

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

FERNANDA ASSUNÇÃO VALIM

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE PRISMAS E PEQUENAS
PAREDES DE ALVENARIA CONFECCIONADOS COM TIJOLOS
DE SOLO-CIMENTO-RCC**

MARINGÁ

2017

FERNANDA ASSUNÇÃO VALIM

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE PRISMAS E PEQUENAS
PAREDES DE ALVENARIA CONFECCIONADOS COM TIJOLOS
DE SOLO-CIMENTO-RCC**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientadora: Profa. Dra. Nelcí Helena Maia Gutierrez

Co-orientador: Prof. Dr. Wilson Wesley Wutzow

MARINGÁ

2017

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá, PR, Brasil)

V173a Valim, Fernanda Assunção
Análise do comportamento de prismas e pequenas paredes de alvenaria confeccionados com tijolos de solo-cimento-RCC / Fernanda Assunção Valim. -- Maringá, 2017.
208 f. : il. color., figs., tabs.

Orientadora: Prof.^a Dr.^a Nelci Helena Maia Gutierrez.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2017.

1. Alvenaria - Resistência à compressão - Solo-cimento e resíduo. 2. Pequenas paredes - Resistência à compressão. 3. Pequenas paredes - Comportamento mecânico. 4. Tijolos - Resistência à compressão. 5. Resíduos de construção civil (RCC). I. Gutierrez, Nelci Helena Maia, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 23.ed. 693.1

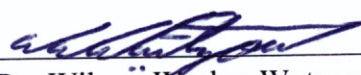
Glauca Volponi de Souza - CRB-9/948

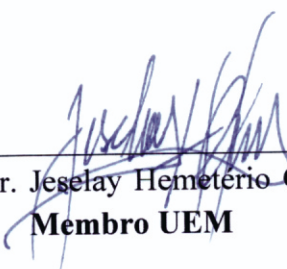
FERNANDA ASSUNÇÃO VALIM


ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE PRISMAS E PEQUENAS PAREDES DE ALVENARIA CONFECCIONADOS COM TIJOLOS DE SOLO-CIMENTO-RCC .

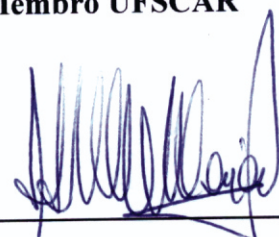
Dissertação apresentada à Universidade Estadual de Maringá, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na área de concentração Estruturas, para obtenção do título de Mestre.

Aprovada em 13 de julho de 2017


Prof. Dr. Wilson Wesley Wutzow
Coorientador UEM


Prof. Dr. Jeselay Hemetério C. Dos Reis
Membro UEM


Prof. Dr. Rodrigo Bresciani Canto
Membro UFSCAR


Prof.ª Dr.ª Nelci Helena Maia Gutierrez
Orientadora UEM

Porque dEle, por Ele, e para Ele, são todas as coisas; glórias, pois, a Ele eternamente. Amém
- Romanos 11:36.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por ter me dado a oportunidade de chegar até aqui, me dando forças, sabedoria e saúde. A Ele a glória e a honra!

À Universidade Estadual de Maringá (UEM) e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PCV) pela oportunidade de vivenciar e complementar meus estudos.

À minha orientadora, professora Dra. Nelcí Helena Maia Gutierrez (UEM), pela força e orientação.

Ao professor Dr. Wilson Wesley Wutzow (UEM) pela paciência e co-orientação quanto ao uso dos softwares de correlação de imagens.

Ao professor Dr. Júlio César Pigozzo (UEM) pela contribuição na instrumentação das pequenas paredes, pela ajuda nos momentos difíceis e por compartilhar do seu conhecimento comigo. Encontrei em você um amigo, agradeço de coração.

À Kátia Cristina Zanatta pela parceria nos ensaios e amizade.

Ao professor Dr. Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis pela ajuda, por compartilhar material didático, tirar dúvidas e dividir conhecimento. O companheirismo foi grande, obrigada pela paciência.

Aos professores Me. Leonardo Martins e Silva e Dr. José Wilson Assunção, pelo auxílio na instrumentação, ajuda nos experimentos em laboratório e pela amizade.

Aos técnicos do laboratório de Mecânica das Estruturas e de Solos da UEM, por colocar a mão na massa e me ajudarem. Sem vocês com certeza não seria possível realizar os experimentos propostos por essa pesquisa.

Aos meus pais Hildebrando Diogo Valim Filho e Magda Assunção Valim, pela paciência e por serem meu apoio nos momentos difíceis, não desistindo de mim nunca. Amo vocês!

Ao meu grande amigo Juarez Antônio dos Santos, não tenho palavras para descrever o que sua amizade significou para mim nessa etapa de minha vida! Se tive forças para continuar e chegar até o fim, você é um dos grandes responsáveis por isso. Agradeço a Deus por sua vida.

Aos meus colegas de mestrado, que me acompanharam nessa jornada árdua, sempre prontos a ajudar.

Ao meu namorado Dicson Aguiar de Araújo pela ajuda no laboratório, pela atenção, carinho e compreensão.

À minha amiga Aline Machado, pelo companheirismo e amizade.

RESUMO

Os resíduos da construção civil (RCC) representam uma grande quantidade de materiais desperdiçados no canteiro de obra. Devido a isso, vem crescendo cada vez mais a busca por novas tecnologias, que visam o aproveitamento de resíduos provenientes da reciclagem desses materiais. É nesse contexto que surgem os tijolos vazados de solo-cimento-RCC. Porém, pouco se sabe sobre esse tipo de alvenaria, refletindo na inexistência de normas específicas para projetos de alvenaria em solo-cimento. Sendo assim, o presente trabalho teve como objetivo estudar o comportamento mecânico e o modo de ruptura da alvenaria constituída de tijolos vazados modulares de solo-cimento-RCC com grandes idades, por meio de ensaios de tijolos, prismas e pequenas paredes com idades de 530 dias. Os tijolos foram fabricados com uma dosagem de 50% de solo arenoso, 50% de RCC (composto por restos de materiais cerâmico, concreto e argamassa) e 10% de cimento. Na confecção dos prismas e pequenas paredes foi utilizada uma argamassa com resistência à compressão muito próxima à resistência à compressão dos tijolos. Os resultados obtidos mostraram um aumento na resistência à compressão dos tijolos sob a ação do tempo de 22% entre as idades de 56 e 530 dias. As resistências à compressão média encontradas para os tijolos, prismas e pequenas paredes foram respectivamente de 2,81 MPa, 1,59 MPa e 1,29 MPa aos 530 dias. O modo de ruptura predominante nos prismas foi por tração nos tijolos, observando a propagação de fissuras verticais nos cantos e vértices dos mesmos, sendo que as primeiras fissuras surgiram a uma razão de resistência/tensão de ruptura entre 0,70 e 0,85. Já nas pequenas paredes foi possível observar fissuras provocadas por aberturas das juntas verticais, fissuras por tração e por deslocamento horizontal entre o tijolo e a argamassa. As primeiras fissuras, observadas nas pequenas paredes, ocorreram para uma relação de resistência/tensão de ruptura entre 0,75 e 0,95. A técnica de correlação de imagens *Digital Image Correlation* (DIC) foi empregada em uma das paredes ensaiadas para análise das deformações, o que possibilitou a visualização do aparecimento de fissuras quando a tensão aplicada atingiu 67% da tensão de ruptura, enquanto que por observação visual isso ocorreu para uma tensão aplicada de 82% da carga de ruptura.

Palavras-chave: resistência à compressão; alvenaria de solo-cimento; pequenas paredes.

Abstract

Residues of civil constructions (RCC) represent a great amount of wasted materials on construction sites. Due to this, currently, there has been an increase in the search for new technology that aim at the use of residues that come from the recycling of these materials. In this context, it appears hollow soil-cement-RCC bricks. However, very little is known about this type of masonry, reflecting the inexistence of specific norms for masonry projects in soil-cement. In this sense, the present work aimed at studying the mechanical behavior and the rupture of masonry constituted of modulated hollowed soil-cement-RCC bricks with great age, by means of tested of bricks, prisms and small walls of 530 days. The bricks were made with a dosage of 50% of sandy soil, 50% of RCC (made out of residues of ceramic materials, concrete, and mortar), and 10% cement. In the confection of prisms and small walls, it was used a more resistant type of mortar than that of bricks. The results showed an increase in the compression strength of bricks under the action of time of 22% between the ages of 56 and 530 days. The average compression strength found to bricks, prisms and small wall were respective of 2,81 MPa, 1,59 MPa, and 1,29 MPa at 530 days. The predominant way of rupture in prisms was the traction of bricks, observing the propagation of vertical fissures at their corner and vertices, while the first fissures came due to a resistance/tension of rupture between 0,70 and 0,85. In small walls it was possible to observe fissures caused by openings in vertical joints, fissures by traction and by horizontal dislocation between the brick and the mortar. The first fissures, observed in small walls, happened to the relation of resistance/tension of rupture between 0,75 and 0,95. The technique of Digital Image Correlation (DIC) was employed in one of the tested walls for analyses of deformations. The DIC technique enabled the visualization of the appearance of fissures in one of the walls analyzed when the tension applied reached 67% of rupture tension, while through visual observation this happened to a tension applied of 82% of the rupture load.

Key words: compression strength; soil-cement masonry; small walls.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1 – Estimativa de RCC coletados nas diferentes regiões do Brasil..... | 23 |
| Figura 2 – Exemplo de tijolo vazado de solo-cimento-RCC..... | 32 |
| Figura 3 – Relação de eficiência prisma/bloco, segundo algumas normas internacionais..... | 39 |
| Figura 4 – Dimensões mínimas para ensaios com pequenas paredes de acordo com a norma NBR 15961-2:2011..... | 40 |
| Figura 5 – Distribuição das tensões na interface bloco-argamassa..... | 44 |
| Figura 6 – Resistência a compressão característica da alvenaria de blocos vazados, com relação altura/espessura entre 2 e 4..... | 45 |
| Figura 7 – Tensão de ruptura em função do índice de esbeltez..... | 52 |
| Figura 8 – Distribuição de tensões conforme o modelo de Hilsdorf..... | 56 |
| Figura 9 - Distribuição idealizada de tensões na alvenaria submetida à compressão..... | 57 |
| Figura 10 – Critério de ruptura de Hilsdorf para alvenaria sob compressão..... | 58 |
| Figura 11 – Esquema de distribuição de tensões na alvenaria..... | 59 |
| Figura 12 – Comportamento geral dos prismas sujeitos a carga de compressão..... | 60 |
| Figura 13 – Distribuição das cargas de tração nos blocos da alvenaria segundo Hilsdorf..... | 67 |
| Figura 14 – Resistência à compressão de um cilindro de concreto confinado lateralmente em relação a resistência devido, essencialmente, ao confinamento lateral do cilindro..... | 69 |
| Figura 15 – Comparação dos valores medidos e calculados para resistência a compressão da alvenaria..... | 71 |
| Figura 16 – Curvas de ruptura para prismas de blocos não grauteados..... | 74 |
| Figura 17 – Variação da resistência à compressão média segundo diversos autores, para argamassa de resistência de 7,5 MPa..... | 77 |
| Figura 18 – Variação da resistência à compressão média segundo diversos autores, para argamassa de resistência de 15 MPa..... | 77 |
| Figura 19 – Parede de 1 metro por 1 metro, modo de ruptura..... | 83 |
| Figura 20 – Variação na resistência à compressão do prisma de alvenaria de solo-cimento com espessura da argamassa..... | 85 |
| Figura 21 – Modo de ruptura dos prismas com diferentes espessuras de junta de argamassa.... | 86 |
| Figura 22 – Natureza das tensões desenvolvidas no bloco e na argamassa da alvenaria sob ação da compressão simples, sendo $E_b/E_a > 1$ | 86 |

| | |
|--|-----|
| Figura 23 – Evolução da resistência à compressão de tijolos de solo-cimento-RCC (SC10R50)..... | 88 |
| Figura 24 – Padrão de ruptura observado nos prismas..... | 89 |
| Figura 25 – Dimensão dos blocos vazados (mm)..... | 90 |
| Figura 26 – Resistência à compressão dos blocos vazados de solo-cimento com o tempo..... | 91 |
| Figura 27 – Dimensões (cm) do bloco solo-cimento..... | 92 |
| Figura 28 – Rompimento dos blocos..... | 93 |
| Figura 29 - Princípio básico do método DIC baseado em subconjunto..... | 96 |
| Figura 30 – Configuração experimental para feixe sob curvatura de quatro pontos..... | 97 |
| Figura 31 – Contorno de deslocamento, obtido através da técnica DIC, para o anel sob compressão diametral usando (a) Ncorr (b) Vic 2D..... | 98 |
| Figura 32 – Contorno de deslocamento, obtido através da técnica DIC, para o feixe de epóxi sob curvatura de quatro pontos usando (a) Ncorr (b) Vic 2D..... | 98 |
| Figura 33 – Comparação dos deslocamentos horizontal e vertical ao longo da linha AB entre as estimativas calculadas pelos programas Ncorr e Vic 2D..... | 99 |
| Figura 34 – Comparação dos deslocamentos horizontal e vertical ao longo da linha CD entre as estimativas calculadas pelos programas Ncorr e Vic 2D..... | 99 |
| Figura 35 – Localização das cidades de Caarapó e Dourados/Mato Grosso do Sul..... | 101 |
| Figura 36 – Perfil de Latossolo Vermelho Distrófico – Caarapó/MS..... | 101 |
| Figura 37 – Amostra de Resíduo da Construção Civil (RCC)..... | 102 |
| Figura 38 – Processo de beneficiamento do RCC em Usina..... | 102 |
| Figura 39 – Solo depositado ao ar livre para secagem prévia..... | 104 |
| Figura 40 – Prensa hidráulica da Eco Máquinas utilizada na fabricação dos tijolos..... | 107 |
| Figura 41 – Análise dimensional do tijolo produzido na pesquisa..... | 108 |
| Figura 42 – Preparação dos corpos de prova para o ensaio de resistência a compressão dos tijolos com idade de 530 dias..... | 109 |
| Figura 43 – Esquemática do ensaio de resistência a compressão..... | 110 |
| Figura 44 – Procedimento do ensaio de absorção dos tijolos aos 530 dias..... | 111 |
| Figura 45 – (a) Corpo de prova cilíndrico de argamassa; (b) Prensa de ensaio CBR..... | 112 |
| Figura 46 – Ilustração do prisma utilizado com suas respectivas dimensões..... | 113 |
| Figura 47 – Prismas utilizados na pesquisa..... | 114 |
| Figura 48 – Plano de carregamento utilizado no ensaio de resistência a compressão dos prismas..... | 115 |
| Figura 49 – Posicionamento dos transdutores no prisma..... | 115 |

| | |
|--|-----|
| Figura 50 – Prensa universal Modelo MVE – 100..... | 116 |
| Figura 51 – Macaco hidráulico Enerpac P80..... | 116 |
| Figura 52 – Esquema de ensaio dos prismas..... | 117 |
| Figura 53 – Sistema de aquisição de dados dos deslocamentos medidos pelos lvdt's..... | 118 |
| Figura 54 – Representação das pequenas paredes com suas respectivas dimensões..... | 118 |
| Figura 55 – Pequenas paredes utilizadas na pesquisa..... | 119 |
| Figura 56 – Pórtico de reação usado para o ensaio das pequenas paredes..... | 120 |
| Figura 57 - Macaco hidráulico Enerpac P842..... | 120 |
| Figura 58 – Viga Perfil H usada para distribuição das cargas no ensaio de resistência à compressão das pequenas paredes..... | 121 |
| Figura 59 – Chapa de madeira compensada usada como capeamento..... | 121 |
| Figura 60 – Plano de carregamento utilizado no ensaio de resistência a compressão das pequenas paredes..... | 122 |
| Figura 61 – Esquemática do ensaio de resistência a compressão das pequenas paredes..... | 123 |
| Figura 62 - Máquina Digital Canon 5D Mark III..... | 124 |
| Figura 63 – Posicionamento da câmera e das luminárias..... | 124 |
| Figura 64 – Imagens de referência e deformada..... | 125 |
| Figura 65 – Região analisada na pequena parede..... | 126 |
| Figura 66 – Marca de referência para o cálculo do valor de uma unidade de pixel..... | 126 |
| Figura 67 – Curva granulométrica do solo e solo50+RCC50..... | 129 |
| Figura 68 – Curvas de compactação do solo, solos50%+RCC50%, solo50%+RCC50%+cimento10% e solo-cimento10%..... | 130 |
| Figura 69 – Tijolo utilizado na pesquisa com suas respectivas dimensões..... | 132 |
| Figura 70 - Evolução da resistência à compressão de tijolos de solo-cimento-RCC (S50C10R50)..... | 134 |
| Figura 71 – Gráfico de Resistência à compressão axial x deformação axial dos prismas..... | 137 |
| Figura 72 – Gráfico de Resistência x Deformação axial das pequenas paredes..... | 142 |
| Figura 73 – Gráfico de Resistência x Deformação lateral das pequenas paredes..... | 142 |
| Figura 74 – Gráfico (adaptado) de Tensão x Deformação lateral das pequenas paredes..... | 145 |
| Figura 75 – Resistencia à compressão dos tijolos, prismas e pequenas paredes..... | 148 |
| Figura 76 – Fissuras na ruptura dos prismas..... | 149 |
| Figura 77 – Modo de ruptura das paredes de nº1, 3, 4 e 6..... | 151 |
| Figura 78 - Modo de ruptura das paredes de nº2, 5 e 7..... | 152 |

| | |
|---|-----|
| Figura 79 – Deformações apresentadas na Parede nº5 quando submetida a uma tensão de 0,10 MPa..... | 158 |
| Figura 80 – Deformações apresentadas na Parede nº5 quando submetida a uma tensão de 0,83 MPa..... | 159 |
| Figura 81 – Deformações apresentadas na Parede nº5 quando submetida a uma tensão de 0,88 MPa..... | 160 |
| Figura 82 – Deformações apresentadas na Parede nº5 quando submetida a uma tensão de 1,29 MPa..... | 161 |
| Figura 83 – Local de análise da correlação de imagens e posicionamento dos transdutores da parede nº5..... | 163 |
| Figura 84 – Gráfico de resistência (MPa) x deformação da Parede nº5, através dos métodos dos transdutores e da correlação de imagens..... | 163 |
| Figura 85 – Diagrama tensão x deformação axial e lateral da Parede 1..... | 181 |
| Figura 86 – Diagrama tensão x deformação axial e lateral da Parede 2..... | 180 |
| Figura 87 – Diagrama tensão x deformação axial e lateral da Parede 3..... | 182 |
| Figura 88 – Diagrama tensão x deformação axial e lateral da Parede 4..... | 182 |
| Figura 89 – Diagrama tensão x deformação axial e lateral da Parede 5..... | 183 |
| Figura 90 – Diagrama tensão x deformação axial e lateral da Parede 6..... | 183 |
| Figura 91 – Diagrama tensão x deformação axial e lateral da Parede 7..... | 184 |
| Figura 92 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,10 MPa..... | 185 |
| Figura 93 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 186 |
| Figura 94 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 187 |
| Figura 95 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,28 MPa..... | 188 |
| Figura 96 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 189 |
| Figura 97 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 190 |
| Figura 98 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 191 |

| | |
|--|-----|
| Figura 99 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 192 |
| Figura 100 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 193 |
| Figura 101 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 194 |
| Figura 102 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 195 |
| Figura 103 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 196 |
| Figura 104 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 197 |
| Figura 105 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 198 |
| Figura 106 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 199 |
| Figura 107 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 200 |
| Figura 108 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 201 |
| Figura 109 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 202 |
| Figura 110 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 203 |
| Figura 111 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 204 |
| Figura 112 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 205 |
| Figura 113 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 206 |
| Figura 114 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 207 |
| Figura 115 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa..... | 208 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|-----|
| Tabela 1 – Composição média dos materiais de RCC de obras no Brasil..... | 25 |
| Tabela 2 – Características do solo para confecção de solo-cimento..... | 29 |
| Tabela 3 – Requisitos mínimos exigidos para tijolos de solo-cimento..... | 33 |
| Tabela 4 – Número mínimo de corpos de prova por tipo de elemento de alvenaria..... | 40 |
| Tabela 5 – Valores de ϕ em função da quantidade de elementos de alvenaria..... | 41 |
| Tabela 6 – Valores médios das dimensões, Resistências médias obtidas para os blocos e prismas cerâmicos, e fator de eficiência..... | 45 |
| Tabela 7 – Avaliação da influência da altura na resistência à compressão de prismas não-grauteados e grauteados..... | 47 |
| Tabela 8 – Influência da espessura da junta na resistência à compressão de prismas..... | 48 |
| Tabela 9 – Resistência a compressão da alvenaria, tendo em vista a resistência do bloco e da argamassa conforme EN 1996-1-1 (2005)..... | 49 |
| Tabela 10 – Resistência dos blocos, argamassas, prismas e suas relações..... | 50 |
| Tabela 11 – Valores de K para argamassa de uso geral e leves..... | 63 |
| Tabela 12 – Fator de correção para a resistência dos prismas com diferentes relações altura/espessura..... | 76 |
| Tabela 13 – Composição granulométrica..... | 81 |
| Tabela 14 – Resistência média à compressão dos corpos-de-prova feitos de tijolos..... | 82 |
| Tabela 15 – Resistência média à compressão dos prismas..... | 82 |
| Tabela 16 – Resultados dos testes de absorção e resistência a compressão de tijolos fabricados com 3 tipos de traços solo-cimento-resíduo de construção civil..... | 87 |
| Tabela 17 – Resistência à compressão individual e carga de ruptura nos prismas aos 28 dias..... | 89 |
| Tabela 18 – Características do solo de Nova Esperança..... | 92 |
| Tabela 19 – Evolução da resistência à compressão (MPa) para cada teor de cimento..... | 93 |
| Tabela 20 – Dosagens selecionadas para confecção dos tijolos..... | 106 |
| Tabela 21 – Caracterização Geotécnica e Compactação dos Solo..... | 128 |
| Tabela 22 – Parâmetros da curva de compactação do solo e das misturas..... | 130 |
| Tabela 23 – Análise dimensional dos tijolos solo-cimento-resíduo aos 530 dias..... | 131 |
| Tabela 24 – Absorção de água dos tijolos aos 530 dias..... | 132 |
| Tabela 25 – Carga de ruptura e Resistência dos tijolos aos 530 dias..... | 133 |

| | |
|--|-----|
| Tabela 26 – Estudo da composição granulométrica da areia..... | 135 |
| Tabela 27 – Propriedades da areia | 135 |
| Tabela 28 – Resultado da resistência à compressão da alvenaria, utilizando-se a resistência à compressão do tijolo e da argamassa, segundo diversos autores..... | 136 |
| Tabela 29 – Características mecânicas dos prismas aos 530 dias..... | 136 |
| Tabela 30 – Comparativo dos resultados de resistência à compressão da alvenaria segundo diferentes autores, usando os resultados da resistência dos prismas..... | 139 |
| Tabela 31 – Módulo de elasticidade dos prismas confeccionados com tijolos de solo-cimento-RCC..... | 140 |
| Tabela 32 - Comparativo dos resultados do módulo de elasticidade (MPa) da alvenaria segundo diferentes normas, usando os resultados da resistência dos prismas..... | 141 |
| Tabela 33 – Características mecânicas das pequenas paredes aos 530 dias..... | 141 |
| Tabela 34 - Comparativo dos resultados de resistência à compressão da alvenaria segundo diferentes autores, usando os resultados da resistência das pequenas paredes..... | 144 |
| Tabela 35 - Módulo de elasticidade das pequenas paredes confeccionadas com tijolos de solo-cimento-RCC..... | 145 |
| Tabela 36 - Comparativo dos resultados do módulo de elasticidade (MPa) da alvenaria segundo diferentes normas, usando os resultados da resistência das pequenas paredes..... | 146 |
| Tabela 37 – Coeficiente de Poisson para diferentes níveis de tensão atuante nas pequenas paredes..... | 147 |

SUMÁRIO

| | | |
|---------------|--|-----------|
| 1 | INTRODUÇÃO..... | 17 |
| 2 | OBJETIVOS..... | 19 |
| 2.1 | OBJETIVOS GERAIS..... | 19 |
| 3 | REVISÃO DE LITERATURA..... | 20 |
| 3.1 | SUSTENTABILIDADE..... | 20 |
| 3.2 | RESÍDUO DA CONSTRUÇÃO CIVIL (RCC) | 21 |
| 3.3 | ESTABILIZAÇÃO DOS SOLOS..... | 26 |
| 3.3.1 | Solo-Cimento..... | 27 |
| 3.4 | ALVENARIA..... | 30 |
| 3.4.1 | Alvenaria de tijolos de solo-cimento..... | 30 |
| 3.5 | ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO..... | 35 |
| 3.6 | PRISMAS E PEQUENAS PAREDES..... | 37 |
| 3.6.1 | Fatores que influem na resistência à compressão dos elementos de alvenaria..... | 43 |
| 3.6.1.1 | Resistência da unidade..... | 44 |
| 3.6.1.2 | Geometria da unidade..... | 45 |
| 3.6.1.3 | Influência do módulo de elasticidade dos materiais..... | 46 |
| 3.6.1.4 | Argamassa..... | 46 |
| 3.6.1.4.1 | Espessura das juntas de argamassa..... | 46 |
| 3.6.1.4.2 | Resistência da argamassa..... | 50 |
| 3.6.1.5 | Esbeltez da peça..... | 51 |
| 3.6.1.6 | Influência da placa de ensaio..... | 52 |
| 3.6.1.7 | Índice de absorção da unidade..... | 53 |
| 3.6.1.8 | Capeamento..... | 53 |
| 3.7 | MECANISMO DE RUPTURA EM ALVENARIA | 55 |
| 3.8 | MODELOS PARA PREVISÃO DA RUPTURA À COMPRESSÃO NA ALVENARIA..... | 61 |
| 3.9. | MÓDULO DE ELASTICIDADE..... | 78 |
| 3.10 | ESTUDO DE CASOS..... | 81 |
| 3.10.1 | Souza (2006)..... | 81 |
| 3.10.2 | Mohamad (2007)..... | 83 |

| | | |
|---------|--|------------|
| 3.10.3 | Reddy, Lal e Rao (2009)..... | 84 |
| 3.10.4 | Lima <i>et al.</i> (2015)..... | 87 |
| 3.10.5 | Zanatta (2015)..... | 88 |
| 3.10.6 | Sturm, Ramos e Lourenço (2015)..... | 90 |
| 3.10.7 | Gutierrez <i>et al</i> (2015)..... | 90 |
| 3.11 | CORRELAÇÃO DE IMAGENS..... | 94 |
| 4. | MATERIAIS E MÉTODOS..... | 100 |
| 4.1 | MATERIAIS..... | 100 |
| 4.1.1 | Solo..... | 100 |
| 4.1.2 | Resíduo da Construção Civil (RCC)..... | 101 |
| 4.1.3 | Outros materiais empregados..... | 102 |
| 4.2 | EQUIPAMENTOS..... | 103 |
| 4.3 | MÉTODOS..... | 104 |
| 4.3.1 | Preparação das amostras de solo e resíduo da construção civil (RCC)..... | 104 |
| 4.3.2 | Ensaio de caracterização e de compactação..... | 105 |
| 4.3.3 | Escolha do traço para a produção dos tijolos de solo-cimento-RCC..... | 105 |
| 4.3.4 | Tijolos de solo-cimento-RCC..... | 106 |
| 4.3.4.1 | Análise dimensional..... | 108 |
| 4.3.4.2 | Ensaio de resistência à compressão simples..... | 109 |
| 4.3.4.3 | Ensaio de absorção de água..... | 111 |
| 4.3.5 | Argamassa de assentamento dos tijolos..... | 111 |
| 4.3.6 | Prismas e pequenas paredes..... | 113 |
| 4.3.6.1 | Prismas..... | 113 |
| 4.3.6.2 | Pequenas Paredes..... | 118 |
| 4.3.6.3 | Procedimento experimental via DIC..... | 123 |
| 5. | RESULTADOS E DISCUSSÃO..... | 128 |
| 5.1 | SOLO E RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO CIVIL (RCC)..... | 128 |
| 5.2 | MISTURA DE SOLO E RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO CIVIL (RCC) | 128 |
| 5.3 | TIJOLOS DE SOLO-CIMENTO-RCC..... | 131 |
| 5.3.1 | Análise dimensional..... | 131 |
| 5.3.2 | Ensaio de absorção de água..... | 132 |
| 5.3.3 | Ensaio de resistência à compressão simples..... | 133 |
| 5.4 | ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO..... | 135 |

| | | |
|--------------|---|------------|
| 5.5 | CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS E DEFORMABILIDADE DOS PRISMAS COMPOSTOS DE TIJOLOS DE SOLO-CIMENTO-RCC..... | 136 |
| 5.6 | PEQUENAS PAREDES CONFECCIONADAS COM TIJOLOS VAZADOS DE SOLO-CIMENTO-RCC..... | 141 |
| 5.7 | MODO DE RUPTURA..... | 149 |
| 5.7.1 | Prismas..... | 148 |
| 5.7.2 | Pequenas Paredes..... | 149 |
| 5.8 | PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS VIA CORRELAÇÃO DE IMAGENS..... | 153 |
| 6. | CONCLUSÃO..... | 165 |
| | REFERÊNCIAS..... | 169 |
| | APÊNDICE A..... | 181 |
| | APÊNDICE B..... | 185 |

1. INTRODUÇÃO

Em decorrência da escassez dos recursos naturais e os consequentes desastres acarretados pela relação desordenada do homem com o meio ambiente, a sociedade tem despertado para as questões ecológicas e sustentáveis. A preocupação com a preservação dos recursos naturais tem ampliado a busca por soluções alternativas, principalmente no ramo da construção civil, que devido ao consumo excessivo de recursos naturais e a grande geração de resíduos, é considerado como um dos segmentos mais prejudiciais ao meio ambiente.

Em contrapartida o solo surge como um material construtivo abundante, de fácil obtenção e baixo custo, sendo um dos primeiros materiais de construção a serem utilizados pela humanidade. Seu uso é milenar e, no Brasil, construções da arquitetura colonial demonstram sua durabilidade até os dias de hoje (RODRIGUES, 2008).

É nesse contexto que a comunidade científica e a indústria têm demonstrado o interesse na antiga, porém não ultrapassada, tecnologia de tijolos prensados e no aproveitamento de resíduos industriais no desenvolvimento de materiais de construção.

Os solos, quando não atingem as características desejadas para a finalidade desejada podem ter suas propriedades melhoradas através do processo chamado de estabilização, por meio do acréscimo de um ou mais estabilizantes. Esses estabilizantes podem ser aditivos químicos (cimento, cal, cinzas volantes, escórias de alto-forno e materiais pozolânicos) e têm a finalidade de conferir, ao solo, maior resistência, durabilidade e redução da compressibilidade (RODRIGUES, 2008).

A alternativa de tijolos confeccionados com solo-cimento vem com o objetivo de minimizar os custos construtivos e a degradação da natureza. Segundo a Associação Brasileira de Cimento Portland, o solo-cimento é um material obtido pela mistura homogênea de solo, cimento e água, em proporções adequadas, de maneira que, após compactação e cura úmida, resulta em um produto de durabilidade e resistência mecânica definidas (ABCP, 1996).

As primeiras aplicações do solo-cimento no Brasil ocorreram no início da década de 1940 em pavimentação. Em 1948, a ABCP editou o Boletim Técnico nº 54 – Casas de Paredes de Solo-Cimento, propondo o uso de painéis monolíticos na construção de moradias térreas.

Atualmente, estudos têm sido realizados de forma a comprovar a viabilidade da substituição de parte do solo por resíduos de construção civil (RCC), com o intuito de diminuir o acúmulo de resíduos gerados, que em sua grande maioria, são descartados inadequadamente acarretando em problemas de cunho ambiental.

A fabricação de tijolos prensados de solo-cimento com adição de resíduos de construção civil contribui para a redução de materiais descartados na natureza, na diminuição da exploração dos recursos naturais não renováveis, além de ser não poluente. Segundo Rosa e Santos (2013), suas principais vantagens são: baixo consumo energético na extração da matéria prima, dispensa do processo de queima, redução com gastos de transporte, regularidade obtida em suas formas propiciando a redução no emprego de argamassa de assentamento e de revestimento, e a possibilidade de utilização de mão-de-obra não especializada.

No entanto, pouco se conhece sobre o comportamento do sistema como um todo (painéis de tijolos unidos por argamassa) e seu modo de ruptura. Isso reflete na inexistência de normas específicas para projetos de edificação em alvenaria de painéis de tijolos de solo-cimento, unidos por argamassa. Assim, faz-se necessário, estudos específicos sobre o comportamento estrutural do elemento parede de alvenaria de solo-cimento, que possibilite o desenvolvimento de normatização nacional específica e coerente com a realidade e necessidades do país.

Dessa forma, nesta pesquisa fez-se a avaliação do comportamento da alvenaria de tijolos de solo-cimento-RCC em relação à resistência, deformabilidade e mecanismo de ruptura, por meio de ensaios instrumentados em tijolos, prismas e pequenas paredes. Os tijolos foram confeccionados com solo arenoso procedente de Caarapó-MS, por apresentar características adequadas à fabricação dos tijolos de solo-cimento. O resíduo da construção civil – RCC adicionado foi coletado em uma usina de processamento localizada na cidade de Dourados-MS. Através dos resultados, foram comparadas as formulações propostas por diferentes autores e normas de alvenarias estruturais executadas com outros tipos de tijolos, e foi possível definir os parâmetros de projeto para este tipo de alvenaria estrutural, em relação à resistência à compressão e módulo de elasticidade, visando sua utilização em edificações. Além disso, foi possível identificar os mecanismos de deformação e surgimento das primeiras fissuras por meio de observações visuais e com o auxílio da técnica de correlação de imagens com utilização do software Ncorr, programa criado por Justin Blaber durante a conclusão de seu mestrado na *Georgia Institute of Technology*.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVOS GERAIS

O presente trabalho tem como objetivo geral caracterizar a alvenaria constituída de tijolos vazados modulares de solo-cimento-RCC, quanto a resistência à compressão e deformabilidade, por meio de ensaios de prismas e pequenas paredes. Pretende-se, também, mostrar o modo de ruptura do conjunto tijolo-argamassa nesse tipo de alvenaria quando submetido à compressão axial, através de observação visual e de estudo de imagens geradas por meio de fotos sucessivas.

Para atender aos objetivos propostos, as seguintes atividades se fizeram necessárias:

- Pesquisar trabalhos publicados contendo procedimentos, análises experimentais e resultados sobre o tema da pesquisa;
- Confeccionar tijolos vazados de solo-cimento-RCC, produzidos em prensa hidráulica, com cura normal por aspersão de água;
- Confeccionar prismas e pequenas paredes com tijolos vazados de solo-cimento-RCC;
- Caracterizar a alvenaria executada com tijolos de solo-cimento-RCC, por meio de ensaios de prismas e pequenas paredes em relação à resistência característica (compressão axial) e sua compressibilidade com grandes idades;
- Estudar a evolução da resistência à compressão e absorção de água de tijolos vazados modulares de solo-cimento-RCC;
- Acompanhar e compreender o comportamento de ruptura da alvenaria de tijolos de solo-cimento-resíduo de construção civil, através de observação e análise visual;
- Acompanhar e compreender o comportamento de ruptura da alvenaria de tijolos de solo-cimento-resíduo de construção civil, através de correlação de imagens, utilizando o programa Ncorr;
- Comparar os resultados obtidos para os ensaios de prismas com os de pequenas paredes;
- Analisar a aplicabilidade das normas NBR 15961 e NBR 15812 para alvenaria de solo-cimento.
- Analisar o sistema de alvenaria de solo-cimento-RCC quando submetido a compressão simples, através dos ensaios realizados com tijolos, prismas e pequenas paredes, no intuito de compreender o comportamento mecânico desse tipo de material, a fim de abrir caminho para futura normatização desse tipo de alvenaria para fins estruturais.

3. REVISÃO DE LITERATURA

3.1 SUSTENTABILIDADE

De acordo com Lambets et al (2007) a forma com que a economia vem crescendo traz como consequência uma relação cada vez mais perturbadora entre o homem e a natureza. O alto crescimento populacional, os padrões de consumo cada vez mais elevados, a falta de planejamento das cidades, que ainda é um problema presente principalmente nas zonas urbanas dos países pouco desenvolvidos, a intensidade e frequência crescentes dos desastres naturais, o desmatamento e o consumo da terra de forma não planejada e sem reflorestamento são alguns dos fatores que tem contribuído para tal.

Em virtude disso, em 1987, a Comissão Mundial sobre Meio Ambiente e Desenvolvimento das Nações Unidas elaborou o Relatório de Brundtland. É nesse relatório que surge a primeira definição do termo sustentabilidade, entendida como: “capacidade de suprir as necessidades do presente sem comprometer a capacidade das gerações futuras de atender suas próprias necessidades”. No ano de 2002, o conceito foi expresso na Cúpula Mundial, afirmando que, “O desenvolvimento sustentável procura a melhoria da qualidade de vida de todos os habitantes do mundo sem aumentar o uso de recursos naturais além da capacidade da Terra” (BRUNDTLAND, 1987 apud OLIVEIRA, 2014).

Observa-se um crescimento mundial na prática da sustentabilidade nos meios econômico, político e social. Conseqüentemente, tem surgido amplas discussões sobre o tema nas associações comerciais, industriais e até mesmo nas pequenas ações de cada indivíduo. Na indústria da construção civil os impactos causados representam um grande prejuízo para a ordem ambiental (OLIVEIRA, 2011a).

Segundo Vilhena (2007), faz-se necessária a minimização dos impactos ambientais causados pelas edificações, visto que a construção civil é um dos maiores causadores de males ao meio ambiente. Suas atividades relacionadas à construção, operação e demolição de edifícios promovem a deterioração ambiental através do consumo excessivo de recursos naturais e da geração de resíduos. Dessa forma, o setor da construção vem buscando um melhor desempenho ambiental.

Segundo Oliveira (2011a, p.14),

A prática ideológica do ato sustentável traz à tona a busca pela conservação do meio ambiente de uma forma generalizada, sob a perspectiva da prática de ações conjuntas em busca da construção sustentável, mensurando e coletando informações sobre o

consumo racionalizado de energia, água, materiais, insumos, da reposição e renovação de matérias-primas e reciclagem, objetivando principalmente a redução dos impactos provocados pelos canteiros de obras.

3.2 RESÍDUOS DA CONSTRUÇÃO CIVIL (RCC)

Decorrente à grande quantidade de resíduos oriundos da construção civil e seu conseqüente impacto ambiental, a gestão das atividades desenvolvidas neste setor tem sido regulamentada em diversos países. No Brasil, a gestão de resíduos é regulamentada pelo Conselho Nacional do Meio Ambiente em acordo e parcerias com órgãos estaduais e municipais.

Mais especificamente, a necessidade da gestão e manejo corretos dos resíduos da construção civil resultou no estabelecimento da Resolução nº307, de 5 de julho de 2002, pelo CONAMA, que através do Art. 2º, adota a seguinte definição para esse tipo de resíduo,

Resíduos da construção civil são os provenientes de construções, reformas, reparos e demolições de obras de construção civil, e os resultantes da preparação e da escavação de terrenos, tais como: tijolos, blocos cerâmicos, concreto em geral, solos, rochas, metais, resinas, colas, tintas, madeiras e compensados, forros, argamassa, gesso, telhas, pavimento asfáltico, vidros, plásticos, tubulações, fiação elétrica etc., comumente chamados de entulhos de obras, caliça ou metralha.

Ainda segundo a Resolução CONAMA nº307/2002, alterada pela Resolução nº 348/2004 (inciso IV, Art. 3º), propõe que os resíduos da construção civil sejam classificados como:

I - Classe A: são os resíduos reutilizados ou recicláveis como agregados, tais como:

- a) De construção, demolição, reformas e reparos de pavimentação e de outras obras de infraestrutura, inclusive solos provenientes de terraplanagem;
- b) De construção, demolição, reformas e reparos de edificações: componentes cerâmicos (tijolos, telhas, placas de revestimento etc.), argamassa e concreto;
- c) De processo de fabricação e/ou demolição de peças pré-moldadas em concreto (blocos, tubos, meio-fios, etc.) produzidas nos canteiros de obras;

II - Classe B: são os resíduos recicláveis para outras destinações, tais como: plásticos, papel/papelão, metais, vidros, madeiras e outros;

III - Classe C: são os resíduos para os quais não foram desenvolvidas tecnologias ou aplicações economicamente viáveis que permitam a sua reciclagem/recuperação, tais como os produtos oriundos de gesso;

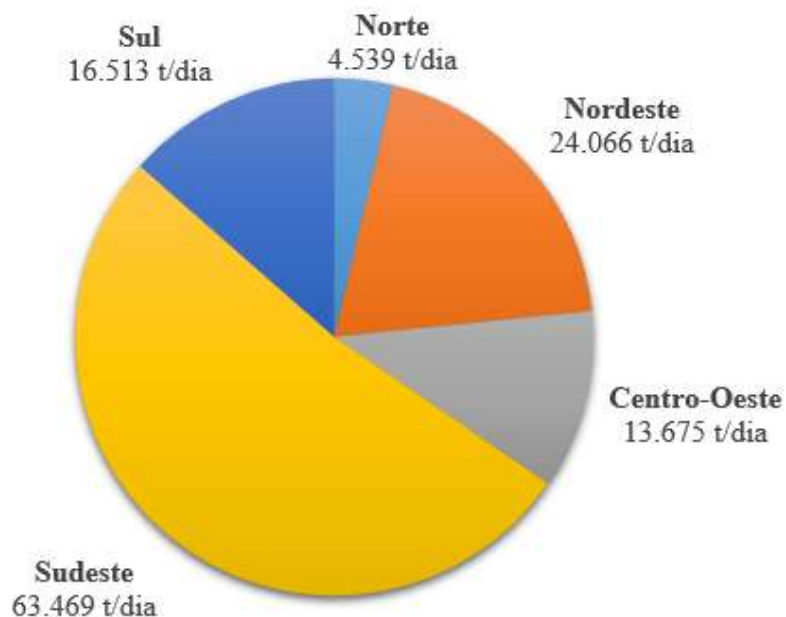
IV - Classe D: são resíduos perigosos oriundos do processo de construção, tais como tintas, solventes, óleos e outros ou aqueles contaminados ou prejudiciais à saúde oriundos de demolições, reformas e reparos de clínicas radiológicas, instalações industriais e outros, bem como telhas, e demais objetos e materiais que contenham amianto ou outros produtos nocivos à saúde.

A construção civil é um importante segmento da indústria brasileira, sendo um indicativo de crescimento econômico e social. Porém, seus resíduos têm representado um grande problema à ser administrado e sua disposição inadequada tem gerado problemas de ordem estética, ambiental e de saúde pública. A questão se intensifica pela grande quantidade e volume de RCC gerados, representando de 50 a 70% da massa de resíduos sólidos urbanos (BRASIL, 2011).

A quantidade de resíduo gerado está ligada diretamente com a intensidade da atividade de construção de cada país, da tecnologia empregada, taxas de desperdícios e manutenção. Sendo que, esse volume pode aumentar de forma significativa com a ocorrência de desastres naturais. Por exemplo, no ano de 1992 mais de 100 mil residências foram destruídas na Flórida, pelo furacão Andrew, gerando uma infinidade de resíduos de construção (LAURITZEN, 1998 apud MARQUES, 2010).

Um estudo realizado pela ABRELPE (Associação Brasileira de Empresas de Coleta de Limpeza Pública e Resíduos Especiais, 2014) juntamente com o IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística), mostrado na Figura 1, apresenta a quantidade de resíduos do setor da construção civil coletada, para as diferentes regiões do Brasil, no ano de 2014.

Foram contabilizados os resíduos de municípios que coletam e, sob responsabilidade própria, lança-os em logradouros. Portanto, os dados não representam o total exato de RCC gerado pelos municípios, mas são a única parcela que possui registros confiáveis e é com base nela que a ABRELPE realiza suas pesquisas anualmente. Dessa forma, foram estimados a coleta de cerca de 122.262 t/dia de RCC no país, sendo que o Sudeste representa 52% desse valor. Observou-se, ainda, um aumento de 4,1% na quantidade coletada em relação aos dados de 2013.

Figura 1 – Estimativa de RCC coletados nas diferentes regiões do Brasil

Fonte: Pesquisa ABRELPE E IBGE (2014)

A tendência do esgotamento dos recursos naturais, gerando a necessidade de preservação ambiental, faz com que a construção civil adquira novos conceitos e soluções técnicas visando a sustentabilidade de suas atividades. Neste contexto, o aproveitamento dos resíduos da construção civil, aparece como alternativa alinhada a estes novos conceitos. De maneira a atribuir-lhes condição de material nobre, ao invés de simplesmente descartá-los, de forma prejudicial, na natureza (LIMA *et al.*, 2015).

O aproveitamento desse material, beneficiando-os, consiste em reciclá-los e reutilizá-los como matéria-prima. De acordo com a NBR 15.116 (ABNT, 2004) reciclagem é o processo de reaproveitamento de um resíduo, após ter sido submetido à transformação; e reutilização é o processo de reaplicação de um resíduo, sem transformação deste.

Porém, para que a reciclagem ocorra, faz-se necessária a existência de uma cadeia complexa, que se inicia na organização do sistema de coleta, passando pelos processos de tratamento e se finda na disponibilidade dos materiais reciclados. Essas etapas são bastante distintas e envolvem setores diferentes, porém que devem funcionar de forma integrada, sem a qual a cadeia toda pode ficar comprometida. A complexibilidade do assunto estende-se à qualidade dos projetos executivos, incluindo estudos detalhados de técnicas construtivas, com o objetivo de minimizar a geração de entulhos e os desperdícios com materiais e mão-de-obra. No entanto, inevitavelmente, sempre haverá a geração de resíduos, os quais poderão ser

reciclados ou reaproveitados, quando possível na própria obra, que por ser o seu local de origem possivelmente haverá maior possibilidade de serem reutilizados (SAGANTINI; WADA, 2011).

