

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL

**Análise Teórica e Experimental de Vigas de Alvenaria Estrutural
Sujeitas ao Cisalhamento**

Rafael Dantas Pasquantonio

Dissertação apresentada ao
Departamento de Engenharia Civil da
Universidade Federal de São Carlos
como parte dos requisitos para a
obtenção do título de mestrado em
Estruturas e Construção Civil

Orientador: Prof Dr. Guilherme Aris
Parsekian

Co-Orientador: Prof Dr Jefferson
Sidney Camacho

São Carlos

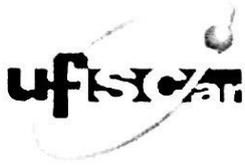
2015

Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da Biblioteca Comunitária UFSCar
Processamento Técnico
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

P284a Pasquantonio, Rafael Dantas
Análise teórica e experimental de vigas de
alvenaria estrutural sujeitas ao cisalhamento /
Rafael Dantas Pasquantonio. -- São Carlos : UFSCar,
2015.
159 p.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de
São Carlos, 2015.

1. Viga. 2. Alvenaria. 3. Alvenaria armada. 4.
Cisalhamento. I. Título.



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

Folha de Aprovação

Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Rafael Dantas Pasquantonio, realizada em 24/02/2015:

Prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian
UFSCar

Prof. Dr. Rolando Ramirez Vjató
Mackenzie

Prof. Dr. Luiz Sérgio Franco
POLI

Entrega o teu caminho ao SENHOR, confia nele, e Ele tudo fará.

Salmos 37.5

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a Deus por me capacitar e permitir a realização dessa pesquisa. Aos meus pais pelo apoio e o carinho.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por me mostrar o caminho, a verdade e a vida nos momentos e situações mais difíceis no decorrer desse trabalho.

Aos meus pais, Reynaldo e Iraide pelo apoio incondicional em toda a minha trajetória de estudos.

Mais uma vez agradeço o meu pai por ter se disponibilizado a executar as vigas e depois nos ensaios propriamente ditos.

Agradeço ao meu irmão Renan, que me auxiliou na parte escrita do meu trabalho fazendo ajustes em algumas imagens que foram utilizadas nesse trabalho.

À minha noiva e amiga Rosaine que me ajudou nas revisões do trabalho e sempre esteve ao meu lado, se mostrando uma companheira de verdade também nos momentos mais difíceis dessa pesquisa.

Ao Hideki, colega de graduação, mas que no decorrer do mestrado se tornou um grande amigo. Agradeço muito por sua ajuda na construção das vigas e nos ensaios.

Ao prof. Dr. Guilherme Aris Parsekian pela sua orientação, dedicação e por ser um exemplo de profissional.

Ao prof. Dr. Jefferson Sidney Camacho pela co-orientação e sugestões pertinentes sobre os ensaios.

Ao Ricardo, técnico do laboratório, pela ajuda no decorrer da pesquisa e pela amizade.

À Bruna, técnica do laboratório, por fornecer os equipamentos necessários para execução dos ensaios.

Ao Ernesto por me ensinar a respeito de como realizar uma boa pesquisa e pela amizade.

Resumo

O presente trabalho busca analisar, dentro de um dos sistemas construtivos que está em ascendência, que é a alvenaria estrutural, um dos elementos estruturais que necessita de uma atenção maior quando comparado com os demais: a viga de alvenaria armada com blocos de concreto. Vigas apresentam carregamento vertical e são submetidas a flexão e cisalhamento, sendo esse último esforço o tema desta pesquisa. Na parte teórica, foram considerados trabalhos anteriores, tanto nacionais quanto internacionais, e as prescrições das normas brasileiras NBR15961-1/2011 e NBR 6118/2014, além das norte-americanas ACI530/2013 e ACI530/2013, a australiana AS3700/2001, a canadense S304.1/2014 e a europeia EuroCode 6.1/2001. Com intuito analisar e validar as especificações da literatura, foi realizado programa experimental de análise de dez vigas de alvenaria com blocos de concreto submetidas principalmente ao esforço cortante. Como conclusão, verificou-se semelhanças no comportamento último das vigas de alvenaria armada com a teoria proveniente das vigas de concreto armado, com algumas particularidades de fissuração na região das juntas de argamassa. Além disso, as especificações estabelecidas pelas normas brasileira e européia levaram a resultados consideravelmente maiores do que os resultados experimentais, enquanto que as presentes nas normas ACI530/2013, AS3700/2001, S304.1/2014 e NBR6118/2014 levam a resultados próximos aos obtidos experimentalmente.

Palavras-chave: viga, alvenaria, alvenaria armada e cisalhamento.

Abstract

This study intends to analyze, in the construction system that is in ascendancy - the structural masonry, an element that demands a special attention comparing to other elements: the reinforced concrete masonry beam. The beams carry vertical loads, with flexure and shear forces. In the theoretical part, the literature review included national and international papers and codes. The assessed codes were the national (NBR15961-1/2011 and NBR 6118/2014) and international (ACI530-13, AS3700/2001, S304/2014 and Eurocode 6.1/2001). The experimental study includes testing of ten (10) concrete block masonry beams, designed to fail due to shear forces. As a conclusion, it can be pointed that concrete masonry beams failure in a similar behavior to concrete beams, except for some particularities such as prior joint cracking. Furthermore, the specification at Brazilian and European standards led to considerably higher results than the experimental results while the specifications at ACI530-13, AS3700/2001, S304/2014 and NBR6118/2014 yielded reasonable predicted values when compared to experimental results.

Keywords: beam, masonry, reinforced masonry and shear

Sumário

1	Introdução.....	1
1.1	Justificativa.....	5
1.2	Objetivos	6
1.3	Metodologia de Trabalho.....	7
1.4	Estrutura do Texto.....	8
2	Comportamento de Vigas Submetidas ao Esforço de Cisalhamento.....	10
2.1	Vigas	10
2.2	Tensão de Cisalhamento	12
2.3	Analogia de Treliça	15
2.4	Comportamento ao Cisalhamento	20
2.5	Mecanismo Resistente ao Cisalhamento	24
3	Estudos Anteriores	28
3.1	Suter e Keller (1976).....	28
3.1.1	Análise Crítica	31
3.2	Landini (2001).....	32
3.2.1	Análise Crítica:.....	38
3.3	Guzman e Lissel (2005).....	39
3.3.1	Análise Crítica:.....	40
3.4	Sarhat e Sherwood (2007).....	40
3.4.1	Análise Crítica	43
4	Dimensionamento.....	45
4.1	Norma Brasileira ABNT NBR15961-1/ 2011	45
4.2	Norma Americana – ACI 530-13.....	49
4.3	Norma Europeia – EuroCode 6-1/2009.....	53
4.4	Norma Australiana – AS3700/2001.....	61
4.5	Norma Canadense S.304.1-2014	65
4.6	Norma Brasileira de Concreto Armado – ABNT NBR6118/2014.....	67
4.6.1	Modelo de Cálculo I.....	67
4.6.2	Modelo de Cálculo II.....	69
5	Programa Experimental - Metodologia.....	72
5.1	Descrição Geral	72
5.1.1	Regra de Nomenclatura	75
5.1.2	Montagem das Vigas	76

5.1.3	Montagem dos Ensaios	84
5.2	Caracterização dos Componentes e Elementos.....	87
6	Programa Experimental - Resultados.....	88
6.1	Análise Geral dos Ensaios.....	88
6.1.1	Fissuração das Vigas	88
6.1.2	Leque de Fissuração	90
6.1.3	Analogia de Treliça	92
6.2	Ruptura das Vigas.....	93
6.2.1	Viga – V15A	93
6.2.2	Viga – V15B.....	97
6.2.3	Viga – V25A	101
6.2.4	Viga – V25B.....	104
6.2.5	Viga – V35B.....	106
6.2.6	Viga – V16A	108
6.2.7	Viga – V16B.....	112
6.2.8	Viga – V26A	116
6.2.9	Viga – V26B.....	119
6.2.10	Resumo das Vigas.....	121
6.3	Análise Teórica dos Resultados Experimentais.....	122
6.3.1	NBR15961-1/2011	122
6.3.2	ACI 530-2013	125
6.3.3	EuroCode 6.1-2001.....	126
6.3.4	Influência do Fator MVd	129
6.3.5	AS3700/2001	130
6.3.6	S304/2014	131
6.3.7	NBR6118/2014	133
6.4	Análise Específica dos Ensaios.....	134
6.4.1	Vigas Idênticas.....	134
6.4.2	Armadura Transversal Diferente	137
6.4.3	Posição de Carga	139
7	Considerações Finais	143
8	Bibliografia	146
9	Apêndice.....	151
9.1	Exemplo de Dimensionamento pela NBR 15961/2011.....	151

9.2	Exemplo de Dimensionamento pela Norma Americana ACI 530-13	152
9.3	Exemplo de Dimensionamento pela Norma Europeia EuroCode 6.1/2001	153
9.4	Exemplo de Dimensionamento pela AS3700/2001	155
9.5	Exemplo de dimensionamento pela norma S304/2014.....	156
9.6	Exemplo de dimensionamento pela NBR 6118/2014	156
9.6.1	Modelo de Cálculo I.....	156
9.6.2	Modelo de Cálculo II.....	157

Índice de Figuras

Figura 1 - Catedral Gótica de Verona	2
Figura 2 - Coliseu de Roma	3
Figura 3 - Catedral de Reims	3
Figura 4 - Edifício Monadnock.....	3
Figura 5- Exemplo de Viga de Alvenaria.....	12
Figura 6 - Círculo de Mohr.....	13
Figura 7 - Vigas Ensaaiadas por Mörsch.....	16
Figura 8 - Treliça Idealizada por Mörsch	17
Figura 9 - Modelo Resistente Global de Vigas de Concreto Armado	19
Figura 10 - Ruptura por Força Cortante	20
Figura 11 – Ruptura Frágil de uma Viga	21
Figura 12 - Ruptura por Força Cortante-Compressão	23
Figura 13 – Ruptura por Força Cortante-Tração	23
Figura 14 - Ruptura por Força Cortante-Flexão	23
Figura 15 - Ruptura por Flexão da Armadura Longitudinal.....	24
Figura 16 - Mecanismo Resistente entre Duas Fissuras Adjacentes.....	27
Figura 17 - Viga 2BL.....	33
Figura 18 - Viga 3BL.....	33
Figura 19 - Planta Baixa.....	72
Figura 20 – Elevação.....	73
Figura 21 - Carregamento Tipo I.....	73
Figura 22 - Carregamento Tipo II.....	74
Figura 23 - Carregamento Tipo III.....	74
Figura 24 – Instrumentação das Vigas	75
Figura 25 - Amarração da Armadura Longitudinal	77
Figura 26 - Amarração da Armadura Longitudinal	77
Figura 27 - Amarração da Armadura Longitudinal	77
Figura 28 - Amarração da Armadura Longitudinal	77
Figura 29 - Armadura Final.....	78
Figura 30 - Execução da Alvenaria e Grauteamento	78
Figura 31 - Execução da Alvenaria e Grauteamento	79
Figura 32 - Execução da Alvenaria e Grauteamento	79
Figura 33 - Execução da Alvenaria e Grauteamento	80
Figura 34 - Execução da Alvenaria e Grauteamento	80
Figura 35 - Execução da Alvenaria e Grauteamento	81
Figura 36 - Execução da Alvenaria e Grauteamento	81
Figura 37 - Execução da Alvenaria e Grauteamento	82
Figura 38 - Montagem do Ensaio	84
Figura 39 - Posicionamento da Viga	85
Figura 40 - Regularização da Superfície	85
Figura 41 - Viga Concluída para o Início do Ensaio.....	86
Figura 42 - Macaco com Célula de Carga Acoplada	86

Figura 43 - Fissuração das Vigas	88
Figura 44 - Leque de Fissuração	90
Figura 45 - Leque de Fissuração	91
Figura 46 - Representação do Leque de Fissuração	91
Figura 47 - Modelo de Treliza em Viga de Alvenaria	92
Figura 48 - Treliza de Ritter-Mörsch	93
Figura 49 - V15B	94
Figura 50 - Estufamento e Fissura na Junta	95
Figura 51 - Fissura na Junta do Bordo Superior da Viga.....	95
Figura 52 - Destacamento na Região próximo da Carga	96
Figura 53 - Ruptura Viga V15B	97
Figura 54 - V15B	98
Figura 55 - Estufamento e Fissura na Junta	98
Figura 56 - Fissura na Junta do Bordo Superior da Viga.....	99
Figura 57 - Destacamento na Região próximo da Carga	100
Figura 58 - Ruptura Viga V15B	101
Figura 59 - Fissuras no Bloco	101
Figura 60 - V26A	102
Figura 61 – Fissuras - V25A.....	102
Figura 62 – Aumento das Fissuras.....	103
Figura 63 – Ruptura por Cisalhamento	104
Figura 64 - V25B	105
Figura 65 – Ruptura por Cisalhamento	106
Figura 66 - V35B	107
Figura 67 - Ruptura V35B	108
Figura 68 - V16A	109
Figura 69 - Estufamento e Fissura na Junta	110
Figura 70 - Destacamento na Região próximo da Carga	111
Figura 71 - Ruptura Viga V16A	112
Figura 72 - V16B	113
Figura 73 - Estufamento e Fissura na Junta	114
Figura 74 - Destacamento na Região próximo da Carga	115
Figura 75 - Ruptura Viga V16B	116
Figura 76 - V26A	117
Figura 77 - Fissuras Cisalhamento-Flexão	118
Figura 78 – Ruptura por Força Cortante-Flexão.....	118
Figura 79 - V26B	119
Figura 80 - Fissuras Cisalhamento-Flexão	120
Figura 81 - Descascamento do Bloco	120
Figura 82 – Ruptura por Força Cortante-Tração	121
Figura 83 – Viga referente ao Carregamento Tipo II.....	151
Figura 84 - Diagrama de Força Cortante(kN)	151
Figura 85 - Diagrama de Momento Fletor (kNcm)	151

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Quantidades de Unidades Habitacionais.....	6
Tabela 2 - Tipos de Ruptura	23
Tabela 3 - Gráfico de <i>ad X vm</i>	29
Tabela 4 - Resumo das Características das Armaduras Utilizadas	34
Tabela 5 – Resultados Obtidos e Teoricamente Esperados	35
Tabela 6 – Resultado dos Ensaios	36
Tabela 7 - Resumo do Método de Cálculo para Viga de Alvenaria Armada	42
Tabela 8 - Resistência Média de Compressão da Argamassa (MPa).....	45
Tabela 9 - Tabela de Coeficientes de Segurança.....	53
Tabela 10 - Tabela de Classificação dos Blocos.....	56
Tabela 11 - Valores de f_{vk0} para cada tipo de argamassa	57
Tabela 12 - Fatores de Redução	63
Tabela 13 - Tensão e Ductilidade da Armadura	64
Tabela 14 - Nomenclatura das Vigas	76
Tabela 15 - Traço de Argamassa	82
Tabela 16 - Traço do Graute.....	83
Tabela 17 - Tabela de Caracterização.....	87
Tabela 18 - Resumo das Ruptura das Vigas.....	122
Tabela 19 - Força Cortante com o fator M/Vd	123
Tabela 20 - Força Cortante sem o fator M/Vd	123
Tabela 21 - Força Cortante pela ACI 530-13.....	125
Tabela 22 - Força Cortante com o fator M/Vd	127
Tabela 23 - Força Cortante sem o fator M/Vd	127
Tabela 24 - Força Cortante pela AS3700/2001	130
Tabela 25 - Força Cortante pela S304.1 - 2014	132
Tabela 26 - Força Cortante pela NBR6118/2014.....	133

Índice de Gráficos

Gráfico 1 - V_m x a/d	30
Gráfico 2 - Comparativo entre os valores de Força Experimental e Teórico	43
Gráfico 3 - Relação entre Força Cortante de Cálculo e o Angulo de Inclinação das Bielas.....	70
Gráfico 4 - Relação entre $V_{rd,II}$ e o Angulo de Inclinação das Bielas.....	71
Gráfico 5 - NBR15961-1/2011 - Com M/Vd - <i>VteóricokNxVexperimental (kN)</i>	124
Gráfico 6 - NBR15961-1/2011 - Sem M/Vd- <i>VteóricokNxVexperimental(kN)</i>	125
Gráfico 7 - ACI 530-2013- <i>VteóricokNxVexperimental(kN)</i>	126
Gráfico 8 - EuroCode 6.1/2001 - Com M/Vd - <i>VteóricokNxVexperimental(kN)</i>	128
Gráfico 9 - EuroCode 6.1/2001 -Sem M/Vd - <i>VteóricokNxVexperimental (kN)</i>	128
Gráfico 10 - <i>Vexperimental (kN)</i> x M/Vd.....	129
Gráfico 11 - AS3700/2001 - <i>VteóricokNxVexperimental(kN)</i>	131
Gráfico 12 – S.304/2014 - <i>VteóricokNxVexperimental(kN)</i>	132
Gráfico 13 - NBR 6118/2014 - <i>VteóricokNxVexperimental (kN)</i>	133
Gráfico 14 – V15A e V15B – Força (kN) x Deslocamento (mm)	134
Gráfico 15 - V25A e V25B - Força (kN) x Deslocamento(mm).....	135
Gráfico 16 - V35A e V35B - Força (kN) x Deslocamento(mm).....	135
Gráfico 17- V16A e V16B - Força (kN) x Deslocamento.....	136
Gráfico 18 - V26A e V26B - Força (kN) x Deslocamento(mm).....	136
Gráfico 19- V15A e V16A - Força (kN) x Deslocamento (mm).....	137
Gráfico 20 - V15B e V16B - Força (kN) x Deslocamento (mm)	138
Gráfico 21 - V25A e V26A - Força (kN) x Deslocamento (mm).....	138
Gráfico 22 - V25B e V26B - Força (kN) x Deslocamento (mm)	139
Gráfico 23 - V15A, V25A e V35A - Força (kN) x Deslocamento (mm)	140
Gráfico 24 - V15B, V25B e V35B - Força (kN) x Deslocamento (mm).....	140
Gráfico 25 - V26A e V26A - Força (kN) x Deslocamento (mm).....	141
Gráfico 26 - V16B e V26B - Força (kN) x Deslocamento (mm)	141

Simbologia

Letras Maiúsculas

$V_{Rd,1}$ – força cortante resistida pela alvenaria;

$V_{Rd,2}$ – força cortante resistida pela armadura transversal;

V_{sd} – força cortante solicitante de cálculo;

A_s – área de aço da armadura transversal

A_{st} – área da seção em que armadura longitudinal está totalmente grauteada dentro da zona de tensão da seção considerada.

A_{sw} – área de aço da armadura transversal;

M_{max} – momento máximo sobre a viga

V_d – força de cisalhamento de cálculo atuando na seção;

V_m – força cortante absorvida pela seção;

V_{max} – força cortante máxima sobre a viga;

Letras Minúsculas

a_v – distância do apoio até a seção considerada no cálculo;

b – largura da seção da viga;

b_w – largura da seção da viga;

d – altura útil da viga;

s – espaçamento da armadura transversal;

f'_{vm} – tensão característica de cisalhamento da alvenaria armada;

f_b – tensão de compressão normal ao bloco;

f_d – tensão de compressão de cálculo da alvenaria na direção do carregamento;

f_{sy} – tensão de escoamento do aço da armadura transversal;

f_{vd} – tensão de cálculo resistente ao cisalhamento;

f_{vd} – tensão de cálculo resistente ao cisalhamento;

f_{vk} – tensão característica resistente ao cisalhamento;

f_{vko} – tensão de resistência ao cisalhamento sem carregamento;

f_{vs} – tensão de cisalhamento de cálculo da armadura de flexão;

f_{yd} – tensão de cálculo de escoamento do aço;

f_{yk} – tensão característica de escoamento do aço;

Letras Gregas

γ_m – coeficiente de segurança da alvenaria;

γ_s – coeficiente de segurança do aço;

σ_d – tensão de cálculo devido à compressão vertical;

\emptyset – fator de segurança;

α – ângulo entre armadura transversal e o eixo da viga, podendo variar entre 45° e 90°.

ρ – taxa de armadura geométrica;

1 Introdução

A alvenaria é um elemento construtivo muito difundido ao redor do mundo, com extensivo histórico de utilização na civilização antiga e moderna. De acordo com Curtin et al (1995), a função da alvenaria moderna era de proteção contra as intempéries e conforto. Porém, no decorrer do tempo, percebeu-se que a sua aplicação poderia ir além. Assim, se iniciou um processo que passou a considerar a alvenaria como parte integrante da estrutura. Contudo, até meados do século passado não se tinha muitos estudos científicos acerca de como dimensionar esse sistema construtivo.

A alvenaria como parte estrutural foi empregada durante muito tempo de maneira empírica. Ramalho e Corrêa (2003) afirmam que, no início, os vãos eram vencidos utilizando peças auxiliares, como vigas de madeira, sobre as quais eram empilhados os blocos.

Com o decorrer dos anos descobriu-se uma maneira de fazer vãos maiores, usando apenas tijolos ou blocos: a utilização de estruturas com elementos em arco. Tais estruturas foram muito utilizadas na época do Império Romano, apesar de sua maior notoriedade ter ocorrido durante o período entre a Idade Média e o Renascimento, com a construção das catedrais góticas.

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

Figura 1 - Catedral Gótica de Verona



Fonte: <http://danbrazil.files.wordpress.com/2009/10/catedral-3.jpg>

Grandes construções como o Coliseio (70 d.C.), a Catedral de Reims (entre 1211 e 1300 d.C.), o Edifício Monadnock (1891) e outras da época, são marcantes da fase empírica das estruturas de alvenaria. Segundo Landini (2001), os primeiros estudos realizados sobre alvenaria estrutural ocorreu entre as décadas de 50-60, com o objetivo de reduzir a espessura dos elementos empregado em estruturas de menor porte e obter uma economia no consumo de concreto e aço.

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

Figura 2 - Coliseu de Roma



Fonte: http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/6/6d/Roma_Coliseo_001.jpg

Figura 3 - Catedral de Reims



Fonte: http://1.bp.blogspot.com/_2raQHCbbU28/SwiXtPouxkI/AAAAAAAAAWw/MVOMCwTk5yc/s400/reims+fran%C3%A7a+s%C3%A9c+XIII.jpg

Figura 4 - Edifício Monadnock



Fonte: <http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/9/9a/Monadnock.jpg>

As primeiras construções no Brasil, de acordo com Ramalho e Corrêa (2003), datam do século XVI, com a chegada dos portugueses em nosso país. Porém, a utilização da alvenaria estrutural como se entende atualmente demorou muito para se estabelecer no Brasil. Parsekian et al. (2012) indica que esta só ocorre a partir da década de 60, com estudos nacionais iniciados nas décadas de 70 e 80.

Além disso, grande parte dos conhecimentos sobre o assunto provém de outros países e inviabilizam a aplicação direta desse acervo, uma vez que alguns processos como mão-de-obra e fabricação das unidades diferem de um local para outro, interferindo no comportamento de elementos de alvenaria como paredes e vigas.

Quanto à elaboração de normas, o Brasil iniciou a regulamentação de sua primeira norma de projeto no ano de 1989, enquanto na Europa, esse processo data de meados do século XX. De acordo com Landini (2001), os autores da norma europeia se preocupavam não somente com a maneira como seria dimensionado, mas também como seriam organizados os elementos que compõem esse sistema construtivo. Já nos Estados Unidos, a primeira norma moderna foi publicada em 1956 como teor não empírico, como em versões anteriores.

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

A norma brasileira NBR10837/1989 abordava a parte de projeto, enquanto a execução da alvenaria estrutural com blocos de concreto era tópico da NBR 8798/1985. Essas duas normas foram substituídas em 2011 pela norma que foi estudada neste trabalho, a **NBR 15961/2011 – Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto**, que unifica em um mesmo texto as especificações de projeto e execução. Além da alteração do nome, a norma foi dividida em duas partes. A primeira aborda apenas conceitos e prescrições de projeto e a segunda trata apenas de execução e controle.

Algo que diferencia a norma brasileira das dos demais países é que somente no Brasil se apresenta uma norma para blocos de concreto e outra para blocos cerâmicos. A norma que trata de blocos cerâmicos é a NBR 15812/2010, que também apresenta a mesma divisão que a NBR 15961/2011.

Segundo a Norma Brasileira ABNT NBR 15961:

“Alvenaria estrutural é aquela construída com blocos vazados de concreto, assentados com argamassa, na qual certas cavidades são preenchidas continuamente com graute contendo armaduras envolvidas o suficiente para absorver os esforços calculados, além daquelas armaduras com finalidade construtiva ou de amarração.”

Segundo Parsekian et al (2012), uma das dificuldades de qualquer sistema estrutural é a de vencer vãos abertos, o que é possível com a construção de vergas e vigas. Este trabalho considera a análise do comportamento de vigas de alvenaria estrutural com blocos de concreto sujeitas a esforços de cisalhamento.

1.1 Justificativa

No Brasil houve um enorme crescimento da utilização de alvenaria estrutural nos últimos anos. Esse método construtivo apresenta uma série de vantagens. Segundo Camacho (2006) alguns benefícios são:

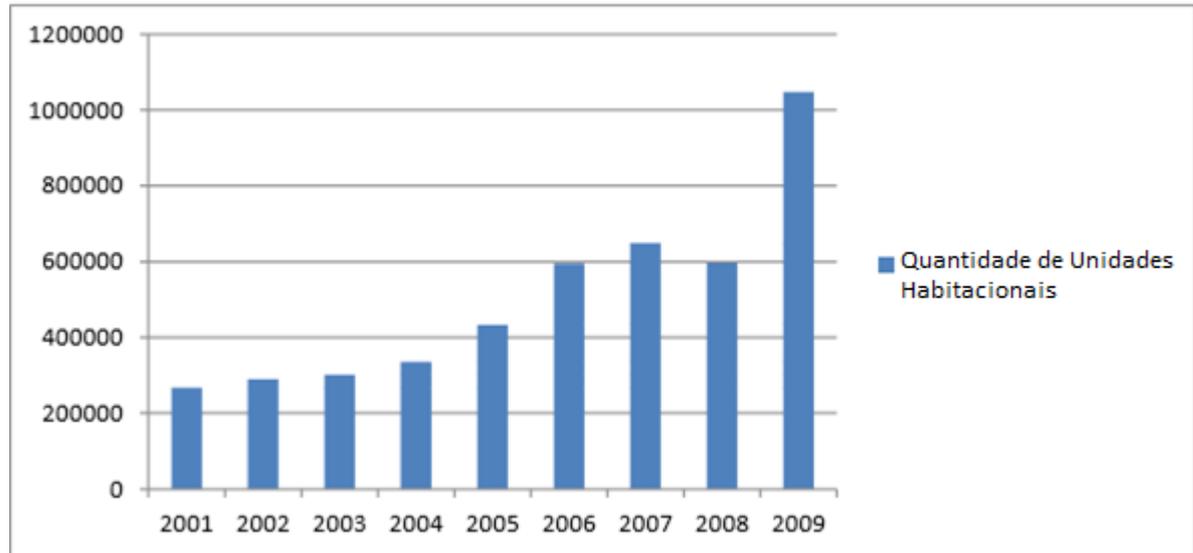
- ✓ *Menor diversidade de materiais empregados:* essa redução se deve ao menor número de subempreiteiras na obra;
- ✓ *Redução da diversidade de mão de obra especializada:* uma vez que apenas a mão-de-obra que irá executar a alvenaria deve receber treinamento;
- ✓ *Maior rapidez de execução;*
- ✓ *Robustez estrutural;* maior resistência à danos patológicos e uma maior reserva de segurança frente a ruínas parciais.

No mercado da construção civil, o principal sistema construtivo pertinente à construção de residências é o de alvenaria estrutural e isso se deve às vantagens apresentada no paragrafo anterior. No entanto, o aprimoramento da tecnologia para construções habitacionais não acompanha o aprimoramento de construções pesadas, como relata Oliveira Junior (1992), uma vez que as construções pesadas recebem um investimento maior que as construções habitacionais.

Apesar disso, percebe-se hoje que as construções habitacionais têm alcançado maior importância no mercado da construção civil. E em meio a esse crescimento da habitação (ver tabela 1), a alvenaria estrutural tem sido pioneira. Sendo assim, é plenamente justificável estudos aprofundados a respeito das considerações e métodos de dimensionamento apresentados pelas normas que abordam alvenaria estrutural.

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

Tabela 1 - Quantidades de Unidades Habitacionais



Fonte: CAIXA/VIGOV/SUDES/GEIPA

Com o avanço dos conceitos aplicados a execução, controle e produção dos diversos elementos que constituem esse sistema construtivo, é importante o aprofundamento do entendimento do comportamento e dos critérios de dimensionamento desses elementos.

Com base nos estudos de vários autores, fica evidente a necessidade de pesquisas a respeito do comportamento de vigas de alvenaria. Assim, este trabalho busca contribuir para ampliação do conhecimento acerca de vigas de alvenaria estrutural com blocos de concreto submetidas ao esforço de cisalhamento, tópico que apresenta algumas lacunas no conhecimento construído até o presente momento.

1.2 Objetivos

O objetivo deste trabalho é realizar um estudo teórico e experimental de análise do comportamento de vigas de alvenaria estrutural de blocos de concreto quando submetidas ao esforço cortante.

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

Através de análise experimental de 10 (dez) vigas de alvenaria estrutural, com variação na taxa de armadura transversal e na posição do carregamento, objetiva-se avaliar a influência da relação a/d e taxa armadura transversal na resistência ao cisalhamento.

Além disso, este trabalho objetiva comparar as prescrições previstas nas normas internacionais com as das normas brasileiras no que tange ao cisalhamento em vigas de alvenaria, com a intenção de se verificar semelhanças e diferenças entre os parâmetros adotados por cada norma, além de verificar a validade das prescrições de cada norma através dos resultados do programa experimental.

1.3 Metodologia de Trabalho

A metodologia deste trabalho pode ser percebida através das seguintes etapas:

- I. Revisão bibliográfica dos conceitos pertinentes ao tema da dissertação como, por exemplo, tensão de cisalhamento, analogia de treliça, comportamento de vigas, entre outros;
- II. Revisão bibliográfica de normas e textos técnicos nacionais e internacionais, identificando os principais critérios de dimensionamento;
- III. Análise teórica comparando a prescrição das normas nacionais (NBR 15961-1/2011 e NBR6118/2014) e internacionais (ACI 530-13, AS 3700-2001, EuroCode 6-1/2001, e CSA 304-1/2014) que serão abordadas neste trabalho;
- IV. Análise experimental de dez vigas sujeitas ao cisalhamento. O ensaio dessas vigas foi realizado no Laboratório de Sistemas Estruturais

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

(LSE) na Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) no campus São Carlos – SP;

- V. Análise de dados comparando os resultados obtidos nos ensaios com os valores alcançados no dimensionamento por cada norma e avaliação dos limites de aplicação da teoria de vigas de concreto armado para vigas de alvenaria estrutural de blocos de concreto.

1.4 Estrutura do Texto

O CAPÍTULO UM apresenta três tópicos: *introdução*, *justificativa* e *objetivo*. Na *introdução* foi apresentado um breve contexto histórico do início da utilização da alvenaria até os dias de hoje. Já no item *justificativa*, foram apresentadas as razões de abordagem e estudo desse tema. Em *objetivos* apresenta-se o que efetivamente será estudado nessa pesquisa.

O CAPÍTULO DOIS discorre sobre a revisão bibliográfica, sobre o comportamento de vigas submetidas ao esforço de cisalhamento, e consta de seis tópicos que são: *vigas*, *tensão de cisalhamento*, *analogia de treliças*, *comportamento ao cisalhamento* e *mecanismos resistentes ao cisalhamento*.

No CAPÍTULO TRÊS é feito um resumo de pesquisas nacionais e internacionais específicas para o caso de vigas em alvenaria, incluindo uma análise crítica do que foi pesquisado por cada autor.

O CAPÍTULO QUATRO apresenta os parâmetros de dimensionamento de duas normas nacionais (NBR15961-1/2011 e NBR6118/2014) e quatro internacionais (ACI530-13, EuroCode6.1/2001, AS3700/2001 e S304/2014).

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

O CAPÍTULO CINCO apresenta a metodologia do ensaio, descrevendo a quantidade de material utilizado, a posição das armaduras, a execução da amarração e procedimento aplicado para realização dos ensaios.

O CAPÍTULO SEIS apresenta os resultados e análises gerais e específicas dos ensaios. Nesse capítulo é apresentado também um comparativo dos resultados experimentais com os resultados prescritos por cada norma apresentada no capítulo quatro.

O CAPÍTULO SETE apresenta as considerações finais do trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

O CAPÍTULO OITO traz a bibliografia que foi aplicada nesse trabalho. Apresenta ainda um apêndice no qual inclui-se o cálculo de uma viga de alvenaria por cada norma estudada durante esta pesquisa.

2 Comportamento de Vigas Submetidas ao Esforço de Cisalhamento

Neste capítulo são apresentados os principais conceitos referente ao comportamento de vigas. Dessa maneira é possível fundamentar detalhadamente os critérios de dimensionamento.

2.1 Vigas

Segundo Sarhat e Sherwood (2011), as vigas de alvenaria são elementos estruturais que são utilizados para vencer vãos sobre aberturas em paredes como, por exemplo, portas e janelas. Essas vigas podem ser construídas com os mesmos blocos que são utilizados na construção de paredes e em outras situações pode se utilizar blocos canaletas em formato de seção transversal U. Segundo Ring et al (2012), a utilização de blocos canaleta na primeira fiada sobre a abertura tem o objetivo de criar um “vazio” contínuo onde é possível posicionar a armadura longitudinal.

Quanto aos esforços que esses elementos devem resistir, Fusco (2008) afirma que as vigas são dimensionadas com intuito de resistir à flexão e ao esforço cortante gerado pelas cargas sobre a estrutura. Na ABNT NBR 15961-1, o item 3.14 define viga como sendo um elemento linear que resiste predominantemente à flexão e cujo vão seja maior ou igual a três vezes a altura da seção transversal.

Quanto à presença de armadura longitudinal, podemos classificar as vigas de alvenaria em não armada e armada. As vigas não armadas são aquelas em que não

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

há armadura longitudinal na região tracionada da viga. Com isso, o esforço de tração é resistido apenas pelo bloco de alvenaria.

No entanto, diversos estudos mostram que os blocos de alvenaria não resistem de maneira satisfatória a esforços de tração. Parsekian et al (2012) infere que a resistência à tração da alvenaria resulta em uma parte muito pequena da resistência à compressão desta. Devido a essa constatação, é necessário o uso de armadura na região tracionada para resistir aos esforços de tração gerados. A essa união do bloco de alvenaria com a armadura longitudinal dá-se o nome de viga de alvenaria armada.

Como dito anteriormente, a resistência de tração é uma parcela pequena da resistência à compressão da alvenaria. Com isso nota-se uma semelhança com o concreto, cuja principal demanda é resistir a esforços de compressão. Assim, Landini (2001) informa que o comportamento apresentado ao esforço cortante de uma viga de alvenaria armada pode se assemelhar, e muito, ao de uma viga de concreto armado. Outros autores inferem a respeito dessa comparação como Fereig (1994), que além de concluir o mesmo que Landini, informa que a existência de força cortante causa uma ruptura antecipada e frágil.

A figura 5 ilustra um exemplo de viga de alvenaria. Um ponto interessante na utilização de vigas em alvenaria no exemplo apresentado é que a edificação apresenta uma maior uniformidade entre os elementos que a compõem e, com isso, a viga passa despercebida quando trata-se da estética da construção, porém sem negligenciar a sua função estrutural.

Figura 5- Exemplo de Viga de Alvenaria



Fonte: Cortesia Eng. Rodrigo Piernas Andolfato (2012)

2.2 Tensão de Cisalhamento

Neste tópico é apresentada a explicação à respeito das tensões de cisalhamento sobre vigas. Antes de tratar dos esforços de cisalhamento, é importante revisar alguns conceitos provenientes da resistência dos materiais.

De acordo com Hibbeler (2004), força de cisalhamento é uma força externa paralela ao plano da seção transversal que gera o deslizamento de uma seção sobre a outra. Partindo da seção transversal e da força externa, é possível calcular a tensão de cisalhamento, definida como a intensidade de força que atua por unidade de área.

Ainda com base nos conceitos da resistência dos materiais, é possível encontrar o valor limite de resistência da tensão de cisalhamento através de alguns métodos analíticos como critério de Tresca, Rankine, Mohr, entre outros. Com intuito apenas de exemplificar a forma como é obtido valor da tensão limite de cisalhamento, foi adotado, nesta dissertação, o critério do Círculo de Mohr.

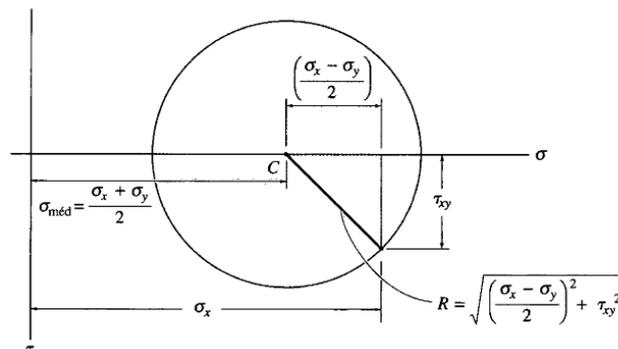
CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

De acordo com Hibbeler (2004), ao estabelecer eixos coordenados em que as tensões normais serão orientadas como positivas para direita e as tensões tangenciais, positivas para baixo, a equação de tensões tem a seguinte representação:

$$(\sigma_x - \sigma_{\text{méd}})^2 + \tau_{xy}^2 = R^2 \quad (2.2.1)$$

Vale ressaltar que essa equação apresenta esses valores constantes a partir de um elemento específico.

