

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE VERGAS
ARMADAS COM TRELIÇAS PLANAS EM ALVENARIA
ESTRUTURAL**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Fabiana Martins de Rezende

Santa Maria, RS, Brasil

2012

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE VERGAS ARMADAS
COM TRELIÇAS PLANAS EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

Fabiana Martins de Rezende

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil

**Orientador: Prof. Dr. Eduardo Rizzatti
Co-orientador: Prof. Dr. Gihad Mohamad**

Santa Maria, RS, Brasil

2012

**Universidade Federal de Santa Maria
Centro de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil**

A Comissão Examinadora, abaixo assinada,
aprova a Dissertação de Mestrado

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE VERGAS
ARMADAS COM TRELIÇAS PLANAS EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

elaborada por
Fabiana Martins de Rezende

como requisito parcial para obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil

COMISSÃO EXAMINADORA:

Eduardo Rizzatti, Dr.
(Presidente/Orientador)

Gihad Mohamad, Dr.
(Co-Orientador)

Emil de Souza Sánchez Filho, Dr. (UFF)

Guilherme Aris Parsekian, Dr. (UFSCar)

Santa Maria, 31 de agosto de 2012

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, que sempre iluminou meu caminho, mostrando a direção a seguir nos momentos de dúvida.

Aos meus pais, Lady e Ruy, pelo amor incondicional que permitiram a realização deste trabalho.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES, pelo incentivo à pesquisa.

Ao Prof. Eduardo Rizzatti, pela orientação, amizade e paciência.

Ao Prof. Gihad Mohamad pelo apoio e incentivo.

Às empresas que doaram os materiais com os quais puderam ser executados os protótipos. São elas: Grupo Arcelor Mittal (fornecedora das treliças e grampos), Fida (fornecedora das argamassas que foram utilizadas para execução dos protótipos piloto), Supertex (fornecedora dos agregados e cimento, para confecção da argamassa e graute) e Cerâmica Pallotti (fornecedora dos blocos cerâmicos).

Aos bolsistas e funcionários do LMCC, José Pedro, Wilian, e aos colegas, Eng^o Marcos Scherer e Eng^o Douglas Pinheiro, os quais tiveram participação fundamental na realização dos ensaios.

Ao companheiro e amigo, Rodrigo Amaral, pela extrema paciência, carinho e dedicação.

A todos aqueles que participaram, de uma forma ou de outra, para realização e conclusão deste trabalho.

RESUMO

Dissertação de Mestrado
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Santa Maria

ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE VERGAS ARMADAS COM TRELIÇAS PLANAS EM ALVENARIA ESTRUTURAL

AUTORA: FABIANA MARTINS DE REZENDE

ORIENTADOR: EDUARDO RIZZATTI

CO-ORIENTADOR: GIHAD MOHAMAD

Data e Local da Defesa: Santa Maria, 31 de Agosto de 2012.

O presente trabalho trata da análise experimental de vergas em paredes de alvenaria estrutural, executadas com blocos cerâmicos vazados, cujo objetivo principal é avaliar o comportamento mecânico e modos de ruptura, após aplicação de forças concentradas no terço médio do elemento. O programa experimental consistiu na confecção de vergas grauteadas e com armadura para flexão, utilizando-se blocos do tipo canaleta em “U”, e de vergas formadas por blocos estruturais e juntas de argamassa armadas, mediante o uso de treliças planas tipo MURFOR® e de estribos. Os resultados dos ensaios indicaram que as rupturas ocorreram pela ação de força cortante, verificando-se, pelo modo de ruptura, esmagamento localizado na parte superior de alguns blocos. Os modelos grauteados resistiram a níveis de cargas aplicadas maiores, comparados aos demais testados. Os modelos constituídos por blocos e armados nas juntas verticais e horizontais de argamassa, suportaram intensidades maiores de força que os modelos reforçados somente nas juntas horizontais, comprovando o aumento na resistência à força cortante dos elementos testados.

Palavras-chave: Alvenaria estrutural; Blocos cerâmicos, Vergas, MURFOR®.

ABSTRACT

Master Thesis
Postgraduate Program in Civil Engineering
Universidade Federal de Santa Maria, RS, Brazil

ANALYSIS OF MECHANICAL BEHAVIOR OF LINTELS REINFORCED WITH PLANE TRUSS IN STRUCTUTURAL MASONRY

AUTHOR: FABIANA MARTINS DE REZENDE

ADVISOR: EDUARDO RIZZATTI

CO-ADVISOR: GIHAD MOHAMAD

Date and Local of Defense: Santa Maria, August 31, 2012

The main goal of these studies were evaluate the mechanical behavior of structural masonry lintels built with hollow clay blocks. The compressive strength and failure mode of lintels under bending were determine using three different types of lintels: grouted and reinforced lintels made with U section blocks, structural blocks with horizontal prefabricated bedding joint reinforcements and horizontal and vertical joint reinforcements with MURFOR® steel reinforcement and stirrups. The test results indicated that the failures occur by shear strength. The use of lintels with grout demonstrated high levels of loading resistance, when compared with the others models. The use of horizontal and vertical reinforcement (MURFOR®), support higher level of loading, when it was compared with only horizontal joint reinforce.

Keywords: Structural Masonry, Clay Block, Lintel, MURFOR® reinforcement masonry

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Geometria do bloco cerâmico estudado por Santos (2008) e posição dos extensômetros elétricos.....	22
Figura 2.2 – Resistência à compressão característica da alvenaria construída com blocos vazados com proporção entre a altura e a menor dimensão horizontal entre 2,0 e 4,0.	25
Figura 2.3 – Configurações usuais das fissuras em alvenaria.	29
Figura 2.4 – Exemplo de aplicação do reforço MURFOR® (fissuração por recalques diferenciais de fundação).	33
Figura 2.5 – Exemplo de aplicação do reforço MURFOR® (fissuração por concentração de cargas verticais localizadas).	33
Figura 2.6 – Exemplo de aplicação do reforço MURFOR® (fissuração devido ao comprimento da parede).	34
Figura 2.7 – Exemplo de aplicação do reforço MURFOR®, para evitar fissuras, em caso de contenção de terreno.	34
Figura 2.8 – Exemplo de aplicação do reforço Murfor®, para evitar fissuras, em caso de parede dotada de abertura.	35
Figura 2.9 – Construção das pequenas paredes.....	37
Figura 2.10 – Ensaio de ruptura das pequenas paredes.....	37
Figura 2.11 – Ensaio de ruptura das pequenas paredes.....	38
Figura 2.12 – Modo de ruptura da amostra 01.	38
Figura 2.13 – Fissuração observada no ensaio da amostra 01.....	39
Figura 2.14 – Modo de ruptura da amostra 02.	39
Figura 2.15 – Fissura observada na amostra 02.	40
Figura 2.16 – Modo de ruptura da amostra 03.	40
Figura 2.17 – Fissuras observadas na amostra 03.	41
Figura 2.18 – Modo de ruptura da amostra 04.	41
Figura 2.19 – Fissuras observadas na amostra 04.	42
Figura 2.20 – Modo de ruptura da amostra 05	42
Figura 2.21 – Fissura observada no ensaio da amostra 05.	43
Figura 2.22 – Modo de ruptura da amostra 06.	43
Figura 2.23 – Esmagamento do bloco junto ao apoio direito: amostra 06.....	44

Figura 2.24 – Comparação entre a carga última de ruptura e o número de fiadas armadas.	44
Figura 2.25 – Comparação entre a carga última de ruptura e o número de fiadas armadas.	45
Figura 2.26 – Distribuição das tensões na direção horizontal σ_x , em kN/cm ²	46
Figura 2.27 – Distribuição das tensões na direção vertical σ_y , em kN/cm ²	47
Figura 2.28 – Dispersão das forças em paredes de alvenaria.	47
Figura 2.29 – Distribuição do carregamento vertical para o dimensionamento de vergas.	48
Figura 3.1 – Geometria do bloco cerâmico utilizado (dimensões reais de 14 cm x 19 cm x 29 cm).	52
Figura 3.2 – Ensaio de ruptura à compressão axial dos blocos.	53
Figura 3.3 – Moldagem dos corpos-de-prova prismáticos de argamassa.	56
Figura 3.4 – Ensaio de ruptura por tração na flexão dos corpos-de-prova de argamassa.	57
Figura 3.5 – Ensaio de ruptura por compressão axial dos corpos-de-prova de argamassa.	57
Figura 3.6 – Ensaio de compressão dos prismas por compressão.	59
Figura 3.7 – Vista frontal e corte das vergas construídas.	60
Figura 3.8 – Execução da primeira fiada sobre o vão do modelo VL.	61
Figura 3.9 – Execução da segunda fiada sobre o vão do modelo VL.	61
Figura 3.10 – Modelo VL concluído.	62
Figura 3.11 – Execução da primeira fiada sobre o vão do modelo VLT.	62
Figura 3.12 – Posicionamento do estribo.	63
Figura 3.13 – Finalização da execução da primeira fiada sobre o vão do modelo VLT.	63
Figura 3.14 – Execução da segunda fiada sobre o vão do modelo VLT.	64
Figura 3.15 – Detalhe da ligação entre o estribo e a treliça.	64
Figura 3.16 – Detalhe da ligação entre o estribo e a treliça.	65
Figura 3.17 – Execução da verga do modelo VGL.	65
Figura 3.18 – Detalhe do preenchimento da verga do modelo VGL.	66
Figura 3.19 – Esquema geral do ensaio de ruptura das vergas.	67
Figura 3.20 – Esquema geral do ensaio de ruptura das vergas.	67
Figura 4.1 – Modo de ruptura do modelo VL1.	72

Figura 4.2 – Modo de ruptura do modelo VL2.....	72
Figura 4.3 – Modo de ruptura do modelo VL3.....	72
Figura 4.4 – Modo de ruptura do modelo VL4.....	73
Figura 4.5 – Modo de ruptura do modelo VL5.....	73
Figura 4.6 – Modo de ruptura do modelo VLT1.....	74
Figura 4.7– Modo de ruptura do modelo VLT2.....	74
Figura 4.8 – Modo de ruptura do modelo VLT3.....	74
Figura 4.9 – Modo de ruptura do modelo VLT4.....	75
Figura 4.10 – Modo de ruptura do modelo VLT5.....	75
Figura 4.11– Modo de ruptura do modelo VGL1.....	76
Figura 4.12 – Modo de ruptura do modelo VGL2.....	76
Figura 4.13 – Modo de ruptura do modelo VGL3.....	76
Figura 4.14 – Modo de ruptura do modelo VGL4.....	77
Figura 4.15 – Modo de ruptura do modelo VGL5.....	77
Figura 4.16 – Força x flecha para os modelos VL.....	78
Figura 4.17 – Força x flecha para os modelos VLT.....	78
Figura 4.18 – Força x flecha para os modelos VGL.....	79
Figura 4.19 – Valores médios da força cortante última dos modelos.....	83
Figura 4.20 – Planta baixa arquitetônica do apartamento.....	84
Figura 4.21 – Planta de primeira fiada da alvenaria.....	85
Figura 4.22 – Planta de elevação da parede 26.....	86
Figura 4.23 – Área de contribuição das cargas da laje incidentes sobre a parede em estudo.....	87
Figura 4.24 – Parcela da carga distribuída que a verga da parede 26 deve suportar.....	88

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Módulo de elasticidade tangente inicial dos blocos cerâmicos a 30% da carga última de ruptura.	23
Tabela 2.2 – Módulo de elasticidade secante entre 30 a 40% da força última de ruptura.	24
Tabela 2.4 – Características dimensionais das peças MURFOR®.	32
Tabela 2.5 – Características dos blocos cerâmicos utilizados na confecção dos protótipos.	35
Tabela 2.6 – Características da argamassa utilizada para o assentamento dos blocos.	36
Tabela 2.7 – Características da armadura utilizada como reforço nas juntas horizontais de argamassa.	36
Tabela 2.8 – Identificação das amostras construídas.	36
Tabela 2.9 – Valores característicos da resistência ao cisalhamento f_{vk} (MPa).	49
Tabela 2.10 – Resistência ao cisalhamento do graute.	50
Tabela 3.1 – Composição granulométrica da areia.	54
Tabela 3.2 – Características físicas da areia.	54
Tabela 3.3 – Características físicas da cal hidratada.	55
Tabela 3.4 – Características físicas do cimento CP-V ARI-RS.	55
Tabela 3.5 – Traço em massa da argamassa de assentamento, relação água/cimento e índice de consistência adotados.	56
Tabela 3.6 – Características físicas do pedrisco.	58
Tabela 4.1 – Resultados das características geométricas dos blocos cerâmicos vazados.	68
Tabela 4.2 – Resultados das análises físicas dos blocos cerâmicos vazados.	69
Tabela 4.3 – Resultado da análise mecânica dos blocos cerâmicos vazados.	69
Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios de ruptura por tração na flexão e por compressão axial dos corpos-de-prova de argamassa.	70
Tabela 4.5 – Resultados dos ensaios de compressão axial dos corpos-de-prova de graute.	70
Tabela 4.6 – Resultados dos ensaios de compressão axial dos prismas.	71

Tabela 4.7 – Resultados dos ensaios das forças últimas médias de ruptura das vergas.	80
Tabela 4.8 – Análise da variância das forças máximas de ruptura das vergas (com 95% de confiabilidade).	81
Tabela 4.9 – Valores de r_k e R_k	82
Tabela 4.10 – Resultados da aplicação do método de Duncan.	83
Tabela 4.11 – Razão entre as forças de ruptura de cada modelo.....	83
Tabela 4.12 – Valores médios das forças de ruptura e as respectivas forças cortantes últimas dos modelos testados.	88
Tabela 4.13 – Comparação entre os valores médios das forças cortantes últimas obtidas experimentalmente e a força cortante de projeto.....	88
Tabela 4.14 – Características físicas e mecânicas dos modelos em análise.....	89
Tabela 4.15 – Valor da força cortante última, segundo a NBR 15812-1 (ABNT, 2010).	90
Tabela 4.16 – Valor da força cortante última, segundo o EUROCODE 6 (EN, 2005).	90

LISTA DE APÊNDICES

Apêndice A – Resultados das características geométricas dos blocos cerâmicos vazados.....	99
Apêndice B – Resultados das análises físicas dos blocos cerâmicos vazados.....	100
Apêndice C – Resultados da análise mecânica dos blocos cerâmicos vazados.....	100
Apêndice D – Resultados dos ensaios de ruptura por tração na flexão e por compressão axial dos corpos-de-prova de argamassa.....	101
Apêndice E – Resultados do ensaio de compressão axial dos corpos-de-prova cilíndricos de graute, área da seção = 78,54 cm ²	101
Apêndice F – Resultados do ensaio de compressão axial dos prismas, área da seção = 406,00 cm ²	102
Apêndice G – Resultados do ensaio de ruptura das vergas.....	102

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	4
RESUMO.....	5
ABSTRACT	6
LISTA DE FIGURAS.....	7
LISTA DE TABELAS	10
LISTA DE APÊNDICES.....	12
SUMÁRIO.....	13
1 INTRODUÇÃO.....	15
1.1 Objetivo geral.....	17
1.2 Objetivos específicos	17
1.3 Justificativas.....	18
1.4 Estrutura da pesquisa	18
2 REVISÃO DE LITERATURA	20
2.1 Introdução	20
2.2 Fatores que Influenciam as Propriedades Mecânicas da Alvenaria.....	20
2.2.1 Resistência à Compressão dos Blocos.....	21
2.2.2 Módulo de Elasticidade.....	21
2.2.3 Resistência à Compressão da Argamassa	25
2.2.4 Espessura da Junta de Argamassa	26
2.2.5 Absorção Inicial de Água da Unidade	27
2.3 Fissuração em paredes de alvenaria	28
2.4 Alvenaria armada.....	29
2.5 Aplicações da Armadura MURFOR® na Alvenaria.....	31
2.5.1 Definição e Histórico	31
2.5.2 Aplicações no uso das treliças Murfor®.....	32
2.5.3 Estudo Experimental.....	35
2.6 Vergas: definição, importância e dimensionamento.....	45
2.6.1 Dimensionamento ao cisalhamento	48
3 METODOLOGIA	52

3.1	Introdução	52
3.2	Ensaio de caracterização dos materiais.....	52
3.2.1	Blocos.....	52
3.2.2	Argamassa de assentamento	53
3.2.3	Graute.....	58
3.2.4	Prismas.....	58
3.3	Execução e ruptura das vergas	59
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	68
4.1	Resultados dos ensaios de caracterização dos materiais	68
4.1.1	Blocos.....	68
4.1.2	Argamassa de assentamento	70
4.1.3	Graute.....	70
4.1.4	Prismas.....	71
4.2	Resultados dos ensaios de ruptura das vergas	71
4.2.1	Modo de ruptura dos modelos	71
4.2.2	Deslocamentos obtidos.....	77
4.2.3	Análise estatística dos valores de resistência das vergas	79
4.2.4	Análise das forças atuantes sobre uma verga de projeto e comparação com os resultados experimentais.....	84
4.2.5	Verificação do valor teórico da força cortante última, seguindo prescrições do Eurocode 6 – part 1 (2005) e da NBR 15812-1 (ABNT, 2010)	89
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	91
5.1	Conclusões	91
5.2	Recomendações para trabalhos futuros	92
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	93
	APÊNDICES.....	99

1 INTRODUÇÃO

Com o aquecimento dos mercados da construção civil e imobiliário, as empresas desses setores buscam opções que permitam executar obras rápidas e econômicas. Uma dessas alternativas é a alvenaria estrutural, sistema construtivo no qual as paredes compõem a estrutura da edificação e também desempenham as funções convencionais de elementos de vedação e de divisão de ambientes.

Atualmente, no país, o sistema está em franca expansão, em virtude da sua racionalização, rapidez de execução e otimização dos recursos materiais e humanos, que permitem a redução de custos de construção para várias tipologias de edifícios. Entretanto, a alvenaria estrutural, durante muito tempo, foi subutilizada devido à supremacia do concreto armado, à escassez de informações técnicas e à divulgação equivocada da sua falta de eficiência.

Com o desenvolvimento de pesquisas sobre o sistema construtivo em alvenaria estrutural nas universidades brasileiras verificou-se que muitos dos problemas técnicos enfrentados puderam ser compreendidos e solucionados (NASCIMENTO NETO, 2003).

No cenário atual, a estabilização da economia, o aumento da competitividade e os avanços das pesquisas, recuperaram a confiança na alvenaria estrutural. O sistema que antes permitia construções de no máximo 15 pavimentos, hoje já é aplicado em edifícios com mais de 20 pavimentos. Os programas de redução de déficit habitacional do governo também contribuíram para o fomento do mercado e incentivo ao uso do sistema construtivo em questão. Segundo Lima (2010), mais de 80% de todas as unidades habitacionais populares construídas atualmente têm utilizado a técnica da alvenaria estrutural. Somente no estado do Rio Grande do Sul, 76% dos empreendimentos concluídos em 2006 e financiados pela CAIXA/RS, foram construídos em alvenaria estrutural (RITCHER, 2007).

Em relação às características do sistema, Ramalho (2003) explica que as ações atuantes na alvenaria estrutural geram tensões de compressão. A existência de tensões de tração em determinadas peças é admitida com valores não elevados, em virtude da baixa resistência à tração dos componentes da alvenaria estrutural quando submetidos a essas solicitações.

A concepção dos projetos em alvenaria estrutural consiste determinar, a partir de uma planta básica, quais paredes serão consideradas estruturais ou não estruturais em relação aos carregamentos aplicados. No caso das ações verticais, a quantificação depende da disposição dos elementos estruturais e da utilização do edifício, sendo, em geral, as mais significativas, aquelas oriundas das ações das lajes e do peso próprio das paredes. No caso das ações verticais oriundas da laje e do peso-próprio da parede atuarem em parte do comprimento do elemento estrutural, existe a tendência das tensões se uniformizarem ao longo da altura da parede. A NBR 15812-1 (ABNT, 2010) prescreve que essa distribuição deve acontecer segundo um ângulo de 45° nas regiões onde a estrutura é monolítica, ou seja, em paredes planas, em cantos com amarração por meio de blocos contrafiados (sem junta a prumo) e em paredes com aberturas reforçadas por vergas e contravergas apropriadas. O reforço no contorno das aberturas evita o surgimento de fissuras nos cantos, devido à influência de tensões tangenciais geradas pelas diferentes forças de interações verticais.

Em geral, as vergas na alvenaria estrutural são executadas de duas maneiras: utilizando elementos pré-moldados ou blocos canaletas assentados sobre um gabarito de apoio, preenchidos com graute e armadura (mais usual). Segundo Mamede (2001), as aberturas causam interrupções na elevação da alvenaria, para instalação de portas e janelas e são as causas de grandes interferências no processo de execução das paredes e no fluxo das tensões. O autor menciona, ainda, que as vergas confeccionadas a partir de blocos canaletas exigem que o operário interrompa a elevação da parede para o posicionamento do gabarito de apoio e colocação dos blocos, da armadura e do graute, quebrando o ritmo da produção.

Heineck (1991) defende a idéia do efeito da continuidade das tarefas e afirma que: “cada interrupção causa um desaprendizado, um retorno a um patamar de produtividade inferior” e complementa ao dizer que não basta ter atividades repetitivas no canteiro, mas há a necessidade de que os operários se desloquem sem interrupção de um local de trabalho para outro e que, na execução da própria tarefa, não exista paradas devido à falta de materiais, falta de detalhamento construtivo ou interferências de outras tarefas. O autor chega à conclusão que o efeito de continuidade do trabalho aumenta a produtividade da mão-de-obra na execução da alvenaria em aproximadamente 50%.

Considerando-se a quantidade de aberturas (entre portas e janelas) que as paredes das edificações apresentam e a influência que exercem sobre a produtividade e o comportamento da alvenaria, percebe-se a necessidade de estudos específicos considerando as diferentes soluções tecnológicas. Nesse sentido, buscando alternativas técnicas para a melhoria da produtividade na execução das vergas, se verificou no mercado brasileiro a existência do produto denominado MURFOR®, e recomendado pelo seu fabricante como reforço de paredes de alvenaria em áreas sujeitas a solicitações de tração e cisalhamento. Levantamentos realizados demonstraram que há poucas informações técnicas nacionais sobre a utilização dessas treliças na alvenaria estrutural em substituição ao sistema convencionalmente empregado nas obras em alvenaria estrutural. Dessa forma, pretende-se avaliar o comportamento à resistência e modo de ruptura de vergas preenchidas com graute e armadas *in loco* e de vergas reforçadas com treliças planas MURFOR®

1.1 Objetivo geral

Avaliar o comportamento mecânico das vergas na alvenaria estrutural com o emprego das treliças MURFOR®.

1.2 Objetivos específicos

- Determinar a resistência à força cortante das diferentes combinações de vergas com o uso da treliça MURFOR®.
- Verificar as fissurações dos diferentes modelos e armações das vergas.
- Comparar as tensões teóricas às obtidas experimentalmente.
- Analisar a viabilidade de utilização de vergas armadas com MURFOR® como alternativa de processo construtivo em paredes de alvenaria estrutural.

