

Concrete block structural masonry beam shear design: theoretical and experimental analysis and recommendations to the brazilian standards

Dimensionamento de vigas de alvenaria estrutural de blocos de concreto ao esforço cortante: análise teórica e experimental e recomendações à normalização brasileira



R. D. PASQUANTONIO ^a
r.pasquantonio@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0001-8289-4973>

G. A. PARSEKIAN ^a
parsekian.ufscar@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-5939-2032>

J. S. CAMACHO ^b
jeffersonscamacho@gmail.com
<https://orcid.org/0000-0001-5145-7703>

Abstract

Beams are subject a flexure and shear, with the last as the theme of this research. The purpose of this paper is to analyze specifications for the shear design of concrete block structural masonry beams, based on an extensive literature review and experimental tests here reported. From this scope, specifications for revision of Brazilian standardization are suggested. In the theoretical part, literature review from both national and international researchers were considered and the specifications of Brazilian standards, in addition to North American, Australian, Canadian and European, ABNT NBR 15961-1/2011, ABNT NBR 6118/2014TMS 402/2016, AS3700/2001, CSA S304/2014 and EuroCode6.1/2001, respectively. To analyze and validate the specifications of the literature, an experimental program was carried out assessing ten concrete block masonry beams results tested mainly to shear loads. Two-course high beams with three vertical load positions (position a/d) and two transverse reinforcement rates were tested. The specifications from the Brazilian and European standards led to considerably higher results than the experimental results, while those presented in the standards TMS 402/2016, AS3700/2001, CSA S304/2014 and NBR6118/2014 lead to results close to those obtained experimentally. As a conclusion, it can be noted that the rupture pattern is similar to that expected for reinforced concrete beams, the cracks were conditioned by the position of the loading point and by the mortar joints positions, the increase in the transverse reinforcement ratio led to an increase in the shear force. Results indicate that the consideration of apparent increase in shear strength by the ratio $M/(V \cdot d)$ is not consistent. Eliminating this recommendation, considering the masonry shear strength equal to 0.35 MPa, limiting the stirrups tension to 0.90 of f_{yk} and considering the contribution of the longitudinal reinforcement, it was possible to estimate the shear value at the rupture of each beam between 73% to 106% of the values verified in the tests.

Keywords: beam, masonry, reinforced masonry, shear.

Resumo

Vigas são submetidas à flexão e cisalhamento, sendo esse último esforço o tema desta pesquisa. O objetivo deste trabalho é analisar especificações para dimensionamento ao esforço cortante de vigas de alvenaria estrutural em blocos de concreto, a partir de extensa avaliação da literatura e de ensaios experimentais aqui relatados. A partir desse escopo, são sugeridas especificações para revisão da normalização brasileira. 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 da norte-americana, australiana, canadense e europeia, TMS 402/2016, AS3700/2001, CSA S304/2014 e EuroCode 6.1/2001, respectivamente. Com intuito de analisar e validar as especificações da literatura foi realizado um programa experimental de análise de dez vigas de alvenaria com blocos de concreto submetidos principalmente ao esforço cortante. Foram consideradas vigas de duas fiadas, três posições da carga vertical, variando a/d, e duas taxas de armadura transversal. Na análise dos ensaios verificaram-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 pela norma brasileira e europeia levaram a resultados consideravelmente maiores do que os resultados experimentais, enquanto que os presentes nas normas TMS 402/2016, AS3700/2001, CSA S304/2014 e NBR6118/2014 levam a resultados próximos aos obtidos experimentalmente. Como conclusão pode-se destacar que 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. Os resultados indicam não ser consistente a consideração de aumento aparente da resistência ao cisalhamento pela relação $M/(V \cdot d)$. Eliminando-se essa recomendação, considerando a resistência da alvenaria igual a 0,35 Mpa, limitando a tensão nos estribos a 0,90 de f_{yk} e considerando a contribuição da armadura longitudinal, foi possível estimar o valor de cortante na ruptura de cada viga entre 73% a 106% dos valores verificados nos ensaios.

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

^a Universidade Federal de São Carlos, Departamento de Engenharia Civil, São Carlos, SP, Brasil;

^b Universidade Estadual Paulista, Campus Ilha Solteira, Departamento de Engenharia Civil, Ilha Solteira, SP, Brasil.

1. Introdução

Com o avanço do uso do sistema construtivo Alvenaria Estrutural em concepções que levam a esforços além da compressão simples, como é o caso de vigas, submetidas à flexão simples e cisalhamento, nota-se a importância de um aprimoramento nos critérios de dimensionamento. Com base em estudos de vários autores, é possível inferir a existência de lacunas no conhecimento do comportamento de vigas de alvenaria estrutural armada. Sarhat e Sherwood (2011) indica que as vigas de alvenaria são elementos estruturais que são utilizados para vencer vãos sobre aberturas em paredes como, por exemplo, portas e janelas. Em contrapartida, torna-se frequente o uso no Brasil de vigas para suporte de lajes e outros elementos, em vãos consideravelmente maiores que os usuais de 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 tem o objetivo de criar um “vazio” contínuo onde é possível posicionar a armadura longitudinal.

A ABNT NBR 15961-1/2011-1/2011, no item 3.14, define viga como sendo elemento linear que resiste predominantemente à flexão e cujo vão seja maior ou igual a três vezes a altura da seção transversal. Em relação ao cisalhamento, é possível conceber elementos viga sem armadura transversal, apesar de Parsekian et al (2012) indicar uso de vigas sem estribos somente quando essa é composta de apenas uma fiada de canaletas. Fereig (1994) destaca que a existência de força cortante elevada causa uma ruptura antecipada e frágil e aconselha uso de armadura mínima. Landini (2001) informa que o comportamento ao esforço cortante de uma viga de alvenaria armada se assemelha ao de uma viga de concreto armado, fato corroborado por Fereig (1994).

Este trabalho relata estudo de vigas de alvenaria estrutural com blocos de concreto. Na parte teórica, foram considerados trabalhos anteriores tanto nacionais quanto internacionais e as prescrições das normas brasileiras NBR15691-1/2011 e NBR 6118/2014, além da norte-americana, australiana, canadense e europeia, TMS 402/2016, AS3700/2001, CSA S304/2014 e EuroCode 6.1/2001, respectiva-

mente. Com intuito de analisar e validar as especificações da literatura foi realizado um programa experimental de análise de dez vigas de alvenaria com blocos de concreto submetidos principalmente ao esforço cortante. Os ensaios contemplam vigas de duas fiadas, posicionamento variado da posição das cargas e também variação na taxa de armadura transversal. A partir desses ensaios e da revisão da literatura são concluídos importantes aspectos sobre o comportamento de vigas de alvenaria armada sob esforços de cisalhamento.

1.1 Justificativa

No Brasil houve um grande crescimento quanto à utilização de alvenaria estrutural nos últimos anos, já que este método construtivo apresenta uma série de vantagens. Segundo Camacho (2006) alguns dos benefícios são, *menor diversidade de materiais empregados* uma vez que a redução se deve ao menor número de subempreiteiras na obra, outra vantagem é a *redução da diversidade de mão de obra especializada e maior rapidez de execução*, já que apenas a mão-de-obra que irá executar a alvenaria deve receber treinamento e por último a *robustez estrutural*; pois a estrutura tende a obter uma maior resistência à danos patológicos e uma maior reserva de segurança frente a ruínas parciais.

Em várias construções é frequente o uso de vigas em alvenaria armada. A constatação de lacunas no conhecimento do comportamento e mesmo dúvidas quanto a coerência de algumas especificações indicadas na norma brasileira ABNT NBR 15961-1/2011-1/2011, justificam este trabalho.

2. Comportamento de vigas ao cisalhamento

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 de torção e forças cortantes é admitido um modelo de treliça plana, modelo esse que foi idealizado por Ritter e Mörsch em 1948.