Figura 6 - Círculo de Mohr



Fonte: Hibbeler (2004)

Com base no Círculo de Mohr (figura 6), é possível determinar as tensões principais de uma seção qualquer. Essas tensões principais são os valores máximo e mínimo que um determinado ponto da seção apresenta quando se tem o valor da tensão tangencial igual a zero. Esses valores são determinados pelas equações abaixo:

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

$$\sigma_1 = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right) - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (2.2.2)$$

$$\sigma_2 = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right) + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (2.2.3)$$

Além disso, é possível determinar a inclinação α onde esse plano de tensão atua e o valor é obtido através da equação 2.2.4:

$$\operatorname{tg}2\alpha = \frac{2 \cdot \tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (2.2.4)$$

Os planos para a tensão de cisalhamento máximo, segundo Hibbeler (2004), são determinados orientando-se um elemento a 45° da posição do elemento que define os planos da tensão principal.

Analisando a figura 6, é possível concluir que a tensão de cisalhamento no plano tem seu valor máximo numericamente igual ao raio da circunferência do círculo de Mohr.

O dimensionamento de vigas de concreto armado segue os conceitos da resistência dos materiais. Porém, além dos conceitos apresentados é necessário considerar parâmetros como a propriedade do material e também sua fissuração.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2010), no caso de vigas é plausível fazer algumas simplificações nas equações acima. Essas simplificações são as seguintes:

1. $\sigma_y = 0$, isso se deve ao fato de que esse valor se torna desprezível quando há atuação de cargas externas de alta intensidade;
2. Na linha neutra e abaixo, o concreto não contribui para resistência à tração, que é equilibrada apenas pela armadura longitudinal e, portanto, $\sigma_x = 0$.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Com essas duas considerações, as equações apresentam a seguinte configuração:

$$\sigma_1 = -\sqrt{\tau_{xy}^2} \rightarrow -\tau \quad (2.2.5)$$

$$\sigma_2 = +\sqrt{\tau_{xy}^2} \rightarrow +\tau \quad (2.2.6)$$

$$\operatorname{tg}2\alpha = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} = \infty \rightarrow 2\alpha = 90^\circ \rightarrow \alpha = 45^\circ \quad (2.2.7)$$

Com base nos conceitos apresentados se tiram as seguintes conclusões, segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2010):

- Na linha neutra as tensões principais estão inclinadas 45 graus em relação ao eixo da viga e são iguais, em intensidade, as tensões tangenciais;
- As fissuras de tração são perpendiculares à direção da tensão de σ_1 ;
- As tensões principais de tração (σ_1) devem ser resistidas por uma armadura de cisalhamento que atravesse a fissura;
- As tensões principais de compressão (σ_2) devem ser resistidas pela parte comprimida do concreto que está localizado entre as fissuras.

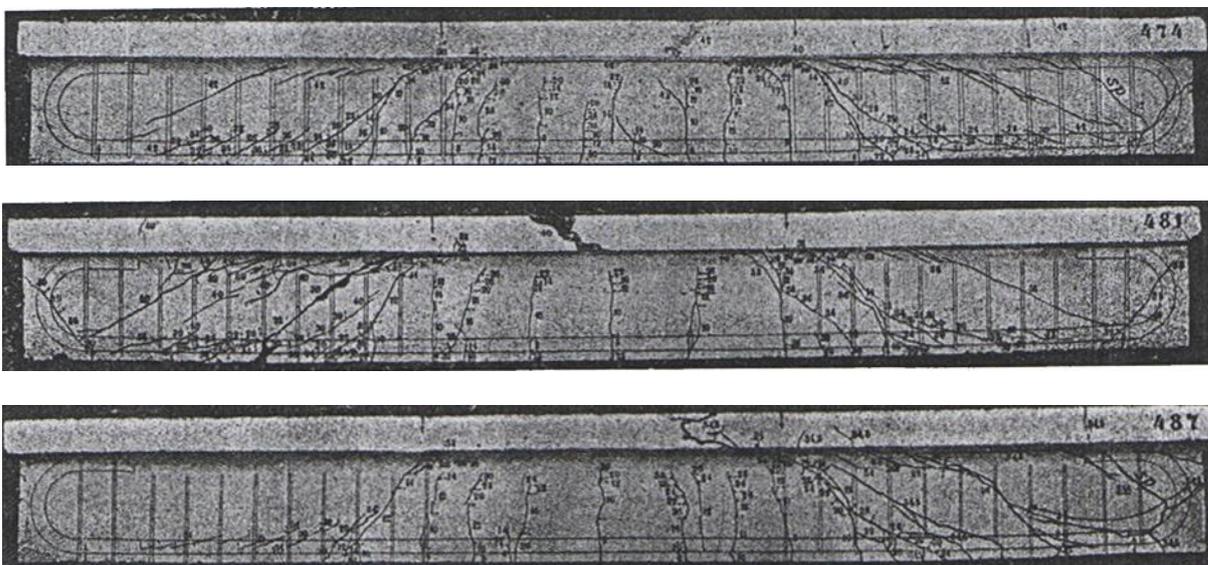
2.3 Analogia de Treliça

A fim de viabilizar o dimensionamento e detalhamento de uma estrutura, em muito dos casos é feita uma simplificação do modelo real. E quando se trata do dimensionamento de vigas isso não é diferente. Segundo Fusco (1995), em casos de peças que são submetidas a momentos fletores e forças cortantes é, admitido um modelo de treliça plana.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esse modelo de treliça plana adotado foi idealizado por W. Ritter e E. Mörsch e foi observada experimentalmente por Mörsch no ano de 1948. Através desse trabalho, Mörsch analisou o comportamento das fissuras que as vigas de concreto armado apresentam para um determinado carregamento. Com o resultado desses estudos, Mörsch notou que a trajetória das fissuras torna a viga de concreto armado semelhante a uma treliça. Essa verificação fica evidente na figura 7:

Figura 7 - Vigas Ensaçadas por Mörsch



Fonte: Mörsch (1948)

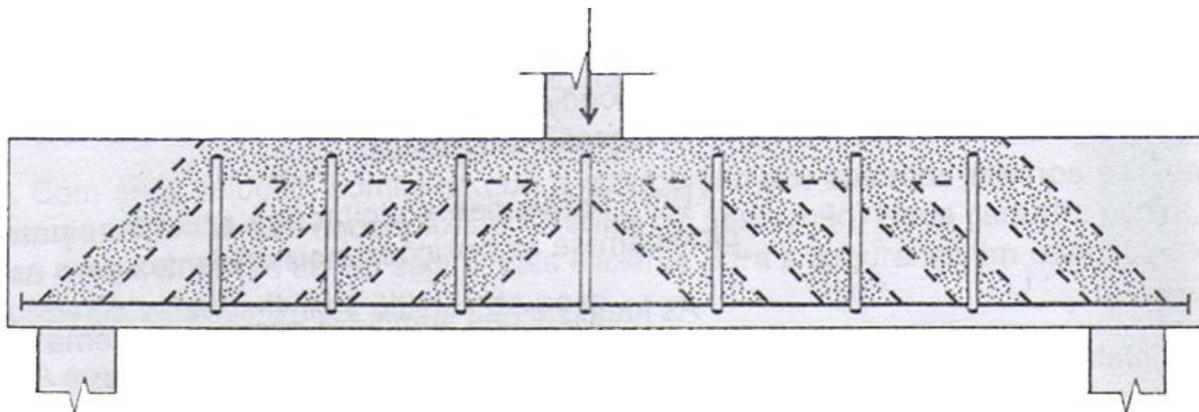
A essa teoria foi dada o nome de **Analogia de Treliça** de Ritter-Mörsch. Esse nome provém da maneira como a viga se apresenta no estágio II (fissurada). Foi observado que o conjunto formado pela armadura transversal e a parte não fissurada do concreto se assemelha a uma treliça.

A partir dessas fissuras é possível observar os banzos paralelos ao eixo da viga, sendo o banzo superior comprimido constituído de concreto e o banzo inferior tracionado correspondente à armadura longitudinal. As diagonais tracionadas são constituídas por armaduras transversais colocada com inclinação α variando entre

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

45° e 90° com a horizontal e diagonal comprimida a 45°. A diagonal comprimidas é constituída de uma biela de concreto. A figura 8 mostra essa modelo.

Figura 8 - Treliça Idealizada por Mörsh



Fonte: Fusco (2008)

Segundo Mörsh (1948) e analisando a figura 8, as hipóteses que são levantadas para dimensionar as vigas ao esforço de cisalhamento são as seguintes:

1. A treliça tem banzos paralelos.
2. As bielas diagonais de compressão têm a inclinação de 45° em relação ao eixo longitudinal da peça.
3. Banzo comprimido inclinado nos apoios.
4. Treliça isostática.
5. Armadura de cisalhamento com inclinação entre 45° e 90°.

Neste modelo se observa a viga no estágio II com presença de fissuras no concreto da viga. Essas fissuras surgem, de acordo com o Fusco (1995), porque o valor da tensão principal (σ_1) atinge o valor de resistência à tração do concreto e a cada aumento de carregamento essas fissuras se propagam e formam novas fissuras.

Pesquisas e estudos realizados sobre analogia de treliça demonstram que as hipóteses acima citadas levam a um dimensionamento exagerado da armadura transversal, por conta da simplificação do modelo real de viga. Segundo Carvalho e

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

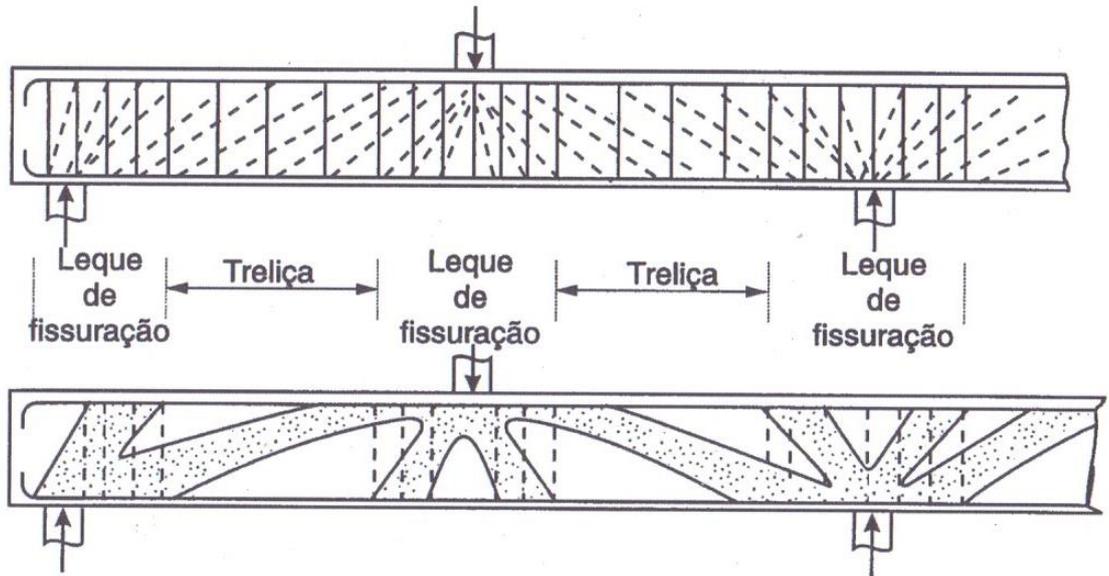
Figueiredo Filho (2010), as razões pelas quais há esse aumento da armadura é por não se considerar os seguintes fatores:

- a) Treliça é hiperestática. Com isso, os nós não podem ser considerados articulações perfeitas;
- b) Nas regiões mais solicitadas pela força cortante, as bielas apresentam inclinação menor que os 45° ;
- c) Devido à flexão, uma parcela do esforço cortante é absorvida na zona de concreto comprimido;
- d) Banzo superior é inclinado;
- e) Bielas de concreto estão parcialmente engastadas e são mais rígidas que os montantes e diagonais tracionadas;
- f) A taxa de armadura longitudinal influencia no esforço da armadura transversal.

Quanto ao engastamento das bielas ao banzo comprimido, Santos (2006) corrobora sua existência e, dessa forma, contraria a teoria no que diz respeito às ligações de treliças. Assim, infere que as bielas podem atuar resistindo a esforços de flexão e aliviando as diagonais tracionadas.

Quanto à distribuição dos esforços cortante até os apoios, foi verificado por Fusco (2008) que a trajetória próxima dos apoios não obedece à inclinação proposta pelo método das treliças. Essa distribuição é feita de duas maneiras distintas, como é possível observar na figura 9.

Figura 9 - Modelo Resistente Global de Vigas de Concreto Armado



Fonte: Fusco (2008)

Na figura 9 se observa que a força concentrada sobre a viga se distribui em forma de leque próximo aos apoios e onde é aplicado o carregamento e entre esses dois pontos, se verifica o comportamento de treliça. Devido a esse comportamento próximo dos apoios, Fusco (2008) afirma que essa distribuição pode afetar sensivelmente a determinação de armadura transversal.

Ao se considerar as hipóteses acima, certamente o modelo de dimensionamento leva a resultado mais preciso do que o proposto pela Analogia Clássica. No entanto, de acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2010), ao se aplicar todas as hipóteses, o modelo matemático que se encontraria dificultaria o dimensionamento da armadura transversal e devido a essa dificuldade é que se aplica ainda o modelo clássico de treliça.

2.4 Comportamento ao Cisalhamento

A importância de se dimensionar vigas ao cisalhamento, segundo Fereig (1994), é devido a sua forma de ruptura que ocorre em geral de maneira frágil, ou seja, a ruptura ocorre de maneira repentina sem haver escoamento do material. A figura 10 ilustra a ruptura da viga por força cortante, com tração diagonal. É possível observar que a armadura do bordo inferior (armadura de flexão) é que impede a queda da viga.

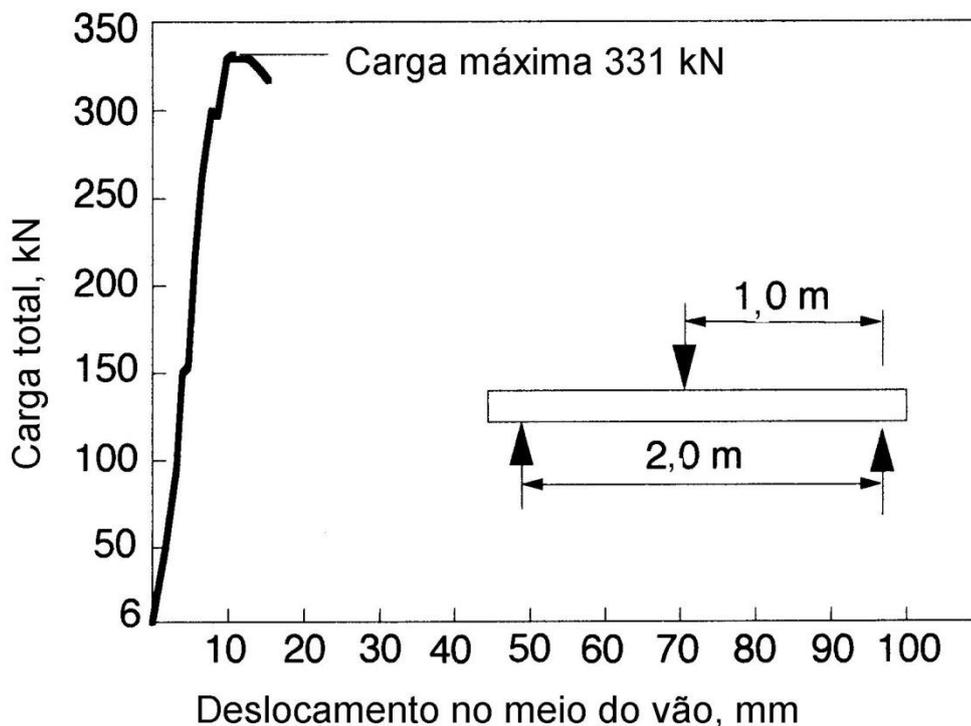
Figura 10 - Ruptura por Força Cortante



Fonte: http://www.dec.ufcg.edu.br/miltoncf/fotos/Foto_30.bmp

A ruptura frágil foi também comprovada por outros autores, como mostra a figura 11

Figura 11 – Ruptura Frágil de uma Viga



Fonte: Neis e Loeffler (1983)

Quanto ao cisalhamento, é possível classificar as vigas em: vigas não fissuradas e vigas fissuradas que, por sua vez, se dividem em vigas sem estribos transversais e vigas com estribos transversais.

No caso de vigas sem armadura transversal, o dimensionamento a esforço de cisalhamento é ainda mais importante e, de acordo com Sarhat e Sherwood (2011), é relevante porque através desse dimensionamento é que se determinará o limite de carregamento sobre essa viga.

Quanto ao comportamento em função das fissuras, é possível distingui-las quanto à presença ou não de armaduras transversais. Em casos da ausência da armadura transversal ou em casos em que seu espaçamento seja exagerado, Fusco (2008) indica que a resistência ao cisalhamento ocorre pela resistência à tração do material. Nesses casos, o caminho das fissuras, de acordo com Landini (2001), se

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

inicia no bordo inferior da viga até o bordo superior com uma inclinação em torno de 45°, conforme verificado por Mörsch. Nessa situação, as fissuras são provenientes do esforço de cisalhamento e são chamadas fissuras inclinadas. Devido a essa nomenclatura, a ruptura por cisalhamento é também chamada de ruptura por tração diagonal.

Em casos onde a armadura transversal foi posicionada de maneira correta, também pode ocorrer ruptura por cisalhamento. Em tais situações, é possível que tal ruptura aconteça de quatro maneiras distintas que são explicadas, de acordo com Fusco (2008), da seguinte forma:

- I. Ruptura por Força Cortante-Compressão (RFCC): essa ruptura ocorre em situações onde há ruptura das bielas diagonais de concreto;
- II. Ruptura por Força Cortante-Tração (RFCT); essa ruptura ocorre quando a resistência da armadura transversal é superada pela força cortante de cálculo, desta maneira ocorre a ruptura por tração;
- III. Ruptura por Força Cortante-Flexão (RFCE); essa ruptura provém da interação entre força cortante e momento fletor nas proximidades de cargas concentradas. Nesses casos, ocorre o que é denominado de estado múltiplo de tensões, onde há um grande aumento das tensões locais de compressão acarretando em um cisalhamento local no banzo comprimido;
- IV. Ruptura por Flexão da Armadura Longitudinal (RFAL); essa ruptura ocorre quando as bielas diagonais de concreto que estão apoiadas no banzo tracionado (armadura longitudinal) ocasionam altas tensões de flexão nessas armaduras.

A tabela 2 indica origem de cada ruptura e como evitar-las.

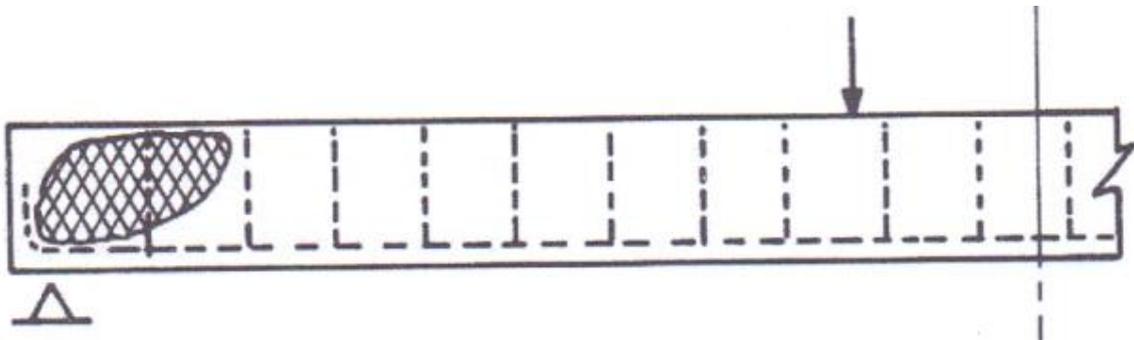
Tabela 2 - Tipos de Ruptura

Tipo de Ruptura	Elemento Solicitado	Solução
<i>RFCC</i>	Bielas Diagonais de Concreto	Limitar tensão tangencial atuante
<i>RFCT</i>	Armadura Transversal	Aumentar quantidade de armadura
<i>RFCF</i>	Interação Cortante e Momento Fletor	Evitar altas cargas concentradas
<i>RFAL</i>	Armadura Longitudinal	Aumentar quantidade de armadura

Fonte: Dados do Autor (2015)

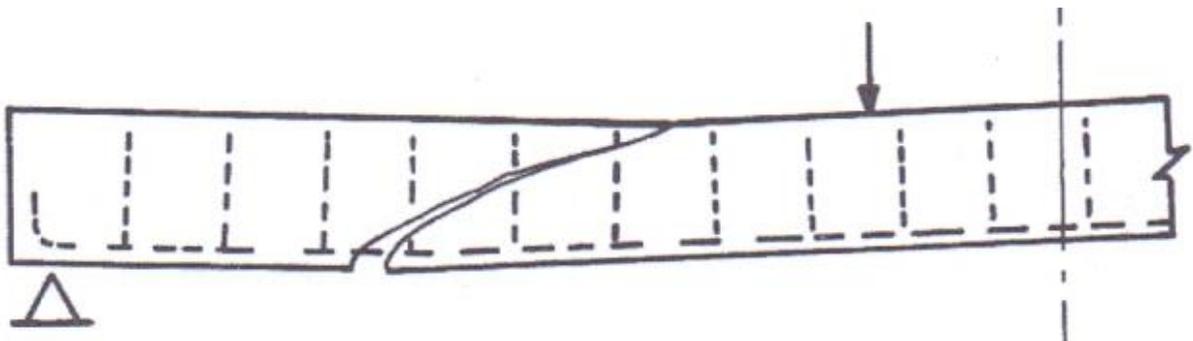
As figuras de 12 a 15 representam as rupturas da tabela 2. Vale ressaltar que as fissuras representadas nas figuras podem ocorrer de maneira simultânea nas vigas. Entretanto, a sua ruptura será apenas de uma forma.

Figura 12 - Ruptura por Força Cortante-Compressão



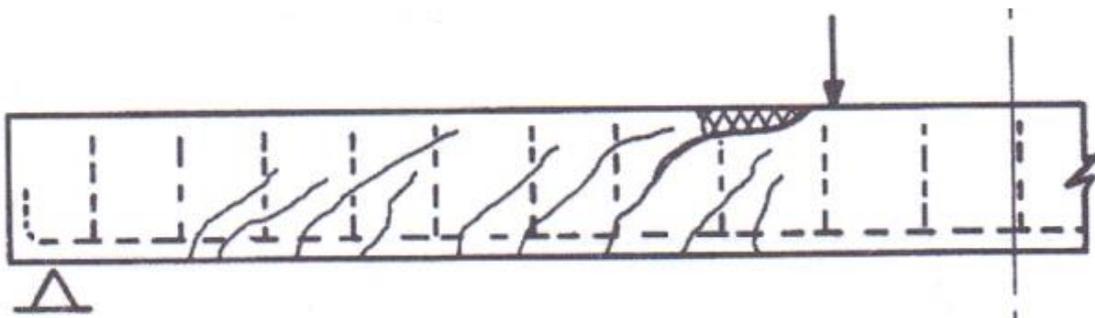
Fonte: Fusco (2008)

Figura 13 – Ruptura por Força Cortante-Tração



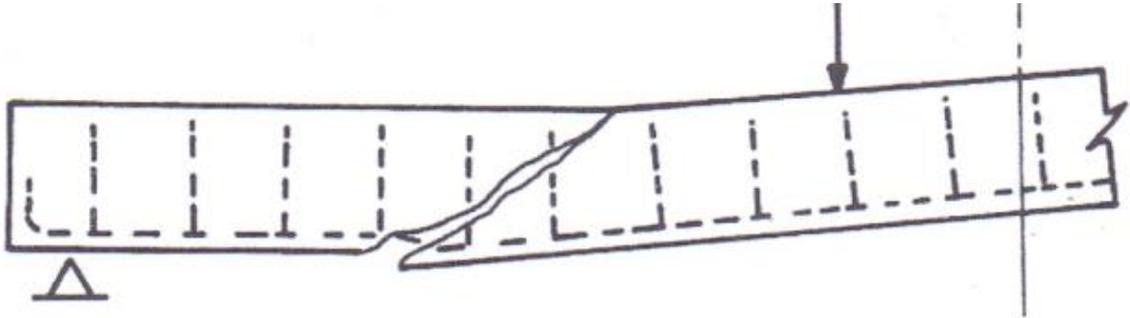
Fonte: Fusco (2008)

Figura 14 - Ruptura por Força Cortante-Flexão



Fonte: Fusco (2008)

Figura 15 - Ruptura por Flexão da Armadura Longitudinal



Fonte: Fusco(2008)

2.5 Mecanismo Resistente ao Cisalhamento

Entender os mecanismos resistentes ao cisalhamento permite tomar precauções de modo a assegurar que as peças de concreto não romperão no ELU (Estado Limite Último) devido a forças cortantes. Segundo Fusco (2008), para peças em que a força cortante não apresenta valores elevados, é possível realizar o dimensionamento considerando apenas o efeito de flexão pura.

A maneira como se propaga a fissuração das vigas de concreto e alvenaria é muito semelhante, uma vez que estas são perpendiculares ao eixo da peça e o início da propagação é a partir do banzo tracionado.

A resistência ao cisalhamento de peças fissuradas por flexão simples pode ser obtida de duas maneiras distintas, que são denominadas cooperação máxima e mínima do concreto entre fissuras.

Cooperação máxima do concreto entre fissuras se define como o mecanismo onde os esforços são absorvidos pelo material por três mecanismos diferentes que são:

1. V_1 – parcela transmitida pelo banzo comprimido da peça;

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2. V_2 – parcela transmitida através da fissura de flexão;
3. V_3 – parcela transmitida através da fissura de flexão por meio da armadura longitudinal (efeito pino).

Esse modelo é adotado a partir do mecanismo de viga até o instante em que se instala o mecanismo de treliça, pois através desse mecanismo (treliça) é que as tensões diagonais de tração permitem a resistência da peça.

As fissuras formam superfícies bem irregulares e por meio dessas irregularidades é que ocorre a transmissão de esforços em virtude do engrenamento dos grãos do agregado graúdo. Fusco (2008) afirma que por meio desse engrenamento é possível transmitir forças oblíquas através das fissuras.

O efeito pino permite ampliar a área de concreto que colabora para a transmissão de força cortante por tensões oblíquas de tração, devido ao fato de que o aço tem uma rigidez maior que o concreto. A contribuição à resistência da peça está relacionada com a qualidade do concreto que envolve a armadura de flexão, uma vez que a eficiência é influenciada pelo cobrimento da armadura longitudinal.

O modelo de cooperação mínima do concreto entre fissuras, de acordo com Fusco (2008), foi admitido desde os primórdios do concreto armado. Consiste na transmissão completa da força cortante através do banzo comprimido. Além disso, há a consideração de que duas fissuras adjacentes formam um consolo engastado no banzo comprimido. Por meio desse engastamento é permitido que haja variação da força de tração na armadura longitudinal ao longo de sua extensão.

O modelo de cooperação mínima do concreto admite a existência do mecanismo de treliça até a ruptura do elemento, ou seja, após a formação de fissura crítica. A diferença entre os mecanismos se verifica na forma de equilíbrio das forças

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

onde a força cortante é equilibrada pela componente transversal da resultante de tensões do banzo comprimido da viga.

Vale ressaltar que as bielas diagonais de concreto se apoiam efetivamente sobre a armadura longitudinal da peça fletida, conforme verificado por Fusco (1995).

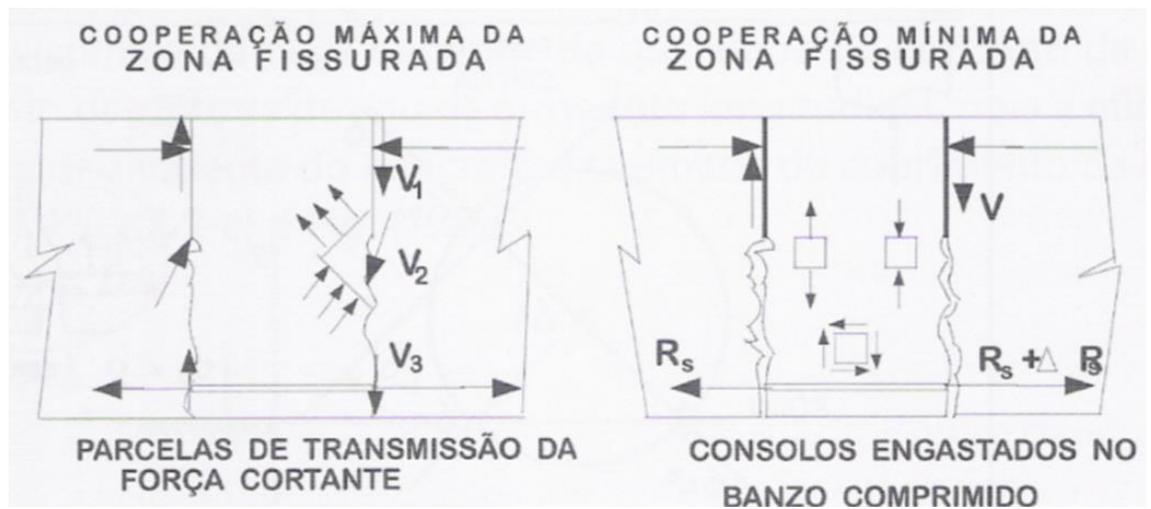
Em situações onde a viga não apresenta muitas fissuras à flexão, observa-se que o concreto é suficientemente resistente para transmitir as tensões de tração e, por essa razão, caso exista alguma armadura transversal, esta pode estar comprimida.

Em situações onde há um aumento do cisalhamento até o instante em que se iguala e ultrapassa as tensões diagonais de tração do concreto, ocorre a ruptura deste. E, por consequência, as fissuras não serão mais perpendiculares à peça, ocorrendo, a partir disso, as fissuras diagonais críticas.

Segundo Fusco (2008), as máximas forças cortantes ocorrem junto aos apoios das peças estruturais, em regiões em que geralmente se tem as ancoragens da armadura de flexão.

A figura 16 representa como ocorre a contribuição de cada mecanismo resistente ao cisalhamento.

Figura 16 - Mecanismo Resistente entre Duas Fissuras Adjacentes



Fonte: Fusco(2008).

3 Estudos Anteriores

Nesse capítulo é feito um resumo de pesquisas nacionais e internacionais e ao fim de cada pesquisa, uma análise crítica do que foi pesquisado por cada autor.

3.1 Suter e Keller (1976)

No ano de 1976, na Universidade de Carleton, os pesquisadores Suter e Keller desenvolveram um estudo sobre esforço de cisalhamento em vigas de alvenaria estrutural e as implicações da norma canadense nesses estudos.

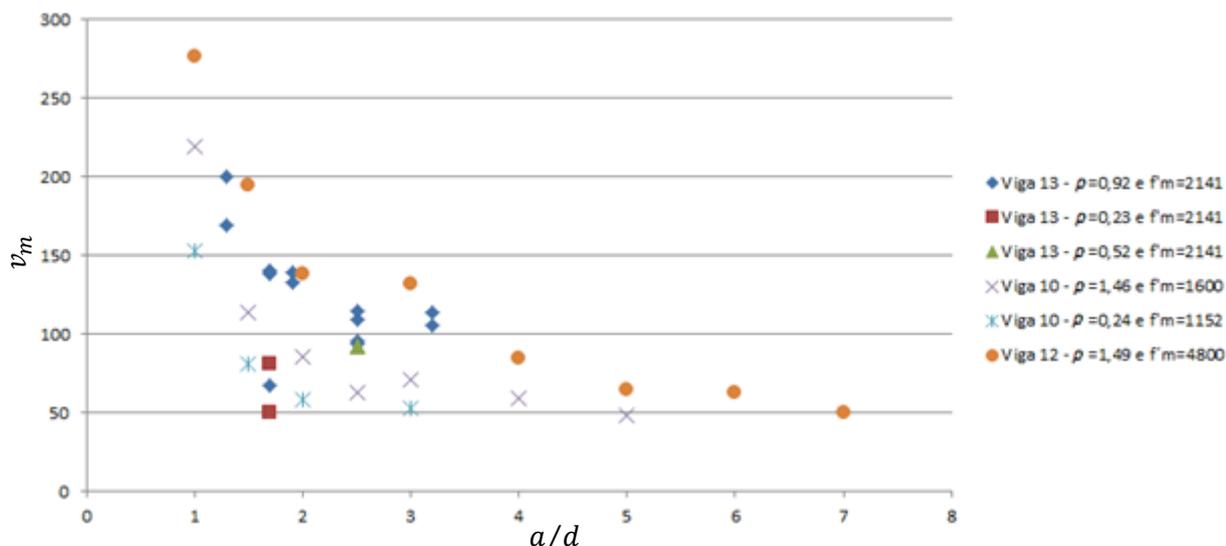
O limite especificado de tensão para vigas de alvenaria armada pela norma vigente na época era de $0,7 * \sqrt{f'_m} \leq 50\text{psi}$ (0,34MPa), e o questionamento feito por eles era com relação à suficiência ou não de apenas multiplicar a tensão atuante por um fator e com isso alcançar o valor de estado limite da seção. Alguns autores asseguram a utilização desse fator por considerarem três parâmetros conhecidos da área de concreto armado. Os parâmetros listados por esses autores são:

1. Relação da vão de cisalhamento (a), (distância entre o apoio e o ponto de aplicação da carga, e altura útil da viga (d) - a/d);
2. Taxa de armadura longitudinal – ρ ;
3. Resistência compressão do bloco de alvenaria - f'_m ;

O objetivo do trabalho era verificar a aplicabilidade desses parâmetros e propor alguns critérios de dimensionamento para a norma canadense.

Os autores realizaram diversos ensaios em vigas de alvenaria variando alguns parâmetros, alguns desses mostrados na tabela 3:

Tabela 3 - Gráfico de a/d X v_m



Fonte: adaptado de Suter e Keller (1976)

Da análise dos gráficos apresentados nesse artigo, os autores chegaram as seguintes conclusões:

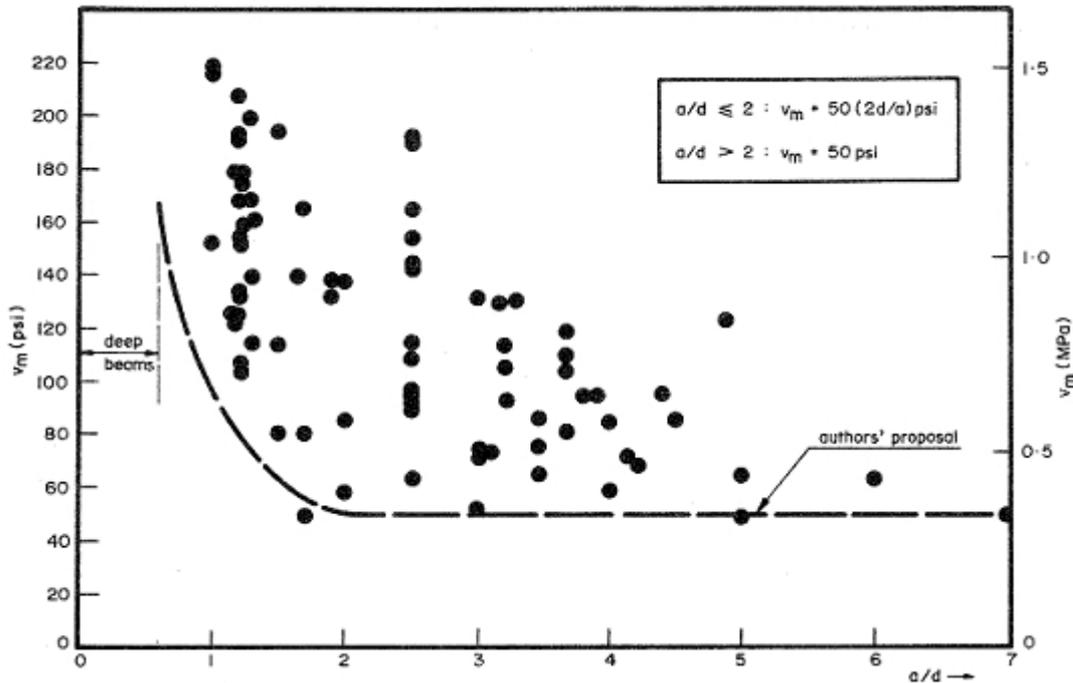
- O valor de V_m aumenta com a redução dos valores de a/d . No entanto, esse crescimento não é rápido o suficiente para relação baixa de valores de a/d e os valores considerados nesse critério são validos para relações menores que 2;
- Existe aumento do valor de V_m para valores menores de a/d ;
- O efeito da taxa de armadura longitudinal no valor de V_m é considerável. Ainda assim, a influência é menor em comparação a influencia da relação a/d .

De maneira geral, os autores consideram que o dimensionamento para tensões de cisalhamento em vigas de alvenaria apresentam uma equivalência com o dimensionamento ao esforço cortante de vigas de concreto. Entretanto, o autor infere que os valores baixos de a/d não são significantes o bastante e que o efeito da raiz quadrada de f'_m é marcante. Além disso, segundo os autores, para se conseguir a confiabilidade entre a equação de V_m e comportamento das vigas seria necessária uma relação mais precisa.

CAPÍTULO 3 – ESTUDOS ANTERIORES

Quanto às considerações dos critérios de dimensionamento de esforço de cortante no ELU, os autores apresentam um gráfico onde há uma curva de comportamento mínimo.

Gráfico 1 - $V_m \times a/d$



Fonte: Suter e Keller (1976)

Para valores de $a/d > 2$ é aplicado um valor constante de 50 psi (que equivale a 0,345 Mpa), que pode ser considerado como o limite inferior da curva. Enquanto que para valores de $a/d < 2$, é definido pela equação:

$$V_m = 50 \cdot \left(\frac{2 \cdot d}{a} \right) (psi)$$

$$V_m = 0,345 \cdot \left(\frac{2 \cdot d}{a} \right) (MPa)$$

Essa curva sugere que a capacidade de absorção da força cortante em vigas de alvenaria é assegurada apenas considerando o efeito arco e não se considera, nem ao menos se infere, uma dependência com os valores de taxa de armadura longitudinal e tensão resistente de compressão da alvenaria.