A NBR 15.114 (ABNT, 2004) determina que apenas os resíduos de construção civil classe A podem ser destinados à reciclagem, sendo transformados em agregado reciclado, que, segundo a NBR 15.116 (ABNT, 2004), consiste em um material granular proveniente do beneficiamento de resíduos de construção ou demolição de obras civis, que apresenta características técnicas para a aplicação em obras de edificação e infraestrutura. Ainda conforme a NBR 15.116 (ABNT, 2004), esse agregado pode ser classificado como: Agregado de resíduo de concreto (ARC), agregado composto por no mínimo 90% em massa de fragmentos à base de cimento Portland e rochas, e Agregado de resíduo misto (ARM).

A reciclagem dos resíduos gerados pelo setor da construção civil, visando a sustentabilidade, tem se consolidado cada vez mais. Porém, no Brasil, a reciclagem desses materiais ainda é bastante tímida quando comparada aos países de primeiro mundo. A problemática da falta de coleta e destinação final ambientalmente correta para esses resíduos ainda estão bastante presentes na maioria das cidades brasileiras.

Embora, no país, o gerenciamento adequado dos resíduos sólidos ainda encontre obstáculos, a Lei nº 12.305, sancionada em 2 de agosto de 2010 e atualizada em 2012, institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos, estabelecendo a necessidade da existência de um Plano Nacional de Resíduos Sólidos, elaborado pelo Ministério do Meio Ambiente. Dessa forma, regulamenta o setor e impõe diversas responsabilidades aos geradores e ao poder público, sobre as diretrizes relativas à gestão integrada e ao gerenciamento dos resíduos sólidos. Segundo essa Lei, em seu Art. 3º, o termo destinação final ambientalmente correta pode ser entendida como: destinação de resíduos que inclui a reutilização, a reciclagem, a compostagem, a recuperação e o aproveitamento energético ou outras destinações admitidas pelos órgãos competentes e normas operacionais, de modo a evitar danos ou riscos à saúde pública e à segurança e a minimizar os impactos ambientais adversos; e a distribuição ordenada de rejeitos em aterros atendendo todas as normas operacionais específicas.

Segundo Sigor (2014), a reutilização do resíduo na própria obra e/ou o emprego do agregado reciclado contribuem para a diminuição do uso dos recursos naturais, dos custos na obra e do volume de resíduos para a destinação final. Entretanto, barreiras como a falta de políticas públicas, que regulamentem estes procedimentos e incertezas por parte dos geradores quanto ao uso destes materiais, fazem com que a prática deste recurso ainda seja limitada.

Segundo Fernandez (2012), o conhecimento da composição desse resíduo gerado é de suma importância, pois determinam de que forma podem ser utilizados. Porém, de acordo com

Carneiro *et al.* (2001), as características desse entulho são bastante peculiares. Existe uma infinidade de parâmetros que interferem em suas propriedades, qualidade e composição. Entre essas variáveis, destacam-se:

- O nível de desenvolvimento da indústria da construção local: qualidade e treinamento da mão de obra disponível; técnicas de construção e demolição empregadas; adoção de programas de qualidade e redução de perdas; adoção de processos de reciclagem e reutilização no canteiro;
- Os tipos de materiais predominantes e/ou disponíveis na região;
- O desenvolvimento de obras especiais na região (metrô, esgotamento sanitário, restauração de centros históricos, entre outros);
- O desenvolvimento econômico da região;
- A demanda por novas construções.

Dessa forma, entende-se que o entulho está condicionado a parâmetros específicos da região geradora do resíduo e à variação ao longo do tempo. Na construção civil, por exemplo, nos países desenvolvidos, geram-se elevados percentuais de papel e plástico, provenientes das embalagens dos materiais. Enquanto que, nos países em desenvolvimento, gera-se excessiva quantidade de resíduos de concreto, argamassa, blocos, entre outros, devido às altas perdas do processo (CARNEIRO *et al.*, 2001).

A seguir, são apresentados dados obtidos na pesquisa de Silva (2005) apud Fernandez (2012), sobre a caracterização dos resíduos de construção civil gerados em obras no Brasil (Tabela 1).

Tabela 1 – Composição média dos materiais de RCC em obras no Brasil

| Componentes | Porcentagem (%) |
|--------------------|------------------------|
| Argamassa | 63 |
| Concreto e blocos | 29 |
| Outros | 7 |
| Orgânicos | 1 |
| Total | 100 |

Fonte: Silva (2005) apud Fernandez (2012).

De acordo com Solyon (2009), os maiores volumes dos resíduos de construção se constituem de argamassas, concretos e materiais cerâmicos, que podem ser transformados em agregados e reaproveitados em matrizes de concreto ou de solo-cimento.

3.3 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

A estabilização de um solo pode ser entendida como sendo a alteração de qualquer uma de suas propriedades, de maneira a melhorar o seu comportamento do ponto de vista de Engenharia. Essa mudança pode ser obtida através de um processo: mecânico, físico ou químico, tornando o solo estável para os limites de sua utilização, e fazendo com que esta estabilização permaneça sob a ação de cargas exteriores e às mudanças climáticas (MARANGON; 1992).

Para Houben e Guillaud (1994) apud Oliveira (2011b), estabilizar o solo refere-se a qualquer processo, seja ele natural ou artificial, ao qual o solo se torna mais resistente à deformações e deslocamentos do que em sua forma original. Esse processo consiste em modificar o sistema solo-água-ar com o intuito de se obter propriedade de longa duração ajustadas com sua utilização em particular.

As características do solo podem ser melhoradas através da adição de agentes estabilizadores como: cimento, cal, escoria de alto forno (cinza volante), fibras vegetais, aditivos químicos e outros.

A estabilização mecânica fundamenta-se em compactar o solo por meio de uma ação mecânica, com aplicação de uma energia. Esse método modifica a densidade, a resistência, a compressibilidade, a permeabilidade e a porosidade do material (GRANDE, 2003).

Na estabilização física são adicionadas frações de grãos de diferentes granulometrias, aperfeiçoando assim as proposições entre areia, silte e argila, agindo diretamente na textura dos solos e proporcionando melhor empacotamento dos grãos (RODRIGUES, 2008).

Já a estabilização química ocorre quando outros materiais são adicionados ao solo, modificando suas propriedades. Essas alterações se dão através de reações físico-químicas entre os grãos e o material ou através da criação de uma matriz que aglutina e cobre os grãos (MIELI, 2009).

A estabilização química mais comum é a de solo-cimento, onde o cimento através das reações pozolânicas e sílica ativa presente no solo fazem com que ocorra um ganho na resistência deste. O cimento atinge essa resistência em idades baixas e possui afinidade com vários tipos de solos, fazendo com que ele seja o componente mais utilizado nesse tipo de estabilização (PEREIRA, 2012).

Para a escolha do tipo mais adequado de estabilização é necessário levar em conta fatores como: viabilidade econômica, finalidade da obra, características dos materiais e as propriedades do solo que se deseja corrigir ou adequar (GUIMARÃES, 1998). Ressaltando a

importância da definição prévia do procedimento executivo que se pretende utilizar, uma vez que existem métodos de estabilização que não se adaptam a certas técnicas construtivas (HOUBERT e GUILLARD, 1989).

3.3.1 Solo-Cimento

O interesse pelo solo-cimento no Brasil começou a partir de 1936, através da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP), que regulamentou e pesquisou sua aplicabilidade. De acordo com a ABCP (1985), o solo-cimento é um material de construção formado pela mistura homogeneizada, compactada e curada de cimento Portland, solo e água em proporções adequadas à finalidade de uso. A maior parte da mistura é constituída por solo, contendo uma fração de cimento entre 5 a 10%, sendo essa quantia considerada satisfatória para estabilizar o solo, produzindo resistência à compressão, durabilidade e impermeabilidade necessárias.

O cimento Portland é um ligante hidráulico, ou seja, pode não só endurecer ao ar, como também dentro da água, mantendo sua resistência ao longo do tempo em ambos ambientes. Considerado o ligante mais utilizado na indústria da construção em todo o mundo, devido à sua elevada utilização, passou a ser chamado apenas de cimento (GOMES; PINTO; PINTO, 2013).

Os constituintes principais do cimento Portland são a cal (CaO), a sílica (SiO₂), a alumina (Al₂O₃), o óxido de ferro (Fe₂O₃), em menores proporções o magnésio (MgO), o anidrido sulfúrico (SO₃), e uma pequena quantidade de óxido de sódio (Na₂O), óxido de potássio (K₂O), óxido de titânio (TiO₂) e outras substâncias de menor importância. A cal, sílica, alumina e óxido de ferro são os componentes essenciais do cimento Portland, constituindo cerca de 95 a 96% do total na análise de óxidos (SIQUEIRA, 2008).

Segundo Siqueira (2008), a mistura em proporções convenientes dos compostos citados acima é submetida ao calor no forno produtor de cimento, até a temperatura de fusão incipiente, que resulta na obtenção do clinker. Nesse processo ocorrem combinações químicas, principalmente no estado sólido, que conduzem à formação dos seguintes compostos:

- Silicato tricálcico ($3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 = \text{C}_3\text{S}$);
- Silicato dicálcico ($2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 = \text{C}_2\text{S}$);
- Aluminato tricálcico ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 = \text{C}_3\text{A}$);
- Ferro aluminato tetracálcico ($4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3 = \text{C}_4\text{AFe}$).

O silicato tricálcico (C₃S) é o principal responsável pela resistência, especialmente até o fim do primeiro mês de cura. O silicato dicálcico (C₂S) adquire maior importância no processo de endurecimento em idades mais avançadas, sendo amplamente responsável pelo ganho de resistência a um ano ou mais. O aluminato tricálcico (C₃A) também contribui com a resistência, principalmente no primeiro dia (SIQUEIRA, 2008).

De acordo com Milani (2005, p.04),

Na estabilização do solo com cimento ocorrem reações de hidratação dos silicatos e aluminatos presentes no cimento, formando um gel que preenche parte dos vazios da massa e une os grãos adjacentes do solo, conferindo a ele resistência inicial; paralelamente, ocorrem reações iônicas que provocam a troca de cátions das estruturas argilo-minerais do solo com os íons de cálcio, provenientes da hidratação do cimento adicionado. Devido a esta troca, o solo torna-se mais granular, a adesividade é reduzida e a sensibilidade à variação de umidade e à variação volumétrica se tornam menores.

De maneira geral, as propriedades mecânicas dos solos são melhoradas quando misturadas com o cimento e submetidos a processos de compactação. Entretanto, nem todos os solos são adequados para tal interação, sendo limitados pela trabalhabilidade e o consumo de cimento necessários para a sua estabilização (CEPED, 1984 apud SEGANTINI, 2000).

Silva (2005) aponta a seriedade da escolha correta quanto a granulometria do solo, salientando a importância de o solo ser facilmente desagregável e apresentar uma constância de tamanho entre os grãos.

Apesar da argila ser um componente importante, devido às suas propriedades aglomerantes e melhora na resistência inicial e trabalhabilidade do material, o uso de solos compostos por frações preponderantes de argilas ou silte não são aconselháveis. Essas frações de solo quando em excesso podem sofrer fissuras, trincas ou rachaduras depois de seca, em consequência da retração, e promover a redução da resistência do material (SILVA, 2005).

Os solos arenosos são considerados os mais apropriados, mais especificamente os que possuem de 50% a 70% de teor de areia em sua composição (AURINILCE, 2004). A existência de grãos de areia grossa e pedregulhos é benéfica, pois são materiais inertes e têm apenas a função de enchimento, o que favorece a liberação de quantidades maiores de cimento para aglomerar os grãos menores. No entanto, os solos precisam conter um teor mínimo de fração fina, pois a resistência inicial do solo-cimento se deve à coesão da fração fina compactada. (SEGANTINI, 2000).

Solos com teores muito altos de mica também não são indicados para ser empregados no solo-cimento pois não resistirão às expansões da argila durante os ciclos de secagem e

molhagem. Da mesma forma, os solos orgânicos e turfosos são inadequados e não devem ser utilizados (PECORIELLO e BARROS, 2004). De acordo com Sandroni e Cosolo (2010), nas argilas muito plásticas e orgânicas, com mais de 2% de matéria orgânica, são encontradas algumas dificuldades em atingir as propriedades mecânicas desejadas, exigindo uma quantidade muito elevada de cimento. Segundo Neto (2004, p.33), “a acidez da matéria orgânica no solo retarda as reações de hidratação do cimento, comprometendo a resistência à compressão do solo-cimento”.

Segundo a NBR 8491 (ABNT, 2012), o solo destinado a confecção de solo-cimento não deve conter matéria orgânica em teores prejudiciais às características exigidas pela norma. E de acordo com a norma NBR 10833 (ABNT, 2012), o solo deve atender as características apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Características do solo para confecção de solo-cimento

| Característica | Condições (%) |
|---|----------------------|
| % de solo que passa na peneira ABNT 4,8 mm (nº 4) | 100 |
| % de solo que passa na peneira ABNT 0,075 mm (nº 200) | 10 a 50 |
| Limite de liquidez | ≤ 45 |
| Limite de plasticidade | ≤ 18 |

Fonte: NBR 10833 (ABNT, 2012)

Para o caso de solos muito argilosos ou muito arenosos é possível mesclar os solos a fim de “suprir” as características ausentes e se obter melhores resultados. No entanto, é mais vantajoso optar pelo emprego da terra do próprio local da obra com o intuito de reduzir custos com transporte de material (NEVES et al, 2010).

O conhecimento adequado das propriedades do solo a ser utilizado na produção de tijolos de solo-cimento é de suma importância, visto que é o componente de maior quantidade na mistura, influenciando diretamente na qualidade e no custo final do tijolo produzido. Para tal é necessária a verificação do cumprimento dos requisitos exigidos através de ensaios de granulometria, limites de liquidez e de plasticidade, realizados em laboratório (PECORIELLO e BARROS, 2004).

Segundo a NBR 10833 (ABNT, 2012), o cimento Portland utilizado na mistura solo-cimento deve atender, conforme o tipo empregado, às normas para cimento: comum, de alta resistência inicial, de alto forno, pozolânico e composto. Não existe nenhuma restrição ao uso

de qualquer tipo de cimento, sendo que, qualquer um dos tipos apresentados pode ser utilizado para a fabricação do solo-cimento.

A água utilizada na mistura deve ser isenta de impurezas nocivas à hidratação do cimento, de preferência potável. Segundo Taveira (1987), a quantidade de água capaz de permitir o desenvolvimento da plasticidade do solo, de forma que os tijolos possam ser confeccionados sem gerar trincas e quebras de cantos, está na faixa de 10 a 15%.

3.4 ALVENARIA

A alvenaria, de maneira geral, pode ser definida como um sistema construtivo que consiste na moldagem de unidades (pedras, tijolos ou blocos) unidas por um ligante, mais comumente a argamassa (ROMAN, 2007).

Segundo Tauil e Nese (p.19, 2010), “Chamamos de alvenaria o conjunto de peças justapostas coladas em sua interface, por uma argamassa apropriada, formando um elemento vertical coeso”.

Existem dois tipos de alvenaria: as destinadas apenas à vedação, não recebendo esforços solicitantes; e as alvenarias estruturais, destinadas ao suporte de cargas.

Em alvenaria estrutural não se utilizam pilares e vigas, pois as paredes chamadas de portantes compõem a estrutura da edificação e distribuem as cargas uniformemente ao longo das fundações (TAUIL; NESE, 2010). Os principais componentes da alvenaria estrutural são: unidades, argamassa, graute e armadura (RAMALHO; CORRÊA, 2008).

A alvenaria estrutural foi introduzida no Brasil a partir da década de 60, quando da construção do conjunto habitacional “Central Parque da Lapa” em São Paulo, edifício de quatro pavimentos confeccionado com blocos de concreto estrutural. Já a alvenaria estrutural não armada chegou ao Brasil somente na década de 70, com a utilização de blocos sílico-calcários e com o surgimento das indústrias de blocos estruturais de concreto e, posteriormente, dos blocos cerâmicos (ROMAN, 2007).

De acordo com Ramalho e Corrêa (2008), usualmente, o acréscimo de custo para a produção da alvenaria estrutural compensa com folga a economia que se obtém com a retirada dos pilares e vigas. No entanto, é necessário se atentar para alguns detalhes, a fim de que essa situação não se inverta. Esses detalhes dizem respeito a determinadas características da edificação que se pretende construir. Algumas características relevantes, que devem ser levadas em consideração, são a altura da edificação e o tipo de uso. Com relação à altura, pode-se afirmar que a alvenaria estrutural é adequada a edificações de no máximo 15 a 16 pavimentos.

Construções com números de pavimentos acima desse limite não permitem que a obra seja executada sem um esquema de grauteamento generalizado, o que prejudica muito a economia. Quanto ao tipo de uso, é importante ressaltar que, para edifícios onde é necessária a utilização de grandes vãos, esse sistema construtivo normalmente não é adequado.

Algumas das vantagens da alvenaria estrutural em relação às estruturas convencionais de concreto armado são: economia de fôrmas, redução significativa dos revestimentos, redução nos desperdícios de material e mão-de-obra, redução do número de especialidades e flexibilidade no ritmo de execução da obra (RAMALHO; CORRÊA, 2008).

3.4.1 Alvenaria de tijolos de solo-cimento

O solo-cimento se constitui em uma alternativa viável, quando da existência de solo adequado para se trabalhar, além de oferecer durabilidade e resistência de tal forma que é possível sua utilização em fundações, passeios e contra pisos, coberturas abobadas, lajes mistas e paredes de edificações simples. Quer sob a forma de blocos e tijolos prensados, quer constituindo painéis inteiriços, construídos por processo manual mediante compactação (CEBRACE, 1981; RODRIGUES, 2008; SEGATINI; WADA, 2011).

A utilização de tijolos empregando matérias-primas como o solo-cimento aparece como solução para o problema habitacional de países em desenvolvimento. No entanto, a utilização de solo compactado na construção civil não é um conceito recente. Construções em barro socado e adobe já eram utilizadas desde a antiguidade, tendo, através dos anos, sua qualidade em termos de resistência mecânica e durabilidade comprovadas (SILVA, 2005).

Os tijolos e blocos de solo-cimento são produzidos em prensas, dispensando a queima em fornos, conforme visualizado na Figura 2. Porém, precisam ser umedecidos, num processo de cura, para que ganhem resistência. As prensas podem ser manuais ou automáticas e seu princípio fundamental consiste em submeter a mistura à pressões muito elevadas dentro de uma forma metálica. A pressão aplicada com prensas manuais varia de 2000 a 4000 kPa, enquanto que nas prensas automáticas, essa pressão chega a ultrapassar 10000 kPa. Esses elementos possuem excelente resistência e um ótimo aspecto (MYRRHA, 2003; TAVEIRA, 1987).

Figura 2 – Exemplo de bloco e tijolo vazados de solo-cimento-RCC



A qualidade do tijolo de solo-cimento prensado é decorrente do empacotamento dos grãos do solo depois de compactado. O equipamento responsável por essa compactação e moldagem dos tijolos é a prensa, que desempenha função fundamental na qualidade final do produto. É ela quem condiciona a taxa de compactação do material, que é função da energia aplicada, e as características produtivas em si. O resultado desse empacotamento deve ser um material de baixa porosidade e elevada densidade, ou seja, um tijolo de boa qualidade quanto à sua resistência, permeabilidade, compressibilidade e absorção de água (RODRIGUES, 2008; CABALA, 2007).

A construção executada com tijolo de solo-cimento não apresenta necessidade de utilização de formas de madeira para compor vigas e pilares, possibilitando uma facilidade de projeto, detalhamento e supervisão da obra. Devido a mudanças de temperatura, deve-se deixar entre os tijolos uma distância de 1 mm a 2 mm quando forem assentados, para que não ocorram fissuras com sua dilatação e retração. Não é necessário a execução de chapisco, emboço ou reboco, pois a perfeição da prensagem deixa as faces lisas nos tijolos, que estando no prumo, possibilitam apenas uma impermeabilização como acabamento (PINTO; CHALUPPE; LEITE, 2014).

Segundo a NBR 8491 (ABNT, 2012), para que o tijolo de solo-cimento seja considerado aceitável para fins construtivos, sem função estrutural, ele deve apresentar requisitos de absorção de água e resistência à compressão mínimos, com idade mínima de sete

dias, e satisfazer as tolerâncias dimensionais estabelecidas pela norma, conforme apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Requisitos mínimos exigidos para tijolos de solo-cimento

| Propriedade | Número de amostras | Requisitos específicos |
|--------------------------------|---------------------------|---|
| Variação dimensional | 10 | Tolerância de ± 1 mm para comprimento, largura e altura. |
| Absorção de Água (%) | 3 | Valor médio $\leq 20\%$ Valor individual $\leq 22\%$ |
| Resistência a Compressão (MPa) | 7 | Valor médio $\geq 2,0$ MPa Valor individual $\geq 1,7$ MPa |

Fonte: NBR 8491 (ABNT, 2012)

Segundo a NBR 8492 (ABNT, 2012), os tijolos devem ser medidos com o auxílio de uma escala metálica ou um paquímetro com resolução de pelo menos 0,5 mm e comprimento adequado à dimensão máxima do corpo de prova. As medidas devem ser feitas em três pontos distintos de cada face do tijolo, sendo realizada uma aferição em cada extremidade e uma no meio do tijolo. A dimensão de cada face obtida com a média dos três valores. De acordo com a NBR 10834 (ABNT, 2012), os tijolos, quando vazados, seus furos devem ter eixo perpendicular à superfície de assentamento e a espessura das paredes no entorno deve ser de no mínimo 25 mm. Entretanto, mesmo inexistindo normas brasileiras que estabeleçam parâmetros quanto ao seu emprego com finalidade estrutural, os tijolos e blocos de solo estabilizados com cimento podem ser utilizados em qualquer tipo de construção, para substituir os blocos cerâmicos e de concreto, seja em alvenaria simples de vedação, ou alvenaria estrutural, desde que atendam as resistências e demais características exigidas no projeto.

Os tijolos de solo-cimento representam uma alternativa em sintonia com o desenvolvimento sustentável, pois requerem baixo consumo energético e não poluem, devido ao fato de dispensarem o processo de queima. Quando comparados com os tijolos cerâmicos essas características ficam bem evidentes, visto que na fabricação de mil tijolos de argila (para tijolos tradicionais) requer a queima de 1 m³ de madeira, o que equivale a aproximadamente seis árvores de porte médio. Além disso, quando um tijolo de argila queimada se quebra torna-se inutilizável, sendo descartado como resíduo, já os de solo-cimento podem ser moídos e reaproveitados (UCHIMURA, 2006; SEGATINI; WADA, 2011; BARBOSA; MATTONE, 2002 apud SOUZA, 2011).

O solo-cimento é um material resistente às intempéries, suas paredes podem ser revestidas ou aparentes, e permitem a utilização de diversos tipos de pintura e revestimento cerâmico. Além de que, o solo do próprio local, quando adequado para tal, pode ser utilizado para a sua confecção, reduzindo a necessidade de transporte, e conseqüentemente os custos com frete (UCHIMURA, 2006; BARBOSA; MATTONE, 2002 apud SOUZA, 2011).

De acordo com Silva (2005), as vantagens da utilização do solo-cimento são:

- Disponibilidade de solo propiciando o uso intensivo de recursos materiais naturais locais;
- Tecnologia simples, de fácil assimilação do processo construtivo, portanto, não necessitando de mão de obra especializada;
- Apresenta boas condições de conforto térmico e acústico, comparáveis às construções em alvenaria de tijolos cerâmicos. As construções com solo-cimento são confortáveis devido ao fato da terra crua ser má condutora de calor, além de serem resistentes ao fogo;
- Dispensam o uso de revestimentos, tais como: chapisco, emboço e reboco. Isto se deve ao acabamento liso das paredes monolíticas ou à perfeição das faces das peças prensadas. Uma pintura simples é necessária apenas para aumentar a impermeabilidade das paredes;
- O consumo de energia é menor em construções com solo-cimento tanto na obtenção do material quanto na construção propriamente dita. O fato de não haver necessidade de queima na produção de tijolos reduz consideravelmente o consumo de energia, sobretudo quando são usadas prensas manuais.

É importante salientar que é possível trabalhar com técnicas racionalizadas do processo construtivo através do uso de tijolos modulares, proporcionando redução dos desperdícios e diminuição do volume de entulhos gerados. Dessa forma, o tempo gasto nos processos construtivos são minimizados, propiciando a diminuição dos custos com mão de obra e materiais. Esse sistema elimina a necessidade de realizar rasgos na parede para passagem de tubulações, pois os tijolos possuem furos que ficam sobrepostos no assentamento e formam dutos por onde passam os fios e as tubulações hidráulicas (SEGANTINI; WADA, 2011).

Segundo Carneiro *et al.* (2001), outra vantagem do solo estabilizado com cimento é a possibilidade de incorporação de outros materiais na sua fabricação, como por exemplo: descartes industriais e agregados produzidos com entulho reciclado. Esse entulho é formado por restos de tijolos, concretos, argamassa, madeiras e outros materiais usados na execução de

obras de construção. E quando devidamente reciclados, o produto resultante apresenta propriedades físicas e químicas apropriadas para seu emprego como material de construção de edificações.

3.5 ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO

De acordo com a NBR 13281 (ABNT, 2005), argamassa é definida como sendo uma mistura homogênea de agregados miúdos, aglomerantes inorgânicos e água, contendo ou não aditivos ou adições, com propriedades de aderência e endurecimento, podendo ser dosada em obra ou em indústrias. A grosso modo, as argamassas são formadas pela mistura de cimento Portland, areia e água, podendo ou não conter proporções de cal e aditivos.

A argamassa de assentamento tem como função principal unir as unidades de alvenaria e distribuir de maneira uniforme as tensões entre elas. Geralmente, a argamassa é constituída de cimento Portland, água, cal ou plastificantes e areia. O papel da cal é proporcionar plasticidade, permitindo maiores deformações sem fissuração, e capacidade de retenção de água, melhorando sua aderência (BARBOSA, 2004).

A resistência mecânica e durabilidade são os requisitos fundamentais da argamassa endurecida. No estado plástico, a argamassa precisa permitir o fácil assentamento dos blocos e tijolos, além de servir para compensar as variações dimensionais das unidades e do elemento em alvenaria (PARSEKIAN, HAMID E DRYSDALE, 2013).

De acordo com a ABCP (1998), para que a argamassa tenha capacidade de executar sua função adequadamente, ela deve apresentar as seguintes características:

- a) Ter trabalhabilidade (consistência, plasticidade e coesão) suficiente para que o pedreiro produza com rendimento otimizado um trabalho satisfatório, rápido e econômico;
- b) Ter capacidade de retenção de água suficiente para que uma elevada sucção do elemento não prejudique as suas funções primárias;
- c) Adquirir rapidamente alguma resistência após assentada para resistir aos esforços que possam atuar durante a construção;
- d) Desenvolver resistência adequada para não comprometer a alvenaria da qual faz parte, mas não deve, no entanto, ser mais resistente que os componentes que ela une;
- e) Ter adequada aderência aos componentes a fim de que a interface tijolo/bloco-argamassa possa resistir aos esforços cisalhantes e de tração sem romper, e prover a alvenaria de juntas estanques à água de chuva;

- f) Ser durável e não afetar a durabilidade de outros materiais ou da construção como um todo;
- g) Ter suficiente resiliência de maneira a acomodar as deformações intrínsecas (retração na secagem e de origem térmica) e as decorrentes de movimentos estruturais (de pequena amplitude) da parede de alvenaria, sem fissurar.

Nas alvenarias, a argamassa de assentamento tem importante influência na resistência à compressão, que por mais que não seja predominante, é de suma importância e deve ser levada em consideração (PARSEKIAN, HAMID E DRYSDALE, 2013).

A NBR 15812-1 (ABNT, 2010) estabelece que a resistência à compressão da argamassa, destinada a alvenaria estrutural, deve estar entre o valor mínimo de 1,5 MPa e máximo de 0,7 vezes a resistência característica do bloco, referida à área líquida.

De acordo com Parsekian, Hamid e Drysdale (2013), não se deve especificar uma resistência à compressão da argamassa (f_a) muito baixa em relação a resistência característica do bloco (f_{bk}), porém é aconselhável que não seja superior. Os autores recomendam que o valor esteja dentro de uma faixa de 0,70 a 1,50 vezes o valor da resistência característica do bloco. Porém, o valor mais adequado é o mínimo possível, ou seja, próximo do limite inferior quando a carga vertical é predominante, para o caso de elevada compressão (edifícios de múltiplos pavimentos), ou do limite superior, quando a ação lateral é predominante (murros de arrimo, caixas d'água, etc.).

A norma europeia EN 1996-1-1 (EUROCODE, 2005), divide a argamassa de alvenaria em três tipos: argamassa de uso geral, camada fina de argamassa (0,5 mm a 3,0 mm) e argamassas leves. E estabelece que o mínimo de resistência à compressão que a argamassa utilizada para o assentamento dos blocos deve ter é de 12 N/mm² aos 28 dias.

Através de pesquisas realizadas com diferentes blocos de concreto e argamassas, os autores Mohamad, Lourenço e Roman (2006), propuseram uma equação para o cálculo do módulo de elasticidade da argamassa em função da sua resistência à compressão (Equação 1).

$$E_{arg} = -18,9 \cdot f_{arg}^2 + 939,4 \cdot f_{arg} \text{ (MPa)} \quad (1)$$

Em que:

E_{arg} = Módulo de elasticidade da argamassa;

f_{arg} = Resistência à compressão da argamassa.

A união adequada vai depender fundamentalmente das características dos dois componentes, bloco e argamassa, individualmente e da sua compatibilidade.

3.6 PRISMAS E PEQUENAS PAREDES

As paredes de alvenaria devem apresentar resistência à compressão, à tração, à flexão e ao cisalhamento. No entanto, de todas essas propriedades mecânicas, a mais importante é a resistência à compressão, pois, geralmente as paredes de alvenaria estão submetidas a carregamentos verticais mais intensos que os horizontais, produzidos pelo vento e sismos (MOHAMAD; RIZZATTI; ROMAN, 2011).

A melhor maneira de se estimar valores para essas tensões nas alvenarias seria através de ensaios em escalas reais. No entanto, estes testes são onerosos, de difícil preparo e execução, e exigem uma estrutura laboratorial sofisticada.

Em vista da dificuldade de se ensaiar paredes em tamanho real, várias pesquisas têm sido realizadas em prismas, corpo de prova obtido pela superposição de tijolos unidos por uma junta de argamassa, e pequenas paredes, apresentando a vantagem de serem mais rápidos e econômicos, além de não exigirem estrutura laboratorial muito sofisticada. A desvantagem é que não se obtém o real comportamento da alvenaria.

Mesmo possuindo geometria reduzida quando comparadas a escala real, os ensaios com prismas e pequenas paredes são a base para se entender o comportamento do sistema de alvenaria, visto que ensaios realizados apenas com suas unidades componentes (argamassa e tijolo) não apresentam uma correlação aceitável, ou seja, quando analisados separadamente não expressam seu real comportamento em conjunto. Dessa forma, é necessária a análise do comportamento do sistema como um todo.

De acordo com Parsekian, Hamid e Drysdale (2013), a determinação das propriedades físicas e mecânicas de cada material individualmente é importante para manter o padrão de qualidade tanto do fabricante quanto da obra. Além disso, é necessário certificar que as propriedades de cada material estão dentro de uma faixa previsível, uma vez que as características da alvenaria serão estimadas em função dos materiais que a constituem. No entanto, o conhecimento das interações entre esses materiais e de outros aspectos que afetam as propriedades físicas e mecânicas do elemento é necessário para se entender o funcionamento básico da alvenaria.

Segundo Mohamad, Rizzatti e Roman (2011), o comportamento do conjunto da alvenaria não depende apenas da qualidade individual de cada material empregado, mas

também das interações físico-químicas que se processam entre eles. Sendo assim, não se deve tratar a parede apenas em função das características de seus materiais isoladamente, mas como um material compósito fruto da interação da unidade, da argamassa e, quando utilizado, do graute. É importante que se entenda perfeitamente o comportamento do “material alvenaria”, comportamento que varia de unidade para unidade e com os diferentes tipos de argamassa e graute. Por esse motivo, não se deve estimar o desempenho estrutural de paredes de alvenaria sem a realização de ensaios com prismas e pequenas paredes dos materiais que serão utilizados.

Segundo Pinheiro (2009), os ensaios com pequenas paredes representam as condições mais próximas dos ensaios com paredes de escala real, pois apresentam contrafiamento dos blocos. Decorrente a isso, esse tipo de ensaio apresenta melhor resposta que os ensaios com prismas.

Para melhor avaliar o comportamento dos corpos de prova empregados, utiliza-se do cálculo da eficiência, que pode ser aplicado tanto para os prismas (Equação 2) como para as pequenas paredes (Equação 3). As equações para o cálculo da eficiência de cada um, respectivamente, são apresentadas a seguir:

$$\eta_{prisma} = \frac{f_p}{f_b} \quad (2)$$

$$\eta_{parede} = \frac{f_{par}}{f_b} \quad (3)$$

Onde:

η_{prisma} = Eficiência do prisma;

η_{parede} = Eficiência da parede;

f_p = Resistência à compressão do prisma;

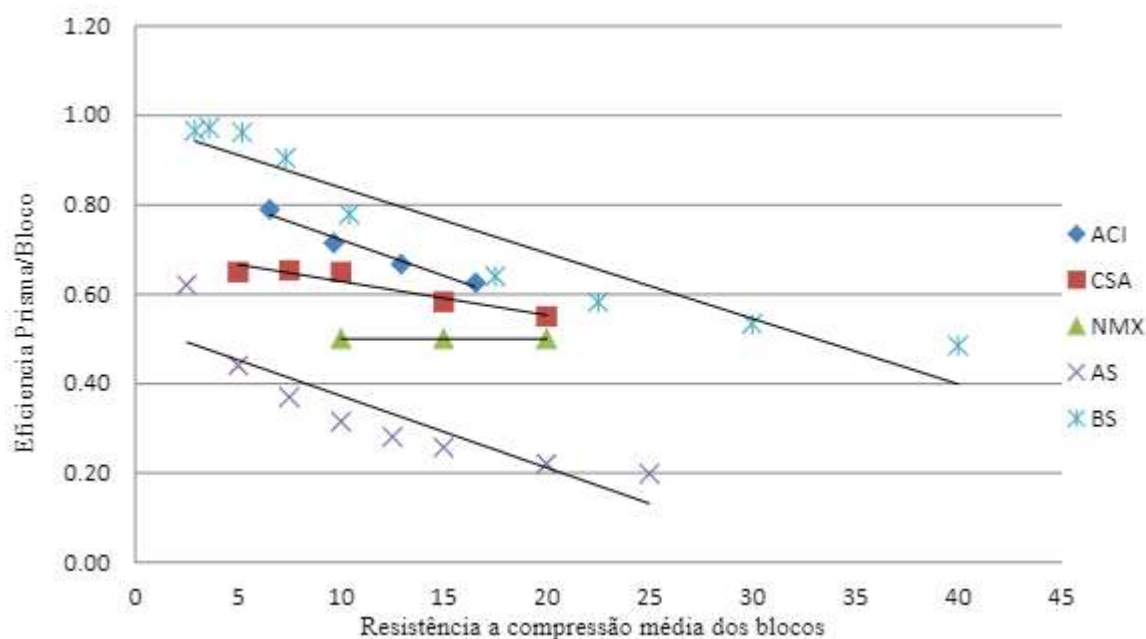
f_{par} = Resistência à compressão da parede;

f_b = Resistência à compressão do bloco.

De acordo com Ramalho e Corrêa (2003), o fator de eficiência possui grande variabilidade, dependendo do material utilizado na fabricação dos tijolos, da geometria do mesmo e de sua resistência. Porém, as características dos outros componentes, também, influem na eficiência prisma-tijolo e parede-tijolo.

Fontes (2012) selecionou os dados de eficiência da relação entre a resistência de prismas e blocos, sendo que a resistência do prisma foi calculada através das equações empíricas propostas nas normas internacionais, considerando os valores de resistência à compressão dos blocos por seus valores médios, e aferiu graficamente (Figura 3). Através da análise dos dados encontrados por Fontes (2012) pode-se perceber que, quanto maior a resistência do bloco menor a eficiência do prisma.

Figura 3 – Relação de eficiência prisma/bloco, segundo algumas normas internacionais



Fonte: FONTES (2012)

Onde:

ACI – normalização americana (argamassa tipo M ou S)

CSA – normalização canadense (argamassa tipo S)

NMX – normalização mexicana (argamassa tipo I (12,5 MPa))

AS – normalização australiana (argamassa tipo M3)

BS – normalização britânica (argamassa tipo i (12,5 MPa))

Atualmente, não existem normas brasileiras para a realização de ensaios de resistência à compressão axial de prismas e pequenas paredes confeccionados com tijolos e blocos de solo-cimento, porém, segundo Canova (2004): “Tudo aquilo que as normas exigem para a alvenaria estrutural de blocos de concreto, armada ou não armada, vale para o solo estabilizado com o cimento”.

O principal objetivo dos ensaios de compressão axial é se obter a resistência à compressão da alvenaria e o módulo de deformabilidade do material.

As normas NBR 15812-2 (ABNT, 2010) e NBR 15961-2 (ABNT, 2011) prescrevem os métodos para a determinação da resistência à compressão de prismas e pequenas paredes para alvenaria estrutural em blocos cerâmicos e blocos de concreto, respectivamente.

De acordo com essas normas, a caracterização da alvenaria deve ser feita através de ensaios de prismas, pequenas paredes ou paredes estabelecendo um número mínimo para a amostra, apresentado na Tabela 4.

Tabela 4 – Número mínimo de corpos de prova por tipo de elemento de alvenaria

| Tipo de elemento de alvenaria | Número de corpos de prova |
|--------------------------------------|----------------------------------|
| Prisma | 12 |
| Pequena parede | 6 |
| Parede | 3 |

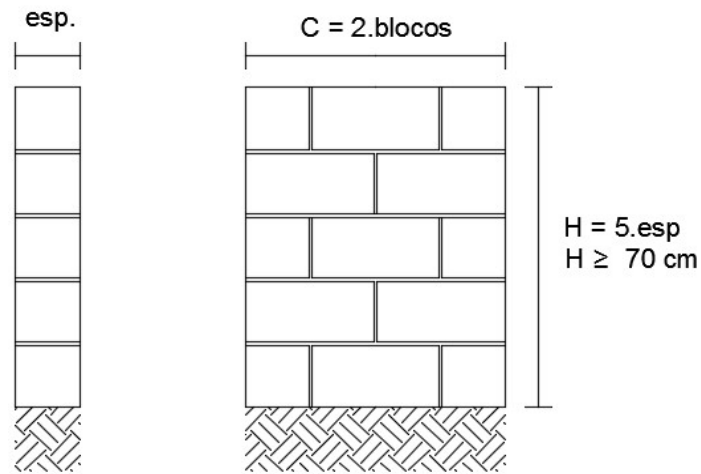
FONTE: ABNT (NBR 15961-2:2011)

Em conformidade com a NBR 15961-2 (BNT, 2011), o ensaio de determinação da resistência à compressão de pequenas paredes deve ser acompanhado da determinação da resistência à compressão da argamassa de assentamento, dos tijolos e, quando se tratar de paredes grauteadas, da determinação da resistência à compressão do graute.

Para a realização do ensaio à compressão das pequenas paredes, a NBR 15961-2 (ABNT, 2011) recomenda que o corpo de prova tenha, no mínimo um comprimento (C) equivalente a dois blocos e altura (H) equivalente a cinco vezes a espessura do bloco e não inferior a 70 cm (Figura 4).

Os ensaios à compressão dos primas e pequenas parede devem ser realizados de forma que a carga seja aplicada na direção do esforço que o bloco suporta durante o seu emprego na alvenaria. O corpo de prova deve ser colocado na prensa de forma que seu centro de gravidade esteja no eixo de cargas dos pratos da prensa (ABNT NBR 15961-2, 2011).

Figura 4 – Dimensões mínimas para ensaios com pequenas paredes de acordo com a norma NBR 15961-2 (ABNT, 2011)



Para amostragem menor do que vinte e maior do que seis corpos de prova, sejam eles primas ou pequenas paredes, a resistência característica, segundo a NBR 15812-2 (ABNT, 2010) e NBR 15961-2 (ABNT, 2011), é o valor calculado da seguinte forma (**Equação 4**):

$$f_{ek,1} = 2 \cdot \left[\frac{f_{e(1)} + f_{e(2)} + \dots + f_{e(i-1)}}{i-1} \right] - f_{e(i)} \quad (4)$$

Onde o valor da resistência característica ($f_{ek,est}$) estimada é igual à:

$$f_{ek,2} = \mathcal{Q} \cdot f_{e(1)}, \text{ sendo o valor de } \mathcal{Q} \text{ indicado na Tabela 5;}$$

$$f_{ek,3} = \text{maior valor entre } f_{ek,1} \text{ e } f_{ek,2};$$

$$f_{ek,4} = 0,85 \cdot f_{em};$$

$$f_{ek,est} = \text{menor valor entre } f_{ek,3} \text{ e } f_{ek,4}.$$

Tabela 5 – Valores de \mathcal{Q} em função da quantidade de elementos de alvenaria

| Nº de elementos | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16/17 | 18/19 |
|-----------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|
| \mathcal{Q} | 0,80 | 0,84 | 0,87 | 0,89 | 0,91 | 0,93 | 0,94 | 0,96 | 0,97 | 0,98 | 0,99 | 1,00 | 1,01 | 1,02 | 1,04 |

Fonte: NBR 15961-2 (ABNT,2011)

Sendo:

$i = n/2$, se n for par;

$i = (n - 1)/2$, se n for ímpar.

Onde:

$f_{ek,est}$ é a resistência característica estimada da amostra, expressa em MPa;

$f_{e(1)}, f_{e(1)}, \dots, f_{e(i)}$ são os valores de resistência à compressão individual dos corpos de prova da amostra, ordenados crescentemente;

f_{em} é a média de todos os resultados da amostra;

n é o número de corpos de prova da amostra.

Para ensaios de paredes com amostragem menor que seis, a resistência deve ser calculada por meio da Equação 5:

$$f_{pak} = \text{Q} \cdot f_{pa(1)} \quad (5)$$

Onde:

f_{pak} é a resistência característica da parede estimada da amostra, expressa em MPa;

$f_{pa(1)}$ é o menor valor de resistência à compressão individual das paredes.

Para a grande parte dos materiais, ensaios em corpos de prova de maiores dimensões resultam na diminuição da resistência do mesmo, isso ocorre devido a possibilidade de evento simultâneo de pequenas falhas (PARKESIAN; HAMID; DRYSDALE, 2013).

Com base nisso, a NBR 15812-1 (ABNT, 2010) e NBR 15961-1 (ABNT, 2011) estabelecem que, a resistência característica à compressão simples da alvenaria (f_k), quando da falta de ensaios em escala real, deve ser estimada como 70% da resistência característica de compressão simples de prismas (f_{pk}) ou 85% das pequenas paredes (f_{ppk}). E ainda, se as juntas horizontais tiverem argamassa de assentamento parcial, a resistência característica à compressão simples da alvenaria deve ser corrigida multiplicando-a pela razão entre a área de argamassamento parcial e a área de argamassamento total. Se o argamassamento parcial for feito apenas nas faces longitudinais do bloco, o fator de correção pode ser obtido fazendo-se 1,15 a razão das áreas, empregando-se neste caso, as áreas de efetivo contato entre argamassa e bloco.

Esse modelo para o cálculo da resistência à compressão da alvenaria, de prismas e pequenas paredes, estabelecido por norma é usual no país, porém, outros modelos serão apresentados no item 3.9.

Segundo a NBR 15961-2 (ABNT, 2011), quando os corpos de prova estiverem instrumentados, as cargas devem ser aplicadas segundo um número de vezes que permita o traçado dos gráficos carga x encurtamento dos prismas. Sugere-se que o valor de cada incremento de carga seja de 10% da carga de ruptura provável, com o tempo de permanência de cada carregamento não inferior a 3 min, até 50% da carga de ruptura e que aconteça entre 1 min e 2 min (não incluindo o tempo necessário para carregamento até 50% da carga de ruptura). Opcionalmente podem ser efetuadas duas descargas, desde que a carga não tenha atingido 50% da carga de ruptura.

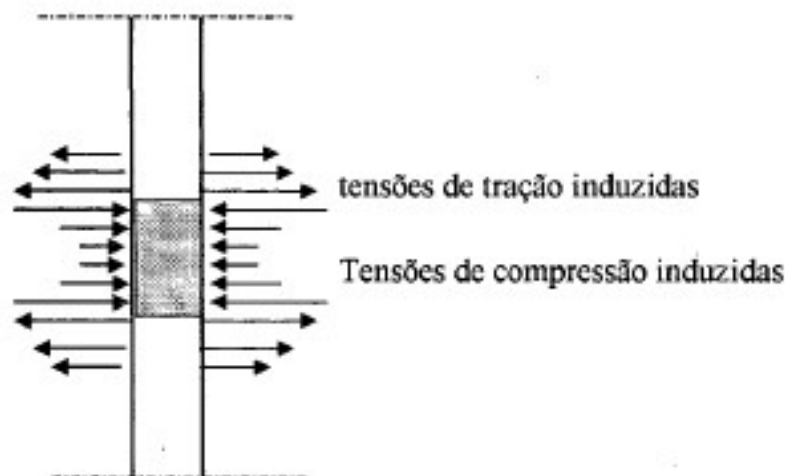
Ainda segundo NBR 15961-2 (ABNT, 2011), a determinação do módulo de deformação (E_p) deve ser calculado no intervalo correspondente à curva secante entre 5% e 30% da tensão de ruptura de cada corpo de prova. De acordo com Parsekian, Hamid e Drysdale (2013, p.249), a faixa inferior a 5% é ignorada, pois nesse começo as deformações podem ainda estar associadas à acomodação das interfaces da argamassa e bloco.

De acordo com a norma britânica EN 1052-1 (1999), nos ensaios, a fim de se determinar o módulo de elasticidade da alvenaria, a força à compressão deve ser aplicada em três etapas iguais com resistência de no máximo 50% da força de ruptura estimada. Após terminadas as três etapas, a força deve ser mantida constante por 2 ± 1 minutos, para se determinar as alterações da altura na peça. Completadas as medições, a carga deve ser aumentada a uma taxa constante até a ruptura do corpo de prova. Devem ser realizadas medições de deslocamento, em quatro pontos, até 50% da carga provável de ruptura.