Pela Figura [1] observa-se que o banzo superior é representado pelo concreto enquanto que o banzo inferior é representado

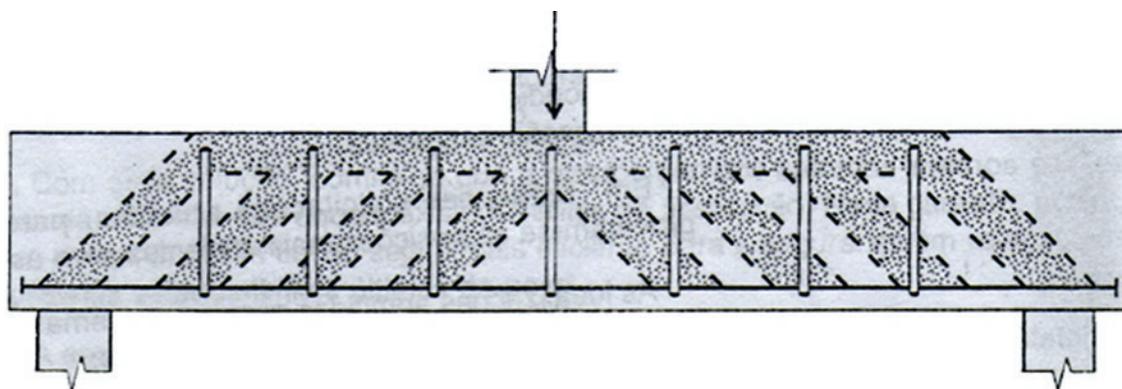


Figura 1
Treliça idealizada por Mörsch

Fonte: Fusco (2008)

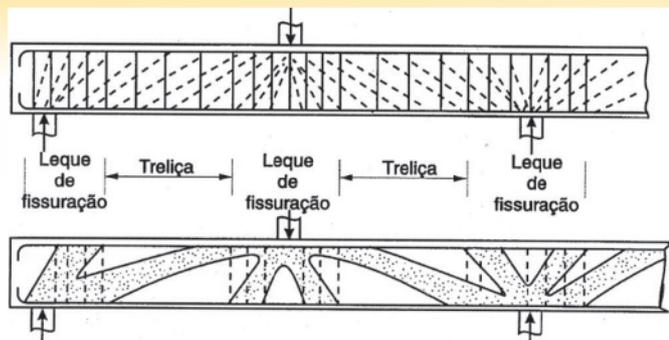


Figura 2
Mecanismo resistente global de vigas de concreto armado

Fonte: Fusco (2008)

pela armadura longitudinal. É necessário garantir o equilíbrio desse modelo e isso é feito, em muitas situações, pela presença da armadura transversal. Mörsch (1948) observou que esse modelo somente é aplicado no instante que a viga apresenta fissuras, ou seja, quando a viga se encontra no estágio II.

Quanto à distribuição dos esforços cortante até os apoios, foi verificado por Fusco (2008) que a trajetória dos esforços na região próxima aos apoios não obedece à inclinação proposta pelo método idealizado de treliças, ocorrendo de maneiras distintas, como é possível observar na Figura [2].

Segundo Fereig (1994) a forma de ruptura que ocorre devido ao esforço cortante é do tipo frágil. Os autores Neis e Loeffler (1983) apresentam a mesma conclusão, ou seja, uma ruptura frágil que como ser observado na Figura [3].

No caso de vigas sem armadura transversal, o dimensionamento ao esforço de cisalhamento é ainda mais importante, pois essa forma de ruptura muito provavelmente determinará o carregamento limite sobre a viga, conforme indica Sarhat e Sherwood (2011), de forma muito frágil.

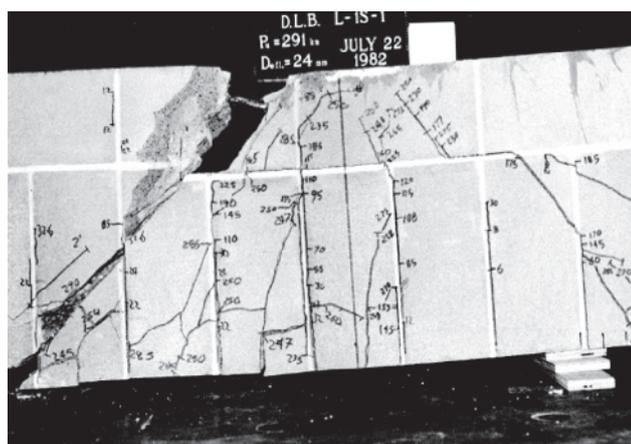
A presença ou não de armaduras transversais influencia o padrão de fissuração. Em casos da ausência da armadura transversal, ou

mesmo em casos em que seu espaçamento seja elevado, Fusco (2008) indica que a resistência ao cisalhamento é determinada pela resistência à tração do material. Devido a esse aspecto, a ruptura por cisalhamento é também chamada de ruptura por tração diagonal. Em casos onde a armadura transversal foi posicionada de maneira correta, pode, ainda assim, ocorrer a ruptura. Em tais situações, é possível que tal ruptura aconteça de quatro maneiras distintas que são explicadas, de acordo com Fusco (2008), da seguinte forma:

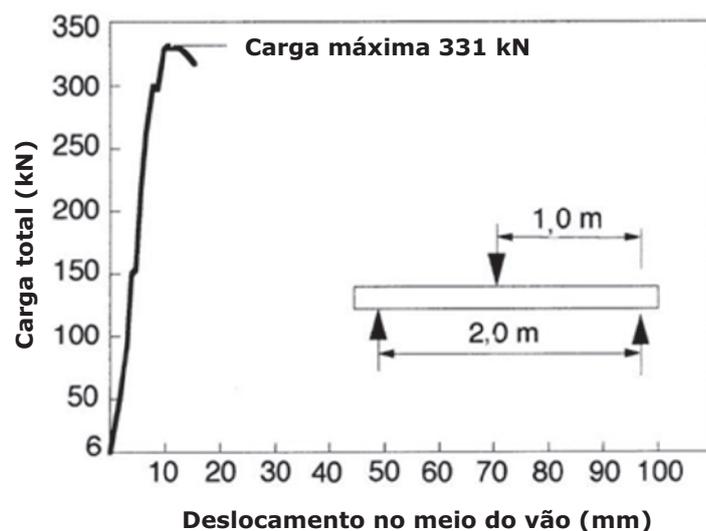
- I. Ruptura por Força Cortante-Compressão (RFCC): ocorre em situações onde há ruptura das bielas diagonais de concreto. Essa ruptura é evitada limitando o valor da tensão tangencial solicitante.
- II. Ruptura por Força Cortante-Tração (RFCT): ocorre quando a resistência da armadura transversal é superada pela força cortante de cálculo, desta maneira ocorre a ruptura por tração. Essa ruptura é evitada com detalhamento de área de armadura transversal corretamente dimensionada.
- III. Ruptura por Força Cortante-Flexão (RFCF): ocorre por conta da interação entre força cortante e momento fletor nas proximidades de cargas concentradas. O aumento das tensões locais de compressão acarreta em ruptura por cisalhamento local no banzo comprimido. Essa ruptura é evitada limitando o valor de carga concentrada.
- IV. Ruptura por Flexão da Armadura Longitudinal (RFAL): ocorre quando as bielas diagonais de concreto que estão apoiadas na armadura longitudinal positiva do banzo tracionado, ocasionando altas tensões nessas armaduras. Essa ruptura é evitada com detalhamento de área de armadura longitudinal corretamente dimensionada.

2.1 Mecanismo resistente ao cisalhamento

Os mecanismos resistentes ao cisalhamento são maneiras de assegurar que as peças de concreto não romperão no ELU (Estado Limite Último) devido a forças cortantes. A maneira como se propaga a fissuração nas vigas de alvenaria armada é muito semelhante a de vigas de concreto armado, uma vez que as fissuras de flexão são perpendiculares ao eixo da peça e o início da propagação é a partir do banzo tracionado.