CAPÍTULO 3 – ESTUDOS ANTERIORES

Além disso, é possível observar uma descontinuidade da curva proposta a partir do valor de $a/d \cong 0,6$. Isso devido ao fato de que, em vigas altas, a ruptura por cisalhamento não é usual de se observar.

As conclusões desse artigo são as seguintes:

- A necessidade de ensaios e estudos da força cortante em vigas de alvenaria armada e uma visão de que no futuro haverá na norma canadense um método de dimensionamento baseado no ELU;
- Considerar apenas um fator multiplicador da tensão admissível de serviço para se alcançar o valor da tensão no ELU pode ser, em alguns casos, contra a segurança;
- Semelhança ao comportamento das vigas de alvenaria com vigas de concreto armado. No entanto deve-se considerar os três parâmetros que são apresentados no decorrer do artigo;
- É proposta uma equação que considera o efeito arco (a/d) e negligencia o efeito da ρ e f'_m . E essa proposição se deve ao fato de reconhecer a influencia do efeito arco onde a relação a/d é baixa. E o critério apresentando apresenta um limitante inferior e com isso tornando o critério conservador.

3.1.1 Análise Crítica

- ❖ O artigo apresentado tem muitas contribuições para a dissertação, uma vez que foi um dos primeiros trabalhos desenvolvidos abordando o tema de vigas de alvenaria e tensão de cisalhamento;

- ❖ Podem ser feitas algumas considerações a respeito do trabalho, como a descoberta dos parâmetros que influenciam diretamente o valor de V_m . No entanto, o artigo apresenta duas ideias. A primeira de que a relação a/d é um parâmetro que influencia diretamente o valor de V_m e a segunda se refere a esse parâmetro como insignificante e considera a f'_m como preponderante no valor de V_m quando a/d é maior que 2. Os autores propõe um critério de resistência considerando apenas o efeito arco.

3.2 Landini (2001)

Landini, no ano de 2001, realizou, em sua dissertação de mestrado na Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), um estudo de dimensionamento de vigas de alvenaria estrutural para resistir ao esforço cortante e ao cisalhamento. Nesse estudo, Landini compara a norma 10837/1989, que abordava o dimensionamento de alvenaria estrutural em blocos de concreto, com a ACI 530 e a BS 5628.

Landini confeccionou um total de quatro vigas, com o intuito de estudar esforço cortante e flexão. O comprimento do vão e a largura da viga foram mantidos constantes e a única variação que houve foi com relação à altura das vigas, onde duas eram com duas fiadas e as outras duas, com três.

Para uma melhor compreensão, Landini adotou a seguinte nomenclatura:

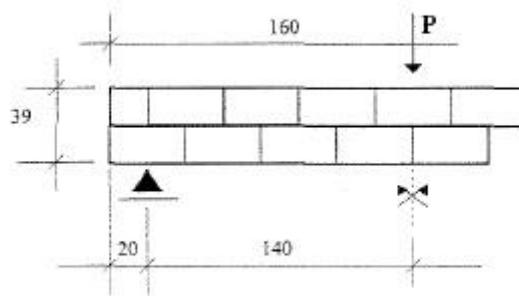
- a) 2BL – FL: viga com altura de 2 blocos e ruptura esperada - cisalhamento;
- b) 2BL – CIS: viga com altura de 2 blocos e ruptura esperada a flexão;
- c) 3BL – FL: viga com altura de 3 blocos e ruptura esperada a flexão;

CAPÍTULO 3 – ESTUDOS ANTERIORES

- d) 3BL – CIS: viga com altura de 3 blocos e ruptura esperada - cisalhamento.

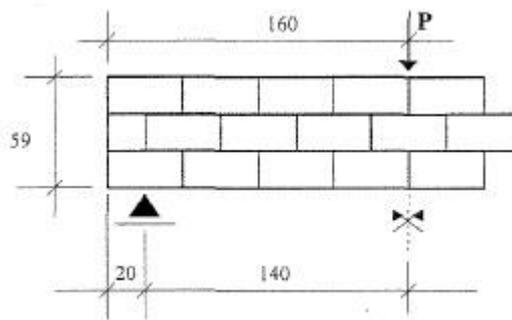
Nas figuras 17 e 18, tem-se a representação esquemática das vigas de 2 e 3 blocos e o tipo de carregamento concentrado no meio do vão.

Figura 17 - Viga 2BL



Fonte: Landini (2001)

Figura 18 - Viga 3BL



Fonte: Landini (2001)

Após o dimensionamento realizado para cada viga, foi possível resumir os valores na tabela 4, que fornece as informações que a seguir serão analisadas.

CAPÍTULO 3 – ESTUDOS ANTERIORES

Tabela 4 - Resumo das Características das Armaduras Utilizadas

Viga	V2BL-CIS	V2BL-FL	V3BL-CIS	V3BL-FL
A_{st}	6,28 cm ²	2,46 cm ²	6,28 cm ²	2,46 cm ²
f_{yl}	510000MPa	533800MPa	510000MPa	533800MPa
ε_{yl}	2,60 ‰	2,60 ‰	2,60 ‰	2,60 ‰
E_{yl}	199800MPa	203600MPa	199800MPa	203600MPa
A_{sw}	0,28cm ²	0,62cm ²	0,28cm ²	0,62cm ²
s	20cm	20cm	20cm	20cm
A_{sw}/s	1,40 cm ² /m	3,1 cm ² /m	1,40 cm ² /m	3,1 cm ² /m
f_{yw}	813000MPa	623500 MPa	813000MPa	623500 MPa
ε_{yw}	5,30 ‰	5,30 ‰	5,30 ‰	5,30 ‰
E_{yw}	197700 MPa	198300 MPa	197700 MPa	198300 MPa

Fonte: Landini (2001)

Landini ainda apresenta o dimensionamento pelas normas internacionais ACI 530 e BS 5628, onde foram alcançados os valores teóricos últimos esperados para cisalhamento e flexão, onde foram denominados respectivamente como $F_{ult, fle}$ e $F_{ult, cis}$ (tabela 5).

CAPÍTULO 3 – ESTUDOS ANTERIORES

Tabela 5 – Resultados Obtidos e Teoricamente Esperados

VIGAS	V1	V2	V3	V4
	2BL-FL	2BL-CIS	3BL-FL	3BL-CIS
$b(cm)$	19	19	19	19
$h(cm)$	39	39	59	59
$d(cm)$	32	32	52	52
$A_{sl}(cm)$	2,5	6,3	2,5	6,3
$f_{yd}(MPa)$	532,8	510,6	532,8	510,6
$\rho_{sl} = A_{sl}/b \cdot h$	0,00337	0,0085	0,00337	0,0085
$E_{sl}(GPa)$	203,6	199,8	203,6	199,8
$A_{sw}/s (cm^2/cm)$	0,032	0,013	0,032	0,013
$\rho_{sw} = A_{sw}/b \cdot s$	0,00168	0,000342	0,00168	0,000342
$f_{yw}(MPa)$	623,5	813,7	623,5	813,7
$E_{sw}(GPa)$	196,3	197,7	196,3	197,7
$E_p(MPa)$	18,387	18,367	18,387	18,367
$n = E_p/E_{sl}$	11,1	10,9	11,1	10,9
$F_{ult,teor,flex,aci}(kN)$	55,62	128,64	53,95	122,38
$F_{ult,teor,cis,aci}(kN)$	127,7	67,7	207,5	110
$F_{ult,teor,flex,bsi}(kN)$	53,2	110,26	91,26	194,09
$F_{ult,teor,cis,bsi}(kN)$	173,24	111,64	278,9	180,08
SITUAÇÃO ÚLTIMA TEÓRICA	ESCOAMENTO DA ARMADURA <u>LONGITUDINAL</u>	ESCOAMENTO DA ARMADURA <u>TRANSVERSAL</u>	ESCOAMENTO DA ARMADURA <u>LONGITUDINAL</u>	ESCOAMENTO DA ARMADURA <u>TRANSVERSAL</u>
$F_{ult,teor}(kN)$	55,62	67,7	53,95	110

Fonte: Landini (2001)

Prosseguindo com sua pesquisa, Landini fez o ensaio das quatro vigas esperando que os resultados fossem aqueles mostrados na tabela 4. Porém, não foi

CAPÍTULO 3 – ESTUDOS ANTERIORES

o que ocorreu, uma vez que todas as vigas romperam por escoamento da armadura longitudinal. Os valores de carregamento e deslocamento mostrado na tabela 6 são devidos à ruptura por escoamento da armadura longitudinal.

Tabela 6 – Resultado dos Ensaios

VIGAS	V1	V2	V3	V4
	2BL-FL	2BL-CIS	3BL-FL	3BL-CIS
$F_{ult,teor,flex,aci}(kN)$	55,62	128,64	53,95	122,38
$F_{ult,teor,cis,aci}(kN)$	127,7	67,7	207,5	110
$F_{ult,teor,flex,bsi}(kN)$	53,2	110,26	91,26	194,09
$F_{ult,teor,cis,bsi}(kN)$	173,24	111,64	278,9	180,08
$F_{ult,teor}(kN)$	55,62	67,7	53,95	110
RUPTURA ESPERADA	ESCOAMENTO DA ARMADURA <u>LONGITUDINAL</u>	ESCOAMENTO DA ARMADURA <u>TRANSVERSAL</u>	ESCOAMENTO DA ARMADURA <u>LONGITUDINAL</u>	ESCOAMENTO DA ARMADURA <u>TRANSVERSAL</u>
$f_{yw}(MPa)$	623,5	813,7	623,5	813,7
$f_{yl}(MPa)$	532,8	510,6	532,8	510,6
$F_{ult,exp}(kN)$	50	115	120	180
$F_{máx,exp}(kN)$	60	115	150	180
RUPTURA DO ENSAIO	ESCOAMENTO DA ARMADURA <u>LONGITUDINAL</u>			
$\sigma_{sw,u}(MPa)$	40	420	70	350
$\sigma_{sl,u}(MPa)$	532,8	510,6	532,8	510,6
$\delta_u(mm)$	8	8	1	7,5
$\sigma_{sw,máx}(MPa)$	80	420	100	350
$\sigma_{sl,máx}(MPa)$	532,8	510,6	532,8	510,6
$\delta_{máx}(mm)$	19	8	2,5	7,5

CAPÍTULO 3 – ESTUDOS ANTERIORES

SITUAÇÃO DE INTERRUPÇÃO DO ENSAIO	Escoamento EXCESSIVO ARMADURA <u>LONGITUDINAL</u>	RUPTURA DO CONCRETO (CORTE PELA FISS. CISALH.)	Escoamento EXCESSIVO ARMADURA <u>LONGITUDINAL</u>	RUPTURA DO CONCRETO (CORTE PELA FISS. CISALH.)
--	---	---	---	---

Dos valores mostrados nas tabelas 4,5 e 6, Landini verificou que as primeiras fissuras desenvolvidas nas vigas eram devido à flexão e essas fissuras se desenvolviam verticalmente pela junta de assentamento. Outro aspecto notado foi que as fissuras ocorriam entre as juntas horizontais. Landini verificou em seus ensaios que:

- a) Nas vigas 2BL – CIS e 3BL – CIS algumas das fissuras estenderam-se em direção a carga concentrada a partir do momento em que a armadura longitudinal de tração iniciou o seu escoamento;
- b) As vigas 2BL – FL e 3BL – FL o número de fissuras foram poucas, mas o relevante nessas vigas foi a questão da abertura dessas fissuras, dois pontos são destacados pelo autor, que são o incremento da carga concentrada e o escoamento da armadura longitudinal. Devido ao primeiro, ocorre uma evolução das fissuras na região central, acompanhando as juntas verificais e, com relação ao segundo, quando se inicia o escoamento há o incremento de aberturas.

Outra comparação realizada foi a dos valores experimentais com os das normas internacionais ACI 530 e BS 5628, onde os valores especificados pelo dimensionamento das normas mostraram algumas discrepâncias com os valores experimentais. As rupturas das vigas 2BL – FL e 3BL – FL se deram por escoamento da armadura longitudinal, como era esperado por Landini. No entanto, o valor de ruptura experimental da viga mais baixa foi de 50kN, enquanto que a ACI

CAPÍTULO 3 – ESTUDOS ANTERIORES

530 e BS 5628 especificaram, através de seus dimensionamentos, respectivamente os valores de 55,62kN e 53,20kN. Esta diferença de 10% não se repetiu para as vigas mais altas onde o carregamento experimental foi 120% maior do que os especificados pelas ACI 530 e 30% maior que BS 5628.

Devido a sua altura, a viga 3BL-FL possibilitou uma melhor transferência do carregamento para os apoios. Isso porque viabilizou a ocorrência do efeito arco, enquanto na viga mais baixa não foi possível verificar esse efeito. Devido a esse fato, Landini acredita que houve essa diferença entre o valor experimental de ruptura a flexão e o modelo admitido pelas normas ACI 530 e BS 5628.

As conclusões alcançadas por Landini foram as seguintes:

- a) O dimensionamento a esforço cortante (modelo treliça) prescrito pelas normas estudadas para alguns casos pode não ser o mais indicado;
- b) Vigas baixas não apresentam a transmissão de esforços por efeito arco, logo as normas ACI 530 e BS 5628 para tais casos são contra segurança;
- c) O procedimento das vigas de alvenaria apresenta pontos frágeis como juntas de assentamento e graute e esses pontos podem colaborar para o comportamento não solidário destes materiais distintos.

3.2.1 Análise Crítica:

- ❖ Ao contrário do proposto por Guzman e Lissel (2005), o carregamento sobre a viga foi concentrado, possibilitando a verificação de alguns conceitos como o comportamento das fissuras e influencia maior da taxa de armadura longitudinal;
- ❖ Entretanto, os resultados não são plenamente satisfatórios, uma vez que todas as vigas romperam por escoamento da armadura

longitudinal. Com isso, não foi possível analisar os esforços cortantes, tendo em vista que essa análise se encontrava nos objetivos do trabalho;

- ❖ A comparação entre os valores das diferentes normas apresenta uma proximidade, entre normas, para vigas de maior relação a/d .

3.3 Guzman e Lissel (2005)

Guzman e Lissel, pesquisadores da Universidade de Calgary, no Canadá, realizaram uma pesquisa e publicaram um artigo no ano de 2005. Neste, fizeram uma comparação entre as publicações das normas canadenses CSA 304.1 dos anos de 1994 e 2004. O artigo consiste na comparação das prescrições de dimensionamento ao cisalhamento e o objetivo do trabalho era verificar as alterações e evidenciar os estudos e pesquisas em um período de dez anos.

Nessa pesquisa foram estudados três tipos de vigas. No primeiro caso, uma viga com vão de 8 metros e altura útil de 850mm. No segundo, repetiu-se o vão da viga e altura útil, porém os blocos foram totalmente grauteados. No terceiro caso analisou-se uma viga de 4 metros e altura útil de 450mm. As semelhanças entre os casos estudados se observa na vinculação das vigas, onde todas eram biapoiadas, quanto ao carregamento que era distribuído e com a mesma altura de bloco.

A conclusão que os autores chegaram com esses estudos é de que:

- A norma canadense de 2004 possibilita uma maior resistência da seção de alvenaria do que a norma de 1994;
- A utilização de vigas para vãos curtos, mesmo que usada uma seção menor a sua resistência à flexão e cisalhamento é suficiente para resistir aos esforços solicitantes;

- Tanto em vigas longas como curtas limita-se o dimensionamento da cortante em $d/2$, ou seja: o valor da cortante que é verificado está a $d/2$ do apoio.

3.3.1 Análise Crítica:

- ❖ Os resultados alcançados nesse trabalho mostram um crescimento no conhecimento técnico e científico que o país obteve em dez anos;
- ❖ Além disso, as conclusões tiradas do desenvolvimento da norma apresentam uma confiabilidade maior na resistência da alvenaria estrutural e isso se deve ao desenvolvimento e investimento em pesquisas que atestam e respaldam essa confiança;
- ❖ O carregamento distribuído não viabiliza uma boa análise, pois há uma redução da força cortante alcançando o valor de zero no meio da viga e devido a essa redução, dificulta a visualização da distribuição das fissuras.

3.4 Sarhat e Sherwood (2007)

Nesse artigo, os autores se propuseram a analisar as diferentes maneiras de se calcular vigas de alvenaria armada. Nesse estudo também foi apresentado o resultado de 112 testes desenvolvidos por diversos autores da literatura, como Suter (1980 e 1984), Li (1993) e Ferieg (1994), a respeito de vigas de alvenaria armada. Esses testes comparam quatro normas internacionais de alvenaria e norma canadense de concreto armado.

Como introdução é apresentada a importância da utilização dessas vigas na indústria da construção. Segundo os autores, a força cortante pode determinar, em alguns casos, o carregamento limite da viga de alvenaria. Os autores afirmam que as considerações impostas pelo cálculo para determinar a força cortante de vigas de alvenaria sem armadura devem ser a favor da segurança, uma vez que a ruptura por força cortante ocorre de maneira frágil.

CAPÍTULO 3 – ESTUDOS ANTERIORES

Após essa breve introdução, foi apresentado o dimensionamento de cada norma que foi estudada nesse trabalho e também alguns parâmetros que deveriam ser mais bem aproveitados no dimensionamento da força cortante, como, por exemplo, o efeito do tamanho do agregado sobre a força cortante em uma viga de alvenaria armada. Na norma canadense de alvenaria (objeto de estudo do artigo), aplicam-se as seguintes considerações:

- $a_g = 10mm$ – elementos totalmente grauteados;
- $a_g = 0$; – elementos preenchidos com argamassa produzida para determinados resultados;

Tais considerações a respeito do efeito da dimensão do agregado são aplicadas apenas no dimensionamento prescrito na norma canadense de concreto armado.

Ao comparar os resultados teóricos das cinco normas, os resultados foram próximos e demonstraram algumas similaridades no comportamento de vigas de alvenaria armada e concreto armado. Os parâmetros que afetam a ruptura de vigas de concreto armado por tensão de cisalhamento são os seguintes;

- a/d – relação vão e altura útil;
- f'_c - tensão de compressão;
- ρ – taxa de armadura longitudinal.

Durante a análise de resultados das normas, os autores observaram que nas vigas com $a/d \geq 2,5$, a resistência ao cisalhamento não está diretamente relacionada com a resistência a compressão de alvenaria e por essa razão as normas americana e canadense adotam a raiz quadrada da resistência a compressão que faz com que exista uma relação mais próxima entre as resistências. Já as normas australiana e britânica desprezam a influência da resistência à compressão em seu dimensionamento, uma vez que consideram um valor constante de 0,35MPa.

CAPÍTULO 3 – ESTUDOS ANTERIORES

Quanto à relação a/d , a norma australiana desconsidera-a. A norma canadense, além de não considerar essa relação, também desconsidera a taxa de armadura longitudinal. Já a norma americana considera a relação a/d e altura útil para valores menores ou iguais a 1,0.

Dentre as normas de alvenaria apresentadas, apenas a norma canadense considera a influência do tamanho do agregado, porém é aplicada apenas em situações onde a altura útil é maior que 400mm.

Tabela 7 - Resumo do Método de Cálculo para Viga de Alvenaria Armada

Método de Cálculo	Parametros Chave					Relação V_{exp}/V_{pred}	STDV	COV	
	f'_m	Efeito Deformação			Tamanho Agregado				
		M/V	ρ	E					
<i>ACI 530 - 2008</i>	X					1,28	0,36	0,28	0,45
<i>AS 3700 - 2001</i>			X			1,54	0,52	0,34	0,31
<i>BS 5628-2 - 2005</i>		X	X			1,05	0,3	0,29	0,34
<i>CSA S304.1-2004</i>	X				X	1,49	0,41	0,28	0,52
<i>CSA A23.3 - 2004</i>	X	X	X	X	X	1,33	0,28	0,21	0,68

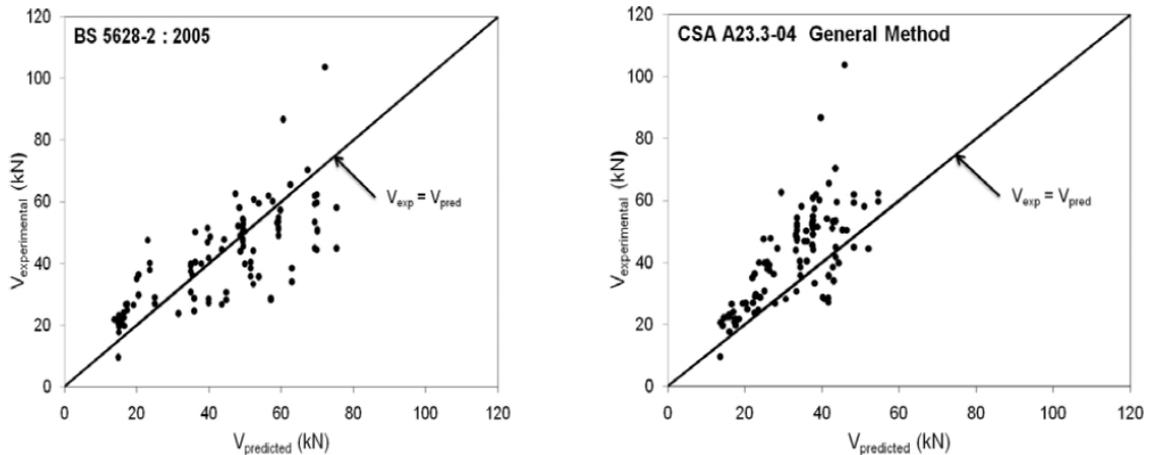
Fonte: Adaptado de Sarhat e Sherwood(2007)

Os valores experimentais foram tomados das seguintes pesquisas:

- Suter – 1980 e 1984;
- Li – 1993;
- Ferieg – 1994;

Com os dados dessas quatro pesquisas, foi possível obter um acervo de 112 vigas ensaiadas para resistir em esforços de cisalhamento. A partir desse acervo é possível alcançar algumas conclusões a respeito de alguns parâmetros que são considerados para cálculo da força cortante. Com os valores desses experimentos foi calculada a força cortante por cada norma e a razão entre os valores experimentais (V_{exp}) e os valores de cada norma (V_{pred}) – Gráfico dois.

Gráfico 2 - Comparativo entre os valores de Força Experimental e Teórico



Fonte: Sarhat e Sherwood (2007)

A conclusão dos autores é que as vigas de alvenaria tem o comportamento semelhante ao das vigas de concreto armado. Foi verificado que o dimensionamento de vigas de alvenaria armada, usando a norma canadense de concreto armado, apresentou um resultado satisfatório, preciso e seguro. Os autores propuseram a alternativa de desenvolver um método de dimensionamento que seja baseado na resistência à compressão.

3.4.1 Análise Crítica

- ❖ Os autores desenvolveram uma pesquisa que viabiliza compreender como os parâmetros são aplicados em cada região do mundo;
- ❖ Uma retrospectiva das pesquisas e a influência que os resultados dessas pesquisas trazem para os parâmetros que foram destacados por Suter e Keller (1976);
- ❖ Com base nessa pesquisa se pretendeu fazer uma análise dos conceitos inerentes ao dimensionamento e comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto armado e averiguar os limites da aplicação da teoria de vigas de concreto armado;

CAPÍTULO 3 – ESTUDOS ANTERIORES

- ❖ A partir dessas premissas foi possível verificar que o trabalho alcançou os seus objetivos de fazer um panorama a respeito das bibliografias sobre o assunto e os resultados de comparação se mostraram satisfatórios.

4 Dimensionamento

Neste capítulo é feito um estudo dos requisitos de dimensionamento das principais normas internacionais que abordam o assunto, assim como também foi realizado a respeito da norma brasileira de alvenaria e os dois modelos de cálculo da norma brasileira de concreto.

4.1 Norma Brasileira ABNT NBR15961-1/ 2011

A respeito de cisalhamento, a norma brasileira indica duas verificações de dimensionamento: contra o escorregamento da junta (usual em paredes de contraventamento) e por tração diagonal (aplicável a vigas). Para o caso de escorregamento da junta, são consideradas como parâmetros a resistência a compressão da argamassa e a pré-compressão aplicada. Para determinada faixa de argamassa se tem uma equação diferente para resistência ao cisalhamento. Do item 6.2.5.6 tem-se as equações indicadas na tabela 8, onde σ é a tensão normal de pré-compressão na junta e considerando apenas as ações permanentes multiplicadas por um coeficiente de ponderação de ação igual a 0,9, por se tratar de uma ação favorável.

Tabela 8 - Resistência Média de Compressão da Argamassa (MPa)

Resistência Média da Compressão da Argamassa (MPa)		
1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
$0,10 + 0,5 \cdot \sigma \leq 1,0$	$0,10 + 0,5 \cdot \sigma \leq 1,4$	$0,10 + 0,5 \cdot \sigma \leq 1,7$

Fonte: ABNT NBR 15961-1

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

No entanto essa prescrição é válida apenas para casos de cisalhamento em paredes de alvenaria, para argamassas que foram feitas com cimento, cal, areia e sem aditivos e casos onde houve preenchimento das juntas verticais.

Ainda nesse mesmo item, a norma aborda peças que são submetidas à flexão e quando existirem armaduras perpendiculares ao plano de cisalhamento e envoltas por graute. Para tais casos temos que a resistência características ao cisalhamento é dada pela equação 4.1.1:

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 \cdot \rho < 0,7 \text{ MPa} \quad (4.1.1)$$

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (4.1.2)$$

Onde:

f_{vk} - resistência característica ao cisalhamento;

ρ - taxa de armadura geométrica;

A_s - área de aço da armadura transversal;

b - base da seção da viga;

d - altura útil da viga.

Pela definição da norma, essa equação é aplicável para vigas. Para casos de dimensionamento de vigas bi-apoiadas ou em balanço, a norma apresenta um fator que serve para majorar a resistência característica ao cisalhamento:

$$2,5 - 0,25 \cdot \frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d} \quad (4.1.3)$$

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

Onde:

M_{max} - momento máximo no vão da viga;

V_{max} - força cortante máxima no vão da viga;

d - altura útil da viga.

Esse fator deve ser usado em casos em que o valor seja maior que 1,0 e que o produto entre esse valor e a resistência característica ao cisalhamento não ultrapasse o valor de 1,75 MPa. Com isso o valor da força cortante absorvida pela seção da alvenaria (V_m) é dada por:

$$V_m = \left[2,5 - 0,25 \cdot \left(\frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d} \right) \right] \cdot f_{vk} \cdot \frac{b \cdot d}{\gamma_m} \quad (4.1.4)$$

V_m – força cortante absorvida pela seção;

M_{max} – momento máximo sobre a viga;

V_{max} – força cortante máxima sobre a viga;

d – altura útil da viga;

f_{vk} – resistência característica ao cisalhamento;

b – base da seção da viga;

γ_m – coeficiente de segurança para alvenaria ($\gamma_m = 2,0$).

Essa equação encontra-se na norma no item 11.4.2 da seguinte maneira:

$$V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d \quad (4.1.5)$$

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

Para o cálculo da armadura transversal, a norma permite descontar a parcela da força cortante resistida pela alvenaria. Então o cálculo da armadura transversal é dada pela equação 4.1.6:

$$A_{sw} = \frac{(V_{sd} - V_m) \cdot s}{0,5 \cdot f_{yd} \cdot d} \quad (4.1.6)$$

A_{sw} – área de aço da armadura transversal;

V_{sd} – força cortante solicitante de cálculo;

V_m – força cortante absorvida pela seção;

s – espaçamento da armadura transversal;

f_{yd} – resistência de cálculo do escoamento da armadura;

De acordo com a norma brasileira o máximo de espaçamento da armadura transversal para vigas é dado por:

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{2} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \quad (4.1.7)$$

Além disso, a norma brasileira, no item 12.2, informa que as vigas com necessidade de armadura transversal devem ter área mínima igual a $0,05\% \cdot b \cdot s$, sendo b a largura da viga e s o espaçamento entre os estribos.

Parsekian et al. (2012) recomenda a colocação dessa armadura mínima quando a viga tem mais de uma fiada, mesmo em casos onde o dimensionamento conclui que não há necessidade de estribos. Essa recomendação é feita para garantir a ductilidade da estrutura prevenindo contra a ruptura frágil por cisalhamento.

4.2 Norma Americana – ACI 530-13

O dimensionamento apresentado pela norma americana foi desenvolvido a partir da pesquisa de Shing et al (1990). As equações 4.2.2 e 4.2.3 foram determinadas a partir da comparação dos resultados de Shing et al (1990) com os resultados de 56 testes em paredes que foram analisadas por Davis et al (2010). A principal alteração que ocorreu na edição de 2013 dessas equações de força cortante nominal foi o coeficiente de segurança γ_g , que pode assumir dois valores, dependendo do grauteamento do elemento estrutural.

O dimensionamento pela norma ACI 530-13 se inicia com o cálculo da força cortante nominal (V_n). O valor dessa força é feito com a soma da força cortante resistida pela alvenaria (V_m) e a força cortante resistida pela armadura transversal (V_s). Sendo assim, a equação da força cortante nominal no item 3.3.4.1.2 da norma, é:

$$V_n = (V_m + V_s) \cdot \gamma_g \quad (4.2.1)$$

Essa força cortante nominal é limitada pelas equações abaixo, que estão apresentadas na norma no mesmo item:

Para casos onde $\frac{M_u}{V_u \cdot d_v} \leq 0,25$ tem-se:

$$V_n \leq 0,498 \cdot \gamma_g \cdot A_n \cdot \sqrt{f'_m} \quad (4.2.2)$$

Para casos onde $\frac{M_u}{V_u \cdot d_v} \geq 1,00$ tem-se:

$$V_n \leq 0,332 \cdot \gamma_g \cdot A_n \cdot \sqrt{f'_m} \quad (4.2.3)$$

A norma prescreve que para casos onde se obtenha $0,25 \leq \frac{M_u}{V_u \cdot d_v} \leq 1,00$ é possível interpolar os valores (item 9.3.4.1.2(c)). Neste trabalho se utilizou uma

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

interpolação linear que será demonstrada a seguir. Adotando os pontos $(0,25; V_{n,0,25})$ e $(1,00; V_{n,1,00})$, através desses pontos encontra-se o coeficiente angular da reta:

$$m = \frac{V_{n,1,00} - V_{n,0,25}}{1 - 0,25} \quad (4.2.4)$$

Substituindo as variáveis $V_{n,0,25}$ e $V_{n,1,00}$ por, respectivamente, $6 \cdot \gamma_g \cdot A_n \cdot \sqrt{f'_m}$ e $4 \cdot \gamma_g \cdot A_n \cdot \sqrt{f'_m}$, e considerando $A_n \cdot \sqrt{f'_m}$ por β tem-se o coeficiente angular igual a:

$$m = -0,221 \cdot \beta \quad (4.2.5)$$

Substituindo na equação de reta e fazendo as manipulações temos que:

$$V_n - 0,498 \cdot \beta = -0,221 \cdot \beta \cdot (x - 0,25) \quad (4.2.6)$$

$$V_n = 0,553 \cdot \beta \cdot (1 - 0,4 \cdot x) \quad (4.2.7)$$

Com base nessas equações é possível dizer que o limite da força cortante nominal será calculado de acordo com a função a seguir:

$$V_n \leq \begin{cases} 0,498 \cdot \gamma_g \cdot A_n \cdot \sqrt{f'_m}, & \text{se } \frac{M_u}{V_u \cdot d_v} \leq 0,25 \\ 0,553 \cdot \gamma_g \cdot A_n \cdot \sqrt{f'_m} \cdot \left(1 - 0,4 \cdot \left(\frac{M_u}{V_u \cdot d_v}\right)\right), & \text{se } 0,25 < \frac{M_u}{V_u \cdot d_v} < 1,00 \\ 0,332 \cdot \gamma_g \cdot A_n \cdot \sqrt{f'_m}, & \text{se } \frac{M_u}{V_u \cdot d_v} \geq 1,00 \end{cases} \quad (4.2.8)$$

Onde:

V_n – força cortante nominal;

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

A_n – área da seção de alvenaria;

f'_m – tensão específica de compressão da alvenaria;

M_u – momento de cálculo;

V_u – força cortante de cálculo;

d_v – altura útil na seção onde está se considerando a força cortante;

γ_g – coeficiente de segurança para força cortante nominal - deve se adotar o valor de 0,75 para elementos parcialmente grauteados e 1,0 para os demais casos.

Após o cálculo do limite da força cortante nominal é preciso calcular as parcelas que constituem esta força. Sendo assim, a força cortante resistida pela alvenaria é calculada de acordo com o item 3.3.4.1.2.1:

$$V_m = 0,083 \cdot \left\{ \left[4,00 - 1,75 \cdot \left(\frac{M_u}{V_u \cdot d_v} \right) \right] \cdot A_n \cdot \sqrt{f'_m} + 0,25 \cdot P_u \right\} \quad (4.2.9)$$

Onde:

V_m – força cortante resistida pela alvenaria;

A_n – área da seção de alvenaria;

f'_m – tensão específica de compressão da alvenaria;

M_u - momento de cálculo;

V_u – força cortante de cálculo;

d_v – altura útil na seção onde está se considerando a força cortante;

P_u – força axial de cálculo.

Para esse cálculo são feitas duas considerações que seguem abaixo:

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

- I. O valor de $\frac{M_u}{V_u \cdot d_v}$ deve ser maior que zero;
- II. O valor da força P_u não deve exceder $0,05 \cdot A_n \cdot \sqrt{f'_m}$

A equação 4.2.9 foi retirado de um estudo empírico realizado por Shing et al. (1990).

A segunda parcela que contribui para a força cortante nominal provém da armadura transversal e a equação abaixo se encontra no item 3.3.4.1.2.3 da norma:

$$V_s = 0,5 \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot f_y \cdot d_v \quad (4.2.10)$$

Onde:

V_s – força cortante resistida pela armadura transversal;

A_{sw} – área de aço da armadura transversal;

s – espaçamento da armadura transversal;

f_y – tensão específica de escoamento do aço;

d_v – altura útil na seção onde está se considerando a força cortante.

Assim como as demais equações acerca desse tema, a equação 4.2.10 também foi retirada da pesquisa de Shing et al. (1990). A força nominal de cisalhamento provém da contribuição da alvenaria e da armadura de cisalhamento, sendo que a primeira contribui em sua totalidade e a segunda apenas em cinquenta por cento. Na pesquisa de Davis et al. (2010), foi avaliado outros coeficientes como 0,6, 0,8 e 1,0, mas se concluiu que o melhor ajuste com os valores experimentais foi com o valor de 0,5 como multiplicador.

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

A norma especifica ainda alguns cuidados que devem ser tomados a respeito da armadura mínima e o espaçamento máximo. Para a primeira, a norma, em seu item 3.3.4.2.3, indica que armadura transversal mínima (para o espaçamento máximo) deve ser de:

$$A_{sw,min} = 0,07\% \cdot b \cdot d \quad (4.2.11)$$

Sobre o espaçamento, a norma prescreve no mesmo item que:

$$s \leq \begin{cases} d/2 \\ 122\text{cm} \end{cases} \quad (4.2.12)$$

4.3 Norma Europeia – EuroCode 6-1/2009

A norma europeia aborda de maneira semelhante o dimensionamento das vigas de alvenaria quanto a cisalhamento ao comparar com as demais normas aqui estudadas. Enquanto a norma brasileira apresenta valores fixos para o coeficiente de segurança para alvenaria e para o aço, a EuroCode fornece uma tabela onde é possível escolher o valor do coeficiente de segurança (γ_m). Essa variação é feita a partir da classe do material e do tipo de material que se está trabalhando, como pode se ver na tabela 9 adaptada da norma.

Tabela 9 - Tabela de Coeficientes de Segurança

Material	γ_m				
	Classe				
	1	2	3	4	5
Alvenaria feita com:	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

Blocos Categoria I, argamassa calculada					
Blocos Categoria I, argamassa prescrita	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
Blocos Categoria II, qualquer argamassa	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0
Armadura de aço de ancoragem	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
Armadura de aço e aço pré-tracionado	1,15				
Componentes Auxiliares	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
Lintéis de acordo com EN 845-2	1,5				

Fonte: EuroCode 6-1/2001

Após a especificação desses dois parâmetros que são o coeficiente de segurança da alvenaria (γ_m) e do aço (γ_s), calcula-se a tensão característica de cisalhamento. De acordo com as equações:

$$f_{vk} \leq \begin{cases} f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d \text{ (I)} \\ 0,034 \cdot f_b + 0,14 \cdot \sigma_d \text{ (II)} \\ 0,9 \cdot (0,034 \cdot f_b + 0,14 \cdot \sigma_d) \text{ (III)} \end{cases} \quad (4.3.1)$$

Onde:

f_{vk} – tensão resistente ao cisalhamento característica;

f_{vko} – tensão de resistência ao cisalhamento sem carregamento;

σ_d - tensão de cálculo devido à compressão vertical;

f_b – tensão de compressão normal ao bloco;

Para determinar a resistência característica ao cisalhamento (f_{vk}) é necessário determinar alguns parâmetros para o seu dimensionamento como a definição de qual das três equações será utilizada e a determinação do f_{vko} .

Sobre a utilização das equações, é preciso definir para as equações (II) e (III) qual grupo de blocos será usado para o dimensionamento. A equação (II) é utilizada

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

para um os blocos de grupos 1 e 2 enquanto que a equação (III) é adotada para grupos de bloco 3 e 4. Esses grupos são determinados através da tabela 10 que se encontra na norma no item 3.1.1 da EuroCode 6-1.