3.6.1 Fatores que influenciam na resistência à compressão dos elementos da alvenaria

As tensões verticais aplicadas à alvenaria, distribuem-se uniformemente ao longo da seção do tijolo e argamassa, porém, devido a diferença de rigidez desses materiais, as tensões horizontais é que levam a alvenaria à ruptura, antes que a resistência dos materiais propriamente dita, seja atingida (MOHAMAD, 1998). Essas tensões horizontais de tração são desenvolvidas em maior intensidade próximo às juntas, diminuindo de valor à medida que se afasta da mesma. Já na argamassa, observam-se tensões máximas de compressão na interface reduzindo no meio da junta, como ilustrado na figura 5 (AFSHARI; KALDJAN, 1989).

Figura 5 – Distribuição das tensões na interface bloco-argamassa



Fonte: AFSHARI E KALDJAN (1989)

Nos prismas e paredes de alvenaria, muitos fatores influem nos valores da resistência dos componentes individualmente. Hendry (1998) apud Barbosa (2004), aponta algumas variáveis que exercem, comprovadamente, influência na resistência à compressão da alvenaria, são elas: resistência da unidade, geometria da unidade, espessura da junta de argamassa, resistência da argamassa, deformação característica da argamassa, sucção das unidades e retenção de água da argamassa.

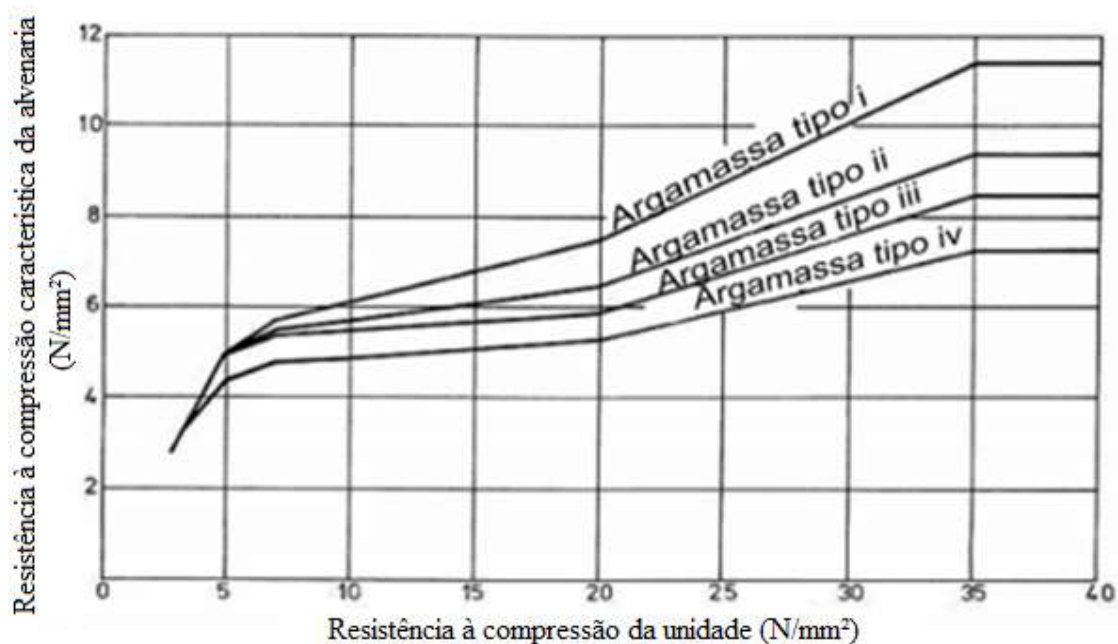
3.6.1.1 Resistência da unidade

Segundo Ramalho e Corrêa (2008, p.7), “as unidade são as principais responsáveis pela definição das características resistentes da estrutura.”

A resistência da unidade, geralmente, é o fator de maior influência na resistência final dos prismas e pequenas paredes. Sendo que, se todas as outras variáveis permanecessem constantes, um aumento na resistência dos tijolos resultaria em um aumento na resistência do prisma. Porém, essa relação não é linear e, quanto maior a resistência do tijolo menor é a variação de ganho de resistência no prisma, ou seja, menor a eficiência prisma/tijolo (STEIL, 2003).

A norma britânica BS 5628 -1 (1992), estabelece a relação entre a resistência característica da alvenaria e a resistência à compressão da unidade (Figura 6), para diferentes traços de argamassa, conforme proporção de cimento, cal e areia, designados como tipo: i (rico), ii (médio), iii (pobre), iv.

Figura 6 – Resistência a compressão característica da alvenaria de blocos vazados, com relação altura/espessura entre 2 e 4



Fonte: BS 5628 -1 (1992) modificada

3.6.1.2 Geometria da unidade

Visando analisar a influência da geometria de blocos cerâmicos, com função estrutural, na resistência mecânica deste tipo de sistema construtivo, Nascimento, Pereira e Roman (2010) ensaiaram blocos, de resistências nominais entre 12 e 15 MPa, e primas. Para cada resistência nominal foram ensaiados dois blocos com dimensões distintas e aferidos os resultados, apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Valores médios das dimensões, Resistências médias obtidas para os blocos e prismas cerâmicos, e fator de eficiência

| Dimensões | | | Resistência Média Obtida - Blocos (MPa) | Resistência Média Obtida - Prismas (MPa) | Fator de Eficiência |
|-----------|--------|-------------|---|--|------------------------|
| Largura | Altura | Comprimento | | | |
| 139,50 | 188,20 | 291,10 | 12,90 | 8,50 | 0,66 |
| 141,00 | 195,50 | 292,50 | 20,90 | 9,90 | 0,47 |
| 137,70 | 189,00 | 290,20 | 12,30 | 11,90 | 0,97 |
| 140,20 | 197,50 | 291,00 | 20,40 | 13,50 | 0,66 |

Fonte: NASCIMENTO; PEREIRA; ROMAM (2010)

Com base na análise dos resultados, os autores concluíram que a geometria dos blocos exerce influência significativa na resistência à compressão de alvenarias. Perceberam que os blocos de dimensões maiores obtiveram fator de eficiência mais baixos quando comparados com os blocos menores.

3.6.1.3 Influência do módulo de elasticidade dos materiais

De acordo com Mohamad (1998), em prismas não-grauteados, a relação entre o módulo de elasticidade da argamassa e do bloco é um fator importante na resistência da alvenaria e também na determinação do tipo de ruptura, devido ao surgimento de tensões de confinamento na argamassa e tração no bloco. Essas tensões estão diretamente ligadas à capacidade da argamassa de se deformar.

Segundo La Rovere (1997) apud Steil (2003), quanto menor o módulo de elasticidade da argamassa e, conseqüentemente, mais deformável ela for, em relação ao tijolo, maior serão as tensões de tração geradas, acarretando em uma queda na resistência à compressão do prisma.

Estudos experimentais de compressão em prismas de blocos de concreto evidenciaram que a resistência da alvenaria se aproxima mais com a resistência do bloco a medida que a proporção entre os módulos de elasticidade dos materiais (argamassa e bloco) diminui (MOHAMAD *et al.*, 2009).

Segundo Mohamad, Lourenço e Roman (2006), em seus estudos, com o intuito de analisar os ensaios de compressão em prismas confeccionados com diferentes blocos de concreto e argamassa, observaram que, até 30% da tensão última a deformação dos prismas é governada, basicamente, pela deformação da argamassa entre os blocos.

3.6.1.4 Argamassa

Quando se trata da influência da argamassa é interessante se destacar dois fatores: espessura das juntas de argamassa e a resistência à compressão da argamassa (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

3.6.1.4.1 Espessura das juntas de argamassa

A espessura da argamassa se situa dentro de limites estreitos. Ela não pode ser muito fina, pois podem ocorrer falhas na execução, em que alguns pontos das superfícies dos blocos,

por falta de argamassa, podem se tocar, gerando uma concentração de tensões nos mesmos, o que prejudicaria a resistência da parede.

Entretanto, ela não pode ser muito espessa, visto que a resistência da parede decresce com o aumento da espessura da junta horizontal, devido a redução do efeito de confinamento da argamassa (RAMALHO; CORRÊA, 2003).

A norma brasileira NBR 15961-2 (ABNT, 2011), estabelece um valor de 10 ± 3 mm para a espessura da junta de argamassa de assentamento horizontal e vertical da alvenaria com função estrutural.

A fim de analisar a influência da espessura das juntas de argamassa na resistência à compressão da alvenaria, Hamid e Drysdale (1979) apud Mohamad (1998), ensaiaram primas de concreto com três diferentes espessuras de juntas: 0 mm, 10 mm, 19 mm. Sendo que para a altura de 0 mm, utilizou-se uma camada de pasta de cimento entre os blocos e logo em seguida foi pressionado sob um nível de carga baixa. Através dos resultados dos ensaios os autores puderam observar que, quando a altura da junta de argamassa aumentou de 10 mm para 19 mm a resistência dos prismas de blocos de concreto não-grauteados diminuíram em 16% enquanto que os prismas grauteados sofreram uma redução de apenas 3%. Confirmando que a influência da espessura da argamassa na resistência à compressão dos prismas é menor em blocos grauteados, devido ao graute contribuir com o conjunto da peça.

Os resultados obtidos pela pesquisa de Hamid e Drysdale (1979) podem ser observados na Tabela 7.

Tabela 7 - Avaliação da influência da altura na resistência à compressão de prismas não-grauteados e grauteados

| Resistência do Bloco na área líquida (MPa) | Resistência da argamassa (MPa) | Altura das juntas (mm) | Resistência do Prisma (MPa) | |
|--|--------------------------------|------------------------|-----------------------------|------------|
| | | | Não-grauteados | Grauteados |
| 25,9 | 14,9 | 10 | 19,2 | - |
| | | 13 | 13,8 | - |
| 32,2 | 14,2 | 0 | 28,8 | - |
| | | 10 | 27,6 | - |
| | | 19 | 23,2 | - |
| 32,2 | 14,2 | 0 | - | 17,4 |
| | | 10 | - | 16,9 |
| | | 19 | - | 16,4 |

Fonte: Hamid e Drysdale (1979)

Essa mesma redução foi observada na pesquisa de Cheema e Kligner (1986) apud Mohamad (1998), quando testaram a resistência à compressão de prismas constituídos de 2 blocos não-grauteados, utilizando alturas de juntas de 10 mm e 13 mm. Como resultado observou-se uma redução na resistência de 39% nos prismas com junta de 13 mm.

Mohamad (1998) realizou testes com prismas de concreto com juntas de 10 mm e 7 mm a fim de verificar a relevância desse fator nos prismas. O resultado foi um aumento de 34% na resistência da peça com a respectiva diminuição das juntas. No entanto, o autor afirma que, juntas menores que 10 mm não tem capacidade de acomodar as fissurações da alvenaria. Ainda, essa situação pode se agravar com a possibilidade de falhas na execução causando concentração de tensões em pontos onde os blocos se toquem, prejudicando a resistência da parede.

Camacho (1995) apud Parsekian, Hamid e Drysdale (2013), realizou ensaios com 5 diferentes espessuras de argamassa de assentamento em prismas ocos, não grauteados, e observou que o aumento da espessura da junta causa uma redução significativa na resistência desses prismas (Tabela 8). Porém, em prismas grauteados essa influência diminui drasticamente pela continuidade do graute.

Tabela 8 – Influência da espessura da junta na resistência à compressão de prismas

| Espessura (mm) | Fator de redução |
|----------------|------------------|
| 6 | 1 |
| 10 | 0,89 |
| 13 | 0,75 |
| 16 | 0,62 |
| 20 | 0,48 |

Fonte: CAMACHO (1995) apud PERSEKIAN, HAMID, DRYSDALE (2013)

Fontes (2015), a fim de analisar a influência da espessura da argamassa na resistência final de prismas, utilizou a norma inglesa EN 1996-1-1 (2005), que estabelece uma fórmula para o cálculo da resistência em prismas com argamassas de assentamento leves e de uso geral, e outra para argamassa de assentamento com espessura entre 0,5 mm e 3,0 mm. Para os cálculos da resistência em prismas com argamassa leve de uso geral o autor utilizou uma junta tradicional de 10 mm. Os resultados são apresentados na Tabela 9.

Observando os dados obtidos pelo autor, pode-se observar uma redução em relação à resistência dos prismas na ordem de 19% a 30%, quando diminuem as juntas horizontais de 10 mm para juntas menores que 3 mm.

Tabela 9 – Resistencia a compressão da alvenaria, tendo em vista a resistência do bloco e da argamassa conforme EN 1996-1-1 (2005)

| EN 1996-1-1 (EUROCODE,2005) | | | | | |
|---|---|--|--------------------------------|---|--------------------------------|
| Resistência à compressão do bloco fb (MPa) | Resistência à compressão da argamassa fm (MPa) | Resistência à compressão do prisma - junta de 10 mm (MPa) | Eficiência prisma/bloco | Resistência à compressão do prisma - junta de 0,5 a 3,0 mm (MPa) | Eficiência prisma/bloco |
| 3,00 | 4,00 | 1,64 | 0,55 | 1,27 | 0,42 |
| 4,00 | 4,00 | 2,00 | 0,50 | 1,62 | 0,41 |
| 6,00 | 6,00 | 3,00 | 0,50 | 2,29 | 0,38 |
| 8,00 | 6,00 | 3,67 | 0,46 | 2,93 | 0,37 |
| 10,00 | 8,00 | 4,68 | 0,47 | 3,54 | 0,35 |
| 12,00 | 8,00 | 5,31 | 0,44 | 4,13 | 0,34 |
| 14,00 | 12,00 | 6,68 | 0,48 | 4,71 | 0,34 |
| 16,00 | 12,00 | 7,34 | 0,46 | 5,28 | 0,33 |
| 18,00 | 14,00 | 8,35 | 0,46 | 5,83 | 0,32 |
| 20,00 | 14,00 | 8,99 | 0,45 | 6,38 | 0,32 |

Fonte: Fontes (2015), modificado pela autora (2016)

Shrinivara Rao *et al.* (1995) apud Reddy, Lal e Rao (2009), estudaram a influência da espessura da junta da argamassa sobre a resistência à compressão dos prismas de alvenaria de solo-cimento. Para tal, analisaram dois casos: a argamassa mais resistente que o bloco e o bloco mais resistente que a argamassa. Os autores concluíram que a resistência da argamassa utilizada na junta de assentamento tem influência significativa na resistência da alvenaria, sendo que a intensidade desse efeito dependerá da razão da resistência da argamassa com a resistência do bloco. Quando essa razão é maior que 1, a resistência da alvenaria aumenta com o aumento da espessura da junta até 15 mm, quando a relação é menor que 1 a resistência diminui com o aumento da espessura da junta, sendo que essa redução é mais evidente após 10 mm de espessura, e acima de 15 mm os prismas falham por desenvolver fissuras diagonais de cisalhamento ligando os dois cantos opostos do prisma.

3.6.1.4.2 Resistência da argamassa

De acordo com Hendry, Sinha e Davies (2004), a alvenaria quando submetida à compressão uniforme na peça irá romper, quer sob o desenvolvimento de fendas de tensão paralelas ao eixo de aplicação da carga ou por cisalhamento ao longo de certos planos de fraqueza. O modo pelo qual ocorrerá a ruptura dependerá se a resistência da argamassa é fraca ou forte em relação à resistência das unidades.

Segundo Ramalho e Corrêa (2003), a resistência à compressão da argamassa não influi de forma tão significativa na resistência final da parede, podendo ser considerada significativa quando essa resistência for menor que 30% ou 40% da resistência do bloco.

Mohamad, Lourenço e Roman (2008), realizaram uma pesquisa a fim de avaliar o comportamento mecânico de prismas, confeccionados com três fiadas de blocos de concreto e dois traços de argamassa, quando submetidos à compressão simples. Foram calculados os valores médios para a resistência dos blocos, argamassas e prismas, juntamente com o fator de eficiência ($f_{p\text{médio}}/f_{\text{bloco}}$) e a relação $f_{\text{arg}}/f_{\text{bloco}}$, apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Resistência dos blocos, argamassas, prismas e suas relações

| Tipo | f_{bloco} (MPa) | $f_{\text{arg.}}$ (MPa) | $f_{p\text{ médio}}$ (MPa) | $f_{p\text{ médio}}/f_{\text{bloco}}$ | $f_{\text{arg.}}/f_{\text{bloco}}$ |
|-------------|---|--|---|---|--|
| I | 23,1 | 19,8 | 15,2 | 0,66 | 0,86 |
| II | 23,1 | 7,2 | 14,3 | 0,62 | 0,31 |

Fonte: MOHAMAD; LOURENÇO; ROMAN, 2008

Sendo,

$f_{p\text{ médio}}$ = Resistencia média dos prismas;

f_{bloco} = Resistencia média dos blocos;

f_{arg} = Resistencia média da argamassa.

Através dos dados obtidos foi possível notar que a resistência da argamassa pouco influencia na resistência do prisma. No entanto, através das observações feitas pelos autores verificou-se que, as fissuras nos prismas confeccionados com a argamassa de maior resistência (Tipo I) foram verticais e simétricas, ocorrendo em ambos os lados. Sendo que, em nenhuma das amostras verificou-se pontos de esmagamento da junta de assentamento. Ou seja, o prisma se comportou como material único, e suas trincas foram simétricas, verticais e dispersas. Já os

prismas fabricados com argamassa de menor resistência (Tipo II), tiveram comportamento distinto. Por consequência do esmagamento localizado, uma associação de trincas verticais ocorreu decorrente da concentração de tensões em alguns pontos. No processo de ruptura, os autores verificaram o início da perda de coesão da argamassa, o esmagamento da junta e o esfacelamento da superfície inferior e superior do bloco.

Mohamad (1998) ensaiou blocos de concreto, não-grauteados, com duas resistências distintas e três tipos de argamassa. Através dos resultados obtidos, o autor verificou que quando aumentada a resistência da argamassa de 4,20 MPa para 8,63 MPa, ou seja, um aumento de 105%, houve um acréscimo de 14% de resistência do prisma. E quando a resistência da argamassa foi aumentada de 8,63 MPa para 19,90 MPa, correspondente a um aumento de 160%, o acréscimo de resistência dos prismas foi de 31%.

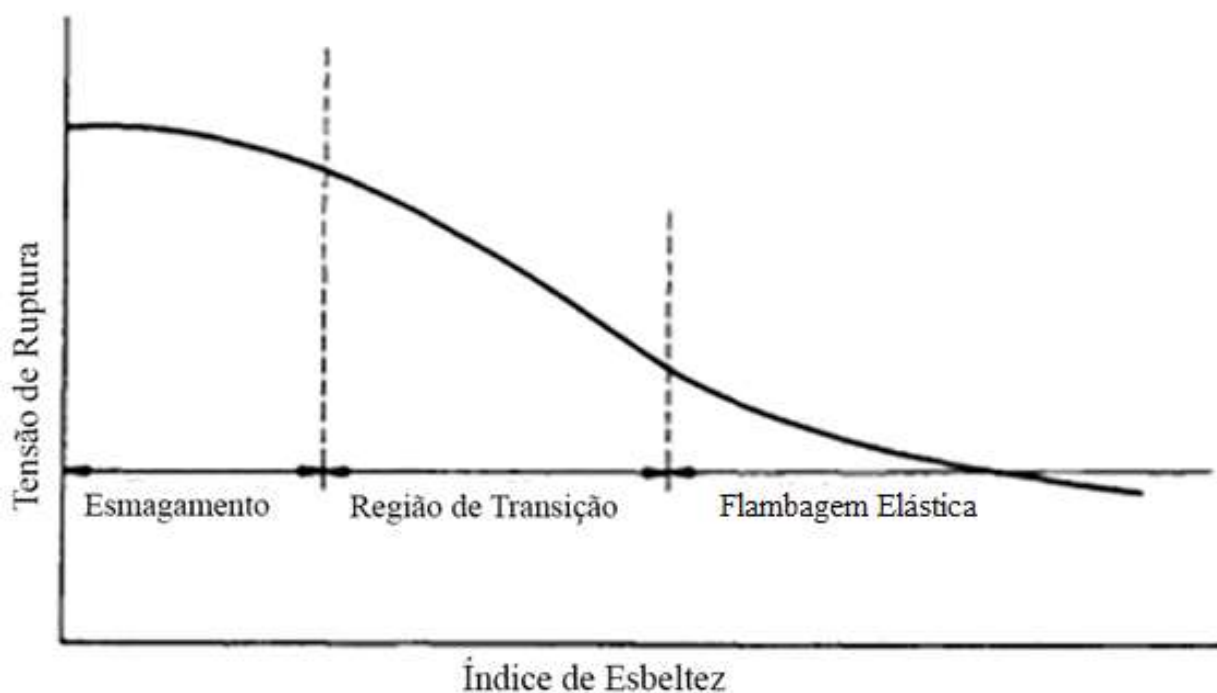
Em sua pesquisa Mohamad (1998), também, observou que para argamassa menos resistentes à compressão que o bloco, a ruptura foi “dúctil” ocorrendo um esfacelamento da parte externa das paredes dos blocos, iniciando próximo às juntas e estendendo-se por todo o bloco. E quando se utilizou argamassas com o mesmo nível de resistência à compressão do bloco, o tipo de ruptura foi essencialmente frágil no sentido da secção transversal do prisma.

Segundo Grohman (2006), em prismas confeccionados com argamassas menos resistentes que os tijolos, geralmente, observam-se rupturas com fissuração lenta. Sendo essa argamassa mais dúctil ela tem maior capacidade de absorver as deformações do prisma. Já os prismas com argamassa mais forte apresentam uma ruptura frágil, com os prismas fissurando e rompendo subitamente.

3.6.1.5 Esbeltez da peça

De acordo com Hendry, Sinha e Davies (2004), quando as paredes de alvenaria são submetidas à compressão pura, o tipo de ruptura que ocorrerá depende da esbeltez da peça, ou seja, a proporção da altura efetiva em relação a espessura efetiva. Para paredes curtas, com esbeltez baixa, a ruptura é resultante apenas da compressão do material, enquanto que para paredes altas e finas, portanto valores mais elevados de esbeltez, a insuficiência ocorre devido à instabilidade lateral (Figura 7). Dessa forma, quanto mais próximo o corpo de prova das dimensões reais da parede, mais fiel são os resultados obtidos.

Figura 7 – Tensão de ruptura em função do índice de esbeltez



Fonte: HENDRY, SINHA, DAVIES (2004)

3.6.1.6 Influência da placa de ensaio

As placas de aplicação de carga nos ensaios de prismas têm a função de promover de maneira uniforme a distribuição de tensões e deformações no elemento.

De acordo com a NBR 7184 (ABNT, 1992), a prensa hidráulica utilizada no ensaio de compressão de prismas deve ser equipada com dois pratos de apoio, de aço, um dos quais articulado, que atua na face superior do corpo-de-prova. Quando as dimensões desses pratos de apoio não forem suficientes para cobrir o corpo-de-prova, uma placa de aço deve ser colocada entre os pratos e o corpo-de-prova.

Segundo a NBR 10836 (ABNT, 2013), para utilização em ensaios à compressão de prismas de solo-cimento, as placas devem atender os seguintes requisitos:

- As superfícies planas e rígidas dos pratos e placas de apoio não devem apresentar desníveis superiores a 0,08 mm para cada 0,04 mm;
- Ter espessura mínima de 35 mm para cargas de até 1.000 KN.

Kleeman e Page (1990) apud Barbosa e Hanai (2006), relatam que a restrição ocasionada pelas placas gera um estado de tensão complexo nas regiões extremas das unidades, induzindo, por meio de um estado triaxial de tensões, a um aumento da resistência. A menos que a unidade tenha comprimento suficiente para que esses efeitos se tornem insignificantes. No entanto o

grau de uniformidade das tensões pode ser influenciado pela flexão e cisalhamento da placa. Dessa forma, é necessária uma espessura mínima para que deformações excessivas sejam evitadas.

Drysdale *et al.* (2002) apud Fortes (2012), afirmam que nos prismas ensaiados entre pratos de ensaio sólidos que resultam em ruptura cônica dos blocos, não representa o comportamento de ruptura da parede. Para os autores, uma forma de resolver esse problema, seria fazer uso do pratos-escova que apresentam uma restrição baixa, resultando em uma fissuração de ruptura dos prismas igual a das paredes.

Hamid e Chukwunenye (1986) apud Liu (2012), estudaram o efeito das placas de apoio no comportamento de prismas ocos, investigando os esforços axiais e laterais ao longo da altura do prisma. De acordo com os ensaios realizados, percebeu-se que, quando a placa de suporte de carga é muito fina ela flexiona produzindo grandes esforços de tração no bloco, induzindo à uma ruptura prematura. Dessa forma, a chapa deve ser grossa e possuir rigidez suficiente para eliminar essas tensões de tração no corpo de prova, sendo a rigidez o parâmetro que define sua aceitabilidade em ensaios de compressão em prismas e pequenas paredes.

Em ensaios realizados por Self (1975) apud Barbosa e Hanai (2006), o autor relatou uma diminuição de 50% nas deformações das paredes longitudinais, entre o centro e os extremos, quando aumentada a espessura da placa de 2,5 cm para 8,3 cm. E um aumento da resistência entre 7% e 13% quando aumentado o diâmetro da extremidade da prensa de 21,6 cm para 25,4 cm.

3.6.1.7 Índice de absorção da unidade

Segundo Franco (1993) apud Pinheiro (2009), a alta taxa de absorção de água do bloco, provoca, quando em contato com a argamassa, uma diminuição da plasticidade da mesma durante o assentamento, o que gera uma perda da capacidade de absorver pequenas deformações da alvenaria, naturais da argamassa de assentamento.

3.6.1.8 Capeamento

De acordo com Barbosa (2004),

Os capeamentos são finas camadas de um determinado material, dispostas entre o elemento a ser ensaiado e as placas da máquina de ensaio, que reduzem os efeitos das irregularidades no topo e base do corpo-de-prova, propiciando dessa maneira uma

distribuição mais uniforme das tensões. Os diferentes materiais usados como capeamento levam a consideráveis variações nas resistências dos blocos, influenciadas pelas propriedades de deformação do material que induzem a unidade a um determinado estado de tensões.

Em ensaios de corpos de prova curtos, o nivelamento pode afetar a capacidade de carga e o modo de ruptura do prisma. É importante que seja utilizado capeamento de forma adequado, garantindo uma distribuição uniforme da carga aplicada (LIU, 2012).

Através de ensaios em pequenas paredes de blocos de concreto vazados submetidas à compressão axial, Mohamad, Rizzatti e Roman (2011) concluíram que a camada de regularização do topo e da base da amostra são importantes devido ao fato de que as irregularidades geram abertura de fissuras na junta vertical da argamassa. Dessa forma, o capeamento deve proporcionar simetria entre o topo e a base da parede para se evitarem comportamentos diferenciados, principalmente na junta vertical de contato entre a chapa e a amostra.

De acordo com a NBR 12118 (ABNT, 2013), o capeamento deve apresentar-se plano e uniforme no momento do ensaio, sendo que, a superfície não pode se afastar do plano mais que 0,08 mm para cada 400mm, e de forma alguma devem ser remendados. Com relação à espessura do capeamento, a norma estabelece que seu valor médio não deve exceder 3 mm.

Segundo a norma canadense CSA S304-1, quando a face do prisma não excede 1 mm em 406 mm é indicado a utilização de chapas de fibras de madeira (Tipo soft) para o capeamento. Caso essa restrição não ocorra, a superfície deve ser previamente preparada em capeamento “duro” em pasta de cimento, enxofre ou gesso dental (PARSEKIAN; HAMID; DRYSDALE, 2013).

De acordo com a norma australiana AS 3700 (2011), como capeamento, em prismas compostos por blocos maciços recomenda-se a utilização de tiras de madeira compensada de 4 a 6 mm de espessura. Sendo que, o comprimento e a largura das mesmas devem exceder a face do prisma de 15 a 25 mm. No caso da utilização de prismas confeccionados com blocos vazados recomenda-se capeamento de madeira compensada de até 1 mm de espessura.

Através de ensaios realizados por Fortes (2012) em prismas confeccionados com blocos de concreto não grauteados de 4, 8 e 16 MPa, submetidos à compressão, utilizando-se vários tipos de capeamento, o autor constatou que para os prismas confeccionados com blocos de 4 MPa os capeamentos de forro pacote, chapa dura ou madeira compensada apresentaram uma redução na resistência quando comparados com pasta de cimento. Porém, nos prismas confeccionados com blocos de maior resistência (8 e 16 MPa) a diferença dos resultados entre esses

capeamentos reduziu consideravelmente. Uma explicação possível, citada pelo autor, é que quando o prisma capeado é submetido a maiores cargas de compressão, o capeamento deforma-se totalmente acomodando as variações dos blocos, o que não ocorre em menores cargas, como nos blocos de 4 MPa.

3.7 MECANISMO DE RUPTURA EM ALVENARIA

Mecanismo de ruptura pode ser entendido como a forma pela qual ocorre o colapso da alvenaria. Para melhor se trabalhar com alvenaria, é essencial o conhecimento do tipo de ruptura que nela ocorre e, conseqüentemente, os estados de tensões gerados quando submetidos apenas à compressão axial (SCHANKISKI, 2012).

Dessa forma, serão apresentados alguns modelos de descrição do mecanismo de ruptura das alvenarias propostos por diferentes autores.

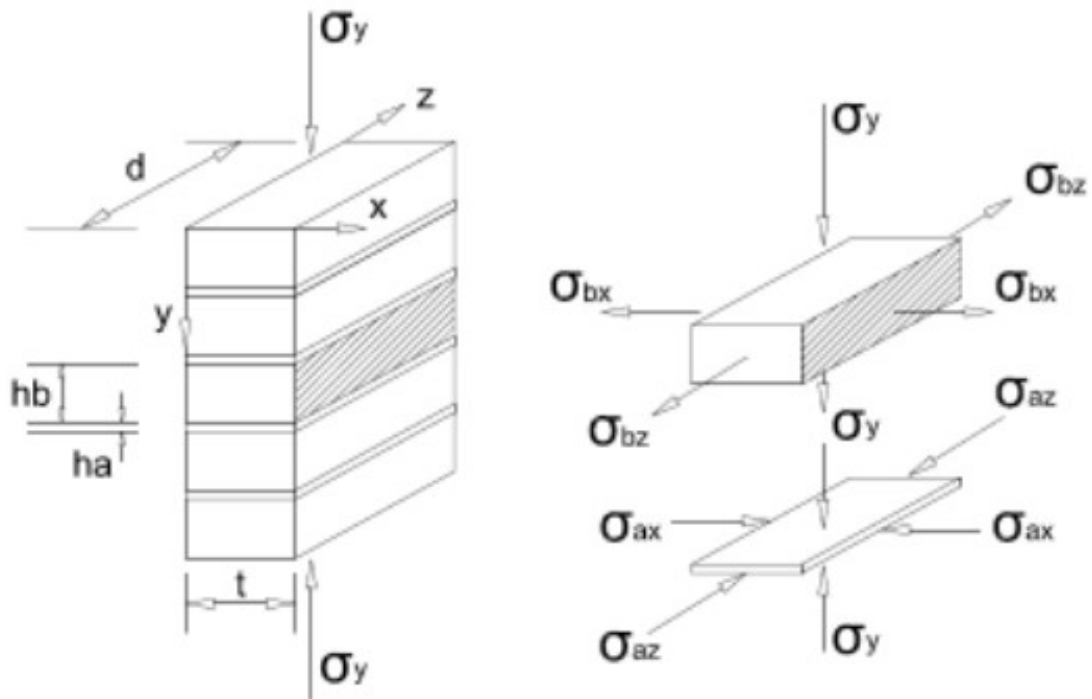
a) Hilsdorf (1969)

Hilsdorf (1969) foi o primeiro pesquisador a propor um modelo de descrição do mecanismo de ruptura de paredes de alvenaria, constituídas por tijolos maciços e por argamassa preenchendo totalmente as juntas de assentamento. Para tal, o autor se baseou nas seguintes hipóteses:

- Os blocos são maciços e todas as áreas das faces maiores encontram-se assentadas em argamassa, com perfeita aderência entre os componentes;
- A distribuição de tensões de tração é uniforme ao longo da altura da unidade;
- Os esforços de tração laterais são iguais nas direções x e z;
- A relação de Coulomb entre o valor da resistência à tração uniaxial e da resistência à compressão uniaxial é linear, definindo a envoltória de ruptura biaxial do bloco submetida ao carregamento triaxial.

A Figura 8 apresenta o estado de tensões de um prisma de alvenaria, de acordo com o modelo estabelecido por Hilsdorf.

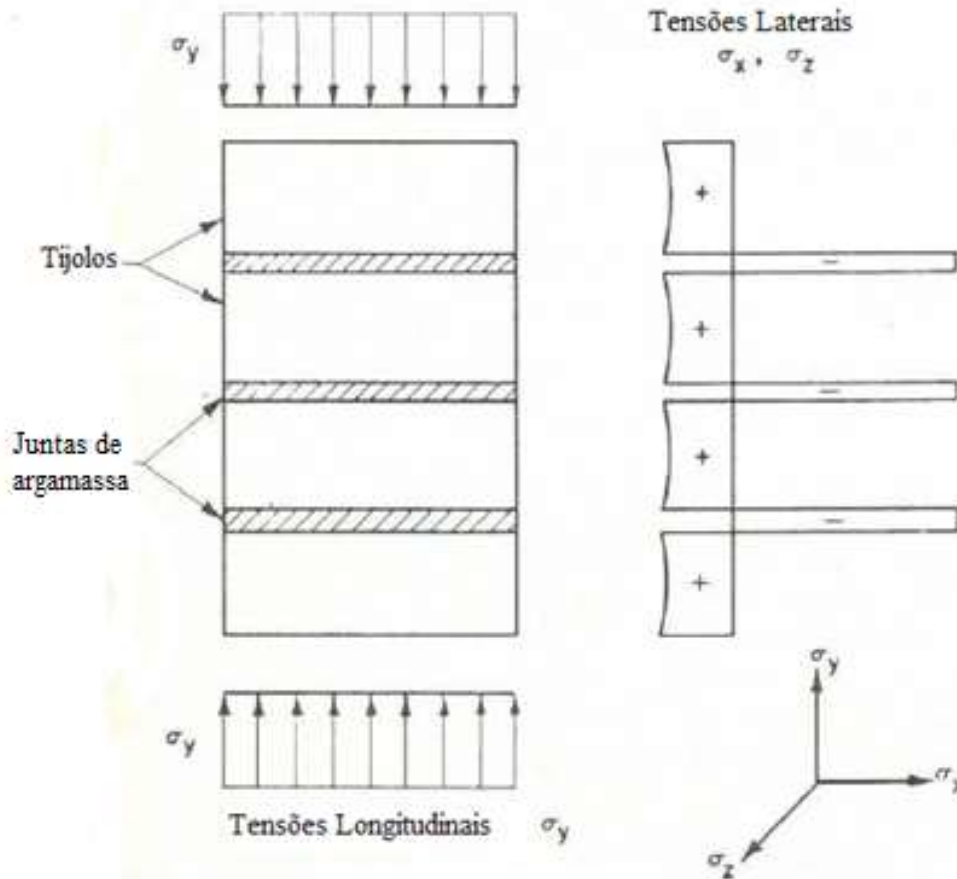
Figura 8 – Distribuição de tensões conforme o modelo de Hilsdorf



Fonte: HILSDORF (1969) apud PINHEIRO (2009)

De acordo com Hilsdorf (1969), a alvenaria de tijolos é um material de duas fases, porém, cada uma das fases possui forças e deformações diferentes. Em geral, a força de compressão uniaxial e o módulo de elasticidade da argamassa são menores do que nos tijolos. Portanto, se a argamassa pudesse de deformar livremente, sua deformação lateral seria maior do que deformação dos tijolos. No entanto, por conta da ligação e fricção entre o tijolo e a argamassa a argamassa se comporta como confinada, desenvolvendo-se assim, um estado de tensões que consiste na compressão axial e lateral dos tijolos e a compressão triaxial da argamassa (Figura 9).

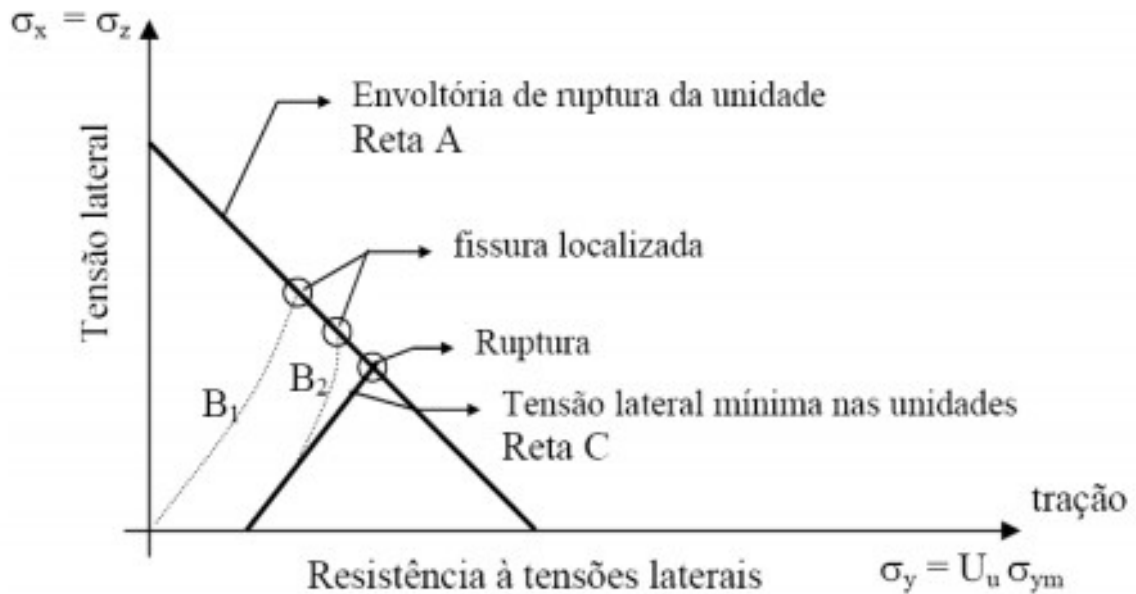
Figura 9 – Distribuição idealizada de tensões na alvenaria submetida à compressão



Fonte: HILSDORF (1969), modificado pela Autora (2017)

No critério de Hilsdorf (1969), admite-se que a ruptura da alvenaria sob compressão axial ocorre no bloco sob estado biaxial (tração-compressão), tendo comportamento semelhante ao critério de ruptura de Coulomb (Figura 10), e na argamassa sob estado triaxial de compressão. Segundo o autor, se o módulo de deformação da argamassa for menor do que a do bloco, quando aplicadas cargas de compressão no prisma a argamassa da junta de assentamento tende a se expandir lateralmente. Essa expansão gera tensões de tração no bloco, devido a aderência e o atrito entre o bloco e a argamassa. Quando essa tensão de tração ultrapassa a sua resistência de tração observa-se a ocorrência de fissuração na unidade (SANTOS, 2008b).

Figura 10 – Critério de ruptura de Hilsdorf para alvenaria sob compressão



Fonte: HILSDORF (1969) apud SANTOS (2008b)

b) Cheema e Klingner (1986)

Cheema e Klingner (1986) apud Grohmann (2006), realizaram ensaios com prismas de blocos de concreto, grauteados e não grauteados. Através dos resultados os autores realizaram modelagem, baseada em elementos finitos, para prever a resistência e o tipo de ruptura nesses tipos de prismas. Essa previsão teve como base a relação dos módulos de deformação da argamassa e do bloco. O objetivo principal da pesquisa era de determinar se os prismas romperiam por tração dos blocos ou pela resistência à compressão dos demais componentes.

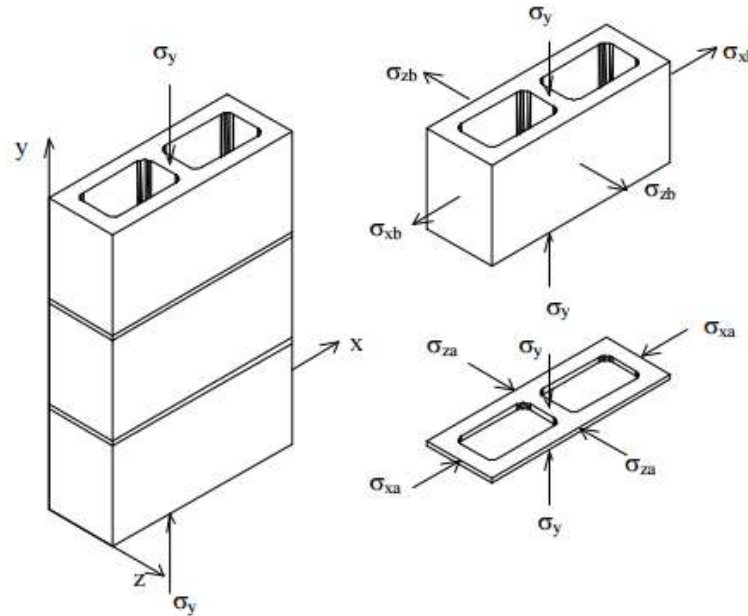
De acordo com Schankoski (2012), os modos de ruptura identificados pelos autores em alvenarias não grauteadas podem ser resumidos em:

- Ruptura por tração no bloco, onde a máxima tensão de tração principal no bloco é maior que a resistência à tração do bloco;
- Ruptura por esmagamento no bloco, onde a tensão de compressão principal é maior que a resistência à compressão do bloco;
- Ruptura por esmagamento da argamassa, onde a tensão de compressão axial na argamassa é maior que a resistência da argamassa confinada.

Segundo Gronmann (2006), os prismas não grauteados, normalmente, rompem pelas trações na interface bloco/argamassa, onde ocorre ruptura por tração no bloco, ou pelo esmagamento da argamassa.

Na Figura 11, são ilustrados os vários tipos de tensões atuantes na alvenaria quando submetida à compressão axial.

Figura 11 – Esquema de distribuição de tensões na alvenaria



Fonte: STEIL (2003)

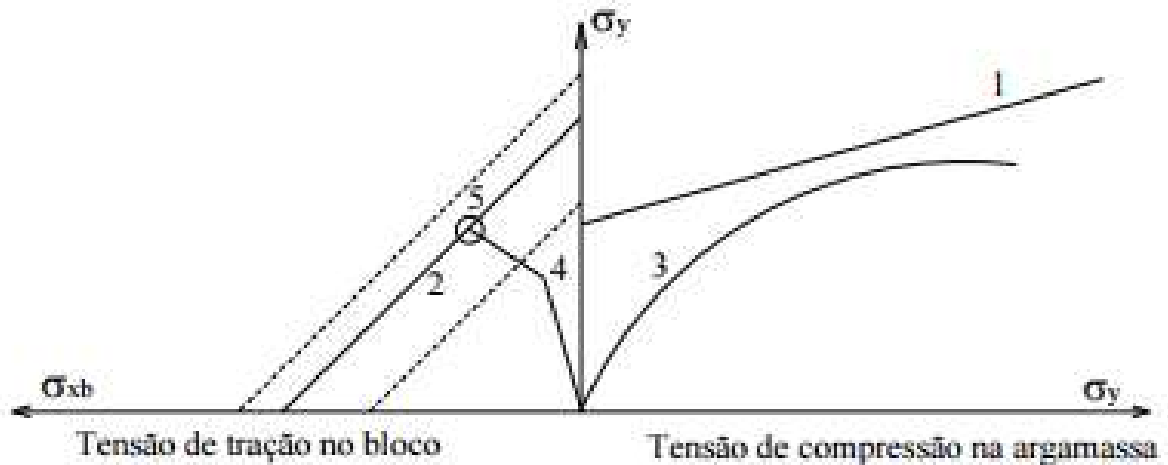
c) Mohamad, Rizzatti e Roman (2011)

De acordo com Mohamad *et al.* (2009), quando a alvenaria é submetida à uma carga vertical, gera um estado de tensões que faz surgir na argamassa de assentamento, tensões horizontais decorrentes da aderência existente entre a unidade e a argamassa. Essa mudança no comportamento mecânico da argamassa tem consequência direta no modo de ruptura das alvenarias quando submetidas a carregamentos verticais. No entanto, poucos estudos são realizados a fim de determinar essas mudanças no comportamento mecânico do sistema bloco-argamassa. Dessa forma, as propriedades mecânicas dos materiais que compõem a alvenaria são muitas vezes consideradas como constantes, não representando o seu estado de tensões real.

Segundo Mohamad, Rizzatti e Roman (2011), o comportamento geral dos prismas sujeitos à compressão uniforme é apresentado na Figura 12, que relaciona a evolução das tensões de tração no bloco e a tensão uniaxial aplicada ao conjunto, ou seja, a medida que se aplica uma força vertical de compressão na alvenaria, surgem tensões de tração no bloco e tensões de compressão triaxial na argamassa.

Segundo os autores esse é o melhor modelo que descreve o fenômeno de ruptura da parede à compressão, que pode ocorrer no bloco por atingir o limite da resistência a tração ou na junta de argamassa, se atingir a resistência à compressão confinada da mesma.

Figura 12 – Comportamento geral dos prismas sujeitos a carga de compressão



Fonte: adaptado de ATKINSON *et al.* (1985) apud MOHAMAD, RIZZATTI e ROMAN (2011)

Sendo que:

- A **reta “1”** é a envoltória de ruptura da argamassa sob compressão triaxial;
- A **reta “2”** é a envoltória de ruptura dos blocos sob compressão e tração (tensão biaxial);
- A **curva “3”** é o carregamento que surge na argamassa quando a alvenaria está sob compressão;
- A **curva “4”** representa o carregamento que surge no bloco quando a alvenaria é carregada;
- O **ponto “5”** é o momento em que a ruptura ocorreu por tração no bloco, antes de atingir o esmagamento da junta de argamassa.

Portanto, conforme o modelo apresentado, pode-se perceber que, o modo de ruptura da alvenaria dá-se basicamente por tração no bloco, esmagamento da argamassa ou efeito combinado dos dois modos de ruptura.

d) Passos *et al.* (2009)

De acordo com Passos *et al.* (2009) as alvenarias apresentam três formas possíveis de ruptura, são elas:

- Ruptura dos blocos: se manifesta pelo surgimento de uma fissura vertical que passa pelos blocos e juntas de argamassa;
- Ruptura de argamassa: ocorre o esmagamento das juntas, sendo frequente a constatação do esfacelamento da argamassa presente na junta;
- Ruptura do conjunto: é o mais desejável, uma vez que a ruptura se dá pelo surgimento de fissura vertical no conjunto, entretanto, precedida de indícios de ruptura conjunta da argamassa.