1.3 Justificativas

As treliças planas MURFOR® são armaduras utilizadas, em larga escala, em paredes de alvenaria estrutural e de vedação, em países europeus, com os mais variados fins. O emprego deste tipo de armadura, em vergas de portas e de janelas em paredes de vedação, é bastante usual na Europa.

No entanto, no Brasil, onde a alvenaria estrutural consiste em um sistema construtivo já consolidado, embasado por diversos trabalhos científicos, observa-se o registro de poucos ensaios utilizando-se esse tipo de armadura como reforço nos pontos onde ocorrem as concentrações de tensões.

Este trabalho se justifica pela importância de analisar o comportamento de paredes de alvenaria armadas com treliças planas MURFOR®, em virtude da sua potencialidade em reduzir o tempo de elevação de paredes estruturais dotadas de aberturas, aumentando a produtividade (que aliada à racionalidade compõe as características determinantes para a difusão do sistema no país), e cujo conhecimento experimental ainda é pequeno no Brasil, dispondo-se basicamente de informações técnicas fornecidas pelo fabricante do produto. Portanto, sendo uma alternativa tecnológica para a produção de obras em alvenaria estrutural.

1.4 Estrutura da pesquisa

No primeiro capítulo, é realizada uma abordagem inicial, situando-se sobre o contexto do estudo e o tema abordado.

No capítulo 2, são descritos conceitos essenciais para o desenvolvimento da pesquisa, como fatores que influenciam as propriedades da alvenaria, as principais causas de fissuração e as vantagens do uso das armaduras em paredes de alvenaria estrutural. Nesse capítulo também é apresentado um breve histórico e

definição da armadura MURFOR®, bem como suas aplicações e um estudo de caso. Ainda na revisão, são abordadas a importância das vergas sobre os vãos das aberturas e os métodos para o dimensionamento.

O Capítulo 3 relata o procedimento experimental realizado, descrevendo-se todos os materiais e ensaios adotados, além dos procedimentos de montagem dos modelos.

Os resultados obtidos nos ensaios e as análises estatísticas são tratados no Capítulo 4.

O Capítulo 5 discute as conclusões do estudo experimental e traz sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Introdução

Define-se como “*Alvenaria Estrutural*” o conjunto de paredes constituídas por blocos unidos por juntas de argamassa, capaz de resistir ao seu peso próprio e às cargas atuantes sobre as mesmas, provenientes de lajes ou coberturas, e de transmitir estas cargas para as fundações, geralmente sob uma forma distribuída. (PRUDÊNCIO JÚNIOR, OLIVEIRA e BEDIN, 2002)

O dimensionamento racional da alvenaria estrutural emprega modelos matemáticos que simulam o comportamento físico do edifício e permitem inferir a segurança das estruturas e prever o grau de risco de falência estrutural. E, para que o nível de segurança teórico seja obtido na etapa de construção, são estabelecidos, com rigor, as características dos materiais estruturais, os processos e métodos construtivos e a metodologia de controle tecnológico a ser empregada.

2.2 Fatores que Influenciam as Propriedades Mecânicas da Alvenaria

A Alvenaria Estrutural pode ser considerada como um sistema formado por materiais distintos que interagem para responder às forças aos quais são solicitados durante a sua vida útil. Do ponto de vista estrutural, as principais propriedades mecânicas que devem apresentar as paredes de alvenaria são a resistência à compressão, à tração, à flexão e ao cisalhamento, que dependem não somente da técnica construtiva e da qualidade de cada material empregado, mas também das interações físico-químicas que se processam entre os mesmos.

2.2.1 Resistência à Compressão dos Blocos

Segundo Juste (2001), a resistência à compressão da unidade é o fator que mais contribui para a resistência à compressão da alvenaria.

A resistência à compressão e à tração das unidades cerâmicas está diretamente relacionada à qualidade da argila empregada na fabricação, ao processo de produção (principalmente a queima) e às características geométricas. A homogeneidade dimensional e a planicidade das superfícies das unidades facilitam a aplicação da argamassa e garantem melhor aderência entre os dois componentes da alvenaria (ROMAN e MOHAMAD, 2001).

O aumento na resistência à compressão das unidades implica aumento da resistência da parede, entretanto, essa relação não é linear. A resistência da parede, para espessuras de juntas convencionais, é sempre menor que a resistência da unidade. Considerando-se como “fator de eficiência” a razão entre a resistência da alvenaria pela resistência da unidade, observa-se de uma forma geral que existe uma tendência do fator de eficiência diminuir com o aumento da resistência das unidades. De acordo com Ramalho (2003), no Brasil, os blocos cerâmicos apresentam valores de eficiência contidos nas faixas 0,2 a 0,5 para razões entre a resistência da parede pela resistência do bloco f_{alv}/f_b , e 0,3 a 0,6, para razões entre a resistência do prisma pelo bloco f_p/f_b . Hendry (1981) relata que a resistência da alvenaria é aproximadamente proporcional à raiz quadrada da resistência do bloco. Segundo Sahlin (1971), o fator de eficiência da alvenaria f_{alv}/f_b varia entre 25 e 50%.

2.2.2 Módulo de Elasticidade

É definido como a declividade da curva do diagrama tensão e deformação específica sob um carregamento axial. Segundo Mohamad (1998), o módulo de elasticidade define como ocorre a transferência de tensões entre os componentes da alvenaria (bloco, argamassa e graute) e o classifica em: módulo de elasticidade

tangente, obtido pela declividade de uma reta tangente à curva em relação a qualquer ponto da mesma; e módulo de elasticidade secante, obtido pela declividade de uma reta traçada da origem a um ponto qualquer da curva correspondente ao nível de tensão proporcional a carga última de ruptura.

2.2.2.1 Módulo de Elasticidade das Unidades

Drysdale *et al.* (1994) afirmam que o módulo de elasticidade do bloco pode variar na faixa de 500 a 1000 vezes a resistência à compressão da unidade. Sahlin (1971) indica que este mesmo valor pode variar entre 500 a 1500.

Santos (2008) determinou o módulo de elasticidade tangente inicial, correspondente entre a origem e um nível de tensão de 30% para os blocos cerâmicos vazados de resistência média à compressão de 11,70 MPa na área bruta e 28,54 MPa na área líquida. A Figura 2.1 apresenta o formato geométrico dos blocos avaliados e a posição dos extensômetros elétricos. Os resultados médios de três amostras do módulo de elasticidade tangente inicial na área bruta e líquida são apresentados na Tabela 2.1.

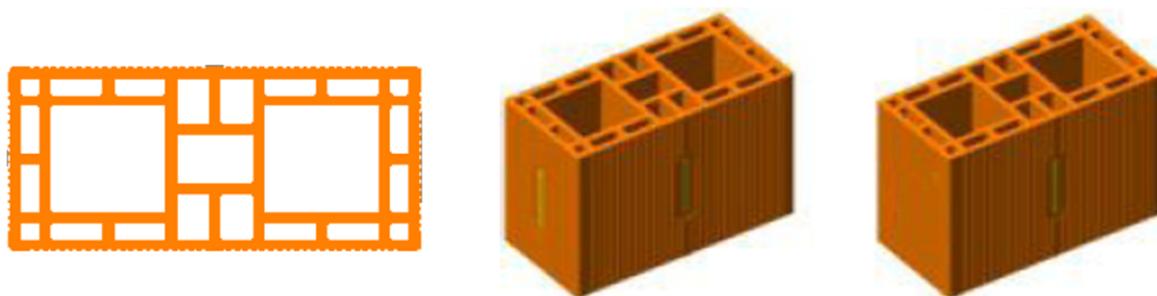


Figura 2.1 – Geometria do bloco cerâmico estudado por Santos (2008) e posição dos extensômetros elétricos.

Fonte: Santos, 2008

Tabela 2.1 – Módulo de elasticidade tangente inicial dos blocos cerâmicos a 30% da carga última de ruptura.

Posição do extensômetro	Módulo de elasticidade médio, medido na área bruta (GPa)	Módulo de elasticidade médio, medido na área líquida (GPa)
Vertical	4,1	10,0

2.2.2.2 Módulo de Elasticidade da Argamassa de Assentamento

Segundo Sabbatini (1984), a argamassa deve ter características de deformabilidade capaz de absorver esforços provenientes de movimentações estruturais oriundas de retração por secagem, concentrações localizadas de carregamentos e por variações de temperatura, sem que ocorra o aparecimento de fissuras.

Materiais como a cal, quando adicionados a argamassa, diminuem a sua rigidez e a fissuração devido ao aumento do poder de retenção de água que a cal produz. A diminuição dessa rigidez aumenta a capacidade de deformação do conjunto ajudando na distribuição das solicitações, pois a argamassa pode resistir uma parte destas solicitações e dissipá-las através de microfissuras não prejudiciais à estanqueidade e à resistência da parede (SOLÓRZANO, 1994).

Segundo a NBR 8522 (ABNT, 2008), o módulo de deformação das argamassas, a partir do diagrama tensão e deformação específica, é determinado no ponto de tensão mínima (0,5 MPa) e a deformação é relativa a 30% da carga de ruptura.

Cheema e Klinger (1986) apresentaram em seu trabalho as equações que relacionam o módulo de elasticidade tangente inicial e secante da argamassa para um nível de tensão de 60% da resistência à compressão última da amostra e a resistência à compressão (Expressões 2.1 e 2.2).

$$E_{at} = 1000 \cdot f_a \quad (2.1)$$

$$E_{as} = 500 \cdot f_a \quad (2.2)$$

onde

E_{at} – módulo tangente inicial da argamassa;

E_{as} – módulo secante da argamassa;

f_a – resistência à compressão da argamassa.

2.2.2.3 Módulo de Elasticidade da Alvenaria

A BS 5628 – Part 2 (1995) recomenda, na ausência de resultados de ensaios, a expressão (2.3) para determinar o módulo de elasticidade da alvenaria E_{alv} , em MPa, de blocos cerâmicos, baseando-se na sua resistência à compressão:

$$E_{alv} = 900 \cdot f_k \quad (2.3)$$

Dhanasekar (1985) *apud* Mohamad (2007) sugere uma relação não-linear para estabelecer o módulo de elasticidade da alvenaria em função da sua resistência à compressão:

$$E_{alv} = 1180 \cdot (f_c)^{0,83} \quad (2.4)$$

Garcia (2000) analisou o módulo de elasticidade de painéis de paredes formadas por blocos cerâmicos, não grauteados, para níveis de tensões entre 30% e 40% da carga última de ruptura. Os valores estão resumidos na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Módulo de elasticidade secante entre 30 a 40% da força última de ruptura.

Resistência média da alvenaria na área bruta (MPa)	E_{alv} (MPa)
4,02	4.829

2.2.3 Resistência à Compressão da Argamassa

A resistência à compressão é uma importante propriedade que pode influenciar no comportamento das paredes em alvenaria estrutural. Entretanto, o uso de argamassas com elevada resistência à compressão não melhora proporcionalmente o desempenho estrutural das paredes. Segundo Roman e Mohamad (2001), a argamassa deve ser suficientemente resistente para suportar os esforços ao qual a parede será submetida, sem, contudo, exceder a resistência dos tijolos ou dos blocos, e para que possíveis fissuras, oriundas de expansões térmicas ou de outros movimentos da parede, ocorram na junta de argamassa.

A BS 5628-1 (1992) estabelece as relações entre as resistências características da alvenaria em função da resistência do bloco, para os diferentes traços de argamassas. Observa-se na Figura 2.2 diferenças significativas na resistência da alvenaria, em função do traço de argamassa, principalmente para as unidades de resistência à compressão acima de 20 MPa.

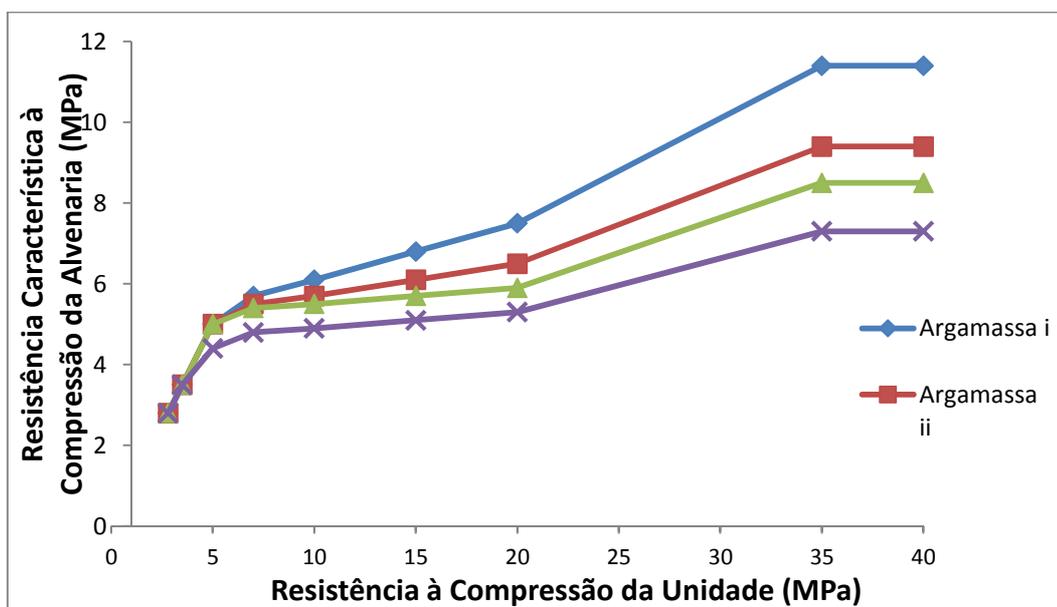


Figura 2.2 – Resistência à compressão característica da alvenaria construída com blocos vazados com proporção entre a altura e a menor dimensão horizontal entre 2,0 e 4,0.

Fonte: BS 5628-1 (1992).

As características dos quatro traços de argamassa citados pela BS 5628-1 (1992) são apresentadas na tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Resistência à compressão das argamassas pela Norma Britânica (BS 5628-1).

Tipo	Traço em volume	Resistência à compressão aos 28 dias (MPa)	
		Laboratório	<i>In Situ</i>
i	1 : 0 a ¼ : 3	16,0	11,0
ii	1 : ½ : 4 a 4 ½	6,5	4,5
iii	1 : 1 : 5 a 6	3,6	2,5
iv	1 : 2 : 8 a 9	1,5	1,0

Fonte: BS 5628-1 (1992).

2.2.4 Espessura da Junta de Argamassa

A espessura da junta interfere significativamente no comportamento da alvenaria estrutural. O aumento na espessura da junta provoca uma redução na resistência à compressão dos prismas e paredes.

No entanto, para Roman e Mohamad (2001), espessuras pequenas não são recomendáveis, uma vez que a junta não consegue compensar as imperfeições devido ao esquadro e planicidade das unidades. Além disso, para juntas de pequena espessura, os blocos absorvem quantidade significativa de água da argamassa de assentamento, prejudicando a elevação das paredes (influenciando na rapidez de execução do sistema) e a aderência entre a unidade e a argamassa de assentamento (diminuindo a resistência da argamassa pela perda de parte da água necessária para a hidratação do cimento).

A recomendação geral do meio técnico é adotar juntas de aproximadamente 10 mm, para garantir a resistência à compressão e a aderência entre a argamassa e

a unidade. Espessuras superiores a esse valor dificultam o surgimento de tensões laterais de confinamento que tendem a aumentar a capacidade de resistência da parede. Roman e Mohamad (2001) explicam que a resistência à compressão diminui aproximadamente em 15 % para cada aumento de 3 mm na espessura da junta.

2.2.5 Absorção Inicial de Água da Unidade

O índice de absorção inicial de água de uma unidade tem relevada importância quando empregados blocos cerâmicos. Essa característica física é definida como a quantidade de água absorvida por um bloco seco, quando parcialmente imerso em água (profundidade de três milímetros), pelo período de um minuto. Esta taxa é dada em $\text{g}/\text{cm}^2.\text{min}$, mede a tendência de absorção de água das unidades durante o processo de assentamento.

Sua magnitude depende das características superficiais da unidade, do tipo de argila empregada e do grau de cozimento da peça. A taxa de absorção inicial de água influencia diretamente na aderência entre o bloco e a argamassa (RIZZATTI, 2003). Quanto maior for a taxa de absorção inicial de água, tanto menor será a resistência à flexão e ao cisalhamento da parede. Por isso, blocos com elevada taxa de absorção inicial, devem ser umedecidos antes do assentamento, para reduzir a absorção de água da junta de argamassa. Para Franco (1992) blocos com elevada taxa de absorção inicial retiram água da argamassa de assentamento, diminuindo a capacidade da argamassa de compensar pequenas deformações das unidades, o que favorece a concentração de tensões nos elementos da parede.

A NBR 15270-3 (ABNT, 2005) recomenda que, se o valor mensurado do índice de absorção inicial for superior a $30 \text{ g}/193,55 \text{ cm}^2.\text{min}$, os blocos devem ser umedecidos antes do assentamento, para o seu melhor desempenho.

2.3 Fissuração em paredes de alvenaria

Entre as diversas manifestações patológicas verificadas em paredes de alvenaria estrutural, a fissuração é a mais frequente (SAMPAIO, 2010).

Segundo Duarte (1998), as fissuras em alvenaria são causadas por tensões de tração que ocorrem na direção ortogonal à solicitação atuante (que podem ser de compressão, de cisalhamento ou de tração direta).

Segundo Thomaz (1989), além das tensões de tração, flexão e de cisalhamento, influi na fissuração a heterogeneidade dos materiais utilizados (componentes de alvenaria e argamassa de assentamento), porque eles têm propriedades diferenciadas entre si, como a resistência mecânica, o módulo de deformação longitudinal e o coeficiente de Poisson.

Sahlin (1971) e Hendry e Khalaf (2001) explicam que a principal causa de aparecimento de fissuras na alvenaria é o movimento diferencial dos materiais e componentes de construção. É importante considerar a dilatação/contração dos componentes da edificação, provendo meios que permitam estes deslocamentos ou elementos que absorvam parte das tensões geradas, reduzindo a níveis aceitáveis.

As movimentações podem ser da própria parede de alvenaria ou de outros elementos construtivos adjacentes: lajes, vigas ou pilares da estrutura de concreto armado, elementos constituintes das fundações, componentes diversos de coberturas, pisos, forros e esquadrias (HOLANDA JUNIOR, 2002).

Em painéis de alvenaria, as fissuras podem se apresentar nas direções horizontal, vertical, diagonal ou uma combinação destas (Figura 2.3). Quando a resistência à tração da unidade for inferior à resistência à tração da argamassa, a fissura ocorrerá de forma retilínea, caso contrário, ocorrerá de forma escalonada (ALEXANDRE, 2008).

Segundo Timperman (2002), as fissuras resultam de uma ação que provoca tensão excedente ao limite da resistência à compressão, à tração ou ao cisalhamento do material. A solicitação pode ser gerada pela imposição de cargas ou pela restrição de mudanças volumétricas nos componentes da alvenaria. Essas mudanças de volume são provocadas pelas variações de temperatura, umidade, cristalização provenientes do sal ou corrosão. Vibrações, abalos sísmicos, explosões e incêndios podem, também, ocasionar fissuras. O autor classifica as fissuras em

alvenaria da seguinte maneira: pelo tipo de estrutura; pelo tipo de alvenaria; pela localização; pela configuração; pela largura; pela causa e podem se localizar nas unidades da alvenaria, nas juntas de argamassa e entre as juntas e as unidades. As configurações podem ser: horizontal, vertical ou diagonal.

As causas das fissuras em paredes de alvenaria, devido à movimentação diferencial de componentes e elementos de construção, decorrem, por exemplo, dos recalques de fundações, recalques diferenciais, variações de temperatura, retração de blocos ou de outros elementos de concreto, sobrecarga de compressão, expansão por umidade, deformação dos elementos da estrutura de concreto armado, reações químicas, detalhes construtivos incorretos, congelamento, vibrações, explosões e terremotos.

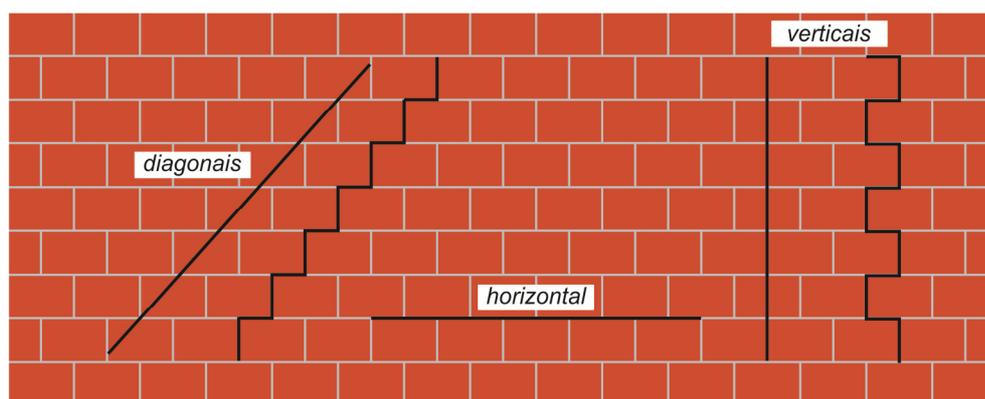


Figura 2.3 – Configurações usuais das fissuras em alvenaria.

Fonte: Holanda, 2002.

2.4 Alvenaria armada

Segundo Timperman (2002), na Europa o uso de armadura em estruturas de alvenaria já ocorre a mais de 75 anos, sendo bastante usadas para o controle das fissurações.

Lourenço (2004) afirma que a alvenaria armada é um material compósito constituído por unidades (blocos, tijolos, pedra, etc.), argamassa e armadura. A

disposição de armaduras horizontais na altura das juntas de assentamento conduz a um aumento nas características de resistência à tração na direção horizontal. Lourenço (2006) ressaltou ainda que este material compósito permite um maior arrojo estrutural, sem limitar a concepção estrutural devido ao maior controle na fissuração. As novas possibilidades técnicas, arquitetônicas e construtivas da alvenaria armada são obtidas com uma quantidade mínima de armadura colocada nas juntas de assentamento, aumentando a qualidade da edificação e a economia (o que ocorre a médio e a longo prazo, com a redução das patologias habituais associadas às fissurações dos painéis de alvenaria).

Para Penna, Calvi e Bolognini (2007), a utilização de reforços nas juntas de assentamento traz benefícios estruturais e executivos, pois a armadura pode ser facilmente disposta nas camadas horizontais de argamassa. A armadura é introduzida na junta de argamassa, em simultâneo com a elevação da parede, não conduz significativamente a alterações no método de construção tradicional da alvenaria. Trata-se de uma solução de elevado desempenho e competitividade.