(a)



(b)

Figura 3
Ruptura frágil de uma viga – (a) Ensaio – (b) Gráfico Força x Deslocamento

Fonte: Neis e Loeffler (1983)

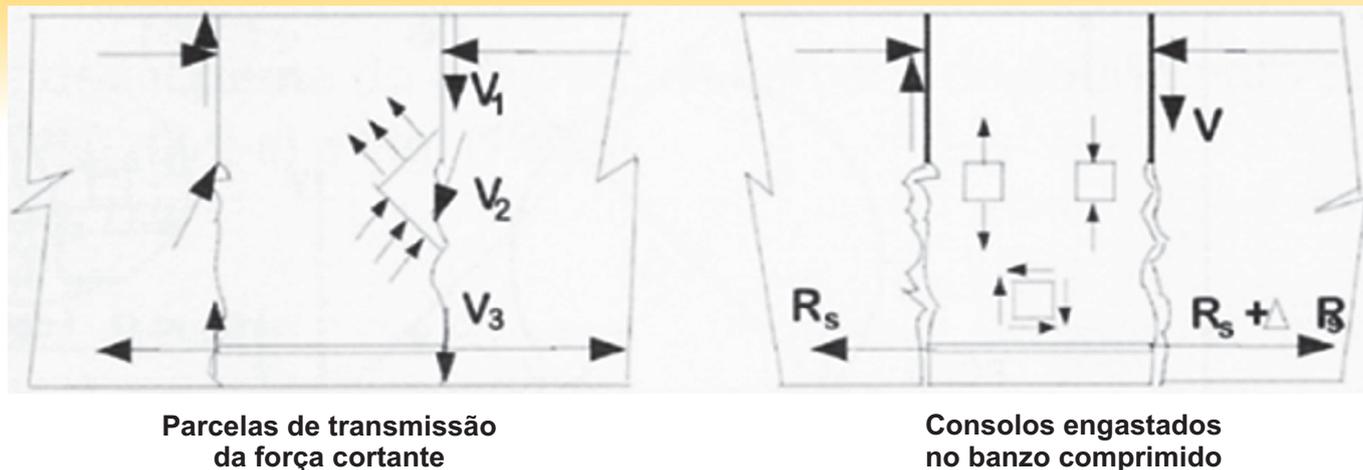


Figura 4
Mecanismo resistente entre duas fissuras adjacentes

Fonte: Fusco (2008)

A resistência ao cisalhamento de peças fissuradas por flexão simples pode ser realizado de duas maneiras distintas que são denominadas cooperação máxima e mínima do concreto entre fissuras. O modelo de 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;
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).

o 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 se permite que ocorra a variação da força de tração na armadura longitudinal ao longo de sua extensão.

A Figura [4] apresenta como ocorre a contribuição de cada mecanismo anteriormente explicado.

Nagato et al. (2003) relata um estudo experimental sobre o efeito de pino na resistência ao esforço cortante em seis vigas de concreto armado. Os autores concluem que o efeito de pino da armadura longitudinal contribui para resistência ao esforço cortante, porém a taxa de armadura longitudinal não tem grande influência nesse efeito.

3. Estudo anterior sobre cisalhamento em vigas de alvenaria

Suter e Keller (1976) desenvolveram um estudo do esforço de cisalhamento em vigas de alvenaria estrutural e as implicações da norma canadense nesses estudos. O trabalho indica objetivo de avaliar três parâmetros que podem influenciar a resistência ao cisalhamento que são relação da vão de cisalhamento e altura útil (a/d) em que (a) é distância entre o apoio e o ponto de aplicação da carga e (d) representa a altura útil da viga, taxa de armadura longitudinal (ρ); e resistência à compressão da alvenaria (f'_m). Com base na análise desses parâmetros propõem alguns critérios de dimensionamento para norma canadense.

Quanto às considerações dos critérios de dimensionamento de esforço de cortante no ELU, a partir da análise dos resultados de ensaios relatada, os autores propõem uma curva de valores mínimos. Conforme mostrado na Figura [5], para valores de

$a/d > 2$ é considerada uma resistência constante igual a 50 psi (0,345 MPa). Para valores de $a/d < 2$, os autores propõem a equação:

$$V_m = 0,345 \cdot \left(\frac{2 \cdot d}{a} \right) (MPa) \quad (3.1)$$

Landini (2001) relata ensaios 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 fiadas. As conclusões relatadas são:

- a) O dimensionamento ao 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, sendo assim as normas ACI 530/1995 e BS 5628/2005 são contra a segurança;
- c) A presença de juntas de assentamento e de superfícies de interface entre graute e paredes dos blocos, inerentes à alvenaria, criam pontos frágeis entre os componentes do elemento viga, que podem contribuir para o comportamento não solidário dos distintos materiais.

Guzman e Lissel (2005) relatam uma comparação entre as publicações das normas canadenses CSA 304.1 dos anos de 1994 e

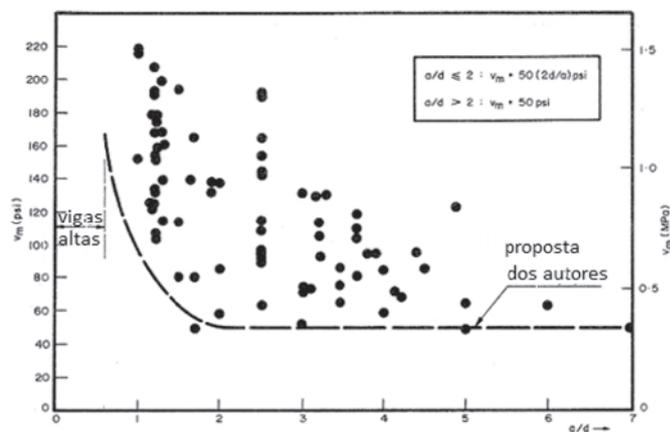


Figura 5
 $V_m \times a/d$

Fonte: Suter e Keller (1976)

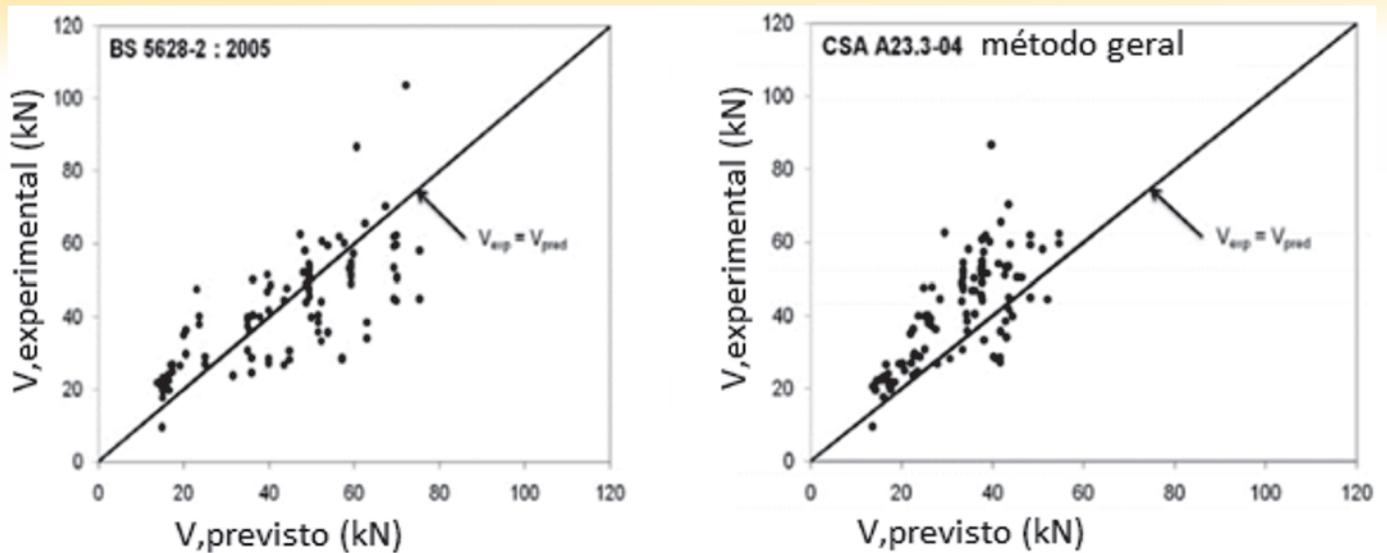


Figura 6

Comparativo entre os valores de força cortante experimental e teórico

Fonte: Sarhat e Sherwood (2007)

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 850 mm. 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 450 mm.

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

- A norma canadense em sua versão de 2004 possibilita uma maior resistência da seção de alvenaria do que a norma de 1994;
- Em vigas de vãos curtos a armadura de cisalhamento é determinada pela especificação do espaçamento máximo igual

a $d/2$, o que leva a uma menor redução de armadura de cisalhamento do que de flexão quando comparadas vigas de altura pequena e vãos pequenos, em relação a vigas da maiores alturas e vãos;

- Tanto em vigas longas como curtas o dimensionamento da força cortante pode ser considerando o valor máximo verificado a distância $d/2$ do apoio.

Sarhat e Sherwood (2007) apresenta o resultado da análise de 112 testes desenvolvidos por diversos autores da literatura, a respeito de vigas de alvenaria armada, e compararam os resultados com prescrições da norma britânica BS 5628/2005 e canadense CSA A23.3-04. A Figura [6] mostram graficamente os resultados dessas comparações.