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

Tabela 10 - Tabela de Classificação dos Blocos

	Materiais e Limites para Blocos de Alvenaria							
	Grupo 1	Materiais	Grupo 2		Grupo 3		Grupo 4	
			Furos Verticais				Furos Horizontais	
Volume de Furos (% do volume bruto)	≤25	Cerâmico	>25, ≤55		>55, ≤70		≤70	
		Silico Calcário	>25, ≤55		Não se usa		Não se usa	
		Concreto	>25, ≤50		>50, ≤70		Não se usa	
Volume de todos os Furos (% do volume bruto)	≤12,5	Cerâmico	Cada múltiplo de furos ≤ 1% gripholes >12,5%		Cada múltiplo de furos ≤ 1% gripholes >12,5%		Cada múltiplo de furos ≤ 1% furos simples >25%	
		Silico Calcário	Cada múltiplo de furos ≤ 15% gripholes >30%		Não se usa		Não se usa	
		Concreto	Cada múltiplo de furos ≤ 15% gripholes ¹ >30%		Cada múltiplo de furos ≤ 1% gripholes ¹ >30%		Cada múltiplo de furos ≤ 25%	
Espessura Mínima ao redor dos Furos(mm)	Sem Requisitos		Face transversal do bloco	Face longitudinal do bloco	Face transversal do bloco	Face longitudinal do bloco	Face transversal do bloco	Face longitudinal do bloco
		Cerâmico	5	8	3	6	6	8
		Silico Calcário	5	10	Não se aplica		Não se aplica	
		Concreto	15	20	15	15	20	20
Combinação da espessura das faces longitudinal e transversal do bloco (% da média do espaçamento)	Sem Requisitos	Cerâmico	≥16		≥12		Não se aplica	
		Silico Calcário	≥20		Não se aplica			
		Concreto	≥20		≥15			

¹: um vazio formado em uma unidade de alvenaria para que esta possa ser mais facilmente agarrada e levantado com uma ou ambas as mãos ou por máquina

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

Pela tabela 10 é possível determinar em qual grupo um bloco se enquadra, com base na porcentagem de vazios do bloco.

Enquanto as equações (II) e (III) são determinadas através do grupo em que o bloco utilizado se enquadra, o mesmo não acontece com a equação (I). Para se utilizar a equação (I) é preciso se determinar qual o tipo de argamassa que será utilizada e o material do bloco. Através dessas informações é possível mensurar, através da tabela onze, qual o valor de f_{vk0} .

Tabela 11 - Valores de f_{vk0} para cada tipo de argamassa

Blocos de Alvenaria	Classe de resistência da Argamassa	f_{vk0} (N/mm^2)		
		Caso Geral	Espessura Fina	Leve
Cerâmico	M10-M20	0,30	Não se Aplica	Não se Aplica
	M2,5-M9	0,20	0,3	0,2
	M1-M2	0,10	Não se Aplica	Não se Aplica
Silico Calcário/Concreto/Concreto Aerado Autoclavado/Rocha Manufaturada	M10-M20	0,20		
	M2,5-M9	0,15		
	M1-M2	0,10		
Silico Calcário			0,40	0,20
Concreto/Concreto Aerado Autoclavado/Rocha Manufaturada			0,30	0,20
Rocha Natural	M2,5-M9	0,15		
	M1-M2	0,10		

Fonte: EuroCode 6-1/1996

De acordo com o EuroCode 6-2/2006, a classe de resistência da argamassa é composta de duas informações:

- I. A letra **M** informa que a argamassa é indicada para alvenaria que apresenta uma exposição moderada.
- II. Os valores se referem a tensão de compressão da argamassa em N/mm^2 .

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

Em situações em que houver necessidade de dimensionar algum elemento de alvenaria sujeito ao esforço de cisalhamento transversal, como por exemplo em vigas, a força cortante resistente recomenda-se a utilização da norma Britânica (BS5628-2/2000) para cálculo da resistência a cisalhamento (f_{vk}).

De acordo com a norma britânica, o cálculo da tensão de resistência ao cisalhamento para vigas segue a prescrição do item 7.4.13.1 (b) que a equação é:

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 \cdot \rho < 0,7 \text{ N/mm}^2 \quad (4.3.2)$$

Onde:

f_{vk} – resistência característica ao cisalhamento

$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$ – taxa de armadura geométrica

Em situações onde o elemento é simplesmente apoiado ou engastado, e totalmente grauteado é possível aumentar a tensão resistente ao cisalhamento através da seguinte equação:

$$2,5 - 0,25 \cdot \frac{a}{d} \quad (4.3.3)$$

Onde:

a – distância entre a seção da analisada e o apoio

d – altura útil da viga;

O valor resultante não deve ultrapassar a tensão de 1,75 MPa.

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

Antes de se dimensionar a armadura de transversal de uma viga de alvenaria verifica-se a necessidade de estribos na viga. Para isso é feita a verificação a seguir:

$$V_{sd} \leq V_{Rd,1} \quad (4.3.4)$$

$$V_{sd} \leq f_{vd} \cdot b \cdot d \quad (4.3.5)$$

$$V_{sd} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \cdot b \cdot d \quad (4.3.6)$$

Onde:

V_{sd} – força cortante de cálculo;

$V_{Rd,1}$ – força cortante resistida pela alvenaria;

f_{vd} – tensão de cálculo resistente ao cisalhamento;

b – largura da seção da viga;

d – altura útil da viga;

f_{vk} – resistência ao cisalhamento;

γ_m – coeficiente de segurança da alvenaria;

Para essa verificação o valor de V_{sd} pode ser arbitrado a uma distância $d/2$ do apoio como prescreve o item 6.5.1.

Para casos em que essa verificação não é contemplada, é necessário a utilização de armadura transversal, devido a não satisfação da equação 4.3.4 se adiciona a força cortante devido a armadura transversal ($V_{Rd,2}$):

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

$$V_{sd} \leq V_{Rd,1} + V_{Rd,2} \quad (4.3.7)$$

$$V_{sd} \leq f_{vd} \cdot b \cdot d + 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (1 + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (4.3.8)$$

$$V_{sd} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \cdot b \cdot d + 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot (1 + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (4.3.9)$$

Onde:

V_{sd} – força cortante de cálculo;

$V_{Rd,1}$ – força cortante resistida pela alvenaria;

$V_{Rd,2}$ – força cortante resistida pela armadura transversal;

f_{vd} – tensão de cálculo resistente ao cisalhamento;

b – largura da seção da viga;

d – altura útil da viga;

A_{sw} – área de aço da armadura transversal;

s – espaçamento da armadura transversal

f_{yd} – tensão de cálculo de escoamento do aço;

α – ângulo entre armadura transversal e o eixo da viga, podendo variar entre

45° e 90°.

f_{vk} -tensão característica resistente ao cisalhamento;

f_{yk} -tensão característica de escoamento do aço;

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

γ_s – coeficiente de segurança do aço;

Ainda sobre essa verificação a soma dos valores de $V_{Rd,1}$ e $V_{Rd,2}$ não deve ultrapassar o valor da equação 4.3.10:

$$V_{Rd,1} + V_{Rd,2} \leq 0,3 \cdot f_d \cdot b \cdot d \quad (4.3.10)$$

Onde:

f_d – tensão de compressão de cálculo da alvenaria na direção do carregamento.

A armadura transversal mínima prescrita na Eurocode no item 8.2.3 informa que a área de aço para armadura transversal (para o espaçamento máximo) não deve ser menor que:

$$A_{sw,min} = 0,10\% \cdot b \cdot d \quad (4.3.11)$$

O espaçamento máximo que a norma aborda no item 8.2.7 é:

$$s \leq \begin{cases} 0,75 \cdot d \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \quad (4.3.12)$$

4.4 Norma Australiana – AS3700/2001

A norma australiana não apresenta um dimensionamento específico para esforço de cisalhamento sobre vigas, apenas paredes. No item 8.6.2 é abordado o dimensionamento a cisalhamento de paredes com o carregamento no plano da parede. Já o item 8.6.3 aborda dimensionamento para carregamento fora do plano da parede.

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

No entanto, a norma, no item 8.6.4, cita o dimensionamento a cisalhamento de vigas, e indica que uma viga de alvenaria armada sujeita a cisalhamento pode ser dimensionada de acordo com o item 8.6.3.

O dimensionamento de acordo com o este item prescreve que a força cortante deve ser menor que o somatório dos esforços resistentes desde que esse esforço não ultrapasse um limite especificado pela norma, como segue a equação a abaixo:

$$V_d \leq \emptyset \cdot \left(f'_{vm} \cdot b_w \cdot d + f_{vs} \cdot A_{st} + f_{sy} \cdot \frac{A_{sw} \cdot d}{s} \right) \leq 4 \cdot \emptyset \cdot f'_{vm} \cdot b_w \cdot d \quad (4.4.1)$$

Onde:

V_d – força de cisalhamento de cálculo atuando na seção;

\emptyset – fator de segurança (ver tabela 12);

f'_{vm} – tensão característica de cisalhamento da alvenaria armada ($f'_{vm} = 0,35\text{MPa}$);

b_w – base da seção da viga;

d – altura útil da viga;

f_{vs} – tensão de cisalhamento de cálculo da armadura de flexão ($f_{vs} = 17,5\text{MPa}$);

A_{st} – área da seção em que armadura longitudinal está totalmente grauteada dentro da zona de tensão da seção considerada, ou $0,02 \cdot b_w \cdot d$, ou toma-se o menor dentre os dois valores;

f_{sy} – tensão de escoamento do aço da armadura transversal;

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

A_{sw} – armadura transversal adotada;

s – espaçamento da armadura transversal.

A norma informa, em forma de tabela, no item 4.4 qual valor deve se adotar para o fator de redução. Dessa tabela é possível encontrar o valor do fator para cada caso que a norma aborda como segue na tabela 12:

Tabela 12 - Fatores de Redução

Tipo de Alvenaria ou Acessório e Ação dos Efeitos	Fator de redução (ϕ)
Alvenaria Não Armada	
Compressão	0,45
Outros Efeitos	0,60
Alvenaria Armada ou Protendida	0,75
Conectores e Acessórios	
Conectores de Parede na tensão de compressão	0,95
Conectores que cruzam juntas na alvenaria	0,75
Acessórios e outras ações	0,75

Fonte: AS 3700/2001

O dimensionamento de vigas de alvenaria armada enquadra-se no item “alvenaria armada ou protendida” da tabela e assim utiliza-se o valor de 0,75.

Ao analisar o equacionamento acima, nota-se que a AS3700/2001 impõe a necessidade de armadura transversal para se realizar a verificação da força cortante. Além disso, para melhor aplicação da equação 4.4.1 neste trabalho, foram substituídos os valores f'_{vm} , f_{sy} , f_{vs} e ϕ , pois se tratam de valores constantes, segundo a norma. Com isso, tem-se a seguinte equação:

$$V_d \leq 0,75 \cdot \left(0,035 \cdot b_w \cdot d + 1,75 \cdot A_{st} + f_{sy} \cdot \frac{A_{sw} \cdot d}{s} \right) \leq 4 \cdot 0,75 \cdot 0,035 \cdot b_w \cdot d \quad (4.4.2)$$

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

$$V_d \leq 0,02625 \cdot b_w \cdot d + 1,3125 \cdot A_{st} + f_{sy} \cdot \frac{A_{sw} \cdot d}{s} \leq 0,105 \cdot b_w \cdot d \quad (4.4.3)$$

Para satisfazer a equação, as dimensões de b_w e d deve estar em centímetros, enquanto a dimensão de A_{st} deve ser em centímetros quadrados e da tensão característica do aço da armadura transversal (f_{sy}), em kN/cm².

A respeito da tensão característica do aço a AS 3700/2001 prescreve alguns limites que são informados no item 3.5.1 da norma, conforme tabela 13:

Tabela 13 - Tensão e Ductilidade da Armadura

Armadura		Tensão de Escoamento(MPa)	Classe de Ductilidade
Tipo	Designação		
Barra simples pela AS 1302	250R	250	N
Barra deformada pela AS 1302	250S	250	N
Barra deformada pela AS 1302	400Y	400	N
Arame, simples ou deformada pela AS 1303	450W	450	L
Tela de arame, simples, defromada	450F	450	L
Barra deformada pela AS/NZS 4671	D500L	500	L
	D500N	500	N
Tela de arame, simples, defromada ou recortada pela AS/NZS 4671	D500L	500	L
	D500N	500	N

Fonte: AS3700/2001

De acordo com a tabela 13 e avaliando as características das barras a serem utilizadas neste trabalho, chega-se à conclusão de que o valor apropriado de f_{sy} é 50 kN/cm².

4.5 Norma Canadense S.304.1-2014

A norma canadense a partir do item 12.3.3 prescreve informações a respeito do dimensionamento do cisalhamento. O dimensionamento para tensão de cisalhamento é realizado considerando que a tensão de escoamento do aço não deve exceder 400MPa.

É especificado um coeficiente de modificação(λ) que depende da densidade do concreto:

- $\lambda = 1,00$ para $\rho > 2000\text{kg/m}^3$
- $\lambda = 0,85$ para $\rho < 1800\text{kg/m}^3$
- $\lambda = 0,75$ para $\rho < 1700\text{kg/m}^3$

Para dimensionar elementos totalmente grauteados para esforço de cisalhamento é necessário satisfazer a seguinte relação:

$$V_r \geq V_f \quad (4.5.1)$$

Onde:

V_r – força cortante resistente (N);

V_f – força cortante solicitante (N).

O valor da força de V_r é proveniente da soma da força cortante absorvida pela seção de alvenaria (V_m) e a força cortante absorvida pela armadura transversal (V_s), ou seja:

$$V_r = V_m + V_s \quad (4.5.2)$$

A força cortante absorvida pela seção de alvenaria deve ser calculada de acordo com a equação 4.5.3, que se encontra no item 12.3.5.4:

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

$$V_m = \phi_m \cdot K_b \cdot \lambda \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_m} \cdot \beta \quad (4.5.3)$$

Onde:

V_m – força cortante absorvida pela seção de alvenaria;

ϕ_m – fator de resistência para alvenaria - $\phi_m = 0,55$;

λ – fator de acordo com a densidade do concreto;

b_w – base da seção da viga;

d – altura útil da viga;

f'_m – tensão de compressão da alvenaria;

K_b – constante de acordo com o grauteamento - $K_b = 1,00$;

β – valor obtido pela equação:

Para o cálculo da força cortante absorvida pela armadura transversal

(V_s):

$$V_s = \phi_s \cdot A_v \cdot f_y \cdot \frac{d}{s} \cdot \cot(\theta_1) \quad (4.5.4)$$

Onde:

V_s – força cortante absorvida pela armadura transversal;

ϕ_s – fator de resistência para armadura - $\phi_m = 0,85$;

A_v – área da armadura transversal;

f_y – tensão de escoamento do aço;

d – altura útil da viga;

s – espaçamento da armadura transversal;

θ_1 – ângulo de inclinação da diagonal de compressão pelo método simplificado tem que: $\theta_1 = 42^\circ$.

No entanto, a força cortante obtida pela equação 4.5.4 não deve ser maior que:

$$V_{s,\text{sup}} = \phi_m \cdot 0,36 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_m} \quad (4.5.5)$$

4.6 Norma Brasileira de Concreto Armado – ABNT NBR6118/2014

A norma brasileira de concreto traz em suas prescrições dois modelos de se calcular a armadura transversal, onde o modelo I, segundo a NBR6118/2014, admite diagonais de compressão com $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela V_c tenha valor constante, independente de V_{sd} . Já o modelo II, também de acordo com a mesma norma, admite diagonais de compressão inclinadas de θ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, com θ variável entre 30° e 45° . Admite ainda que a parcela complementar V_c sofra redução com o aumento de V_{sd} .

4.6.1 Modelo de Cálculo I

De acordo com o item 17.4.2.2 da norma, o primeiro passo do dimensionamento é a verificação da compressão diagonal do concreto, de acordo com a equação abaixo:

$$V_{Rd,2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (4.6.1.1)$$

$$V_{Rd,2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (4.6.1.2)$$

Para cálculo de armadura transversal é feita a segunda verificação normatizada pelo mesmo item e demonstrada a seguir:

$$V_{Rd,3} = V_c + V_{sw} \quad (4.6.1.3)$$

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

Para isso é necessário calcular os termos V_c e V_{sw} , pelas equações abaixo:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (4.6.1.4)$$

Onde:

V_c – força cortante absorvida pela seção de concreto armado;

f_{ctd} – resistência de cálculo do concreto a tração; $f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3}$ (f_{ck} em MPa);

b_w – largura da seção da viga;

d - altura útil;

O valor da força cortante absorvida pela armadura transversal segue a equação 4.6.1.5:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \quad (4.6.1.5)$$

Onde:

V_{sw} – força cortante absorvida pela armadura transversal;

A_{sw} – área de aço da armadura transversal;

s – espaçamento adotado para armadura transversal;

d – altura útil da viga;

f_{ywd} – é a tensão da armadura transversal, limitada a f_{yd} para casos de estribos.

4.6.2 Modelo de Cálculo II

Nesse modelo se considera que a variação da inclinação da biela (θ) é entre $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$, ao contrário do modelo I, onde a inclinação é considerada constante e igual a 45° . Com essa consideração, a verificação da biela de concreto é dimensionada de acordo com a equação 4.6.2.1:

$$V_{Rd,2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot (\sin \theta)^2 \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (4.6.2.1)$$

$$V_{Rd,2} = 0,54 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot (\sin \theta)^2 \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \quad (4.6.2.2)$$

Arbitrando que o posicionamento dos estribos na viga será vertical, ou seja, $\alpha = 90^\circ$, na equação 4.6.2.2 e fazendo as devidas simplificações chega-se a:

$$V_{Rd,2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin 2\theta \quad (4.6.2.3)$$

O cálculo da força cortante absorvida pela seção de concreto não sofre alteração ao se considerar essa variação de inclinação. No entanto, o cálculo da força cortante absorvida pela armadura transversal sofre algumas alterações, assim como a equação de verificação da biela de concreto. Sendo assim tem-se que:

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

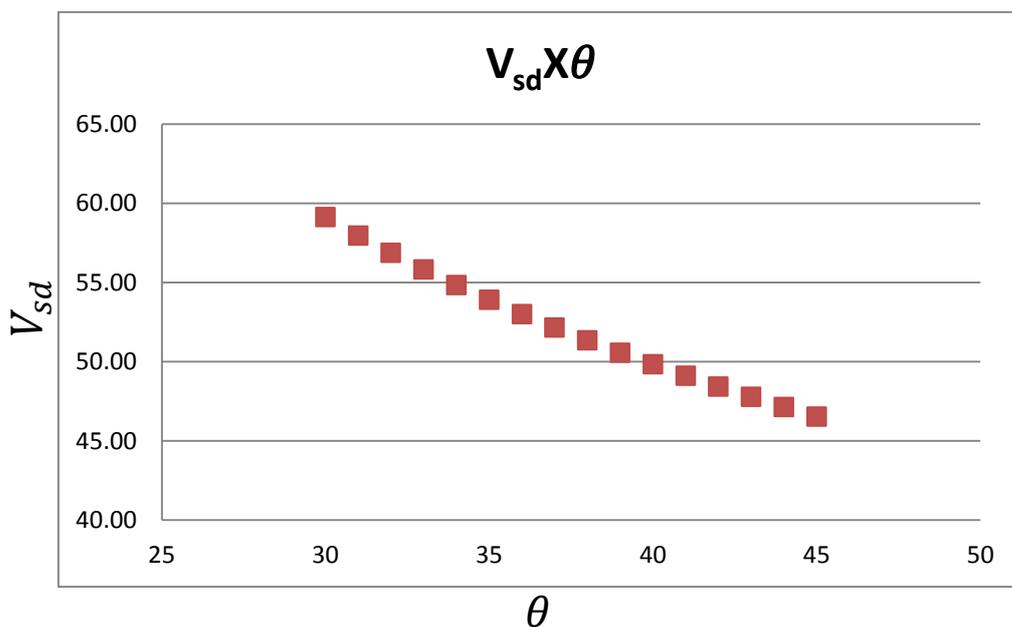
$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.6.2.4)$$

No caso de estribos verticais temos que:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (4.6.2.5)$$

Considerando as equações apresentadas no modelo de cálculo e variando apenas o ângulo de inclinação das bielas de acordo com o proposto na literatura, é possível alcançar dois gráficos que ilustram que o modelo I é mais conservador que o modelo II.

Gráfico 3 - Relação entre Força Cortante de Cálculo e o Ângulo de Inclinação das Bielas

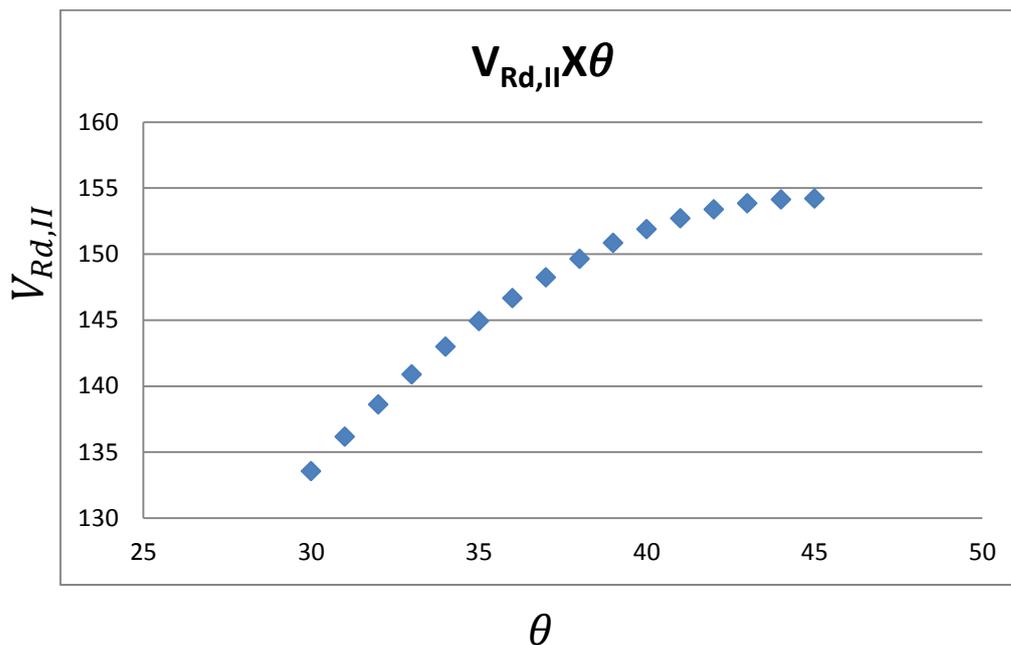


Fonte: Dados do Autor (2015)

É possível observar que com o aumento da inclinação da biela de compressão, o valor da força solicitante de cálculo reduz até alcançar o valor calculado pelo modelo I.

CAPÍTULO 4 – DIMENSIONAMENTO

Gráfico 4 - Relação entre $V_{rd,II}$ e o Ângulo de Inclinação das Bielas



Fonte: Dados do Autor (2015)

A força cortante resistida pela biela aumenta de acordo com o aumento da inclinação da biela e alcança o seu valor máximo na inclinação de 45°. Por essa razão é que o modelo que será adotado para comparação dos resultados experimentais será o modelo I.

5 Programa Experimental - Metodologia

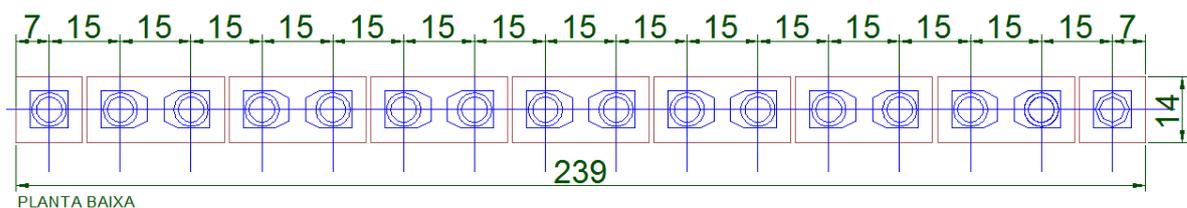
O programa experimental foi planejado para estudar vigas sujeitas ao rompimento por cisalhamento. A seguir é apresentada a descrição geral dos ensaios e caracterização dos componentes e elementos.

5.1 Descrição Geral

Foi ensaiado um total de 10 vigas de alvenaria estrutural, conforme as características abaixo:

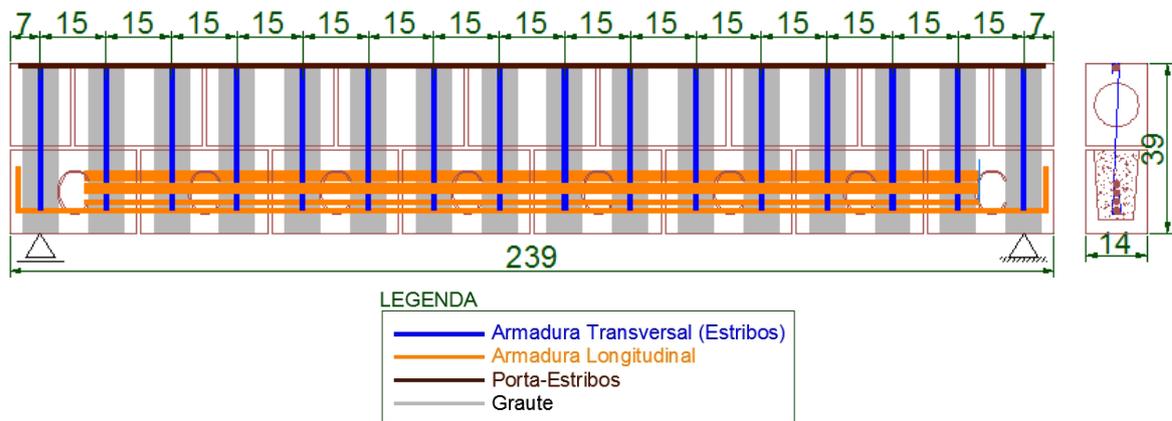
- Vãos de 2,39 metros de comprimento para todas as vigas, comprimento relativo a 8 blocos e juntas de 1 cm;
- Blocos de concreto tipo canaleta (14x19x29 cm) na fiada de baixo, bloco comum (14x19x29cm) na fiada de cima e bloco comum (14x19x14cm) nas extremidades da fiada superior, sendo a altura de cada fiada 19 cm e utilizando para cada viga a altura relativa a duas fiadas;
- Quantidade de armaduras de cisalhamento: 1Ø5,0c/15 e 1Ø6,3c/15;
- Quantidade de armadura de flexão: 2Ø 10,0 mm, e 2Ø 16,0 mm, como indicado nas figuras a seguir:

Figura 19 - Planta Baixa



Fonte: Dados do Autor (2015)

Figura 20 – Elevação

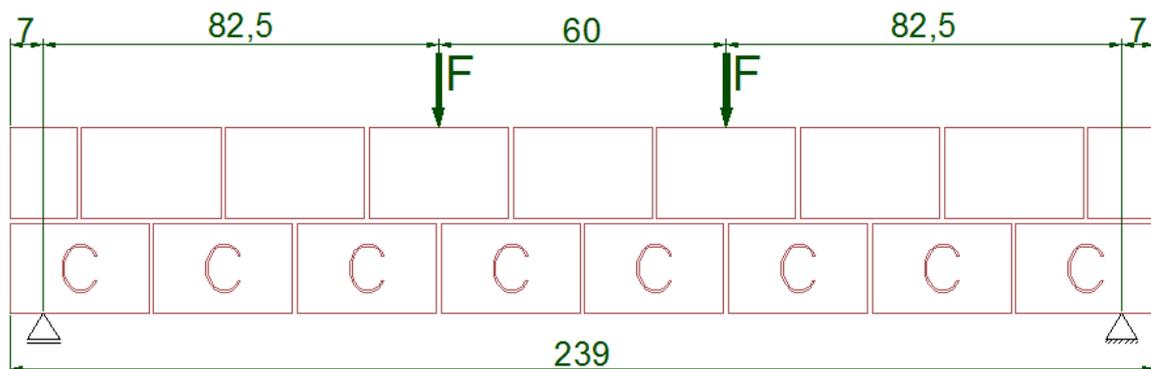


Fonte: Dados do Autor (2015)

A quantidade armadura longitudinal é de aproximadamente $4,8\text{cm}^2$, foi determinada para induzir o rompimento da viga por força cortante, ou seja: com essa quantidade, a viga tem resistência à flexão superior à de cisalhamento.

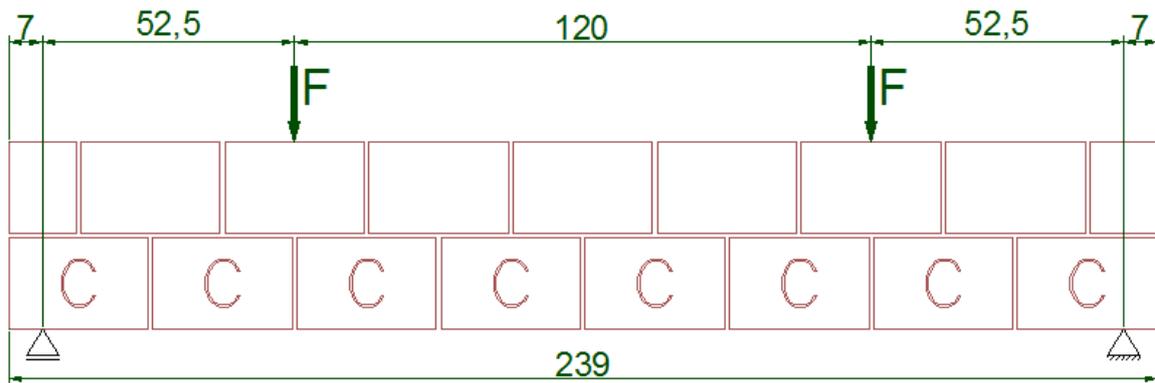
O carregamento foi planejado em pares de cargas equidistantes, sendo variável a posição dessas cargas em relação aos apoios. Conforme ilustram as figuras a seguir, três tipos de carregamentos foram realizados.

Figura 21 - Carregamento Tipo I



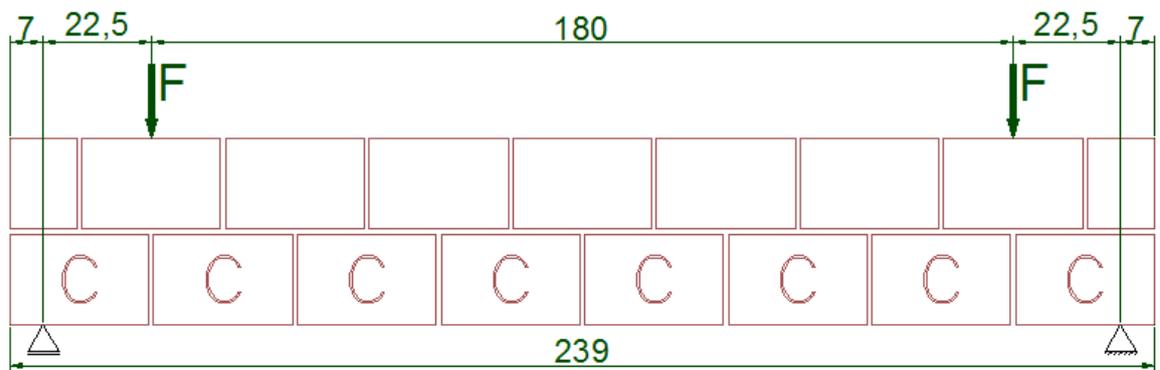
Fonte: Dados do Autor (2015)

Figura 22 - Carregamento Tipo II



Fonte: Dados do Autor (2015)

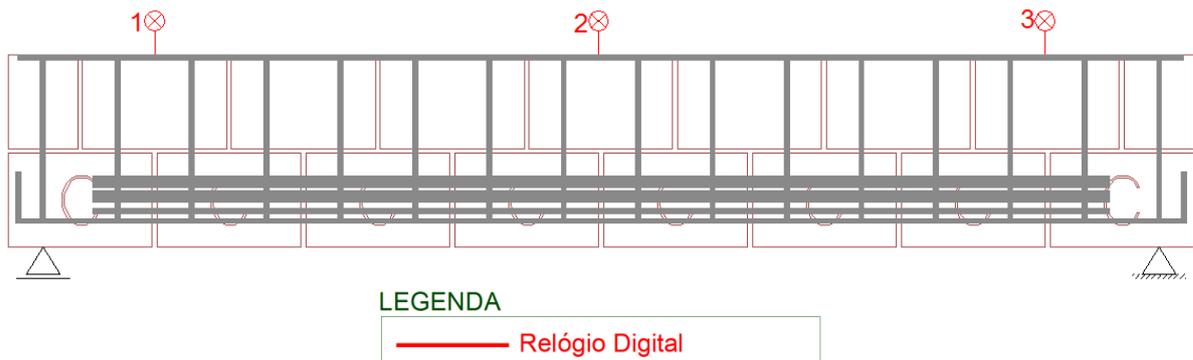
Figura 23 - Carregamento Tipo III



Fonte: Dados do Autor(2015)

Para a obtenção de dados de deslocamento vertical dos ensaios foram instalados, sobre os blocos de concreto, três relógios comparadores digitais, conforme figura 24.

Figura 24 – Instrumentação das Vigas



Fonte: Dados do Autor (2015)

5.1.1 Regra de Nomenclatura

Devido ao número de vigas que foram analisadas e a variação da aplicação de cargas e do diâmetro das barras de armadura transversal, foi adotada uma nomenclatura para facilitar a compreensão dos resultados obtidos. A nomenclatura das vigas foi composta por 4 (quatro) caracteres onde:

- O primeiro caractere foi a letra **V** (referente a viga);
- O segundo caractere foi de acordo com a posição do par de cargas que foi aplicado, ou seja, para o par de cargas aplicado distante 82,5 cm do apoio viga e se utilizou o número **1** (um), para o par de cargas aplicadas a uma distância de 52,5 cm do eixo da viga se utilizou o número **2** (dois) e para o par de cargas distante 22,5 cm do apoio da viga se utilizou o número **3**;
- O terceiro caractere foi definido de acordo com o diâmetro da armadura transversal que foi utilizada. Para o caso de diâmetro $\varnothing 5,0$ mm foi

utilizado o número **5** e para o diâmetro $\varnothing 6,3$ mm foi adotado o número **6**;

- O quarto caractere apenas diferenciou os dois tipos de vigas para cada caso. Assim, considerou-se **A** para o primeiro grupo de vigas e **B** para o segundo.

No capítulo de análise de resultados, será adotada a nomenclatura de acordo com a tabela 14.

Tabela 14 - Nomenclatura das Vigas

V15A	V15B
V25A	V25B
V35A	V35B
V16A	V16B
V26A	V26B

Fonte: Dados do Autor (2015)

5.1.2 Montagem das Vigas

A montagem das vigas foi realizada em duas etapas. A primeira etapa foi de amarração dos estribos nas armaduras longitudinais e, após essa amarração, se executou a alvenaria e o grauteamento. As duas etapas são detalhadas a seguir.

5.1.2.1 Amarração dos Estribos e Armadura Longitudinal

Foi montado, para cada viga, um conjunto de 14 estribos para armadura transversal. A armadura longitudinal é composta de 2 barras de 10 mm de diâmetro e 2 barras de 16 mm de diâmetro para momento negativo e uma barra de 6,3 mm de diâmetro para momento positivo. O procedimento para amarração de toda armadura foi efetuado de acordo com as seguintes etapas:

CAPÍTULO 6 – PROGRAMA EXPERIMENTAL-METODOLOGIA

1. Amarração da primeira armadura de 10mm de diâmetro na borda do estribo – figura 25;

Figura 25 - Amarração da Armadura Longitudinal



Fonte: Dados do Autor (2015)

2. Amarração da segunda barra de 10mm de diâmetro com espaçamento de aproximadamente 10mm para a primeira barra – figura 27;

Figura 26 - Amarração da Armadura Longitudinal



Fonte: Dados do Autor (2015)

3. Amarração da primeira barra de 16mm de diâmetro com espaçamento de aproximadamente 10mm para segunda barra – figura 27;

Figura 27 - Amarração da Armadura Longitudinal



Fonte: Dados do Autor (2015)

4. Amarração da segunda barra de 16mm de diâmetro com espaçamento de aproximadamente 10mm para terceira barra – figura 28;

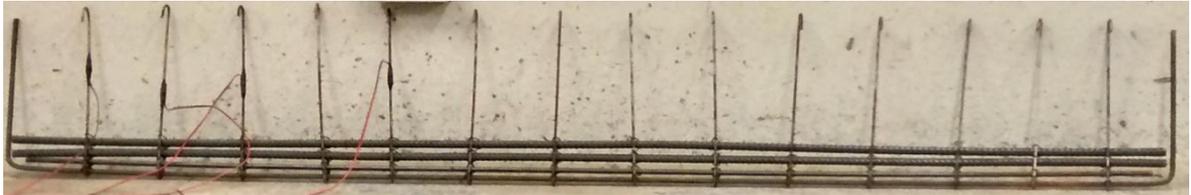
Figura 28 - Amarração da Armadura Longitudinal



Fonte: Dados do Autor (2015)

Ao final do processo, a armadura ficou com a configuração mostrada na figura 29:

Figura 29 - Armadura Final



Fonte: Dados do Autor (2015)

5.1.2.2 Execução da Alvenaria e Grauteamento

Os ensaios das vigas foram realizados no Laboratório de Sistemas Estruturais da Universidade Federal de São Carlos (LSE - UFSCar).