Timperman (2002) recomenda o uso da alvenaria armada como solução para qualquer uma das seguintes situações:

- existência de cargas concentradas;
- assimilar deformações estruturais;
- ações de carregamentos externos;
- retrações por secagem;
- concentrações de tensões ao redor de vãos livres de portas e janelas;
- assimilar pequenos recalques diferenciais de fundação;
- em paredes muito longas;
- em construções abaladas por sismos.

Lourenço (2004), em um estudo de caso sobre a construção de um estádio em Portugal (Sporting Clube de Portugal), relata a execução de uma parede de alvenaria com mais de 10 m de comprimento e 4 m de altura, armada na junta horizontal de argamassa.

2.5 Aplicações da Armadura MURFOR® na Alvenaria

2.5.1 Definição e Histórico

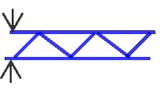
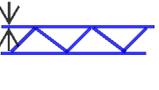
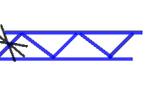
A armadura Murfor® é uma treliça pré-fabricada que pode ser embutida nas juntas horizontais de assentamento da alvenaria. Timperman (2002) relata que a armadura Murfor® foi introduzida pela primeira vez no mercado europeu a mais de 35 anos. Durante este período, este reforço foi desenvolvido na Bélgica na época da proliferação dos edifícios e das mudanças dos métodos construtivos.

Lourenço (2006) relata que na Bélgica as anomalias por fissurações em paredes reduziram de 40% para 10% em menos de 20 anos, após a generalização da utilização das armaduras de junta Murfor®. Na Espanha, a utilização de armadura nas juntas de assentamento das paredes permitiu reduzir o custo do seguro de projeto e de construção. Dessa forma, a utilização de armaduras nas juntas de assentamento deve ser sempre preferida à alvenaria simples.

Segundo Nascimento (2007), a utilização da treliça Murfor® nas alvenarias de vedação combate o processo fissuratório, possibilitando a eliminação de vergas e contravergas e minimização do uso de outros elementos enrijecedores, como cintas e pilaretes. O número de fiadas armadas com Murfor® deverá ser baseado em projeto específico das alvenarias. O dimensionamento deve sempre considerar as características estruturais e arquitetônicas da edificação, do tipo de material, argamassa e condições de estabilidade da mesma.

Segundo a definição do fabricante do produto, Murfor® é uma treliça plana, recoberta com uma capa de zinco, formada por dois fios longitudinais de aço separados entre si, a uma distância definida, por um fio, em forma de sinusóide, eletrossoldados em todos os seus pontos de encontro, formando um plano único. Os fios têm uma resistência elástica mínima de 550 N/mm² e a resistência ao cisalhamento mínima da solda é 2500 N. Ambos os fios são ranhurados para assegurar uma boa aderência com a argamassa. As configurações disponíveis são listadas na Tabela 2.4.

Tabela 2.3 – Características dimensionais das peças MURFOR®.

Tipo MURFOR	 (mm)	 (mm)	 (mm)	Seção transversal das barras longitudinais (mm ²)	Comprimento longitudinal (m)
RND.4/Z	50	4	3,75	25	3,05
	115				
	175				
RND.5/Z	50	5	3,75	35	3,05
	115				
	175				

FONTE: Nascimento (2007).

O fabricante especifica que a treliça MURFOR® pode proporcionar um melhor desempenho estrutural nas alvenarias quando submetida a esforços de tração e ao cisalhamento. De acordo com o catálogo técnico, os produtos estão disponíveis em diferentes formas, revestimentos e dimensões, dependendo da espessura do bloco utilizado, agressividade do ambiente e da espessura das juntas no caso de camadas finas. Para todas as recomendações de uso das treliças MURFOR®, é necessário o preenchimento da junta vertical de assentamento dos blocos e resistência à compressão da argamassa de no mínimo 6,0 MPa.

2.5.2 Aplicações no uso das treliças Murfor®

A utilização das treliças MURFOR®, de acordo com as instruções do fabricante (Figuras 2.4 a 2.9), como solução em alvenarias submetidas à esforços de tração, se aplica nos seguintes casos:

- acomodações irregulares do terreno (recalque diferencial das fundações);
- paredes de grande altura;
- paredes longas (diminuição do número de juntas de movimentação ou controle);

- resistência das solicitações provenientes do vento;
- parede de contenção;
- cargas concentradas;
- vergas e contravergas.

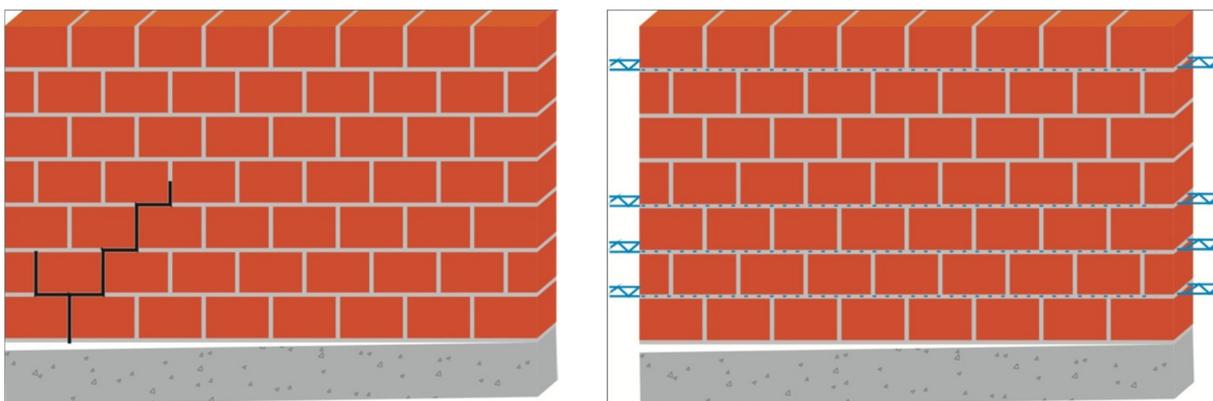


Figura 2.4 – Exemplo de aplicação do reforço MURFOR® (fissuração por recalques diferenciais de fundação).

Fonte: catálogo Belgo.

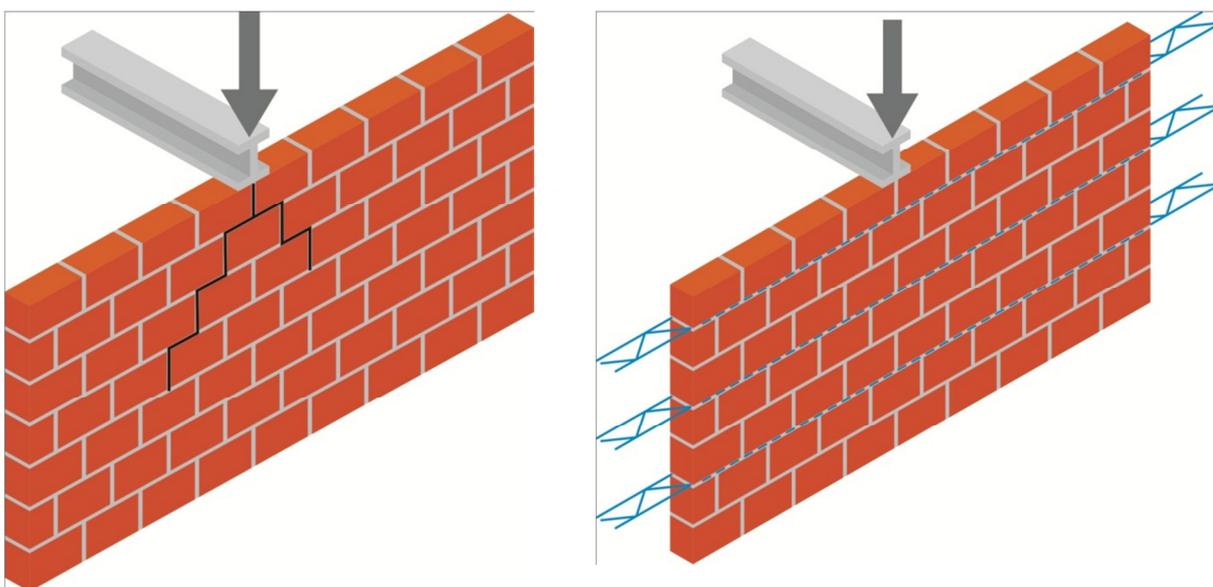


Figura 2.5 – Exemplo de aplicação do reforço MURFOR® (fissuração por concentração de cargas verticais localizadas).

Fonte: catálogo Belgo.

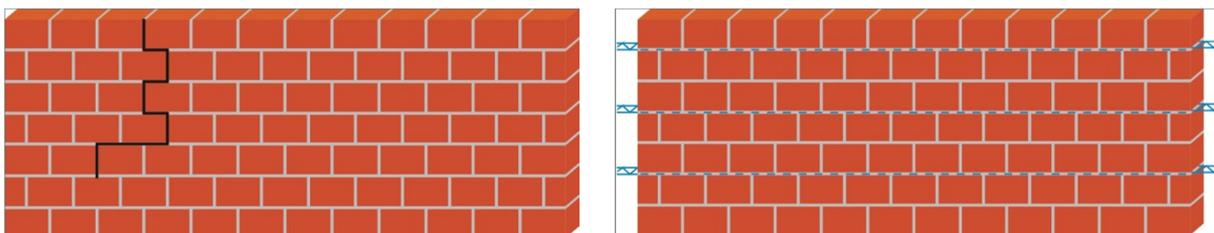


Figura 2.6 – Exemplo de aplicação do reforço MURFOR® (fissuração devido ao comprimento da parede).

Fonte: catálogo Belgo.

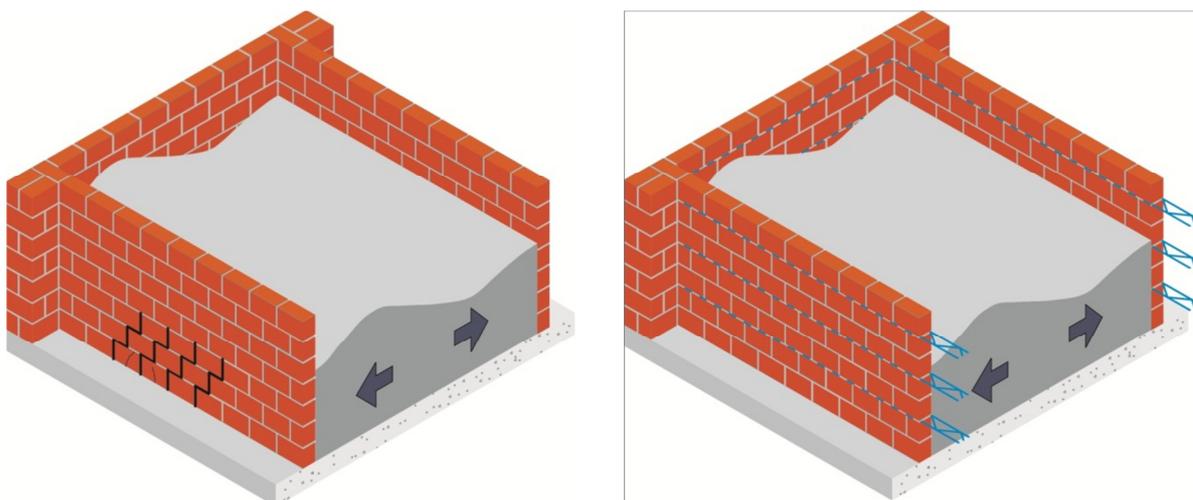


Figura 2.7 – Exemplo de aplicação do reforço MURFOR®, para evitar fissuras, em caso de contenção de terreno.

Fonte: catálogo Belgo.

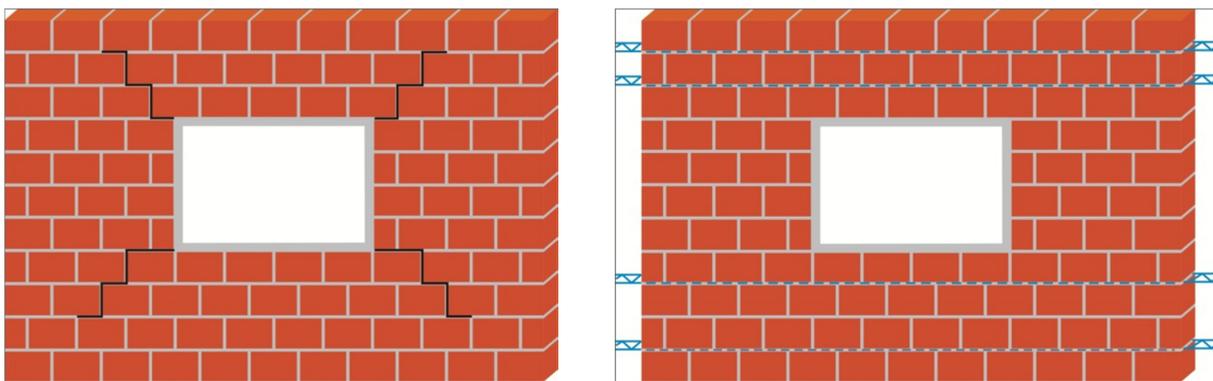


Figura 2.8 – Exemplo de aplicação do reforço Murfor®, para evitar fissuras, em caso de parede dotada de abertura.

Fonte: catálogo Belgo.

2.5.3 Estudo Experimental

Nascimento (2005), em seu parecer técnico desenvolvido para a empresa Belgo, analisou a ruptura de diferentes protótipos construídos com blocos cerâmicos para alvenaria de vedação, com juntas horizontais de assentamento armadas com treliças MURFOR®. As características dos materiais utilizados na produção dos protótipos encontram-se listadas nas Tabelas 2.5 a 2.7.

Tabela 2.4 – Características dos blocos cerâmicos utilizados na confecção dos protótipos.

Dimensões (mm)	Resistência à compressão (MPa)	Absorção de água (%)
99,7 x 200,7 x 298,0	1,3	21,4
150,1 x 201,2 x 298,3	1,4	20,2

Fonte: catálogo Belgo.

Tabela 2.5 – Características da argamassa utilizada para o assentamento dos blocos.

Índice de consistência (mm)	Resistência à compressão aos 7 dias (MPa)	Resistência à compressão aos 28 dias (MPa)
252,0	2,2 MPa	6,7

Fonte: catálogo Belgo.

Tabela 2.6 – Características da armadura utilizada como reforço nas juntas horizontais de argamassa.

Diâmetro das barras longitudinais (mm)	Resistência mínima à tração (MPa)	Resistência mínima da solda ao corte (N)
4,0	550	2.500

Fonte: catálogo Belgo.

Foram construídas seis pequenas paredes com três fiadas de blocos cerâmicos e com as configurações descritas na Tabela 2.8. Os ensaios de ruptura ocorreram aos 28 dias, após a confecção dos modelos. Nascimento (2005) explica que o ensaio consistiu na aplicação de carga concentrada no ponto central dos componentes estruturais, registrando os deslocamentos ocorridos no meio do vão (obtidos por meio de um extensômetro mecânico) e no mapeamento das fissuras observadas durante o carregamento. As Figuras 2.10 a 2.12 ilustram a produção dos modelos e o esquema de aplicação de carga dos ensaios realizados.

Tabela 2.7 – Identificação das amostras construídas.

Protótipo	Largura da parede (cm)	Número de fiadas armadas
1	15	1
2	15	3
3	15	0
4	10	3
5	10	2
6	10	0



Figura 2.9 – Construção das pequenas paredes.

Fonte: catálogo Belgo.



Figura 2.10 – Ensaio de ruptura das pequenas paredes.

Fonte: catálogo Belgo.

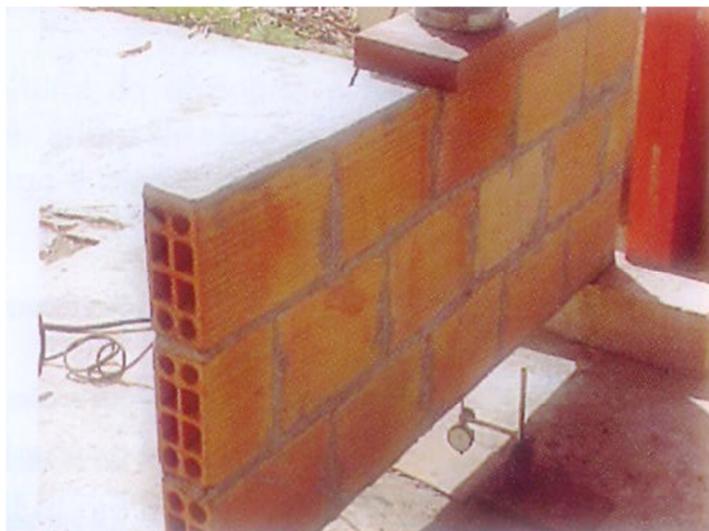


Figura 2.11 – Ensaio de ruptura das pequenas paredes.

Fonte: catálogo Belgo.

A amostra 01 rompeu com uma força de 25,4 kN, apresentando fissura vertical no bloco da fiada inferior, próxima ao meio do vão. As Figuras 2.13 e 2.14 ilustram o modo de ruptura.

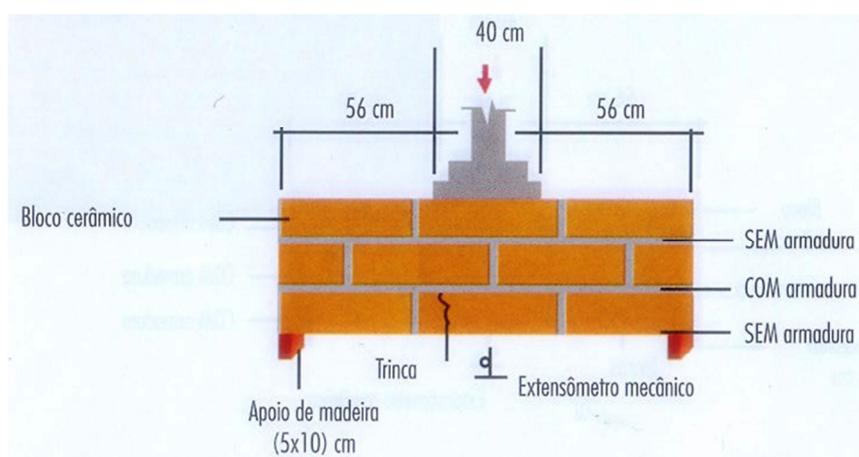


Figura 2.12 – Modo de ruptura da amostra 01.

Fonte: catálogo Belgo.



Figura 2.13 – Fissuração observada no ensaio da amostra 01.

Fonte: catálogo Belgo.

A amostra 02 rompeu com uma força de 45,0 kN, apresentando fissuras inclinadas na direção do ponto de aplicação da carga em relação ao apoio esquerdo. O início da fissuração ocorreu a 92% da força última de ruptura. As Figuras 2.15 e 2.16 ilustram o modo de ruptura.

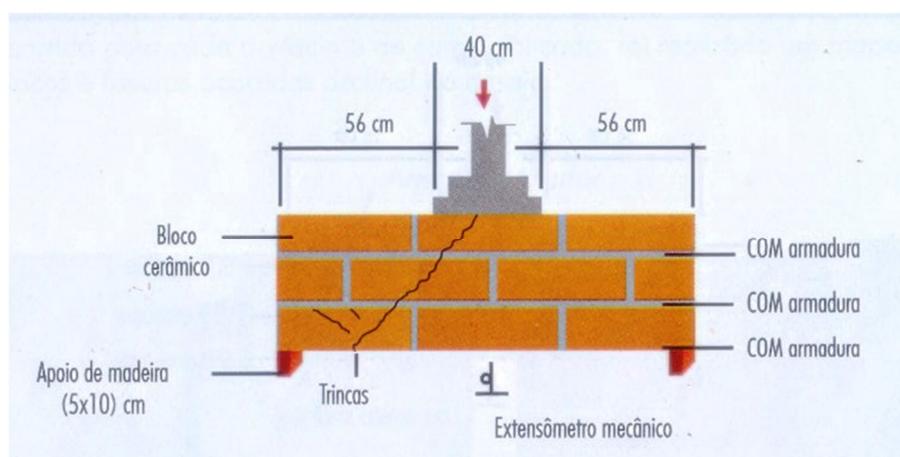


Figura 2.14 – Modo de ruptura da amostra 02.

Fonte: catálogo Belgo.



Figura 2.15 – Fissura observada na amostra 02.

Fonte: catálogo Belgo.

A amostra 03 rompeu com uma força de 11,1 kN, apresentando fissuras nas juntas, separando os blocos centrais da argamassa. O início da fissuração ocorreu a 50% da força de ruptura. As Figuras 2.17 e 2.18 ilustram o modo de ruptura.

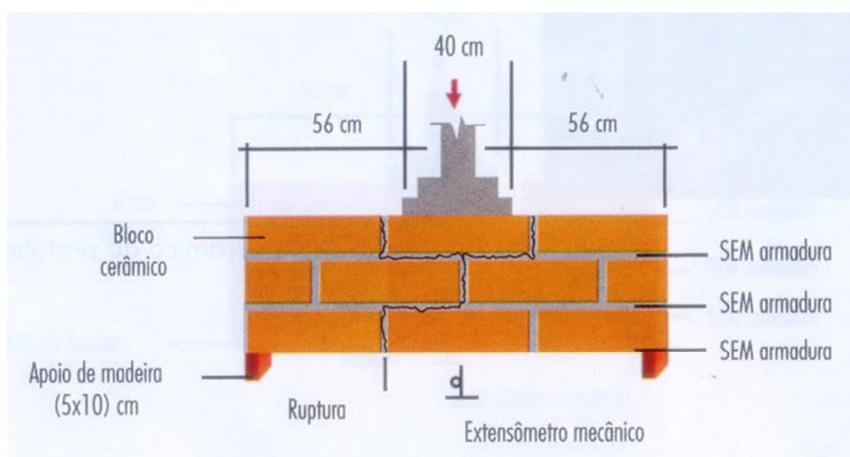


Figura 2.16 – Modo de ruptura da amostra 03.

Fonte: catálogo Belgo.

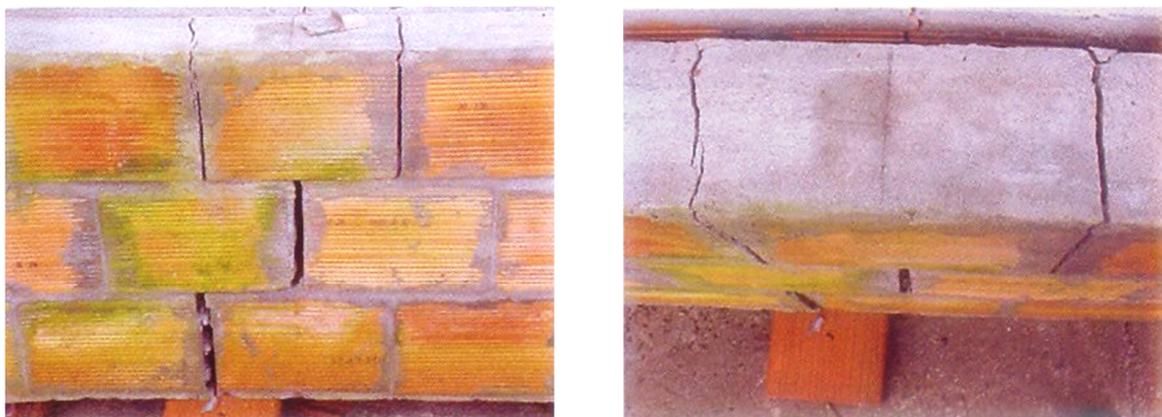


Figura 2.17 – Fissuras observadas na amostra 03.