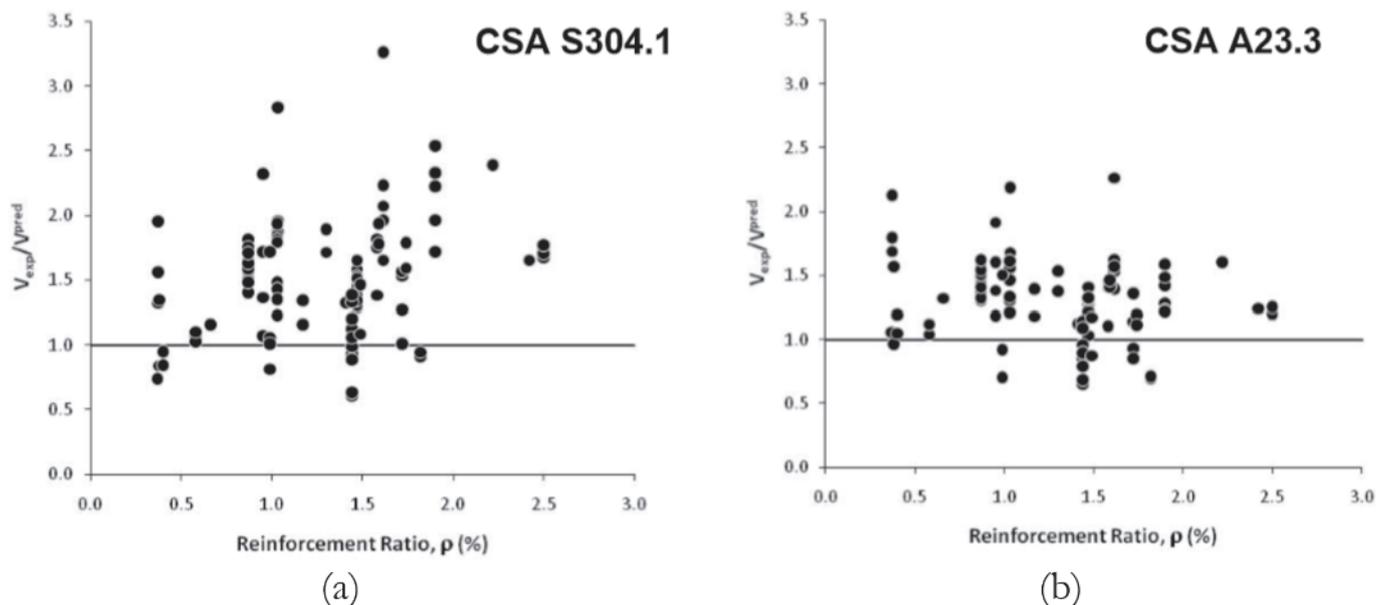


Figura 7

Comparativo entre o valor de Relação Força Cortante Experimental e Teórica (Eixo y) e Taxa de Armadura Longitudinal (Eixo X) de acordo com Norma Canadense de Alvenaria (a) e para Norma Canadense de Concreto (b)

Fonte: Sarhat e Sherwood (2007)

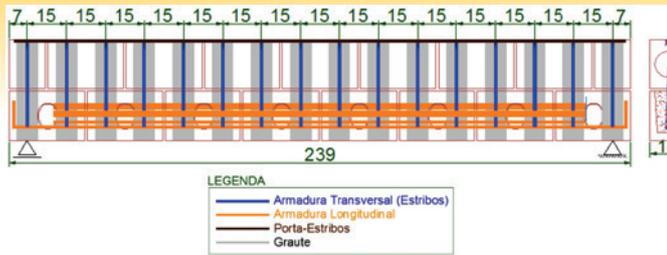


Figura 8
Elevação

Fonte: Pasquantonio (2015)

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 é frágil.

A conclusão dos autores é que as vigas de alvenaria têm 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, conforme Figura [7]. Os autores propuseram um método de dimensionamento para alvenaria semelhante às especificações para concreto armado.

Zohrehydarhiha, Das e Banting (2017) relata estudo experimental em vigas de blocos de concreto com o intuito de comparar a eficiência em construir as fiadas com juntas a prumo. Essa forma de construção permite que os vazados dos blocos fiquem alinhados, facilitando ao posicionamento dos estribos. As vigas foram construídas com blocos canaletas na fiada inferior, onde a armadura longitudinal é posicionada, e blocos vazados nas fiadas superiores, sendo relatados ensaios de vigas com duas e três fiadas, vão de 4,8 m, com e sem estribos, com blocos assentados contrafiados ou a prumo, totalmente grauteados. Os autores concluem que: a forma de assentamento não foi significativa para capacidade de carga final das vigas;

a presença de estribos aumentou consideravelmente a capacidade de carga das vigas e reduziu muito a fissuração dessas.

Tabela 1

Equações para verificação de cisalhamento em vigas de alvenaria armada

Normas regulamentadoras	Força cortante devido a alvenaria (V_m)	Força cortante devido a armadura (V_{sw})	Força cortante resistente máxima (V_n)
NBR15691-1/2011 e EuroCode 6.1/2001	$V_m = \left[2,5 - 0,25 \cdot \left(\frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d} \right) \right] \cdot f_{vk} \cdot \frac{b_w \cdot d}{\gamma_m}$	$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,5 \cdot f_{yd} \cdot d$	Não se aplica
TMS402/2016	$V_m = 0,083 \cdot \left\{ \left[4,00 - 1,75 \cdot \left(\frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d} \right) \right] \cdot A_{nv} \cdot \sqrt{f'_m} \right\}$	$V_{sw} = 0,5 \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot f_{yd} \cdot d$	$V_n \leq \begin{cases} 0,498 \cdot A_{nv} \cdot \sqrt{f'_m}, & \text{se } \frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d} \leq 0,25 \\ \text{interpolares limites se } 0,25 < \frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d} < 1,00 \\ 0,332 \cdot A_{nv} \cdot \sqrt{f'_m}, & \text{se } \frac{M_{max}}{V_{max} \cdot d} \geq 1,00 \end{cases}$
CSA S304/2014	$V_m = \phi_m \cdot K_b \cdot \lambda \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_m} \cdot \beta$	$V_{sw} = \phi_s \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{d}{s} \cdot \cot(\theta_1)$	$V_n = \phi_m \cdot 0,36 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_m}$
AS3700-2001	$V_m = \phi \cdot f'_{vm} \cdot b_w \cdot d$	$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot f_{yd} \cdot d$	$V_n = 4 \cdot \phi \cdot f'_{vm} \cdot b_w \cdot d$
NBR 6118/2014	$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$	$V_{sw} = 0,9 \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot f_{yd} \cdot d$	$V_{Rd,2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$

Fonte: Pasquantonio et al (2016)

Especificações de normas

Todas as normas apresentadas neste trabalho dividem o dimensionamento em duas parcelas de forças, em que uma parcela é devida a alvenaria e a outra parcela proveniente da armadura transversal. A tabela [1] apresenta o resumo das especificações de cada norma avaliada.

Notação utilizada na tabela:

- A_{nv} – área da seção de alvenaria [mm²];
- A_{sl} – área de armadura longitudinal, ou $0,02 \cdot b_w \cdot d$, é possível se utilizar o menor valor [mm²];
- A_{sw} – área de aço da armadura transversal [mm²];
- K_b – constante de acordo com o grauteamento – $K_b = 1,00$;
- M_{max} – momento máximo sobre a viga [Nmm];
- V_c – parcela de força cortante por mecanismos complementares ao modelo em treliça [N];
- V_m – força cortante absorvida pela seção [N];
- V_{max} – força cortante máxima sobre a viga [N];
- V_n – força cortante nominal [N];
- V_{sd} – força cortante solicitante de cálculo [mm];
- V_{sw} – força cortante absorvida pela armadura transversal [N];
- b_w – largura da seção da viga [mm];
- d – altura útil da viga [mm];
- f'_m – resistência de prisma [MPa];
- f'_{vm} – resistência ao cisalhamento da alvenaria ($f'_{vm} = 0,35$ MPa);
- f_{ctd} – resistência de cálculo do concreto a tração;
- $f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3}$ (f_{ck} em MPa);
- f_{sy} – tensão de escoamento do aço da armadura transversal [MPa];
- f_y – tensão de escoamento do aço [MPa];
- f_{yd} – resistência de cálculo do escoamento da armadura [MPa];
- f_{ywd} – é a tensão da armadura transversal, limitada a f_{yd} para casos de estribos [MPa];
- f_{vk} – resistência característica ao cisalhamento = $0,35 + 17,5 \cdot [A_s / (b \cdot d)]$ [MPa], limitado a 0,7 MPa;
- f_{vs} – tensão de cisalhamento de cálculo da armadura de flexão ($f_{vs} = 17,5$ MPa);
- s – espaçamento da armadura transversal [mm];
- β – constante igual a 0,18 em situações que a armadura de transversal é maior que 0,07% bs;



Figura 9
Primeira fiada com estribos (esq.) e grauteamento (dir.)