A execução da alvenaria das vigas foi realizada de acordo com o seguinte procedimento:

- 1- Regularização da superfície onde se colocou uma faixa de plástico para que não houvesse contato entre a viga e a superfície – em alguns trechos da superfície a regularização foi feita com areia;
- 2- Posicionamento dos blocos canaleta das extremidades sobre o plástico para que fosse feito o alinhamento da fiada das canaletas – figura 30;

Figura 30 - Execução da Alvenaria e Grauteamento



Fonte: Dados do Autor (2015)

CAPÍTULO 6 – PROGRAMA EXPERIMENTAL-METODOLOGIA

- 3- Assentamento dos demais blocos canaletas colocando argamassa em toda a face frontal do bloco. A fim de garantir o espaçamento de 10mm de argamassa entre os blocos, foi utilizado um pedaço de barra de 10mm de diâmetro – figura 31 e 32;

Figura 31 - Execução da Alvenaria e Grauteamento



Fonte: Dados do Autor (2015)

Figura 32 - Execução da Alvenaria e Grauteamento



Fonte: Dados do Autor (2015)

- 4- Posicionamento do sistema – armadura longitudinal e estribos dentro dos blocos canaleta após assentados – figura 33;

Figura 33 - Execução da Alvenaria e Grauteamento



Fonte: Dados do Autor (2015)

- 5- Assentamento dos blocos da extremidade para realizar o alinhamento da segunda fiada - com o objetivo de reduzir a quantidade de argamassa que poderia cair da face frontal do bloco foram posicionadas duas tábuas de madeira no comprimento da viga, na parte interna do bloco canaleta – figura 34;

Figura 34 - Execução da Alvenaria e Grauteamento



Fonte: Dados do Autor (2015)

- 6- Assentamento dos demais blocos colocando argamassa em toda a face frontal do bloco - assim como na primeira fiada, foi utilizado um

CAPÍTULO 6 – PROGRAMA EXPERIMENTAL-METODOLOGIA

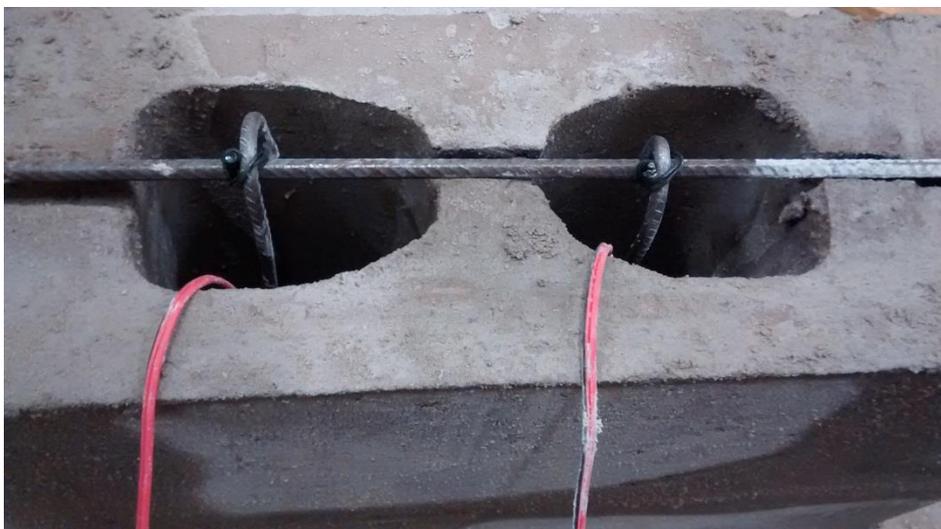
pedaço de barra de 10mm de diâmetro a fim de garantir o espaçamento entre os blocos – figura 35;

Figura 35 - Execução da Alvenaria e Grauteamento



7- Amarração do porta-estribo na parte superior da viga – figura 36;

Figura 36 - Execução da Alvenaria e Grauteamento



CAPÍTULO 6 – PROGRAMA EXPERIMENTAL-METODOLOGIA

Após o término do assentamento dos blocos, houve um intervalo de 24 horas para grautear toda a viga - para facilitar o processo de grauteamento, foi confeccionado um dispositivo para auxílio da ação – figura 37;

Figura 37 - Execução da Alvenaria e Grauteamento



5.1.2.3 Argamassa

O traço de argamassa adotado para esse trabalho foi o mesmo utilizado por Ramos (2012), Parsekian et al. (2012), Fortes (2013) e Contadini (2014). Foram moldados três corpos de prova cúbicos de 40mm para cada massada. O traço é apresentado na tabela 15.

Tabela 15 - Traço de Argamassa

Material	Massa Especifica Aparente (kg/m ³)	Proporção em Volume	Proporção em Massa	a/c
Cimento Portland CP II - Z 32	1120	1,0	1,00	1,7
Cal Hidratada CH III	600	2,5	1,34	
Areia Média	1790	4,5	7,19	

Observação: para cada massada se utilizou 4kg de cimento
Fonte: Contadini (2014)

CAPÍTULO 6 – PROGRAMA EXPERIMENTAL-METODOLOGIA

Cada massada produzia uma quantidade de argamassa para 4 fiadas de bloco canaletas ou duas de bloco inteiro. No caso de assentamento do bloco inteiro ocorreu esse maior consumo pois, além de se colocar dois cordões laterais na face superior do bloco canaleta para argamassa horizontal, era também necessário colocar argamassa em toda a face lateral do bloco.

5.1.2.4 Graute

O traço de graute adotado para esse trabalho foi o mesmo utilizado por Ramos (2012), Parsekian et al. (2012), Fortes (2013) e Contadini (2014) e o traço é apresentado na tabela 16.

Tabela 16 - Traço do Graute

Material	Massa Especifica Aparente (kg/m ³)	Proporção em Volume	Proporção em Massa	a/c
Cimento Portland CP II - Z 32	1120	1,0	1,00	0,65
Cal Hidratada CH III	600	0,1	0,05	
Areia Média	1790	1,5	2,40	
Pedrisco	1610	1,6	2,30	

Observação: Para cada viga se utilizou 20kg de cimento.

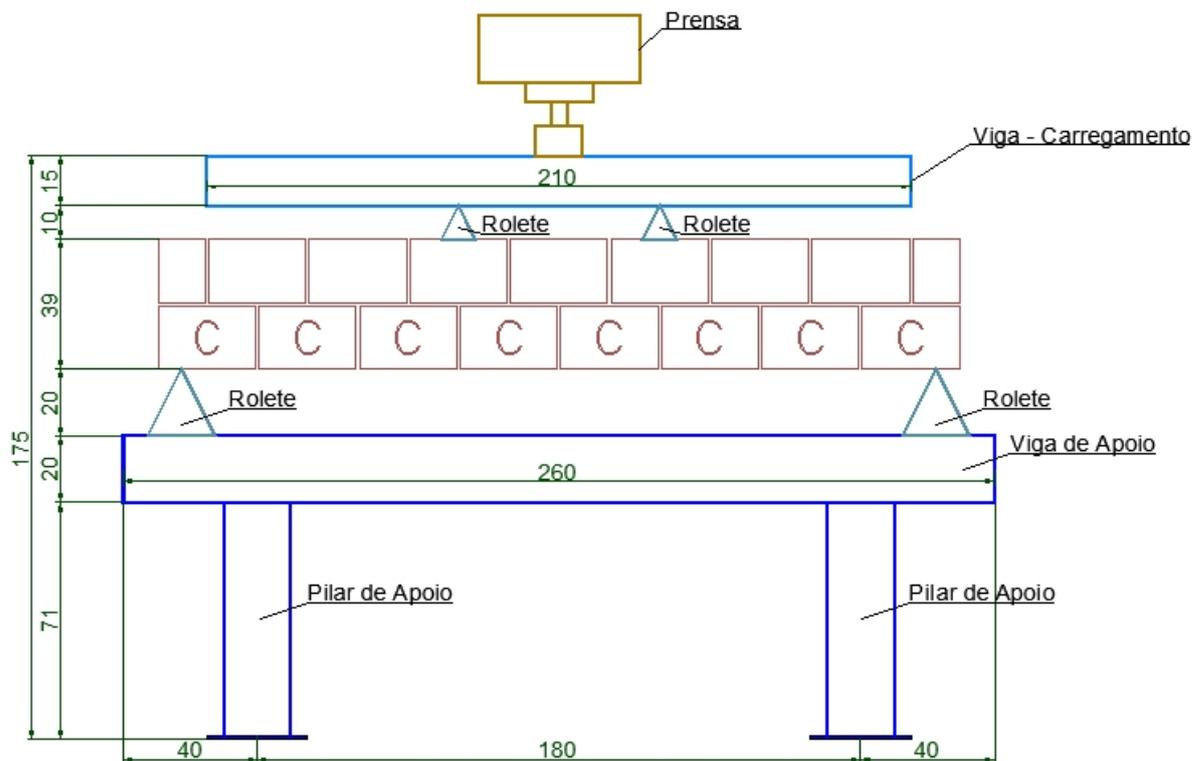
Fonte: Contadini (2014)

Para cada viga se utilizou a quantidade de graute referente a 20kg de cimento, sendo assim foi produzida uma quantidade de graute suficiente para duas vigas.

5.1.3 Montagem dos Ensaio

Após o período de cura mínima de 28 dias cada viga foi posicionada sob pórtico de reação apoiado sobre duas bases metálicas. A montagem final do ensaio está esquematizada na figura 38:

Figura 38 - Montagem do Ensaio



Fonte: Dados do Autor (2015)

A execução do ensaio ocorreu de acordo com o procedimento a seguir. Posicionou-se a viga sobre os apoios que foram fixados nas bases metálicas – figura 39:

Figura 39 - Posicionamento da Viga



Fonte: Dados do Autor (2015)

Regularizou-se a superfície superior com gesso na região onde foram posicionados os apoios que transmitiriam o carregamento da célula de carga – figura 40.

Figura 40 - Regularização da Superfície



(a)



(b)

Posicionou-se a viga metálica sobre os apoios devidamente regularizados – figura 41.

Figura 41 - Viga Concluída para o Início do Ensaio



Fonte: Dados do Autor (2015)

Posicionou-se o macaco com a célula de carga acoplada sobre uma base metálica que transmite apenas esforços axiais – figura 42:

Figura 42 - Macaco com Célula de Carga Acoplada



CAPÍTULO 6 – PROGRAMA EXPERIMENTAL-METODOLOGIA

O ensaio foi realizado com incrementos de carga de 5 kN. Para cada incremento era registrado o valor dos deslocamentos nos relógios comparadores e marcadas as fissuras que surgiam na viga com caneta hidrográfica.

A instrumentação era retirada a partir do instante que se observava um aumento significativo das fissuras nas juntas verticais. Após a retirada da instrumentação o ensaio prosseguia até se atingir a carga de ruptura.

Dentre as dez vigas apresentada não foi possível alcançar a carga de ruptura experimental para a viga V35B, em função de limitações nos equipamentos utilizados nos ensaios. Por essa a razão a viga V35B não será analisada quanto a sua carga de ruptura e por consequência o tipo de ruptura encontrada.

5.2 Caracterização dos Componentes e Elementos

A caracterização dos componentes e elementos utilizados nesse trabalho é apresentada na tabela 17. Os valores de resistência à compressão dos blocos, argamassa, prisma e graute.

Tabela 17 - Tabela de Caracterização

Resistência Média a Compressão (Mpa)		
f_b	10,69	Blocos
f_a	8,11	Argamassa
f_p	12,58	Prisma
f_g	25,14	Graute

Fonte: Dados do Autor(2013)

6 Programa Experimental - Resultados

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios e um comparativo com a literatura revisada. Em um primeiro momento é feita uma apresentação geral dos resultados, indicando resultados e comportamentos típicos das vigas ensaiadas. Após a análise geral é feita uma análise das vigas de acordo com as suas particularidades.

6.1 Análise Geral dos Ensaios

É possível notar que todas as vigas seguem o mesmo padrão de fissuração cujo aspecto é condizente com a analogia de treliça. A seguir se comenta em detalhes.

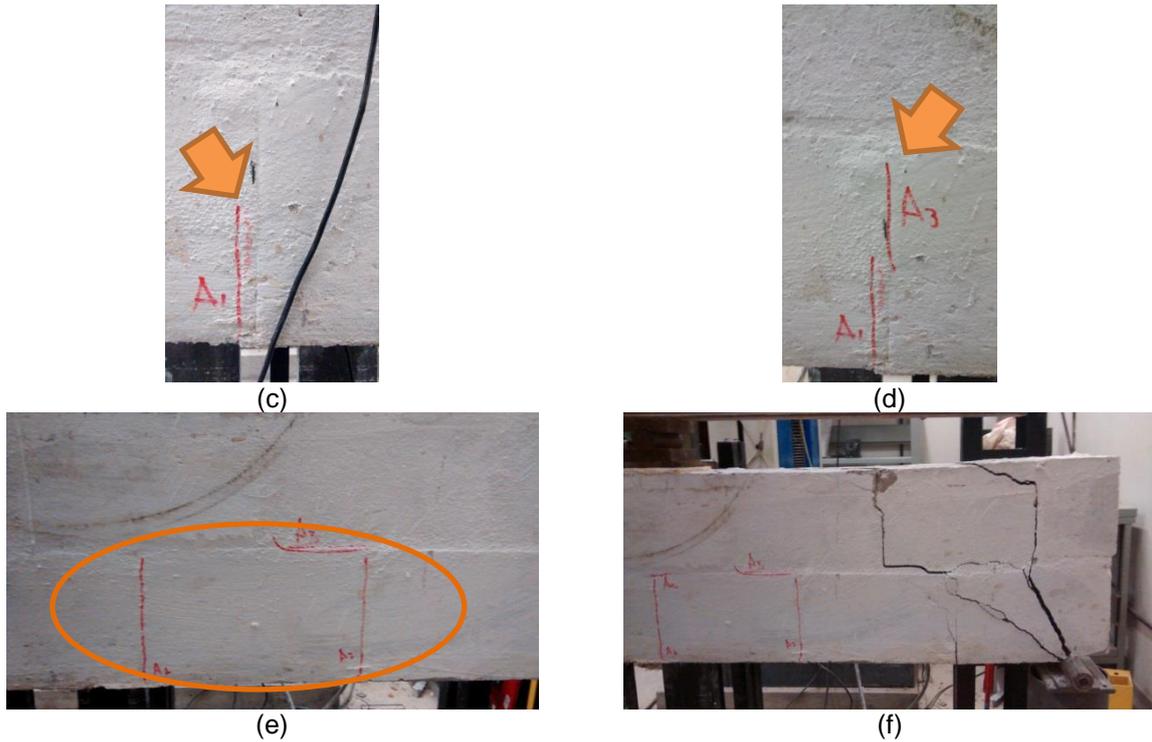
6.1.1 Fissuração das Vigas

Durante os ensaios foi possível notar o desenvolvimento das fissuras nas vigas. A seguir comenta-se sobre essas.

Figura 43 - Fissuração das Vigas



CAPÍTULO 6 – PROGRAMA EXPERIMENTAL-RESULTADOS



Fonte: Dados do Autor (2015)

As figuras 43(a) e (b) apresentam o início das fissuras. A primeira ocorreu na junta de argamassa, como observado por outros autores, como por exemplo, Landini (2001). A razão dessas fissuras se iniciarem entre as argamassas é devido a essas juntas serem o ponto fraco na resistência a flexão pela baixa aderência no sistema bloco-argamassa-bloco.

Já nas figuras 43 (c) e (d) é possível observar o crescimento das fissuras existentes e o surgimento de outras. É interessante observar que as fissuras ocorreram na mesma junta de argamassa. No entanto, não houve apenas o crescimento da fissura A1, mas o surgimento da fissura A3 e, pela conformidade dessas fissuras, é possível inferir que houve um escorregamento horizontal nessa seção da viga.

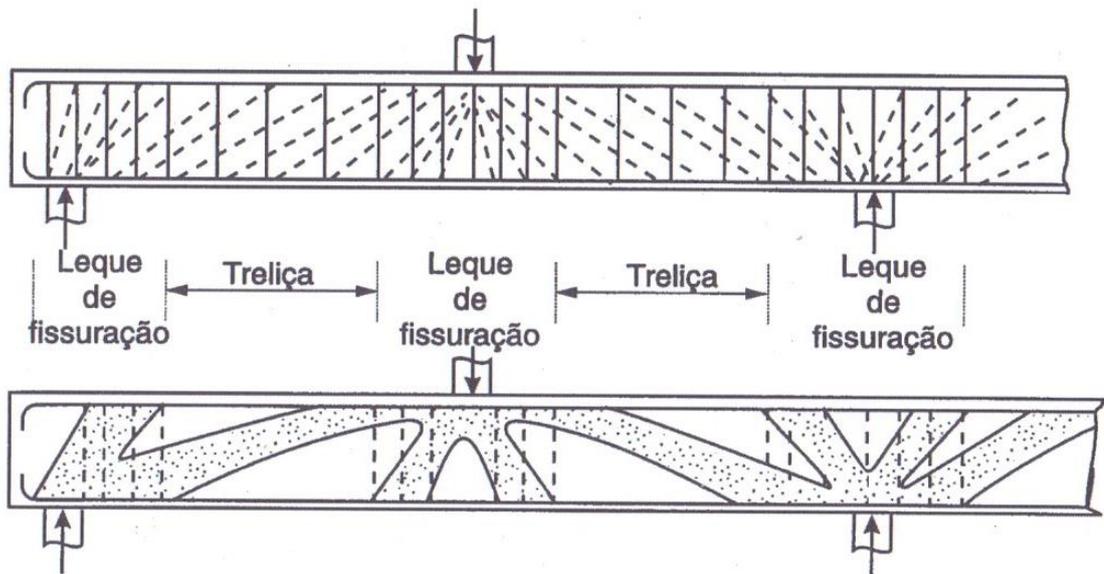
Em outra viga foi possível observar um aumento da fissura na junta vertical ao ponto dessa fissura caminhar pela junta horizontal em direção ao ponto de aplicação

da carga, de acordo com as figuras (e) e (f). Após o desenvolvimento das fissuras na direção horizontal, a ruptura é iminente a qualquer instante.

6.1.2 Leque de Fissuração

O leque de fissuração é a maneira como as fissuras se distribuem próximas aos apoios e dos pontos de aplicação de carga concentrada sobre a viga, como é ilustrado na figura 44.

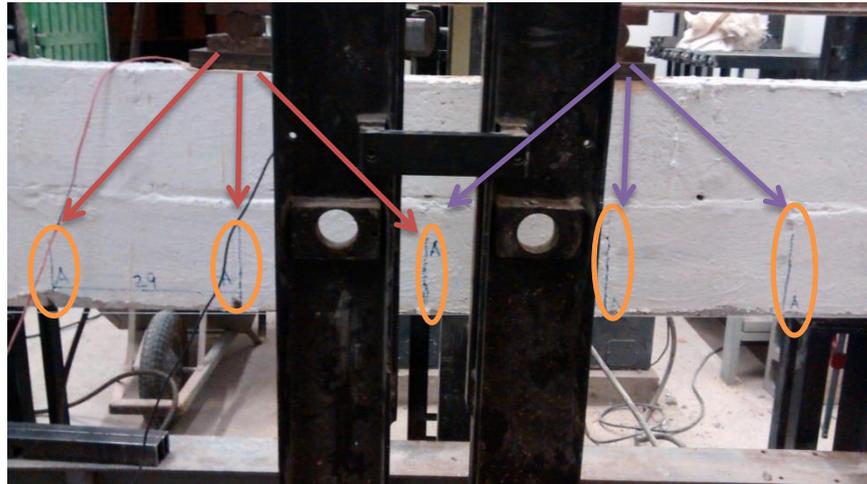
Figura 44 - Leque de Fissuração



Fonte: Fusco (2008).

Nas vigas de alvenaria foi possível observar o aparecimento desse leque de fissuração, pois o início das fissuras ocorreu abaixo do ponto de aplicação da carga se iniciando pelo bordo inferior da viga em direção a força concentrada.

Figura 45 - Leque de Fissuração



Fonte: Dados do Autor(2015)

Figura 46 - Representação do Leque de Fissuração



Fonte: Dados do Autor (2015)

Nas figuras 45 e 46 é apresentada a formação do leque de fissuração em duas vigas distintas. Na figura 45 é possível observar que a junta que está equidistante das cargas concentradas, tem um comprimento maior que as demais, pois esta seção faz parte do leque de pontos de carregamento.

Foi observado que em vigas de alvenaria as fissuras se iniciam nos pontos fracos, que são as juntas verticais de argamassa. Quando se aproxima da carga de ruptura essas fissuras se aproximam das fissuras observadas em vigas de concreto armado. Com relação às juntas verticais de argamassa, foi observado que essas condicionam o caminho das fissuras.

6.1.3 Analogia de Treliça

De acordo com a literatura o dimensionamento ao esforço cortante de vigas de concreto armado é feito de acordo com o modelo de treliça de Ritter-Mörsch, e o que foi observado durante os ensaios é que as vigas de alvenaria apresentam o mesmo comportamento.

Figura 47 - Modelo de Treliça em Viga de Alvenaria

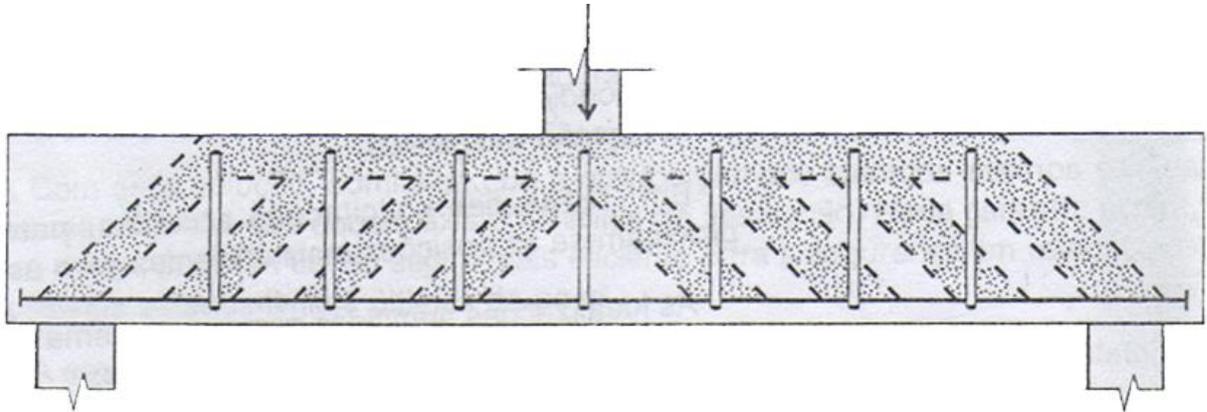


Fonte: Dados do Autor (2015)

Durante o ensaio foi possível medir a inclinação da fissura e observar o surgimento de uma biela comprimida entre duas fissuras subsequentes (figura 47). E observando a figura 48 é possível notar que o conceito de biela da analogia de

treliça pode-se verificar nas vigas de alvenaria quando estas se aproximam do carregamento de ruptura.

Figura 48 - Treliça de Ritter-Mörsch



Fonte: Fusco (2008)

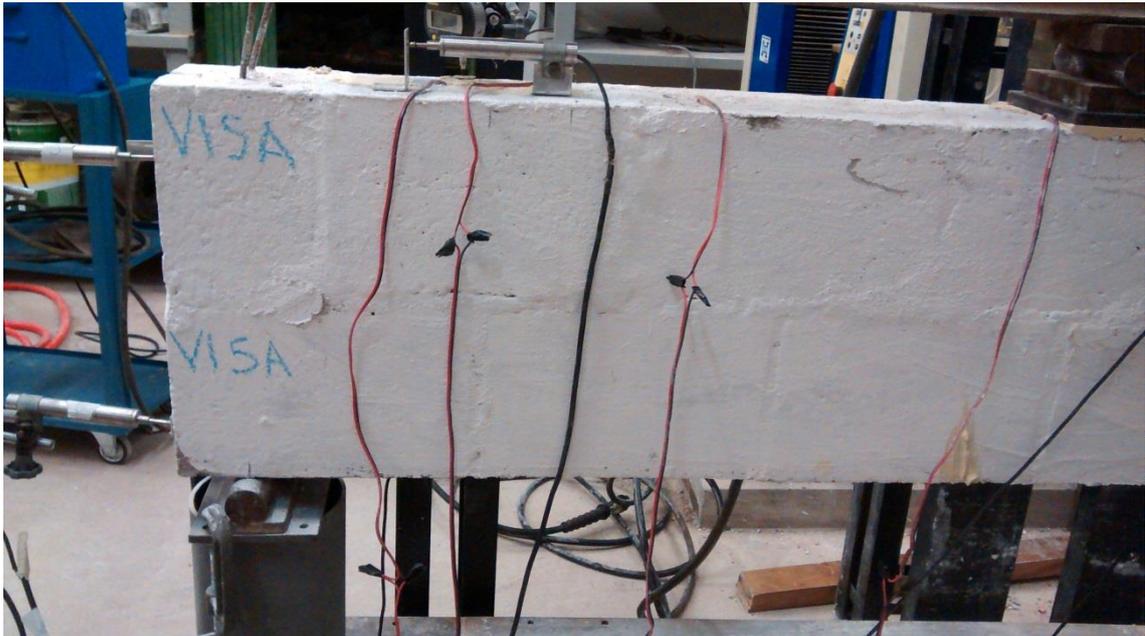
6.2 Ruptura das Vigas

Neste tópico são apresentados os resultados das vigas de acordo com o observado durante os ensaios. É realizada uma comparação dos tipos de rupturas das vigas com a literatura apresentada.

6.2.1 Viga – V15A

De acordo com a nomenclatura adotada, a V15A é a viga que apresenta cada ponto de carregamento distante 82,5cm do apoio da viga, com estribos de 5 mm. A figura 49 apresenta a viga posicionada para o ensaio:

Figura 49 - V15B



Fonte: Dados do Autor (2015)

Além dos aspectos apresentados no tópico de análise geral do ensaio, foi observado que próximo ao ponto de carga houve o estufamento do bordo superior e o surgimento de algumas fissuras na junta superior da viga (Figura 50):

Figura 50 - Estufamento e Fissura na Junta



Fonte: Dados do Autor (2015)

Figura 51 - Fissura na Junta do Bordo Superior da Viga



Fonte: Dados do Autor (2015).

CAPÍTULO 6 – PROGRAMA EXPERIMENTAL-RESULTADOS

Quando se alcançou um carregamento próximo ao da carga de ruptura, foi observado o destacamento na região da junta próxima ao ponto de aplicação da carga, conforme figura 52.

Figura 52 - Destacamento na Região próxima da Carga



Fonte: Dados do Autor (2015)

A viga rompeu por cisalhamento onde ocorreu um escorregamento da seção transversal do apoio como é possível observar na figura 53 e a carga de ruptura da viga foi de 48 kN.

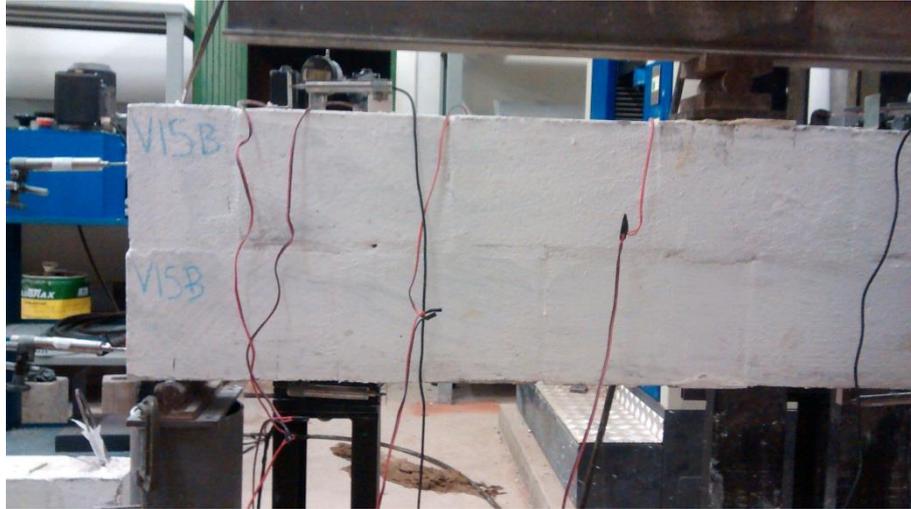
Figura 53 - Ruptura Viga V15B



6.2.2 Viga – V15B

De acordo com a nomenclatura adotada, a V15B é a viga que apresenta cada ponto de carregamento distante 82,5 cm do apoio da viga, com estribos de 5 mm. A figura 54 apresenta a viga posicionada para o ensaio:

Figura 54 - V15B



Além dos aspectos apresentados no tópico de análise geral do ensaio, foi observado que próximo ao ponto de carga houve o estufamento do bordo superior e o surgimento de algumas fissuras na junta superior da viga (Figura 55 e 56):

Figura 55 - Estufamento e Fissura na Junta



Fonte: Dados do Autor (2015)

Figura 56 - Fissura na Junta do Bordo Superior da Viga



Fonte: Dados do Autor (2015).

Quando se alcançou um carregamento próximo da carga de ruptura, foi observado o destacamento na região da junta próxima ao ponto de aplicação da carga, conforme figura 57.

Figura 57 - Destacamento na Região próximo da Carga



Fonte: Dados do Autor (2015)

Avaliando a maneira como a viga rompeu, é possível observar duas situações de ruptura: a primeira sendo por cisalhamento puro, ou seja, ocorreu um escorregamento da seção do apoio, e a segunda, por força cortante, caracterizada pela tração diagonal, como é possível ver na figura 58:

Figura 58 - Ruptura Viga V15B



Após atingir a carga de ruptura de aproximadamente 46,9kN, foi também observada a ruptura no bordo superior do bloco da segunda fiada (figura 59):

Figura 59 - Fissuras no Bloco

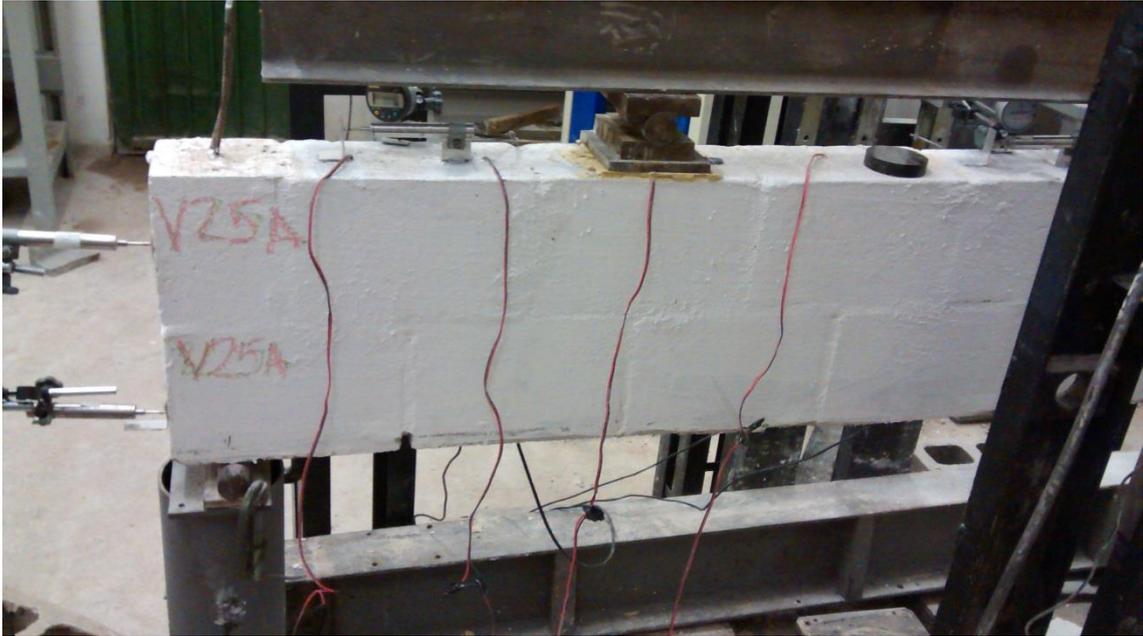


Fonte: Dados do Autor (2015)

6.2.3 Viga – V25A

A V25A é a viga que apresenta cada ponto de carregamento distante 52,5 do apoio da viga, com estribos de 5mm. A figura 60 apresenta o posicionamento da viga antes do ensaio:

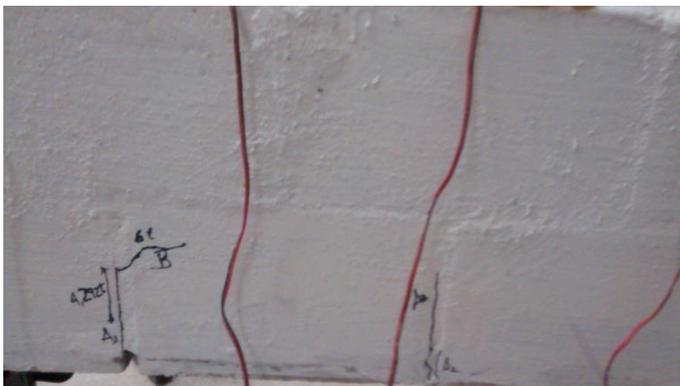
Figura 60 - V26A



Fonte: Dados do Autor (2015)

Além dos aspectos apresentados no tópico de análise geral do ensaio, foi observado que próximo ao ponto de carga houve o estufamento do bordo superior e o surgimento de algumas fissuras na junta superior da viga. Além da questão do estufamento, ocorreu nessa viga a propagação da fissura da argamassa para o bloco. (Figura 61):

Figura 61 – Fissuras - V25A



CAPÍTULO 6 – PROGRAMA EXPERIMENTAL-RESULTADOS

Fonte: Dados do Autor (2015).

Com o aparecimento das fissuras e o estufamento próximos aos pontos de aplicação das cargas, ocorreu um aumento substancial das fissuras. Em um determinado instante do ensaio, o estado de fissuração pôde ser observado tal qual a figura 62. Após esse instante foi possível incrementar mais cargas sobre a viga.

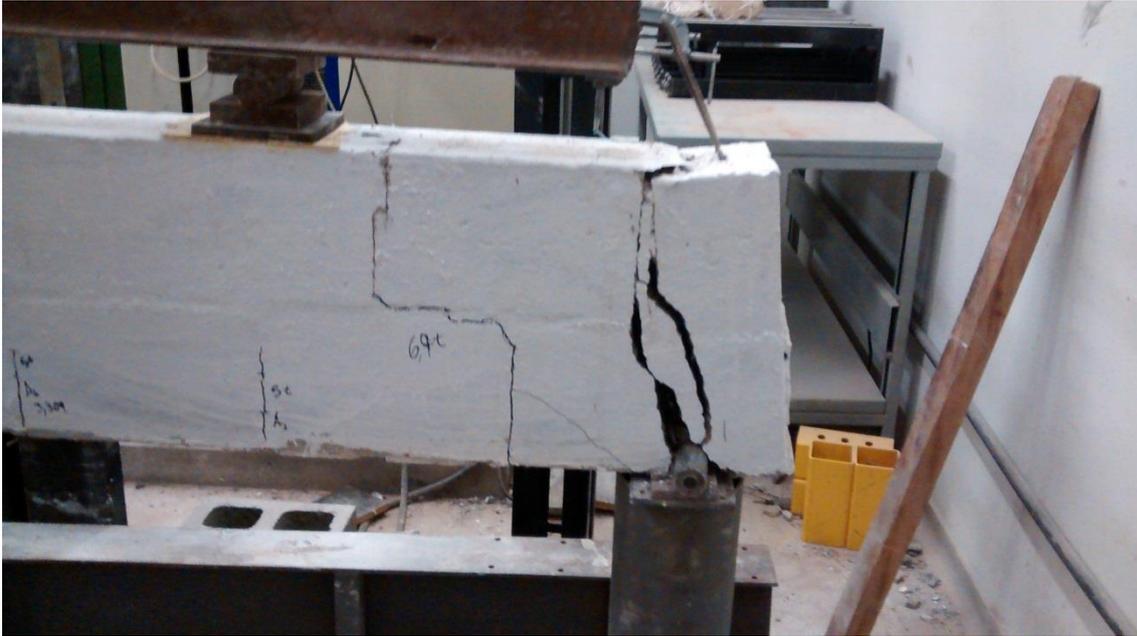
Figura 62 – Aumento das Fissuras



Fonte: Dados do Autor (2015)

A carga de ruptura da viga foi de 44,4 kN e o tipo de ruptura foi cisalhamento puro, já que houve um escorregamento da seção transversal do apoio (figura 63).

Figura 63 – Ruptura por Cisalhamento



Fonte: Dados do Autor (2015)

6.2.4 Viga – V25B

A V25B é a viga que apresenta cada ponto de carregamento distante 52,5 cm apoio da viga, com estribos de 5mm. A figura 64 apresenta o posicionamento da viga instante antes do ensaio:

Figura 64 - V25B



Fonte: Dados do Autor (2015)

Este ensaio tem comportamento muito semelhante ao esperado descrito na análise geral, apresentando ruptura de cisalhamento-flexão com uma carga de 46,7kN. Esse tipo de ruptura é comprovado pela maneira como as fissuras se encaminham entre o ponto de carregamento e o apoio da viga (figura 65).