Fonte: catálogo Belgo.

A amostra 04 rompeu com uma força de 32,0 kN, apresentando fissuras inclinadas do ponto de aplicação da carga em direção ao apoio esquerdo, fissuras horizontais e verticais na junta de argamassa, próxima ao meio do vão, e esmagamento do bloco no apoio direito. O início da fissuração ocorreu a 70% da força de ruptura. As Figuras 2.19 e 2.20 ilustram o modo de ruptura.

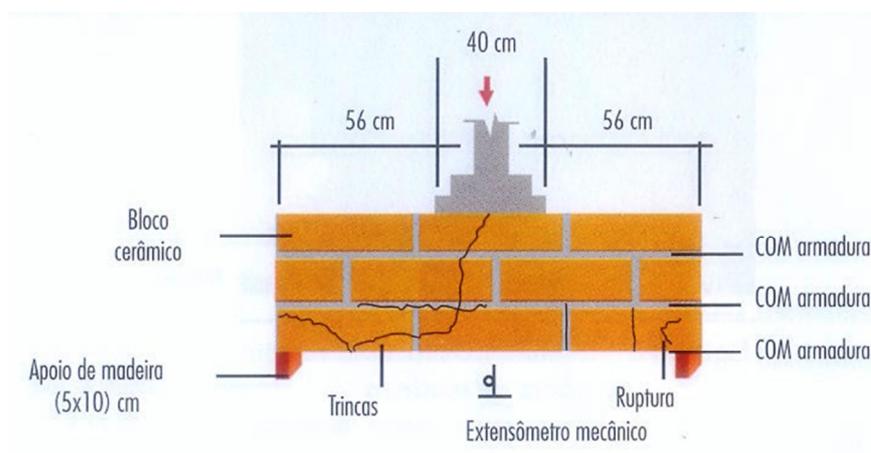


Figura 2.18 – Modo de ruptura da amostra 04.

Fonte: catálogo Belgo.



Figura 2.19 – Fissuras observadas na amostra 04.

Fonte: catálogo Belgo.

A amostra 05 rompeu com uma força de 7,10 kN, apresentando fissuras vertical do ponto de aplicação da carga em direção ao meio do vão. O início da fissuração ocorreu a 56% da força de ruptura. As Figuras 2.21 e 2.22 ilustram o modo de ruptura.

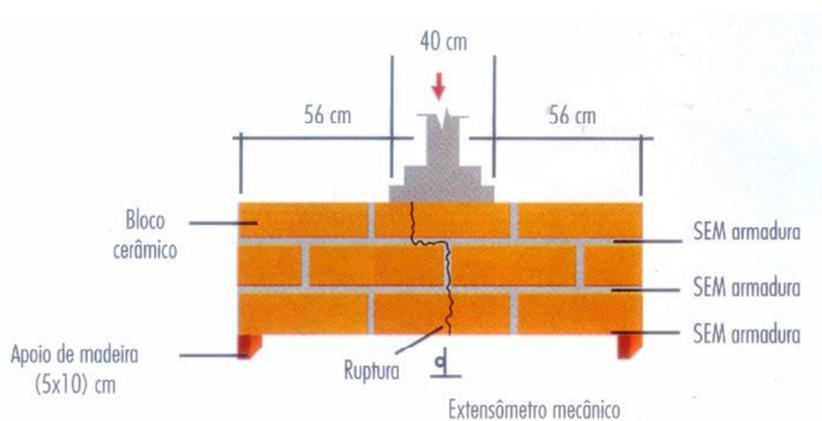


Figura 2.20 – Modo de ruptura da amostra 05

Fonte: catálogo Belgo.



Figura 2.21 – Fissura observada no ensaio da amostra 05.

Fonte: catálogo Belgo.

A amostra 06 rompeu com uma força de 26,1 kN, apresentando fissura vertical na junta de argamassa, próxima ao meio do vão, e esmagamento do bloco no apoio direito. O início da fissuração ocorreu a 69% da força de ruptura. As Figuras 2.23 e 2.24 ilustram o modo de ruptura.

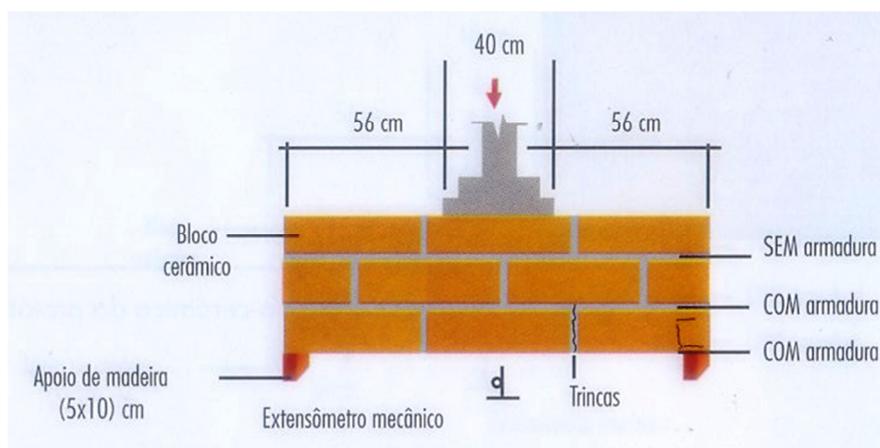


Figura 2.22 – Modo de ruptura da amostra 06.

Fonte: catálogo Belgo.

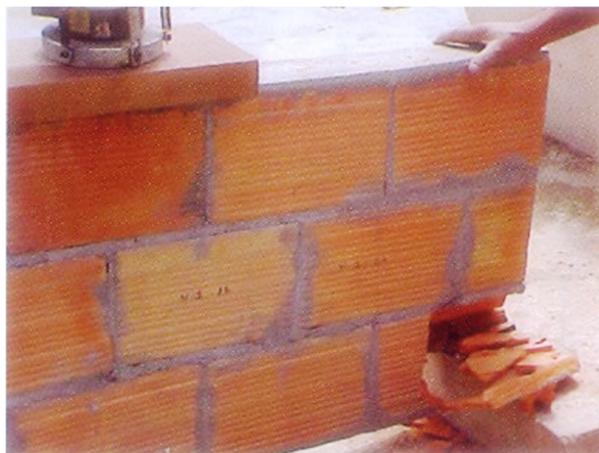


Figura 2.23 – Esmagamento do bloco junto ao apoio direito: amostra 06.

Fonte: catálogo Belgo.

Observou-se nos resultados obtidos por Nascimento (2005) que para cada fiada a mais da armadura treliçada houve um ganho de resistência próximo a 100% em relação aos protótipos que não tiveram suas juntas armadas. As Figuras 2.25 e 2.26 resumem os resultados dos ensaios realizados pelo autor.

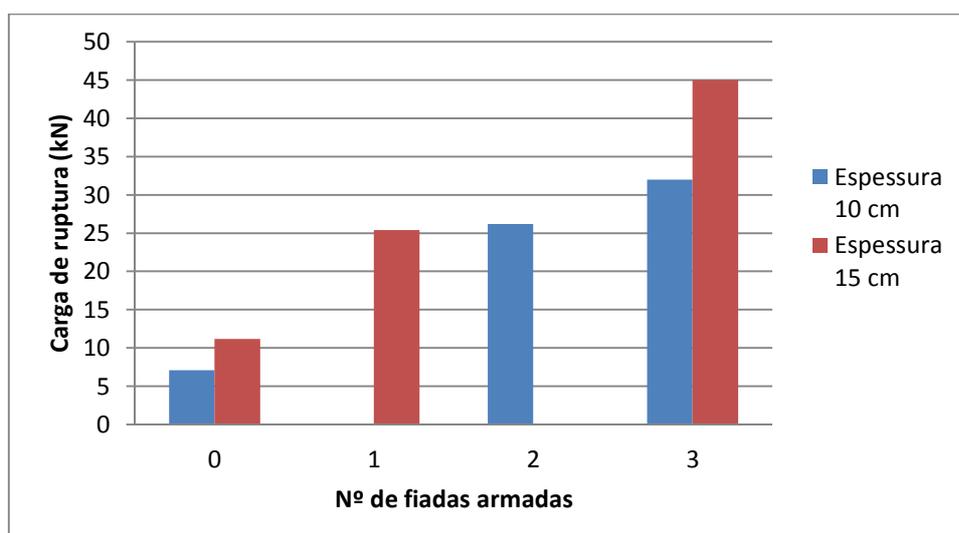


Figura 2.24 – Comparação entre a carga última de ruptura e o número de fiadas armadas.

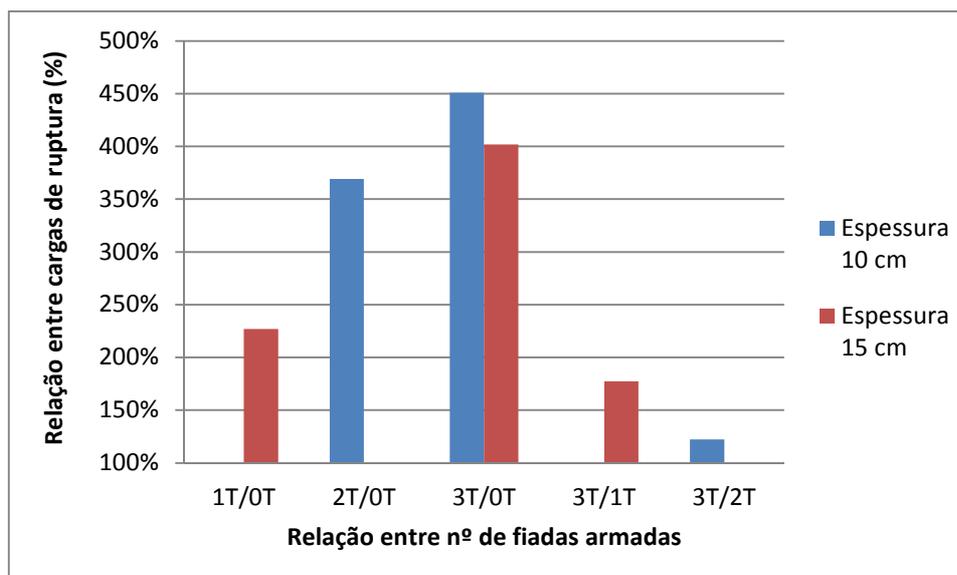


Figura 2.25 – Comparação entre a carga última de ruptura e o número de fiadas armadas.

2.6 Vergas: definição, importância e dimensionamento

A NBR 15812-1 (ABNT, 2010) define verga como “viga alojada sobre abertura de portas ou janelas, que tenha a função exclusiva de transmissão de cargas verticais para as paredes adjacentes à abertura”.

Mamede (2001) cita que vergas são elementos estruturais essenciais em uma edificação, visto que evitam o surgimento de manifestações patológicas indesejáveis, como as fissuras em regiões próximas às aberturas. Tais elementos promovem a distribuição das tensões concentradas nos cantos e a absorção de trações horizontais nas aberturas. Normalmente, as vergas são executadas em concreto armado moldado no local ou pré-fabricado.

Mamede (2001) realizou simulações teóricas do comportamento das aberturas em paredes de alvenaria estrutural, analisando o fluxo das tensões e grandezas para justificar a necessidade do uso destas sobre as aberturas. No modelagem numérica, adotou parede com dimensões de 3,60 m x 2,72 m x 0,14 m, blocos de concreto de resistência à compressão característica de 4,5 MPa (f_{bk}), módulo de deformação longitudinal da alvenaria igual a $800f_{bk}$, ou seja, 3600 MPa,

coeficiente de Poisson igual a 0,20, dimensões da abertura 1,20 m x 1,20 m, carregamentos distribuídos de 34 kN/m. A abertura tinha verga e contraverga enrijecidas com elementos pré-moldados de concreto.

Como parâmetros de comparação, Mamede (2001) utilizou, baseada na norma britânica BS 5628–1 (1992), os seguintes valores máximos admissíveis para as tensões de cisalhamento e das tensões de compressão concentradas (na parede adjacente ao vão) em alvenaria não-armada: 0,015 kN/cm² e $2f_{mk}$ (0,036 kN/cm²), respectivamente. Analisando os resultados das simulações, observaram-se que as tensões de compressão possuem valores superiores ao adotado como máximo admissível nos cantos superiores das aberturas. O autor concluiu que, para resistir a essas tensões, a presença da verga era fundamental e que seu comprimento deveria se estender além do vão da abertura. As Figuras 2.27 e 2.28 mostram as modelagens em elementos finitos realizada.

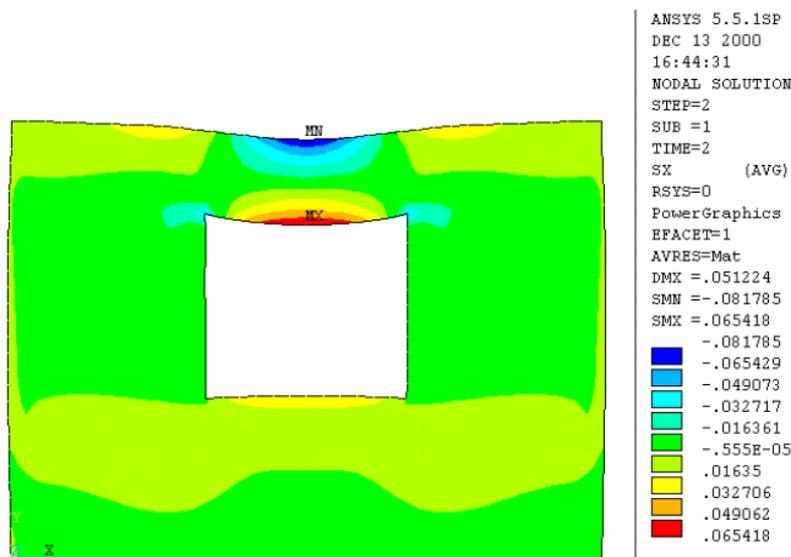


Figura 2.26 – Distribuição das tensões na direção horizontal σ_x , em kN/cm².

Fonte: Mamede (2001).

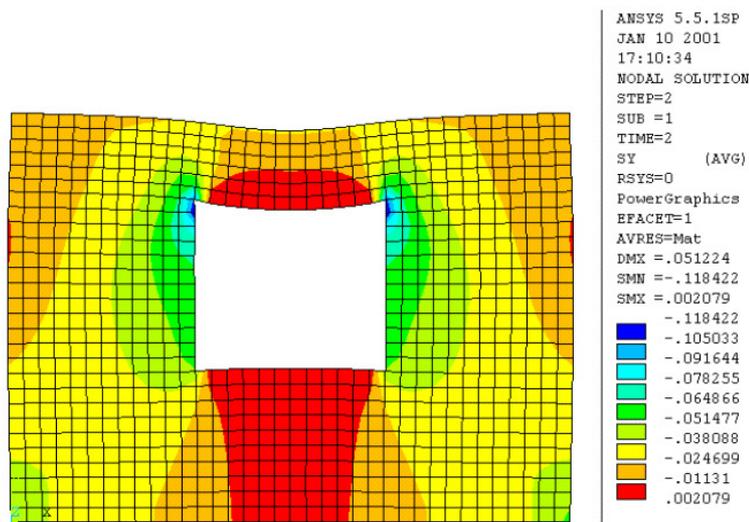


Figura 2.27 – Distribuição das tensões na direção vertical σ_y , em kN/cm².

Fonte: Mamede (2001).

Para o dimensionamento de vergas, a NBR 15812-1 (ABNT, 2010) recomenda considerar a dispersão das ações segundo um ângulo de 45° (Figura 2.29). Dessa forma, adota-se como carregamento o peso da parede contida no triângulo isósceles formado sobre o vão da abertura. Se a carga uniformemente distribuída da laje do pavimento superior ficar acima do triângulo, será desconsiderada. Somente o quinhão de carga que atuar dentro dele será computado (Figura 2.30).

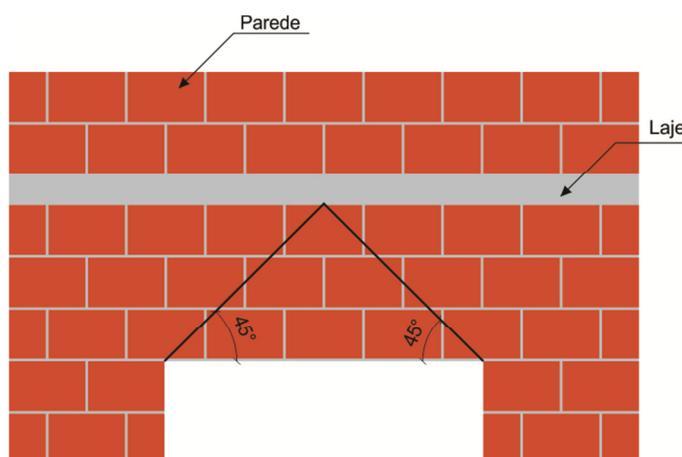


Figura 2.28 – Dispersão das forças em paredes de alvenaria.

Fonte: NBR 15812-1 (ABNT, 2010).

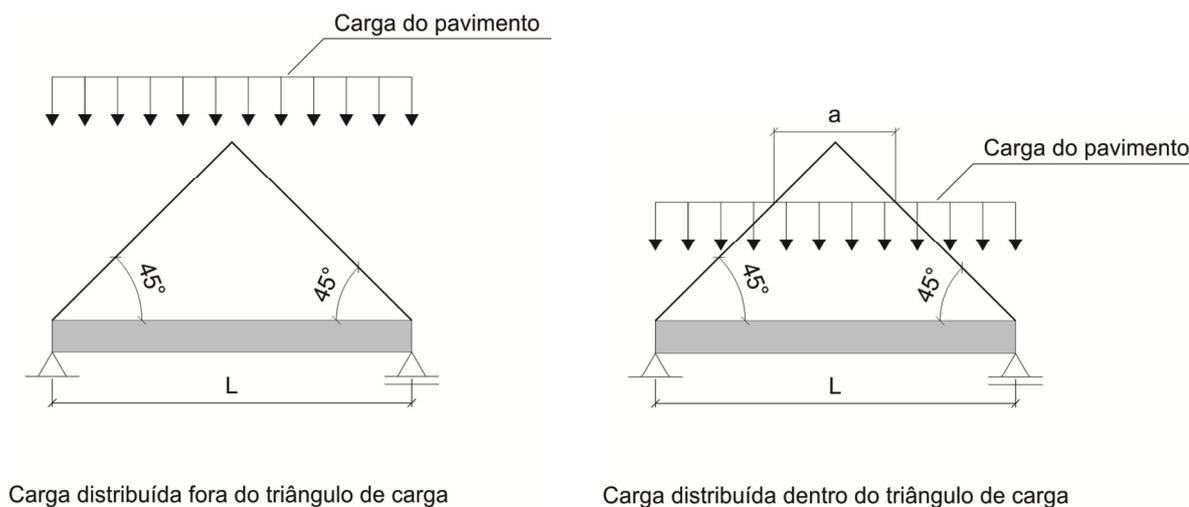


Figura 2.29 – Distribuição do carregamento vertical para o dimensionamento de vergas.

Fonte: Mamede (2001).

2.6.1 Dimensionamento ao cisalhamento

2.6.1.1 Recomendações da NBR 15812-1: 2010

A NBR 15812:1 (ABNT, 2010) considera na análise das tensões de cisalhamento da alvenaria, para os casos de paredes não armadas, que a resistência ao cisalhamento da parede depende do traço de argamassa utilizada, da influencia da aderência inicial, do nível de pré-compressão e do coeficiente de atrito (admitido como 0,5). Essa teoria se baseia no critério de resistência de Coulomb - Mohr ($\tau = \tau_0 + \mu\sigma$), onde uma parcela inicial da resistência, devido à aderência, aumenta em função do nível de pré-compressão. (PARSEKIAN e SOARES, 2010).

Por conseguinte, a NBR 15812:1 (ABNT, 2010) recomenda valores de resistência característica ao cisalhamento da alvenaria f_{vk} , dependentes da resistência média à compressão da argamassa utilizada, descritos na Tabela 2.9.

Tabela 2.8 – Valores característicos da resistência ao cisalhamento f_{vk} (MPa).

	Resistência média de compressão de argamassas de cimento, cal e areia (MPa)		
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	acima de 7,0
f_{vk}	$0,10+0,5\sigma \leq 1,0$	$0,15+0,5\sigma \leq 1,4$	$0,35+0,5\sigma \leq 1,7$

Fonte: NBR 15812-1 (ABNT, 2010).

Se houver armadura de flexão perpendicular ao plano de cisalhamento em furo grauteado, tem-se:

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5\rho \leq 0,7 \text{ MPa} \quad (2.5)$$

$$\rho = A_s/bd \quad (2.6)$$

Caso haja carga concentrada próxima a apoio (distância da carga ao apoio $a_v \leq 2d$) e esta corresponder a 70% ou mais do valor total da força cortante), pode-se aumentar o valor de f_{vk} multiplicando-se por $2d/a_v$, limitado a 0,7 MPa.

Quando necessária, a armadura de cisalhamento paralela à direção de atuação da força cortante é determinada por:

$$\frac{A_s}{s} = \frac{(V_d - V_a)}{0,5f_{yd}d} \quad (2.7)$$

$$V_a = F_{vd}bd \quad (2.8)$$

sendo

s – espaçamento da armadura de cisalhamento;

V_d – força cortante de cálculo;

V_a – parcela da força cortante resistida pela alvenaria;

f_{vd} – resistência ao cisalhamento de cálculo;

b – largura da seção transversal da viga;

d – altura útil da viga;

f_{yd} – resistência de cálculo da armadura.

2.6.1.2 Recomendações do Eurocode 6

Sánchez Filho (2002) analisou o dimensionamento de vigas de Alvenaria Estrutural submetidas à força cortante, seguindo prescrições do EUROCODE 6, e relatou que o dimensionamento baseia-se na treliça clássica de Ritter-Mörsch.. A filosofia de dimensionamento segue a verificação do Estado Limite Último, onde a força cortante solicitante deve ser menor ou igual à resistente:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (2.9)$$

O autor explica que se V_{Sd} for inferior à força obtida a partir da “tensão cisalhamento resistente da alvenaria”, não é necessária a adoção de armadura transversal, como indicam as expressões 2.9 e 2.10. No entanto, para $V_{Sd} > V_{Rd1}$, há a necessidade de calcular uma armadura transversal para a seção.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} \quad (2.10)$$

$$V_{Rd1} = \frac{f_{vb}bd}{\gamma_M} \quad (2.11)$$

onde

f_{vb} – resistência ao cisalhamento de cálculo;

γ_M – coeficiente de ponderação do material.