Fonte: Pasquantonio (2015)

λ – fator de acordo com a densidade do concreto ($\lambda = 1,00$);
 $\alpha_{v2} = 1 - (f_{ck}/(250))$, onde f_{ck} em MPa;
 γ_m – coeficiente de segurança para alvenaria ($\gamma_m = 2,0$);
 ϕ_m – fator de resistência para alvenaria – $\phi_m = 0,55$;
 ϕ_s – fator de resistência para armadura – $\phi_m = 0,85$;
 θ_1 – ângulo de inclinação da biela pelo método simplificado tem que: $\theta_1 = 42^\circ$;
 \varnothing – fator de segurança – 0,75;

5. Programa experimental

Foi ensaiado um total de dez vigas de alvenaria estrutural, com as características abaixo:

- Comprimento de 2,39m, com vão entre apoios de 2,25m, conforme Figura [10];
- Blocos de concreto tipo canaleta (14x19x29cm) na primeira fiada e bloco comum (14x19x29cm) na segunda fiada, totalmente grauteados, conforme Figura [9];
- Quantidade de armaduras de cisalhamento (2 casos): 1Ø5,0c/15 ou 1Ø6,3c/15 (estribos de 1 ramo), conforme Figura [8];
- Quantidade de armadura de tracionada na borda inferior da viga (1 caso): 2Ø 10,0 mm + 2Ø 16,0 mm, conforme Figura [8];
- Porta estribo de 1Ø5,0 alojado na face superior, conforme Figura [8];

Resistências dos materiais conforme Tabela [2].

A armadura longitudinal utilizada, de aproximadamente 4,8cm², 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, sendo definidos 3 tipos: tipo 1, com cargas a 82,5 cm do apoio; tipo 2, com cargas a 52,5 cm do apoio; tipo 3, com cargas a 22,5 cm do apoio, conforme Figura [10]. A nomenclatura de cada viga foi definida pela sequência de caracteres: V (indica Viga), posição do carregamento (1, 2 ou 3), diâmetro aproximado do estribo (5 ou 6), viga ensaiada (duas vigas ensaiadas para cada combinação, a primeira indicada como A, a segunda como B). Por exemplo, a viga V35B, indicada carregamento tipo 3 (carga a 22,5

cm do apoio), estribo de 5,0 mm c/15, e foi a segunda viga ensaiada (B). A Figura [12] mostra uma viga antes do ensaio.

A figura [13] mostra a instrumentação típica de cada ensaio e enquanto que na figura [14] é apresentado o gráfico de força x deslocamento central das vigas. É possível observar que as vigas indicam um comportamento frágil, semelhantemente ao apresentado na figura [3].

O ensaio foi realizado com incrementos de carga de 5 kN, aproximadamente igual a 10% da força de ruptura prevista média. 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 ensaiadas, não foi possível alcançar a carga de ruptura experimental para a viga V35A, e não será analisada quanto a sua carga de ruptura e, por consequência, o tipo de ruptura encontrada.

5.1 Fissuração das vigas

Foi possível notar que todas as vigas seguiam o mesmo padrão de fissuração com aspecto condizente com analogia de treliça. A Figura [14] mostra ruptura da viga com carga mais próxima ao apoio, que ocorreu com ruptura por biela comprimida. A Figura [15] ilustra a fissuração típica. A primeira fissura ocorreu na junta de argamassa, como observado por outros autores, como por exemplo, Landini (2001), conforme (a) e (b). A razão dessas fissuras

Tabela 2
Resultados da caracterização dos materiais

	Resistência média a compressão (MPa)	
f_b	10,69	Bloco
f_a	8,11	Argamassa
f_p	12,58	Prisma
f_g	25,14	Graute

Fonte: Pasquantonio (2015)

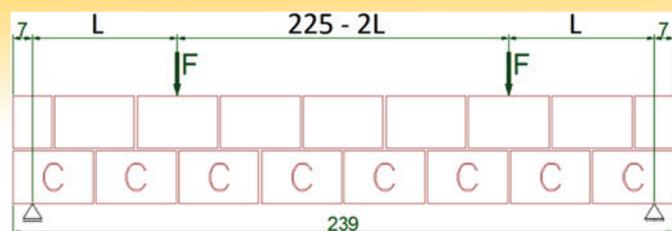


Figura 10

Carregamentos (Tipo 1: $L = 52,5$ cm; Tipo 2: $L = 82,5$ cm; Tipo 3: $L = 22,5$ cm)

Fonte: Pasquantonio (2015)

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. Na Figura [15] (c) e (d) é possível observar o crescimento das fissuras existentes e o surgimento de outras. Com o crescimento da fissura na junta vertical essa tende a caminhar pela junta horizontal em direção ao ponto de aplicação da carga, de acordo com (e) e (f). Após o desenvolvimento das fissuras na direção horizontal, a ruptura é iminente.

O leque de fissuração, conforme definido por Fusco (2008), 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 [2]. Nas vigas de alvenaria foi possível observar o aparecimento desse leque de fissuração, conforme Figura [16], 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.

5.2 Cargas de ruptura e comparativo com cada norma

A Tabela [3] indica o resultado dos ensaios e a força cortante máxima teórica de acordo com cada prescrição das normas indicadas no item 4. Para o cálculo não foram considerados nenhum fator de minoração da resistência ou de majoração de ação, ou seja, esses coeficientes foram tomados iguais a 1,0. A resistência de prisma foi tomada pelo valor médio obtido nos ensaios. Essa estratégia foi



Figura 11

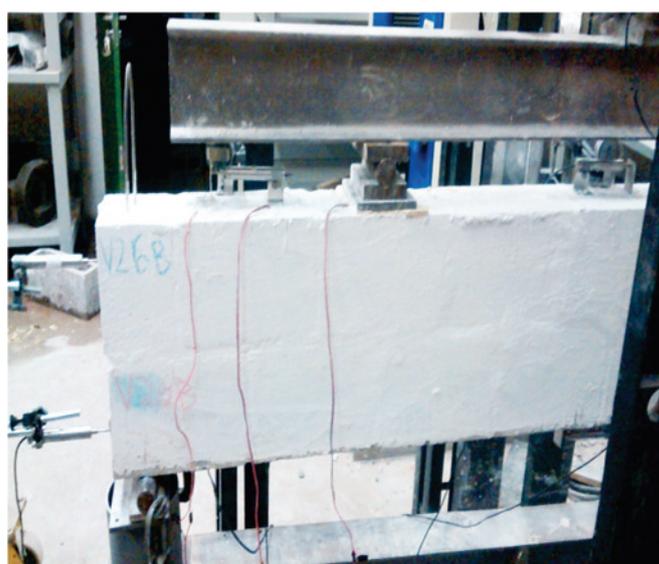
Viga concluída para o início do ensaio (instrumentada e devidamente posicionada)

Fonte: Pasquantonio (2015)

adotada por entender que para análise dos poucos ensaios realizados, o valor médio pode melhor representar o comportamento na análise de cada exemplar. Para as normas NBR 15961-1/2011-1/2011 e Eurocode 6.1/2001, que permitem aumento na previsão da carga de ruptura em função de relação $M/(V \cdot d)$, sem limite superior, foram calculadas cargas considerando ou não esse aumento. O TMS 402/2016 também admite um aumento, porém impõe um limite superior, desta forma foi considerado o valor calculado por essa norma sem alterações. Quando utilizadas as especificações da NBR 6118/2014 considerou-se o valor da resistência a compressão do concreto como o valor da resistência de prisma da alvenaria. Na Tabela [4] são comparados os resultados das forças experimentais com as forças teóricas de acordo com cada norma. São destacados em vermelho valores calculados com mais de 10% de diferença acima do resultado de ensaio. Em verde destaca-se valores entre 90% e 110% do resultado do ensaio. Em amarelo destaca-se valores menores que 90% do resultado dos ensaios. Conforme se pôde observar, considerar aumento pela relação $M/(V \cdot d)$ simplesmente leva a resultados não conservadores,