Figura 65 – Ruptura por Cisalhamento

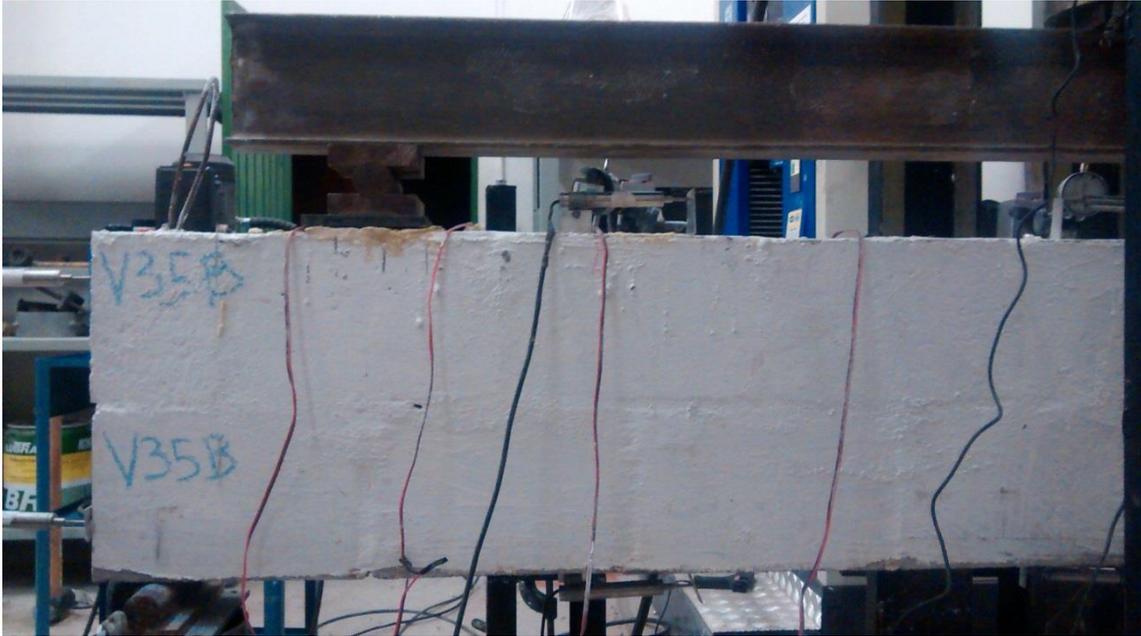


Fonte: Dados do Autor (2015)

6.2.5 Viga – V35B

AV35B é a viga que apresenta cada ponto de carregamento distante 22,5cm do apoio da viga, com estribos de 5mm. A figura 66 mostra a viga pronta para o ensaio.

Figura 66 - V35B



Fonte: Dados do Autor (2015)

Assim como na viga V25B, a viga V35B não apresentou nenhuma particularidade durante o ensaio. Foram observados apenas os pontos apresentados na análise geral (item 6.1 desse trabalho). No entanto a ruptura da viga foi no apoio (figura 67). A razão pela qual a ruptura ocorreu dessa maneira é devido a um possível escorregamento do apoio. A carga de ruptura dessa viga foi de 52,30kN.

Figura 67 - Ruptura V35B

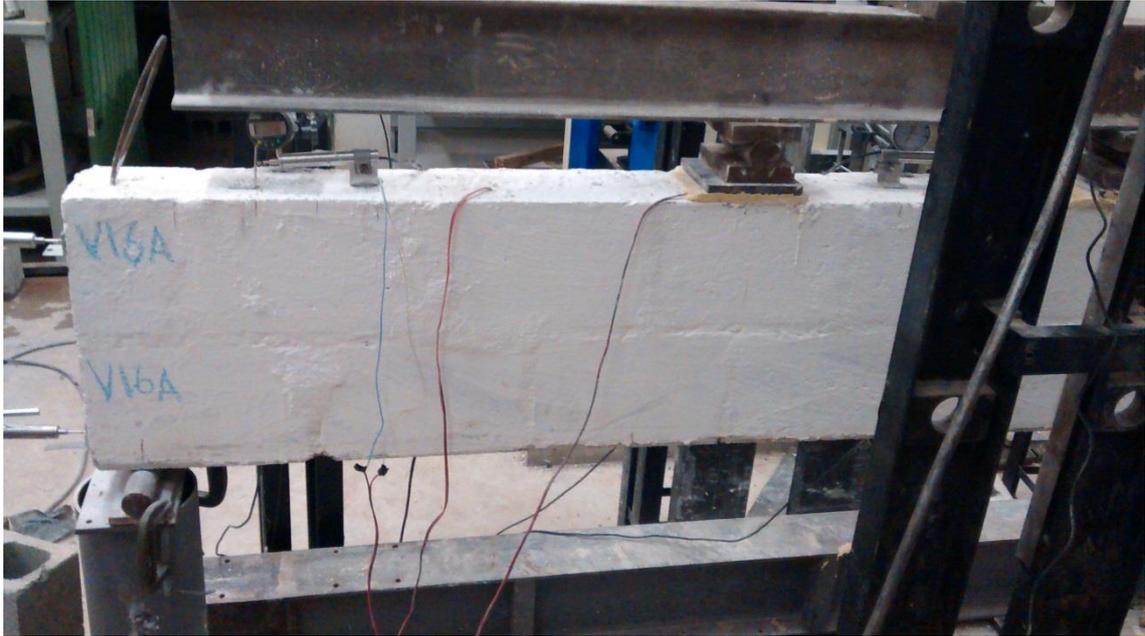


Fonte: Dados do Autor (2015)

6.2.6 Viga – V16A

A V16A é a viga que apresenta cada ponto de carregamento distante 82,5 cm do apoio da viga, com estribos de 6 mm. A figura 68 apresenta a viga posicionada para o ensaio:

Figura 68 - V16A



Fonte: Dados do Autor (2015)

Além dos aspectos apresentados no tópico de análise geral do ensaio, foi observado que próximo ao ponto de carga houve o estufamento do bordo superior e o surgimento de algumas fissuras na junta superior da viga (Figura 69 e 70):

Figura 69 - Estufamento e Fissura na Junta



Fonte: Dados do Autor (2015)

Figura 70 - Destacamento na Região próximo da Carga



Fonte: Dados do Autor (2015)

A viga apresentou o rompimento por cisalhamento puro, uma vez que ocorreu um escorregamento da seção do apoio (como é possível ver na figura 71) e a carga de ruptura foi de aproximadamente 58,5 kN.

Figura 71 - Ruptura Viga V16A

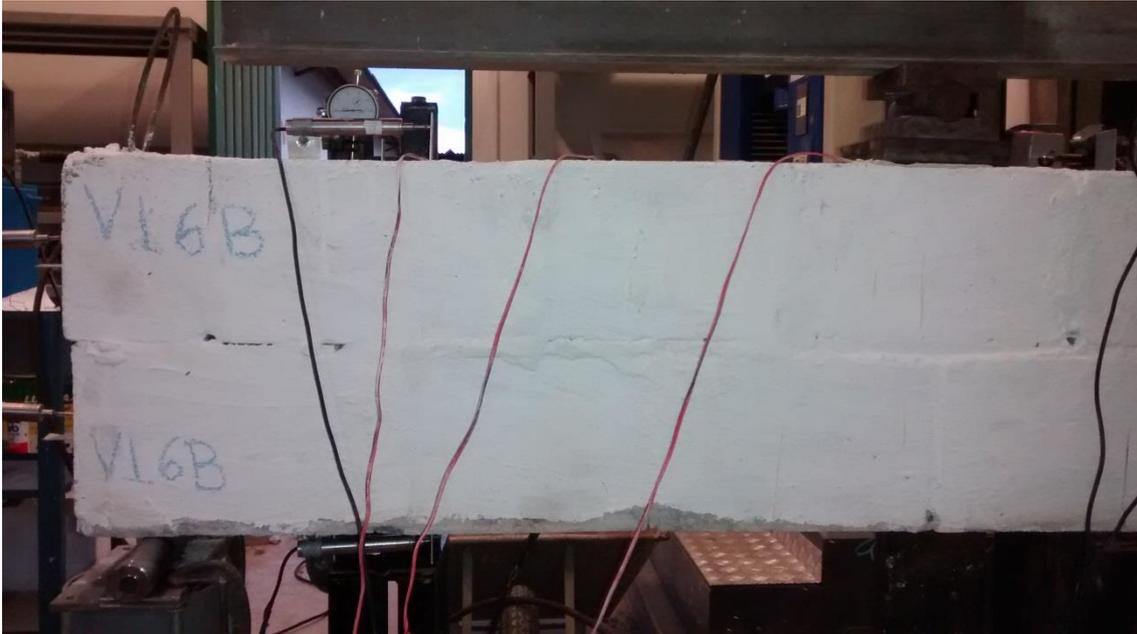


Fonte: Dados do Autor (2015)

6.2.7 Viga – V16B

AV16B é a viga que apresenta cada ponto de carregamento distante 82,5cm do apoio da viga, com estribos de 6 mm. A figura 72 apresenta a viga posicionada para o ensaio.

Figura 72 - V16B



Fonte: Dados do Autor (2015)

Assim como nas vigas V15A e V15B, houve estufamento do bordo superior e o surgimento de algumas fissuras na junta superior da viga (Figura 73):

Figura 73 - Estufamento e Fissura na Junta



Fonte: Dados do Autor (2015)

Quando se alcançou um carregamento próximo da carga de ruptura, foi observado que um destacamento significativo na região entre os pontos de aplicação da carga, conforme figura 74.

Figura 74 - Destacamento na Região próximo da Carga



Fonte: Dados do Autor (2015)

Analisando a maneira como a viga rompeu, é possível verificar duas situações de ruptura da viga: a primeira sendo por cisalhamento puro, onde ocorreu um escorregamento da seção do apoio, e a segunda sendo por força cortante de compressão, como é possível ver na figura 75:

Figura 75 - Ruptura Viga V16B



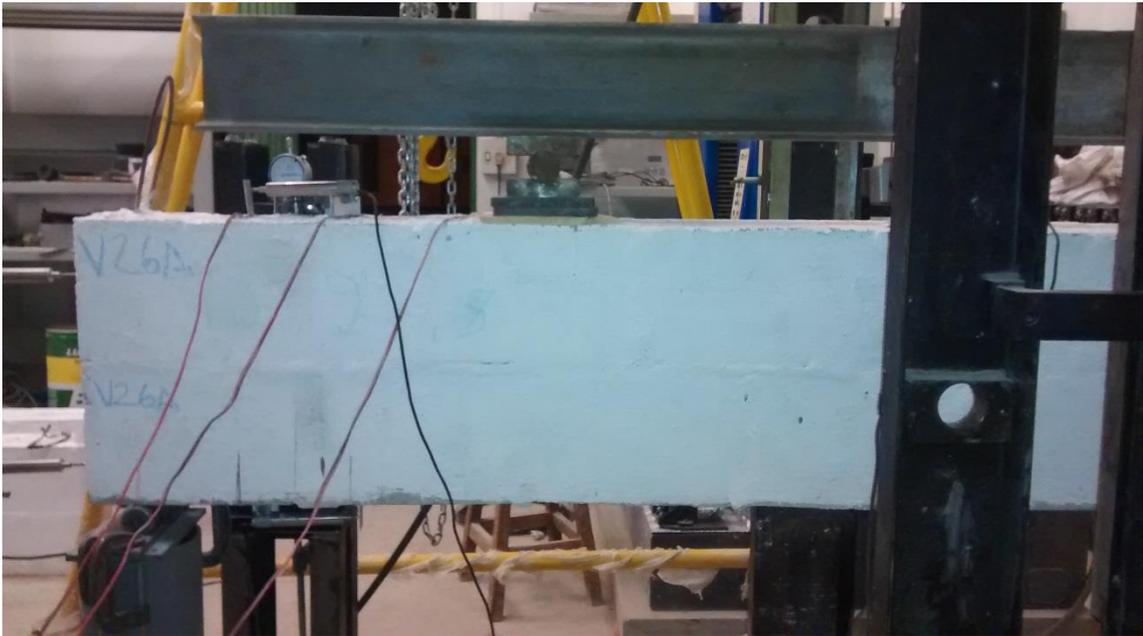
Fonte: Dados do Autor (2015)

Após atingir a carga de ruptura (que foi de aproximadamente 46,6kN), foi observada a ruptura do bloco da segunda fiada no seu bordo superior (figura 77).

6.2.8 Viga – V26A

De acordo com a nomenclatura, a V26A é a viga que apresenta cada ponto de carregamento distante 52,5 cm do apoio da viga, com estribos de 6mm. A figura 76 apresenta o posicionamento da viga antes do ensaio:

Figura 76 - V26A



Fonte: Dados do Autor (2015)

Durante esse ensaio foi possível observar o surgimento de fissuras secundárias que estavam indo em direção as fissuras primárias, conceito esse apresentado por Fusco (2008) como sendo um caso de ruptura por força cortante-flexão. Além disso, Landini (2001) infere que situações onde surgem esse tipo de fissuração são devidas aos esforços de cisalhamento-flexão. Tanto Landini (2001) como Fusco (2008) abordam esses conceitos para vigas de concreto armado. No entanto, durante o ensaio, foi possível verificar o mesmo comportamento na viga de alvenaria (Figura 77).

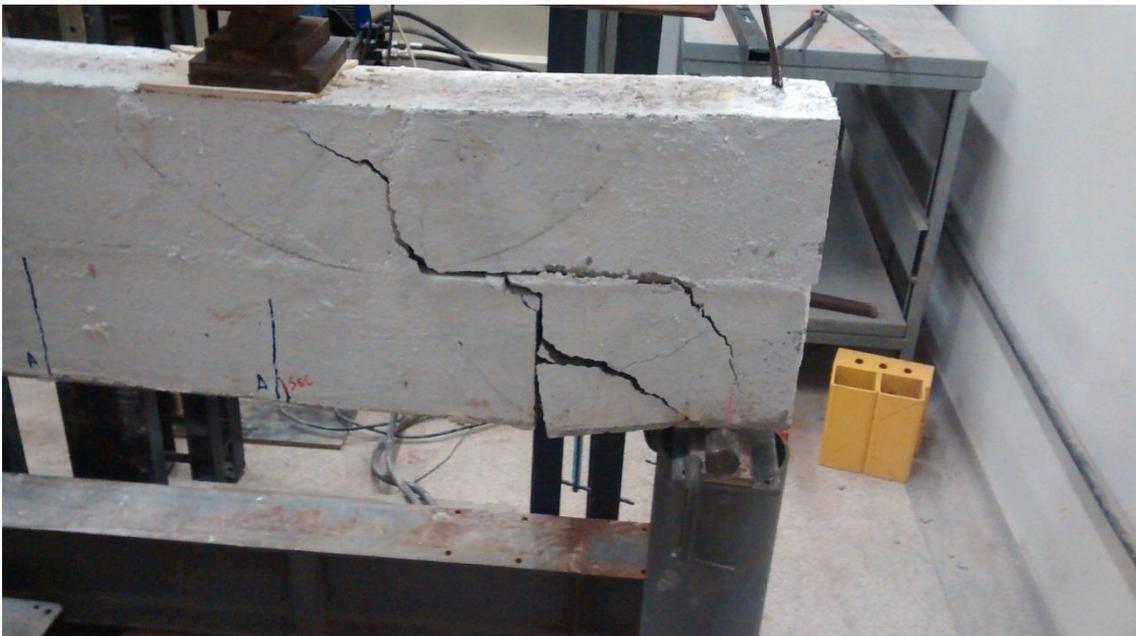
Figura 77 - Fissuras Cisalhamento-Flexão



Fonte: Dados do Autor (2015).

Com o aparecimento das fissuras de cisalhamento-flexão, ocorreu um aumento substancial das fissuras primárias e, a partir do instante que se observou esse aumento, a viga rompeu(Figura 78):

Figura 78 – Ruptura por Força Cortante-Flexão

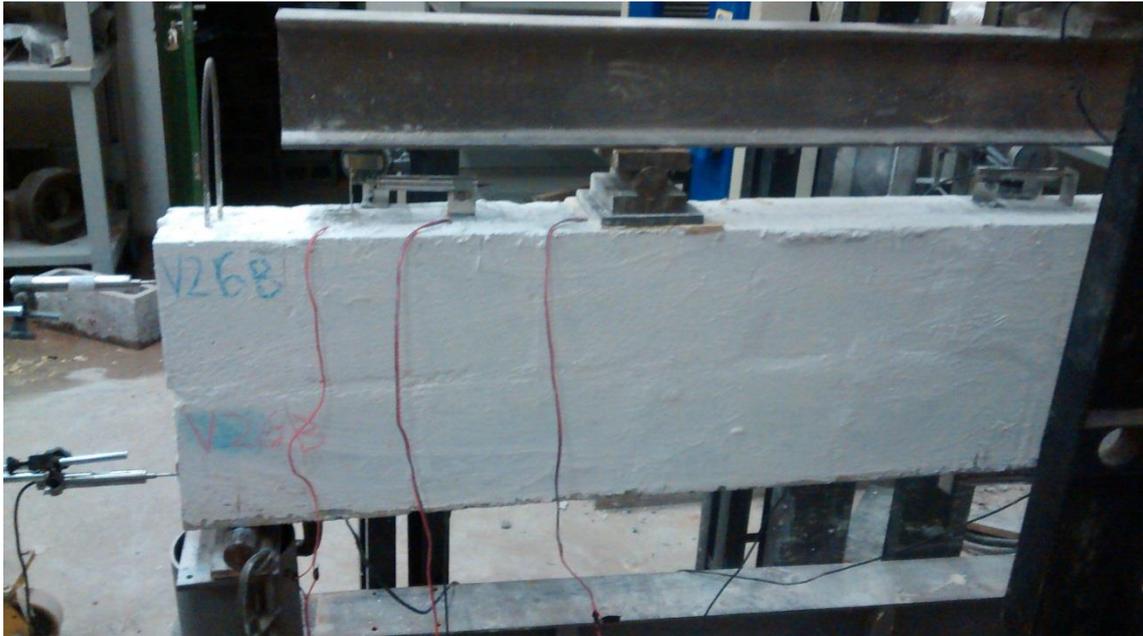


Fonte: Dados do Autor (2015)

6.2.9 Viga – V26B

A V26B é a viga que apresenta cada ponto de carregamento distante 52,5cm do apoio da viga, com estribos de 6mm. A figura 79 apresenta o posicionamento da viga instante antes do ensaio:

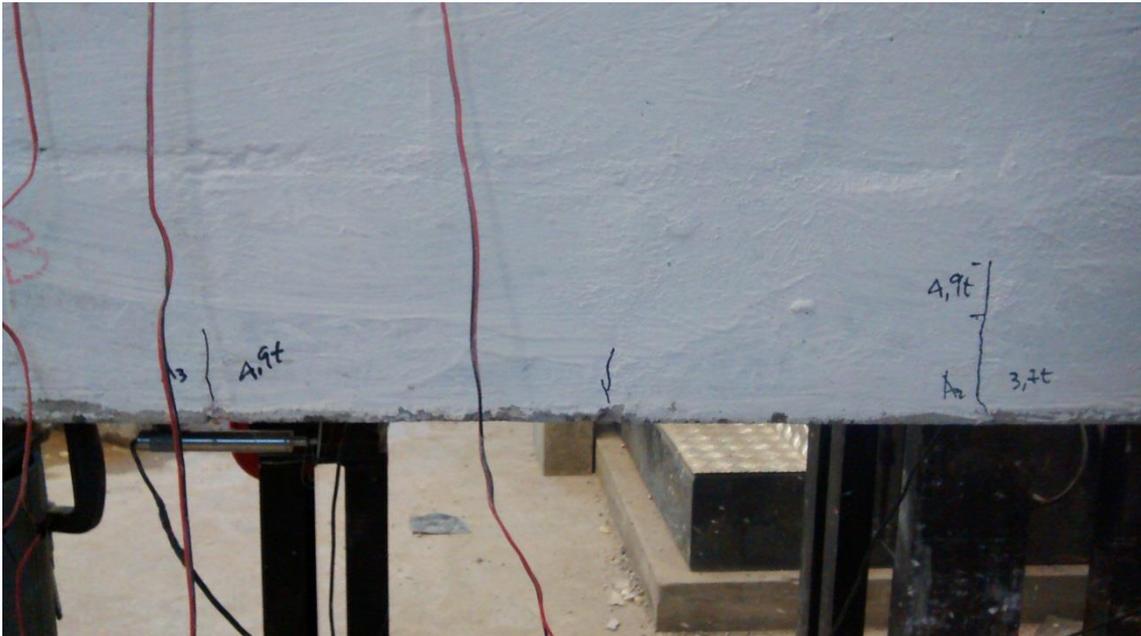
Figura 79 - V26B



Fonte: Dados do Autor (2015)

Durante esse ensaio foi possível observar o surgimento de fissuras secundárias que estavam indo em direção às fissuras primárias, caracterizando o mesmo tipo de rompimento por cisalhamento-flexão da viga anterior (Figura 80).

Figura 80 - Fissuras Cisalhamento-Flexão



Fonte: Dados do Autor (2015).

Ocorreu neste ensaio o descascamento do bloco próximo aos pontos de carga, assim como ocorreu nas vigas com o carregamento distante 30cm do eixo transversal (Figura 81).

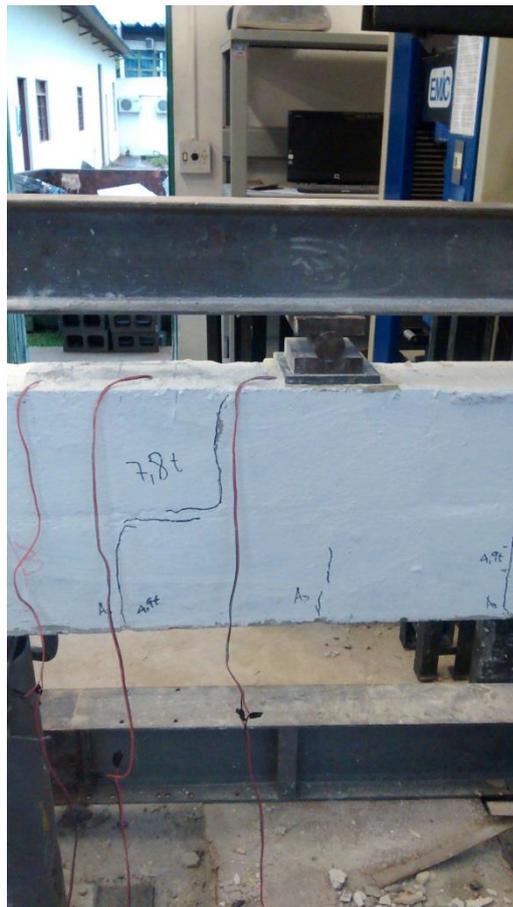
Figura 81 - Descascamento do Bloco



Fonte: Dados do Autor (2015)

Com o aparecimento das fissuras de cisalhamento-flexão e o descascamento, ocorreu um aumento substancial das fissuras primárias e a partir do instante que se observou essas duas situações a viga rompeu. A ruptura foi do tipo força cortante-tração (Figura 82) e carga de ruptura foi de 46,2kN:

Figura 82 – Ruptura por Força Cortante-Tração



Fonte: Dados do Autor (2015)

6.2.10 Resumo das Vigas

Neste tópico é apresentado em forma de tabela um resumo do tipo de ruptura de cada viga apresentada no item 6.2, assim como a descrição de cada viga e carga de ruptura.

Tabela 18 - Resumo das Ruptura das Vigas

Viga	Descrição	Carga de Ruptura (kN)	Tipo de Ruptura
V15A	Carregamento a 82,5cm do apoio	48,00	Cisalhamento
V15B		46,90	Ruptura por Força Cortante-Compressão
V25A	Carregamento a 52,5cm do apoio	44,42	Cisalhamento
V25B		46,66	Ruptura por Força Cortante-Flexão
V35B	Carregamento a 22,5cm do apoio	52,30	Escorregamento
V16A	Carregamento a 82,5cm do apoio	58,50	Cisalhamento
V16B		46,62	Ruptura por Força Cortante-Compressão
V26A	Carregamento a 52,5cm do apoio	51,53	Ruptura por Força Cortante-Flexão
V26B		46,60	Ruptura por Força Cortante-Tração

Fonte: Dados do Autor (2015)

6.3 Análise Teórica dos Resultados Experimentais

Neste tópico é feita uma comparação da força de ruptura experimental com cada norma apresentada no capítulo quatro.

6.3.1 NBR15961-1/2011

A norma brasileira de alvenaria, conforme explicado no capítulo quatro, especifica que é possível aumentar a resistência à tensão de cisalhamento em vigas de alvenaria, multiplicando-se por um fator que leva em consideração a relação momento máximo e força cortante máxima no vão.

CAPÍTULO 6 – PROGRAMA EXPERIMENTAL-RESULTADOS

Com o objetivo de analisar a influencia do fator M/Vd , realizou-se uma comparação dos valores experimentais com o fator M/Vd e sem fator M/Vd . Estes resultados são mostrados na tabela 19 e 20, respectivamente.

Tabela 19 - Força Cortante com o fator M/Vd

Vigas	$V_{m,BR}$ (kN)	V_{exp} (kN)	$V_{m,BR}/V_{exp}$ (%)
V15A	62,05	48,00	22,65
V15B	62,89	46,90	25,43
V25A	69,08	44,42	35,70
V25B	69,15	46,66	32,52
V35B	75,23	52,30	30,48
V16A	68,88	58,50	15,07
V16B	73,94	46,62	36,95
V26A	75,34	51,53	31,61
V26B	77,78	46,60	40,09

Fonte: Dados do Autor (2015)

Tabela 20 - Força Cortante sem o fator M/Vd

Vigas	$V_{m,BR}$ (kN)	V_{exp} (kN)	$V_{m,BR}/V_{exp}$ (%)
V15A	43,22	48,00	-11,06
V15B	43,67	46,90	-7,39
V25A	43,67	44,42	-1,70
V25B	43,72	46,66	-6,74
V35B	43,66	52,30	-19,80
V16A	51,71	58,50	-13,13
V16B	54,79	46,62	14,92
V26A	51,77	51,53	0,45
V26B	53,31	46,60	12,58

Fonte: Dados do Autor (2015)

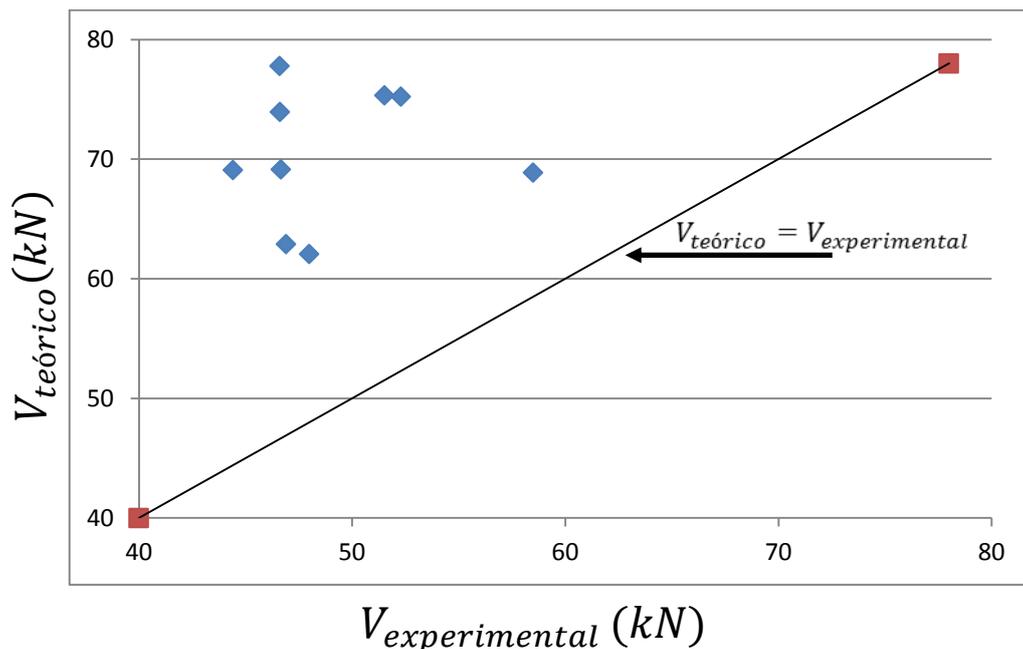
Comparando os valores apresentado nas tabelas 19 e 20, nota-se que sem considerar o fator M/Vd , o valor da força cortante teórica se aproximou do resultado dos ensaios. A maior diferença foi na viga V26B que apresentou um erro de aproximadamente 12%, enquanto que o resultado mais próximo foi da viga V26A de aproximadamente 0,5%.

CAPÍTULO 6 – PROGRAMA EXPERIMENTAL-RESULTADOS

Considerando o fator M/Vd , os valores calculados estão contra a segurança. Em determinadas vigas foram alcançados erros em torno de 35 a 40%, mostrando dessa maneira que é preciso reavaliar a maneira como a normalização brasileira considera a interação momento e força cortante no dimensionamento a cisalhamento de vigas de alvenaria.

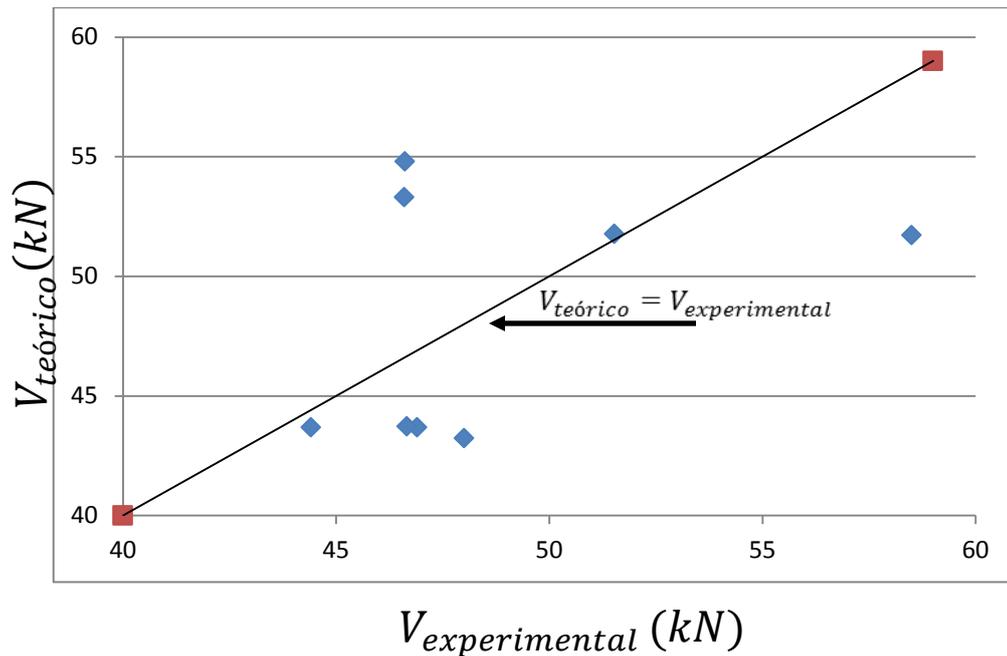
Para uma melhor visualização dos resultados, foram criados dois gráficos (5 e 6). Neste, a reta diagonal representa a situação ideal onde os valores experimentais se igualam aos respectivos teóricos. Pontos acima da reta diagonal são contra a segurança, sendo a favor da segurança pontos que se encontrem abaixo dessa.

Gráfico 5 - NBR15961-1/2011 - Com M/Vd - $V_{teórico}(kN) \times V_{experimental}(kN)$



Fonte: Dados do Autor (2015)

Gráfico 6 - NBR15961-1/2011 - Sem M/Vd- $V_{teórico}(kN) \times V_{experimental}(kN)$



Fonte: Dados do Autor (2015)

6.3.2 ACI 530-2013

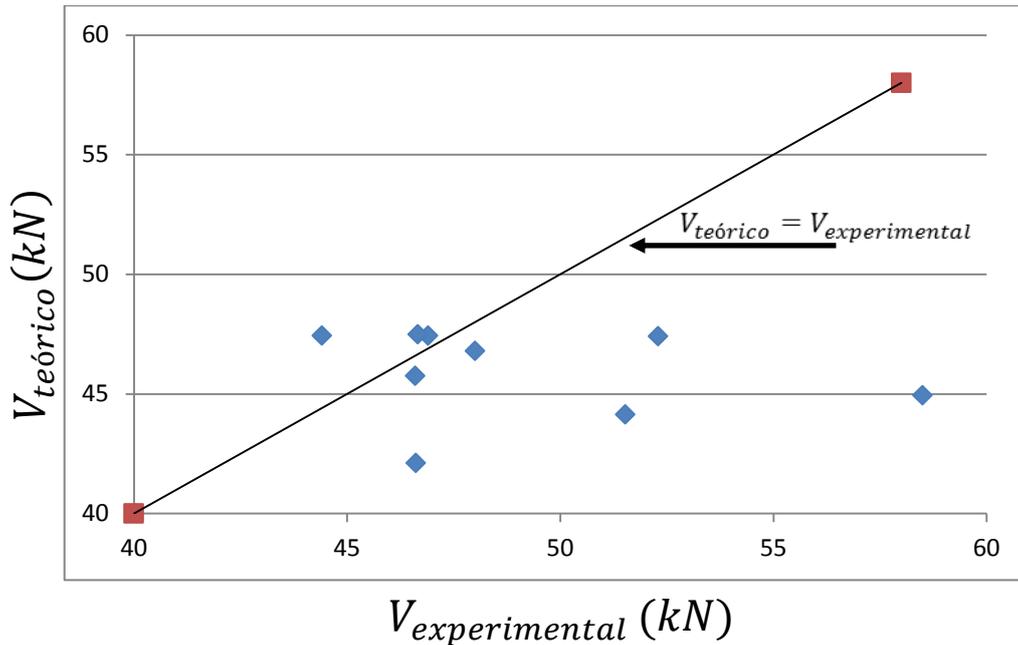
Os valores de força cortante de cada viga quando calculada pela norma americana apresentaram resultados próximos ou a favor da segurança quando comparados aos encontrados durante o ensaio das vigas, como é possível observar na tabela 21 e o gráfico 7.

Tabela 21 - Força Cortante pela ACI 530-13

Vigas	$V_{m,USA}$ (kN)	V_{exp} (kN)	$V_{m,USA}/V_{exp}$ (%)
V15A	46,79	48,00	-2,58
V15B	47,43	46,90	1,11
V25A	47,43	44,42	6,35
V25B	47,49	46,66	1,74
V35B	47,40	52,30	-10,33
V16A	44,94	58,50	-30,17
V16B	42,11	46,62	-10,71
V26A	44,13	51,53	-16,77
V26B	45,75	46,60	-1,86

Fonte: Dados do Autor (2015)

Gráfico 7 - ACI 530-2013- $V_{teórico}(kN) \times V_{experimental}(kN)$



Fonte: Dados do Autor (2015)

Deve-se destacar que a norma americana calibra sua formulação a partir de uma série de experimentos realizados por diversos autores, dentre eles Shing et al (1990), que deduziu as equações e considerações que são aplicadas atualmente.

6.3.3 EuroCode 6.1-2001

A norma europeia de alvenaria, conforme explicado no capítulo 4, especifica que é possível aumentar a resistência a tensão de cisalhamento em vigas de alvenaria multiplicando por um fator que leva em consideração a relação momento máximo e força cortante máxima.

Com o objetivo de se averiguar o grau de influência desse fator foi realizada uma comparação dos valores experimentais, considerando esse com e sem este fator - tabela 22 e 23, respectivamente.

CAPÍTULO 6 – PROGRAMA EXPERIMENTAL-RESULTADOS

Tabela 22 - Força Cortante com o fator M/Vd

Vigas	$V_{m,EuroCode}$ (kN)	V_{exp} (kN)	$V_{m,EuroCode}/V_{exp}$ (%)
V15A	60,13	48,00	20,17
V15B	60,94	46,90	23,04
V25A	67,12	44,42	33,83
V25B	67,19	46,66	30,56
V35B	73,28	52,30	28,63
V16A	67,33	58,50	13,11
V16B	65,67	46,62	29,02
V26A	72,48	51,53	28,91
V26B	74,82	46,60	37,72

Fonte: Dados do Autor (2015)

Tabela 23 - Força Cortante sem o fator M/Vd

Vigas	$V_{m,EuroCode}$ (kN)	V_{exp} (kN)	$V_{m,EuroCode}/V_{exp}$ (%)
V15A	41,29	48,00	-16,24
V15B	41,72	46,90	-12,41
V25A	41,72	44,42	-6,46
V25B	41,76	46,66	-11,73
V35A	41,71	52,30	-25,40
V16A	49,62	58,50	-17,89
V16B	48,65	46,62	4,18
V26A	48,90	51,53	-5,37
V26B	50,34	46,60	7,43

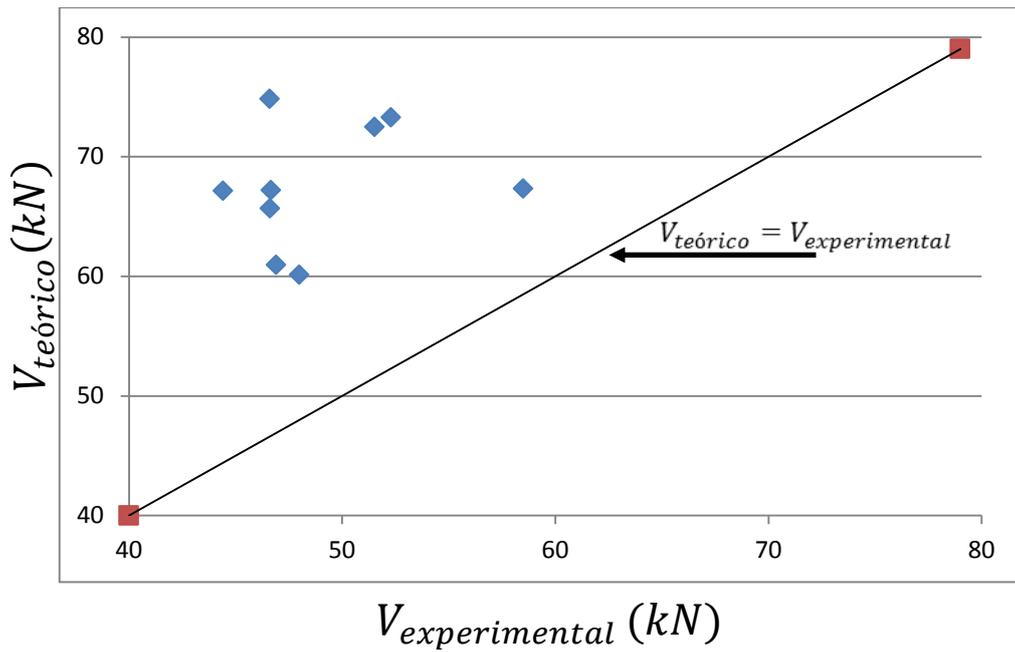
Fonte: Dados do Autor (2015)

Comparando os valores apresentados nas tabelas 22 e 23, nota-se que, sem considerar o fator M/Vd, o valor da força cortante teórica se aproximou ao resultado dos ensaios, onde a maior diferença foi na viga V16A com erro de aproximadamente 18%. O resultado mais próximo foi obtido na viga V16B com erro de aproximadamente 4%.