O parâmetro f_{vb} está relacionado ao concreto de enchimento, sendo dado em função da resistência à compressão característica desse material (Tabela 2.8), onde C indica a classe do concreto.

Tabela 2.9 – Resistência ao cisalhamento do graute.

Resistência ao	C12/C15	C16/C20	C20/C25	>C25/C30
cisalhamento	0,27	0,33	0,39	0,45

Fonte: EUROCODE 6 – part 1 (2005).

Para o cálculo da armadura transversal deverá ser verificada a seguinte condição:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2} \quad 2.12$$

sendo:

$$V_{Rd2} = 0,9d \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \frac{f_{yk}}{\gamma_s} (1 + \cot g \alpha) s \sin \alpha \quad 2.13$$

Considerando-se

$$a_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \quad 2.14$$

a expressão 2.13 pode ser escrita como

$$a_{sw} = \frac{(V_{Sd} - V_{Rd1})}{0,9d \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} (1 + \cot g \alpha) s \sin \alpha} \quad 2.15$$

Sánchez Filho (2002) ressalta que o EUROCODE 6 – part 1 (2005) estabelece uma verificação do comportamento da alvenaria à força cortante, para evitar a ruptura brusca da seção, dada por:

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq \frac{0,3f_k b d}{\gamma_M} \quad 2.16$$

Sendo f_k a resistência à compressão da alvenaria na direção do carregamento.

3 METODOLOGIA

3.1 Introdução

Neste capítulo, será apresentada a fase experimental do trabalho, caracterizando os materiais e procedimentos utilizados durante os ensaios executados no Laboratório de Materiais e Construção Civil (LMCC) da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM). Serão descritos a execução e ruptura de três tipos diferentes de modelos, construídos com blocos cerâmicos vazados e os ensaios de caracterização dos seus componentes, obtendo-se dados para análise do comportamento mecânico das vergas.

3.2 Ensaio de caracterização dos materiais

3.2.1 Blocos

Os blocos cerâmicos estruturais utilizados para confecção das vergas foram provenientes da Cerâmica Palotti, localizada no município de Santa Maria, Rio Grande do Sul. A Figura 3.1 ilustra a geometria dos blocos e suas dimensões reais.

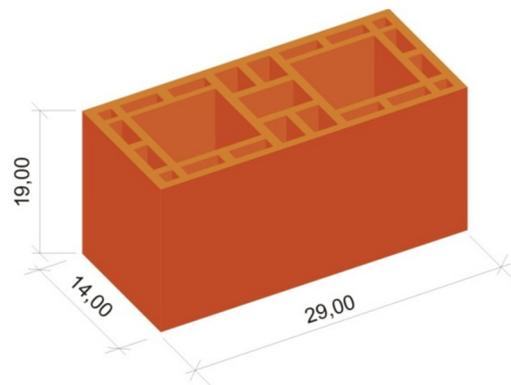


Figura 3.1 – Geometria do bloco cerâmico utilizado (dimensões reais de 14 cm x 19 cm x 29 cm).

Para determinar as características geométricas, físicas e mecânicas dos blocos, os seguintes ensaios são recomendados pela NBR 15270-3 (ABNT, 2005):

- avaliação dos padrões dimensionais das unidades;
- índice de absorção de água em 24 h;
- índice de absorção de água inicial (AAI);
- determinação da área líquida;
- resistência à compressão das unidades.

As análises das características geométricas e mecânicas foram realizadas em um conjunto de 13 amostras; todos os blocos foram capeados com argamassa de cimento e areia (1:1), respeitando a espessura máxima de 3 mm em cada face. Após o período de 48 horas de cura do capeamento, os blocos foram imersos em água fria por 24 horas. A resistência à compressão das unidades (Figura 3.2) foi obtida em uma prensa hidráulica da marca WPM, com capacidade máxima de carga de 300 toneladas e uma velocidade de carregamento de 0,05 MPa/s.



Figura 3.2 – Ensaio de ruptura à compressão axial dos blocos.

3.2.2 Argamassa de assentamento

Para a construção das vergas foram utilizados argamassas de assentamento mista de cimento, cal e areia, com traço em volume, de acordo com o recomendado pela BS 5628-1 (1992), na proporção 1:0,5:4, para garantir uma resistência à

compressão da argamassa aos 28 dias de 6,0 MPa, para atender aos requisitos do fabricante das treliças. A areia natural de rio foi empregada para a confecção das argamassas. A Tabela 3.1 apresenta os resultados das percentagens médias retidas acumuladas da granulometria da areia utilizada. Os resultados do diâmetro máximo e módulo de finura são apresentados na Tabela 3.2, seguindo as recomendações da NM 248 (2003). A Tabela 3.2 apresenta os resultados da massa específica, segundo a NM 52 (2009) e de determinação da massa unitária, segundo a NM 45 (2006).

Tabela 3.1 – Composição granulométrica da areia.

Composição granulométrica							
Peneiras		Determinação 1		Determinação 2		% retido médio	% retido acumulado
nº	mm	Peso retido (g)	% retido	Peso retido (g)	% retido		
3/8"	9,5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1/4"	6,3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	4,8	0,60	0,04	2,90	0,27	0,16	0,16
8	2,4	13,50	0,97	10,30	0,95	0,96	1,11
16	1,2	37,20	2,66	30,80	2,85	2,76	3,87
30	0,6	191,40	13,69	159,40	14,75	14,22	18,09
50	0,3	746,90	53,41	502,70	46,52	49,96	68,05
100	0,15	287,70	20,57	291,50	26,98	23,77	91,83
Fundo	< 0,15	121,20	8,67	83,00	7,68	8,17	100,00
Total		1398,50	100,00	1080,60	100,00	100,00	

Tabela 3.2 – Características físicas da areia.

Módulo de finura	1,83
Diâmetro máximo (mm)	1,20
Massa unitária (g/cm ³)	1,535
Massa específica (g/cm ³)	2,645

Utilizou-se, para a composição da argamassa, cal hidratada do tipo CH II. Foram realizados ensaios de determinação da massa unitária, segundo a NM 45 (2006) e de determinação da massa específica, de acordo com a NM 23 (2000). Os resultados são apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Características físicas da cal hidratada.

Massa unitária (g/cm ³)	0,637
Massa específica (g/cm ³)	2,319

O cimento Portland utilizado na composição da argamassa foi o CP-V ARI-RS. Foram realizados os ensaios para determinação da massa específica, segundo a NM 23 (2000) e da massa unitária, de acordo com a NM 45 (2006). Os resultados são apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Características físicas do cimento CP-V ARI-RS.

Massa unitária (g/cm ³)	0,967
Massa específica (g/cm ³)	2,941

As argamassas de assentamento das vergas foram produzidas em betoneira de eixo vertical. Inicialmente fez-se a mistura de areia e cal com 50% da água estimada para o traço, ficando em repouso durante 24 horas, antes da adição do restante da água e do cimento. O traço em volume foi convertido em massa, baseando-se nos valores de massa unitária dos componentes, conforme indicado na tabela 3.5. Para que o índice de consistência da argamassa ficasse dentro do recomendado pela NBR 13276 (2005) em 260 mm \pm 5 mm, foi adotada uma razão água/cimento igual a 1,0. A Tabela 3.5 mostra as características da argamassa utilizada para a confecção das vergas.

Tabela 3.5 – Traço em massa da argamassa de assentamento, relação água/cimento e índice de consistência adotados.

Traço em volume (cimento:cal:areia)	Traço em massa (cimento:cal:areia)	Fator água/cimento	Índice de consistência (mm)
1:0,5:4	1:0,33:6,35	1,0	255

Foram moldados seis corpos-de-prova de argamassa para cada tipo de verga construída e armazenados no interior do LMCC, sob temperatura e umidade ambiente (Figura 3.3). Os ensaios foram realizados de acordo com a NBR 13279 (2005). A verificação da resistência da argamassa de assentamento utilizada na produção das vergas foi obtida dos ensaios de ruptura por tração na flexão (Figura 3.4) e por compressão axial (Figura 3.5) de corpos-de-prova prismáticos de dimensões 4 cm x 4 cm x 16 cm, rompidos aos 28 dias após a moldagem.



Figura 3.3 – Moldagem dos corpos-de-prova prismáticos de argamassa.



Figura 3.4 – Ensaio de ruptura por tração na flexão dos corpos-de-prova de argamassa.



Figura 3.5 – Ensaio de ruptura por compressão axial dos corpos-de-prova de argamassa.

3.2.3 Graute

Utilizou-se na construção de um tipo de verga, graute com traço em volume, recomendando pela BS 5628-1 (1992), 1:0,05:3:3, para que a resistência à compressão atingisse, aos 28 dias, no mínimo 6,5 MPa.

A areia e a cal empregadas na mistura do graute foram das mesmas amostras utilizadas na produção da argamassa. Foram determinadas a massa específica, segundo a NM 53 (2009), e a massa unitária, segundo a NM 45 (2006), do pedrisco (Tabela 3.6).

Tabela 3.6 – Características físicas do pedrisco.

Massa unitária (g/cm ³)	1,559
Massa específica (g/cm ³)	2,685

A produção do graute foi realizada em betoneira, com areia seca e fator água/cimento de 1,5. O traço em volume foi convertido para massa utilizando-se os valores da massa unitária dos materiais, cuja proporção foi de: 1:0,03:4,76:4,84 (cimento:cal:areia:pedrisco). Para a verificação da resistência à compressão foram moldados cinco corpos-de-prova cilíndricos, com dimensões de 10 cm x 20 cm (diâmetro e altura, respectivamente), seguindo as recomendações da NBR 5738 (2003). O ensaio de ruptura foi baseado nas instruções da NBR 5739 (2007) e ocorreu após 28 dias da moldagem. Os corpos-de-prova foram mantidos em câmara úmida durante esse período.

3.2.4 Prismas

Foram construídos cinco prismas com três fiadas de blocos justapostos, com juntas de argamassa com espessuras regulares de 10 mm. Os blocos de topo foram

capeados previamente com argamassa de cimento e areia (1:1), respeitando-se a espessura máxima de 3 mm. Os prismas ficaram armazenados no interior do laboratório, sob a temperatura e umidade ambiente durante os 28 dias até a realização do ensaio de ruptura por compressão, conforme recomendações da NBR 15812-2 (2010). A Figura 3.6 mostra o ensaio de compressão de prismas de três fiadas.



Figura 3.6 – Ensaio de compressão dos prismas por compressão.

3.3 Execução e ruptura das vergas

O principal objetivo do trabalho foi analisar o comportamento mecânico de vergas constituídas de três formas distintas: um modelo, denominado VL, foi formado por blocos contrafiados e armado com MURFOR® nas duas juntas horizontais; o segundo, denominado VLT, foi formado por blocos contrafiados, armado com MURFOR® nas duas juntas horizontais e com estribos nas juntas verticais; o último, denominado VGL, tinha uma configuração diferente (muito usual em edificações em alvenaria estrutural), formado por blocos “U”, grauteados, e por duas armaduras longitudinais. A Figura 3.7 detalha os três modelos de vergas estudados.

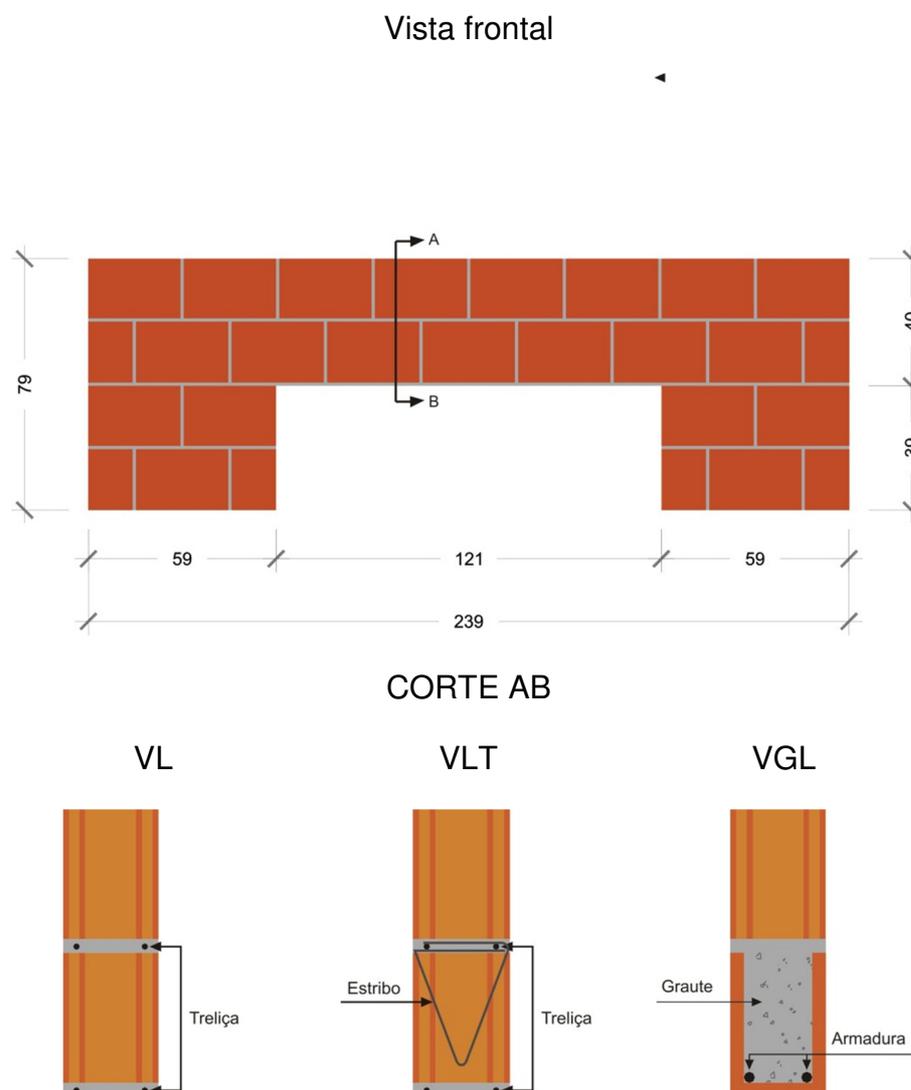


Figura 3.7 – Vista frontal e corte das vergas construídas.

A treliça e o estribo utilizados nos modelos VL e VLT eram em aço galvanizado com fios de 3 e 4 mm de diâmetro, respectivamente, com resistência característica de escoamento de: $f_{yK} = 550$ MPa. A largura das treliças era de 11,5 cm. Nas vergas grauteadas, a armadura longitudinal utilizada era de aço CA-50 e tinha um diâmetro de 8 mm.

As construções das vergas foram executadas em três etapas. Para cada modelo foram construídas cinco vergas, pelo mesmo profissional. As Figuras 3.8 a 3.18 ilustram todo processo de execução de cada verga.



Figura 3.8 – Execução da primeira fiada sobre o vão do modelo VL.



Figura 3.9 – Execução da segunda fiada sobre o vão do modelo VL.



Figura 3.10 – Modelo VL concluído



Figura 3.11 – Execução da primeira fiada sobre o vão do modelo VLT.



Figura 3.12 – Posicionamento do estribo.



Figura 3.13 – Finalização da execução da primeira fiada sobre o vão do modelo VLT.



Figura 3.14 – Execução da segunda fiada sobre o vão do modelo VLT.

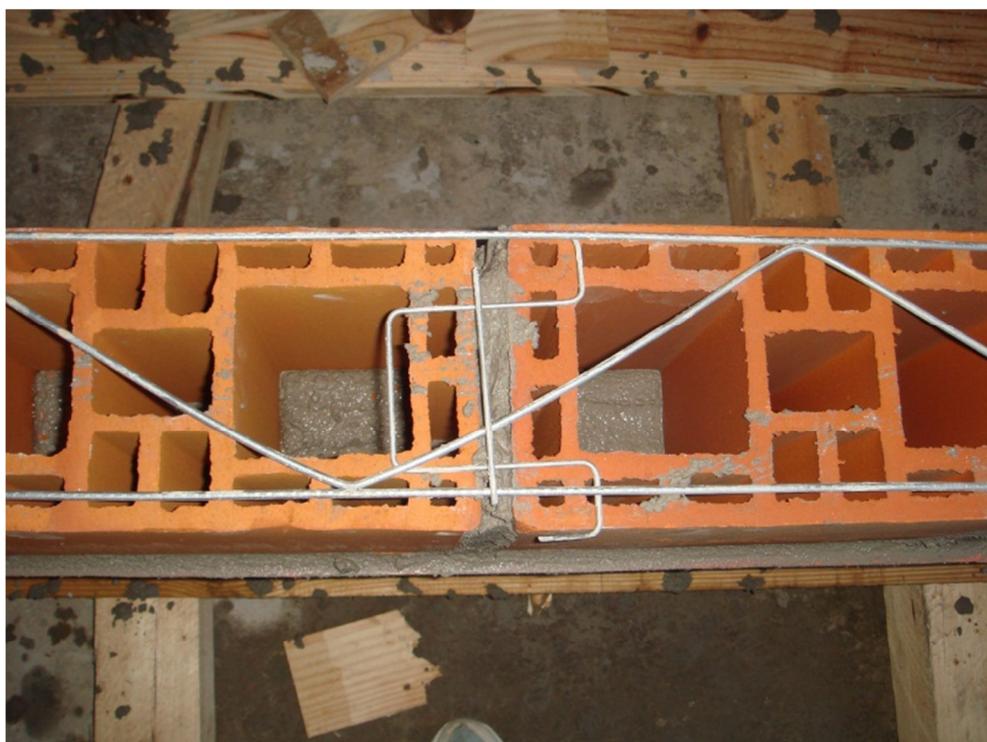


Figura 3.15 – Detalhe da ligação entre o estribo e a treliça.



Figura 3.16 – Detalhe da ligação entre o estribo e a treliça.

As vergas VL e VLT tiveram seus cantos grauteados para evitar o escorregamento da armadura longitudinal.



Figura 3.17 – Execução da verga do modelo VGL.



Figura 3.18 – Detalhe do preenchimento da verga do modelo VGL.

Os ensaios de ruptura das vergas ocorreram aos 28 dias após sua construção. Durante esse período ficaram armazenadas no interior do laboratório, sob a temperatura e umidade ambiente.

Para a determinação da carga de ruptura as vergas foram submetidas a carregamentos concentrados, no terço médio do vão, cuja velocidade de aplicação de força corresponde a uma proporção de tensão de 1,0 MPa/min, seguindo-se as recomendações da NBR 12142 (2010). As flechas foram medidas no meio do vão com relógio analógico, modelo Mitutoyo de resolução 0,01 mm. As Figuras 3.19 e 3.20 ilustram a realização do ensaio.

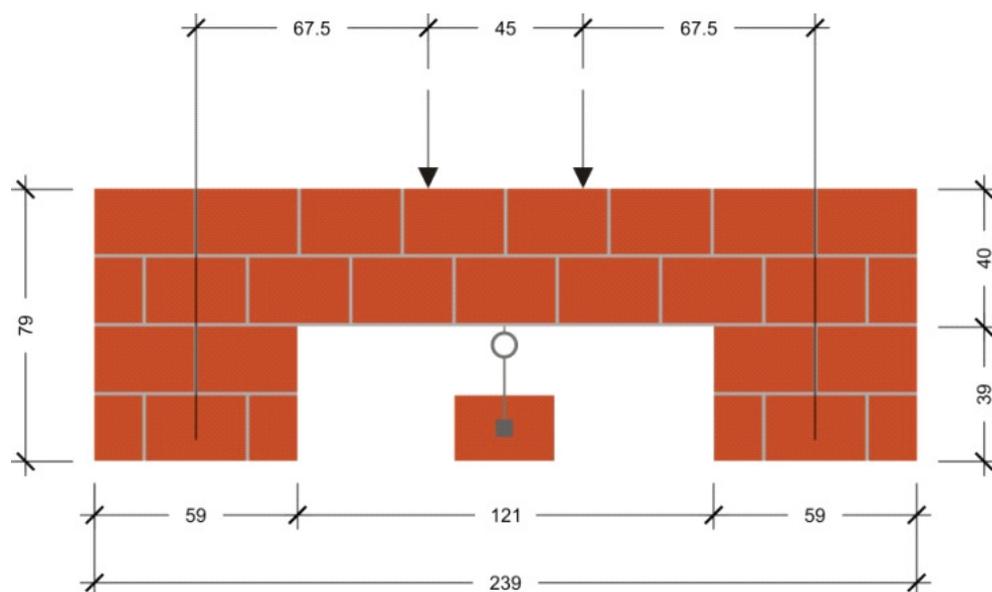


Figura 3.19 – Esquema geral do ensaio de ruptura das vergas.



Figura 3.20 – Esquema geral do ensaio de ruptura das vergas.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 Resultados dos ensaios de caracterização dos materiais

4.1.1 Blocos

Nas Tabelas 4.1, 4.2 e 4.3 são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização geométrica, física e mecânica dos blocos cerâmicos utilizados para a confecção dos prismas e vergas.

Tabela 4.1 – Resultados das características geométricas dos blocos cerâmicos vazados.

	Largura (mm)	Altura (mm)	Comprimento (mm)
Dimensão nominal	140,0	190,0	290,0
Dimensão real média	140,9	191,3	288,8
Desvio padrão	0,1	0,9	0,5
Coefficiente de variação (%)	0,07	0,48	0,19

Observa-se pequena variação dimensional dos blocos amostrados, tolerável segundo recomendações da NBR 15270-2 (2005), que define, como limites aceitáveis, o intervalo de ± 3 mm para dimensões médias em relação às medidas nominais.

Tabela 4.2 – Resultados das análises físicas dos blocos cerâmicos vazados.

	Área líquida (cm ²)	Área bruta (cm ²)	Índice de absorção 24 h (%)	Índice de absorção inicial (g/193,55·cm ²)/min
Média	155,0	406,4	9,84	26,2
Desvio padrão	0,7	0,8	0,3	6,1
Coeficiente de variação (%)	0,44	0,19	3,04	23,21

O valor da absorção de água 24 h obtidos nos ensaios ficou dentro dos limites dos valores recomendados pela NBR 15270-2 (2005) de 8 a 22%. Em relação ao índice de absorção de água inicial (AAI), a NBR 15270-3 (2005) sugere que blocos cerâmicos com taxa de absorção superiores a (30 g/193,55 cm²)/min necessitam ser umedecidos antes do assentamento. Dessa forma, de acordo com os resultados mostrados na Tabela 4.2, pode-se concluir que não existe a necessidade da molhagem dos blocos, pois os valores ficaram abaixo do limite estabelecido na NBR 15270-3 (2005).