3.8 MODELOS PARA PREVISÃO DA RUPTURA À COMPRESSÃO NA ALVENARIA

As paredes de alvenaria estrutural atuam basicamente sob compressão, sendo, dessa forma, a resistência à compressão o seu parâmetro mais importante. Decorrente a isso, trabalhos têm sido realizados com o intuito de desenvolver modelos matemáticos a fim de quantificar essa resistência de maneira mais prática (NASCIMENTO, 2015).

Esses modelos fundamentam-se nas características e resistência dos componentes da alvenaria (argamassa e tijolo), analisando seus comportamentos individualmente e posteriormente em conjunto, através de prismas e pequenas paredes, com o objetivo de compreender a influência de cada um nas características finais do sistema e, finalmente, prever a resistência à compressão de uma parede de alvenaria.

Porém, deve-se salientar que as equações encontradas para a previsão da ruptura à compressão da alvenaria são baseadas na experimentação e observação de cada autor. Tendo variações relacionadas às características da unidade, materiais utilizados, características da argamassa e da utilização do graute ou não. Ou seja, depende da amostragem utilizada e dos objetivos de cada um.

De acordo com Mohamad (1998), a alvenaria é composta pela união de elementos heterogêneos, o que dificulta o desenvolvimento de modelos matemáticos que ilustrem fielmente o seu comportamento estrutural. Entretanto, muito pesquisadores tem buscado desenvolver equações que possibilitam calcular a resistência última da alvenaria sem que ocorra sua ruptura. Algumas dessas proposições serão apresentadas a seguir.

- a) Eurocode 6 - EN 1996-1-1 (2005): Projeto de estruturas de alvenaria – Parte 1-1: Regras gerais para estruturas de alvenaria reforçadas e não reforçadas

Segundo o código europeu, a resistência característica à compressão da alvenaria é determinada conforme Equação 6.

$$f_k = k \cdot f_b^\alpha \cdot f_{arg}^\beta \quad (6)$$

Onde:

f_k = resistência característica à compressão da alvenaria (MPa);

k, β, α = constantes;

f_{arg} = resistência média à compressão da argamassa (MPa);

f_b = resistência à compressão do bloco (MPa).

Para alvenaria executadas com argamassas leves e para fins gerais, a norma estabelece os seguintes valores para os coeficientes: $\alpha = 0,70$; $\beta = 0,30$. Substituindo as constantes α e β , a equação 7 pode ser reescrita da seguinte forma:

$$f_k = k \cdot f_b^{0,7} \cdot f_{arg}^{0,3} \quad (7)$$

Entretanto, existem restrições quanto ao uso da equação 7, relacionadas à resistência do prisma, resistência da argamassa, coeficiente de variação dos ensaios à compressão das unidades e ao grupo em que está classificada esta unidade. As restrições estabelecidas na Eurocode 6 são apresentadas como segue:

- Para argamassa de uso geral: a resistência do bloco (f_b) não pode ser maior que 75 MPa, enquanto que a resistência da argamassa (f_{arg}) não pode ser maior que 20 MPa, nem maior que duas vezes a resistência média à compressão do bloco ($2 \cdot f_b$);
- Para argamassas leves: a resistência da argamassa (f_{arg}) não pode ser maior que 10 MPa;
- A espessura da parede deve ser igual a largura ou comprimento da unidade;
- O coeficiente de variação da resistência à compressão das unidades não pode ser maior que 25%.

O valor da constante k é determinado em função da argamassa utilizada, do tipo da unidade e do grupo ao qual ela pertence. A Tabela 11 apresenta, de acordo com a norma EN

1996-1-1 (EUROCODE, 2005), os valores da constante k para as argamassas leves e argamassas para fins gerais.

Tabela 11 – Valores de K para argamassa de uso geral e leves

| Unidade de alvenaria | | Argamassa para fins gerais | Argamassas leves de densidade entre (Kg/m ³) | |
|--------------------------------------|---------|----------------------------|--|-----------------------------|
| | | | $600 \leq \rho_d \leq 800$ | $800 \leq \rho_d \leq 1300$ |
| Cerâmica | Grupo 1 | 0,55 | 0,3 | 0,4 |
| | Grupo 2 | 0,45 | 0,25 | 0,3 |
| | Grupo 3 | 0,35 | 0,2 | 0,25 |
| | Grupo 4 | 0,35 | 0,2 | 0,25 |
| Silicato calcário | Grupo 1 | 0,55 | Não usado | Não usado |
| | Grupo 2 | 0,45 | Não usado | Não usado |
| Agregados de Concreto | Grupo 1 | 0,55 | 0,45 | 0,45 |
| | Grupo 2 | 0,45 | 0,45 | 0,45 |
| | Grupo 3 | 0,4 | Não usado | Não usado |
| | Grupo 4 | 0,35 | Não usado | Não usado |
| Concreto celular auto clavado | Grupo 1 | 0,55 | 0,45 | 0,45 |
| Pedras artificiais | Grupo 1 | 0,45 | Não usado | Não usado |
| Pedras naturais | Grupo 1 | 0,45 | Não usado | Não usado |

Fonte: EN 1996-1-1 (EUROCODE, 2005), modificado pela autora (2016)

- b) ABNT NBR 10837 (1989): Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto

A norma brasileira de 1989, prevê a tensão admissível em paredes de alvenaria não armada, quanto à sua resistência à compressão simples, utilizando-se a resistência de prismas, cuja a expressão é apresentada pela Equação 8, e utilizando-se a resistência de pequenas paredes, apresentada pela equação 9.

$$P_{adm} = 0,20 \cdot f_p \cdot R \cdot A \quad (8)$$

$$P_{adm} = 0,286 \cdot f_{par} \cdot R \cdot A \quad (9)$$

Sendo:

$$R = \left[1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \right] A \quad (10)$$

Onde:

P_{adm} = previsão da tensão admissível em paredes;

f_{par} = resistência média das pequenas paredes;

f_p = resistência média dos prismas;

R = fator redutor da resistência devido à esbeltez da parede;

h = altura efetiva;

t = espessura efetiva;

A = área líquida, no caso de blocos vazados, ou área bruta, no caso de blocos maciços.

A norma considera como altura efetiva de paredes o que segue:

- Se a parede é apoiada na base e no topo, segundo a direção normal ao seu plano médio, a sua altura efetiva deve ser a altura real da parede;
- Se não há apoio no topo, a sua altura efetiva deve ser duas vezes a altura da parede acima da sua base.

A espessura efetiva da parede no caso de não haver enrijecedores deve ser a espessura real, não considerando os eventuais revestimentos.

- c) NBR 15961-1 (ABNT, 2011): Alvenaria estrutural – blocos de concreto Parte 1: Projeto e NBR 15812-1 (ABNT, 2010): Alvenaria estrutural – blocos cerâmicos, Parte 1: Projeto

A norma brasileira de 2011, prevê a resistência de cálculo em paredes de alvenaria, quanto a sua força resistente à compressão simples é apresentada pela equação 11.

$$N_{rd} = f_d \cdot R \cdot A \quad (11)$$

Sendo que:

$$R = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] A \quad (12)$$

$$\lambda = \left(\frac{h}{t} \right)$$

Onde:

N_{rd} = força normal resistente de cálculo da alvenaria;

f_d = resistência característica da alvenaria;

R = fator redutor da resistência devido à esbeltez da parede;

λ = índice de esbeltez;

h = altura efetiva;

t = espessura efetiva;

A = área líquida, no caso de blocos vazados, ou área bruta, no caso de blocos maciços.

d) Mohamad (1998)

De acordo com Mohamad (1998), a ruptura em blocos de concreto ocorre devido ao esmagamento da argamassa, tração na argamassa ou tração no bloco.

O autor propõe as equações 11 e 12 para a previsão da resistência à compressão de prismas, conforme segue:

$$f_{p1} = f_a \cdot 0,5794 \cdot \left(\frac{E_a}{E_b} \right)^{-1,1093} \quad (11)$$

$$f_{p2} = f_{bt} \cdot \left[5,45 \cdot \left(\frac{E_a}{E_b} \right)^2 + 3,64 \cdot \left(\frac{E_a}{E_b} \right) + 10,22 \right] \quad (12)$$

Onde:

f_p = resistência à compressão do prisma;

f_{bt} = resistência do bloco à tração;

f_a = resistência à compressão da argamassa;

E_a = módulo de elasticidade da argamassa;

E_b = módulo de elasticidade do bloco.

Pode-se observar que, na Equação 11 a resistência à compressão do prisma está condicionada pela resistência à compressão da argamassa e na Equação 12 essa resistência à compressão é dependente da resistência à tração do bloco. Segundo o autor, a equação que apresentar o menor valor para a resistência à compressão indicará onde a peça irá romper, se na argamassa ou no bloco.

e) Mohamad, Lourenço e Roman (2006)

Os autores ensaiaram prismas construídos com dois blocos vazados de concreto, de dimensões 14x19x39 cm, quanto à sua resistência à compressão, e chegaram nas relações apresentadas pelas Equações 13 e 14:

$$f_t = 0,1137 \cdot f_b^{0,789} \quad (13)$$

$$f_{prima} = 14,48 - 0,148 \cdot f_b + 0,129 \cdot f_{arg} + 0,0129 \cdot f_b^2 - 0,0092 \cdot f_b \cdot f_{arg} + 0,0064 \cdot f_{arg}^2 \quad (14)$$

Onde:

f_{prima} = resistência à compressão do prisma;

f_b = resistência à compressão do bloco;

f_{arg} = resistência à compressão da argamassa;

f_t = resistência à tração da argamassa.

f) BS EN 1052-1 (1999): Método de ensaio para alvenaria – Parte 1: determinação da resistência à compressão

A norma britânica estabelece que o valor da resistência à compressão característica da alvenaria é o menor valor entre a Equação 15 e Equação 16.

$$f_k = \frac{f}{1,2} \quad (15)$$

$$f_k = f_{i,max} \quad (16)$$

Onde:

f_k = resistência à compressão característica da alvenaria (N/mm²);

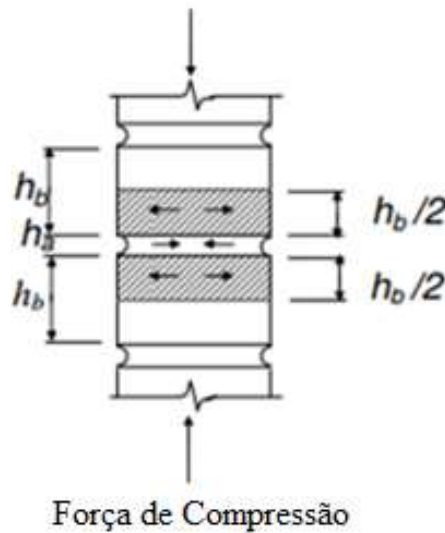
$f_{i,max}$ = resistência máxima obtida nos ensaios com prismas ou pequenas paredes (N);

f = resistência a compressão média das pequenas paredes (N/mm²).

g) Hilsdorf (1969)

Considerando que, em cada junta de argamassa, as tensões laterais de tração induzidas no bloco distribuem-se até a metade da unidade superior e inferior, conforme Figura 13.

Figura 13 – Distribuição das cargas de tração nos blocos da alvenaria segundo Hilsdorf



Fonte: LA ROVERE (2001) apud MATA (2006)

Obtém-se o equilíbrio de forças horizontais:

$$\sum F_x = 0$$

$$\sigma_{xb} \cdot h_b \cdot l = \sigma_{xa} \cdot h_a \cdot l \quad \therefore \sigma_{xb} \frac{h_a}{h_b} = \sigma_{xa} \quad (17)$$

Onde:

σ_{xb} = tensão sob estado biaxial no bloco (tração-compressão);

σ_{xa} = tensão sob estado triaxial de compressão na argamassa;

h_a = altura do bloco;

l = dimensão transversal do bloco (no caso de blocos vazados de concreto, refere-se à espessura).

A equação que representa a reta limite de ruptura do critério de Coulomb para o bloco submetido à tração-compressão é dada pela Equação 18.

$$\sigma_x = \sigma_y = f'_{tb} \cdot [1 - (\sigma_y / f'_{cb})] \quad (18)$$

Sendo:

$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$ = Tensões nas direções x, y e z

f'_{tb} = resistência à tração do bloco;

f'_{cb} = resistência à compressão do bloco.

A resistência da argamassa sob o estado triaxial é dada pela Equação 19.

$$\sigma_y = f'_a + C \cdot \sigma_{xa} \quad \therefore$$

$$\sigma_{xa} = \sigma_y - (f'_a / C) \quad (19)$$

Onde:

f'_a = resistência de compressão uniaxial do cilindro de concreto;

σ_y = tensões principais na direção y;

σ_{xa} = tensão sob estado triaxial de compressão na argamassa;

C = parâmetro que leva em consideração o aumento na resistência axial à compressão devido ao confinamento lateral.

Para a resistência da argamassa sob estado triaxial de compressão, o autor considerou que o comportamento da argamassa sob estado triaxial é semelhante ao comportamento triaxial do concreto.

Richart, Brandzaeg e Brown (1928), realizaram ensaios em corpos de prova cilíndricos de concreto confinados, com o intuito de investigar o comportamento do concreto sob tensões triaxiais. Os autores chegaram na Equação 15, adotada por Hilsdorf, com o valor de 4,10 para o parâmetro C , como é possível observar graficamente na Figura 14.

$$f_1 = f'_c + 4,10 \cdot f_2 \quad (20)$$

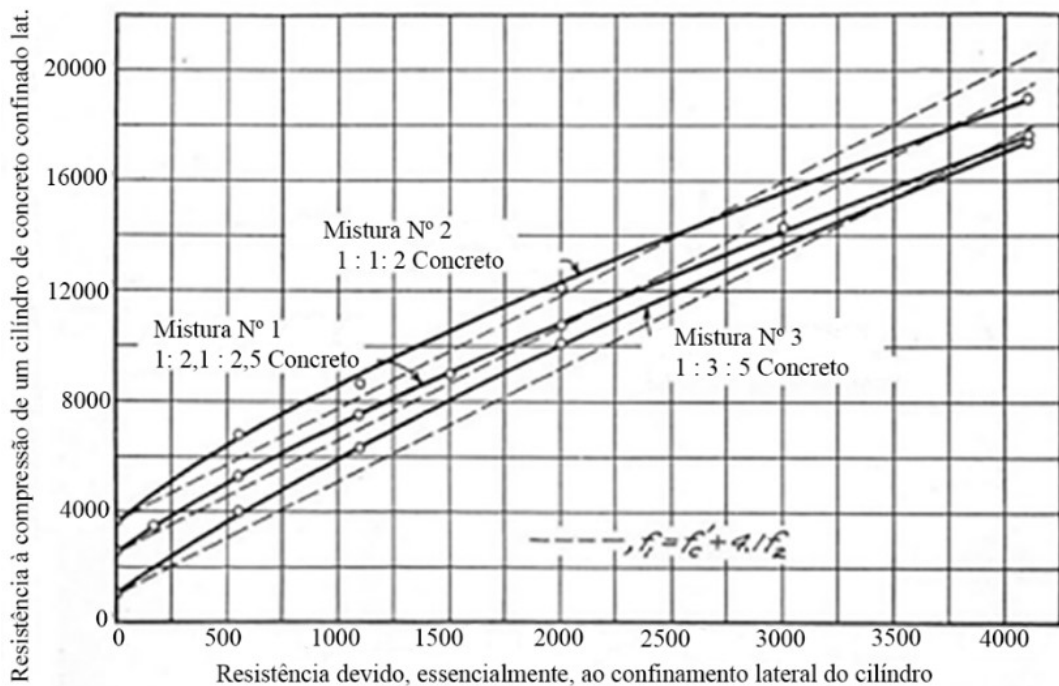
Onde:

f_1 = resistência à compressão de um cilindro de concreto confinado lateralmente;

f'_c = resistência à compressão uniaxial do corpo de prova (cilindro de concreto);

f_2 = resistência devido, essencialmente, ao confinamento lateral do cilindro.

Figura 14 – Resistência à compressão de um cilindro de concreto confinado lateralmente em relação à resistência devido, essencialmente, ao confinamento lateral do cilindro



Fonte: RICHART; BRANDTZAEG; BROWN (1928), modificado pela autora (2016)

Substituindo a Equação 21 na Equação 22, obtém-se:

$$\sigma_{xb} = \alpha \cdot (\sigma_y - f'_a) \quad (21)$$

Sendo que:

$$\alpha = \frac{h_a}{4,10 \cdot h_b} \quad (22)$$

Onde:

f'_a = resistência de compressão uniaxial do cilindro de concreto;

σ_{xb} = tensão sob estado biaxial no bloco (tração-compressão);

σ_y = tensões principais na direção y;

h_a = espessura da junta;

h_b = altura da unidade.

Igualando a Equação 18 com a Equação 21, chega-se a:

$$f'_{tb} \left(1 - \frac{\sigma_y}{f'_{cb}} \right) = \alpha \cdot (\sigma_y - f'_a) \therefore$$

$$\sigma_y = f'_{cb} \cdot \left(\frac{f'_{tb} + \alpha \cdot f'_a}{f'_{tb} + \alpha \cdot f'_{cb}} \right) \quad (21)$$

Onde,

f'_a = resistência de compressão uniaxial do cilindro de concreto;

σ_y = tensões principais na direção y;

Para o cálculo da resistência média, o autor considerou que as distribuições de tensões laterais não são perfeitamente distribuídas na peça, ou seja, quando mais próximo da ruptura, menor essa uniformidade na distribuição das cargas. A fim de considerar esse efeito, acrescentou na sua formulação proposta (Equação 22) o parâmetro K_1 , para a obtenção da resistência média de compressão da alvenaria na ruptura.

$$f'_m = (\sigma_y/K_1) \quad (22)$$

Onde:

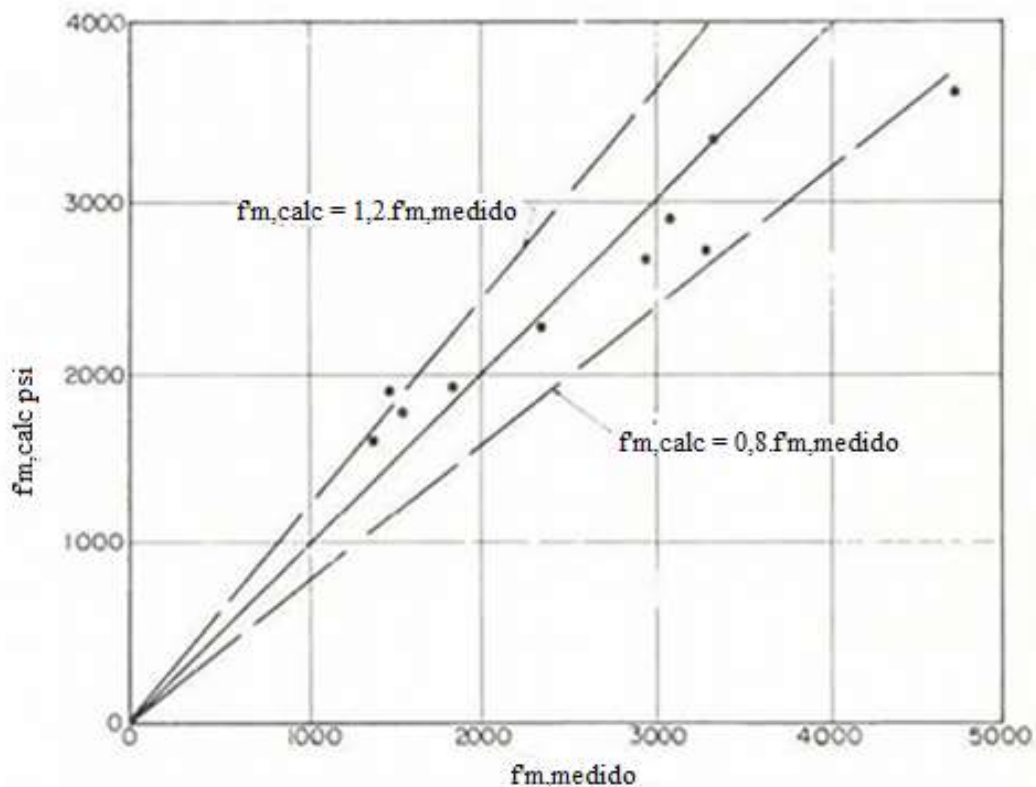
f'_m = resistência média de compressão da alvenaria na ruptura;

K_1 = coeficiente de ajuste que leva em consideração a não-uniformidade de distribuição das tensões laterais na ruptura;

Deve-se compreender que K_1 não é uma constante, dependendo de inúmeros parâmetros, incluindo a espessura das juntas e resistência da argamassa. Em suas pesquisas, o autor, a partir de ensaios experimentais em prismas de alvenaria confeccionados com diversos tipos de tijolos e argamassas, obteve para o coeficiente K_1 valores entre 1,10 e 2,50.

Os valores calculados pela equação proposta por Hilsdorf para a resistência média à compressão da alvenaria, encontram-se na faixa de 80% e 120% dos valores obtidos experimentalmente, ou seja, em um intervalo de $\pm 20\%$ dos valores reais, como observado na Figura 15.

Figura 15 – Comparação dos valores medidos e calculados para resistência à compressão da alvenaria



Fonte: HILSDORF (1969), modificado pela autora (2016)

h) Priestley e Yuk (1984) apud MATA (2006)

Os autores adotaram a mesma equação proposta por Hilsdorf (1969), mantendo o valor de C igual a 4,10, porém sugeriram um valor de 1,50 para o coeficiente K_1 e consideraram que a resistência à tração do bloco seria igual a 10% da sua resistência à compressão. Dessa forma, substituindo os valores na Equação 21 resultou na Equação 23:

$$f'_m = \frac{\left[f'_{cb} \cdot \left(\frac{0,1 \cdot f'_{cb} + \alpha \cdot f'_a}{0,1 \cdot f'_{cb} + \alpha \cdot f'_{cb}} \right) \right]}{1,50} \quad (23)$$

Onde,

f'_m = resistência média de compressão da alvenaria na ruptura;

f'_a = resistência de compressão uniaxial do cilindro de concreto;

f'_{tb} = resistência à tração do bloco;

f'_{cb} = resistência à compressão do bloco;

A expressão para α permanece a mesma adotada por Hilsdorf (1969):

$$\alpha = \frac{h_a}{4,10 \cdot h_b}$$

Priestley e Yuk (1984), em suas pesquisas com prismas de concreto, optaram por simplificar a fórmula adotando os valores usuais para esse tipo de prisma, que são: altura da unidade (h_b) de 19 cm e junta de assentamento (h_a) de 1 cm. Substituindo os valores chegaram na expressão (Equação 24) para o cálculo da resistência média à compressão da alvenaria confeccionada com blocos de concreto.

$$f'_m = 5,91 \cdot (0,1 \cdot f'_{cb} + 0,01284 \cdot f'_a) \quad (24)$$

i) Hamid e Drysdale (1979) apud Mata (2006)

Hamid e Drysdale (1979) também utilizaram o critério de Hilsdorf (1969), no entanto, optaram por fazer algumas modificações. Em suas pesquisas, os autores canadenses observaram que o aumento na resistência à compressão devido à pressão lateral é menor para a argamassa do que para o concreto, e adotaram o valor de 3,60 para o parâmetro C, ao invés de 4,10. Baseado em seus resultados experimentais, o valor adotado para o coeficiente K_1 foi de 1,08.

Os autores consideraram, assim como Priestley e Yuk (1984), que a resistência à tração do bloco equivale a 10% da sua resistência à compressão. Substituindo os valores na Equação 21 tem-se a Equação 25:

$$f'_m = \frac{\left[f'_{cb} \cdot \left(\frac{0,1 \cdot f'_{cb} + \alpha \cdot f'_a}{0,1 \cdot f'_{cb} + \alpha \cdot f'_{cb}} \right) \right]}{1,08} \quad (25)$$

Onde,

f'_m = resistência média de compressão da alvenaria na ruptura;

f'_a = resistência de compressão uniaxial do cilindro de concreto;

f'_{tb} = resistência à tração do bloco;

f'_{cb} = resistência à compressão do bloco;

Sendo:

$$\alpha = \frac{h_a}{3,60 \cdot h_b}$$

Simplificando a Equação 19 para valores usuais de prismas de concreto ($h_b = 19$ cm e $h_a = 1$ cm), os autores chegaram na expressão dada pela Equação 26.

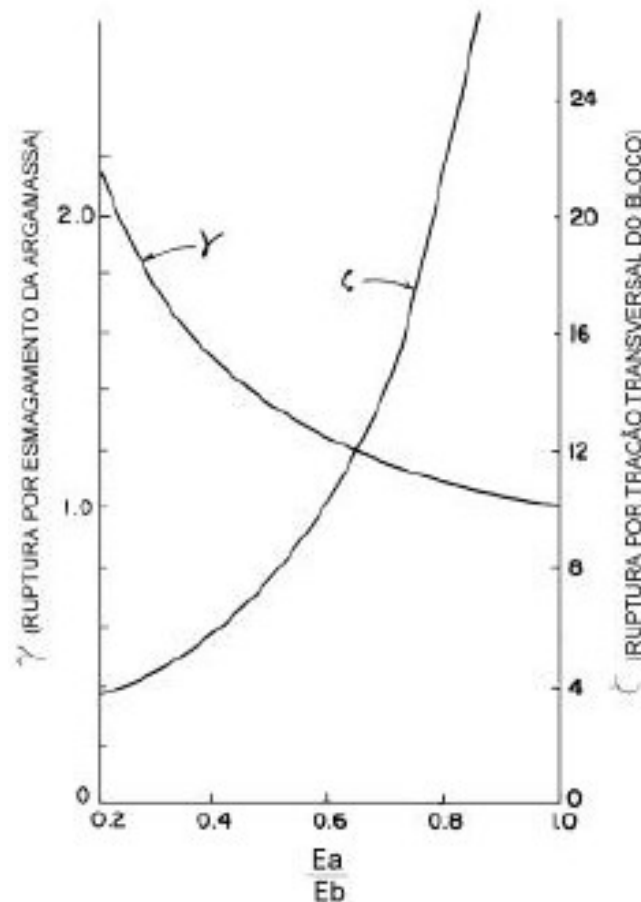
$$f'_m = 8,08 \cdot (0,1 \cdot f'_{cb} + 0,01460 \cdot f'_a) \quad (26)$$

j) Cheema e Klingner (1986)

Cheema e Klingner (1986) estudaram o comportamento de prismas de blocos de concreto, com a finalidade de desenvolver relações simplificadas para prever sua resistência à compressão. Os pesquisadores desenvolveram um modelo de elementos finitos por meio de uma série de ensaios em prismas grauteados e não-grauteados, e seus materiais constituintes (argamassa, bloco e graute).

Através de suas pesquisas, concluíram que, para uma dada relação entre os módulos de elasticidade da argamassa (E_a) e do bloco (E_b), a ruptura ocorre, eventualmente, por tração no bloco ou por esmagamento da argamassa. Observaram ainda que, quando a relação E_a/E_b é maior ou igual a 0,66, a ruptura acontece por esmagamento da argamassa, e quando essa mesma relação é inferior a 0,66 a ruptura ocorre por tração no bloco (Nascimento, 2015), como pode se observar na Figura 16.

Figura 16 – Curvas de ruptura para prismas de blocos não grauteados



Fonte: CHEEMA E KLINGNER (1986) apud NASCIMENTO (2015)

A partir dos modos de ruptura observados para a alvenaria não grauteada, desenvolveram algumas expressões a fim de prever qual a tensão de compressão necessária para a ocorrência de cada um dos tipos de ruptura, em função da relação dos módulos de elasticidade da argamassa e do bloco. Para o caso de ruptura por tração no bloco, propuseram a Equação 27.

$$f_{tb} = \left(\frac{1}{\zeta}\right) \cdot f_{cb} \quad (27)$$

Onde:

f_{tb} = tensão de tração transversal no bloco;

f_{cb} = tensão de compressão aplicada nos prismas quando a ruptura é dada pela tração no bloco;

ζ = coeficiente de influência, obtido pela Figura 16.

Para o caso da ocorrência de ruptura por esmagamento da argamassa, os autores propuseram a Equação 28.

$$f_{máxcp} = \gamma \cdot f_b \quad (28)$$

Onde:

$f_{máxcp}$ = tensão de compressão máxima dos prismas quando a ruptura ocorre por esmagamento da junta de assentamento;

f_b = resistência à compressão uniaxial do bloco;

γ = coeficiente de influência, obtido na Figura 16.

k) Norma Mexicana NMX-C-404-ONNCCE (2011) apud Fortes (2012)

De acordo com a norma mexicana, a resistência à compressão dos prismas de blocos de concreto, baseada na área bruta, deve ser determinada seguindo os seguintes procedimentos:

Os prismas moldados devem ter no mínimo três unidades de alvenaria com junta ao prumo; a relação altura – espessura deve estar entre 2 e 5 e devem ser ensaiados no mínimo nove prismas do mesmo lote. Deve-se fazer a média da resistência à compressão dos prismas,

sendo que esse valor multiplicado por um fator de correção que depende das dimensões dos prismas, indicados na Tabela 12.

Tabela 12 – Fator de correção para a resistência dos prismas com diferentes relações altura/espessura

| Relação altura/espessura | 2 | 3 | 4 | 5 |
|--------------------------|------|------|------|------|
| Fator de correção | 0,75 | 0,90 | 1,00 | 1,05 |

Fonte: NMX-C-404-ONNCCE (2011) apud Fortes (2012)

De acordo com a norma, para relações de altura/espessura intermediárias o fator de correção deve ser interpolado.

A resistência à compressão de projeto para a alvenaria estrutural será obtida pela Equação 29:

$$f'_m = \frac{\bar{f}_m}{1+2,5.C_m} \quad (29)$$

Onde:

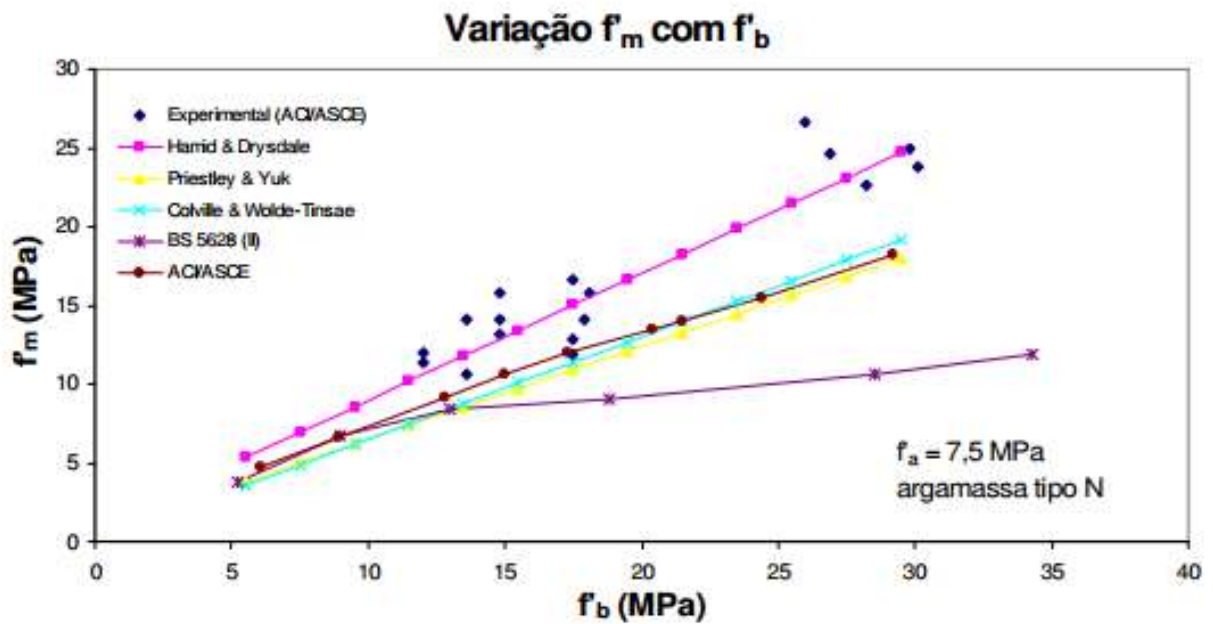
f'_m = Resistência à compressão da alvenaria;

\bar{f}_m = Resistência à compressão média do prisma na área bruta, corrigida pelo fator de correção, conforme Tabela 12;

C_m = Coeficiente de variação da resistência à compressão dos prismas, que não deve ser menor do que 0,15.

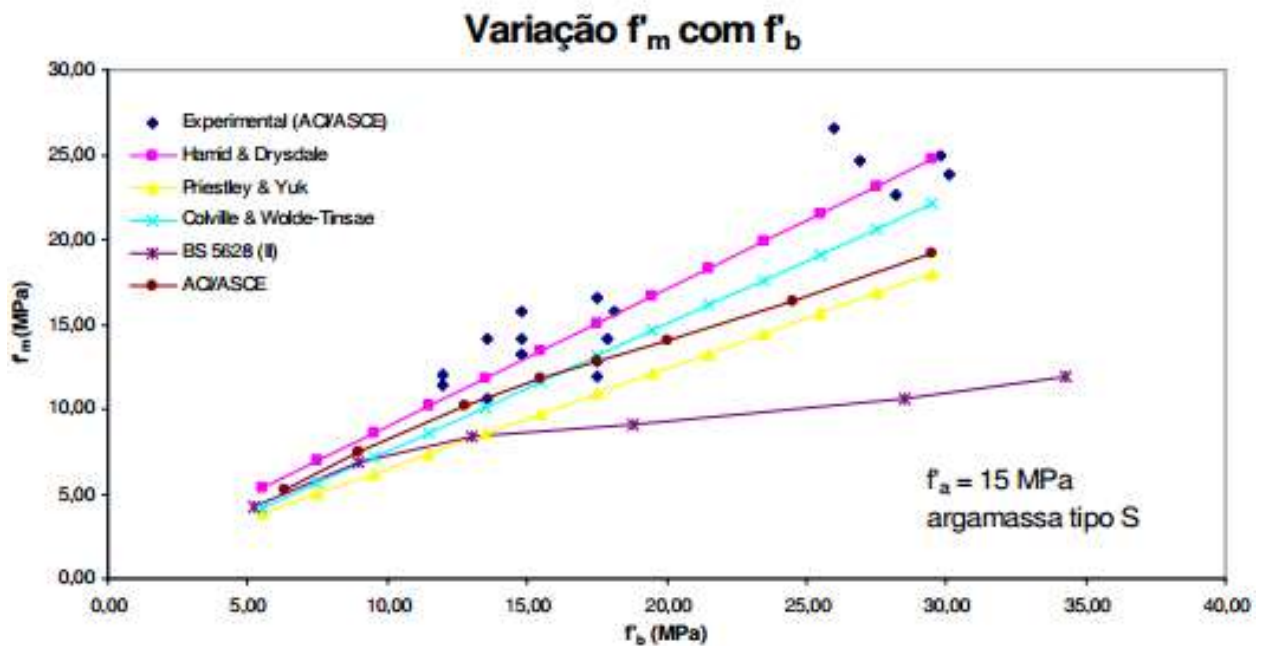
A fim de comparar os resultados de alguns métodos propostos, La Rovere *et al.* (1992) apud Mata (2006) confeccionaram dois gráficos utilizando equações propostas por diversos autores e normas para a resistência à compressão das alvenarias. Para tal, os autores utilizaram dois tipos de argamassas com resistência à compressão de 7,5MPa (Figura 17) e 15 MPa (Figura 18).

Figura 17 – Variação da resistência à compressão média segundo diversos autores, para argamassa de resistência de 7,5 MPa



Fonte: LA ROVERE *et al.* (1992) apud MATA (2006)

Figura 18 – Variação da resistência à compressão média segundo diversos autores, para argamassa de resistência de 15 MPa



Fonte: LA ROVERE *et al.* (1992) apud MATA (2006)

3.10. MÓDULO DE ELASTICIDADE

O módulo de elasticidade é um parâmetro mecânico que representa uma medida de rigidez de um material sólido. É uma propriedade intrínseca do material, dependendo da composição química, microestrutura e defeitos (poros e trincas).

Segundo Santos *et al.* (2013, p.3),

Quando submetemos um corpo de prova de um dado material a tensões crescentes de tração ou de compressão, tipicamente se verifica que até determinado limite superior de tensão, as tensões (σ) são proporcionais às deformações específicas correspondentes (ε), entendendo como deformação específica o quociente entre o alongamento e o encurtamento do corpo de prova e o comprimento inicial deste.

Esse fenômeno é conhecido como Lei de Hooke, e a fórmula que o descreve é a Equação 30.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad \text{Equação (30)}$$

Sendo,

E = Módulo de elasticidade (Pa);

σ = Tensão aplicada (Pa);

ε = Deformação elástica longitudinal do corpo de prova (adimensional).

De acordo com Calçada (1998) o módulo de elasticidade é uma propriedade de suma importância pois influencia diretamente no mecanismo de ruptura da alvenaria. Quanto menor o módulo de elasticidade, mais deformável é a unidade e, conseqüentemente, melhor é o aproveitamento de sua resistência, visto que as tensões de tração provocadas entre a interação do bloco com a argamassa serão menores. Porém, por outro lado, quando menor for esse módulo menor será a resistência da alvenaria.

De acordo com Fontes (2012), estudos mostraram que os módulos de elasticidade da alvenaria de blocos de concreto são muito divergentes, sendo que, os resultados experimentais variam de 700 a 1000 vezes o valor da resistência característica de compressão da alvenaria.

a) EN 1996-1-1 (EUROCODE, 2005): Projeto de estruturas de alvenaria – Parte 1-1

A norma europeia sugere, quando na falta de disponibilidade de resultados provenientes de ensaios laboratoriais, para análise estrutural o uso da Equação 31 para a determinação do módulo de elasticidade da alvenaria, que pode ser aplicada para blocos cerâmicos, sílico-calcáreos e de concreto. Recomenda-se que esse valor seja multiplicado por um fator de 0,60 quando for utilizado na verificação do estado limite de serviço (ELS).

$$E_m = 1000 \cdot f_{alv} \quad (31)$$

Onde:

E_m = módulo de elasticidade da alvenaria;

f_{alv} = resistência característica de compressão da alvenaria.

b) NBR 15961-1 (ABNT, 2011): Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Parte 1: Projeto

De acordo com a norma brasileira, os valores do módulo de elasticidade da alvenaria estrutural de blocos de concreto podem ser adotados de acordo com a Equação 32, para tensões de até 16 GPa. Recomenda-se que para verificação de estados limites de serviço (ELS) o módulo de deformação seja reduzido em 40%, para considerar de forma aproximada o efeito da fissuração da alvenaria.

$$E_m = 800 \cdot f_{pk} \quad (32)$$

Onde:

E_m = módulo de elasticidade da alvenaria estrutural de blocos de concreto;

f_{pk} = resistência característica de compressão simples do prisma.

c) NBR 15812-1 (ABNT, 2010): Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 1: Projetos

De acordo com a norma brasileira, os valores do módulo de elasticidade da alvenaria estrutural de blocos cerâmicos podem ser adotados de acordo com a Equação 33, para tensões

de até 12 GPa. Recomenda-se que para a verificação de estados limites de serviço (ELS) o módulo de deformação seja reduzido em 40%, para considerar de forma aproximada o efeito da fissuração da alvenaria.

$$E_m = 600 \cdot f_{pk} \quad (33)$$

Onde:

E_m = módulo de elasticidade da alvenaria de blocos cerâmicos;

f_{pk} = resistência característica de compressão simples do prisma.

d) NMX – C – 404 – ONNCCE, o módulo de elasticidade para alvenaria estrutural de concreto (E_m) deve ser determinada seguindo um dos procedimentos abaixo:

- Ensaizando os prismas moldados com unidades de alvenaria e argamassa que serão utilizados na obra;
- Contudo, na ausência de ensaios pode-se adaptar as Equações 34 e 35.

$$E_m = 800 \cdot f_{pk} - \text{para cargas a curto prazo} \quad (34)$$

$$E_m = 350 \cdot f_{pk} - \text{para cargas permanentes} \quad (35)$$

Onde:

E_m = módulo de elasticidade da alvenaria de blocos de concreto;

f_{pkm} = resistência característica média de compressão simples do prisma.

3.11. ESTUDO DE CASOS

Muitas pesquisas têm sido realizadas no sentido de caracterizar o material “alvenaria” e entender o seu comportamento como estrutura. Dessa forma, serão apresentados neste tópico algumas pesquisas, de diferentes autores, a fim de utilizá-las como referência, possibilitando analisá-los e compará-los com os resultados encontrados neste trabalho.

3.11.1. Souza (2006)

Com o intuito de analisar a adição de resíduos de concreto em tijolos prensados de solo-cimento, Souza (2006) realizou ensaios de compressão em tijolos e prismas de solo-cimento-resíduo de concreto. O autor confeccionou tijolos com 12 traços distintos e observou seu comportamento, para cada traço, quando submetidos a compressão. O resíduo de concreto utilizado foi triturado e passado na peneira de malha 4,8 mm, visando a sua transformação em material granular com aspecto semelhante a uma areia grossa. Os resultados para a granulometria do solo e do resíduo de concreto utilizados encontram-se na Tabela 13. As aferições das resistências foram feitas com idades de 7, 28, 56, 120 e 240 dias (Tabela 14).

Tabela 13 – Composição granulométrica

| Material | Argila (%) | Silte (%) | Areia Fina (%) | Areia Média (%) | Areia Grossa (%) |
|-----------------------|-------------------|------------------|-----------------------|------------------------|-------------------------|
| Solo Natural | 21,0 | 18,0 | 59,0 | 2,0 | 0,0 |
| Solo + 20% de resíduo | 11,5 | 12,0 | 56,4 | 14,4 | 5,7 |
| Solo + 40% de resíduo | 9,3 | 10,7 | 47,8 | 22,4 | 9,9 |
| Solo + 60% de resíduo | 8,0 | 8,5 | 42,7 | 27,8 | 12,9 |
| Resíduo de concreto | 0,0 | 0,0 | 8,2 | 36,4 | 55,4 |

Fonte: SOUZA (2006)

Tabela 14 – Resistência média à compressão dos corpos-de-prova feitos de tijolos

| Traço | Resistência Média (MPa) | | | | |
|--|-------------------------|---------|---------|----------|----------|
| | 07 dias | 28 dias | 56 dias | 120 dias | 240 dias |
| Solo + 6% de cimento | 1,60 | 3,40 | 4,11 | 4,70 | 4,84 |
| Solo + 8% de cimento | 2,31 | 4,20 | 5,03 | 6,63 | 6,80 |
| Solo + 10% de cimento | 2,69 | 5,57 | 7,30 | 7,71 | 7,96 |
| Solo + 6% de cimento + 20% de resíduo | 2,50 | 3,74 | 4,15 | 5,02 | 5,49 |
| Solo + 8% de cimento + 20% de resíduo | 2,89 | 4,74 | 5,34 | 7,21 | 7,35 |
| Solo + 10% de cimento + 20% de resíduo | 3,21 | 5,93 | 7,43 | 8,26 | 8,62 |
| Solo + 6% de cimento + 40% de resíduo | 2,78 | 4,39 | 4,94 | 5,81 | 6,03 |
| Solo + 8% de cimento + 40% de resíduo | 3,03 | 5,18 | 6,23 | 8,14 | 8,22 |
| Solo + 10% de cimento + 40% de resíduo | 3,74 | 6,86 | 8,12 | 9,31 | 9,93 |
| Solo + 6% de cimento + 60% de resíduo | 2,78 | 4,64 | 4,94 | 5,73 | 6,07 |
| Solo + 8% de cimento + 60% de resíduo | 3,08 | 5,09 | 6,44 | 8,02 | 8,23 |
| Solo + 10% de cimento + 60% de resíduo | 3,86 | 6,96 | 7,97 | 9,80 | 9,93 |

Fonte: SOUZA (2006)

Todos os dados obtidos pelo autor foram satisfatórios, ou seja, dentro dos parâmetros exigidos por norma. E observou-se que, quanto maior a quantidade de resíduo de concreto maior a resistência da peça. Decorrente a isso, para a confecção dos prismas, o autor optou por trabalhar com o traço de maior quantidade de resíduo e menor quantidade de cimento, devido a questões de economia. Dessa forma, a dosagem utilizada para a confecção dos prismas foi a de solo 40%, resíduo de concreto 60% e 6% de cimento. Os prismas foram confeccionados com 2, 3 e 4 tijolos, com juntas de assentamento de argamassa colante industrializada com 10 mm de espessura e capeamento em gesso. Os resultados para as resistências médias à compressão dos prismas são apresentados na Tabela 15, a seguir.