Considerando o fator M/Vd, a comparação resulta contra segurança. Em determinadas vigas foram alcançados erros em torno de 13 a 37%.

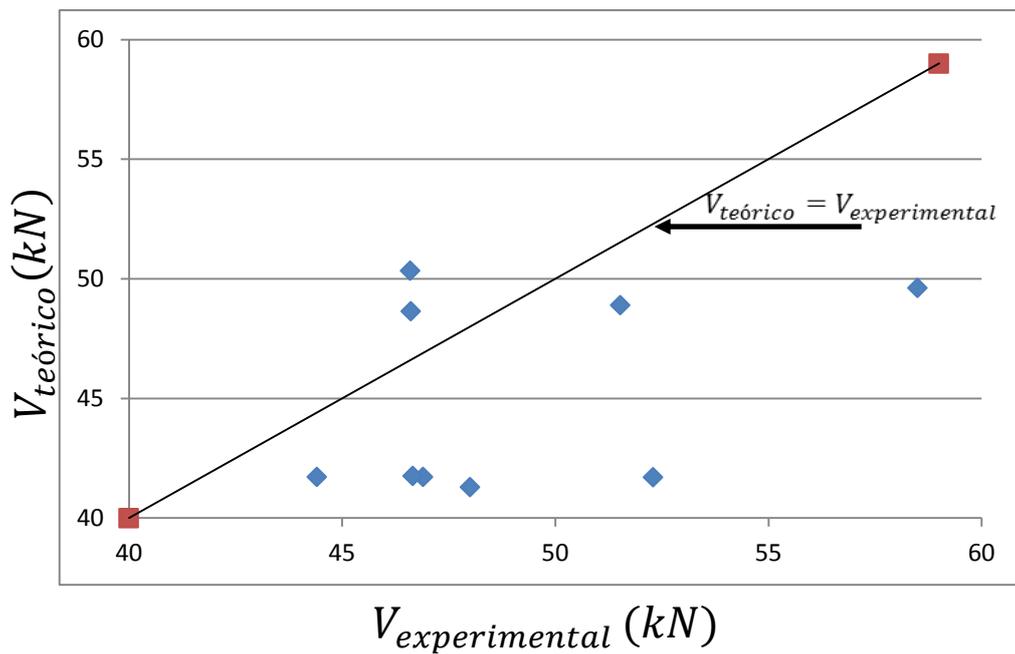
Assim como na norma brasileira, a maneira de se aplicar o fator M/Vd resulta em valores contra a segurança (ver gráficos 8 e 9).

Gráfico 8 - EuroCode 6.1/2001 - Com M/Vd - $V_{teórico}(kN) \times V_{experimental}(kN)$



Fonte: Dados do Autor (2015)

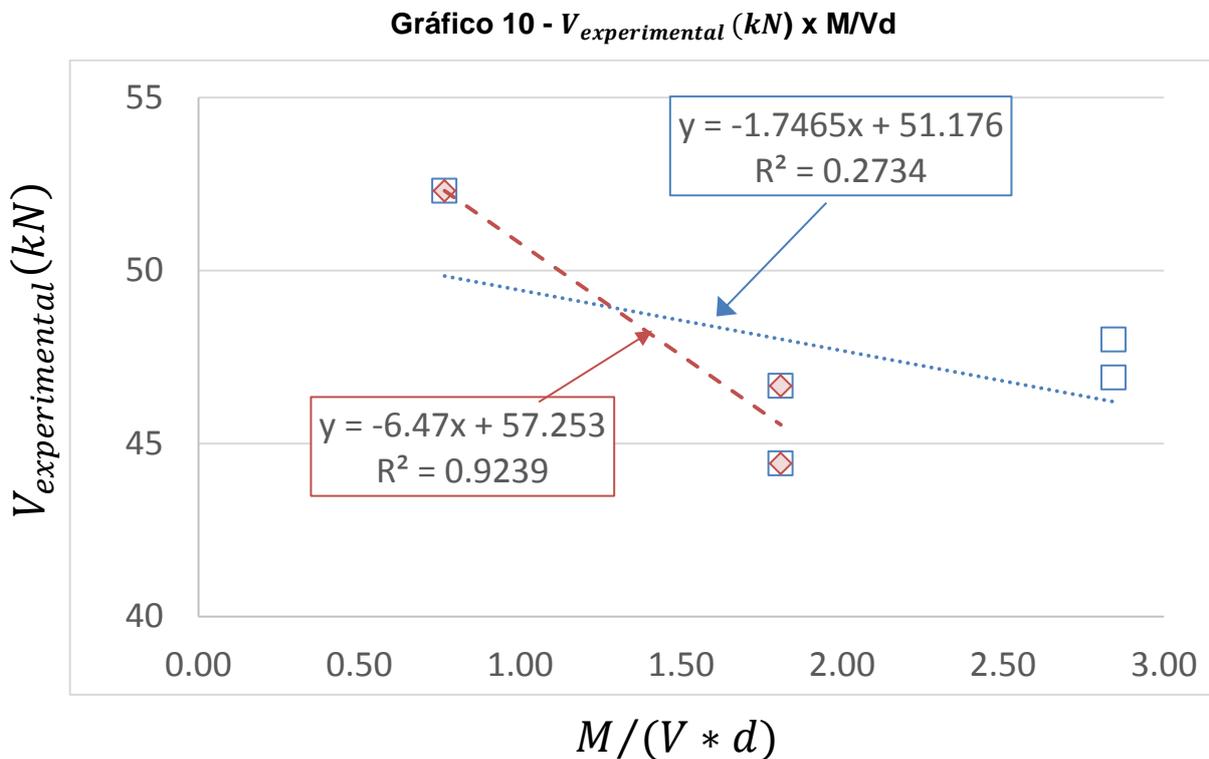
Gráfico 9 - EuroCode 6.1/2001 -Sem M/Vd - $V_{teórico}(kN) \times V_{experimental}(kN)$



Fonte: Dados do Autor (2015)

6.3.4 Influência do Fator M/Vd

Após a análise das três normas, NBR 15961-1/2011, ACI530-13 e EuroCode 6.1-2001, foi observado que a utilização do fator que relaciona vão e altura útil (M/Vd) é considerado de maneira distinta entre as normas brasileira e europeia em comparação com a norma americana. O gráfico 10 traz curvas de regressão linear entre as cargas de ruptura e o fator M/Vd (gráfico 10). São consideradas duas curvas, uma com todos os resultados, outra apenas com resultados de M/Vd menores que 2,0.



Fonte: Dados do Autor (2015)

A partir do gráfico é possível observar que ao considerar apenas os pontos em que o fator M/Vd é menor que 2,0 verificou-se uma boa correlação entre a força cortante de ruptura e o M/Vd (curva vermelha). Na curva azul, com todos os valores, não se obtém uma correlação satisfatória.

CAPÍTULO 6 – PROGRAMA EXPERIMENTAL-RESULTADOS

Com isso pode-se dizer que a NBR 15961-1/2011 e a EuroCode6.1-2001 ao limitar o fator M/Vd em 2,5 estão superestimando esse efeito. Autores como Suter e Keller (1976) propuseram uma correlação entre vão e altura útil máxima igual a 2,0. Além disso, a norma americana ACI530-13 limita, de maneira conservadora, o fator no valor de 1,0. .

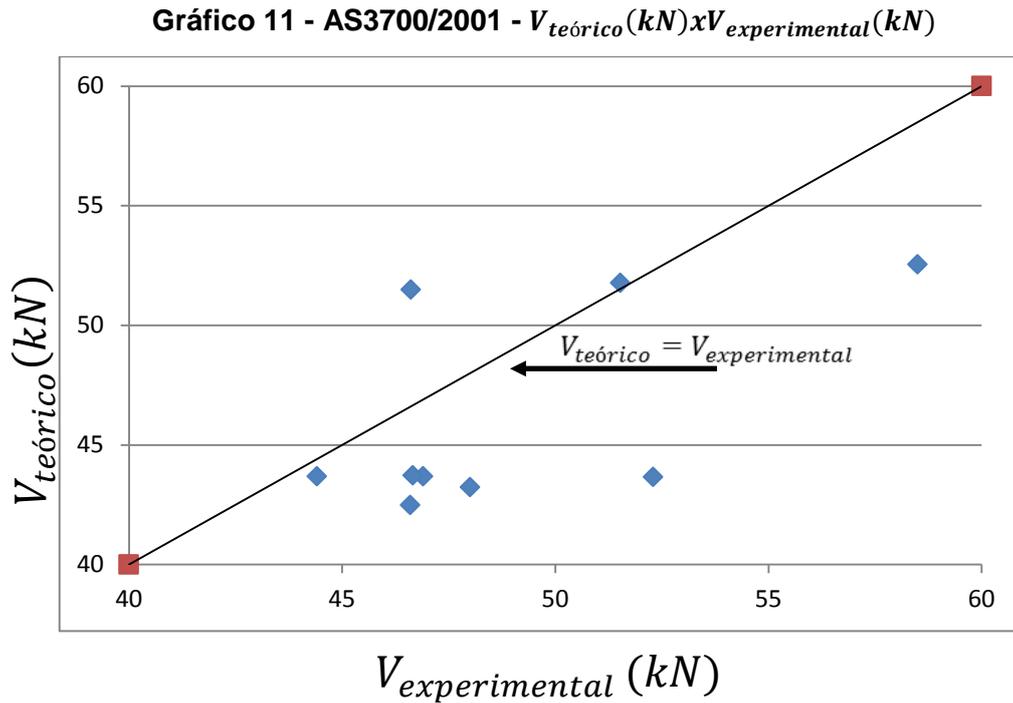
6.3.5AS3700/2001

Os valores de força cortante de cada viga quando calculada pela norma australiana apresentaram resultados próximo aos encontrados durante o ensaio das vigas como é possível observar pela tabela 24 e gráfico 11.

Tabela 24 - Força Cortante pela AS3700/2001

Vigas	$V_{m,AS}$ (kN)	V_{exp} (kN)	$V_{m,AS}/V_{exp}$ (%)
V15A	43,22	48,00	-11,06
V15B	43,67	46,90	-7,39
V25A	43,67	44,42	-1,70
V25B	43,72	46,66	-6,74
V35B	43,66	52,30	-19,80
V16A	52,54	58,50	-11,35
V16B	51,49	46,62	9,47
V26A	51,77	51,53	0,45
V26B	42,48	46,60	-9,71

Fonte: Dados do Autor (2015)



Fonte: Dados do Autor (2015)

Os valores de resistência na norma australiana são independentes de M/Vd , ao contrário das demais normas. No entanto, a comparação dos valores da força cortante teórica e experimental, é bastante satisfatória, com erro máximo em torno de 10%.

6.3.6 S304/2014

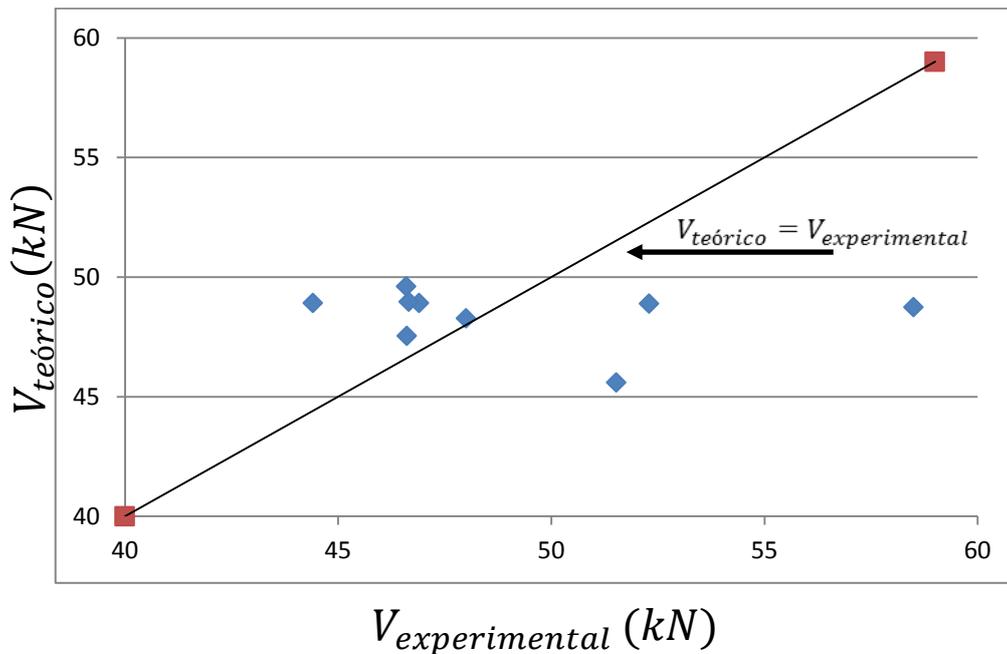
Os valores de força cortante de cada viga, quando calculadas pela norma canadense, apresentaram resultados próximo aos encontrados durante o ensaio das vigas, como é possível observar pela tabela 25 e gráfico 12.

Tabela 25 - Força Cortante pela S304.1 - 2014

Vigas	$V_{m,CAN}(kN)$	$V_{exp}(kN)$	$V_{m,CAN}/V_{exp}(\%)$
V15A	48,27	48,00	0,56
V15B	48,91	46,90	4,11
V25A	48,91	44,42	9,19
V25B	48,97	46,66	4,71
V35B	48,89	52,30	-6,98
V16A	48,73	58,50	-20,05
V16B	47,54	46,62	1,94
V26A	45,59	51,53	-13,03
V26B	49,61	46,60	6,06

Fonte: Dados do Autor (2015)

Gráfico 12 – S.304/2014 - $V_{teórico}(kN) \times V_{experimental}(kN)$



Fonte: Dados do Autor (2015)

A norma canadense traz algumas simplificações no dimensionamento. No entanto essas simplificações não comprometeram a precisão dos resultados, uma vez que os resultados experimentais se aproximaram aos valores teóricos na maior parte dos casos.

6.3.7 NBR6118/2014

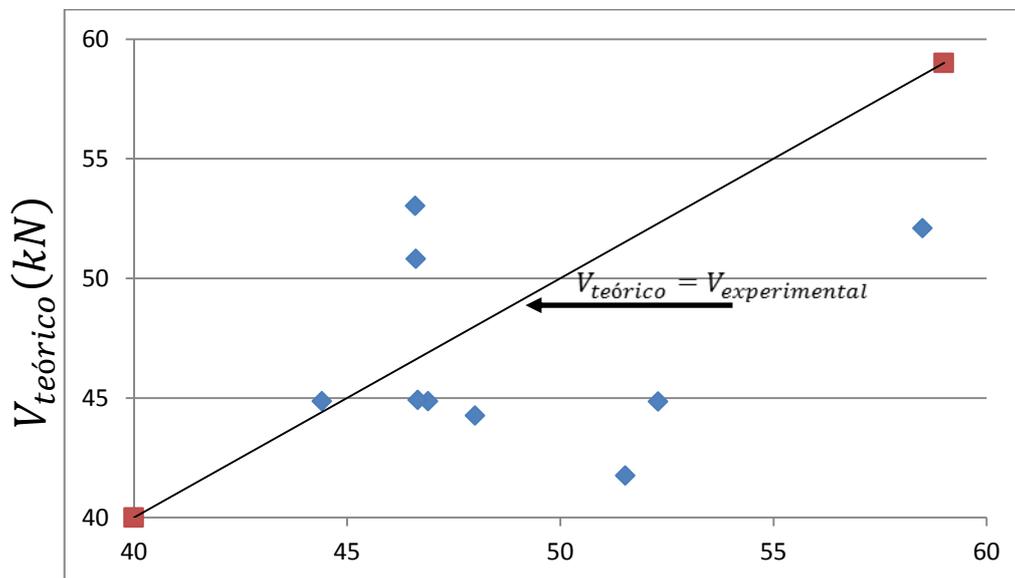
Os valores de força cortante de cada viga, quando calculada pela norma brasileira de concreto armado, apresentaram resultados próximo aos encontrados durante o ensaio das vigas como é possível observar pela tabela 26 e gráfico 13.

Tabela 26 - Força Cortante pela NBR6118/2014

Vigas	$V_{m,NBR6118}$ (kN)	V_{exp} (kN)	$V_{m,NBR6118}/V_{exp}$ (%)
V15A	44,26	48,00	-8,46
V15B	44,86	46,90	-4,55
V25A	44,86	44,42	0,99
V25B	44,91	46,66	-3,89
V35B	44,84	52,30	-16,64
V16A	52,08	58,50	-12,33
V16B	50,81	46,62	8,25
V26A	41,74	51,53	-23,45
V26B	53,02	46,60	12,11

Fonte: Dados do Autor (2015)

Gráfico 13 - NBR 6118/2014 - $V_{teórico}$ (kN) x $V_{experimental}$ (kN)



Fonte: Dados do Autor (2015) $V_{experimental}$ (kN)

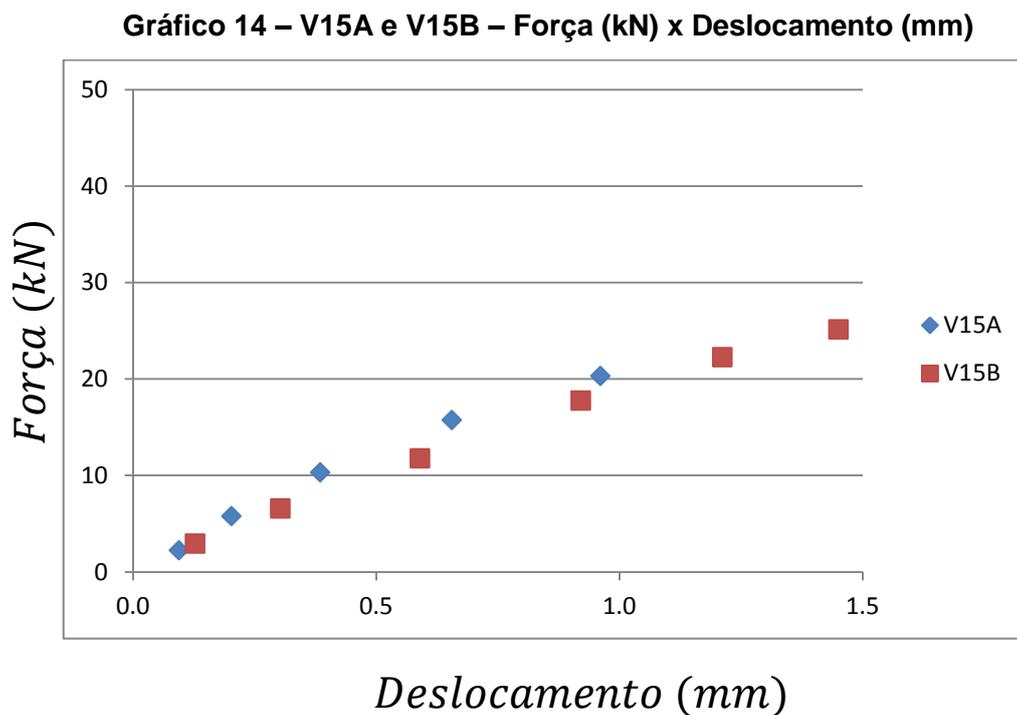
A NBR6118/2014 apresentou resultados satisfatórios uma vez que na maioria das vigas o erro foi menor que 12%.

6.4 Análise Específica dos Ensaios

Neste tópico será discutido o comportamento das vigas analisando gráficos de força por deslocamento vertical, onde esse deslocamento foi medido entre o ponto de carregamento e o apoio. Serão analisados três de grupos de gráficos onde cada grupo terá quatro gráficos.

6.4.1 Vigas Idênticas

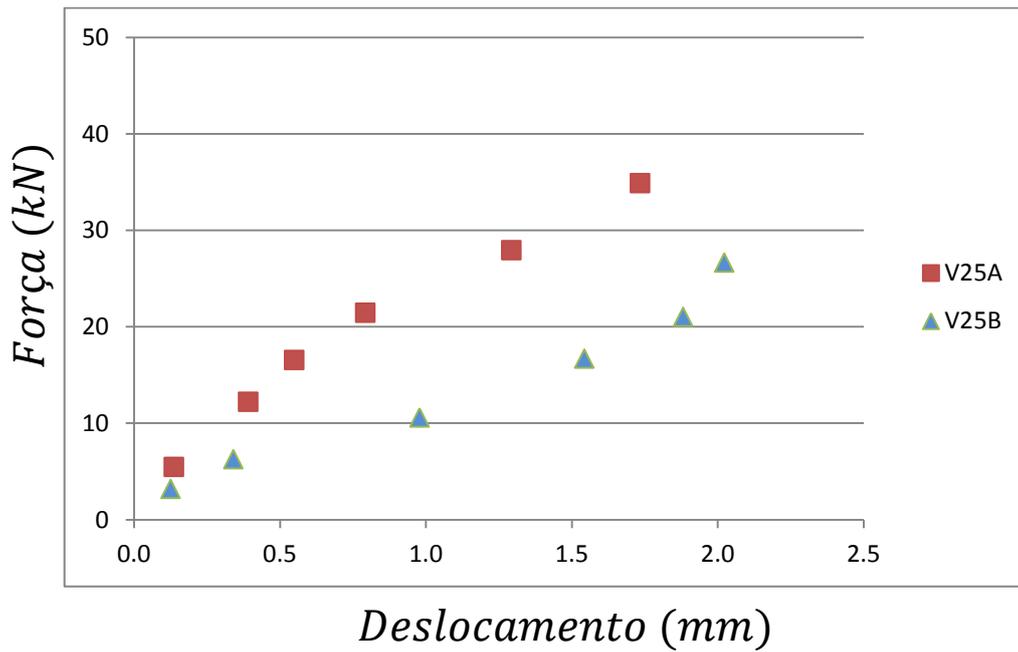
O primeiro grupo de gráficos (14 a 18) apresenta vigas com o mesmo diâmetro de estribos e posição de carga.



Fonte: Dados do Autor (2015)

É possível observar no gráfico 14 que as vigas apresentam valores de deslocamentos muito próximos entre si.

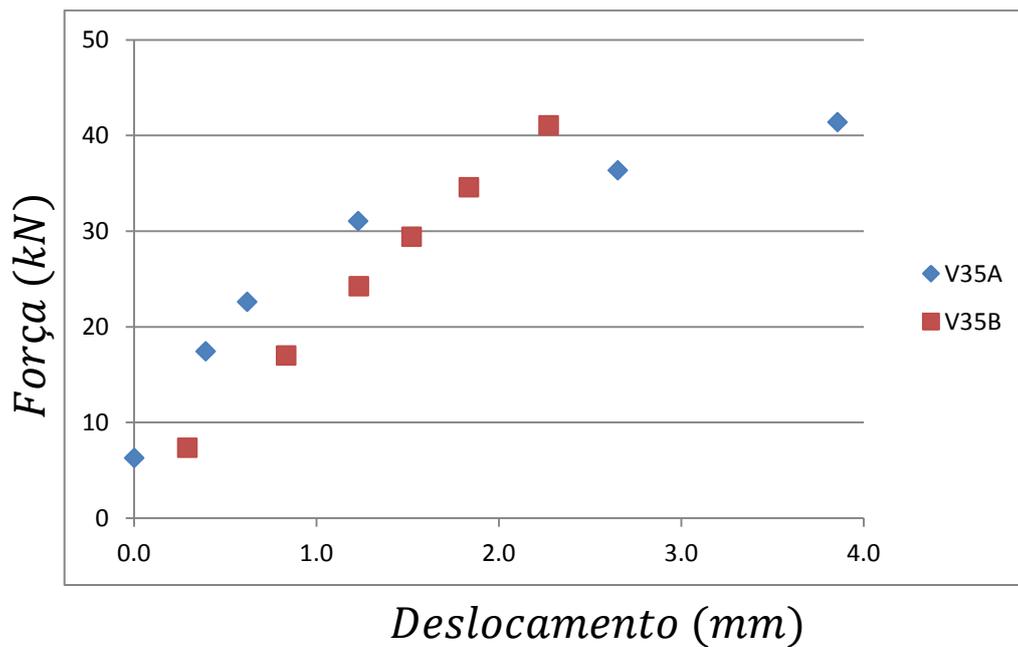
Gráfico 15 - V25A e V25B - Força (kN) x Deslocamento(mm)



Fonte: Dados do Autor (2015)

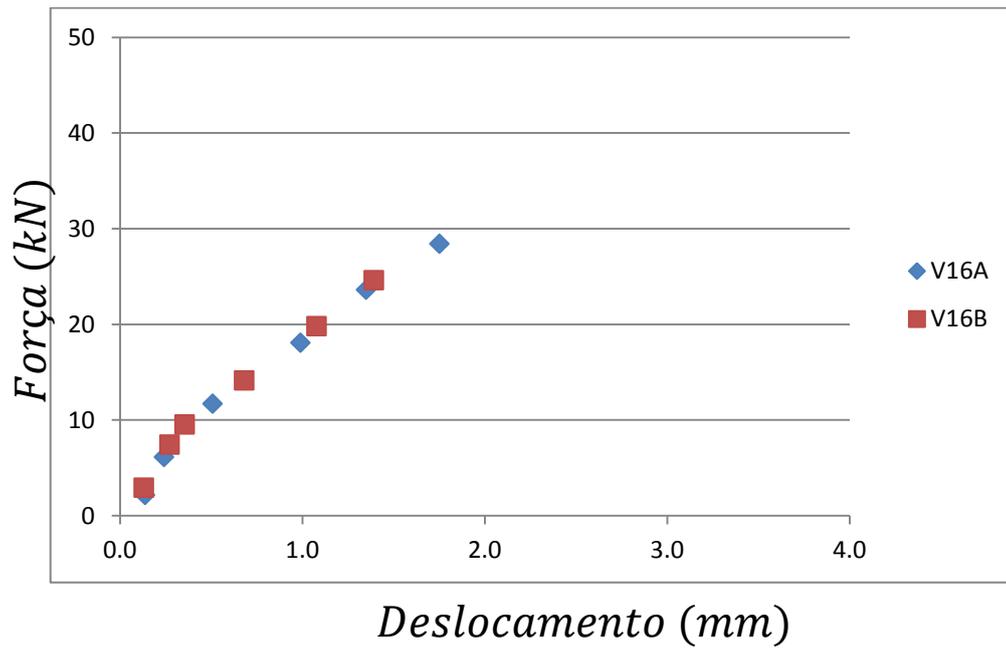
O gráfico 15 mostra deslocamento um pouco diferentes entre as duas vigas, porém, ambos apresentando forma semelhante.

Gráfico 16 - V35A e V35B - Força (kN) x Deslocamento(mm)



Fonte: Dados do Autor (2015)

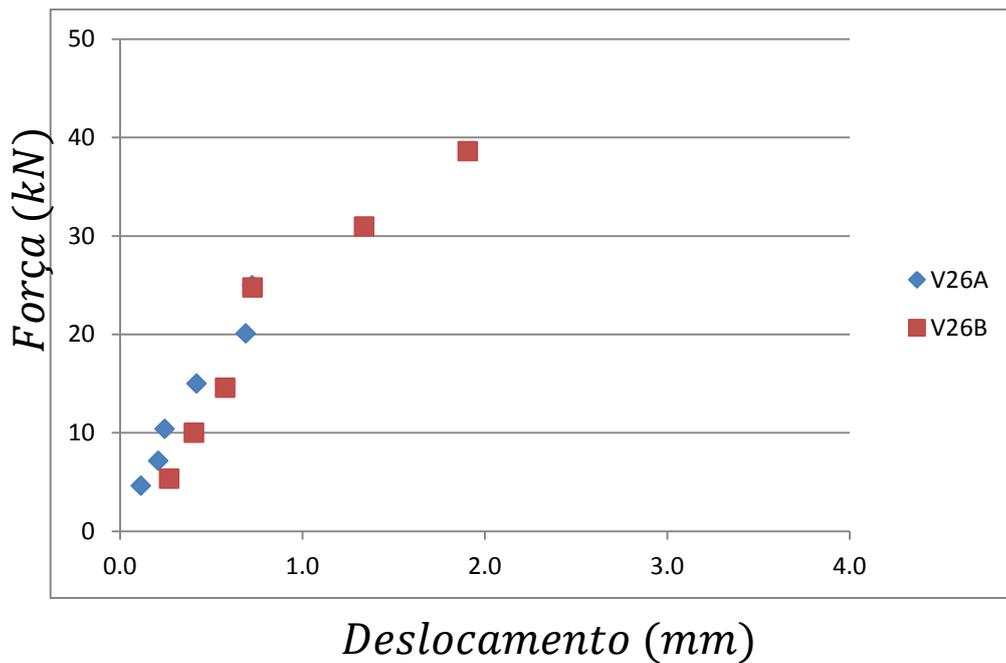
Gráfico 17- V16A e V16B - Força (kN) x Deslocamento



Fonte: Dados do Autor (2015)

Os gráficos 16 e 17, mostram curvas de força-deslocamento semelhantes para os pares de vigas.

Gráfico 18 - V26A e V26B - Força (kN) x Deslocamento(mm)

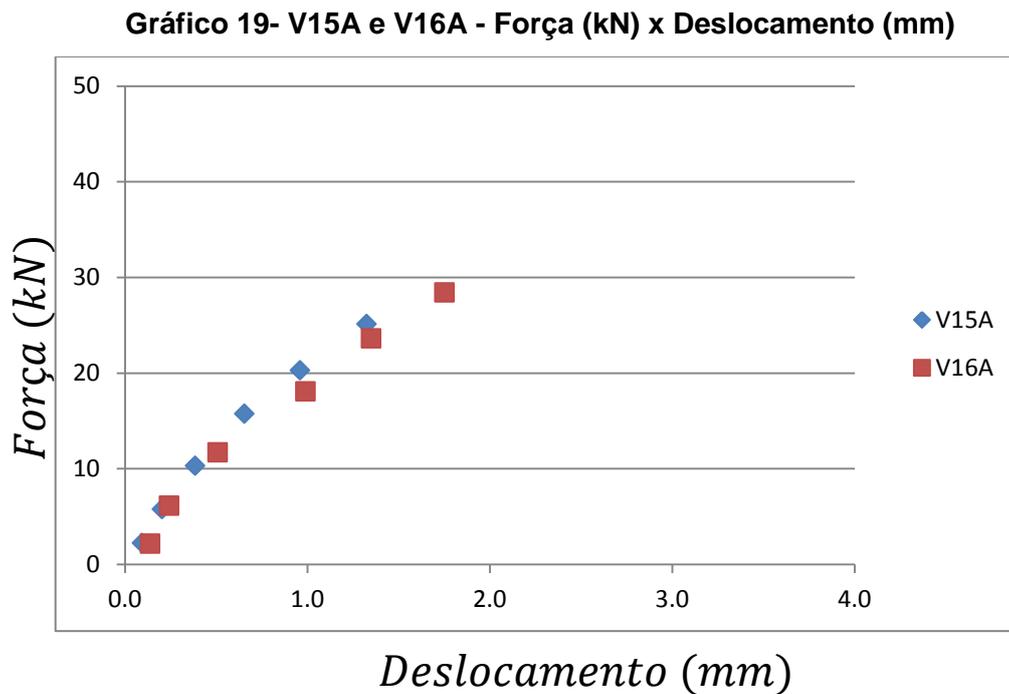


Fonte: Dados do Autor (2015)

O gráfico 18 apresenta curva semelhante aos gráficos 14, 16 e 17, no entanto o deslocamento da viga V26A foi menor em comparação com a viga V26B.

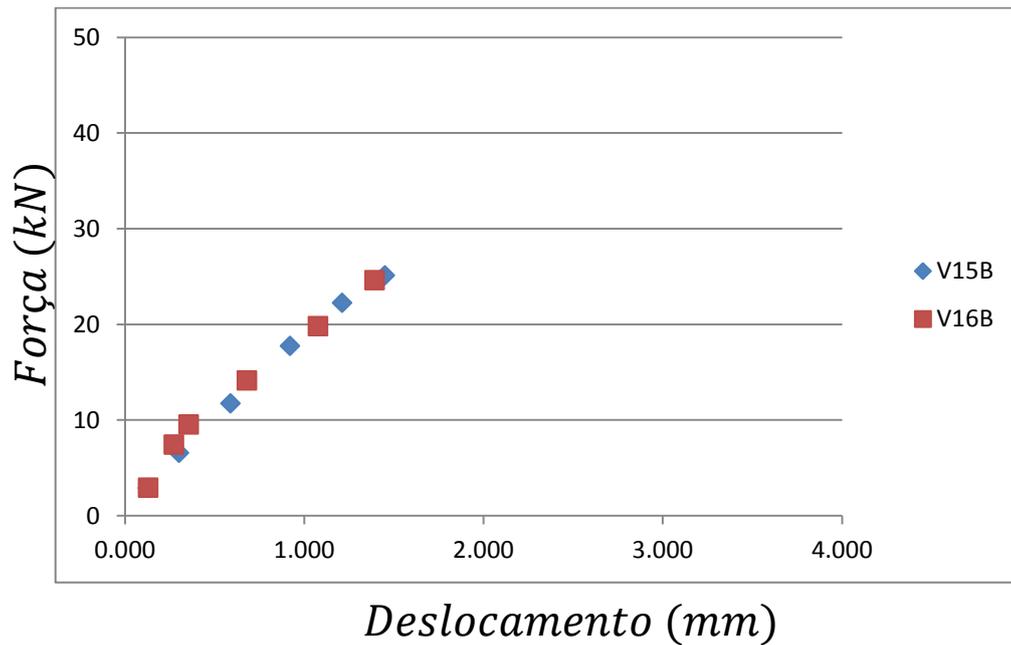
6.4.2 Armadura Transversal Diferente

O segundo grupo de gráficos (19 a 22) apresenta vigas do mesmo tipo e posição de carga, mas com variação no diâmetro dos estribos.



Fonte: Dados do Autor (2015)

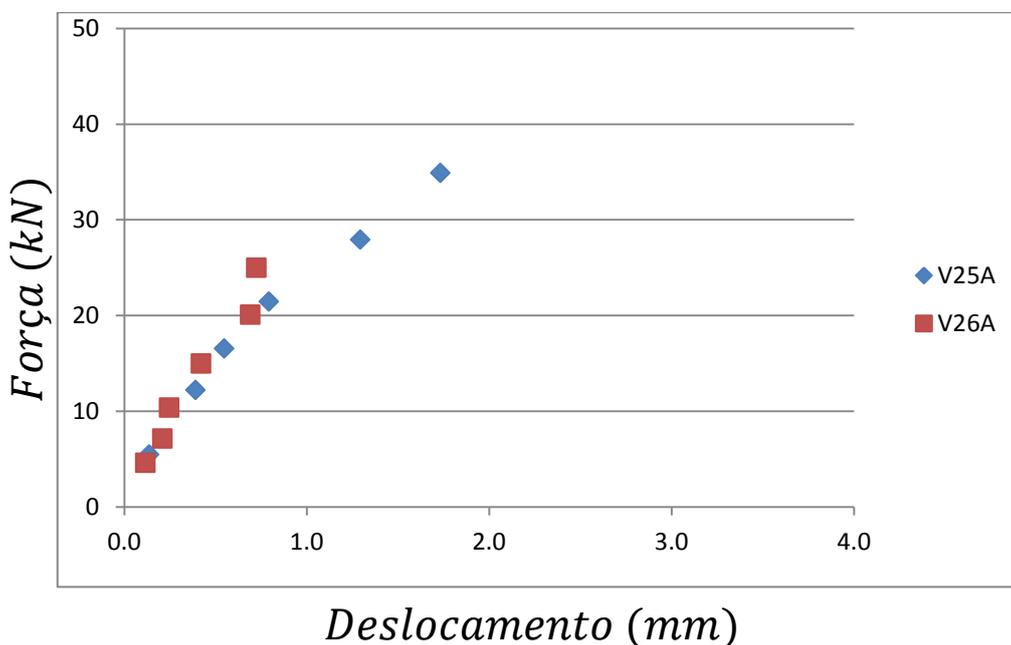
Gráfico 20 - V15B e V16B - Força (kN) x Deslocamento (mm)



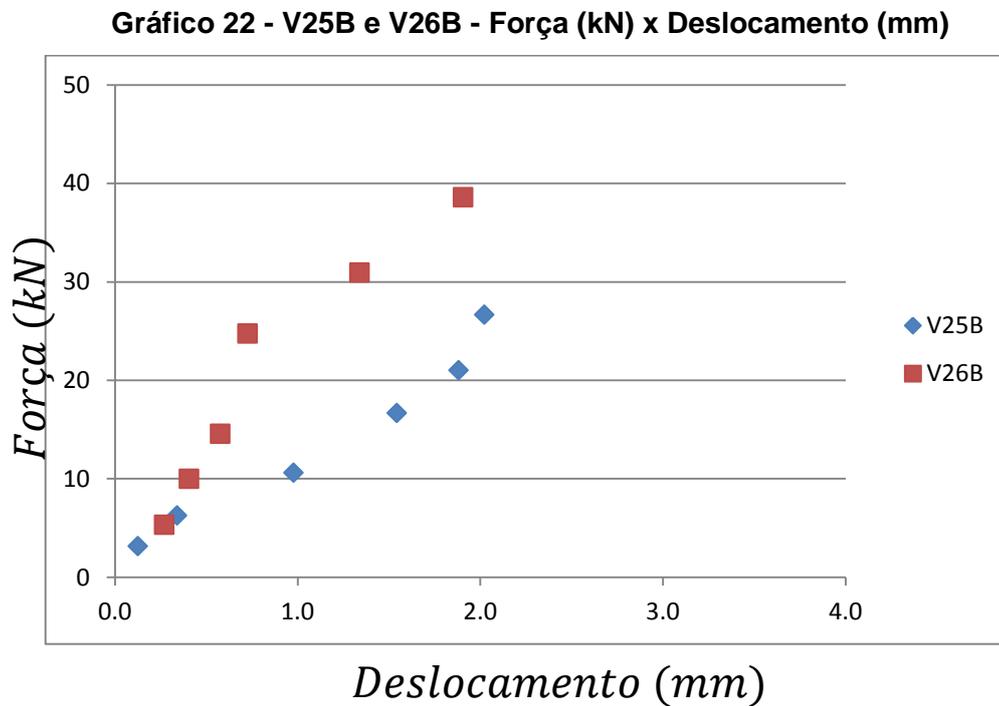
Fonte: Dados do Autor (2015)

O gráfico 19 mostra que a viga V16A apresenta deslocamento ligeiramente menor para mesma força quando comparada com os valores obtidos na viga V15A. Tanto o valor da força de ruptura quanto do deslocamento final é maior para a viga com estribos de maior diâmetro.