(a)



(b)

Figura 12

Instrumentação típica dos ensaios – LVDT e relógio comparador

Fonte: Pasquantonio (2015)

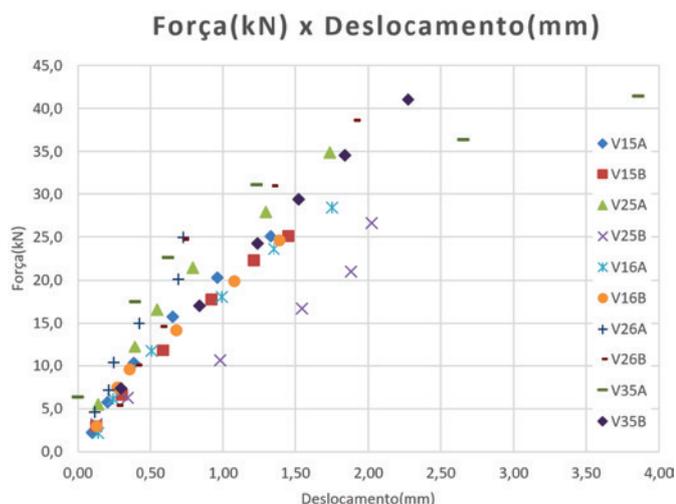


Figura 13
Ensaio das dez vigas –
Força (kN) x Deslocamento (mm)

Fonte: Pasquantonio (2015)

conforme foi possível perceber nos resultados da NBR15961-1/2011 e Eurocode 6.1/2001 (quase todos valores vermelhos) e mesmo TMS 402/2016 (3 valores vermelhos). Desta forma, a consideração do aumento como função linear de $M/(V \cdot d)$ não é recomendável. Em contrapartida, ao se desconsiderar $M/(V \cdot d)$, todos os valores calculados pela NBR 15961-1/2011-1/2011 resultaram menores que os obtidos nos ensaios (amarelos). No caso dos cálculos pelo Eurocode 6.1/2001 metade dos valores são menores que os obtidos nos ensaios (amarelos) e metade são próximos (verdes). Destaca-se que a diferença entre essas normas consiste apenas na consideração da tensão no aço, sendo indicado $0,5 \cdot f_{yk}$ para NBR 6118/2014 e $0,9 \cdot f_{yk}$ para Eurocode 6.1/2001. Pelos resultados, percebe-se ser discutível e provavelmente desnecessário considerar a tensão no aço reduzida em 50%. Essas observações também estão presentes de Pasquantonio et al. (2016) onde resultados de mais de uma centena de ensaios são avaliados. Se for aplicada a norma de concreto armado NBR 6118/2014 diretamente, dois casos resultam precisos e os demais conservadores.

Tabela 3

Resultado da máxima força cortante de cada ensaio e previsão de acordo com cada norma (kN)

Viga	d (cm)	Exp.	NBR 15961 c/ M/Vd	NBR 15961 s/ M/Vd	NBR 6118	TMS 402	Eurocode 6.1 c/ M/Vd	Eurocode 6.1 s/ M/Vd	AS 3700	CSA S304
V15A	28,9	48,0	61,6	32,2	37,0	54,7	69,3	39,9	41,8	47,0
V15B	29,3	46,9	62,3	32,5	37,6	55,8	70,1	40,3	42,3	47,7
V25A	29,3	44,4	56,4	32,5	37,6	48,3	64,3	40,3	42,3	47,7
V25B	29,3	46,7	56,5	32,5	37,6	48,4	64,3	40,4	42,3	47,7
V35B	29,3	52,3	50,6	32,5	37,5	48,3	58,4	40,3	42,3	47,6
V16A	24,7	58,5	59,7	33,6	40,5	43,1	70,2	44,1	46,8	44,2
V16B	27,7	46,6	65,3	36,8	45,5	51,6	77,1	48,6	51,6	49,6
V26A	27,3	51,5	58,4	36,3	44,7	45,0	70,0	47,9	50,8	48,8
V26B	28,3	46,6	60,3	37,3	46,4	46,6	72,3	49,3	52,3	50,5

Fonte: Pasquantonio (2015) – adaptado



Figura 14
Viga após o ensaio

Fonte: Pasquantonio (2015)

Destaca-se que foi considerada a resistência do prisma médio em substituição ao f_{ck} o que provavelmente é a explicação para os valores conservadores. Vale destacar que essa substituição foi realizada pois nos cálculos de outros elementos estruturais como, por exemplo, paredes é utilizado o valor de resistência a compressão dos prismas. A aplicação da norma canadense e australiana, CSA S304/2014 e AS 3700/2001, leva a quase todos resultados precisos, com pouco valores conservadores, e nenhum valor acima de 10% do resultado dos ensaios. Destaca-se que existe diferença entre a norma australiana e brasileira na tensão do aço considerada no cálculo, sendo que a AS 3700/2001 permite 100% da tensão no aço, acima que os 50% da norma brasileira e os 90% da norma europeia. A norma australiana utiliza teoria distinta ao modelo das demais normas e traz especificações distintas. No caso da norma canadense, a tensão no aço também é considerada a totalidade dessa resistência, além de haver um aumento no valor da cortante resistida pela armadura quando considerado o ângulo da biela comprimida igual a 42° . Ainda no caso da norma canadense, a resistência ao cisalhamento da alvenaria é tomada em função da raiz quadrada da resistência do prisma, enquanto a norma brasileira, assim como a australiana e europeia, admitem a resistência de 0,35 MPa, o que pode ser considerado um limite inferior.

Tabela 4

Relação entre força cortante prevista de acordo com cada norma e máxima força cortante de cada ensaio

Viga	NBR 15961 c/ M/Vd	NBR 15961 s/ M/Vd	NBR 6118/2014	TMS 402/2016	Eurocode 6.1 c/ M/Vd	Eurocode 6.1 s/ M/Vd	AS 3700/2001	CSA S304/2014
V15A	128%	67%	77%	114%	144%	83%	87%	98%
V15B	133%	69%	80%	119%	149%	86%	90%	102%
V25A	127%	73%	85%	109%	145%	91%	95%	107%
V25B	121%	70%	81%	104%	138%	86%	91%	102%
V35B	97%	62%	72%	92%	112%	77%	81%	91%
V16A	102%	57%	69%	74%	120%	75%	80%	75%
V16B	140%	79%	98%	111%	165%	104%	111%	106%
V26A	113%	70%	87%	87%	136%	93%	99%	95%
V26B	129%	80%	99%	100%	155%	106%	112%	108%

Fonte: Pasquantonio et al (2016)

Todas as normas internacionais, impõem um limite superior para resistência a força cortante em função da resistência a compressão da alvenaria. Essa limitação não está presente na NBR 15961-1/2011-1/2011.

6. Análise e recomendação para norma brasileira

Alguns fatores são levados em conta no cálculo da máxima força cortante resistida pela seção de alvenaria armada: a resistência da alvenaria ao cisalhamento, a contribuição da armadura longitudinal (efeito de pino), a relação $M/(V \cdot d)$ (concentração de força vertical próxima ao apoio), a tensão considerada para o aço dos estribos, o limite de resistência em relação à resistência a compressão da

alvenaria. Neste item analisa-se cada um desses fatores, recomendando especificação para a normalização brasileira. Também se verifica as considerações sobre armadura mínima. Ao final, compara-se a recomendação aos resultados de ensaios, incluindo ou não os coeficientes minoradores de resistência e de majoração de esforço, como forma de aferir, simplificada, essas recomendações.