Tabela 4.3 – Resultado da análise mecânica dos blocos cerâmicos vazados.

	Resistência à compressão em relação à área líquida (MPa)	Resistência à compressão em relação à área bruta (MPa)
Média	26,24	10,01
Desvio padrão	3,64	1,39
Coeficiente de variação (%)	13,87	

4.1.2 Argamassa de assentamento

Nas Tabelas 4.4 e 4.5 são apresentados os resultados das características mecânicas da argamassa de assentamento utilizada para confecção das vergas.

Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios de ruptura por tração na flexão e por compressão axial dos corpos-de-prova de argamassa.

	Resistência à flexão (Mpa)	Resistência à compressão (MPa)
Média	2,42	6,47
Desvio padrão	0,40	1,13
Coefficiente de variação (%)	16,51	17,49

4.1.3 Graute

Na Tabela 4.5 são apresentados os resultados da resistência à compressão do graute utilizado no modelo de verga VGL, juntamente com os dados estatísticos.

Tabela 4.5 – Resultados dos ensaios de compressão axial dos corpos-de-prova de graute.

	Tensão de ruptura por compressão (MPa)
Média	6,94
Desvio padrão	0,72
Coefficiente de variação (%)	10,33

4.1.4 Prismas

A Tabela 4.6 resume os resultados do ensaio de ruptura à compressão dos prismas juntamente com os dados estatísticos.

Tabela 4.6 – Resultados dos ensaios de compressão axial dos prismas.

	Resistência à compressão (MPa)
Média	4,23
Desvio padrão	0,74
Coefficiente de variação (%)	17,52

4.2 Resultados dos ensaios de ruptura das vergas

4.2.1 Modo de ruptura dos modelos

Os modos de rupturas das vergas foram bastante semelhantes. Nos modelos VL1, VL2 e VL4, além de fissuras verticais nos blocos próximos a um dos pontos de aplicação da força, ocorreu destacamento na interface bloco e junta, de maneira inclinada na direção do canto esquerdo do vão. No modelo VL3 foi observada fissurações na diagonal, na interface bloco e junta. No modelo VL5, além do esmagamento do bloco sob a aplicação de umas das forças, ocorreu destacamento na interface bloco/junta, de maneira inclinada, em direção a ambos os cantos do vão. Em nenhum dos referidos modelos foram observadas fissuras no meio vão. As Figuras 4.1 a 4.5 ilustram os modos de ruptura das vergas do tipo VL.

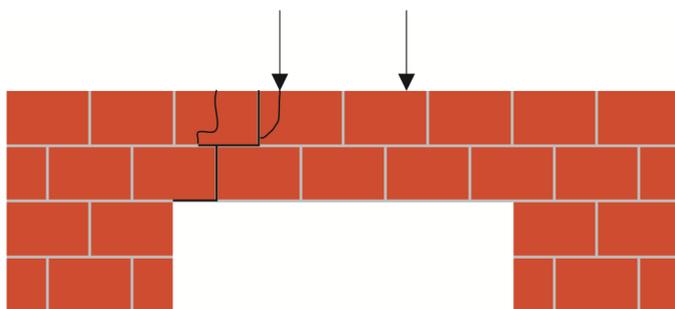


Figura 4.1 – Modo de ruptura do modelo VL1.

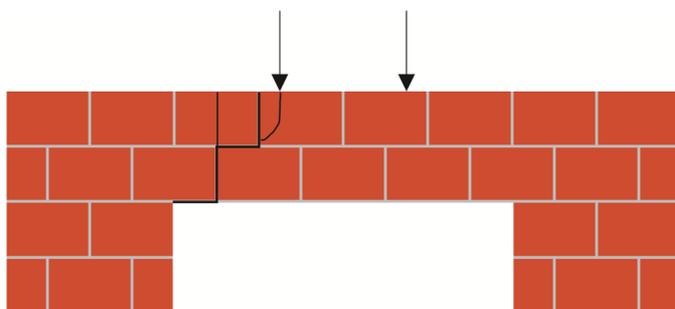


Figura 4.2 – Modo de ruptura do modelo VL2.

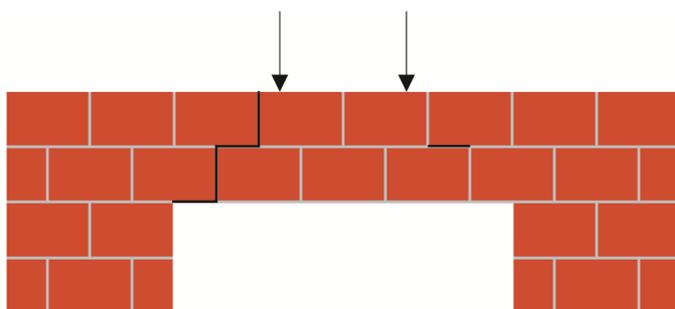


Figura 4.3 – Modo de ruptura do modelo VL3.

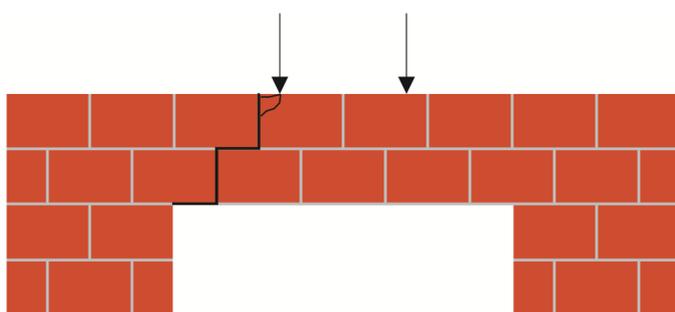


Figura 4.4 – Modo de ruptura do modelo VL4.

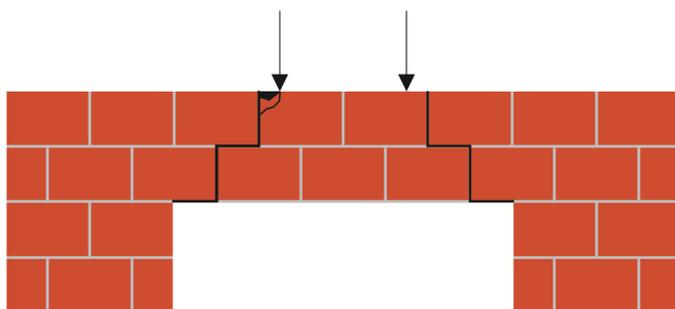


Figura 4.5 – Modo de ruptura do modelo VL5.

Nos modelos de vergas VLT1 e VLT2, além de fissuras diagonais, nos blocos próximos a um dos pontos de aplicação da força e verticais, em blocos situados na base esquerda da verga, ocorreu destacamento na interface bloco e junta, de maneira inclinada, em direção ao canto direito do vão. No modelo VLT3 ocorreu ruptura localizada do bloco junto a um dos pontos de aplicação da força concentrada, não alcançando nível de fissuração visível. Os modelos VLT4 e VLT5 apresentaram modo de ruptura idêntico, com esmagamento do bloco sob a aplicação de uma das forças e fissuração diagonal em blocos e juntas na direção do canto esquerdo do vão. Em nenhum dos referidos modelos foram observadas fissuras no meio vão. As Figuras 4.6 a 4.10 ilustram os modos de ruptura das vergas do tipo VLT.

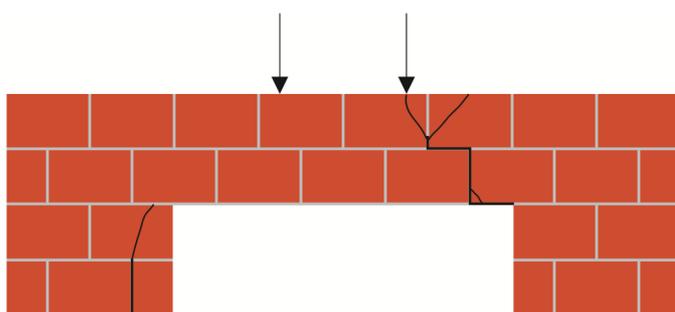


Figura 4.6 – Modo de ruptura do modelo VLT1.

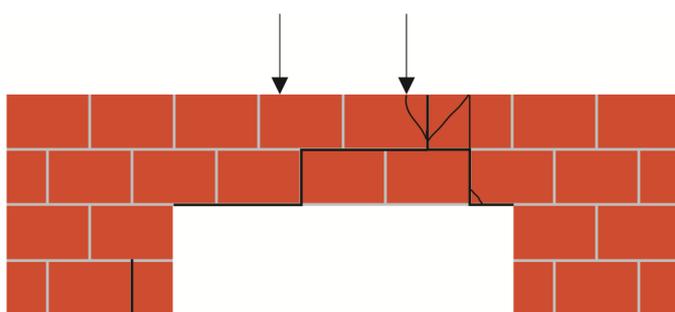


Figura 4.7– Modo de ruptura do modelo VLT2.

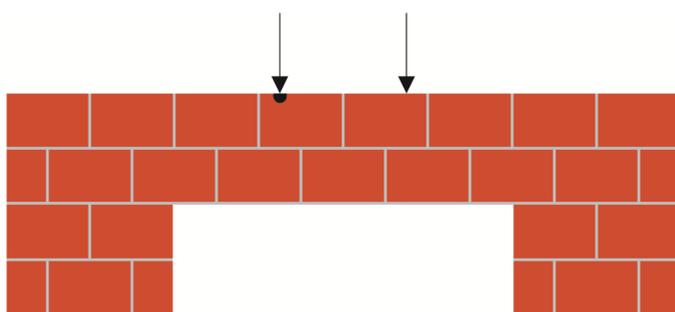


Figura 4.8 – Modo de ruptura do modelo VLT3.

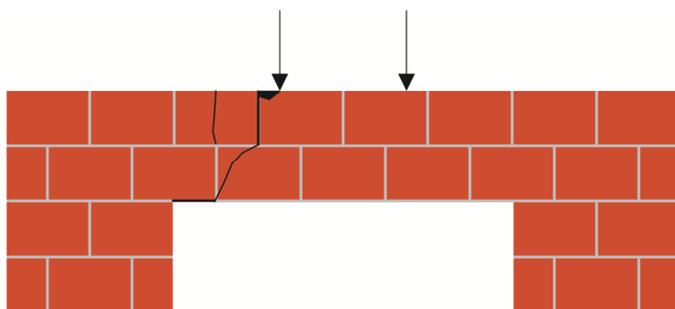


Figura 4.9 – Modo de ruptura do modelo VLT4.

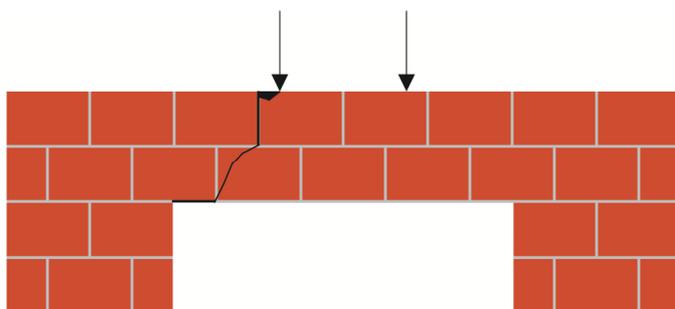


Figura 4.10 – Modo de ruptura do modelo VLT5.

O modelo de verga VGL1 apresentou ruptura localizada do bloco junto a um ponto de aplicação da força concentrada, não alcançando o nível de fissuração visível, em virtude da maior rigidez da verga grauteada e da ruptura “precoce” do elemento ensaiado (o nível de carregamento foi inferior ao esperado), foi incluído um dispositivo para distribuição das forças concentradas em uma pequena área, ilustrada a seguir.

Por conseguinte, no modelo VGL2, o bloco sob um dos pontos de aplicação da força foi esmagado e manifestou fissuras verticais nas paredes externas.

Nos modelos de vergas VGL3 e VGL4, além de fissuras verticais nos blocos próximos a um dos pontos de aplicação da força, ocorreu destacamento da interface bloco/junta e fissuração no graute, de forma diagonal, em direção ao canto esquerdo do vão. No modelo de verga VGL3 observou-se, ainda, o surgimento de fissuras verticais nos blocos da base da verga e horizontais no graute. O modelo de verga

VGL5 apresentou ruptura localizada do bloco junto a um dos pontos de aplicação da força concentrada e fissuras horizontais no graute.

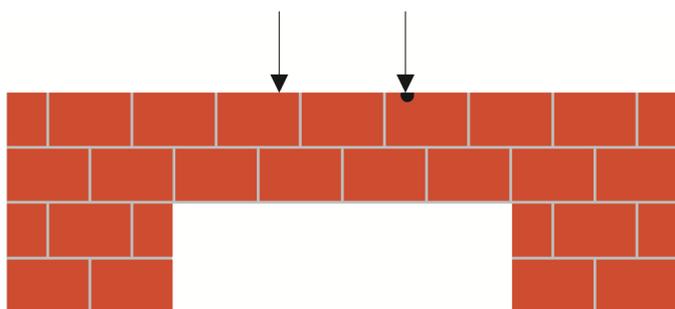


Figura 4.11 – Modo de ruptura do modelo VGL1.

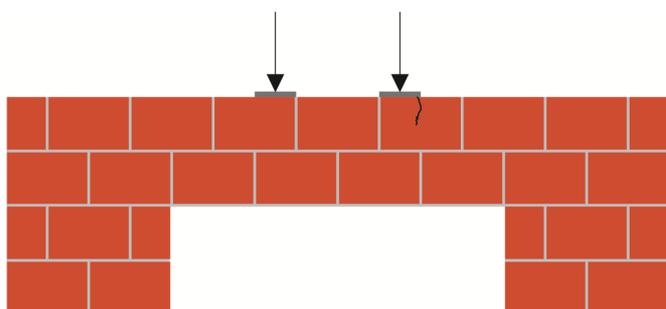


Figura 4.12 – Modo de ruptura do modelo VGL2.

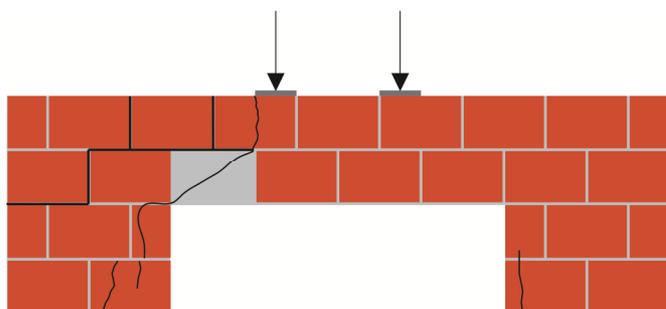


Figura 4.13 – Modo de ruptura do modelo VGL3.

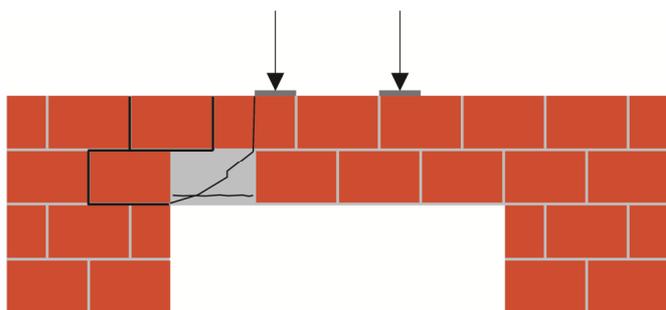


Figura 4.14 – Modo de ruptura do modelo VGL4.

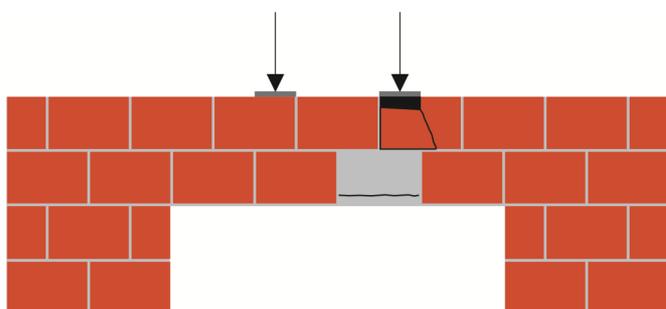


Figura 4.15 – Modo de ruptura do modelo VGL5.

4.2.2 Deslocamentos obtidos

Os deslocamentos foram medidos no centro do vão dos corpos-de-provas para verificar a aceitabilidade sensorial prescrita pela NBR 6118 (ABNT, 2003), que limita o deslocamento limite em $l/250$, para elementos estruturais. Sendo o vão de 121 cm, a flecha máxima admissível é 4,8 mm. As Figuras 4.16 a 4.18 mostram os valores de flecha mensurados.

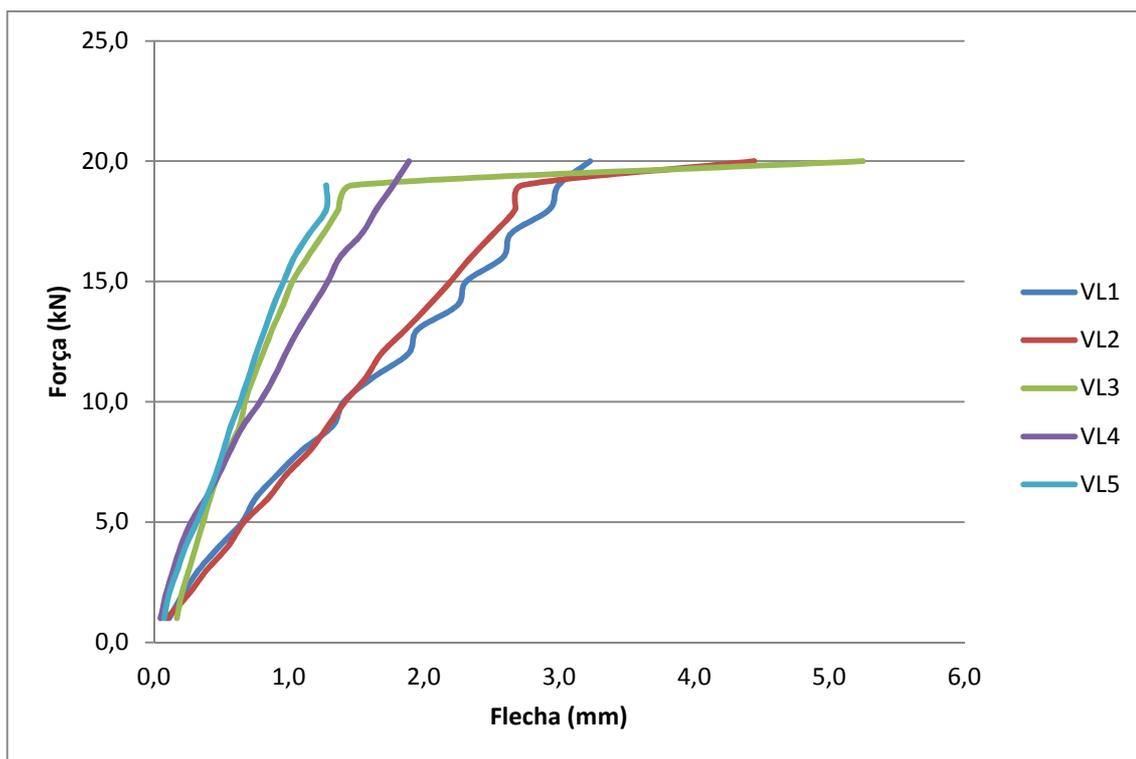


Figura 4.16 – Força x flecha para os modelos VL.

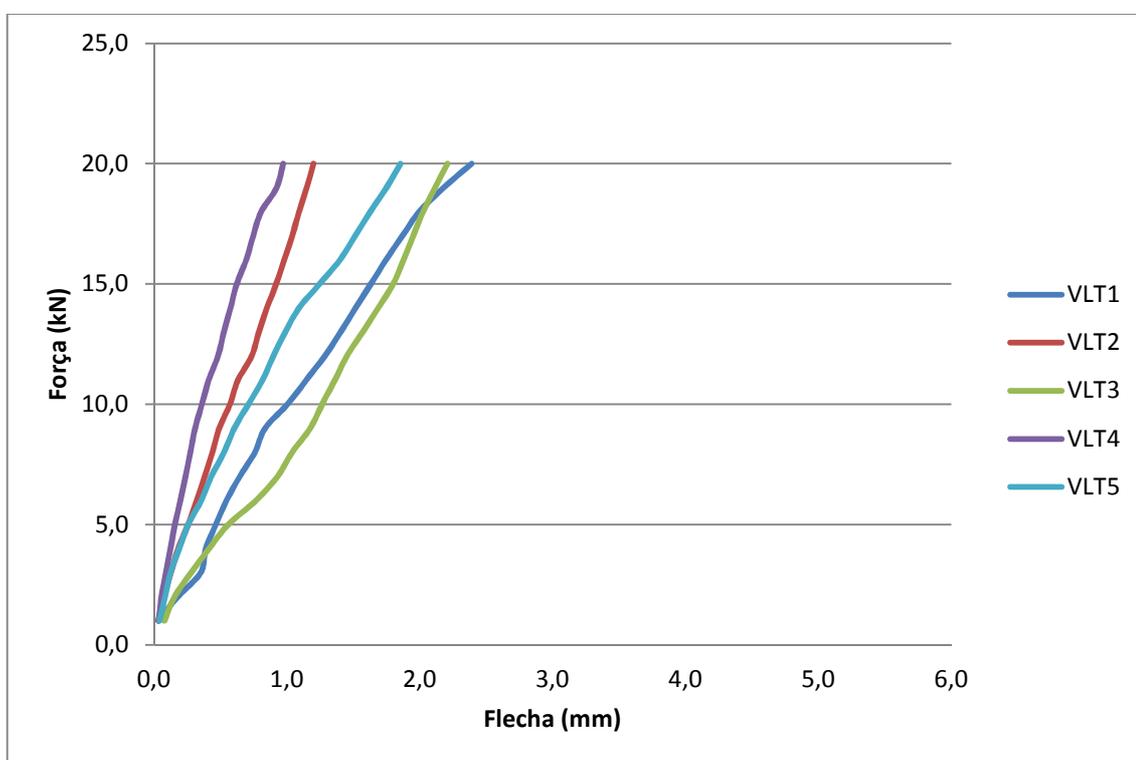


Figura 4.17 – Força x flecha para os modelos VLT.