Tabela 15 – Resistência média à compressão dos prismas

| Prismas | Resistência Média (MPa) | |
|------------|-------------------------|---------|
| | 07 dias | 28 dias |
| 02 Tijolos | 3,37 | 4,38 |
| 03 Tijolos | 3,08 | 3,90 |
| 04 Tijolos | 2,66 | 3,70 |

Fonte: SOUZA (2006)

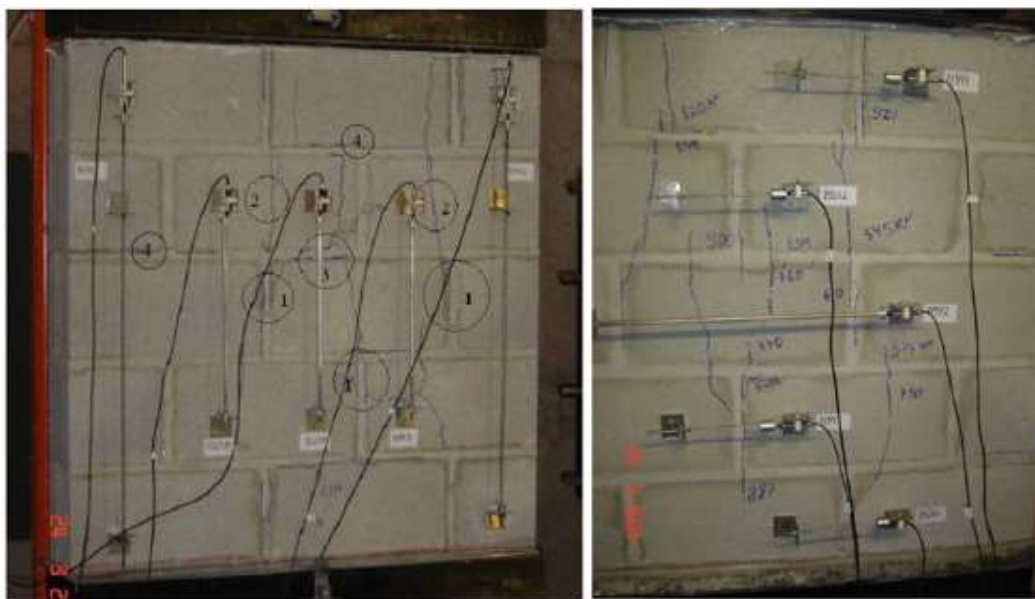
Em sua pesquisa com solo-cimento-resíduo de concreto o autor concluiu que a adição do resíduo contribuiu de forma positiva no atendimento das especificações da norma, e a possibilidade da redução na quantidade de cimento para a estabilização do solo-resíduo, diminuindo os custos de produção. Portanto, existe a possibilidade técnica do aproveitamento dos resíduos de concreto na incorporação de tijolo de solo-cimento, com reflexos positivos na redução de custos e na preservação ambiental, reduzindo o volume de resíduos descartados e minimizando sua deposição em locais inadequados.

Através da pesquisa de Souza (2006), também, pode-se concluir que, a resistência dos prismas aumentou com o tempo, visto que para três tipos de prismas houve um ganho na resistência do sétimo ao vigésimo oitavo dia. Observa-se, também, que quanto maior a esbeltez dos prismas menor foi a sua resistência, ou seja, a resistência à compressão foi inversamente proporcional a esbeltez da peça.

3.10.2. Mohamad (2007)

Mohamad (2007), ensaiou uma pequena parede à compressão simples, com dimensões de 1 metro por 1 metro, formada por blocos de concreto unidos por uma argamassa de traço 1:0,5:4,5, em volume. Na Figura 19 é apresentado a distribuição de fissuras observadas pelo autor após o ensaio da pequena parede.

Figura 19 - Parede de 1 metro por 1 metro, modo de ruptura



FRENTE

VERSO

Fonte: Mohamad (2007)

O autor observou quatro diferentes tipos de fissuras na parede, classificando-as em tipos: 1, 2, 3 e 4. As fissuras do tipo 1 foram fissuras provocadas pela abertura da junta vertical e o consequente esmagamento da argamassa, ocorrendo a uma relação tensão/resistência de 0,60. As fissuras do tipo 2 são provocadas pela tração, cortando as faces dos blocos, sendo, normalmente, continuidades das fissuras do tipo 1 e acontecem a uma relação tensão/resistência de 0,80 a 0,90. As de tipo 3 são os esmagamentos localizados da argamassa horizontal, ocorrendo ao mesmo tempo que as de tipo 2. E as fissuras de tipo 4 são causadas pelo deslocamento horizontal entre bloco e a argamassa, provocado pela rotação na parede e o consequente desprendimento do contato entre a junta e o bloco.

3.10.3. Reddy, Lal e Rao (2009)

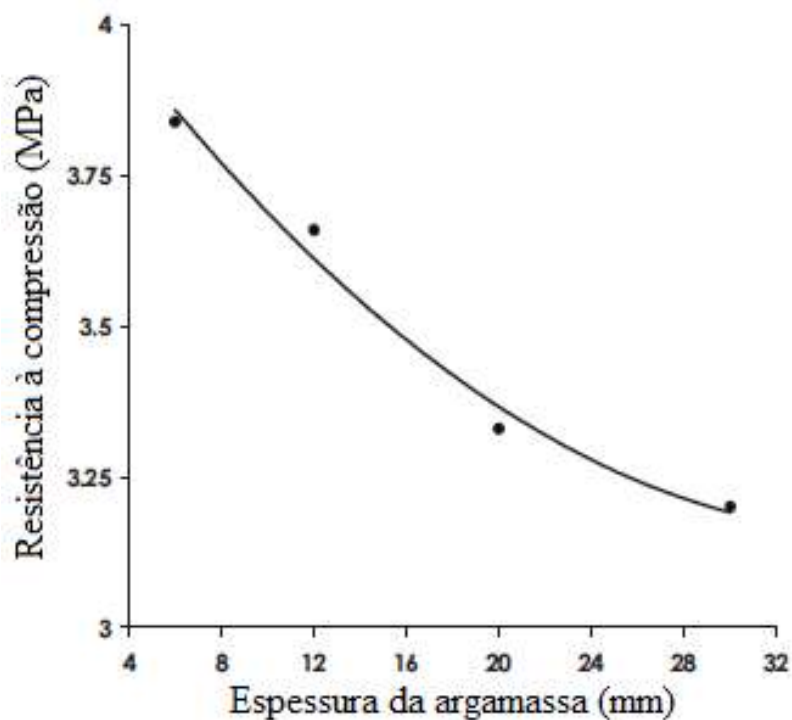
Reddy, Lal e Rao (2009) estudaram a influência da variação da espessura da junta de argamassa sobre a resistência à compressão da alvenaria de blocos de solo-cimento, e avaliaram a natureza das tensões desenvolvidas no bloco e na argamassa de prismas confeccionados com blocos de solo-cimento. Os blocos utilizados foram confeccionados com solo estabilizado com 8% de cimento, fabricados em prensa manual com dimensões de 305x143x100 mm.

Para a fabricação dos prismas, os autores utilizaram argamassa de solo-cimento com traço de 1:2:5 (cimento, solo e areia) com uma razão de água-cimento de 1,85, com resistência a compressão de 3,45 MPa aos 28 dias, e tijolos com umidade de 75% do valor de saturação, com resistência à compressão de 8,34 MPa aos 28 dias.

A influência da espessura da junta de assentamento na alvenaria de solo-cimento foi analisada através de quatro diferentes tipos de prismas, compostos pela sobreposição de cinco tijolos e unidos por juntas de assentamento de 6, 12, 20 e 30 mm, sendo cinco prismas para cada espessura de junta. Para o capeamento foi utilizado argamassa de cimento. Os prismas foram curados por um período de 28 dias em condições úmidas, sendo submersos em água em um período de 48 horas, antes do ensaio.

A Figura 20 mostra a variação da resistência à compressão dos prismas com a modificação da espessura da junta. Os resultados foram encontrados através do ensaio de resistência à compressão dos prismas, realizados pelos autores, em uma prensa universal.

Figura 20 - Variação na resistência à compressão do prisma de alvenaria de solo-cimento com espessura da argamassa



Fonte: Reddy, Lal e Rao (2009)

Através dos resultados obtidos pelos autores, constatou-se uma redução na resistência dos prismas de 16% quando aumentada a espessura da junta em cinco vezes, ou seja, de 6 mm para 30 mm. Sendo assim, os autores concluíram que para o caso de a razão resistência bloco/argamassa for maior que 1, a resistência da alvenaria diminui com o aumento da espessura da junta de argamassa.

Quanto ao modo de ruptura dos prismas, Reddy, Lal e Rao observaram que, para os prismas com espessura da junta de assentamento até 20 mm, a ruptura aconteceu por fissuras verticais, e para prismas com juntas de 30 mm, ocorreu ruptura por cisalhamento, sendo possível visualizar fissuras diagonais que conectam os cantos opostos do prisma. Na Figura 21 são apresentados os modos de ruptura para os prismas com diferentes espessuras da junta de assentamento.

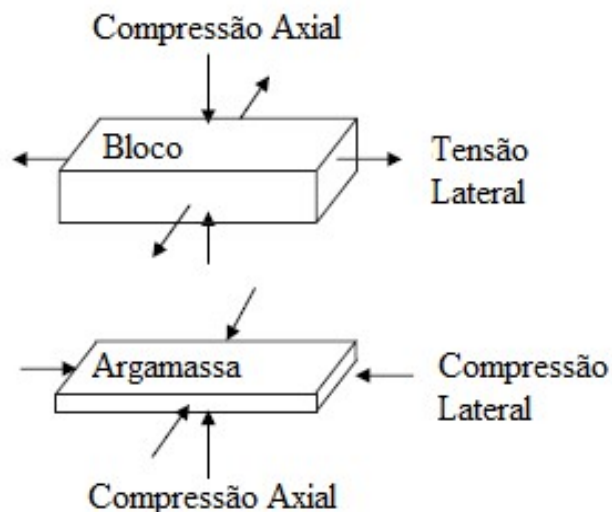
Figura 21 – Modo de ruptura dos prismas com diferentes espessuras de junta de argamassa



Fonte: Reddy, Lal e Rao (2009)

Os autores concluíram que, para alvenarias confeccionadas com blocos mais rígidos que a argamassa presente na junta, ou seja, blocos com módulo de elasticidade (E_b) maiores que o módulo de elasticidade da argamassa (E_a), a natureza das tensões ocorre de tal forma que os blocos sofrem tração lateral e a junta de assentamento compressão lateral (Figura 22).

Figura 22 – Natureza das tensões desenvolvidas no bloco e na argamassa da alvenaria sob ação da compressão simples, sendo $E_b/E_a > 1$



Fonte: Reddy, Lal e Rao (2009)

3.10.4. Lima *et al.* (2015)

Lima *et al.* (2015), a fim de avaliar a viabilidade dos tijolos do tipo solo cimento incorporados com resíduo de construção, realizou ensaios de absorção e resistência em tijolos com 3 diferentes tipos de traços. O resíduo foi peneirado utilizando-se uma peneira de malha 0,075 mm e aproveitou-se apenas o material passante para confecção dos tijolos. Segue na Tabela 16 os dados obtidos pelo autor.

Tabela 16 – Resultados dos testes de absorção e resistência a compressão de tijolos fabricados com 3 tipos de traços solo-cimento-resíduo de construção civil

| Denominação | Traço (Solo-cimento-rcc) | Absorção de água (%) | DV (%) | Resistência (MPa) | DV (%) |
|-------------|-----------------------------|-------------------------|-----------|----------------------|-----------|
| TR | 9:1:0 | 9,85 | 1,12 | 4,53 | 0,08 |
| TR1 | 8:1:1 | 9,61 | 2,87 | 4,40 | 0,14 |
| TR2 | 7:1:2 | 10,14 | 3,79 | 4,43 | 0,41 |

Limite absorção de água NBR 10834 (1994) $\leq 20\%$

Limite resistência à compressão NBR 10834 (1994) ≥ 2 MPa

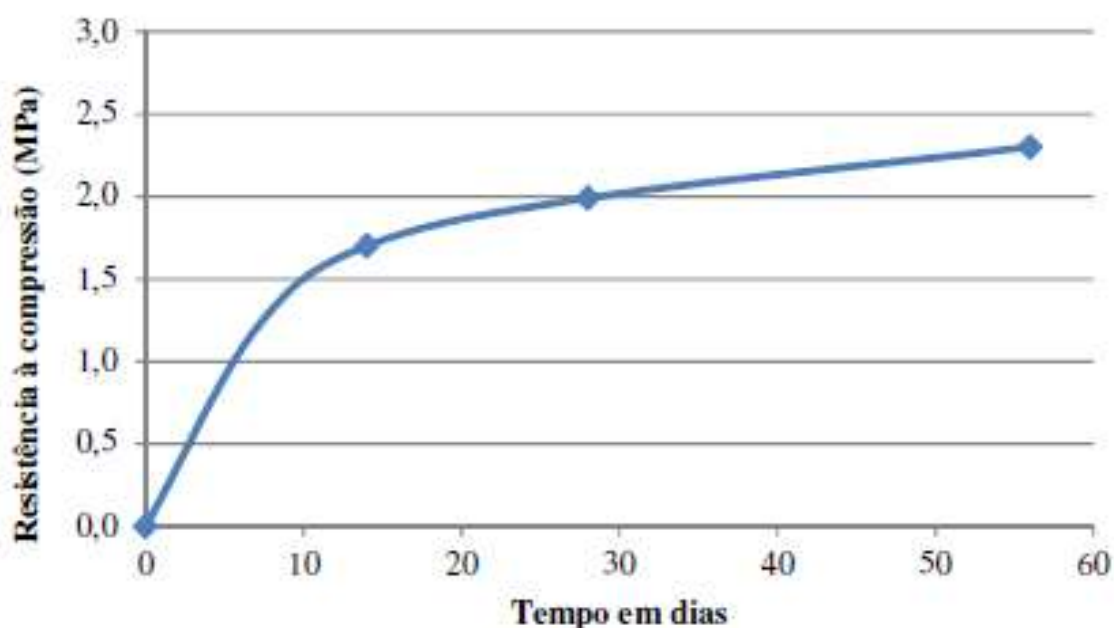
Fonte: LIMA *et al.* (2015)

Através da análise dos dados o autor concluiu os resultados foram satisfatórios, visto que a substituição parcial do solo pelos resíduos possibilitou a obtenção de produtos com propriedades técnicas que se enquadram nas especificações de normas para tijolos do tipo solo-cimento. Ou seja, os tijolos não tiveram perdas significativas de suas propriedades exigidas por norma quando substituídas parcelas de solo por resíduo de construção civil. Dessa forma, concluiu-se que o reaproveitamento desse material como matéria-prima incorporada na fabricação de tijolos do tipo solo-cimento-resíduo não apenas é possível, mas uma alternativa viável, econômica e sustentável, visando a diminuição dos impactos ambientais causados pelo setor da construção.

3.10.5. Zanatta (2015)

Zanatta (2015) em sua pesquisa, fabricou tijolos de solo, cimento e resíduo de construção civil, nas proporções 50, 10, 50%, e prismas confeccionados pela sobreposição de dois tijolos unidos por uma argamassa de traço 1: 2: 7 (cimento; cal; areia) em volume. Os tijolos foram ensaiados quanto a sua absorção de água com idade de 14 dias, obtendo-se o valor de 17,7%. A fim de analisa-los quanto a sua resistência à compressão axial, a autora ensaiou os tijolos nas idades de 7, 14, 28 e 56 dias e os prismas aos 28 dias. Os resultados dos tijolos, apresentados nas Figuras 23, constatarem um aumento não linear da resistência com o tempo, sendo que esse ganho foi mais acentuado nos primeiros quatorze dias.

Figura 23 – Evolução da resistência à compressão de tijolos de solo-cimento-RCC (SC10R50)



Fonte: Zanatta (2015)

Os prismas, quando submetidos a compressão axial, apresentaram uma resistência média à compressão de 2,3 MPa, como mostrado na Tabela 17.

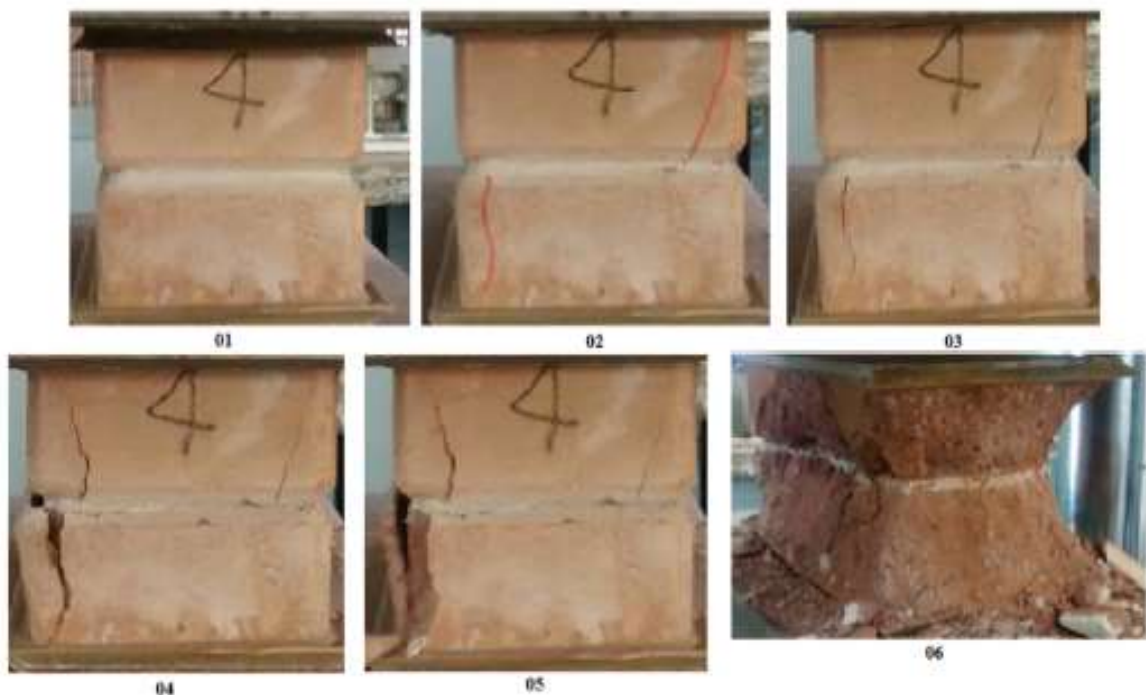
Tabela 17 – Resistência à compressão individual e carga de ruptura nos prismas aos 28 dias

| Prisma | Resistência à compressão individual (MPa) | Carga de ruptura (N) |
|---------------------|---|----------------------|
| 01 | 2,3 | 70240 |
| 02 | 2,2 | 68290 |
| 03 | 2,3 | 71020 |
| 04 | 2,7 | 81750 |
| 05 | 2,2 | 68490 |
| 06 | 2,2 | 67900 |
| Média (MPa) | 2,3 | 71282 |
| Desvio padrão (MPa) | 0,2 | 5271 |
| CV (%) | 8,4 | 7,4 |

Fonte: Zanatta (2015)

Quando ensaiados a compressão a maioria dos prismas apresentaram propagação de fissuras verticais ao longo dos cantos da unidade (Figura 24). As primeiras fissuras foram observadas a partir de 80% da carga de ruptura. A autora constatou ruptura típica por tração dos tijolos, próxima a junta de argamassa.

Figura 24 – Padrão de ruptura observado nos prismas

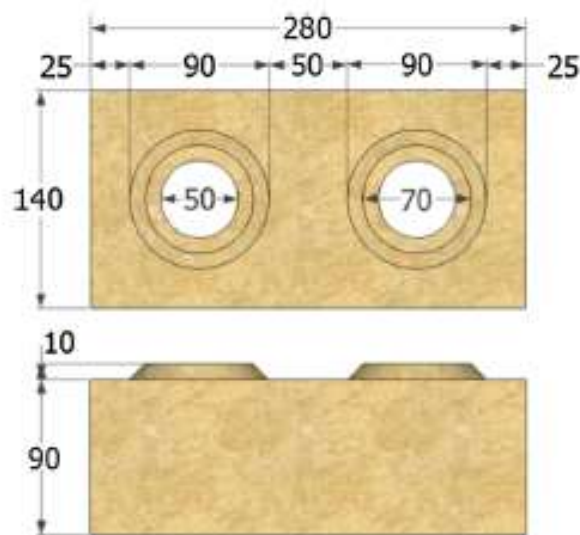


Fonte: Zanatta (2015)

3.10.6. Sturm, Ramos e Lourenço (2015)

Sturm, Ramos e Lourenço (2015), confeccionaram e analisaram blocos vazados de solo-cimento quanto a sua resistência à compressão com o tempo. Os blocos foram construídos com solo coletado em Malawi, país da África Oriental, possuindo teor de argila inferior a 5% e estabilizado com 9% de cimento. Como a pesquisa exigiu uma grande quantidade de blocos, os autores, para complementar a quantidade de material, tiveram que utilizar solo português estabilizado com 5% de cimento e 10% de caulim, adicionado para dar trabalhabilidade parecida com a do solo de Malawi. As dimensões dos blocos vazados são apresentadas na figura 25.

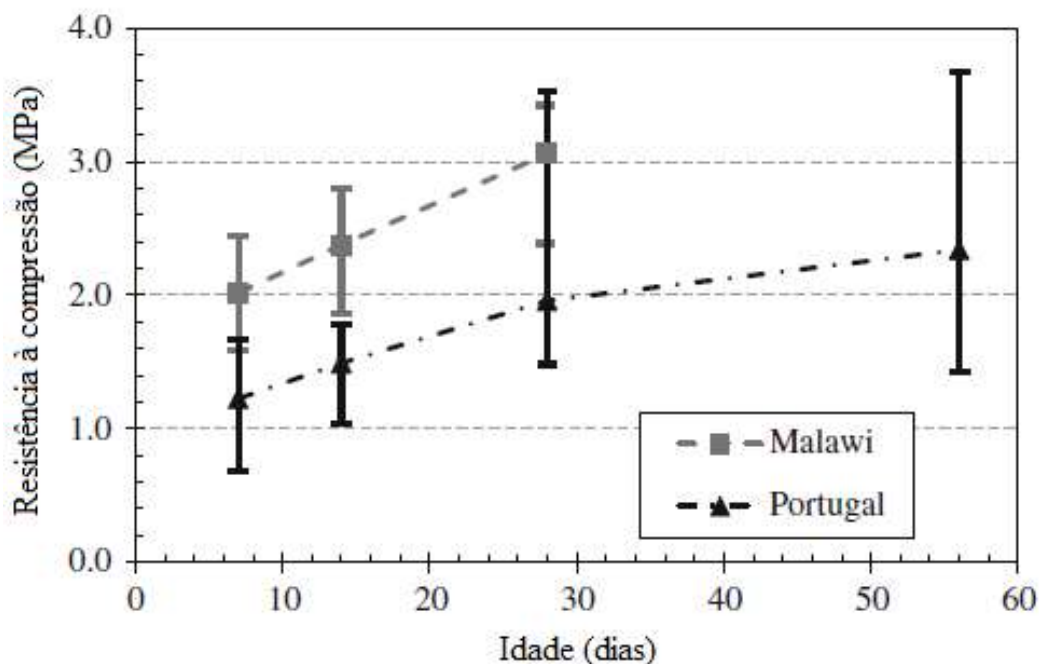
Figura 25 – Dimensão dos blocos vazados (mm)



Fonte: STURN, RAMOS E LOURENÇO (2015)

Os autores determinaram a resistência à compressão dos blocos para idades de 7, 14, 28 e 56. A Figura 26 mostra os resultados médios obtidos em seus testes.

Figura 26 – Resistência à compressão dos blocos vazados de solo-cimento com o tempo

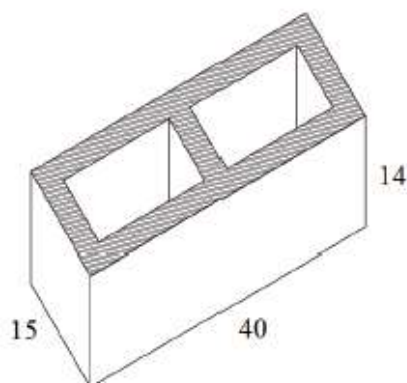


Fonte: STURN, RAMOS E LOURENÇO (2015)

Analisando os resultados encontrados por Sturn, Ramos e Lourenço (2015), pode-se observar que a resistência à compressão de ambos os tipos de blocos aumentou constantemente até os 28 dias. E para o caso dos blocos confeccionados com o solo português, ensaiados aos 56 dias, o valor da resistência continuou a crescer ao longo do tempo, porém, com menor intensidade. Aos 28 dias o bloco confeccionado com o solo do Malawi atingiu 3,06 MPa e o bloco produzido com o solo português obteve 1,96 MPa e apenas com 56 dias que atingiu uma média de 2,34 MPa, valor superior ao exigido pela norma brasileira NBR 8492 (2012).

3.10.7 Gutierrez *et al* (2015)

Em sua pesquisa Gutierrez *et al.* (2015) ensaiaram blocos de solo-cimento com 19 anos de idade, confeccionados, com solo do município de Nova Esperança e cimento de alta resistência inicial (ARI), nos teores de 7, 10, 13 e 16% em massa seca. Os blocos, com dimensões de 40cmx15cmx14cm (Figura 27), fabricados por uma prensa hidráulica marca TECMOR – modelo HSC 20, com capacidade de 20 toneladas, já haviam sido ensaiados aos 7, 14, 28 e 60 dias em pesquisas anteriores. Os ensaios foram realizados a fim de observar a evolução da resistência ao longo do tempo.

Figura 27 – Dimensões (cm) do bloco solo-cimento

Fonte: Gutierrez *et al.* (2015)

As características do solo utilizado na fabricação dos blocos são apresentadas na Tabela 18.

Os blocos foram acondicionados em câmara úmida até a data do ensaio de resistência à compressão.

A resistência à compressão dos blocos foi obtida em conformidade com a norma NBR 10836 (ABNT, 1989), sendo utilizados no mínimo cinco corpos de prova para cada teor de cimento. Os blocos foram selecionados de acordo com a NBR 10834 (ABNT, 1989). Nos procedimentos de ensaios optaram pela utilização dessas normas, visto que eram as normas vigentes quando da realização dos primeiros ensaios, de forma a permitir a análise comparativa dos resultados.

Tabela 18 – Características do solo de Nova Esperança

| Ensaio/Norma | Característica física | Valor médio | |
|--|--|-----------------|------|
| Análise Granulométrica NBR7181/84 | Granulometria (%) | Areia | 70 |
| | | Silte | 6 |
| | | Argila | 24 |
| Massa específica dos grãos NBR6508/84 | Peso específico dos grãos (kN/m ³) | γ_s | 27,0 |
| Limites de consistência NBR 6459/84; NBR7180/84 | Limite de liquidez (%) Limite de plasticidade (%) Índice de plasticidade (%) | LL | 24 |
| | | LP | 13 |
| | | IP | 11 |
| Compactação NBR 7182/86 | Peso específico seco máximo (kN/m ³) Umidade ótima (%) | γ_{dmax} | 19,0 |
| | | w_{ot} | 12,0 |

Fonte: Gutierrez *et al.* (2015)

As dimensões dos blocos foram aferidas com o auxílio de um paquímetro e, em seguida, os blocos foram capeados com uma fina camada de enxofre e imersos em água. Após 4 horas de imersão, os mesmos foram ensaiados em uma prensa (Figura 28), onde a direção da carga aplicada foi paralela aos eixos dos furos para a obtenção da resistência à compressão.

Figura 28 – Rompimento dos blocos



Fonte: Gutierrez *et al.* (2015)

Os resultados obtidos foram comparados com aqueles existentes da década de 1990, sendo possível avaliar o ganho de resistência dos blocos produzidos com as diferentes misturas (Tabela 19). Os ganhos de resistência observados, considerando os diferentes teores de cimento empregados, foram de 208 a 297%, comparando-se as idades de 14 dias e 6940 dias.

Tabela 19 – Evolução da resistência à compressão (MPa) para cada teor de cimento

| Idade (dias) | Teor de cimento | | | |
|-----------------|-----------------|-------------|-------------|-------------|
| | 7% | 10% | 13% | 16% |
| 7 | 1,56 | 2,03 | 2,52 | 3,50 |
| 14 | 1,63 | 2,34 | 3,29 | 3,90 |
| 28 | 1,70 | 2,75 | 3,55 | 4,49 |
| 60 | 1,78 | 2,98 | 3,99 | - |
| 6940 | 3,39 | 5,77 | 8,60 | 11,58 |

Fonte: Gutierrez *et al.* (2015)

Os autores concluíram que, apesar dos blocos analisados terem sido mantidos em câmara úmida por um período aproximado de 19 anos, ou seja, sem exposição à ação de intempéries, o que melhor simularia as condições reais de uso, os resultados obtidos

comprovam que o material apresentou um ganho muito significativo de resistência ao longo do tempo.

3.11. CORRELAÇÃO DE IMAGENS

A correlação de imagens digitais (DIC) é uma técnica de última geração, utilizada para medir as propriedades mecânicas de um material. Tendo como vantagens em relação aos outros métodos analisar um campo completo, sem contato com a amostra e com alta precisão para medidas de deformação e deslocamento (NGUYEN *ET AL.*, 2017).

A correlação de imagens tem sido amplamente utilizada em várias aplicações, como caracterização de materiais, monitoramento estrutural da saúde, crescimento de fadiga, teste de alta temperatura, entre outros. Na engenharia, nos últimos anos, tem sido utilizada para caracterizar produtos refratários na escala de laboratório, monitoramento da iniciação e propagação de fissuras na fadiga térmica e na secagem de concretos. A adaptação dessa técnica ajuda a explorar os avanços na tecnologia de captura de imagens habilitada em microscópios e câmeras de alta velocidade para estimar os dados de deslocamento e de tensão em imagens capturadas (HARILAL; RAMJI, 2014; SARACURA *et al.*, 2014).

A técnica DIC utiliza algoritmos de registro de imagens para rastrear os deslocamentos relativos de pontos materiais entre uma imagem de referência (tipicamente, não deformada) e uma imagem atual (tipicamente, deformada) (BLABER; ADAIR; ANTONIOU, 2015). Para cada imagem, a região de interesse (ROI) é descrita por uma função escalar que representa a intensidade da escala de cinza de cada pixel x . Para a configuração inicial a imagem é denotada por $f(x)$ e corresponde a primeira fotografia, e a imagem deformada é denominada como $g(x)$. A correlação consiste em determinar a semelhança entre a imagem inicial f e a imagem na configuração deformada g ao minimizar a função de erro $\eta^2 = \int_{\Omega} [f(x) - g(x + u(x))]^2$ na região de interesse Ω (SARACURA *et al.*, 2014).

Em geral, o método DIC 2D envolve três etapas: pulverização de padrões manchados nas superfícies da amostra para mostrar uma distribuição aleatória de intensidade cinza; gravação das imagens digitais da superfície da amostra não deformada e deformada e aplicar o software DIC para obter os deslocamentos e tensão desejados (NGUYEN *ET AL.*, 2017).

Existem vários softwares comerciais disponíveis no mercado que utilizam DIC 2D como ferramenta para estimar os campos de deslocamento e de deformação. Um deles é o chamado Ncorr, um software gratuito, desenvolvido na *Geordia Institute of Technology* pelo grupo *Antonia Antoniou's* (HARILAL; RAMJI, 2014).

O software Ncorr é implementado no programa Matlab, um ambiente de computação numérica de uso geral. Os algoritmos intensivos de computação são escritos em C++ e incorporados no Matlab através da interface MEX (BLABER; ADAIR; ANTONIOU, 2015).

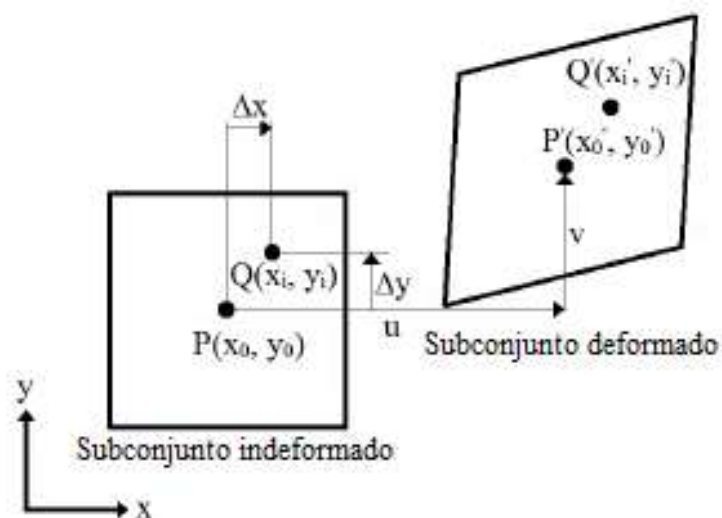
Para computar os deslocamentos usando DIC, um subconjunto é escolhido a partir das imagens de referência e sua localização correspondente é rastreada na imagem deformada (HARILAL; RAMJI, 2014).

O Ncorr usa o solucionador não linear de Gauss-Newton (ICGN), que é rápido, robusto e preciso na medição de deslocamento em comparação com o clássico Newton Raphson ou regimes aditivos diretos. Os gradientes de deslocamento ou cepas podem ser calculados diretamente com o algoritmo de Newton Raphson (NR), Quase-NR, Levenberg-Marquart (LM) ou algoritmo genético. O erro em campos de deformação estimados usando NR ou método genético é de ordem superior e limita seu uso somente para valores de deformação aproximadamente maiores que 0,010 (HARILAL; RAMJI, 2014).

De forma simplificada o fluxo de trabalho do programa Ncorr, funciona da seguinte maneira: selecionar a imagem de referência, define a imagem atual, seleciona a região de interesse, identifica os parâmetros DIC, identifica os deslocamentos e por fim calcula as deformações.

Em algoritmos DIC baseados em subconjuntos, a imagem de referência é particionada em regiões menores referidas como subconjuntos. A deformação é assumida como homogênea dentro de cada um dos subconjuntos, e os mesmos subconjuntos deformados são procurados na imagem atual (Figura 29). No software Ncorr esses subconjuntos são inicialmente um grupo circular contíguo de pontos que estão em locais de pixels inteiros na configuração de referência. A transformação de coordenadas dos pontos de referência para o da configuração atual é restrita a uma transformação linear de primeira ordem (BLABER; ADAIR; ANTONIOU, 2015).

Figura 29 – Princípio básico do método DIC baseado em subconjunto



Fonte: NGUYEN *et al.* (2017)

A fim de comprovar a viabilidade do software Ncorr, Harilal e Ramji (2014), compararam os resultados das correlações de imagens adquiridos pelo software Ncorr com o encontrado pelo software VIC 2D. A seguir será apresentado os resultados e conclusões dos autores em relação ao programa.

a) Harilal e Ramji (2014)

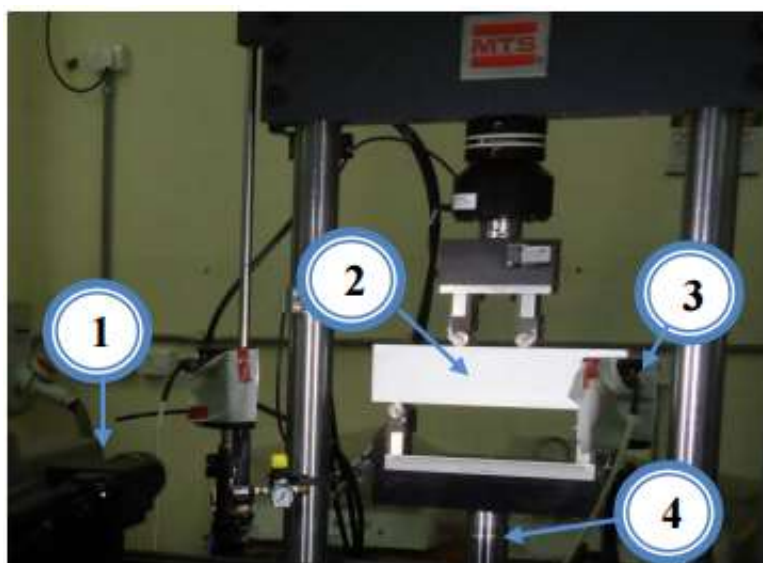
Harilal e Ramji (2014), compararam os resultados das correlações de imagens adquiridos pelo software VIC 2D, desenvolvido e vendido nos Estados Unidos pela empresa *correlated solutions Inc*, com os resultados observados pelo programa Ncorr. Para tal, foram tiradas fotos de um experimento com anéis sob compressão diametral e feixe sob carga de quatro pontos. A comparação teve a finalidade de reforçar a credibilidade do software Ncorr como uma ferramenta de correlação de imagens eficiente. Tornando-o uma alternativa de baixo custo para pesquisas em mecânica dos sólidos.

Os autores ensaiaram um anel circular de diâmetro externo e interno de 80 mm e 40 mm, respectivamente, e um feixe de comprimento retangular de 220 mm e largura de 40 mm. As superfícies dos corpos de prova foram revestidos com uma fina camada de tinta acrílica branca. Através de um aerógrafo, foi pulverizada uma tinta de carbono preto sobre a superfície, criando um padrão aleatório de manchas artificiais preto e branco. As fotos foram tiradas por uma câmera CCD com resolução espacial de 2448 x 2048 pixels. A câmera foi alinhada paralelamente à superfície da amostra para eliminar erros devido a deslocamentos fora do plano.

Foi adicionada a câmera uma lente de 180 mm, e conectado toda aparelhagem a um sistema de aquisição de imagens controlado por computador. Também foram utilizadas luzes de LED para garantir o contraste adequado da imagem.

Na Figura 30 é mostrado a configuração experimental utilizada para o teste do feixe sob curvatura de quatro pontos.

Figura 30 – Configuração experimental para feixe sob curvatura de quatro pontos



Fonte: Harilal e Ramji (2014)

Sendo:

1. Camera CCD;
2. Amostra;
3. Fonte de luz LED;
4. Acionador.

O anel de epóxi foi preso no topo no sistema e uma carga de compressão diametral de 1KN foi aplicada, usando pratos conectados ao sistema hidráulico, na parte inferior do mesmo. As fotos foram coletadas na medida que o carregamento avançava de 0 para 1 KN.

O feixe de epóxi foi submetido a um teste de dobra de quatro pontos com separações do ponto de carregamento de 120 mm na superfície superior e 180 mm na superfície inferior, como mostrado na Figura 31. As imagens coletadas durante o experimento são então processadas usando Ncorr e Vic 2D para estimar os campos de deslocamento e de deformação.

O contorno dos deslocamentos obtidos através das fotos pelos softwares Ncorr e Vic 2D, em ambos experimentos são mostrados nas Figuras 31 e 32.

Figura 31 – Contorno de deslocamento, obtido através da técnica DIC, para o anel sob compressão diametral usando (a) Ncorr (b) Vic 2D

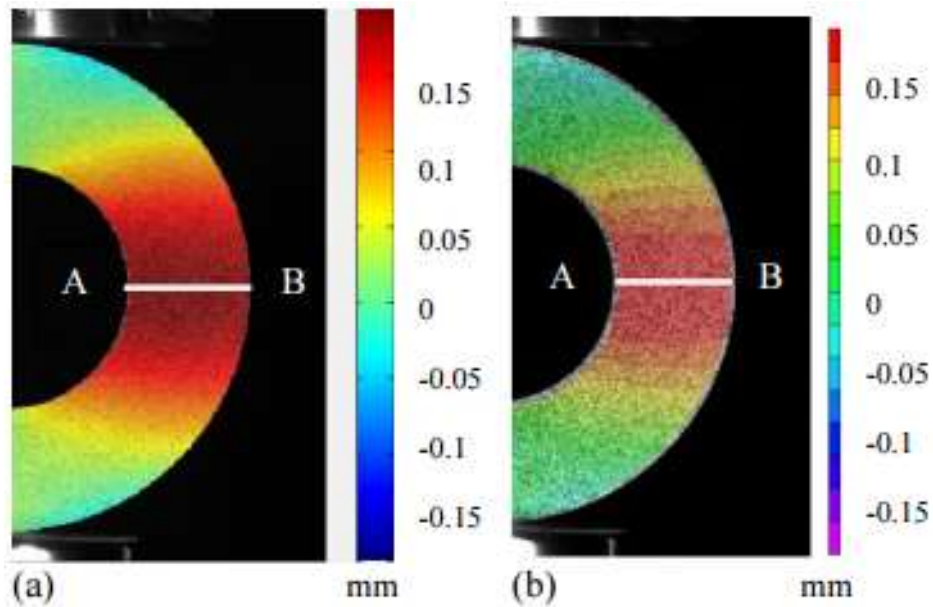
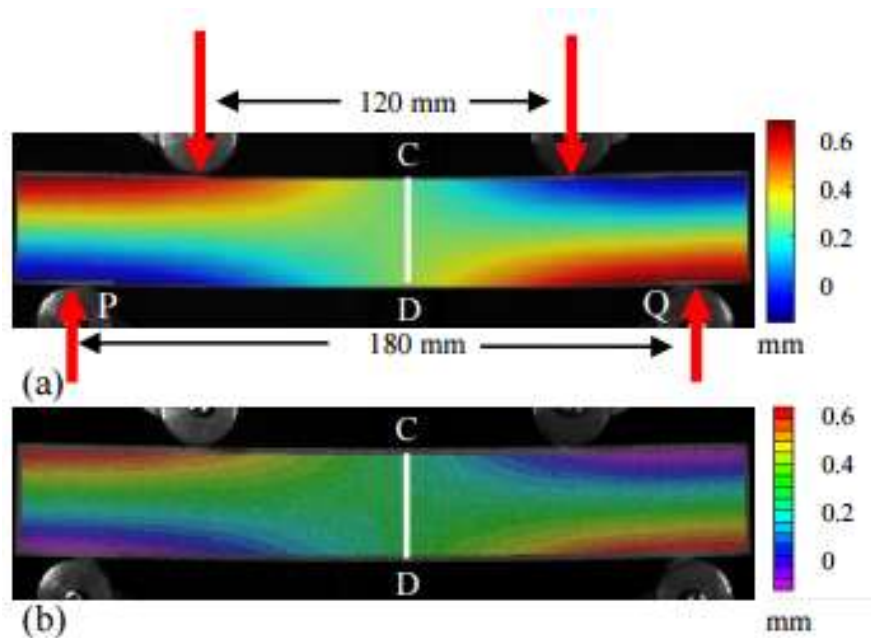


Figura 32 – Contorno de deslocamento, obtido através da técnica DIC, para o feixe de epóxi sob curvatura de quatro pontos usando (a) Ncorr (b) Vic 2D

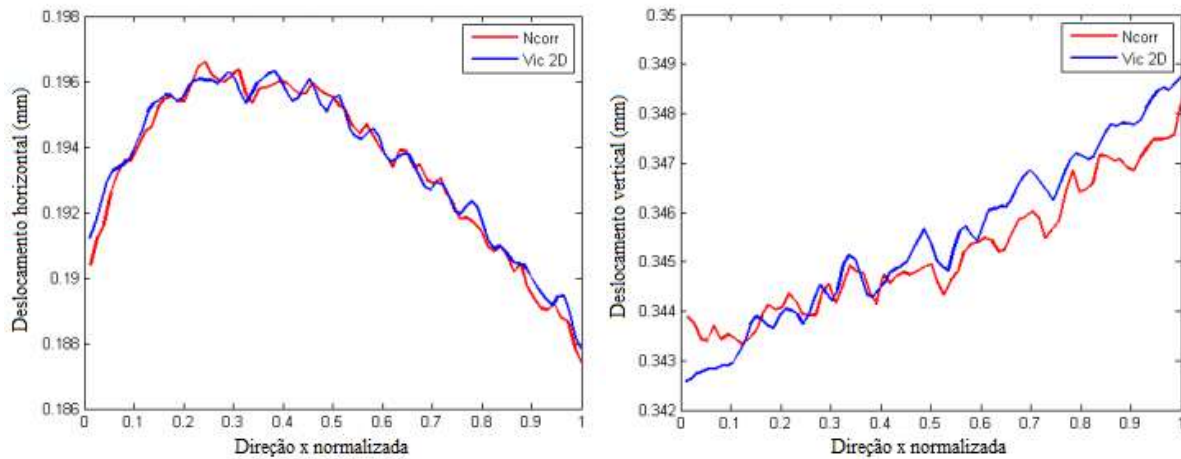


Fonte: Harilal e Ramji (2014)

O mesmo conjunto de imagens, tiradas durante os experimentos, foram processadas nos programas Ncorr e Vic 2D para computação dos deslocamentos. Com os resultados encontrados em ambos os softwares, foram plotados gráficos a fim de verificar a semelhança dos dados

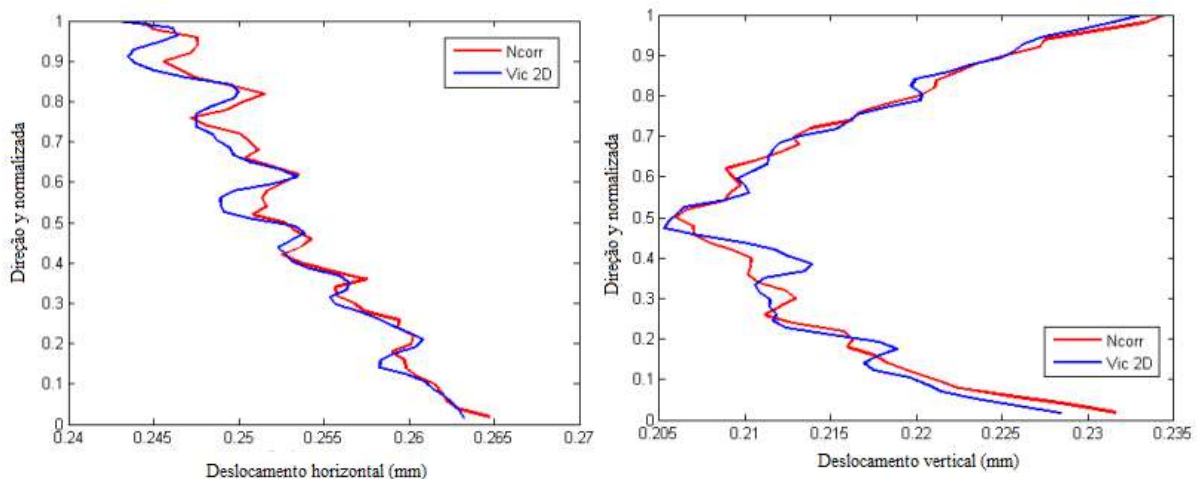
obtidos. A Figura 33, exibida a seguir, apresenta os resultados para o deslocamento vertical e horizontal, de uma linha AB determinada pelos autores (Figura 31), encontrados no experimento do anel, e a Figura 34 do feixe de epóxi, referentes a linha CD (Figura 32).

Figura 33 – Comparação dos deslocamentos horizontal e vertical ao longo da linha AB entre as estimativas calculadas pelos programas Ncorr e Vic 2D



Fonte: Harilal e Ramji (2014)

Figura 34 – Comparação dos deslocamentos horizontal e vertical ao longo da linha CD entre as estimativas calculadas pelos programas Ncorr e Vic 2D



Fonte: Harilal e Ramji (2014)

Através dos dados encontrados Harilal e Ramji concluíram que os resultados obtidos pelos dois softwares ficaram próximos entre si, confirmando a eficiência do programa Ncorr para a aplicação em mecânica dos sólidos.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Na caracterização dos materiais utilizados e no estudo do comportamento da alvenaria constituída de tijolos vazados modulares de solo-cimento-RCC, foram empregados diversos métodos de ensaios de laboratório, geotécnicos e de alvenaria estrutural.