6.1 Resistência da alvenaria ao cisalhamento

Algumas normas consideram a resistência ao cisalhamento em função da raiz quadrada da resistência à compressão da alvenaria (TMS 402/2016, CSA S304/2014), enquanto que a norma brasileira para concreto, NBR 6118/2014, considera função da raiz cúbica. Outras

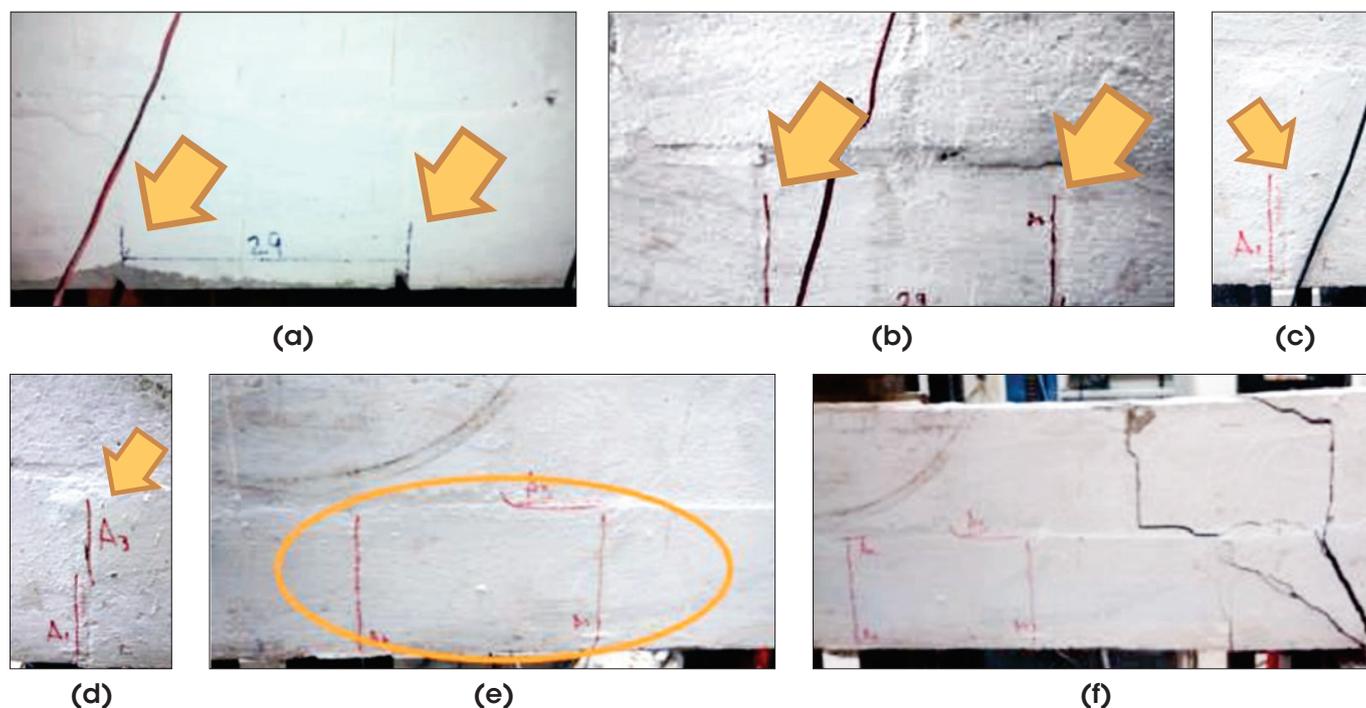


Figura 15

Fissuração típica das vigas

Fonte: Pasquantonio (2015)

(NBR 15961-1/2011-12011, Eurocode 6.1/2001, AS3700/2001) indicam um valor absoluto, igual a 0,35 MPa. Conforme indicado em Parsekian (2012), se for considerado o valor de resistência a compressão do concreto igual a 15 MPa, valor mínimo para especificação de grautes para alvenaria, e utilizadas as especificações da NBR 6118, chega-se ao mesmo valor de resistência ao cisalhamento igual a 0,35 MPa. Pela CSA S304/2014, essa resistência é igual a 18% da raiz da resistência de prisma. Pela TMS, se for considerada o valor de $M/(V \cdot d)$ igual a 1,0 (mínimo valor), a especificação é semelhante, igual a 18,7% da raiz da resistência de prisma. Para se obter o valor de 0,35 MPa, é necessária uma resistência de prisma igual a 3,8 MPa. Considerando que a seção é toda grauteada, esse valor de prisma é obtido mesmo com blocos de menor resistência de 4,0 MPa. Portanto o valor de resistência considerado 0,35 MPa, é um limite inferior, sendo recomendando manter esse valor na normalização brasileira. Essa recomendação é simples, não altera o procedimento usual, com única desvantagem de poder ser conservadora, caso blocos e grautes muito resistentes sejam utilizados.

6.2 Contribuição da armadura longitudinal (efeito de pino)

Esse efeito é considerado na NBR 15961-1/2011-1/2011, AS3700/2001 e Eurocode 6.1/2001. Nagato et al. (2003) confirma esse efeito em vigas de concreto armado, porém indica que a taxa de armadura não tem grande influência. Em todas as normas, o valor da resistência ao cisalhamento do aço da armadura longitudinal que é considerado no dimensionamento da força cortante considerado é de 17,5 MPa. A norma australiana impõe um limite superior para a taxa de armadura longitudinal na consideração desse efeito, igual a 2%, o que de certa forma corrobora com as conclusões de Nagato et al. (2003) sobre o efeito não ser diretamente proporcional à taxa de armadura, apesar de existir. A NBR 15961-1/2011-1/2011 indica o valor máximo de resistência ao cisalhamento igual a 0,7 MPa, o que corresponde a taxa de armadura, igual a 2%, portanto considera esse mesmo limite.

6.3 Relação $M/(V \cdot d)$ (concentração de força vertical próxima ao apoio)

Vários autores reconhecem que carga vertical aplicada próxima ao apoio irá ser encaminhada a esse pelo campo de compressão, ao menos parcialmente. Em vigas de alvenaria armada, Suter e Keller (1976) confirmam esse efeito, porém limitando essa relação a 2.0. Na comparação feita com os resultados dos ensaios, os resultados da NBR 15961-1/2011-1/2011 e Eurocode 6.1/2001, que não indicam limite superior para esse efeito, foram não conservadores. Mesmo pela TMS 402/2016, que indica limite superior, algumas verificações resultaram não conservadores.

A norma brasileira para concreto, NBR 6118/2014, assim como a norma australiana, AS 3700, permitem considerar o valor da força cortante da ação solicitante a uma distância “d” do apoio, levando em conta o arqueamento dos esforços internos perto do apoio.

A consideração da redução da cortante, tomando o valor da solicitação a uma distância “d” do apoio é indicada, em substituição a consideração de $M/(V \cdot d)$. Conforme comentando no item 5, a consideração desse fator levou a grande diferenças entre os valores dos

resultados dos ensaios aqui descritos e especificações de norma. Apesar da recomendação de tomar o valor da cortante à distância “d” do apoio não ter sido um ponto considerado na programa experimental, essa é uma alternativa para que o projetista possa considerar alguma redução da força cortante em vigas curtas. Essa prescrição está presente na norma australiana AS 3700/2001 e NBR 6118/2014.

6.4 Tensão considerada para o aço dos estribos

A atual prescrição da NBR 15961-1/2011, de limitar a tensão a 50% de f_{yd} , é encontrada apenas na TMS 402/2016. O Eurocode 6.1/2001 e a NBR 6118/2014 indicam considerar $0,9 \cdot f_{yd}$ para os estribos, enquanto a AS3700/2001 e CSA S304/2014 indicam considerar f_{yk} diretamente. Os resultados das previsões com as normas CSA S304/2014 e AS foram próximas aos resultados dos ensaios. Considerando essas avaliações, entende-se que considerar a resistência do aço igual a $0,9 \cdot f_{yd}$, é adequado para a NBR 15961-1/2011, sendo esse o menor valor considerado quando verifica-se o conjunto de normas aqui avaliado.

6.5 Limite de resistência em relação à resistência a compressão da alvenaria

A NBR 15961-1/2011 é a única norma que não indica limitação para a resistência da alvenaria na biela do modelo de treliça idealizado para verificação do cisalhamento em vigas. Desta forma entende-se ser importante incluir esse limite, uma vez que essa limitação tem como objetivo garantir uma resistência das bielas idealizadas. A recomendação da AS3700/2001 é simples, basicamente indica considerar a resistência máxima igual a 1,4 MPa(4·0,35MPa). A prescrição da CSA S304/2014 e TMS 402/2016 leva em conta a resistência do prisma, o que se entende ser mais adequado para essa verificação. Desta forma a recomendação é limitar a força cortante ao limite indicado na CSA S304/2014, igual

$$a \quad V_{s,sup} = \phi_m \cdot 0,36 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_m} \quad \text{ou} \quad V_{s,sup} = \frac{0,36 \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_m}}{\gamma_m},$$

substituindo ϕ_m por $1/\gamma_m$. Deve-se destacar que o coeficiente de minoração da resistência da CSA S304/2014 é maior que $1/\gamma_m$



Figura 16

Leque de fissuração sob a carga concentrada

Fonte: Pasquantonio (2015)

indicado pela NBR 15961-1/2011-1/2011, portanto a especificação brasileira será mais conservadora.