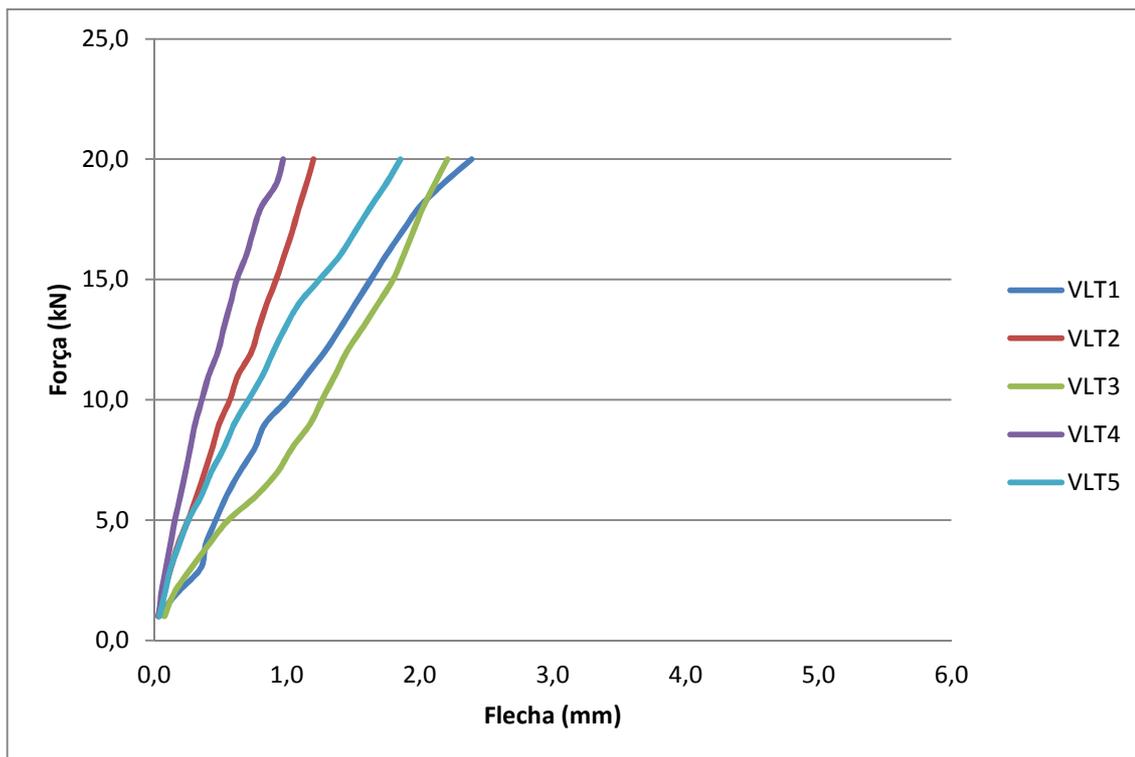


Figura 4.18 – Força x flecha para os modelos VGL.

4.2.3 Análise estatística dos valores de resistência das vergas

Antes de comparar e comentar a diferença de capacidade de suporte dos modelos será realizada uma comparação múltipla entre as médias de resistência dos modelos por meio de testes estatísticos, aplicando-se a análise de variância (ANOVA) e o Teste de Duncan. Segundo Prudêncio Jr. (1986), quando é feita uma comparação entre médias de amostras, existe um erro embutido por se tratar de variáveis aleatórias. Então, é correto levar em consideração a variabilidade dos dados que geraram cada média e estabelecer níveis de confiabilidade para poder concluir se existe ou não diferença significativa entre os valores médios em questão. Para Costa Neto (1977) a análise de variância (ANOVA) é um método suficientemente poderoso para poder identificar diferenças entre as médias. Segundo Fonseca e Martins (1982) este método indica a aceitação ou rejeição da hipótese de igualdade das médias. Se a hipótese de igualdade for rejeitada, se

admite que pelo menos uma das médias é diferente das demais. No entanto, a ANOVA não indica quais médias são diferentes das demais.

Existem alguns testes estatísticos que solucionam essa questão. Oliveira (2008) cita alguns desses métodos com destaque para os testes de Tukey e de Duncan. Apesar do teste de Tukey ser preciso e de uso simples (quando o número de repetições entre tratamentos são iguais), o teste de Duncan indica os resultados significativos em casos que o teste de Tukey não permite obter significação estatística.

A aplicação da ANOVA tem por base a distribuição “F” de Snedecor e será empregada para o caso de um fator com k com níveis fixos. Neste caso, as hipóteses a serem testadas são:

$$H_0: \mu_1 = \mu_2 = \dots = \mu_k \quad (4.1)$$

onde

μ_j : média dos grupos;

$$H_0: \mu_j \neq 0; \text{ para algum } j \quad (4.2)$$

sendo

μ_j : média dos grupos;

A Tabela 4.7 resume os resultados dos ensaios das forças últimas médias de ruptura das vergas que serão tratados estatisticamente.

Tabela 4.7 – Resultados dos ensaios das forças últimas médias de ruptura das vergas.

Séries		Força última de ruptura (kN)
VL	Média	22,90
	Desvio padrão	5,48
	Coeficiente de variação (%)	23,94
VLT	Média	36,10
	Desvio padrão	8,20
	Coeficiente de variação (%)	22,72
VLG	Média	67,00
	Desvio padrão	9,66
	Coeficiente de variação (%)	14,42

Sabendo-se que para cada série houve cinco (5) repetições, é possível realizar a análise de variância e concluir se existe ou não diferença significativa entre as médias. A Tabela 4.8 traz os valores obtidos com a aplicação da ANOVA.

Tabela 4.8 – Análise da variância das forças máximas de ruptura das vergas (com 95% de confiabilidade).

Fonte da variação	SQ	GDL	MQ	F_{calc}	$F_{\alpha(2,12)}$
Entre grupos	5123,10	2	2561,55	40,29	3,89
Dentro dos grupos	763,03	12	63,59		
Total	5886,13	14	420,44		

Como $F_{\text{calc}} > F_{\alpha}$, a hipótese H_0 pode ser rejeitada, ou seja, existe diferença significativa, de pelo menos, em uma média. Para se determinar qual ou quais médias possuem diferença significativa se utilizará o teste de Duncan.

O teste de Duncan assim como o teste de Tukey baseia-se na amplitude total estudentizada (studentized range), porém é mais trabalhoso, porque exige o cálculo de diversas diferenças mínimas significantes. Para aplicar o teste de Duncan é preciso ordenar as médias, calcular a diferença mínima significativa (d.m.s.) e comparar a maior média com a menor. No conjunto ordenado das médias, a comparação entre a maior e a menor média corresponde a um intervalo que abrange todas as k médias. Se a diferença entre a maior e a menor média é significativa, calcula-se outra diferença mínima significativa agora para comparar médias em um intervalo abrangendo $k - 1$ médias, e assim por diante.

Então, aplicando-se os procedimentos descritos:

- a) médias das forças de máximas médias de ruptura em ordem crescente:
22,90, 36,10, 67,00 kN;
- b) determinação do desvio padrão das médias $S_{\bar{x}}$:

$$S_{\bar{x}} = \frac{S}{\sqrt{n_h}} = 3,566 \quad 4.3$$

$$S = \sqrt{MQR} = 7,97 \quad 4.4$$

$$\frac{1}{n_h} = \frac{\sum \frac{1}{n_i}}{k}; n_k = 5 \quad 4.5$$

sendo

MQR a média dos quadrados dos resíduos;

k = número de grupos;

n_i = número de elementos de cada grupo;

n_h = média harmônica entre os n_i .

c) determinação das mínimas diferenças significativas entre as médias para que elas sejam consideradas diferentes R_k :

$$R_k = S_{\bar{x}} \cdot r_k \quad 4.6$$

sendo

r_k – índice dado pela tabela “Studentized Range”, que depende dos graus de liberdade de $S_{\bar{x}}$ e do nível de significância (adotado como 0,05).

Tabela 4.9 – Valores de r_k e R_k .

	GDL = N – k = 12	
Número de grupos	2	3
r_k	3,081	3,770
R_k	10,99	13,44

d) comparação das diferenças entre as médias ordenadas com os valores de R_k :

Tabela 4.10 – Resultados da aplicação do método de Duncan.

Vergas	Diferença entre as médias	Comparações	Conclusão
VLG - VL	44,1	13,44	DS
VLG - VLT	30,90	10,99	DS
VLT - VL	13,20	10,99	DS

A Tabela 4.10 mostra que todas as médias têm diferença significativa (DS). A confirmação da diferença entre os resultados obtidos permite analisar os modelos ensaiados de forma distinta. Desse modo, é possível realizar uma comparação entre as médias das forças de ruptura e observar a variação percentual, como indicado na Figura 4.19 e na Tabela 4.11.

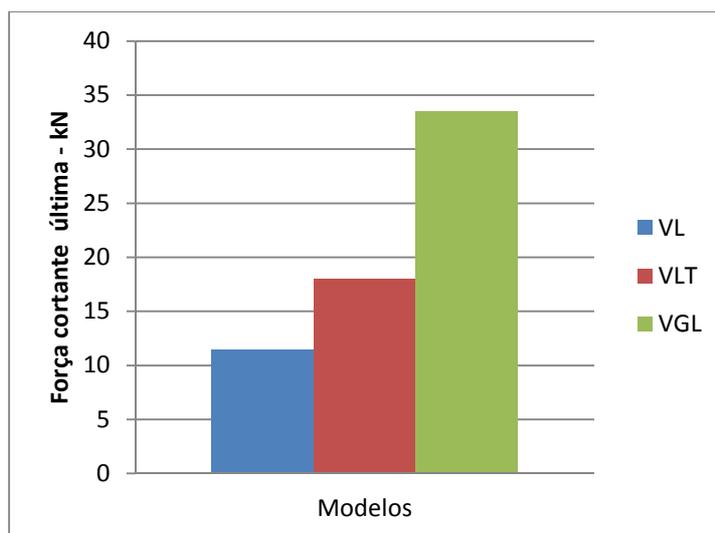


Figura 4.19 – Valores médios da força cortante última dos modelos.

Tabela 4.11 – Razão entre as forças de ruptura de cada modelo.

Relação entre o valor da força cortante resistente	Diferença percentual
VLT/VL	158%
VGL/VL	293%
VGL/VLT	186%

4.2.4 Análise das forças atuantes sobre uma verga de projeto e comparação com os resultados experimentais

Com o intuito de avaliar a potencialidade de aplicação das treliças MURFOR® nas vergas em paredes de alvenaria estrutural, será estudada a planta de um apartamento, que integra uma edificação com 11 pavimentos, e contém paredes com esquadrias de 1,21 m de vão. As Figuras 4.17 a 4.18 ilustram a planta em análise.

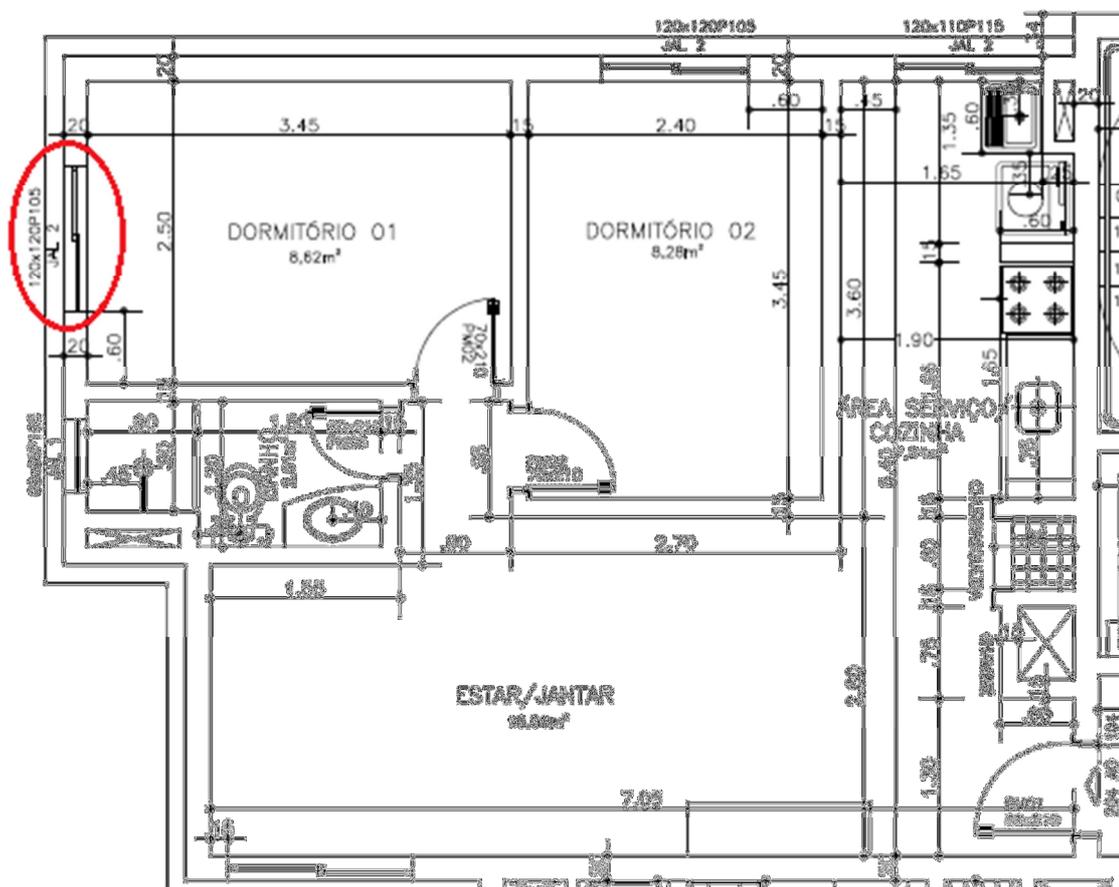


Figura 4.20 – Planta baixa arquitetônica do apartamento.

FONTE: Projeto de Atilio Tramontini Arquitetura, Condomínio Jardim Araucária, Passo Fundo, RS.

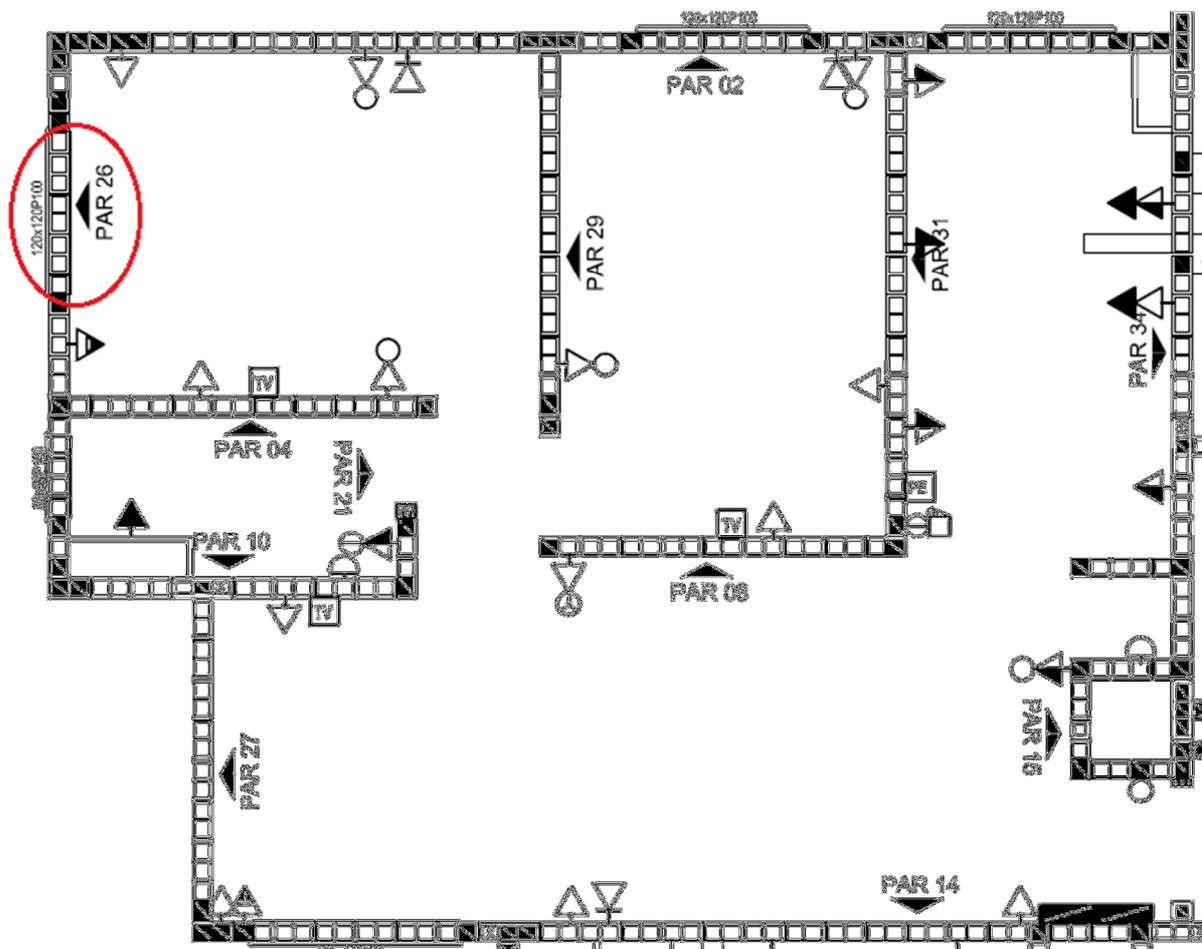


Figura 4.21 – Planta de primeira fiada da alvenaria.

FONTE: Projeto da Engenharia e Consultoria DMarco, Condomínio Jardim Araucária, Passo Fundo, RS.

Será realizada uma verificação de todas as forças verticais atuantes sobre a parede número 26, que recebe a contribuição de uma laje retangular com dimensões de 2,50 m x 3,45 m. A Figura 4.19 mostra a elevação da parede 26

PAREDE 26
ESCALA 1:50

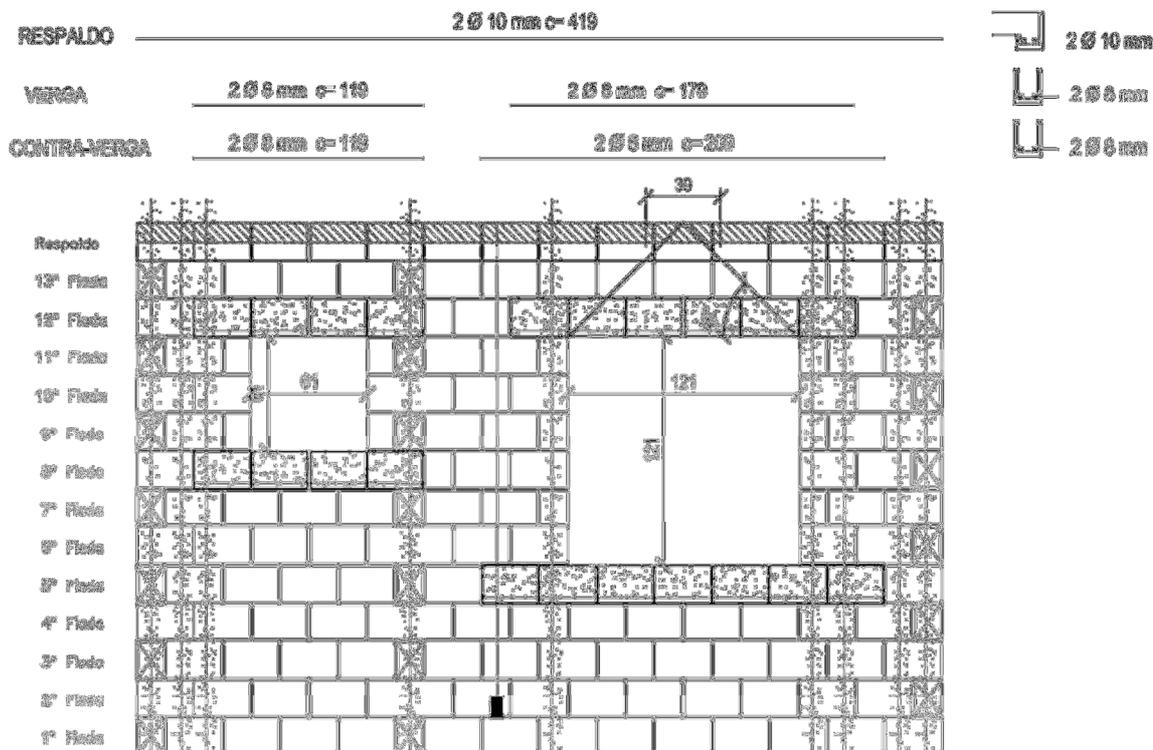


Figura 4.22 – Planta de elevação da parede 26.

FONTE: Projeto da Engenharia e Consultoria DMarco, Condomínio Jardim Araucária, Passo Fundo, RS.

O projeto estrutural prevê o uso de blocos cerâmicos de paredes maciças (para os andares inferiores) e vazados (para os pavimentos superiores) e laje maciça com 10 cm de espessura. Serão adotados os seguintes valores de peso específico dos materiais:

- parede de alvenaria com bloco maciço: $18,00 \text{ kN/m}^3$ (NBR 6120: 1980);
- concreto armado: $25,00 \text{ kN/m}^3$ (NBR 6120: 1980);
- revestimento das lajes: $1,00 \text{ kN/m}^2$.

Para o cálculo da reação de apoio da laje sobre a parede 26, foi adotada a recomendação da NBR 6118 (ABNT, 2007), que permite calcular as cargas atuantes de acordo com os triângulos e trapézios determinados pelas charneiras plásticas, considerando, de maneira aproximada, as cargas uniformemente distribuídas sobre os elementos de apoio. A Figura 4.23 ilustra a metodologia utilizada.

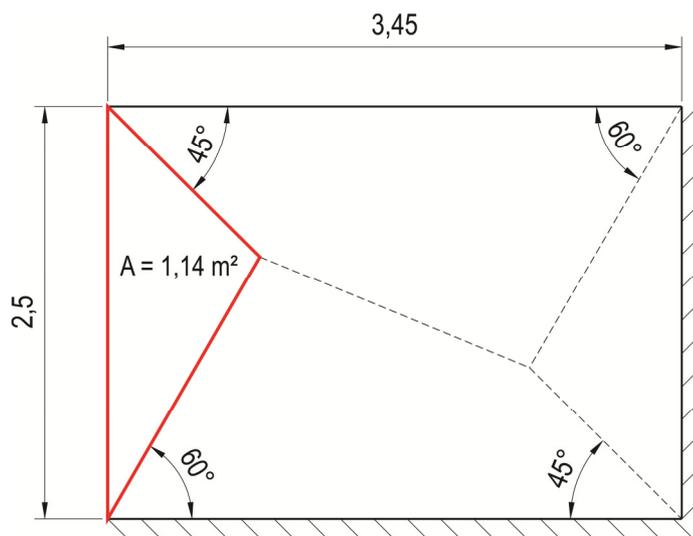


Figura 4.23 – Área de contribuição das cargas da laje incidentes sobre a parede em estudo.