Os experimentos foram realizados nos Laboratórios de Mecânica dos Solos, de Materiais de Construção e de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá (UEM).

Inicialmente procedeu-se à amostragem, preparação e caracterização dos materiais constituintes das misturas, ensaios de compactação do solo, solo-RCC e solo-cimento-RCC, seguida da produção dos tijolos e confecção da alvenaria.

Os tijolos vazados modulares de solo-cimento-RCC foram produzidos em prensa hidráulica, nas proporções de 50% de solo e 50% de resíduo (RCC), com adição de 10% de cimento em massa seca, com base nos estudos realizados por Zanatta (2015) para os mesmos materiais empregados.

Respeitando-se o período de cura, com os tijolos foram confeccionados prismas e pequenas paredes, que devidamente instrumentados e ensaiados, permitiram a caracterização da alvenaria quanto à resistência à compressão e ao módulo de elasticidade.

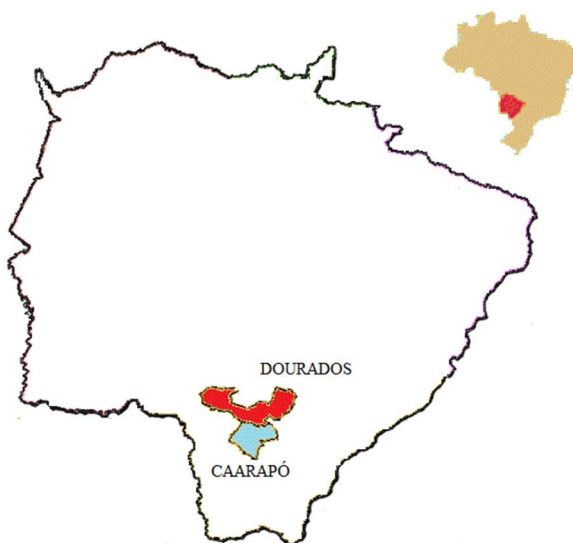
As observações visuais e fotos sucessivas registradas durante a realização dos ensaios de resistência à compressão da alvenaria permitiram constatar a forma de ruptura do conjunto tijolo-argamassa e analisar as deformações dos elementos com o auxílio do Software Ncorr.

4.1. MATERIAIS

4.1.1. Solo

O solo utilizado nesta pesquisa é proveniente da cidade de Caarapó, localizada no sul do Estado do Mato Grosso do Sul, próxima à cidade de Dourados, conforme visualizado na Figura 35.

Figura 35 – Localização das cidades de Caarapó e Dourados/Mato Grosso do Sul



Fonte: ZANATTA (adaptada) - (2015)

A amostra de solo foi coletada de um perfil característico de Latossolo Vermelho Distrófico (EMBRAPA, 2013), de textura média, com teor de argila menor que 30%, em profundidade aproximada de 1,5 m (Figura 36).

Figura 36 – Perfil de Latossolo Vermelho Distrófico – Caarapó/MS



4.1.2. Resíduo da Construção Civil (RCC)

O resíduo utilizado nesta pesquisa é proveniente do processo de britagem e peneiramento na malha de 4,8 mm, constituído de restos de materiais cerâmicos, argamassas e concreto, de coloração avermelhada, conforme se observa na Figura 37.

Figura 37 – Amostra de Resíduo da Construção Civil (RCC)



O material foi coletado em uma Usina de Beneficiamento de Resíduos de Construção localizada no Município de Dourados-MS (Figura 38).

Figura 38 – Processo de beneficiamento do RCC em Usina



4.1.3. Outros materiais empregados

Os prismas e pequenas paredes caracterizados e ensaiados nessa pesquisa foram confeccionados com tijolos, resultantes da mistura de solo, cimento e resíduo de construção civil (RCC).

Para as misturas de solo-cimento-RCC foi utilizado o cimento Portland CP II Z-32 (Votoran), conforme especificado na NBR 11578 (1997).

Na argamassa de assentamento usada para a confecção dos prismas e pequenas paredes foi utilizada a cal hidratada CH III (marca Solofino) fabricada na cidade de Colombo – PR.

Foi utilizada, nas misturas, água potável proveniente da rede pública de abastecimento.

No capeamento, para os ensaios de resistência à compressão dos tijolos e prismas fez-se o uso de enxofre.

4.2. EQUIPAMENTOS

No desenvolvimento desta pesquisa foram utilizados os seguintes equipamentos:

- Prensa hidráulica, da marca EcoMáquinas, para produzir os tijolos de solo-cimento;
- Prensa universal de ensaios com carga controlada, medidor analógico com calibração até 20 toneladas, modelo MVE-100;
- Macaco hidráulico manual de aço modelo P80 da marca Enerpac com capacidade de 20 toneladas;
- Macaco hidráulico manual de aço modelo P842, com capacidade de 250 toneladas, da marca Enerpac;
- Sistema de aquisição de dados marca HBM modelo Spider 8, acoplado ao software de controle de aquisição de dados CatmanEasy versão 4.2.1 com transdutores indutivos de deslocamento modelo WI marca HBM com sensibilidade de 0,001 mm;
- Célula de carga com capacidade de 10 tf da marca HBM;
- Relógios comparadores (extensômetros) com curso de 10 mm e resolução de 0,01 mm, mostrador analógico;
- Soquete e cilindro Proctor para a compactação de corpos-de-prova cilíndricos com $\varnothing = 10$ cm e $h = 12,73$ cm, no ensaio de compactação;
- Máquina digital Canon 5D Mark III com uma lente de 100 mm acoplada, marca Canon, f/ 2.8 L II IS USM;
- Controle, marca Canon, Timer Remote Controller TC-80N3;
- Balança eletrônica, com capacidade máxima de 1,5 kg \pm 0,01g;
- Balança de dois pratos, com capacidade máxima de 20 kg \pm 1g;
- Balança, da marca Marte, com capacidade máxima de 5 kg \pm 0,01g;
- Balança, da marca Lucas, com capacidade máxima de 150 kg \pm 100g;

- Estufa de secagem, com controle de temperatura entre 105-110⁰ C
- Equipamentos usuais para ensaios de laboratório.

4.3. MÉTODOS

Para o desenvolvimento desta pesquisa, foi realizada primeiramente a caracterização dos materiais utilizados na fabricação dos tijolos, prismas e pequenas paredes, sendo eles: solo, resíduo de construção civil (RCC), misturas solo-cimento-RCC e argamassa.

Definido o traço a ser utilizado na fabricação dos corpos de prova, esses foram submetidos ao ensaio de compressão axial simples a fim de caracterizá-los quanto à sua resistência e módulo de elasticidade.

4.3.1 Preparação das amostras de solo e resíduo da construção civil (RCC)

O solo coletado foi depositado sobre piso de concreto, ao ar livre, em local coberto e protegido das precipitações para secagem prévia até atingir a umidade higroscópica (Figura 39). Após, procedeu-se ao destorroamento, homogeneização e peneiramento na malha com abertura de 4,8 mm. A fração passante do material foi acondicionada em sacos de lona para armazenamento até o momento da sua utilização.

Figura 39 – Solo depositado ao ar livre para secagem prévia



Da mesma forma, após o peneiramento e coleta do RCC na Usina, procedeu-se à secagem sobre lastro de concreto, homogeneização e acondicionamento em recipientes adequados para a sua utilização posterior.

4.3.2 Ensaios de caracterização e de compactação

Os ensaios de caracterização dos materiais e de compactação do solo e das misturas solo + RCC, com e sem adição de cimento, foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil da UEM, em conformidade com as metodologias propostas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT):

- NBR 6457 (1986) – Preparação de amostras de solo para ensaios de caracterização e de compactação; Determinação do teor de umidade (Anexo)
- NBR 6508 (1984) – Determinação da massa específica dos grãos;
- NBR 7181 (1984) – Análise granulométrica conjunta (peneiramento e sedimentação), com uso de solução defloculante de hexametáfosfato de sódio
- NBR 6459 (1984) – Determinação do limite de liquidez;
- NBR 7180 (1984) – Determinação do limite de plasticidade;
- NBR 7182 (1988) – Ensaio de compactação de solo
- NBR 12023 (2012) – Solo-cimento – Ensaio de Compactação

A análise granulométrica do resíduo de construção civil (RCC) foi efetuada sem o uso de dispersão. Procedeu-se dessa forma devido ao material se apresentar de forma frágil e quebradiça, possivelmente em função do processo de britagem que tende a ocasionar a fragmentação da estrutura interna dos grãos.

Nos ensaios de compactação do solo e solo50% + RCC50%, sem adição de cimento e com adição de 10% de cimento em massa seca, foi utilizado o método “A”, empregando-se o cilindro pequeno, em 3 camadas compactadas com aplicação de 26 golpes por camada com soquete pequeno, correspondente à energia normal de compactação ($E \approx 6\text{kgf.cm/cm}^3$).

4.3.3 Escolha do traço para a produção dos tijolos de solo-cimento-RCC

A NBR 10833 (ABNT, 2012) recomenda a preparação de, no mínimo, três traços de solo-cimento para a fabricação de tijolos.

Com base nos estudos de dosagem em tijolos, realizados por Zanatta (2015), para os mesmos materiais empregados nesta pesquisa, foi selecionado o traço a ser utilizado na fabricação dos tijolos. As dosagens foram compostas por solo natural (S) e RCC (R), nas proporções de 40, 50 e 60% em massa seca e, com adição de 6, 8 e 10% de cimento (C) em relação à massa seca da mistura solo-RCC, conforme consta na Tabela 20.

Tabela 20 – Dosagens selecionadas para confecção dos tijolos – Zanatta (2015)

| Dosagem | Solo (%) | Cimento (%) | Resíduo (%) | Total (%) |
|---|----------|-------------|-------------|-----------|
| S ₆₀ C ₆ R ₄₀ | 67,4 | 5,7 | 27,0 | 100 |
| S ₆₀ C ₈ R ₄₀ | 66,1 | 7,4 | 26,5 | 100 |
| S ₄₀ C ₆ R ₆₀ | 59,0 | 5,7 | 35,4 | 100 |
| S ₄₀ C ₈ R ₆₀ | 57,9 | 7,4 | 34,7 | 100 |
| S ₅₀ C ₁₀ R ₅₀ | 45,5 | 9,0 | 45,5 | 100 |

Analisando os resultados dos ensaios obtidos para cada mistura e também, considerando as dificuldades no processo de produção, o traço escolhido e empregado na confecção dos tijolos, prismas e pequenas paredes foi o S₅₀C₁₀R₅₀. A escolha foi baseada no máximo aproveitamento de resíduo e no menor consumo de cimento, desde que atendessem aos requisitos mínimos exigidos pela NBR 10833 (ABNT, 2012) e, também, pelas condições de moldagem dos tijolos na prensa

4.3.4 Tijolos de solo-cimento-RCC

Após a escolha do traço a ser utilizado, iniciou-se a preparação da mistura para a produção dos tijolos. Primeiramente procedeu-se à pesagem dos materiais de forma isolada, nas devidas proporções: 50% de solo e 50% de RCC em massa seca, sendo considerados os teores de umidade higroscópica dos materiais determinados previamente e, em seguida, a pesagem do cimento, correspondendo a 10% da mistura Solo+RCC em massa seca.

O solo e o resíduo foram misturados em uma betoneira e a seguir, o cimento foi adicionado até a completa homogeneização do conjunto. A água, em quantidade calculada com base na umidade ótima de compactação da mistura, foi acrescentada gradativamente, por meio de um sistema de aspersão. Após uniformidade da mistura, o que ocorreu num tempo de aproximadamente três minutos, a betoneira foi desligada e a mistura foi conduzida até a prensa por um sistema de esteira rolante.

Foram confeccionados cerca de 300 tijolos, moldados um de cada vez, em uma prensa hidráulica da marca Eco Máquinas (Figura 40), disponibilizada por uma empresa.

Figura 40 – Prensa hidráulica da Eco Máquinas utilizada na fabricação dos tijolos



Na primeira tentativa de produção, percebeu-se o aparecimento de trincas, o que levou ao descarte de inúmeros tijolos. Sendo assim, para que fosse possível a produção de tijolos com qualidade, o teor de umidade da mistura foi reduzido em aproximadamente 3(três) pontos percentuais em relação ao teor de umidade ótimo, umidade correspondente ao peso específico seco máximo, obtido no ensaio de compactação da mistura, com emprego da energia normal. Esse mesmo comportamento foi constatado por Grande (2003), Souza (2006) e Zanatta (2015), perfeitamente justificável, tendo em vista que a quantidade de energia e o processo de compactação são diferentes, quando comparados o ensaio de compactação e o processo de prensagem dos tijolos. No ensaio de compactação é aplicada uma energia dinâmica por impacto ou percussão, deixando-se cair um soquete de massa conhecida em queda livre, enquanto que na produção dos tijolos, a energia aplicada é estática por prensagem.

Após a prensagem de cada tijolo, o mesmo foi alocado em pallets para o processo de cura, que se iniciou 6 horas após moldagem e durou os 7 primeiros dias. Durante o processo de cura os tijolos permaneceram em lugar livre do vento e insolação direta, sendo realizada aspersão de água a cada 3 horas, para que os tijolos permanecessem úmidos.

Passados 14 dias da fabricação dos tijolos, estes foram identificados, embalados individualmente e transportados para o Laboratório de Mecânica dos solos da UEM, onde foram analisados quanto às suas dimensões, resistência à compressão e absorção de água, para idades de aproximadamente 530 dias, complementando as análises realizadas por Zanatta (2015) para a mesma série tijolos com 7, 14, 28 e 56 dias, e confeccionados os prismas e pequenas paredes, para análise quanto à sua resistência à compressão e deformabilidade, aos 530 dias.

O peso das unidades após 60 dias de fabricação correspondeu a 2.830 gramas, cuja massa específica, relativa ao volume aparente total, é de aproximadamente 1700 Kg/m³.

A metodologia empregada para os ensaios da análise dimensional, determinação da resistência e da absorção de água dos tijolos de solo-cimento-RCC foram realizados em

conformidade com as normas NBR 8491 (ABNT, 2012: Tijolo de solo-cimento – Requisitos) e NBR 8492 (ABNT, 2012: Tijolo de solo-cimento – Análise dimensional, determinação da resistência à compressão e da absorção de água – Método de ensaio).

4.3.4.1 Análise dimensional

A análise dimensional foi realizada com o uso de um paquímetro, com exatidão de 0,5 mm, e comprimento adequado à dimensão máxima dos tijolos. Foi separada uma amostra totalizando doze tijolos, e realizadas três determinações em pontos distintos de cada uma de suas faces, sendo uma em cada extremidade e uma no centro. Esse procedimento foi efetuado em todos os tijolos, um de cada vez (Figura 41).

Figura 41 –Análise dimensional do tijolo produzido na pesquisa



Foi calculada a média dos valores encontrados nas três determinações, sendo que, o resultado encontrado corresponde a dimensão de cada face, expressa em milímetros. Observando que a tolerância estabelecida pela NBR 8491 (ABNT, 2012) para as dimensões nominais dos tijolos é de $\pm 1,00$ mm para o comprimento, largura e a altura.

A média dos valores encontrados corresponde ao valor padrão utilizado. Dessa forma, calculou-se o volume dos tijolos a fim de caracterizá-los como maciços ou vazados conforme estabelecido pela NBR 8491 (ABNT, 2012), a qual determina que para um volume igual ou superior a 85% do volume total aparente o tijolo é considerado maciço e para um volume inferior, tijolos vazados.

Realizaram-se medidas de espessura das paredes no entorno dos furos dos tijolos e a distância entre os mesmos, a fim de verificar se os tijolos estavam em conformidade com a NRB 8491 (ABNT, 2012).

4.3.4.2 Ensaio de resistência à compressão simples

Foram selecionados sete tijolos para o ensaio de resistência à compressão, sendo os mesmos cortados ao meio perpendicularmente à sua maior dimensão, e superpostos, pelas faces maiores, de maneira que as superfícies cortadas ficassem invertidas entre si (Figura 42.1). As faces das metades de cada tijolo foram molhadas superficialmente (Figura 42.2), com a finalidade de impedir que os tijolos absorvessem a água de amassamento da argamassa prejudicando a reação do cimento. Em seguida, aplicou-se uma camada de 3 mm de pasta de cimento Portland para unir as metades do tijolo (Figura 42.3). As rebarbas existentes foram retiradas (Figura 42.4) e medidas as faces dos corpos de prova com exatidão de 1 mm para o cálculo da área bruta, ou seja, sem o desconto das áreas dos furos. Em seguida os mesmos foram capeados com enxofre (Figura 42.5) e, após o endurecimento da pasta, imersos em água por 22 horas. Os tijolos foram retirados da água antes do ensaio e secos com um pano levemente umedecido. O procedimento, em sequência, é ilustrado na Figura 42.

Figura 42 – Preparação dos corpos de prova para o ensaio de resistência à compressão dos tijolos com idade de 530 dias



Para a realização do ensaio de resistência à compressão dos tijolos foi utilizada uma prensa universal, equipada com um prato de apoio, de aço. Devido às dimensões do prato serem menores que as dimensões dos tijolos, foram colocadas duas placas de aço monolíticas, de superfícies planas e rígidas, com espessura de 80 mm, sendo posicionadas uma na parte superior do tijolo, e outra na parte inferior, em cima do prato de apoio. As placas de aço têm a função de distribuir de maneira mais uniforme as cargas aplicadas nos tijolos.

Após realizada a preparação dos corpos de prova, os mesmos foram colocados, um a um, sobre a chapa de aço inferior da máquina de ensaio, de maneira a ficarem centralizados entre si. E então, foi aplicada a carga de maneira uniforme e gradativa, a uma razão de 500N/s, até a sua ruptura. A carga foi aplicada por meio de um macaco hidráulico manual de aço, modelo P80, com capacidade de 20 tf, marca Enerpac, e medida através de uma célula de carga da HBM com capacidade de 10tf, posicionada entre o pistão e a chapa de distribuição de carga.

O esquema do ensaio de resistência à compressão dos tijolos pode ser visualizado na Figura 43.

Figura 43 –Esquemática do ensaio de resistência à compressão



Segundo a NBR 8491 (ABNT, 2012), a média dos valores da resistência à compressão dos tijolos não deve ser menor que 2,0 MPa (20 kgf/cm²), nem valores individuais inferiores a 1,7 MPa (17 kgf/cm²), com idade mínima de sete dias.

4.3.4.3. Ensaio de absorção de água

Cinco dos doze tijolos separados para a análise dimensional foram colocados em estufa, entre 105°C e 110°C, até constância de massa, e então pesados para a obtenção de suas massas secas, em gramas. Após resfriamento à temperatura ambiente, os mesmos foram imersos em um tanque durante 24 horas. Em seguida, os tijolos foram retirados da água, enxugados superficialmente com um pano umedecido e pesados novamente, obtendo-se assim a massa do tijolo saturado, em gramas. Na Figura 44 são mostrados os procedimentos dos ensaios de absorção.

Figura 44 – Procedimento do ensaio de absorção dos tijolos aos 530 dias



De acordo com a NBR 8491 (ABNT, 2012), a amostra ensaiada não deve apresentar a média dos valores de absorção de água maior do que 20%, nem valores individuais superiores a 22%, com idade mínima de sete dias.

4.3.5. Argamassa de assentamento dos tijolos

Na confecção da argamassa foram utilizados cimento, cal e areia, em uma proporção em massa de 1: 0,632: 6,308 (cimento: cal: areia), para se obter uma argamassa com resistência entre 2,5 e 3,0 MPa aos 28 dias.

A areia, procedente da jazida de Porto São José – PR, foi caracterizada (granulometria, módulo de finura, diâmetro máximo, massa unitária e massa específica), de acordo com as normas da ABNT:

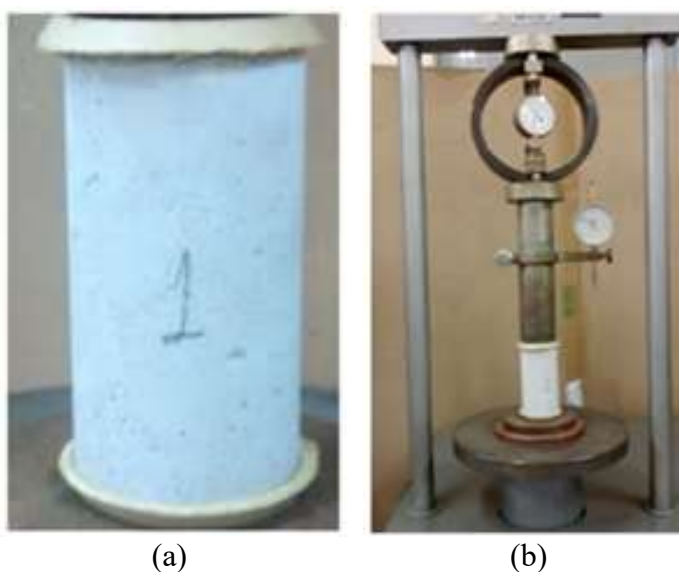
- NBR 7211/2009 – Agregados para concreto – Especificação;
- NBR 9776/1987 – Agregados – Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman – Método de Ensaio.

A determinação do índice de consistência da argamassa seguiu as recomendações da NBR 13276 (ABNT, 2005).

Na preparação da argamassa, a areia e a cal foram misturadas e homogeneizadas previamente em betoneira. Após 16 horas, o cimento foi adicionado e, em seguida, a água em incrementos até se obter uma mistura homogênea com consistência de 26 ± 1 cm e trabalhabilidade similar às argamassas utilizadas nas obras civis. A seguir, foram moldados 6 corpos de prova cilíndricos de argamassa, com diâmetro de 5 cm e altura de 10 cm, sendo mantidos à cura ambiente até o dia do seu rompimento.

Os corpos de prova, capeados com enxofre, foram submetidos ao ensaio de resistência à compressão, na mesma idade dos prismas, utilizando-se uma prensa de ensaios CBR com capacidade de 5 toneladas, com deformação controlada de 1,27 mm/min, marca Solotest, conforme a Figura 45, seguindo as recomendações da NBR 13279 (ABNT, 1995).

Figura 45 – (a) Corpo de prova cilíndrico de argamassa; (b) Prensa de ensaio CBR



4.3.6. Prismas e pequenas paredes

Devido à inexistência de normas que estabeleçam como proceder aos ensaios em alvenaria com tijolos de solo-cimento, utilizou-se, para a confecção dos prismas e pequenas paredes, bem como para a realização dos ensaios, as recomendações da NBR 15961-2: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto (ABNT, 2011) e da NBR 15812-2: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos (ABNT, 2010).

A caracterização da alvenaria deve ser realizada por meio de ensaios de prismas, pequenas paredes ou paredes, executados com tijolos, argamassas e grautes de mesma origem e características dos que serão efetivamente utilizados na obra.

Os componentes do tipo prisma e pequenas paredes foram construídos no Laboratório de Materiais de Construção do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá, protegidos da incidência direta da luz solar e do vento, por um mesmo pedreiro, fazendo-se o uso de fio de prumo, régua e nível para garantir a boa verticalidade dos elementos.

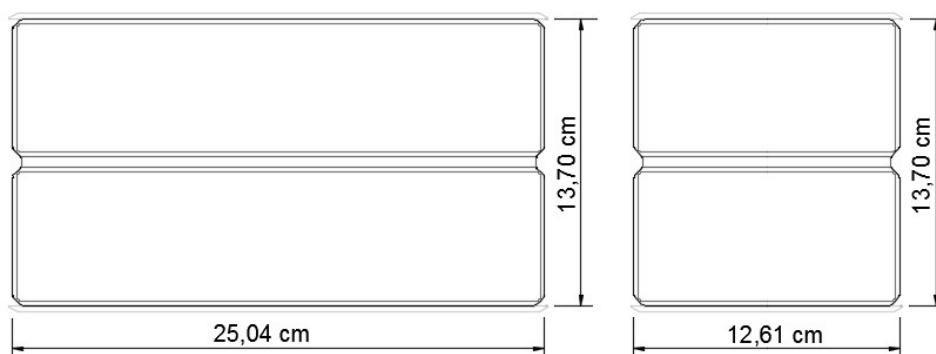
4.3.6.1 Prismas

Foram confeccionados doze prismas, com dimensões de 250mm x 126mm x 137mm (largura x altura x espessura), formados pela sobreposição de dois tijolos, molhados de antemão e assentados com uma camada de 5 mm de argamassa de cimento; cal; areia o que corresponde a um traço em massa de 1:0,632:6,308.

Segundo Grande (2003), a argamassa, quando devidamente aplicada, além de unir os tijolos, tem a finalidade de transmitir de maneira mais uniforme os esforços solicitantes e regularizar as imperfeições dimensionais dos encaixes dos tijolos.

A Figura 46 ilustra as dimensões dos prismas usados nesta pesquisa.

Figura 46 – Ilustração do prisma utilizado com suas respectivas dimensões



Os prismas foram identificados, mantidos em condição de cura ambiente normal, no local em que foram assentados, e protegidos das intempéries.

Para realização do ensaio de resistência à compressão, os prismas foram capeados com uma camada de 2 mm de enxofre (Figura 47), com a finalidade de regularizar a superfície em contato com a prensa, evitando possíveis acúmulos de tensão. Os prismas foram rompidos com idade de 530 dias.

Os ensaios foram conduzidos de modo que cada incremento de carga correspondesse a 10% da carga provável de ruptura, mantendo-se um tempo de permanência de 3 min para cada carregamento. Procedeu-se dessa forma até atingir uma carga próxima a 50% da carga de ruptura prevista, num total de 5 incrementos, como sugerido pela NBR 15961-2: Anexo A (ABNT, 2011). Optou-se por não efetuar descarga do carregamento.

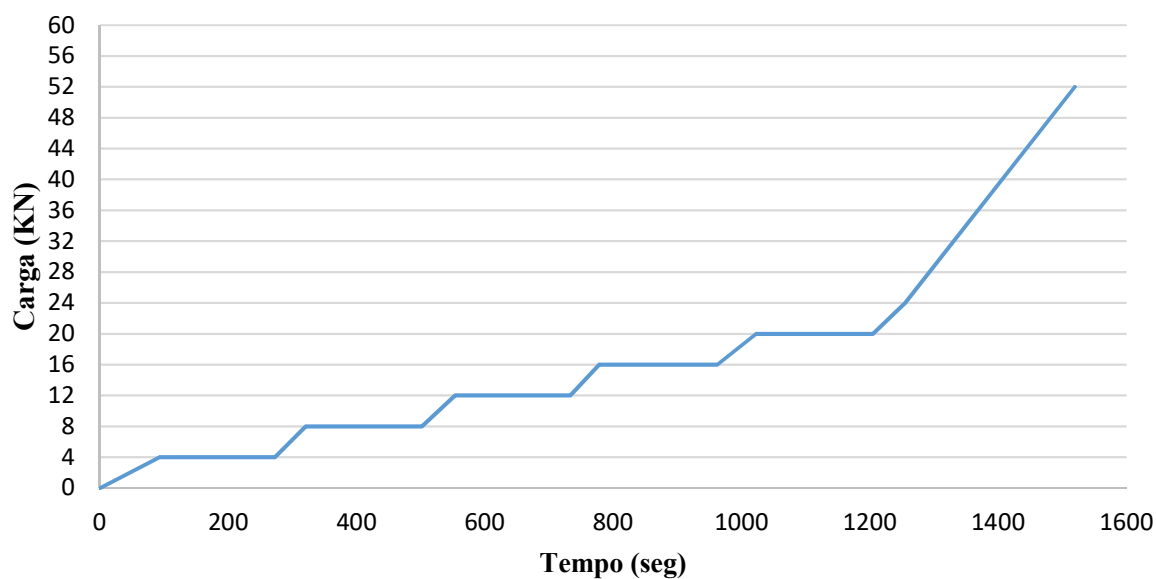
Com o objetivo de se conhecer a resistência provável, um primeiro prisma foi ensaiado aplicando-se carga gradativa e ininterruptamente até a ruptura, sendo que o resultado encontrado foi de 80 KN.

A Figura 48 ilustra o modelo do plano de carregamento adotado para os prismas.

Figura 47 – Prisma utilizado na pesquisa



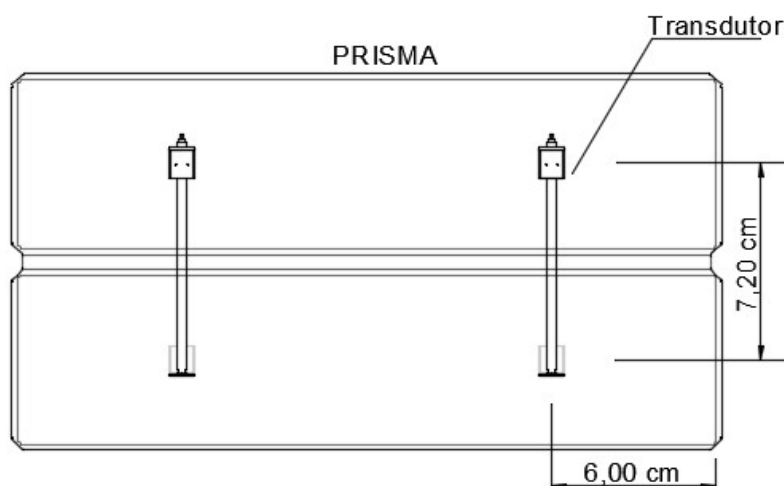
Figura 48 – Plano de carregamento utilizado no ensaio de resistência à compressão dos prismas



Para a medida dos deslocamentos foram utilizados quatro transdutores de deslocamento variável linear indutivo (LVDT) com sensibilidade de 0,001 mm, sendo dois em cada face maior do prisma, equidistantes horizontalmente de 6 cm das extremidades e centralizados verticalmente nos tijolos superior e inferior, conforme ilustrado na Figura 49.

O módulo de deformação (E_p), foi determinado no intervalo correspondente à curva secante entre 5% e 30% da tensão de ruptura do prisma, conforme estabelecido pela NBR 15961-2: Anexo A (ABNT, 2011).

Figura 49 – Posicionamento dos transdutores no prisma



Os prismas foram colocados em uma prensa universal de ensaios modelo MVE – 100, apresentada na Figura 50.

Figura 50 – Prensa universal Modelo MVE – 100



Devido à falta de precisão do medidor analógico da prensa universal, optou-se por utilizar, para a aplicação das cargas, um macaco hidráulico manual de aço modelo P80, com capacidade de 20 toneladas, da marca Enerpac (Figura 51).

Foram adicionadas duas chapas de aço, posicionadas uma na parte superior do prisma e outra na parte inferior do mesmo, de 80 mm de espessura, com a finalidade de distribuir as cargas aplicadas de maneira uniforme no prisma.

Figura 51 – Macaco hidráulico Enerpac P80



As cargas foram medidas por meio de uma célula de carga com capacidade de 10 tf da marca HBM, posicionada entre o macaco hidráulico manual, responsável pela aplicação da carga, e a chapa de aço (Figura 52).

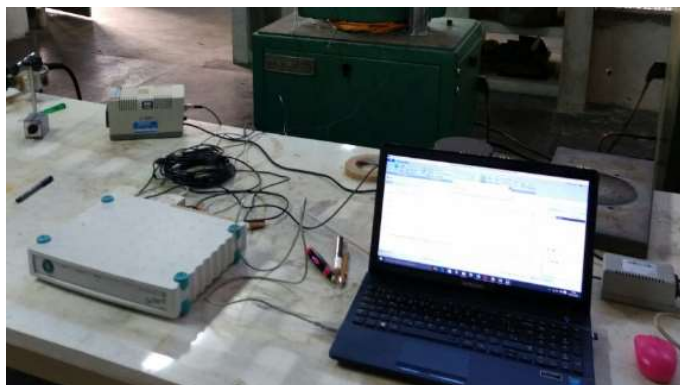
Figura 52 – Esquema de ensaio dos prismas



A leitura e aferição dos deslocamentos obtidos pelos transdutores foram feitas através do sistema de aquisição de dados da marca HBM modelo Spider 8, acoplado ao software de controle de aquisição de dados CatmanEasy versão 4.2.1, conforme se observa na Figura 53.

Os dados obtidos pelo software foram transportados para a ferramenta Excel onde foram tratados e analisados.

Figura 53 – Sistema de aquisição de dados dos deslocamentos medidos pelos LVDT's



4.3.6.2 Pequenas paredes

Foram executadas dez pequenas paredes, com dimensões de 508mm x 700mm x 126mm (largura x altura x espessura), formadas por 10 fiadas, num total de 20 tijolos assentados com uma camada de 5 mm de argamassa de cimento; cal; areia correspondente a um traço em massa de 1: 0,632: 6,308, a mesma utilizada nos prismas, em amarração, sem grauteamento e sem o uso de cintas de amarração, conforme representadas com suas devidas dimensões na Figura 54 e visualizadas na Figura 55.

Figura 54 – Representação das pequenas paredes com suas respectivas dimensões

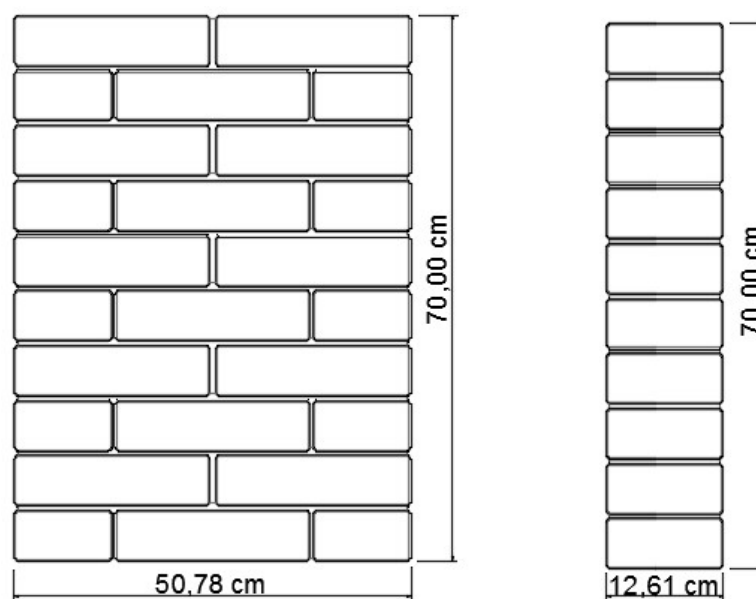


Figura 55 – Pequenas paredes utilizadas na pesquisa



Os tijolos modulares de solo-cimento podem ser assentados a seco, por justaposição, devido aos encaixes que permitem essa amarração direta entre os componentes. Porém, esse tipo de assentamento pode ocasionar implicações relacionadas à precisão dimensional das peças e a imperfeição dos encaixes, diminuindo o desempenho da alvenaria. Portanto, aplica-se um filete de cola fluida de argamassa de assentamento, na superfície dos tijolos. Recomenda-se a adição de adesivos, a fim de garantir a aderência entre os tijolos e a argamassa (TANGO, 1990 apud GRANDE 2003).

Porém, nessa pesquisa optou-se por trabalhar de forma mais convencional. Os tijolos foram molhados e assentados com uma junta de argamassa de cimento, cal e areia de 5 mm de espessura, executadas pelo mesmo pedreiro, a fim de evitar vícios decorrentes da mão de obra.

As pequenas paredes foram identificadas, mantidas em condição de cura ambiente normal, no local em que foram assentadas, e protegidas das intempéries, até a data do seu rompimento, com idade de 530 dias.

O ensaio de resistência à compressão das pequenas paredes foi realizado em um pórtico de reação (Figura 56), localizado no Laboratório de Estruturas da Universidade Estadual de Maringá (UEM).

As cargas foram aplicadas através de um macaco hidráulico manual de aço modelo P842, com capacidade de 250 toneladas, da marca Enerpac (Figura 57).

Figura 56 – Pórtico de reação usado para o ensaio das pequenas paredes



Figura 57 - Macaco hidráulico Enerpac P842



A fim de distribuir as cargas aplicadas de maneira uniforme para as paredes, acrescentou-se uma viga de aço, de 60 cm de comprimento, perfil H (Figura 58), entre a parede e o pistão, e um capeamento de madeira compensada de 9 mm de espessura (Figura 59), entre a viga e a parede.

Figura 58 – Viga Perfil H usada para distribuição das cargas no ensaio de resistência à compressão das pequenas paredes

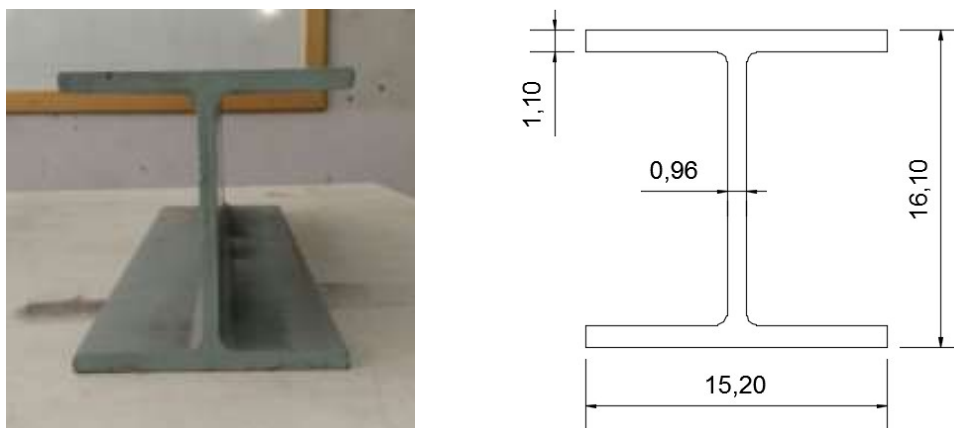


Figura 59 – Chapa de madeira compensada usada como capeamento



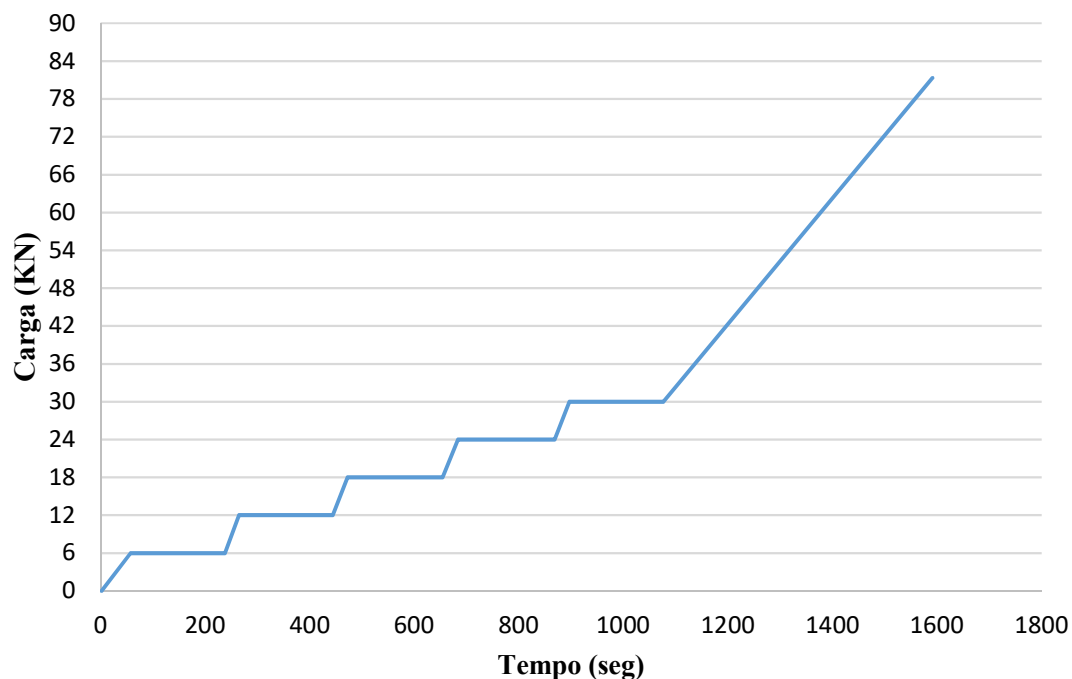
As cargas foram medidas por meio de uma célula de carga com capacidade de 100 KN da marca HBM, posicionada entre uma rótula, abaixo do macaco hidráulico manual, responsável pela aplicação da carga, e a viga.

Os ensaios foram conduzidos de modo que cada incremento de carga fosse de 10% da carga provável de ruptura, com o tempo de permanência de 3 min para cada carregamento. Procedeu-se dessa forma até atingir uma carga próxima de 50% da carga de ruptura prevista, num total de 5 incrementos, como sugerido pela NBR 15961-2: Anexo B (ABNT, 2011). Optou-se por não efetuar descarga do carregamento.

Com o objetivo de se conhecer a capacidade de carga provável, uma primeira pequena parede foi ensaiada aplicando-se carga gradativa e ininterruptamente até a ruptura.

A Figura 60 ilustra o modelo de plano de carregamento adotado para as pequenas paredes.

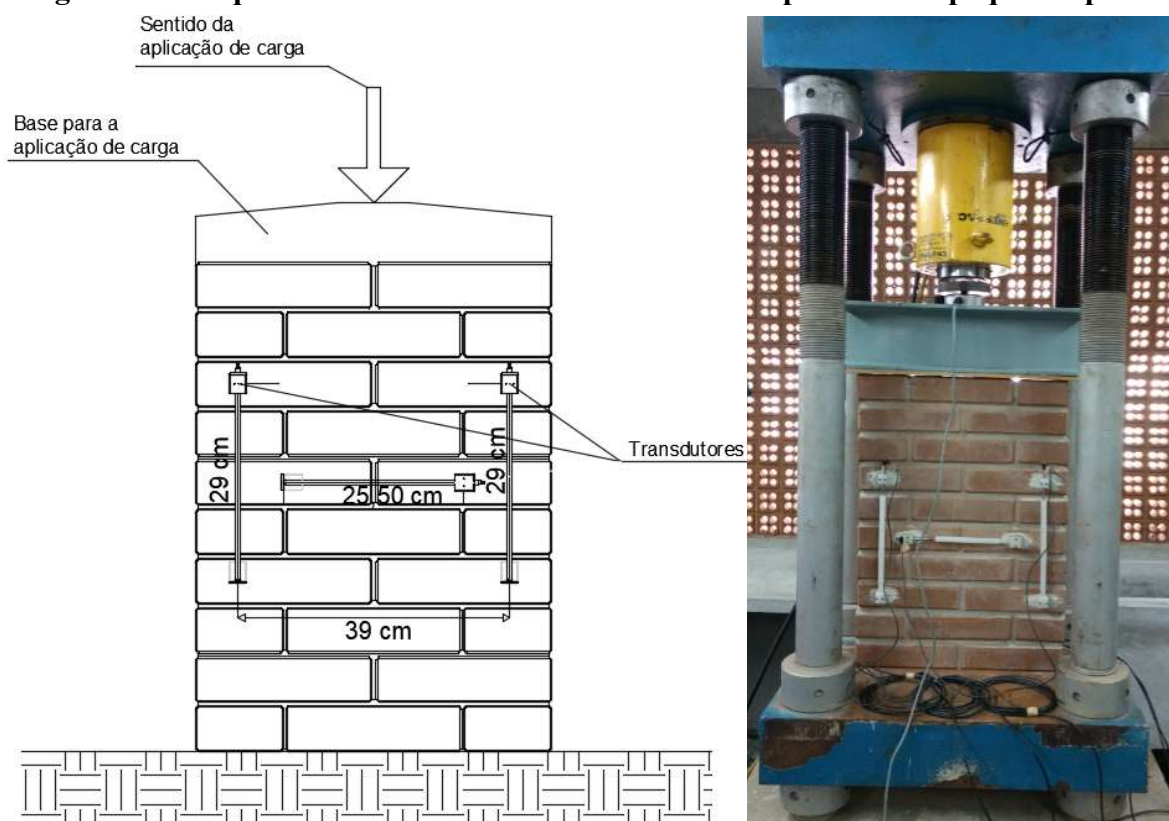
Figura 60 – Plano de carregamento utilizado no ensaio de resistência a compressão das pequenas paredes



Foram posicionados seis transdutores, três em cada face maior da parede, sendo dois verticais, abrangendo 29 cm e distantes entre si de 39 cm, e um na horizontal com 25,5 cm. O esquema da aparelhagem e as distâncias são apresentadas na Figura 61.

Para a leitura e aferição dos deslocamentos obtidos pelos transdutores utilizou-se o mesmo sistema de aquisição de dados utilizado nos prismas, da marca HBM modelo Spider 8, acoplado ao software de controle de aquisição de dados CatmanEasy versão 4.2.1.

Figura 61 – Esquemática do ensaio de resistência a compressão das pequenas paredes



4.3.6.3. Procedimento experimental via DIC

Atualmente a técnica de correlação de imagens (DIC – *Digital Image Correlation*) vem sendo cada vez mais estudada, visto que a análise do comportamento dos materiais quando submetidos à solicitações externas é de suma importância para a engenharia.

Dessa forma, em complemento aos resultados obtidos, para melhor análise do comportamento das pequenas paredes, e afim de avaliar sua viabilidade para o caso de paredes de tijolos vazados de solo-cimento-RCC, optou-se por trabalhar, concomitantemente com os extensômetros, com o método de correlação de imagens.

Para tal, foram registradas fotos das pequenas paredes, utilizando uma máquina digital Canon 5D Mark III com lente Canon 100mm macro f/ 2.8 L II IS USM (Figura 62), no mesmo instante da aferição dos deslocamentos. Fotografias foram capturadas pelo operador através do controle, marca Canon, Timer Remote Controller TC-80N3, para que o mesmo não tivesse contato com a câmera, evitando possíveis movimentações, prejudiciais ao ensaio.

Figura 62 - Máquina Digital Canon 5D Mark III



Foram utilizadas duas luminárias, para a melhoria da visibilidade das paredes e consequentemente da qualidade das imagens tiradas pela câmera. O posicionamento da câmera e das luminárias em relação às pequenas paredes são apresentadas na Figura 63.