6.6 Considerações sobre armadura mínima

Segundo TMS 402/2016 deve-se sempre considerar uma armadura mínima para vigas com mais de uma fiada. Considerando a ruptura frágil inerente ao cisalhamento, entende-se ser adequado seguir essa recomendação. Para vergas de uma fiada apenas, comuns nas construções, pode-se admitir o não uso de estribos, calculando a resistência ao cisalhamento apropriadamente. A área de armadura mínima é adotada igual a 0,07%bs em várias das normas de alvenaria. Comparando esse valor com o especificado pela

NBR 6118/2014, $A_{sw} = 0,2 \cdot b \cdot s \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}$, para estribos verticais,

com $f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$, chega-se a área mínima de $0,0073 \cdot b \cdot s$ ao considerar f_{ck} equivalente a um graute mínimo de resistência C15, portanto equivalente ao encontrado em algumas normas de alvenaria. Sugere-se, portanto adotar esse valor como armadura mínima igual $0,0073 \cdot b \cdot s$.

6.7 Comparação com resultados de ensaios

A Tabela [5] mostra o comparativo da proposta acima com o resultado dos ensaios. Todos os resultados são inferiores aos resultados dos ensaios, com quatro casos “verdes” considerados próximos. Considerando os coeficientes de $\gamma_{alv} = 2,00$, $\gamma_s = 1,15$ e $\gamma_f = 1,40$, chega-se a valores de cálculo de máxima força cortante pelo menos 1,9 vezes os resultados dos ensaios.

7. Conclusão

Quanto a análise experimental foi possível concluir com base nos ensaios que:

- O padrão de ruptura é semelhante ao esperado para vigas de concreto armado;

Tabela 5

Comparativo da máxima força cortante de cada ensaio com especificações proposta para norma brasileira NBR 15961-1/2011-1

Viga	ρ (%) ¹	f_{vk} (MPa) ²	V_{ak} (kN) ³	V_{sk} (kN) ⁴	V_{Rk} (kN) ³⁻⁴	V_{max} (kN) ⁵	$\frac{V_{Rk}}{V_{exp}}$	$\frac{V_{R,d}}{V_{R,d}}$ $\gamma_{alv} = 2,0$ $\gamma_s = 1,15$ $\gamma_f = 1,4$	$\frac{V_{exp}}{V_{R,d}}$
V15A	1,19	0,56	22,6	17,3	37,0	51,7	83%	18,8	2,6
V15B	1,17	0,55	22,8	17,6	37,4	52,4	86%	19,0	2,5
V25A	1,17	0,55	22,8	17,6	37,4	52,4	91%	19,0	2,3
V25B	1,17	0,55	22,8	17,6	37,4	52,7	86%	19,1	2,4
V35B	1,17	0,55	22,7	17,6	37,4	52,4	77%	19,0	2,7
V16A	1,39	0,59	20,5	23,7	40,2	44,2	75%	22,0	2,7
V16B	1,24	0,57	22,0	26,6	44,2	49,6	104%	24,4	1,9
V26A	1,26	0,57	21,8	26,1	43,5	48,8	93%	24,0	2,1
V26B	1,21	0,56	22,2	27,1	44,8	50,5	106%	24,8	1,9

¹ $\rho = A_s/bd \leq 2\%$; ² $f_{vk} = 0,35 + 17,5\rho$ [MPa]; ³ $V_{ak} = f_{vk}bd$; ⁴ $V_{sk} = 0,75A_{sw}f_{yk}d/s$; ⁵ $V_{max} = 0,36bd\sqrt{f_{pk}}$

Fonte: Pasquantonio et al (2016)

- 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.

Quanto às recomendações para norma brasileira NBR15961-1/2011 pode-se concluir que:

- Quanto a resistência da alvenaria ao cisalhamento, sugere-se manter o valor de 0,35 MPa;
- Em relação à contribuição de armadura longitudinal, a recomendação da NBR15961, está coerente com as especificações de outras normas internacionais, incluído limite de taxa de armadura igual a 2%. O valor máximo à resistência ao cisalhamento permitido por essa norma equivale a considerar essa taxa de armadura;
- Referente a relação $M/(V \cdot d)$, recomenda-se retirar a prescrição existente na NBR15961 e considerar o valor da força cortante da ação solicitante a uma distância “d” do apoio que leva em conta o arqueamento dos esforços internos perto do apoio que é a mesma prescrição na NBR6118/2014;
- Quanto à tensão do aço para armadura transversal, recomenda-se utilizar a tensão de escoamento do aço igual 0,90 da tensão característica do aço;
- Como a NBR15961-1/2011 atual não prescreve nenhum cálculo para verificação de biela comprimida, recomenda-se utilizar a equação prescrita na CSA S304/2014;
- Em relação ao valor de armadura mínima, recomenda-se a utilização da equação $A_{sw,min} = 0,0073 \cdot b \cdot s$.

Considerando todas as recomendações aqui apresentadas chega-se a estimativa do valor máximo de cortante entre 73% a 106% dos resultados obtidos nos ensaios. Considerando coeficientes de ponderação dos materiais e ações prescritos na NBR15961, os resultados de valores de cortante máxima foram de pelo menos 1,9 vezes maior que os resultados dos ensaios.

8. Referências bibliográficas

- [1]. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS

- (ABNT). NBR 15961-1 Alvenaria Estrutural — Blocos de Concreto - Parte 1: Projeto., Rio de Janeiro 2011.
- [2]. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento., Rio de Janeiro 2007
- [3]. AUSTRALIAN STANDARDS (AS) - AS 3700: Masonry Structures, Sydney, 2001.
- [4]. Camacho, J. S. Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural, 1ª Edição, Ilha Solteira, Nepae, 2006, 48p.
- [5]. CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (CSA). S304-14: Design Masonry Structures, Ontario, 2014
- [6]. European Standard (EN), Eurocode 6: Design of Masonry Structures – Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures, Londres, 2001
- [7]. Fereig, S. M. Shear Strength of Reinforced Concrete Masonry Beams with Web Reinforcement, In: Technical Paper, 8, 1994, Michigan, ACI Structural Journal, Michigan, 1994.
- [8]. Fusco, P. B. Estruturas de Concreto: Solicitações Tangenciais, 1ª Edição, São Paulo, Pini, 2008. 328p
- [9]. Fusco, P. B. Técnica de Armar Estruturas de Concreto, 1ª Edição, São Paulo, Pini, 1995. 382p
- [10]. 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
- [11]. 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.
- [12]. Mörsch, E. Teoría y Práctica del Hormigón Armado, volume 2. Trad Espanhola, Gustavo Gilli, Barcelona, 1948.
- [13]. Nagato, Y.; Melo, G.S.S.A.; Oliveira, A.A.S. Um Estudo sobre o Efeito de Pino da Armadura Longitudinal de Vigas de CA. Anais do V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. São Paulo, Universidade de São Paulo, 2003.
- [14]. Parsekian, G. A., Hamid, A. A. e Drysdale, R. G. Comportamento e Dimensionamento de Alvenaria Estrutural, 1ª Edição, São Carlos, EdUFSCar, 2012. 625p.
- [15]. Pasquantonio, R.D., Análise Teórica e Experimental de Vigas de Alvenaria Estrutural Sujeitas ao Cisalhamento. 2015. 176p. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Gestão e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, SP, 2015.
- [16]. Pasquantonio, R. D.; Parsekian, G. A.; Soudais, P. R. N.; Camacho, J. S. Shear strength of concrete block beams: Assessment of international codes and influence of shear span and longitudinal reinforcement. In: 16th International Brick and Block Masonry Conference, 2016, Padova. 16th International Brick and Block Masonry Conference. Londres: CRC Press, 2016. v. 1. p. 1789-1797.
- [17]. 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.
- [18]. 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.
- [19]. 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, 2007.
- [20]. Suter, G.T e Keller, H. Shear Strength of Reinforced Masonry Beams and Canadian Code Implications, 1976, p149-160, National Research Council, 1976
- [21]. THE MASONRY SOCIETY (TMS) – TMS 402 Building Code Requirements for Masonry Structures. Longmont, Colorado, 2016.
- [22]. Zohrehheydariha, J.; Das, S.; Banting, B. Behaviour Of Stack Pattern Masonry Beams. Proceedings of The Thirteenth Canadian Masonry Symposium, Halifax, Dalhousie University, 2017.