Gráfico 21 - V25A e V26A - Força (kN) x Deslocamento (mm)



Fonte: Dados do Autor (2015)



Fonte: Dados do Autor (2015)

No gráfico 20 também percebe-se menor deslocamento na viga com estribo de maior diâmetro, porém parece ter havido ruptura prévia desta viga que não apresenta carga de ruptura maior que a de menor estribo.

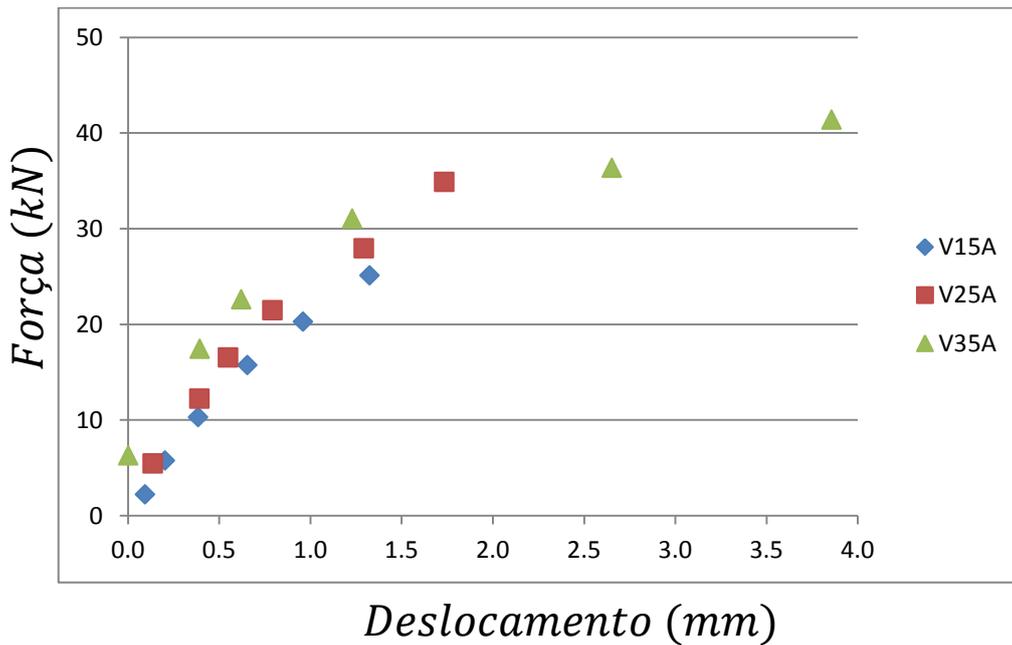
No gráfico 21 as curvas força-deslocamento estão dentro do esperado, com menor deslocamento na viga com armadura transversal de 6mm foi menor que o estribo de 5mm. O mesmo pode ser observado no gráfico 22.

Portanto, exceto para a viga V26A, que parece ter rompido de maneira prévia, percebe-se influência da taxa de armadura na rigidez (ligeiramente superior) e na capacidade de carga das vigas.

6.4.3 Posição de Carga

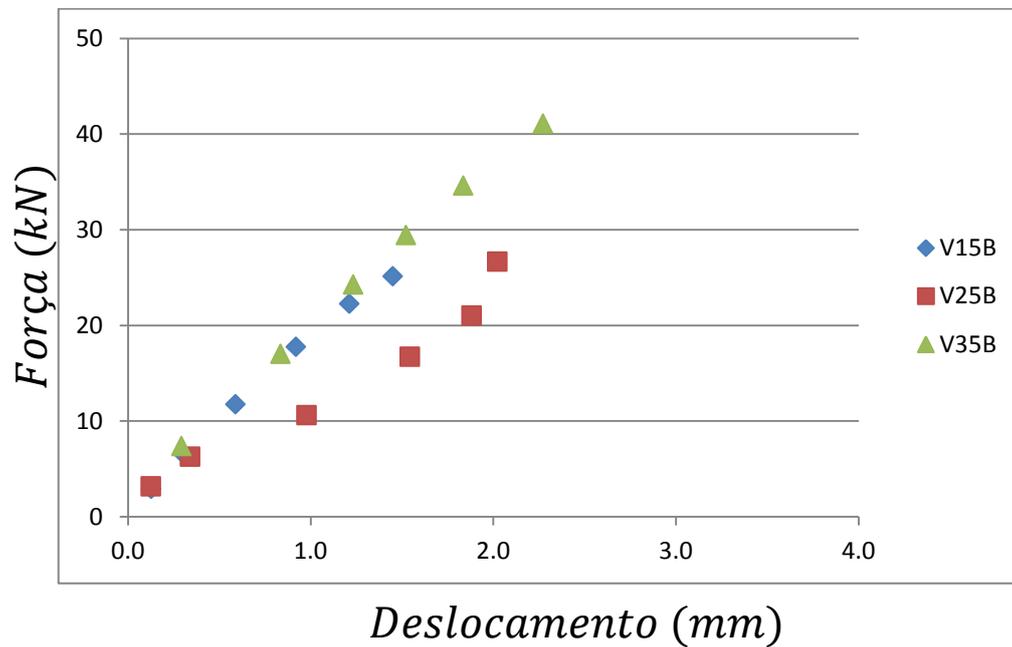
O terceiro grupo de gráficos (23 a 26) apresenta vigas com o mesmo diâmetro de estribos e posição de carga diferente.

Gráfico 23 - V15A, V25A e V35A - Força (kN) x Deslocamento (mm)



Fonte: Dados do Autor (2015)

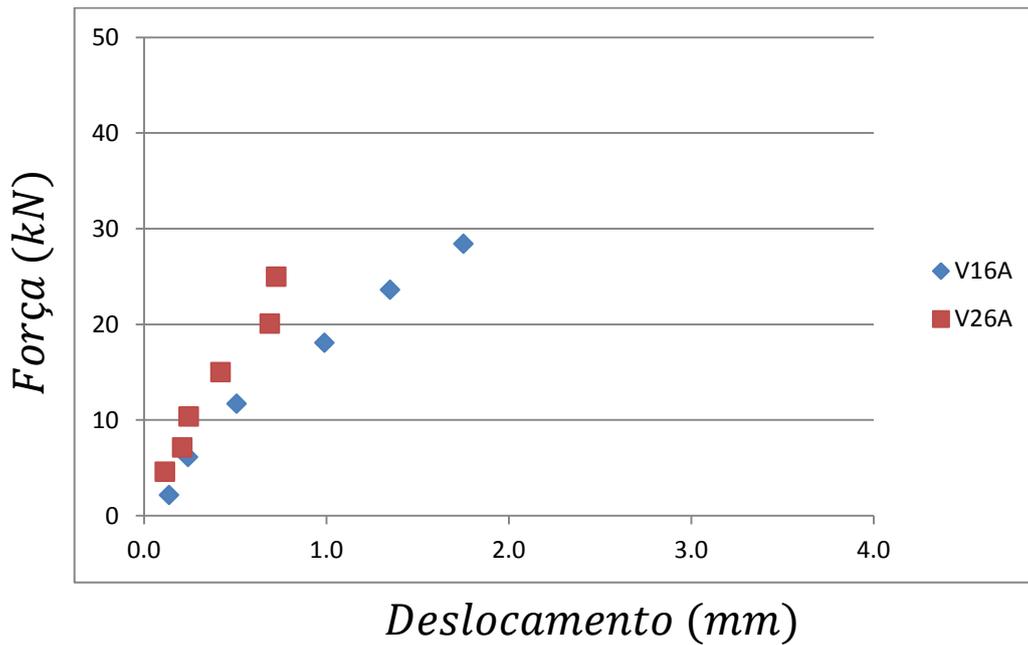
Gráfico 24 - V15B, V25B e V35B - Força (kN) x Deslocamento (mm)



Fonte: Dados do Autor (2015)

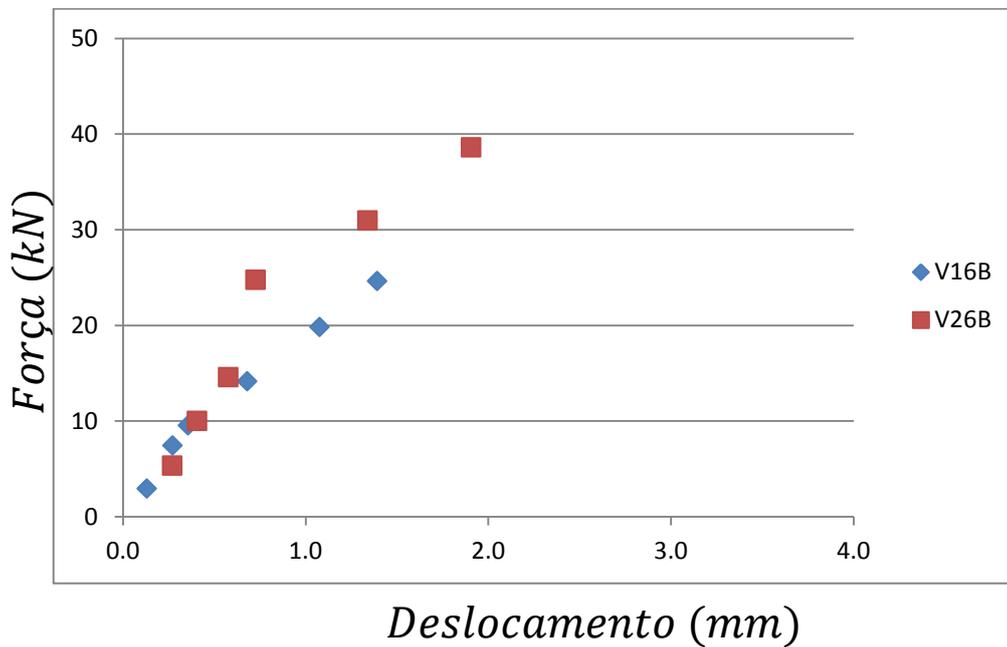
Os gráficos 23 e 24 apresentam três posições diferentes de carregamento. É possível observar que quanto menor a distância entre o carregamento e apoio, maior é a inclinação da curva e maior a carga de ruptura.

Gráfico 25 - V26A e V26A - Força (kN) x Deslocamento (mm)



Fonte: Dados do Autor (2015)

Gráfico 26 - V16B e V26B - Força (kN) x Deslocamento (mm)



Fonte: Dados do Autor (2015)

A partir da plotagem dos gráficos com variação de cargas visava-se comprovar a interação entre momento máximo e força cortante (a/d ou M/Vd). De acordo com os gráficos, é possível concluir que quanto menor a razão entre momento máximo e força cortante a viga suportará um carregamento maior,

CAPÍTULO 6 – PROGRAMA EXPERIMENTAL-RESULTADOS

considerando os demais parâmetros constantes. Na literatura é possível encontrar diversos autores que afirmam a respeito da influência da relação a/d como, por exemplo, Suter e Keller (1976) que observaram que essa relação poderia ser aplicada em vigas de alvenaria. Gusman e Lissel (2005) afirmam que quanto menor a relação a/d maior será a parcela de força absorvida pela seção. Entretanto, conforme observado em item anterior, deve-se tomar o cuidado de limitar essa influência a valor de M/Vd pequenos, menores que 2,0, sendo esse limite igual a 1,0 pela normalização norte-americana.

7 Considerações Finais

A partir da revisão da literatura, pôde-se concluir que:

- A influência do fator M/Vd na carga de ruptura de vigas conforme normas NBR15961-1/2011 e EuroCode6.1/2001 leva a obtenção de previsão de cargas de ruptura expressivamente maiores que as encontradas quando consideradas especificações da ACI 530-13, AS3700/2001, S304.1/2014 e mesmo NBR6118/2014 . Também são maiores os limites de aplicação de M/Vd nas normas brasileira e europeia, que indicam influência do fator M/Vd até o valor de 2,5, do que o limite de 1,0 indicado pela norma americana. Destaca-se ainda que as normas AS3700/2001, S304.1/2014 e NBR6118/2014 não permitem considerar qualquer aumento da força de ruptura em função de M/Vd .
- A influência da taxa de armadura longitudinal é considerada na NBR15961-1/2011 e EuroCode 6.1/2001.
- Apenas a NBR 15961-1/2011 não apresenta valor limitante para força cortante em função da resistência a compressão da alvenaria, prevendo ruptura da biela de compressão.

A partir do programa experimental realizado, pode-se concluir:

- O comportamento de vigas com pouca armadura de cisalhamento em relação à armadura de flexão, pôde simplificarmente ser observado. Inicialmente tem-se o aparecimento de fissuras verticais de flexão. As juntas de argamassa condicionam o caminho dessas fissuras. Logo após observou-se o estufamento no bordo superior das juntas de argamassa, em especial aquelas próximas aos pontos de carregamento. Na sequência, observam-se fissuras diagonais que vão evoluindo até a ruptura das vigas.

CAPÍTULO 7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

- O padrão de ruptura é semelhante ao esperado para vigas de concreto armado.
- As fissuras foram condicionadas pela posição do ponto de aplicação do carregamento e pelas juntas de argamassa.
- O aumento da taxa de armadura transversal levou ao aumento da força cortante de ruptura.
- Quando o carregamento estava posicionado próximo ao apoio ($M/Vd = 0,77$), observou-se claro aumento na força de ruptura, em comparação com os outros ensaios de mesma taxa de armadura com maior distanciamento do carregamento em relação ao apoio ($M/Vd = 1,81$ e $2,84$).
- Comparando os dois casos de carregamento mais distantes do apoio ($M/Vd = 1,81$ e $2,84$), não foi percebido aumento na força cortante de ruptura em função da posição do carregamento.
- Comparando os resultados dos ensaios com especificações do ACI 530-13, que aplica o fator M/Vd limitado a 1,0, obtém-se boa correlação de resultados teóricos e experimentais.
- Os resultados teóricos das normas AS3700/2001, S304.1/2014 e NBR6118/2014 foram em geral a favor da segurança quando comparados com os resultados experimentais.
- Quando utilizadas prescrições da NBR 15961-1/2011, os resultados nem sempre foram a favor da segurança. Ao comparar as prescrições dessa mesma norma, porém desconsiderando o fator M/Vd , os resultados passam a ser a favor da segurança.
- Desta forma-se recomenda-se alteração na especificação da NBR 15961-1, limitando a máxima consideração de M/Vd a 1,0.

A partir dos resultados e conclusões são sugeridos alguns estudos para trabalhos futuros:

CAPÍTULO 7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

- Estudar “estufamento” próximo aos pontos de aplicação de carregamento concentrado;
- Realização de mais ensaios de maneira a separar cada fator: taxa de armadura transversal, taxa de armadura longitudinal, influência da resistência do graute, bloco e argamassa, limite de resistência devido a biela comprimida e a altura útil da viga.

8 Bibliografia

Accetti, K. M. **Contribuições ao Projeto Estrutural de Edifícios em Alvenaria**, 1998, 247p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo – SP, 1998

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI) – **ACI 530** : Building Code Requirements for Masonry Structures. Farmington Hills, Michigan, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15961-1** Alvenaria Estrutural — Blocos de Concreto - Parte 1: Projeto., Rio de Janeiro 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento., Rio de Janeiro 2014.

AUSTRALIAN STANDARDS (AS) - **AS 3700**: Masonry Structures, Sydney, 2001.

BRITISH STANDARD (BS), **BS5628-2**: Code of Practice for the Use of Masonry - Part 2: Structural use of reinforced and prestressed masonry, Londres, 2000

Camacho, J. S. **Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural**, 1ª Edição, Ilha Solteira, Nepae, 2006, 48p.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (CSA). **S304-14**: Design Masonry Structures, Ontario, 2014

Carvalho, R.C. e Figueiredo Filho, J.R. **Cálculo de Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. 3ª Edição, São Carlos, Edufscar, 2010, 368p

CAPÍTULO 8 – BIBLIOGRAFIA

Contadini, L. F., **Análise Teórica e Experimental do Comportamento de Vigas de Alvenaria Estrutural Armada Sujeitas à Flexão Simples**. 2014. 151p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil – Universidade Estadual Júlio de Mesquita Filho (UNESP) – SP, 2014.

Curtin, W.G.; Shaw, G.; Beck, J.K. e Bray, W.A., **Structural Masonry Designer's Manual**, 2ª Edição (Revisada), Grã-Bretanha, Blackwell Science, 1995, 508p.

Davis, C.L., McLean, D.I., and Ingham, J.M., "Evaluation of Design Provisions for InPlane Shear in Masonry Walls," **The Masonry Society Journal**, Vol. 28, No.2, Dec, 2010, pp. 41-59.

European Stanadard (EN), **Eurocode 6: Design of Masonry Structures – Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures**, Londres, 2001

Fereig, S. M. Shear Strength of Reinforced Concrete Masonry Beams with Web Reinforcement, In: Technical Paper, 8, 1994, Michigan, **ACI Structural Journal**, Michigan, 1994.

Fortes, E.S. **Influência do Capeamento e Caracterização da Resistência a Compressão de Alvenaria Estrutural em Blocos de Concreto**. 2012. 303p. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil – Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) – SP, 2012.

Fusco, P. B. **Estruturas de Concreto: Solicitações Tangenciais**, 1ª Edição, São Paulo, Pini, 2008. 328p

Fusco, P. B. **Técnica de Armar Estruturas de Concreto**, 1ª Edição, São Paulo, Pini, 1995. 382p

CAPÍTULO 8 – BIBLIOGRAFIA

Guzman, M.J. e Lissel, S.L. The Source of Canadian Design Standard Requirements for Shear Design in Beams, In: THE TENTH CANADIAN MASONRY SYMPOSIUM, 2c-3, 2005, Banff, **Proceedings The Tenth Canadian Masonry Symposium**, Banff: CMS, 2005

Hibbeler, R.C. **Resistência dos Materiais**, 5ª edição, São Paulo, Pearson Prentice Hall, 2004, 670p.

Landini, F.S. **Comportamento à Flexão e ao Esforço Cortante de Vigas em Alvenaria Estrutural**. 2001. 135p. Dissertação (Mestrado). Faculdade Engenharia Civil – Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP) – SP, 2001.

Maia, E.J.A. **Estudo Experimental de Vigas de Alvenaria Estrutural Sujeitas a Flexão**. 2012. 77p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil – Universidade Estadual Júlio de Mesquita Filho (UNESP) – SP, 2012.

Mörsch, E. **Teoría y Práctica del Hormigón Armado**, volume 2. Trad Espanhola, Gustavo Gilli, Barcelona, 1948.

Oliveira Junior, V. **Recomendações para Projetos de de Edifícios em Alvenaria Estrutural**, 1992. 266p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo – SP, 1992

Parsekian, G. A., Hamid, A. A. e Drysdale, R. G. **Comportamento e Dimensionamento de Alvenaria Estrutural**, 1ª Edição, São Carlos, EdUFSCar, 2012. 625p.

Ramalho, M. A. e Corrêa, M. R. S., **Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural**, 1ª Edição, São Paulo, Pini, 2003. 174p.

CAPÍTULO 8 – BIBLIOGRAFIA

RAMOS, A.P. **Análise Experimental do Comportamento de Vigas Mistas de Concreto e Alvenaria Estrutural Sujeitas à Flexão Simples**. 2012. 74p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia – UNESP – Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2012

Ring T.; Das S. e Stubbs D. Compressive Strength of Concrete Masonry Beams, In: TECHNICAL PAPER, 109-S31, 2012, Michigan. **ACI Structural Journal**, Michigan: ACI, 2012.

Santos, D. **Análise de Vigas de Concreto Armado Utilizando Modelos de Bielas e Tirantes**. 2006. 195p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo – SP, 2006.

Sarhat, S.R. e Sherwood, E.G. Effective Shear Design Reinforced Masonry Beams. In: ANNUAL CONFERENCE OF THE CANADIAN SOCIETY FOR CIVIL ENGINEERING, v-2, 2010, Ottawa, **Proceedings, Annual Conference - Canadian Society for Civil Engineering**, Ottawa: University of Carleton, 2010.

Sarhat, S.R. e Sherwood, E.G. Shear Design of Reinforced Masonry Beams. In: THE ELEVENTH NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE, 3.04-2, 2011, Minneapolis, **Proceedings of The Eleventh North American Masonry Conference**, Minneapolis: University de Minnesota, 2011.

Shing, P.B., Schuller, M.P., Hoskere, V.S., and Carter, E., "Flexural and Shear Response of Reinforced Masonry Walls", **American Concrete Institute Structural Journal**, Farmington Hills, MI, Vol. 87, No. 6, November-December 1990, pp. 646-656.

CAPÍTULO 8 – BIBLIOGRAFIA

Suter, G.T e Keller, H. Shear Strength of Reinforced Masonry Beams and Canadian Code Implications, 1976, p149-160, **National Research Council**, 1976

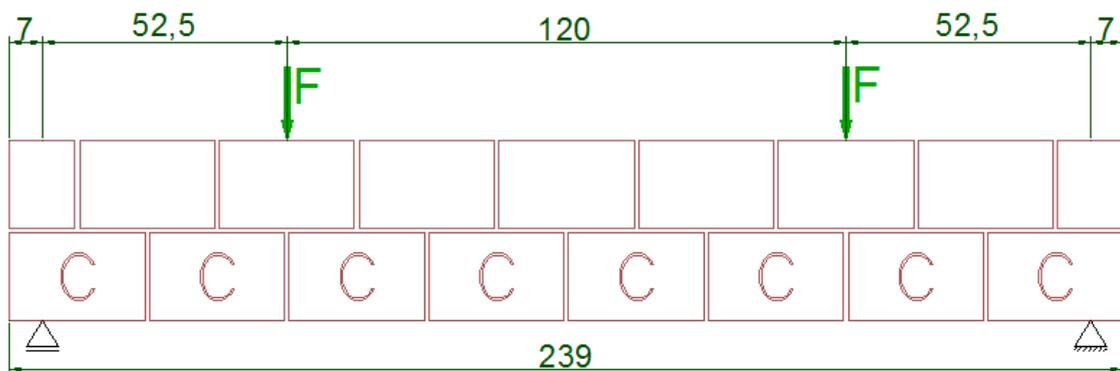
Suter, G.T. e Hendry, A. W. Shear Strength of Reinforced Brickwork Beams, In: STRUCTURAL ENGINEER, n 6, 1975, **Structural Engineer**, 1975.

9 Apêndice

Neste capítulo é apresentado um exemplo de dimensionamento por cada norma estudada nesse trabalho. A viga utilizada para exemplo de dimensionamento foi a de carregamento tipo II – figura 83.

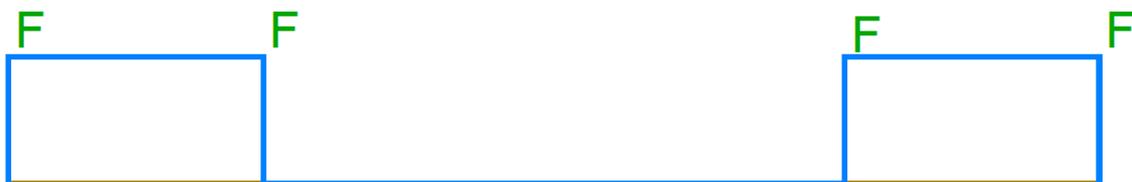
9.1 Exemplo de Dimensionamento pela NBR 15961/2011

Figura 83 – Viga referente ao Carregamento Tipo II



Fonte: Dados do Autor (2015)

Figura 84 - Diagrama de Força Cortante(kN)



Fonte: Dados do Autor (2015)

Figura 85 - Diagrama de Momento Fletor (kNcm)



Fonte: Dados do Autor (2015)

- Tensão de escoamento do aço (f_{yd});

$$f_{yd} = 0,5 \times \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 0,5 \times \frac{500}{1,15} = 217,4 = 21,74 \text{ kN/cm}^2$$

- Tensão resistente ao cisalhamento (f_{vk});

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 \times \rho \leq 0,7 \text{ MPa}$$

$$0,35 + 17,5 \times \frac{2 \times 0,8}{14 \times 33} = 0,41 \leq 0,7 \rightarrow OK$$

$$f_{vk} = 0,41 \text{ MPa}$$

- Fator majorante (α)

$$\alpha = \left(2,5 - 0,25 \times \frac{M_{m\acute{a}x}}{V_{sd,m\acute{a}x} \times d} \right) = \left(2,5 - 0,25 \times \frac{52,5 \times F}{F \times 0,33} \right) = 2,1$$

- Parcela da força cortante absorvida pela seção (V_m)

$$V_m = \alpha \times f_{vk} \times \frac{b_w \times d}{\gamma_m}$$

$$V_m = [2,1 \times 0,041] \times \frac{14 \times 33}{2}$$

$$V_m = 19,94 \text{ kN}$$

- Cálculo da força cortante absorvida pela armadura transversal (V_{sw}):

$$V_{sw} = \frac{A_{sw} \times f_{yd} \times s}{d} = \frac{0,2 \times 21,74 \times 15}{33} = 10,79 \text{ kN}$$

- Carga Total sobre a viga (F):

$$F = \frac{V_m + V_{sw}}{1,4} = \frac{19,94 + 10,79}{1,4} = 21,96 \text{ kN}$$

9.2 Exemplo de Dimensionamento pela Norma Americana ACI 530-13

- Cálculo da relação entre momento e força cortante (β):

$$\beta = \frac{M_u}{V_u \cdot d_v}$$

$$\beta = \frac{525 \cdot F}{F \cdot 330}$$

$$\beta = 1,59$$

CAPÍTULO 9 – APÊNDICE

- Para esse exemplo o valor de $\beta > 1$, sendo assim o valor limite da força cortante nominal (V_n) deve ser calculada como se segue:

$$V_n \leq 0,332 \cdot \gamma_g \cdot A_n \cdot \sqrt{f'_m}$$

$$V_n \leq 0,332 \cdot 1 \cdot 140 \cdot 330 \cdot \sqrt{1,75 \cdot 10,69}$$

$$V_n = 66,34 \text{ kN}$$

- Cálculo da força cortante absorvida pela seção (V_m):

$$V_m = 0,083 \cdot \left\{ \left[4,00 - 1,75 \cdot \left(\frac{M_u}{V_u \cdot d_v} \right) \right] \cdot A_n \cdot \sqrt{f'_m} + 0,25 \cdot P_u \right\}$$

$$V_m = 0,083 \cdot \left\{ \left[4,00 - 1,75 \cdot \left(\frac{525 \cdot F}{F \cdot 330} \right) \right] \cdot 140 \cdot 330 \cdot \sqrt{1,75 \cdot 10,69} + 0,25 \cdot 0 \right\}$$

$$V_m = 20,16 \text{ kN}$$

- Cálculo da força cortante absorvida pela armadura transversal (V_s):

$$V_s = 0,5 \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot f_y \cdot d_v$$

$$V_s = 0,5 \cdot \left(\frac{0,2}{15} \right) \cdot 50 \cdot 33$$

$$V_s = 11,00 \text{ kN}$$

- Verificação:

$$66,34 \geq (20,16 + 11,00) \cdot 1,00$$

$$66,34 \geq 31,16 \rightarrow \text{OK!}$$

9.3 Exemplo de Dimensionamento pela Norma Europeia EuroCode 6.1/2001

- Cálculo da tensão característica resistente ao cisalhamento (f_{vk}):

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5 \cdot \rho \leq 0,7 \text{ N/mm}^2$$

$$0,35 + 17,5 \cdot \frac{2 \times 0,8}{14 \times 33} = 0,41 \leq 0,7 \rightarrow \text{OK}$$

$$f_{vk} = 0,41 \text{ N/mm}^2$$

- Fator majorante (α)

$$\alpha = \left(2,5 - 0,25 \cdot \frac{a}{d} \right) = \left(2,5 - 0,25 \cdot \frac{525}{330} \right) = 2,1$$

CAPÍTULO 9 – APÊNDICE

- Cálculo da tensão de cálculo resistente ao cisalhamento (f_{vd}):

$$f_{vd} = \alpha \cdot f_{vk} \leq 1,75 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = 2,1 \cdot 0,41$$

$$f_{vd} = 0,86 \leq 1,75 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vd} = 0,86 \text{ N/mm}^2$$

- Cálculo da força cortante absorvida pela alvenaria (V_m):

$$V_m = V_{Rd,1} = \frac{f_{vd}}{\gamma_m} \cdot b \cdot d$$

$$V_m = V_{Rd,1} = \frac{0,86}{2} \cdot 140 \cdot 330$$

$$V_m = 19,94 \text{ kN}$$

- Cálculo da força cortante absorvida pela armadura transversal (V_{sw}):

$$V_{sw} = V_{Rd,2} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (1 + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{sw} = V_{Rd,2} = 0,9 \cdot 330 \cdot \frac{20}{150} \cdot \frac{500}{1,15} \cdot (1 + \cot(90)) \cdot \sin(90)$$

$$V_{sw} = V_{Rd,2} = 17,22 \text{ kN}$$

- Cálculo da força cortante solicitante de cálculo (V_{sd}):

$$V_{sd} \leq V_{Rd,1} + V_{Rd,2}$$

$$V_{sd} \leq 19,94 + 17,22$$

$$V_{sd} = 37,16 \text{ kN}$$

- Cálculo do carregamento (F):

$$F = \frac{V_{sd}}{\gamma}$$

$$F = \frac{37,16}{1,4}$$

$$F = 26,54 \text{ kN}$$

9.4 Exemplo de Dimensionamento pela AS3700/2001

- Cálculo da força cortante absorvida pela alvenaria (V_m):

$$V_m = \phi \cdot f'_{vm} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_m = 0,75 \cdot 0,035 \cdot b_w \cdot d$$

$$V_m = 0,75 \cdot 0,035 \cdot 14 \cdot 33$$

$$V_m = 12,13kN$$

- Cálculo da força cortante absorvida devido à posição da armadura longitudinal (V_{st}):

$$V_{st} = \phi \cdot f_{vs} \cdot A_{st}$$

$$V_{st} = 0,75 \cdot 1,75 \cdot A_{st}$$

$$V_{st} = 0,75 \cdot 1,75 \cdot 1,6$$

$$V_{st} = 2,10kN$$

- Cálculo da força cortante absorvida pela armadura transversal (V_{sw}):

$$V_{sw} = \phi \cdot f_{sy} \cdot \frac{A_{sw} \cdot d}{s}$$

$$V_{sw} = 0,75 \cdot 50 \cdot \frac{A_{sw} \cdot d}{s}$$

$$V_{sw} = 0,75 \cdot 50 \cdot \frac{0,2 \cdot 33}{15}$$

$$V_{sw} = 16,5kN$$

- Cálculo da força cortante total (V_d):

$$V_d = 12,13 + 2,10 + 16,50$$

$$V_d = 30,73kN$$

- Cálculo da força cortante máxima ($V_{s,máx}$):

$$V_{s,máx} = 4 \cdot \phi \cdot f'_{vm} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{s,máx} = 4 \cdot 0,75 \cdot 0,035 \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{s,máx} = 4 \cdot 0,75 \cdot 0,035 \cdot 14 \cdot 33$$

$$V_{s,máx} = 48,51kN$$

- Verificação:

$$V_d \leq V_{s,máx}$$

$$30,73 \leq 48,51 \rightarrow OK$$

9.5 Exemplo de dimensionamento pela norma S304/2014

- Cálculo da força cortante absorvida pela seção de alvenaria:

Como a altura útil da viga é $d = 330mm$ temos que:

$$d = 330 \leq 400mm$$

$$V_{m,sup} = \phi_m \cdot 0,2 \cdot \lambda \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_m}$$

$$V_m = V_{m,sup} = 0,55 \cdot 0,2 \cdot 1,0 \cdot 140 \cdot 330 \cdot \sqrt{1,75 \cdot 10,69}$$

$$V_m = 21,98kN$$

- Cálculo da força cortante resistida pela armadura transversal (V_s):

$$V_s = \phi_s \cdot A_v \cdot f_y \cdot \frac{d}{s}$$

$$V_s = 0,85 \cdot 20 \cdot 400 \cdot \frac{330}{150}$$

$$V_s = 36,94kN$$

O valor da força cortante absorvida pela armadura transversal não deve ultrapassar o seguinte valor:

$$V_{s,sup} = \phi_m \cdot 0,36 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_m}$$

$$V_m = V_{m,sup} = 0,55 \cdot 0,36 \cdot 140 \cdot 330 \cdot \sqrt{1,75 \cdot 10,69}$$

$$V_m = 39,56kN$$

- Cálculo da força cortante resistente (V_r):

$$V_r = V_m + V_s$$

$$V_r = 21,98 + 36,94$$

$$V_r = 58,92kN$$

9.6 Exemplo de dimensionamento pela NBR 6118/2014

9.6.1 Modelo de Cálculo I

- Cálculo da força cortante absorvida pela seção de concreto (V_c):

CAPÍTULO 9 – APÊNDICE

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = \frac{0,6 \cdot 0,15 \cdot \sqrt[3]{1,75 \cdot 10,69^2} \cdot 14 \cdot 33}{10}$$

$$V_c = 29,30kN$$

- Cálculo da força cortante absorvida pela armadura transversal (V_{sw});

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}$$

$$V_{sw} = \left(\frac{20}{150} \right) \cdot 0,9 \cdot 330 \cdot \frac{500}{1,15}$$

$$V_{sw} = 17,22kN$$

- Cálculo da força cortante total de cálculo (V_{sd});

$$V_{sd} = V_c + V_{sw}$$

$$V_{sd} = 29,30 + 17,22$$

$$V_{sd} = 46,51kN$$

- Cálculo do carregamento característico sobre a viga (F);

$$F = \frac{V_c + V_{sw}}{\gamma_c}$$

$$F = \frac{29,30 + 17,22}{1,4}$$

$$F = 33,23kN$$

- Verificação da biela de compressão;

$$V_{Rd,2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{1,75 \cdot 10,69}{250} \right) \cdot \frac{1,75 \cdot 10,69}{1,4} \cdot 140 \cdot 330$$

$$V_{Rd,2} = 154,21$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd,2}$$

$$46,51 \leq 154,21 \rightarrow OK!$$

9.6.2 Modelo de Cálculo II

- Cálculo da força cortante absorvida pela seção de concreto (V_c)

CAPÍTULO 9 – APÊNDICE

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0,6 \cdot 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = 0,6 \cdot 0,15 \cdot \sqrt[3]{1,75 \cdot 10,69} \cdot 140 \cdot 330$$

$$V_c = 29,30kN$$

- Cálculo da força cortante absorvida pela armadura transversal (V_{sw}):

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

Assumindo os limites de inclinação das bielas temos que:

$$V_{sw,30^\circ} = \left(\frac{20}{150} \right) \cdot 0,9 \cdot 330 \cdot \frac{500}{1,15} \cdot \cot 30^\circ$$

$$V_{sw,30^\circ} = 29,82kN$$

$$V_{sw,45^\circ} = \left(\frac{20}{150} \right) \cdot 0,9 \cdot 330 \cdot \frac{500}{1,15} \cdot \cot 45^\circ$$

$$V_{sw,45^\circ} = 17,22kN$$

- Cálculo da força cortante total de cálculo (V_{sd}):
- Para $\theta = 30^\circ$, temos que:

$$V_{sd} = V_c + V_{sw}$$

$$V_{sd} = 29,30 + 29,82$$

$$V_{sd} = 59,12kN$$

- Para $\theta = 45^\circ$, temos que:

$$V_{sd} = V_c + V_{sw}$$

$$V_{sd} = 29,30 + 17,22$$

$$V_{sd} = 46,51kN$$

- Cálculo do carregamento característico sobre a viga (F);
- Para $\theta = 30^\circ$, temos que:

$$F = \frac{V_c + V_{sw}}{\gamma_c}$$

$$F = \frac{29,30 + 29,82}{1,4}$$

$$F = 42,23kN$$

CAPÍTULO 9 – APÊNDICE

- Para $\theta = 45^\circ$, temos que:

$$F = \frac{V_c + V_{sw}}{\gamma_c}$$
$$F = \frac{29,30 + 17,22}{1,4}$$
$$F = 33,23kN$$

- Verificação da biela de compressão:

$$V_{Rd,2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin 2\theta$$

Assim como no cálculo de V_{sw} , na verificação da biela se analisará os limites da inclinação das bielas:

- Para $\theta = 30^\circ$, temos que:

$$V_{Rd,2-30^\circ} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{1,75 \cdot 10,69}{250}\right) \cdot \frac{1,75 \cdot 10,69}{1,4} \cdot 140 \cdot 330 \cdot \sin(2 \cdot 30)$$
$$V_{Rd,2-30^\circ} = 133,55kN$$
$$V_{sd} \leq V_{Rd,2}$$
$$59,12 \leq 133,55 \rightarrow OK!$$

- Para $\theta = 45^\circ$, temos que:

$$V_{Rd,2-45^\circ} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{1,75 \cdot 10,69}{250}\right) \cdot \frac{1,75 \cdot 10,69}{1,4} \cdot 140 \cdot 330 \cdot \sin(2 \cdot 45)$$
$$V_{Rd,2-45^\circ} = 154,21kN$$
$$V_{sd} \leq V_{Rd,2}$$
$$46,51 \leq 154,21 \rightarrow OK!$$