Figura 63 – Posicionamento da câmera e das luminárias

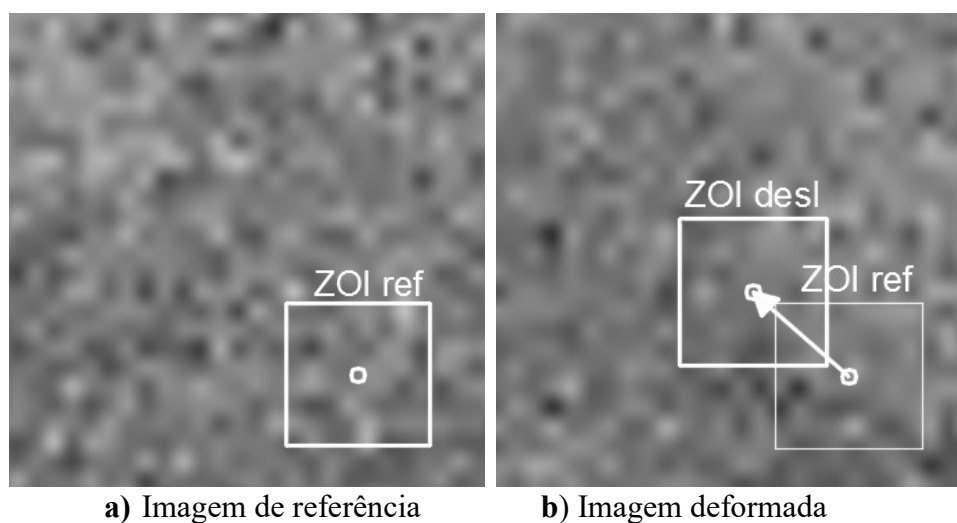


As fotos foram processadas pelo software Ncorr, uma ferramenta de correlação de imagens digitais desenvolvida na plataforma Matlab, que através da tecnologia de sobreposição de imagens permitiu visualizar, na região de interesse (ROI), a deformação sofrida pelo corpo de prova.

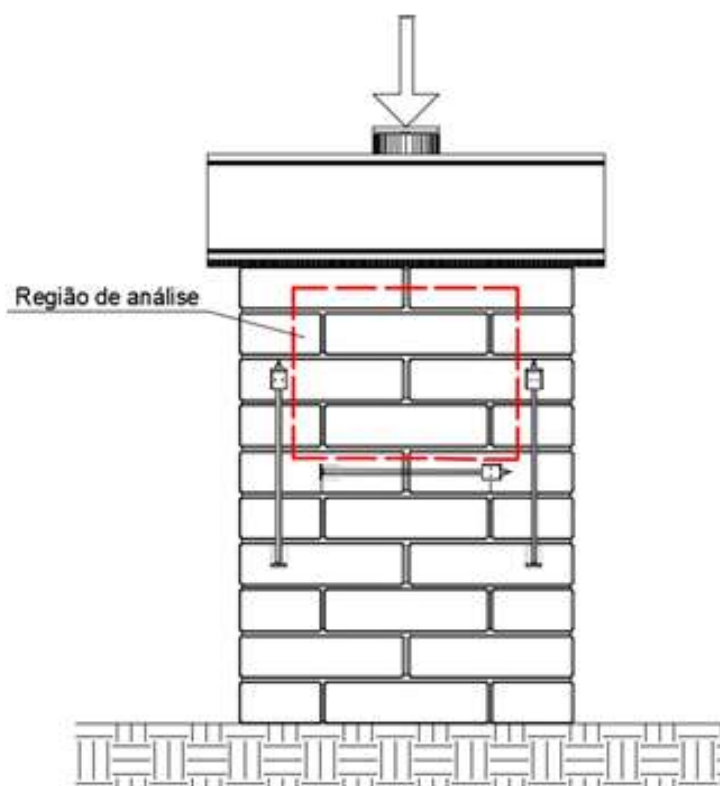
A técnica de correlação de imagens é baseada na comparação entre duas imagens digitais de um corpo de prova. A primeira é mencionada como a “imagem de referência” e a segunda chamada de “imagem deformada”. Essa análise é feita em uma determinada área de interesse, ou seja, pré-estabelecida, pelo usuário, antes do início do ensaio e captada pela câmera, antes e depois do carregamento ser aplicado no corpo de prova (HILD, F.; ROUX, S., 2006).

Após selecionar a imagem de referência e adicionar os parâmetros desejados para a correlação, deve-se selecionar a segunda imagem, denominada como “imagem deformada”, sendo as duas imagens relativas a mesma região de interesse ou zona de interesse (ZOI). Para cada ponto na imagem de referência, sua posição é procurada na foto subsequente (Figura 64).

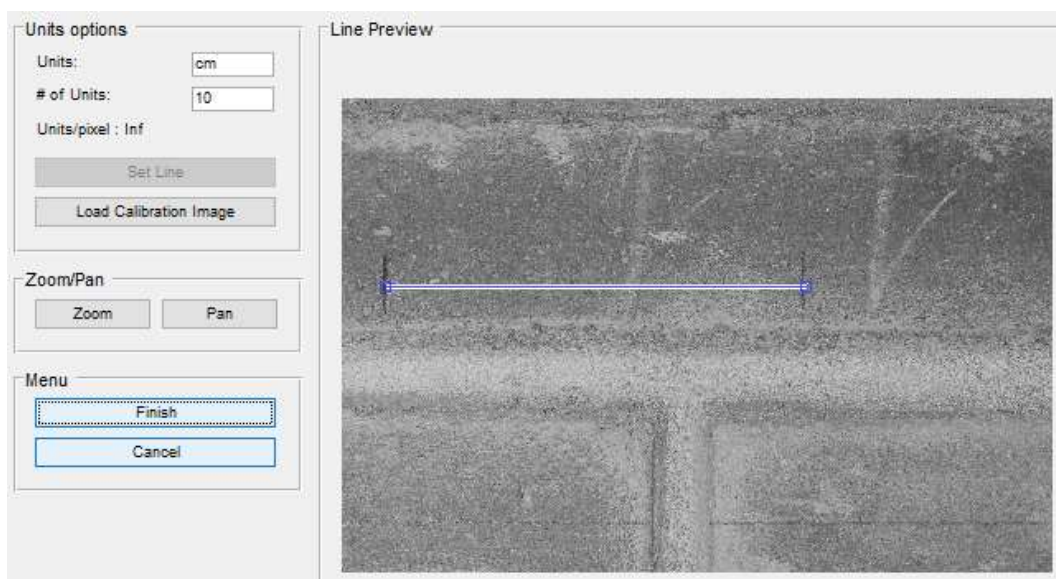
Figura 64 – Imagens de referência e deformada



Na Figura 65 é apresentada, na pequena parede, a região de análise adotada nesta pesquisa.

Figura 65 – Região analisada na pequena parede

Como o programa trabalha com unidade em pixels, foi feito uma marca no tamanho de 10 cm, como referência, na parede (Figura 66), para a calibração do tamanho de uma unidade de pixel identificada pelo software Ncorr.

Figura 66 – Marca de referência para o cálculo do valor de uma unidade de pixel

A qualidade do ensaio está diretamente relacionada com o posicionamento da câmera, iluminação, distância da lente para a região de interesse, tratamento superficial dessa região, e qualidade das imagens digitalizadas (número de pixels). Dessa forma, vários cuidados devem ser tomados, no sentido de evitar interferências ou erros. É importante reduzir o máximo possível de incertezas e ruídos que possam alterar os resultados finais.

Nos casos em que a superfície do material é muito homogênea, faz-se necessário um tratamento superficial para que a digitalização da imagem seja “entendida” internamente pelo programa. Porém, como os tijolos de solo-cimento-RCC possuem textura heterogênea não foi necessário nenhum tipo de tratamento da superfície.

O software fornece numericamente qual a deformação de cada ZOI no momento da aplicação da carga. Sendo assim, foi realizado a média das deformações de todas as ZOIs presentes na área de interesse da parede analisada, para cada carregamento aplicado. Nos resultados serão apresentados os dados encontrados e as imagens referentes à parede nº5.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1. SOLO E RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO CIVIL (RCC)

Os resultados obtidos nos ensaios de caracterização do solo e do resíduo de construção civil (RCC) e, no ensaio de compactação do solo, executado com a energia normal, são apresentados na Tabela 21.

Tabela 21 – Caracterização Geotécnica e Compactação do Solo

| Características e Ensaio de Compactação | | MATERIAIS | |
|---|--|-----------|------|
| | | SOLO | RCC |
| Granulometria | Pedregulho (> 2,0 mm) – (%) | 0 | 14 |
| | Areia (0,06 - 2,0 mm) – (%) | 77 | 76 |
| | Silte (0,002 – 0,06 mm) – (%) | 5 | 7 |
| | Argila (< 0,002 mm) – (%) | 18 | 3 |
| | Material < 4,8 mm – (%) | 100 | 100 |
| | Material < 0,075 mm – (%) | 25 | 12 |
| Limites de Consistência | Limite de Liquidez – LL (%) | 20 | N.P. |
| | Limite de Plasticidade – LP (%) | 14 | |
| | Índice de Plasticidade – LP (%) | 6 | |
| Massa específica dos grãos | ρ_s (g/cm ³) | 2,75 | 2,72 |
| Ensaio de Compactação (Energia Normal = 600kJ/m ³) | $\rho_{dm\acute{a}x}$ (g/cm ³) | 1,98 | – |
| | $w_{\acute{o}tima}$ (%) | 10 | – |

Observa-se que tanto o solo quanto o RCC atendem aos requisitos estabelecidos pela ABNT NBR 10833 (2012) no que se refere a fabricação de tijolo e bloco de solo-cimento com utilização de prensa manual ou hidráulica:

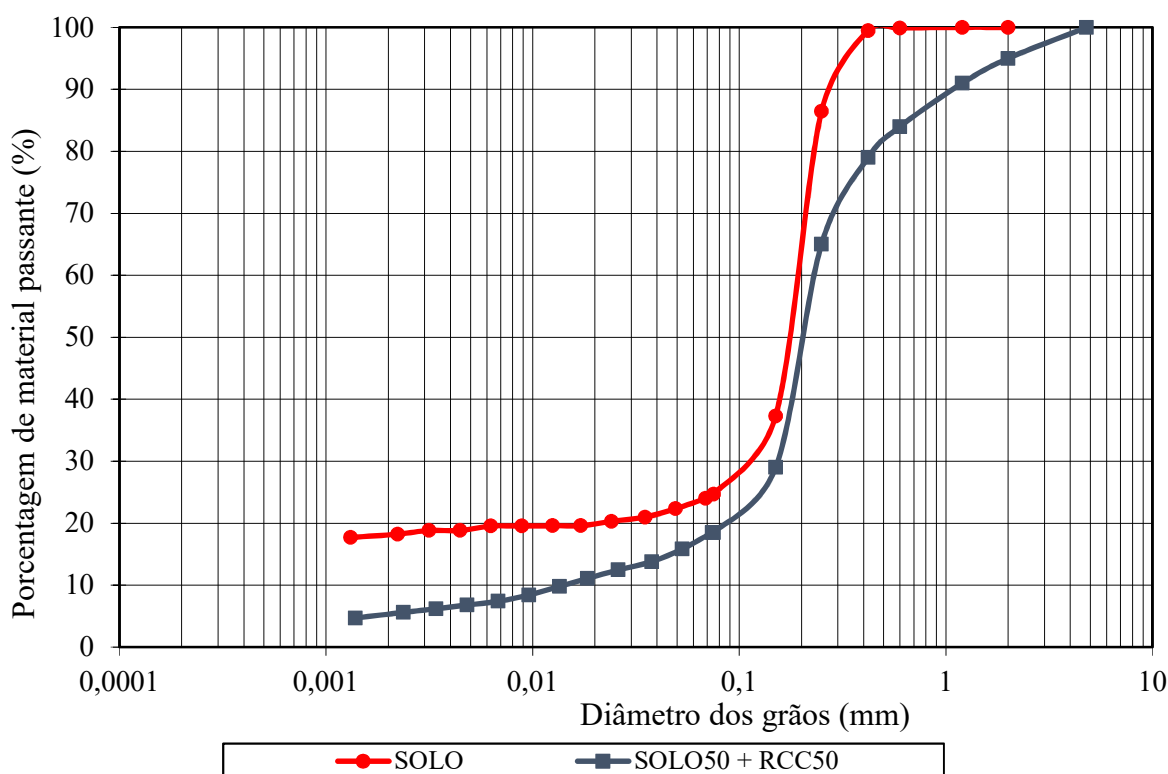
- 100% do material passa na peneira com abertura da malha de 4,8 mm;
- 10% a 50% do material passa na peneira com abertura da malha de 0,075 mm;
- Limite de Liquidez menor ou igual a 45%;
- Índice de Plasticidade menor ou igual a 18%

Com base nos ensaios de caracterização geotécnica foi possível classificar o solo como Areia Argilosa, segundo a ABNT NBR 6502 (1995); Material A-2-4 (0) segundo a HRB/AASHTO (ASTM D-3282; Método M145 da AASHTO) e como SC-SM (Areia Argilosa, Siltosa), de acordo com a classificação UNIFICADA (ASTM – 2487), enquanto que o RCC foi classificado segundo a ABNT NBR 6502 (1995) como Areia Siltosa com pedregulho.

5.2. MISTURA DE SOLO E RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO CIVIL (RCC)

Na Figura 67 são apresentados os resultados obtidos na análise granulométrica do solo e da mistura de solo50%+RCC50% utilizada na confecção dos tijolos.

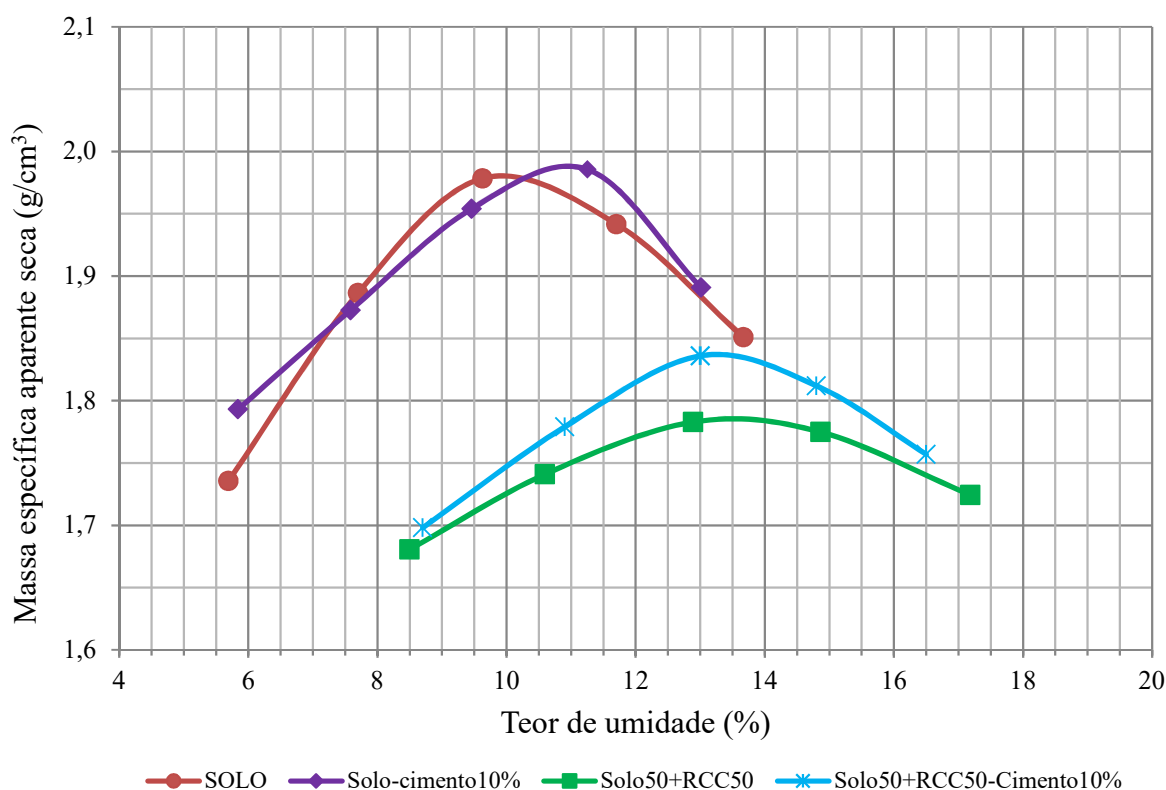
Figura 67 – Curva granulométrica do solo e solo50+RCC50



Com base na análise dos resultados observa-se que a adição de 50% de resíduo ao solo tornou o material mais granular, sendo classificado de acordo com a ABNT NBR 6502 (1995) como Areia Siltosa.

As curvas obtidas nos ensaios de compactação do solo e das misturas solo-cimento10%, solo50%+RCC50% e solo50%+RCC50% com adição de 10% de cimento, com a energia normal ($E = 600 \text{ kJ/m}^3$) são mostradas na Figura 68.

Figura 68 - Curvas de compactação do solo, solo50%+RCC50%, solo50%+RCC50%+cimento10% e solo-cimento10%.



Os parâmetros da curva de compactação ($w_{ót}$; $\rho_{dmáx}$) obtidos para o solo e as misturas compactadas com a energia normal ($E = 600 \text{ kJ/m}^3$) são apresentados na Tabela 22.

Tabela 22 – Parâmetros da curva de compactação do solo e das misturas

| Dosagem | Umidade Ótima | Massa esp. ap. seca máxima |
|-------------------------------------|---------------|----------------------------|
| | $w_{ót}$ (%) | $\rho_{dmáx}$ (g/cm³) |
| Solo | 10,0 | 1,980 |
| Solo + 10% de cimento | 10,8 | 1,994 |
| Solo 50% + RCC 50% | 13,5 | 1,780 |
| Solo 50% + RCC 50% + 10% de cimento | 13,4 | 1,838 |

Observa-se que, com a adição de 50% de resíduo, os valores obtidos para a umidade ótima aumentaram, de 10% para 13,5% enquanto que os valores da massa específica aparente seca máxima diminuíram, de $1,980 \text{ g/cm}^3$ para $1,780 \text{ g/cm}^3$. Com a adição de 10% de cimento aos mesmos materiais/misturas, um comportamento similar foi observado, porém com variações menores. O grau de compactação obtido na moldagem dos tijolos foi de 88%.

5.3. TIJOLOS DE SOLO-CIMENTO-RCC

Os resultados da análise dimensional, absorção de água e resistência à compressão simples dos tijolos são apresentados a seguir.

5.3.1. Análise dimensional

Da análise dimensional dos doze tijolos, os dados obtidos são apresentados na Tabela 23.

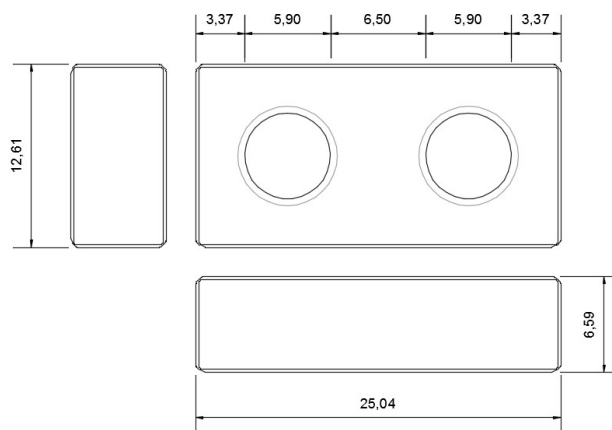
Tabela 23 – Análise dimensional dos tijolos solo-cimento-RCC aos 530 dias

| Nº Tijolos | Comprimento (mm) | Largura (mm) | Altura (mm) |
|--------------------|---------------------|-----------------|----------------|
| 1 | 250,67 | 126,03 | 65,40 |
| 2 | 250,47 | 126,03 | 66,40 |
| 3 | 250,20 | 126,07 | 66,10 |
| 4 | 250,30 | 126,00 | 66,10 |
| 5 | 250,23 | 126,10 | 65,60 |
| 6 | 250,47 | 126,13 | 66,17 |
| 7 | 250,47 | 125,97 | 66,00 |
| 8 | 250,23 | 126,27 | 65,90 |
| 9 | 250,30 | 126,13 | 65,83 |
| 10 | 250,27 | 126,07 | 65,80 |
| 11 | 250,27 | 126,20 | 65,93 |
| 12 | 250,53 | 126,17 | 65,40 |
| Média | 250,37 | 126,10 | 65,89 |
| Desvio Padrão (mm) | 0,15 | 0,09 | 0,30 |
| CV (%) | 0,06% | 0,07% | 0,46% |

Os valores médios encontrados para as dimensões dos tijolos foram 25,04 cm x 12,61 cm x 6,59 cm (Figura 69). As medidas das espessuras das paredes no entorno dos furos e a distância entre os mesmos encontram-se dentro do estabelecido pela norma NBR 8491 (ABNT, 2012), que determina para os tijolos vazados, uma espessura mínima de 25 mm das paredes no entorno dos furos dos tijolos e distância mínima entre os furos de 50mm. As dimensões médias encontradas são apresentadas na Figura 67.

A área bruta dos tijolos foi de 315,75 cm² e a área líquida (com descontos dos furos) foi de 261,07 cm², o que corresponde a 83% da área bruta. Sendo assim, de acordo com a NBR 8491 (ABNT, 2012) os tijolos são classificados como tijolos vazados.

Figura 69 – Tijolo vazado utilizado na pesquisa com suas respectivas dimensões



5.3.2. Ensaio de absorção de água

Os resultados encontrados nos ensaios de absorção dos tijolos com idade de 530 dias são apresentados na Tabela 24. O valor médio obtido foi de 16,7%. Quando comparado esse valor com o encontrado para os tijolos, da mesma série e composição, ensaiados com 14 dias, por Zanatta (2015), de 17,7%, percebe-se uma redução de 5,6% no valor da absorção, ou seja, os tijolos se tornaram menos porosos sob a ação do tempo. Essa diminuição na absorção de água reflete de forma positiva na durabilidade dos tijolos, uma vez que a água pode acarretar em diversos inconvenientes para a alvenaria.

Tabela 24 – Absorção de água nos tijolos aos 530 dias

| Nº Tijolos | Massa seca (g) | Massa saturada (g) | Absorção (%) |
|---------------|----------------|--------------------|---------------|
| 1 | 2734,98 | 3191,95 | 16,71% |
| 2 | 2765,86 | 3227,44 | 16,69% |
| 3 | 2771,23 | 3223,46 | 16,32% |
| 4 | 2755,10 | 3219,22 | 16,85% |
| 5 | 2741,52 | 3206,56 | 16,96% |
| Média | 2755,10 | 3219,22 | 16,71% |
| Desvio Padrão | 13,89 | 14,07 | 0,22% |
| C.V (%) | 0,50% | 0,44% | 1,32% |

Os coeficientes de variação da amostra foram inferiores a 10%. Assim, os resultados podem ser diagnosticados como sendo de baixa dispersão.

Através dos dados obtidos foi possível comprovar a viabilidade dos tijolos quanto à sua absorção de água sob a ação do tempo, visto que a média dos valores encontrados no ensaio foi menor que o estabelecido pela NBR 8491 (ABNT, 2012), que é de 20%, e nenhum dos valores individuais foram maiores que 22%

5.3.3. Ensaio de resistência à compressão simples

Os resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão dos tijolos são apresentados na Tabela 25.

Tabela 25 – Carga de ruptura e Resistência dos tijolos aos 530 dias

| Tijolos | Carga Ruptura (N) | Área (cm²) | Resistência (MPa) |
|----------------|--------------------------|------------------------------|--------------------------|
| 1 | 41000 | 153,04 | 2,68 |
| 2 | 46300 | 155,14 | 2,98 |
| 3 | 39000 | 149,34 | 2,61 |
| 4 | 49000 | 157,00 | 3,12 |
| 5 | 44000 | 155,14 | 2,84 |
| 6 | 42000 | 154,64 | 2,72 |
| 7 | 42000 | 154,60 | 2,72 |
| Média | 43329 | 154 | 2,81 |
| Desvio Padrão | 3143 | 2,23 | 0,17 |
| C.V (%) | 7,25% | 1,45% | 6,04% |

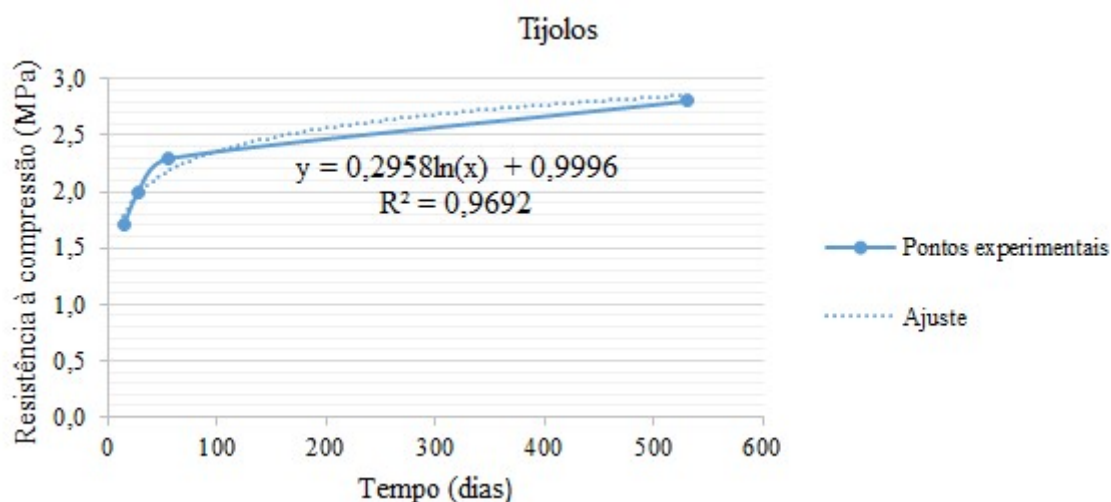
Os coeficientes de variação da amostra quanto à carga de ruptura, área e resistência à compressão ficaram abaixo de 10%, caracterizando uma baixa dispersão dos resultados.

A média das resistências à compressão encontrada para os tijolos com 530 dias foi de 2,81 MPa, ou seja, valor acima de 2,0 MPa, e nenhum dos tijolos apresentou resistência menor do que 1,70 MPa, valor de resistência mínimo exigido pela NBR 8491 (ABNT, 2012). Quando o valor da resistência à compressão média é comparado com o valor de resistência média encontrada na pesquisa de Zanatta (2015), para os tijolos ensaiados com idade de 56 dias, valor este de 2,30 MPa, percebe-se que, sob a ação do tempo, ocorreu um aumento de 22% na resistência dos tijolos. Esse comportamento é consequência das reações internas que

continuaram ocorrendo nos tijolos, mais especificamente ao silicato dicálcico (C₂S), composto presente no cimento, responsável pelo ganho de resistência em idade avançadas.

O estudo da evolução da resistência à compressão dos tijolos é apresentado na Figura 70.

Figura 70 - Evolução da resistência à compressão de tijolos de solo-cimento-RCC (S50C10R50)



A relação encontrada para o valor da resistência dos tijolos de solo-cimento-RCC com o tempo, com um coeficiente de determinação de 0,9692, é assim apresentada:

$$f_t = 0,2958 \cdot \ln(n_d) + 0,9996$$

Sendo,

f_t = Resistência do tijolo no tempo determinado;

n_d = Idade do tijolo em dias.

Esse mesmo comportamento, de aumento da resistência à compressão com o tempo, foi constatado nas pesquisas de: Souza (2006), para tijolos confeccionados com 12 diferentes traços compostos por solo, cimento e resíduo de concreto ensaiados com idades de 7, 28, 56, 120, 240 dias; Sturm, Ramos e Lourenço (2015), quanto à resistência de blocos vazados de solo-cimento ensaiados aos 7, 14, 28 e 56 dias e Gutierrez et al (2015), para blocos de solo-cimento com teores de cimento de 7, 10, 13 e 16% para idades de 7, 14, 28, 60 dias e, também, para grandes idades (19 anos).

5.4. ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO

A composição granulométrica da areia e suas propriedades, utilizado na composição da argamassa, são apresentados na Tabela 26 e Tabela 27, respectivamente.

Tabela 26 – Estudo da composição granulométrica da areia

| PENEIRAS (mm) | ENSAIO 1 | 500 | gramas | ENSAIO 2 | 500,00 | gramas | PORCENTAGEM MÉDIA RETIDA E ACUMULADA (%) |
|------------------|-----------------------------|----------------------------|-----------------------|--------------------------------|----------------------------|-----------------------|---|
| | MASSA DE MATERIAL RETIDO | PORCENTAGEM DE MATERIAL | | MASSA DE MATERIAL RETIDO | PORCENTAGEM DE MATERIAL | | |
| | | RETIDO | RETIDO E ACUMULADO | | RETIDO | RETIDO E ACUMULADO | |
| | (g) | (%) | (%) | (g) | (%) | (%) | |
| 9,5 | 0,00 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,0 | 0,0 | 0 |
| 6,3 | 0,00 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,0 | 0,0 | 0 |
| 4,75 | 0,00 | 0,0 | 0,0 | 0,00 | 0,0 | 0,0 | 0 |
| 2,36 | 0,34 | 0,1 | 0,1 | 0,62 | 0,1 | 0,1 | 0 |
| 1,18 | 2,39 | 0,5 | 0,5 | 1,66 | 0,3 | 0,5 | 1 |
| 0,60 | 5,64 | 1,1 | 1,7 | 3,48 | 0,7 | 1,2 | 1 |
| 0,30 | 49,75 | 10,0 | 11,6 | 46,07 | 9,2 | 10,4 | 11 |
| 0,15 | 401,50 | 80,4 | 92,0 | 405,54 | 81,2 | 91,6 | 92 |
| FUNDOS | 39,76 | 8,0 | 100,0 | 41,96 | 8,4 | 100,0 | 100 |

Tabela 27 – Propriedades da areia

| Propriedade | Resultado |
|--|--------------------------|
| Módulo de finura | 1,61 |
| Diâmetro máximo do agregado | 0,6 mm |
| Massa específica do agregado miúdo | 2,653 kg/dm ³ |
| Massa unitária do agregado na condição seca e solta | 1,460 kg/dm ³ |
| Massa unitária do agregado na condição seca e compactada | 1,598 kg/dm ³ |

O valor da resistência à compressão da argamassa de assentamento obtida nos ensaios, realizado de acordo NBR 13276 (ABNT, 2005), foi de 2,80 MPa, e a consistência foi de 26 ± 1 cm. O valor encontrado para a resistência à compressão está dentro do recomendado pelos autores Parsekian, Hamid e Drysdale (2013) que indicam uma resistência à compressão para a argamassa entre 0,7 a 1,5 vezes o valor da resistência característica do bloco, uma vez que inexistem especificações destinadas ao uso em alvenaria de tijolos de solo-cimento.

Considerando os resultados da resistência à compressão encontrados para os tijolos de solo-cimento-RCC e para a argamassa, calculou-se a provável tensão de ruptura da alvenaria, utilizando-se de algumas equações propostas por diferentes literaturas (Tabela 28).

Tabela 28 – Resultado da resistência à compressão da alvenaria, utilizando-se a resistência à compressão do tijolo e da argamassa, segundo diversos autores

| Fonte | Resistencia à compressão da alvenaria (MPa) |
|---------------------------------|---|
| EN 1996-1-1 (EUROCODE, 2005) | 1,28 |
| Priestley e Yuk (1984) | 1,88 |
| Hamid e Drysdale (1979) | 2,61 |

5.5. CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS E DEFORMABILIDADE DOS PRISMAS COMPOSTOS DE TIJOLOS DE SOLO-CIMENTO-RCC

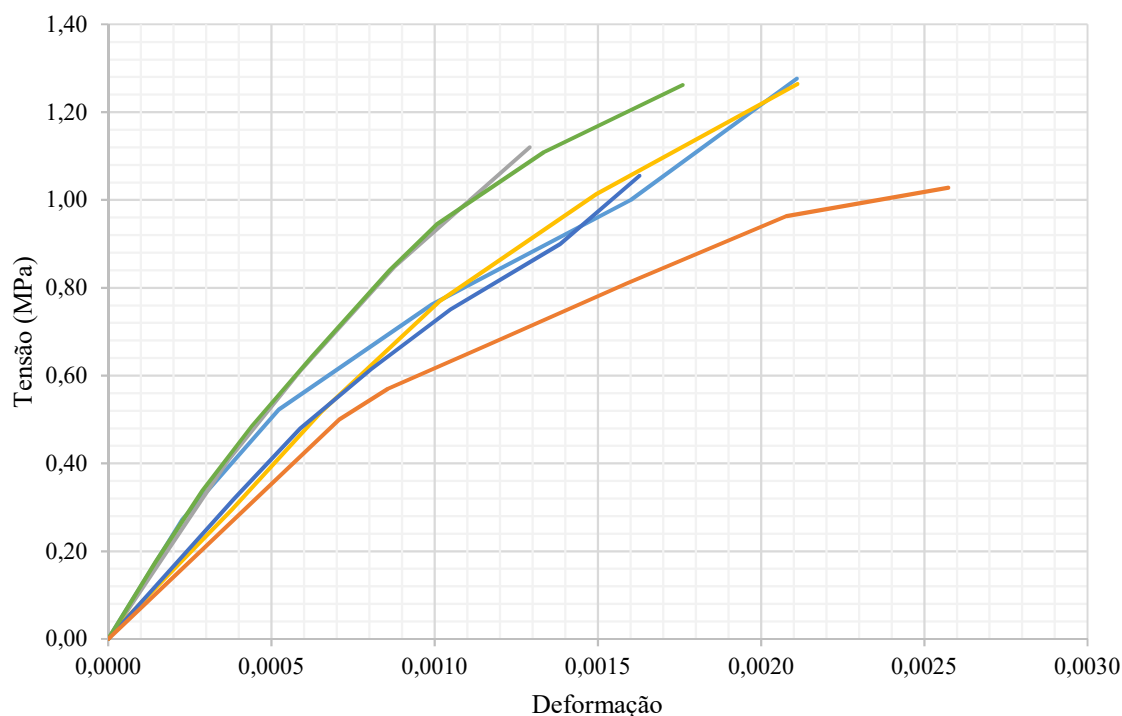
A tabela 29 mostra os resultados das características mecânicas dos prismas, aos 530 dias, quando submetidos à compressão simples. As resistências foram calculadas utilizando a área bruta dos mesmos.

Tabela 29 – Características mecânicas dos prismas aos 530 dias

| Nº Prismas | Carga de Ruptura (N) | Resistência (MPa) |
|---------------|----------------------|-------------------|
| 1 | 49600 | 1,54 |
| 2 | 52100 | 1,62 |
| 3 | 52600 | 1,63 |
| 4 | 48670 | 1,51 |
| 5 | 50630 | 1,57 |
| 6 | 54100 | 1,68 |
| Média | 51283 | 1,59 |
| Desvio Padrão | 2021 | 0,06 |
| C.V (%) | 3,94% | 3,96% |

A Figura 71 apresenta os diagramas de resistência x deformação axial dos seis prismas.

Figura 71 – Gráfico de Resistência à compressão axial x deformação axial dos prismas



Os resultados de resistência à compressão dos prismas apresentaram um coeficiente de variação de 3,96%. O desvio padrão para as seis amostras foi de 0,06 MPa. O valor médio encontrado para a resistência à compressão dos prismas foi de 1,59 MPa.

Quando comparado com o valor médio obtido para os tijolos de 2,81 MPa, obtém-se um fator de eficiência ($f_{p\text{médio}}/f_{\text{tijolo}}$) é de 56,6%.

Utilizando-se as equações propostas pelas normas NBR 15961-2 (ABNT, 2010) e NBR 15961-2 (ABNT, 2011), para a resistência características de prismas, tem -se:

$$f_{ek,1} = 2 \cdot \left[\frac{1,51 + 1,54 + 1,57 + 1,62 + 1,63}{5} \right] - 1,68$$

$$\therefore f_{ek,1} = 1,47 \text{ MPa}$$

$$f_{ek,2} = \text{Q} \cdot f_{e(1)} = 0,89 \cdot 1,51$$

$$\therefore f_{ek,2} = 1,344 \text{ MPa}$$

$$f_{ek,3} = \text{maior valor entre } f_{ek,1} \text{ e } f_{ek,2};$$

$$\therefore f_{ek,3} = 1,47 \text{ MPa}$$

$$f_{ek,4} = 0,85 \cdot f_{em} = 0,85 \cdot 1,59$$

$$\therefore f_{ek,3} = 1,3515 \text{ Mpa}$$

$$f_{ek,est} = \text{menor valor entre } f_{ek,3} \text{ e } f_{ek,4}$$

$$\therefore f_{ek,est} = \mathbf{1,35 \text{ MPa}}$$

As normas NBR 15812-1 (ABNT, 2010) e NBR 15961-1 (ABNT, 2011) estabelecem que a resistência característica da alvenaria deve ser estimada como 70% do valor da resistência característica de compressão simples dos prismas. Sendo assim,

$$f_{ek,est} (alvenaria) = 0,70 \cdot 1,35$$

$$\therefore f_{ek,est} (alvenaria) = \mathbf{0,945 \text{ MPa}}$$

O valor encontrado para a resistência característica da alvenaria de tijolos vazados de solo-cimento-RCC, utilizando o ensaio de prismas confeccionados pela sobreposição de dois tijolos, de acordo com o proposto pelas normas 15812-1 (ABNT, 2010) e NBR 15961-1 (ABNT, 2011) foi de 0,945 MPa.

Por meio dos resultados obtidos para a resistência à compressão, através do ensaio de prismas, calculou-se a resistência à compressão provável da alvenaria, utilizando as equações propostas por diferentes normas, percorridas na revisão. As normas utilizadas se referem à alvenaria de blocos de concreto e de blocos cerâmicos. Assim, a utilização dessas equações, nesta pesquisa, tem como objetivo analisar a viabilidade das mesmas em alvenaria de tijolos de solo-cimento-RCC. Os resultados são apresentados da Tabela 30.

Tabela 30 – Comparativo dos resultados de resistência à compressão da alvenaria segundo diferentes autores, usando os resultados da resistência dos prismas

| Fonte | Resistencia a compressão da alvenaria (MPa) |
|--|---|
| NBR 15961-1 (ABNT, 2011) / NBR 15812-1 (ABNT, 2010) | 0,945 |
| NBR 10837 (ABNT, 1989) | 0,636 |
| BS EN 1052-1 (1998) | 1,68 |

Analisando o aspecto das curvas de resistência à compressão *versus* deformação dos prismas, apresentadas na Figura 71, pode-se concluir que o solo-cimento-RCC comporta-se como um material frágil, ou seja, apresenta pouco escoamento antes do seu rompimento.

É possível observar uma relação de proporcionalidade média dos prismas até, aproximadamente, 0,48 MPa, sendo que, após esse valor, as deformações tornam-se não lineares. Embasado nos trabalhos de Mohamad (2007), possivelmente essa perda de rigidez do conjunto pode ser gerada por: propagações de trincas internas, esmagamento localizado nas juntas horizontais e verticais e/ou abertura da junta vertical da argamassa na interface com o tijolo.

O módulo de deformação foi calculado considerando a reta secante entre 5% a 30% da tensão de ruptura. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 31.

Os resultados do módulo de deformação dos prismas apresentaram média de 1017 MPa e um coeficiente de variação dos resultados de 12,48%. O desvio padrão para as seis amostras ensaiadas foi de 127 MPa.

Tabela 31 – Módulo de deformação dos prismas confeccionados com tijolos de solo-cimento-RCC

| Nº Prismas | Módulo de deformabilidade (MPa) |
|---------------|---------------------------------|
| 1 | 1098 |
| 2 | 1015 |
| 3 | 1073 |
| 4 | 925 |
| 5 | 819 |
| 6 | 1169 |
| Média | 1017 |
| Desvio Padrão | 127 |
| C.V (%) | 12,48% |

Fazendo-se a relação do módulo de deformação médio com a resistência característica dos prismas, foi possível encontrar a equação que descreveu, de forma mais satisfatória, o valor do módulo de elasticidade da alvenaria de solo-cimento-RCC em função da resistência característica dos prismas (Equação 34).

$$E_m = 753 \cdot f_{pk} \quad (34)$$

Onde:

E_m = módulo de deformação da alvenaria de solo-cimento-RCC;

f_{pk} = resistência característica de compressão simples do prisma.

Com os resultados obtidos de resistência à compressão característica dos prismas e da alvenaria, pelo método dos prismas, calculou-se o módulo de deformação da alvenaria, usando as equações propostas pelas normas: EN 1996-1-1 (EUROCODE, 2005), NBR 15961-1 (ABNT, 2011) e NBR 15812-1 (ABNT, 2010). A utilização dessas equações, nesta pesquisa, visa considerar a viabilidade das mesmas em alvenaria de tijolos de solo-cimento-RCC. Os resultados são apresentados da Tabela 32.

Tabela 32 - Comparativo dos resultados do módulo de deformação (MPa) da alvenaria segundo diferentes normas, usando os resultados da resistência dos prismas

| Referências | Módulo (MPa) |
|---------------------------------|--------------|
| EN 1996-1-1 (EUROCODE, 2005) | 945 |
| NBR 15961-1 (ABNT, 2011) | 1080 |
| NBR 15812-1 (ABNT, 2010) | 810 |

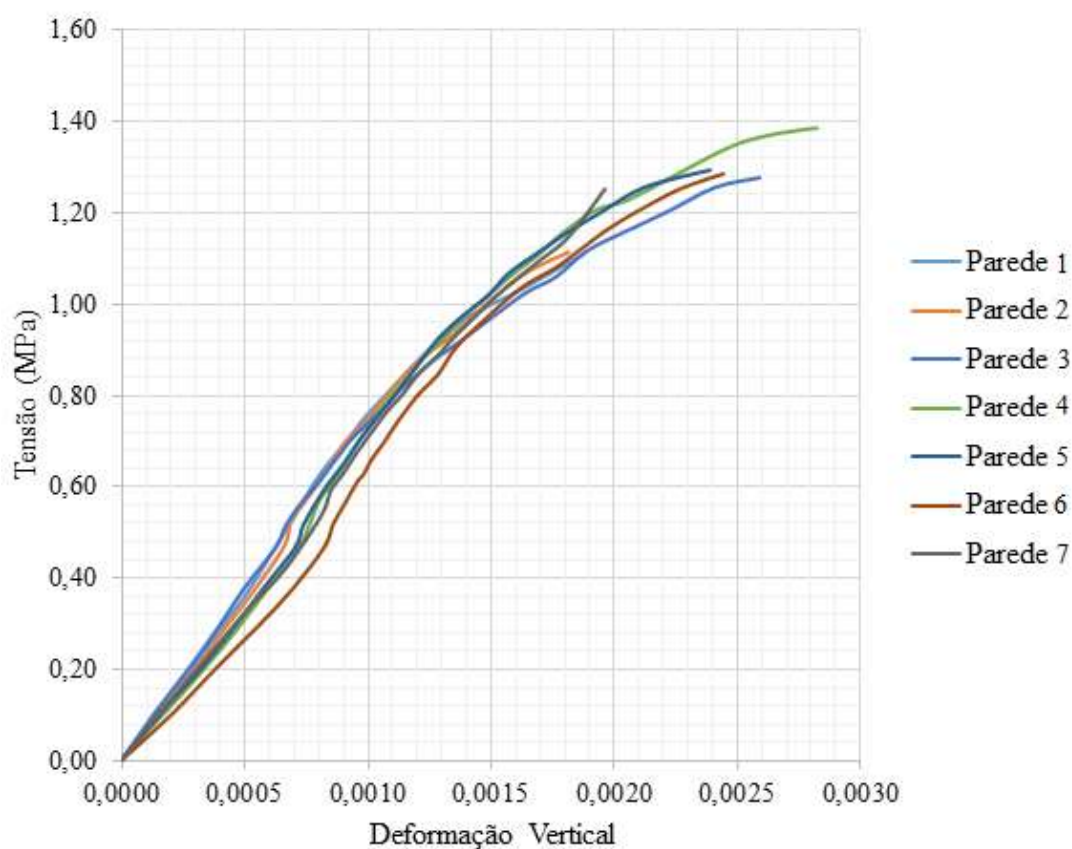
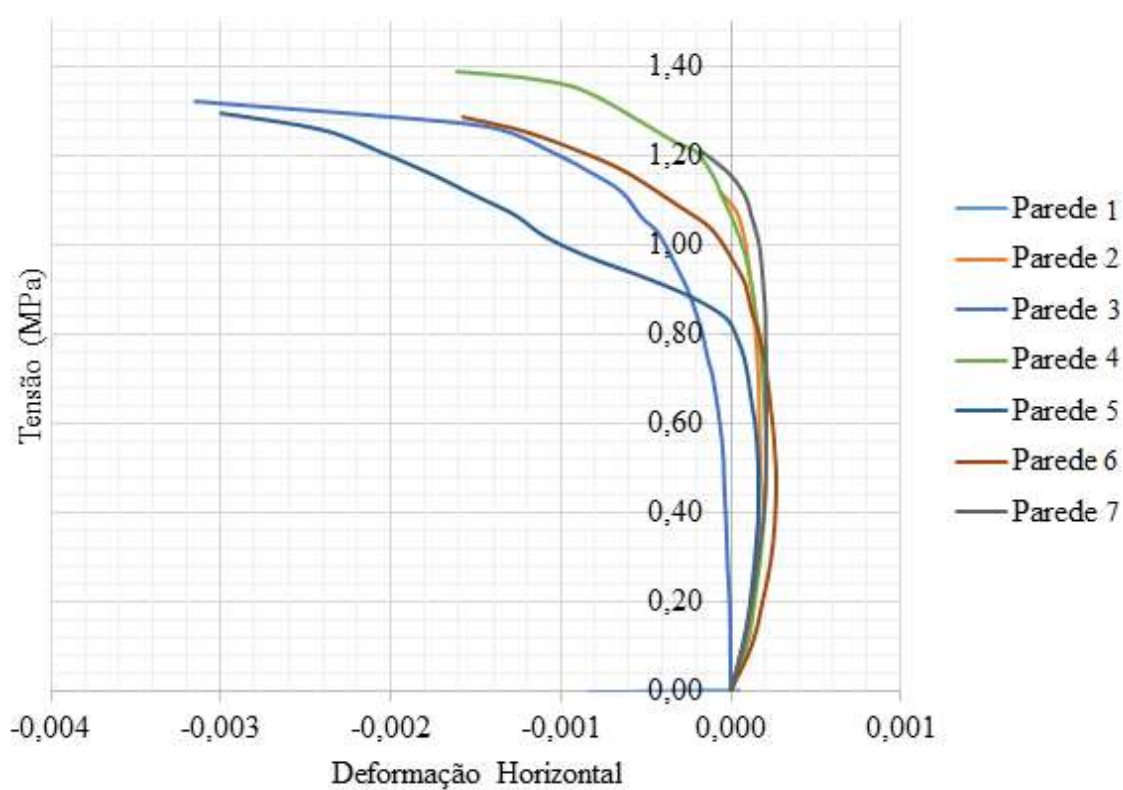
5.6. PEQUENAS PAREDES CONFECCIONADAS COM TIJOLOS DE SOLO-CIMENTO-RCC

Os resultados obtidos de resistência à compressão para as pequenas paredes com idade de 530 dias são apresentados na Tabela 33.