Dessa forma os valores das cargas permanentes atuantes sobre a parede 26 são:

$G_{alv} = 18,00 \text{ kN/m}^3 \times 0,20 \text{ m} \times 2,60 \text{ m} = 9,36 \text{ kN/m}$ (não foi descontada a área da abertura)

$$G_{laje} = (25,00 \text{ kN/m}^3 \times 0,10 \text{ m} + 1,00) \text{ kN/m}^2 \times (1,14 \text{ m}^2 / 2,5 \text{ m}) = 1,60 \text{ kN/m}$$

O valor considerado para carga acidental será de $2,00 \text{ kN/m}^2$ (NBR 6120:1980). O valor da carga acidental incidente sobre a parede 26 é:

$$Q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2 \times (1,14 \text{ m}^2 / 2,5 \text{ m}) = 0,91 \text{ kN/m}$$

Assim o carregamento total atuante sobre a parede 26 é:

$$G_k + Q_k = 9,36 + 1,60 + 0,91 = 11,87 \text{ kN/m}$$

No entanto, somente a parcela das forças contida no triângulo isósceles indicado na Figura 4.24 é considerada para dimensionar a verga, como prescreve a NBR 15812:1 (ABNT, 2010). Dessa forma, a carga concentrada incidente equivale a:

$$F_k = 11,87 \text{ kN/m} \times 0,39 \text{ m} = 4,63 \text{ kN}$$

O valor da força cortante é:

$$V_t = 2,32 \text{ kN}.$$

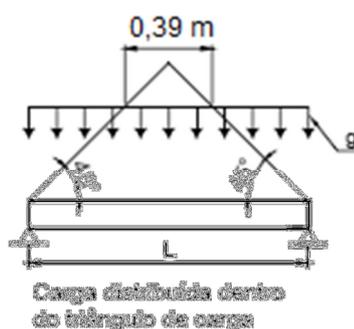


Figura 4.24 – Parcela da carga distribuída que a verga da parede 26 deve suportar.

A Tabela 4.13 compara os resultados experimentais das forças cortantes com o valor teórico V_t calculado. A Tabela 4.12 resume os valores obtidos nos testes.

Tabela 4.12 – Valores médios das forças de ruptura e as respectivas forças cortantes últimas dos modelos testados.

Modelos de vergas	Força de ruptura (kN)	Força cortante de ruptura (kN)
VL	22,90	11,45
VLT	36,10	18,05
VGL	67,00	33,50

Tabela 4.13 – Comparação entre os valores médios das forças cortantes últimas obtidas experimentalmente e a força cortante de projeto.

Força cortante experimental x teórica	Diferença percentual
VL/V_{Td}	493%
VLT/V_{Td}	778%
VGL/V_{Td}	1444%

4.2.5 Verificação do valor teórico da força cortante última, seguindo prescrições do Eurocode 6 – part 1 (2005) e da NBR 15812-1 (ABNT, 2010)

As normas supracitadas fornecem orientações para o dimensionamento de elementos submetidos à força cortante. Com o intuito de verificar se os valores obtidos experimentalmente são compatíveis com os recomendados, será aplicada a formulação prescrita e comparados os resultados. Ressalta-se que a resistência característica da alvenaria, citada nas duas normas, se aplica para vergas grauteadas; os cálculos para os modelos VG e VGL serão incluídos apenas para observação. A Tabela 4.14 resume as características das vergas necessárias para a análise.

Tabela 4.14 – Características físicas e mecânicas dos modelos em análise.

Característica	VL	VLT	VGL
Seção transversal (cm ²)	294,00	294,00	294,00
Largura da seção b (cm)	14,00	14,00	14,00
Altura útil d (cm)	21,00	21,00	19,00
Distância da carga concentrada ao apoio a_v (cm)	38,00	38,00	38,00
$2d/a_v$	1,11	1,11	1,00
Armadura de flexão A_s (mm ²)	50,00	50,00	100,50
Armadura de cortante A_{sw} (mm ² /m), $\alpha = 90^\circ$, $s = 30$ cm, $f_{yk} = 550$ MPa	0,00	47,12	0,00
Taxa geométrica da armadura de flexão ρ (%)	0,17	0,17	0,342
Força média de ruptura (kN)	22,90	36,10	67,00
Força cortante última V_u (kN)	11,45	18,05	33,50

A partir dos parâmetros acima descritos, será verificado, primeiramente, o valor da força cortante máxima teórica, seguindo as recomendações do EUROCODE 6 (EN, 2005), que relaciona a resistência característica ao cisalhamento da alvenaria com a resistência à compressão do graute. Como a classe de resistência do graute

utilizado no estudo experimental foi inferior aos valores tabelados na norma em tese, se adotou um valor proporcional de resistência ao cisalhamento de 0,20 MPa. A Tabela 4.15 sintetiza os resultados das expressões.

Tabela 4.15 – Valor da força cortante última, segundo o EUROCODE 6 (EN, 2005).

Tipo	f_{vk} (MPa) limite	V_{ut1} (resistido pela alvenaria, kN)	V_{ut} (resistido pela alvenaria e estribos, kN)
VL	0,2	5,88	–
VLT	0,2	5,88	10,33
VGL	0,2	5,32	–

A metodologia proposta pela NBR 15812-1 (ABNT, 2010) limita a resistência característica ao cisalhamento da alvenaria a 0,7 MPa. No entanto, devido a baixa resistência do graute, se adotou também valor de 0,2 MPa. A Tabela 4.16 sintetiza os resultados das expressões.

Tabela 4.16 – Valor da força cortante última, segundo a NBR 15812-1 (ABNT, 2010).

Tipo	$(2d/a_v) \cdot f_{vk}$ (MPa)	f_{vk} (MPa) limite	V_{ut1} (resistido pela alvenaria – kN)	V_{ut} (resistido pela alvenaria e estribos – kN)
VL	0,42	0,2	5,88	–
VLT	0,42	0,2	5,88	8,34
VGL	0,41	0,2	5,32	–

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 Conclusões

A análise da ruptura dos três tipos de vergas permitiram concluir:

1) Os deslocamentos máximos, em todos os modelos, atenderam às recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2007), não apresentando, portanto, flechas excessivas provocadas pelo momento fletor.

2) Os modos de ruptura dos modelos de vergas VL, VLT e VGL indicaram ruptura basicamente pela força cortante. A fissuração diagonal, em direção aos apoios, cortando os blocos (indicando que a sua resistência à tração foi ultrapassada) ou ao longo das juntas de argamassa (indicando que a tensão de aderência na interface bloco-argamassa foi superada).

3) Houve um aumento na resistência à força cortante do modelo VLT em relação ao modelo VL de 57,64 %, o que confirma que a inserção da armadura de grampo nas juntas verticais melhorou o desempenho da verga.

4) A análise comparativa dos resultados experimentais com os dados adotados de um projeto específico mostrou que existe potencialidade no uso das armaduras MURFOR®, uma vez que as vergas do modelo VL apresentaram capacidade de suporte 393% superior ao valor de projeto e as vergas do modelo VLT, 678%. Vale ressaltar que não foram considerados nos percentuais comparativos coeficientes de majoração de força e de minoração de resistência. Mais estudos são necessários para confirmar a eficiência e a segurança da técnica a fim de torná-la prática corrente nas obras em Alvenaria Estrutural.

5) A eficiência do modelo convencional grauteado foi elevada em comparação com os modelos VLT e VL. A diferença na capacidade de suporte entre

a grauteada VGL foi 85,60% maior que o modelo VLT e 192,58% maior que o modelo VL. Em comparação com o valor do esforço cortante atuante sobre a verga de projeto, o modelo VGL é 1344% mais resistente. Vergas grauteadas são consagradas no sistema construtivo em Alvenaria Estrutural, mas sua utilização reduz a produtividade na execução de paredes com aberturas, principalmente, em obras de grande porte e com número elevado de esquadrias. Dessa forma, a inserção de armaduras nas juntas de assentamento configura uma alternativa racionalizada, quando a edificação tem aberturas pequenas (menores que 1,20 m) compartimentos pequenos e sem incidência de carregamentos elevados sobre as lajes.

6) Por meio do estudo comparativo do dimensionamento de vergas ao cisalhamento, utilizando as prescrições propostas pelo código europeu e pelo brasileiro, se observou que as duas metodologias resultaram valores conservadores para o dimensionamento de vergas grauteadas, e valores mais aproximados aos valores experimentais para o dimensionamento de vergas com armadura nas juntas, embora o valor de referência da força cortante resistida somente pela alvenaria seja oriundo de ensaios com vergas grauteadas.

5.2 Recomendações para trabalhos futuros

Como proposta para futuros trabalhos, sugere-se:

- realização de mais ensaios semelhantes;
- realização de ensaios com modelos de vergas com vãos maiores e utilizando-se argamassas mais resistentes;
- desenvolvimento de análises numéricas do comportamento mecânico de vergas em alvenaria estrutural armadas nas juntas de assentamento;
- elaboração de uma metodologia de dimensionamento para vergas armadas nas juntas de assentamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro. 2003. 6p

_____.**NBR 5739**: Concreto – Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro. 2007. 9p.

_____.**NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro. 2007. 221p.

_____.**NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro. 1980. 6p.

_____.**NBR 8522**: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro. 2008. 16p.

_____.**NBR 12142**: Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro. 2010. 5p.

_____.**NBR 13276**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Preparo da mistura e determinação do índice de consistência. Rio de Janeiro. 2005. 3p.

_____.**NBR 13279**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro. 2005. 9p.

_____.**NBR 15270-2**: Componentes Cerâmicos – Parte 2: blocos cerâmicos para alvenaria estrutural - terminologia e requisitos. Rio de Janeiro. 2005. 11p.

_____.**NBR 15270-3**: Componentes Cerâmicos – Parte 3: blocos cerâmicos para alvenaria estrutural e de vedação – métodos de ensaio. Rio de Janeiro. 2005. 27p.

_____.**NBR 15812-1**: Alvenaria Estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro. 2010. 41p.

_____. **NBR 15812-2**: Alvenaria Estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro. 2010. 28p.

ASSOCIACIÓN MERCOSUR DE NORMALIZACIÓN. **NM 23**: Cimento portland - Determinação e massa específica. 2000. 5p.

_____. **NM 45**: Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios. 2006. 8p.

_____. **NM 52**: Agregado miúdo – Determinação de massa específica e massa específica aparente. 2009. 6p.

_____. **NM 53**: Agregado graúdo – Determinação de massa específica e massa aparente. 2009. 8p.

_____. **NM 248**: Agregados – Determinação da composição granulométrica. 2001. 6p.

ALEXANDRE, I. F. **Manifestações patológicas em empreendimentos habitacionais de baixa renda executados em alvenaria estrutural**: uma análise da relação de causa e efeito. 2008. 169 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2008.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BSI 5628 – Part 1**: code of practice for use of masonry: structural use of unreinforced masonry. London, 1992. 58 p.

_____. **BSI 5628 – Part 2**: code of practice for use of masonry: structural use of reinforced and prestressed masonry. London, 1995. 49 p.

CHEEMA, T. S. S; KLINGNER, R. E. **Compressive strength of concrete masonry prisms**. In: American Concrete Institute Journal. January-February. p.88-97. 1986.

COSTA NETO, P. L. O. **Estatística**. São Paulo: Edgard Blücher, 1977. 264p.

DHANASEKAR, M. **Performance of brick masonry under Biaxial Loading**. Dissertation submitted to the University of Newcastle in partial fulfillment of requirements for degree of doctor of philosophy, Newcastle, 1985.

DRYSDALE, R. G.; HAMID, A. A., BAKER, L. R. **Masonry structures: behavior and design**. 1994. Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice Hall.

DUARTE, R. B. **Fissuras em alvenaria: causas principais, medidas preventivas e técnicas de recuperação**. Porto Alegre, 1998. CIENTEC – Boletim técnico n.25.

EUROPEAN STANDARD. **EN 1996-1-1**: Eurocode 6 – Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. 2005. 123p.

FONSECA, J. S.; MARTINS, G. A. M. **Curso de estatística**. 3. ed. São Paulo: Atlas, 1982. 286p.

FRANCO, L. S. **Aplicação de diretrizes de racionalização construtiva para a evolução tecnológica dos processos construtivos em alvenaria estrutural não armada**. 1992. 319p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992.

GARCIA, P. D. **Contribuições ao estudo da resistência à compressão de paredes de alvenaria de blocos cerâmicos**. 2000. 115p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2000.

HEINECK, L. F. M. **Efeito continuidade e efeito concentração no aumento da produtividade nas alvenarias**. III Simpósio de desempenho de materiais e componentes de construção civil. Florianópolis, 1991. *Anais*. Florianópolis, UFSC. p.67-75.

HENDRY, A. W. **Structural Brickwork**. Londres, The Macmillan Press Ltd. 1981.

HENDRY, A. W.; KHALAF, F. M. **Masonry Walls Construction**. London: Spon Press, 2001.

HOLANDA JÚNIOR, O. G. **Influência de recalques em edifícios de alvenaria estrutural**. São Carlos, 2002. 242p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, 2002.

IZQUIERDO, O. S. **Influência do tipo de argamassamento e da utilização de peças de ajuste dimensional na resistência à compressão da alvenaria de blocos de concreto**. 2011. 155p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de

Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

JUSTE, A. E. **Estudo da resistência e da deformabilidade da alvenaria de blocos de concreto submetida a esforços de compressão**. 2001. 236p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

LIMA, L. **Alvenaria racional**: saiba como o boom de habitações populares e a nova norma de alvenaria estrutural impactam as obras. Entrevistador: Gisele C. Cichinelli. Revista Construção e Mercado, ed. 109, agosto de 2010.

LOURENÇO, P. B. Design of large size non-loadbearing masonry walls: case studies in Portugal technical and economical benefits. In: 13th INTERNATIONAL BRICK AND BLOCK MASONRY CONFERENCE. **Anais**. Amsterdam, 2004.

LOURENÇO, P. B. **Paredes de alvenaria armada (I)**: possibilidades e aplicações. Revista Ingenium, ed. 91, janeiro/fevereiro de 2006.

MAMEDE, F. C. **Utilização de pré-moldados em edifícios de alvenaria estrutural**. 2001. 187p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

MOHAMAD, G. **Comportamento Mecânico na Ruptura de Prismas de Blocos de Concreto**. 1998. 117p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1998.

MOHAMAD, G. **Mecanismos de ruptura da alvenaria de blocos à compressão**. 2007. 290p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Portugal, 2007.

NASCIMENTO NETO, J. A. **Estudo de painéis com abertura constituídos por alvenaria estrutural de blocos**. 2003. 320p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

NASCIMENTO, O. L. **Avaliação de sistema construtivo**: armaduras para alvenaria – Murfor. Parecer Técnico. Catálogo Belgo. Belo Horizonte. 2005.

NASCIMENTO, O. L. **Reforço de alvenaria com treliça plana de aço**. Revista Técnica, ed. 119, fevereiro de 2007.

OLIVEIRA, A. F. G. Testes estatísticos para comparação de médias. **Revista eletrônica Nutritime**, v.5, n. 6, p. 777-788, nov. – dez. 2008. Disponível em: <http://www.nutritime.com.br/arquivos_internos/artigos/076V5N6P777_788_NOV2008.pdf>. Acesso em: maio de 2012.

PARSEKIAN, G. A.; SOARES, M. M. **Alvenaria estrutural em blocos cerâmicos: projeto, execução e controle**. São Paulo: O Nome da Rosa, 2010. 238 p.

PENNA, A.; CALVI, G. M.; BOLOGNINI, D. **Design of masonry structures with bed joint reinforcement**. Seminário sobre paredes de alvenaria: inovação e possibilidades actuais. Lisboa, Portugal, 2007. p. 21-40.

PRUDÊNCIO JÚNIOR, L. R. **Resistência à compressão da alvenaria e correlação entre a resistência de unidades, prismas e paredes**. 1986. 144p. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1986.

PRUDÊNCIO JÚNIOR, L. R.; OLIVEIRA, A. L.; BEDIN, C. A. **Alvenaria estrutural de blocos de concreto**. Florianópolis: Pallotti, 2002. 208p.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. **Projetos de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: Pini, 2003. 174 p.

RITCHER, C. **Qualidade da alvenaria estrutural em habitações de baixa renda: uma análise da confiabilidade e da conformidade**. 2007. 180p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

RIZZATTI, E. **Influência da geometria do bloco cerâmico no desempenho mecânico da alvenaria estrutural sob compressão**. 2003. 176p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003.

ROMAN, H. R.; MOHAMAD, G. – **Análise de Alvenaria Estrutural**. Florianópolis, 2001. Apostila.

SABBATINI, F. H. (1984). **Processo construtivo de edifícios de alvenaria silicocalcaria**. 1984. 298p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1984.

SAHLIN, S. **Structural masonry**. Englewood Cliffs, Prentice Hall Inc., New Jersey, USA, 1971.

SAMPAIO, M. B. **Fissuras em edifícios residenciais em alvenaria estrutural**. 2010. 104 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2010.

SÁNCHEZ FILHO, E. S. **Alvenaria Estrutural: novas tendências técnicas e de mercado**. Rio de Janeiro: Interciência: SENAI, 2002. 89p.

SANTOS, M. J. F. **Análise da resistência de prismas e pequenas paredes de alvenaria estrutural cerâmica para diferentes tipos de argamassas**. 2008. 135p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFSM, Santa Maria. 2008.

SOLÓRZANO, M. G. P. **Características e desempenho de juntas de argamassa na alvenaria estrutural de blocos de concreto**. 1994. 203p. Dissertação (Mestrado) -. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 1994

TIMPERMAN, P. **The market for Murfor® reinforced masonry in Europe**. Seminário sobre paredes de Alvenaria. Porto, Portugal, 2002. p. 133-148.

THOMAZ, E. **Trincas em Edificações: causas, prevenção e recuperação**. São Paulo: PINI, Escola politécnica da USP: IPT, 1989.

APÊNDICES

Apêndice A – Resultados das características geométricas dos blocos cerâmicos vazados.

Corpo-de-prova	Comprimento (mm)		Largura (mm)		Altura (mm)		Esquadro (mm)	Flecha (mm)
1	288,5	288,5	140,5	140,3	192,0	191,5	0,0	1,0
	288,5		140,0		191,0		1,0	0,5
2	288,5	288,8	141,0	141,0	191,0	191,5	0,5	2,0
	289,0		141,0		192,0		1,5	0,0
3	288,0	288,0	140,5	140,5	192,0	191,3	1,0	1,0
	288,0		140,5		190,5		1,0	0,0
4	289,0	289,0	140,5	140,8	193,5	192,5	0,5	2,0
	289,0		141,0		191,5		0,5	0,5
5	288,5	288,5	141,0	141,0	191,0	191,3	0,5	1,0
	288,5		141,0		191,5		0,5	1,0
6	289,0	288,8	141,0	141,0	190,0	191,5	1,0	1,0
	288,5		141,0		193,0		1,0	1,0
7	289,0	290,0	141,0	141,0	190,5	190,8	0,0	0,5
	291,0		141,0		191,0		0,0	0,0
8	289,0	288,8	141,0	141,0	189,5	190,5	0,5	2,5
	288,5		141,0		191,5		2,0	0,5
9	290,0	289,5	141,0	141,0	191,0	192,5	1,0	1,5
	289,0		141,0		194,0		1,5	0,5
10	288,5	288,3	141,0	141,0	189,5	190,8	1,0	2,0
	288,0		141,0		192,0		1,0	0,5
11	289,0	289,0	141,0	141,0	191,5	190,8	0,5	2,0
	289,0		141,0		190,0		1,0	1,0
12	289,0	289,0	141,0	141,0	191,5	192,3	0,5	1,0
	289,0		141,0		193,0		0,5	0,5
13	288,0	288,0	140,5	140,8	191,0	190,5	1,5	0,5
	288,0		141,0		190,0		2,0	2,0

Apêndice B – Resultados das análises físicas dos blocos cerâmicos vazados.

Corpo-de-prova	Comprimento (mm)	Largura (mm)	Altura (mm)	Massa Seca (g)	Massa Aparente (g)	Massa Saturada (g)	Sucção (g)	Área Bruta (cm ²)	A. Líquida (cm ²)	IRA (g/193,55 cm ² /min)	Absorção 24 h
1	288,3	140,8	191,8	5770	3348	6305	5790	405,7	154,2	25,1	9,27%
2	288,0	140,8	192,0	5780	3364	6345	5800	405,4	155,3	24,9	9,78%
3	289,0	141,0	192,5	5780	3380	6355	5796	407,5	154,5	20,0	9,95%
4	288,5	141,0	192,0	5770	3370	6345	5792	406,8	154,9	27,5	9,97%
5	288,3	141,0	192,5	5770	3364	6345	5800	406,4	154,9	37,5	9,97%
6	289,0	140,8	191,5	5780	3374	6365	5798	406,8	156,2	22,3	10,12%

Apêndice C – Resultados da análise mecânica dos blocos cerâmicos vazados.

	Área bruta (cm ²)	Força de ruptura (kN)	Resistência à compressão (MPa)
1	407,14	272,50	6,69
2	404,62	335,00	8,28
3	405,36	357,50	8,82
4	406,79	390,00	9,59
5	406,43	405,00	9,96
6	407,14	415,00	10,19
7	408,90	425,00	10,39
8	404,64	425,00	10,50
9	407,49	432,50	10,61
10	406,77	440,00	10,82
11	407,14	455,00	11,18
12	408,20	460,00	11,27
13	407,49	475,00	11,66

Apêndice D – Resultados dos ensaios de ruptura por tração na flexão e por compressão axial dos corpos-de-prova de argamassa.

Resistência à tração na flexão (MPa)		Resistência à compressão (MPa)	
A1	2,99	6,63	6,19
A2	2,56	5,94	5,75
A3	2,56	6,31	6,50
A4	2,69	6,25	5,25
A5	2,53	5,75	4,00
A6	2,34	4,63	4,63
B1	2,53	7,94	7,06
B2	2,66	8,13	8,13
B3	2,53	7,81	7,38
B4	2,50	6,56	8,00
B5	2,89	7,06	9,00
B6	3,12	7,56	6,56
C1	1,85	5,81	5,56
C2	1,91	5,19	6,06
C3	1,85	6,38	6,38
C4	1,98	7,06	7,00
C5	2,17	5,00	7,75
C6	1,88	5,94	5,94

Apêndice E – Resultados do ensaio de compressão axial dos corpos-de-prova cilíndricos de graute, área da seção = 78,54 cm².

C.P.	Força de ruptura (kN)	Resistência à compressão (MPa)
1	61,25	7,80
2	55,00	7,00
3	52,50	6,68
4	46,25	5,89
5	57,50	7,32

Apêndice F – Resultados do ensaio de compressão axial dos prismas, área da seção = 406,00 cm².

Prisma	Força de ruptura (kN)	Resistência à compressão (Mpa)
1	179	4,41
2	152	3,74
3	220	5,42
4	144	3,55
5	163	4,01

Apêndice G – Resultados do ensaio de ruptura das vergas.

Verga	Força de ruptura (kN)
VL1	32,50
VL2	22,00
VL3	20,00
VL4	21,00
VL5	19,00
VLT1	45,50
VLT2	43,50
VLT3	34,50
VLT4	26,50
VLT5	30,50
VGL1	55,75
VGL2	80,25
VGL3	70,00
VGL4	69,50
VGL5	59,50