Tabela 33 – Características mecânicas das pequenas paredes aos 530 dias

| Nº Pequenas Paredes | Carga de Ruptura (KN) | Resistência (MPa) |
|---------------------|-----------------------|-------------------|
| 1 | 76,20 | 1,17 |
| 2 | 74,91 | 1,15 |
| 3 | 86,45 | 1,32 |
| 4 | 93,45 | 1,43 |
| 5 | 85,45 | 1,31 |
| 6 | 87,84 | 1,35 |
| 7 | 84,88 | 1,30 |
| Média | 84,16 | 1,29 |
| Desvio Padrão | 6,53 | 0,10 |
| C.V (%) | 7,76% | 7,66% |

As Figura 72 e 73 mostram, respectivamente, a relação tensão x deformação axial e tensão x deformação horizontal das pequenas paredes, quando submetidas à compressão.

Figura 72 – Gráfico de tensão x deformação axial das pequenas paredes**Figura 73 – Gráfico de Resistência x Deformação lateral das pequenas paredes**

Os resultados de resistência à compressão dos prismas apresentaram um coeficiente de variação dos resultados de 7,66%. O desvio padrão para as seis amostras foi de 0,10 MPa. O valor médio encontrado para a resistência à compressão das pequenas paredes foi de 1,29 MPa.

Quando comparado com a resistência encontrada para os tijolos de 2,81 MPa obtém-se um fator de eficiência ($f_{ppmédio}/f_{tijolo}$) igual a 46%.

Empregando-se as equações propostas pela norma NBR 15961-2 (ABNT, 2010) e NBR 15961-2 (ABNT, 2011), para a resistência característica de pequenas paredes, tem-se:

$$f_{ek,1} = 2 \cdot \left[\frac{1,15 + 1,17}{2} \right] - 1,30$$

$$\therefore f_{ek,1} = 1,02 \text{ MPa}$$

$$f_{ek,2} = \textcircled{Q} \cdot f_{e(1)} = 0,91 \cdot 1,15$$

$$\therefore f_{ek,2} = 1,0465 \text{ MPa}$$

$$f_{ek,3} = \text{maior valor entre } f_{ek,1} \text{ e } f_{ek,2};$$

$$\therefore f_{ek,3} = 1,0465 \text{ MPa}$$

$$f_{ek,4} = 0,85 \cdot f_{em} = 0,85 \cdot 1,29$$

$$\therefore f_{ek,3} = 1,0965 \text{ MPa}$$

$$f_{ek,est} = \text{menor valor entre } f_{ek,3} \text{ e } f_{ek,4}$$

$$\therefore f_{ek,est} = 1,05 \text{ MPa}$$

As normas NBR 15812-1 (ABNT, 2010) e NBR 15961-1 (ABNT, 2011) estabelecem que a resistência característica da alvenaria deve ser estimada como 85% do valor da resistência característica de compressão simples das pequenas paredes. Dessa forma, tem-se:

$$f_{ek,est} (alvenaria) = 0,85 \cdot 1,05$$

$$\therefore f_{ek,est} (alvenaria) = \mathbf{0,893 \text{ MPa}}$$

O valor encontrado para a resistência característica da alvenaria de tijolos vazados de solo-cimento-RCC, utilizando-se ensaios de pequenas paredes, de acordo com o proposto pelas normas NBR 15812-1 (ABNT, 2010) e NBR 15961-1 (ABNT, 2011) foi de 0,893 MPa.

Com os resultados obtidos para a resistência à compressão das pequenas paredes, calculou-se a resistência à compressão provável da alvenaria, utilizando as equações propostas por algumas normas, apresentadas na revisão. Porém, essas normas se referem à alvenaria de blocos de concreto e de blocos cerâmicos. A utilização das equações, nesta pesquisa, tem como alvo considerar a viabilidade das mesmas em alvenaria de tijolos de solo-cimento-RCC. Os resultados são apresentados da Tabela 34.

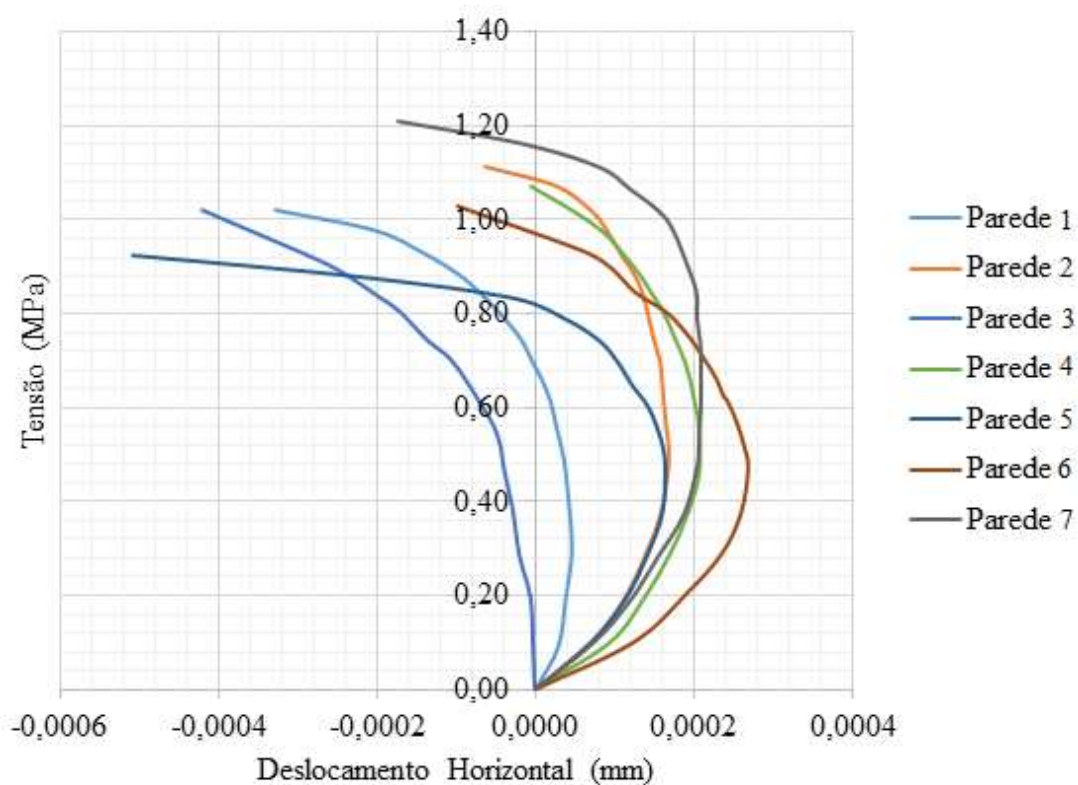
Tabela 34 - Comparativo dos resultados de resistência à compressão da alvenaria segundo diferentes autores, usando os resultados da resistência das pequenas paredes

| Fonte | Resistencia à compressão da alvenaria (MPa) |
|---|---|
| NBR 15961-1 (ABNT, 2011)/ NBR 15812-1 (ABNT, 2010) | 0,893 |
| NBR 10837 (ABNT, 1989) | 0,740 |
| BS EN 1052-1 (1998) | 1,075 |
| NMX-C-404-ONNCCE (2011) | 0,99 |

Através do gráfico tensão x deformação vertical é possível visualizar que as pequenas paredes tiveram um comportamento linear até 0,48 MPa, o que corresponde a 37% da resistência média das pequenas paredes.

Através do gráfico de resistência x deformação horizontal é possível visualizar que todas as pequenas paredes, com exceção da pequena parede de nº2, comprimiram lateralmente até um valor máximo, sendo que depois desse valor essa compressão começou a reduzir até que a parede passou a ser tracionada lateralmente até a ruptura. Nas paredes de nº 2, 4, 5 e 6 esse valor máximo ficou na faixa de 0,44 a 0,50 MPa, como pode ser visto na Figura 74. A parede nº 3 apresentou comportamento de tração lateral desde o início da aplicação de carga.

Figura 74 – Gráfico de Tensão x Deformação lateral das pequenas paredes



Os resultados obtidos para o módulo de deformação, calculados considerando a secante entre 5% a 30% da tensão de ruptura, podem ser visualizados na Tabela 35.

Tabela 35 - Módulo de deformação das pequenas paredes confeccionadas com tijolos de solo-cimento-RCC

| Nº Pequenas Paredes | Módulo de deformação (MPa) |
|---------------------|----------------------------|
| 1 | 804 |
| 2 | 780 |
| 3 | 782 |
| 4 | 767 |
| 5 | 750 |
| 6 | 663 |
| 7 | 708 |
| Média | 750 |
| Desvio Padrão | 49 |
| C.V (%) | 6,52% |

O valor médio do módulo de deformação das pequenas paredes é de 750 MPa, com um coeficiente de variação dos resultados de 6,52%. O desvio padrão para as seis amostras ensaiadas foi de 49 MPa.

Fazendo-se a relação do módulo de deformação médio com a resistência característica das pequenas paredes, foi possível encontrar a equação que descreveu, de forma mais aceitável, o valor do módulo de elasticidade da alvenaria de solo-cimento-RCC em função da resistência característica das pequenas paredes (Equação 36).

$$E_m = 715 \cdot f_{ppk} \quad (35)$$

Onde:

E_m = módulo de deformação da alvenaria de solo-cimento-RCC;

f_{ppk} = resistência característica de compressão simples da pequena parede.

Utilizando-se dos resultados da resistência à compressão característica das pequenas paredes e da alvenaria, pelo método das pequenas paredes, calculou-se o módulo de deformação da alvenaria, usando as equações propostas pelas normas: EN 1996-1-1 (EUROCODE, 2005), NBR 15961-1 (ABNT, 2011) e NBR 15812-1 (ABNT, 2010). Os resultados são apresentados na Tabela 37.

Tabela 36 - Comparativo dos resultados do módulo de deformação (MPa) da alvenaria segundo diferentes normas, usando os resultados da resistência das pequenas paredes

| Referências | Módulo (MPa) |
|---------------------------------|--------------|
| EN 1996-1-1 (EUROCODE, 2005) | 893 |
| NBR 15961-1 (ABNT, 2011) | 840 |
| NBR 15812-1 (ABNT, 2010) | 630 |

Através das deformações verticais e horizontais encontradas, calculou-se os coeficientes de Poisson para diferentes níveis de tensões atuantes nas pequenas paredes. Os valores são apresentados na Tabela 34.

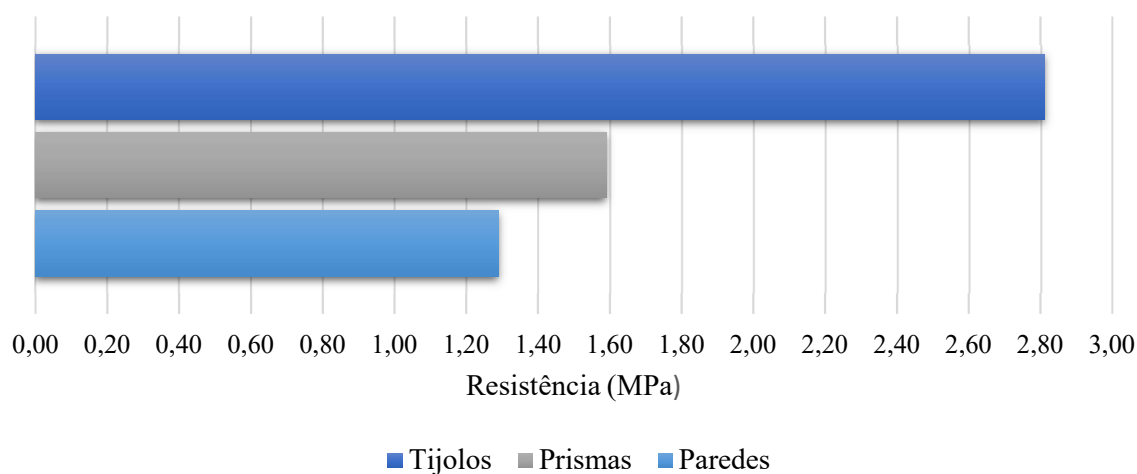
Tabela 37 – Coeficiente de Poisson para diferentes níveis de tensão atuante nas pequenas paredes

| Nº Pequena Parede | Coeficiente de Poisson (ν) | | | | | |
|----------------------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | $\sigma/f_c = 0,1$ | $\sigma/f_c = 0,20$ | $\sigma/f_c = 0,30$ | $\sigma/f_c = 0,40$ | $\sigma/f_c = 0,60$ | $\sigma/f_c = 0,80$ |
| | Tensão (0,129 MPa) | Tensão (0,258 MPa) | Tensão (0,387 MPa) | Tensão (0,516 MPa) | Tensão (0,774 MPa) | Tensão (1,032 MPa) |
| Parede 1 | -0,179 | -0,142 | -0,102 | -0,058 | 0,0459 | 0,204 |
| Parede 2 | -0,43 | -0,366 | -0,3051 | -0,246 | -0,134 | -0,0293 |
| Parede 3 | 0,0176 | 0,0367 | 0,0577 | 0,0813 | 0,14 | 0,237 |
| Parede 4 | -0,492 | -0,419 | -0,35 | -0,283 | -0,15 | 0,0066 |
| Parede 5 | -0,567 | -0,474 | -0,374 | -0,266 | -0,0101 | 0,359 |
| Parede 6 | -0,544 | -0,475 | -0,401 | -0,321 | -0,139 | 0,102 |
| Parede 7 | -0,464 | -0,313 | -0,274 | -0,239 | -0,173 | -0,0094 |
| MÉDIA | -0,38 | -0,31 | -0,25 | -0,19 | -0,06 | 0,12 |
| Desvio Padrão | 0,22 | 0,19 | 0,17 | 0,15 | 0,12 | 0,15 |
| Coeficiente de variação | 57% | 62% | 67% | 77% | 200% | 118% |

Nota-se, nos resultados, uma variação média dos valores do coeficiente de Poisson muito elevada, sendo que essa variação aumentou com o acréscimo de tensão aplicada. A alta dispersão dos valores do coeficiente de Poisson se deve ao modo de ruptura de cada uma das pequenas paredes, ou seja, ao surgimento de fissuras no decorrer da aplicação de carga. Quando essas fissuras passam pelos medidores lvdt's a medida do coeficiente de Poisson varia.

Os valores encontrados para o coeficiente de Poisson foram, em sua maior parte, negativos até 60% da carga média de ruptura aplicada. Isso se deve ao comportamento de compressão horizontal que as pequenas paredes, com exceção da nº6, apresentaram de início. O coeficiente de Poisson, com 80% da tensão de ruptura média, foi de 0,12.

Os valores encontrados para a resistência à compressão dos tijolos, prismas e pequenas paredes são apresentados na Figura 76.

Figura 75 – Resistências à compressão dos tijolos, prismas e pequenas paredes

5.7. MODO DE RUPTURA

5.7.1. Prismas

Todos os prismas apresentaram comportamentos semelhantes: propagação de fissuras verticais nos cantos e vértices dos corpos de prova, assim como constatado na pesquisa de Zanatta (2015) para os prismas com idades de 28 dias. As primeiras fissuras foram observadas a uma razão de resistência/tensão de ruptura entre 0,70 e 0,85.

Na figura 77 são apresentadas as ocorrências das fissuras na ruptura dos prismas ensaiados à compressão.

Figura 76 – Fissuras na ruptura dos prismas

5.7.2. Pequenas Paredes

Assim como observado por Mohamad (2007) em sua pesquisa com alvenaria de blocos de concreto, as pequenas paredes confeccionadas com tijolos de solo-cimento-RCC apresentaram fissuras provocadas pelas aberturas das juntas verticais, fissuras por tração, cortando as faces dos tijolos, sendo algumas delas continuidades das fissuras provocadas pelas aberturas da junta vertical, e fissuras de deslocamentos horizontais entre o bloco e a argamassa,

provocando o desprendimento do contato entre a junta e o bloco. As primeiras fissuras aconteceram a uma relação resistência/tensão de ruptura entre 0,75 e 0,95.

Nas pequenas paredes de nº1, 3, 4 e 6 foi possível observar que as fissuras começaram em um canto da pequena parede e terminam no canto oposto, seguindo uma tendência de fissuração na diagonal, como mostrado na Figura 75.

Na figura 76 são apresentas os modos de ruptura observados nas pequenas paredes de nº2, 5, 7 quando ensaiadas à compressão simples.

Figura 75 – Modo de ruptura das paredes de nº1, 3, 4 e 6

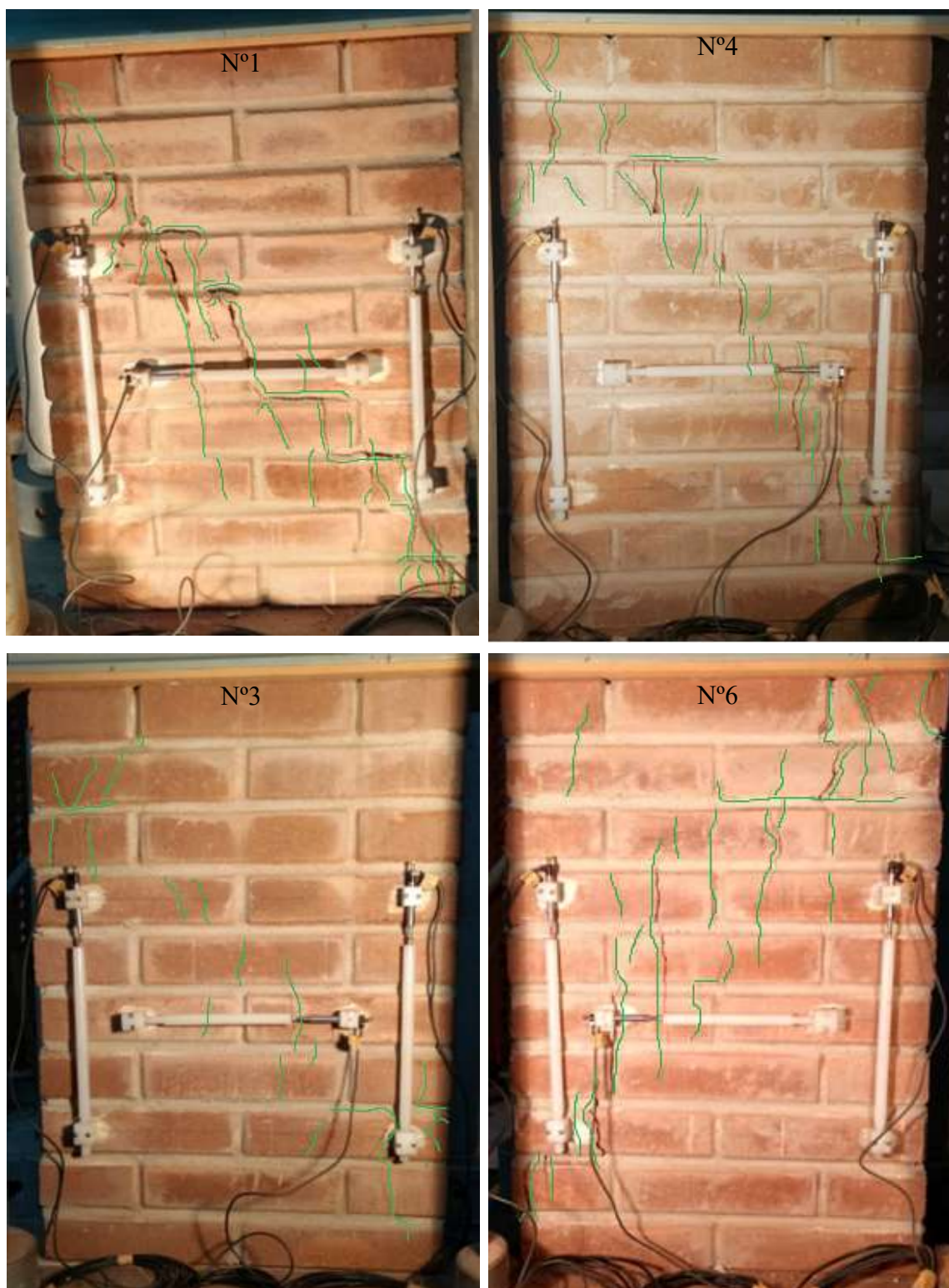
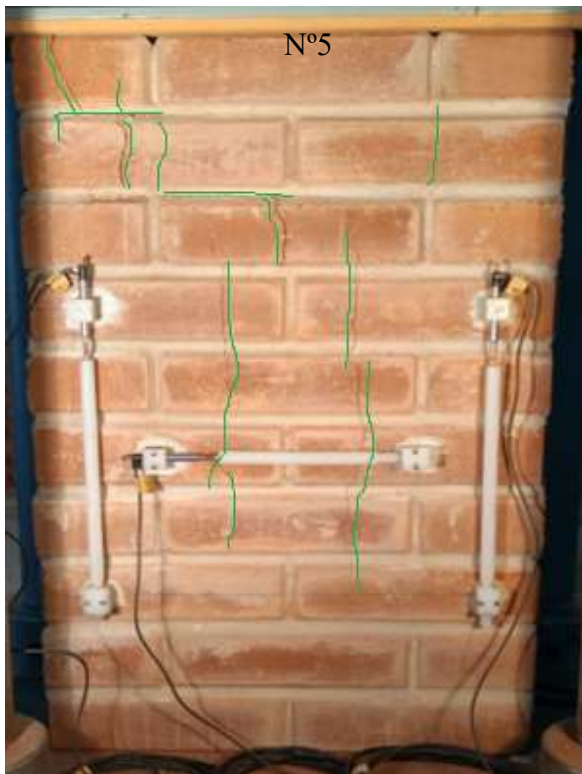
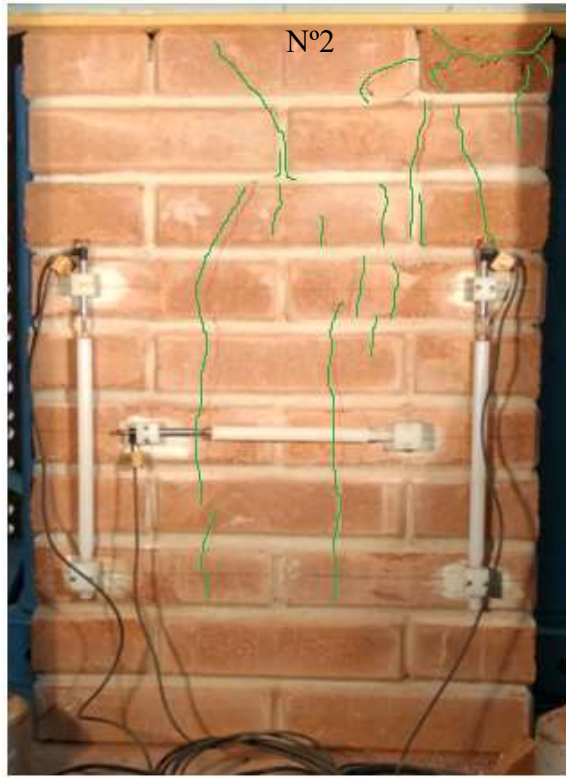


Figura 76 - Modo de ruptura das paredes de nº2, 5 e 7



5.8. PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS VIA CORRELAÇÃO DE IMAGENS

As fotos tiradas, referentes a região de análise, da parede de número seis são apresentadas a seguir:

Foto 1 –

Tempo = 0 segs; Tensão aplicada = 0 MPa



Foto 2 –

Tempo = 238 segs; Tensão aplicada = 0,10 MPa



Foto 3 –

Tempo = 265 segs; Tensão aplicada = 0,19 MPa

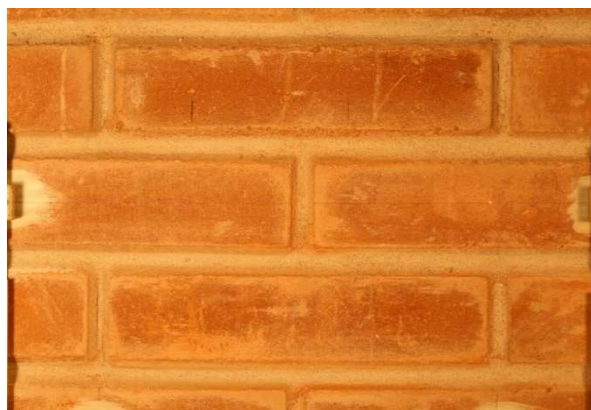


Foto 4 –

Tempo = 654 segs; Tensão aplicada = 0,28 MPa



Foto 5 –

Tempo = 869 segs; Tensão aplicada = 0,38 MPa



Foto 6 –

Tempo = 1077 segs; Tensão aplicada = 0,47 MPa



Foto 7 –

Tempo = 1095 segs; Tensão aplicada = 0,51 MPa



Foto 8 –

Tempo = 1115 segs; Tensão aplicada = 0,56 MPa



Foto 9 –

Tempo = 1136 segs; Tensão aplicada = 0,60 MPa



Foto 10 –

Tempo = 1161 segs; Tensão aplicada = 0,65 MPa



Foto 11 –

Tempo = 1194segs; Tensão aplicada = 0,70 MPa



Foto 12 –

Tempo = 1229 segs; Tensão aplicada = 0,74 MPa



Foto 13 –

Tempo = 1136 segs; Tensão aplicada = 0,79 MPa



Foto 14 –

Tempo = 1273 segs; Tensão aplicada = 0,83 MPa



Foto 15 –

Tempo = 1290 segs; Tensão aplicada = 0,88 MPa



Foto 16 –

Tempo = 1308 segs; Tensão aplicada = 0,93 MPa



Foto 17 –

Tempo = 1336 segs; Tensão aplicada = 0,97 MPa



Foto 18 –

Tempo = 1445 segs; Tensão aplicada = 1,02 MPa



Foto 19 – 1ª Fissura observada

Tempo = 1471 segs; Tensão aplicada = 1,07 MPa



Foto 20 –

Tempo = 1503 segs; Tensão aplicada = 1,11 MP



Foto 21 –

Tempo = 1525 segs; Tensão aplicada = 1,16 MPa



Foto 22 –

Tempo = 1546 segs; Tensão aplicada = 1,20 MPa



Foto 23 –

Tempo = 1565 segs; Tensão aplicada = 1,26 MPa



Foto 24 –

Tempo = 1591 segs; Tensão aplicada = 1,29 MPa



Foto 25 –

Tempo = 1614 segs; Tensão aplicada = 1,31 MP



A partir do programa Ncorr, foram realizadas as correlações entre a imagem de referência (parede em estado não deformado) e as imagens deformadas.

A imagem de referência usada, para todas as correlações, foi tirada antes da aplicação de carga na parede. As imagens deformadas escolhidas para ilustrar o comportamento da parede no decorrer da aplicação dos esforços foram as fotos de nº1, 14, 15 e 24.

Nas Figuras 77, 78, 79 e 80 são apresentadas as deformações horizontais, verticais e cisalhantes da parede de nº5, encontradas por correlação de imagens através do programa Ncorr, referentes aos momentos em que a parede estava submetida às tensões de 0,10 MPa, 0,83 MPa, 0,88 MPa e 1,29 MPa, respectivamente.

Figura 79 – Deformações apresentadas na Parede nº5 quando submetida a uma tensão de 0,10 MPa

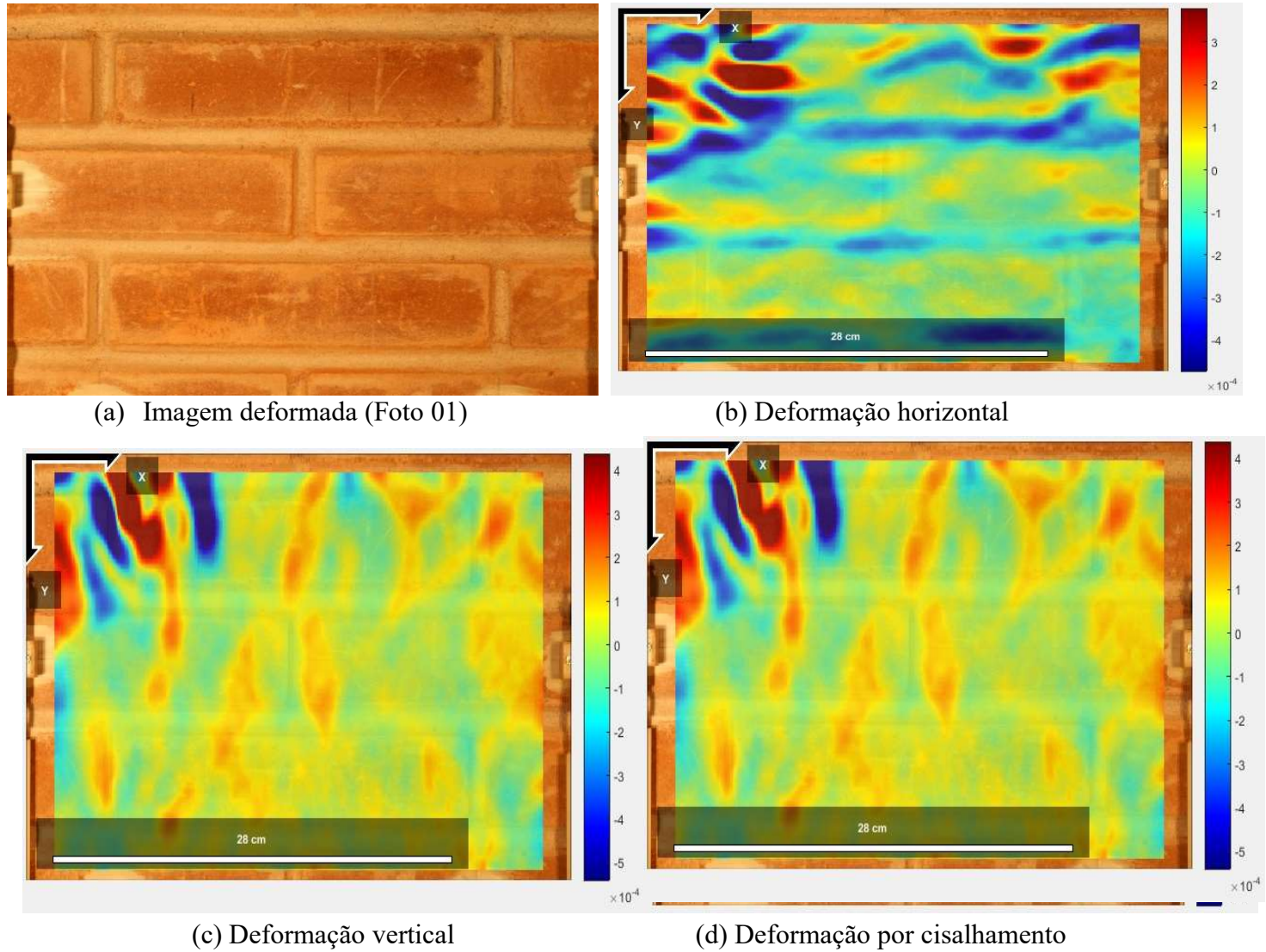
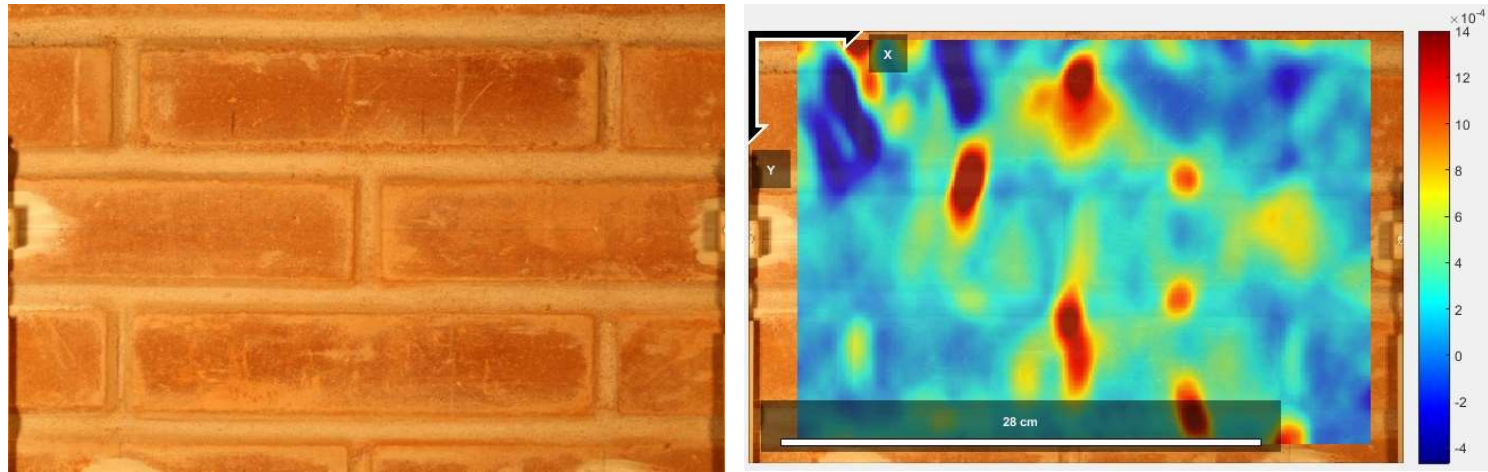
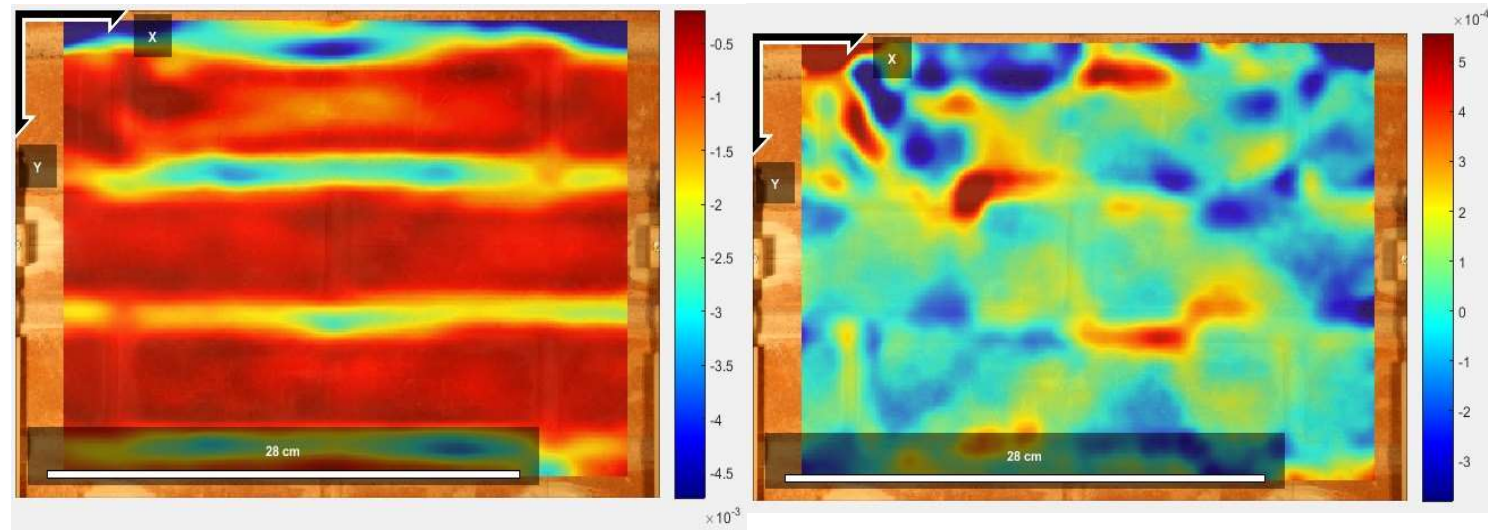


Figura 80 – Deformações apresentadas na Parede nº5 quando submetida a uma tensão de 0,83 MPa



(a) Imagem deformada (Foto 14)

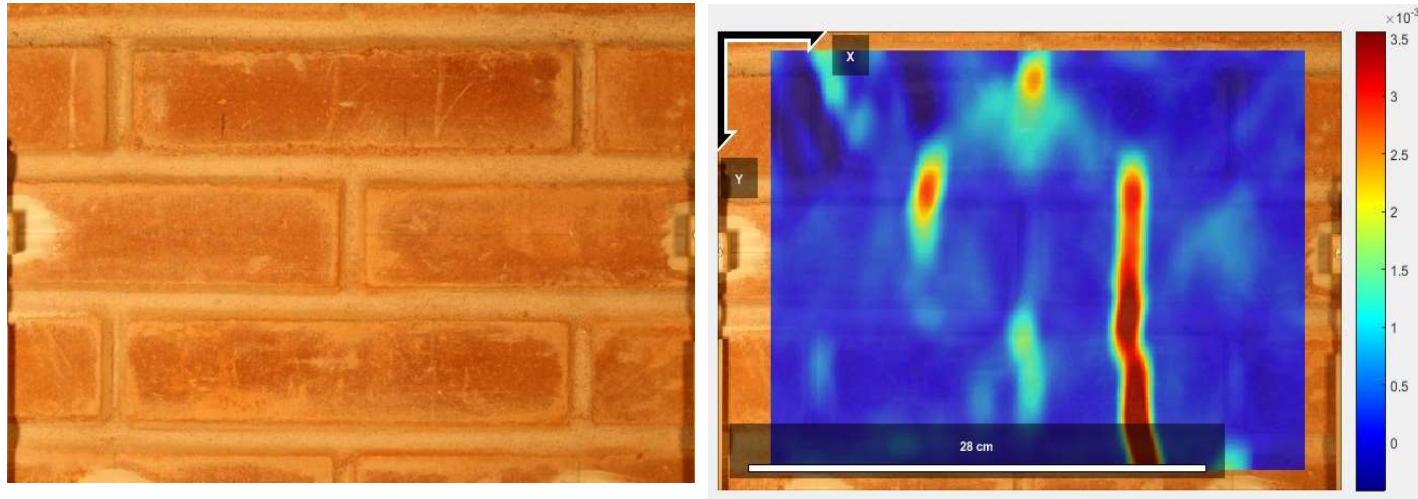
(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

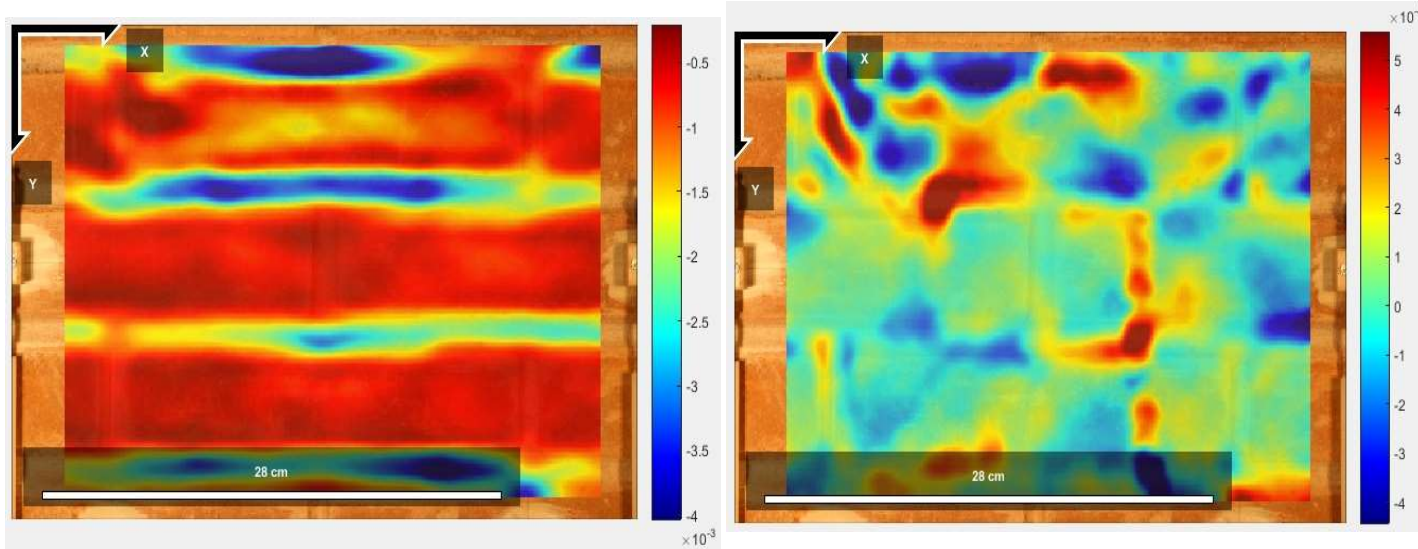
(d) Deformação por cisalhamento

Figura 81 – Deformações apresentadas na Parede nº5 quando submetida a uma tensão de 0,88 MPa



(a) Imagem deformada (Foto 15)

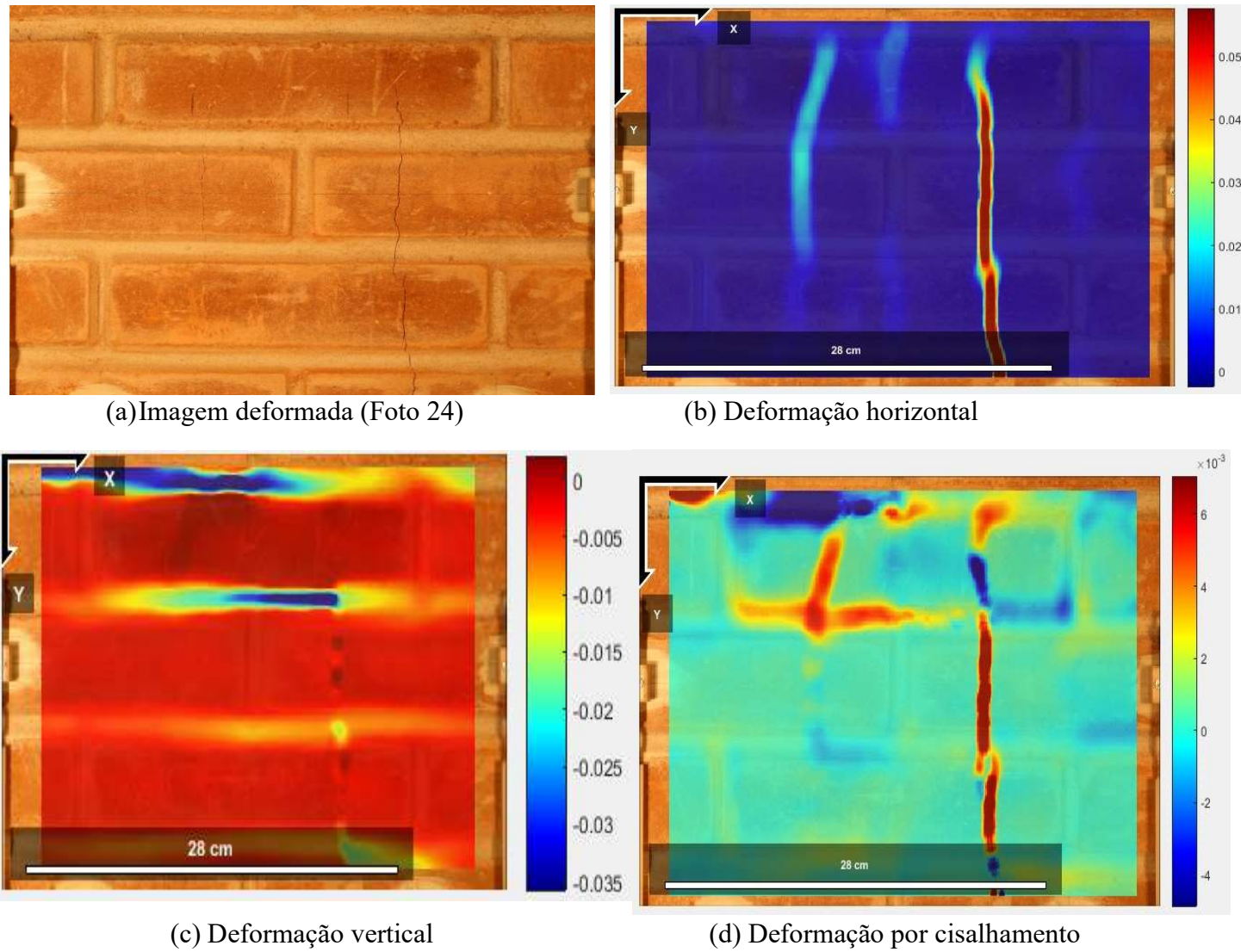
(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

(d) Deformação por cisalhamento

Figura 82– Deformações apresentadas na Parede n°5 quando submetida a uma tensão de 1,29 MPa



Visualizando as Figuras 79, 80, 81 e 82 é possível perceber que, quando a pequena parede de nº5 estava submetida a uma tensão de 0,83 MPa ainda não era perceptível a formação de fissura na mesma, tanto visualmente, através da Figura 80a, como pelas deformações obtidas pela correlação de imagens. Porém, com o aumento da carga aplicada para 0,88 MPa, mesmo ainda não sendo perceptível algum tipo de alteração na face da pequena parede a olho nu (Figura 81a) através da técnica DIC, por meio do software Ncorr, foi possível visualizar uma relação entre as fissuras do corpo de prova e o resultado obtido pela deformação horizontal (Figura 81b), sendo que, os lugares de maior deformação são justamente os locais onde ocorreram a abertura das fissuras. Essas fissuras ficaram mais evidenciadas quando a pequena parede estava na eminência de romper, a uma tensão de 1,29 MPa (Figura 82), quando as aberturas já haviam ocorrido.

A técnica DIC possibilitou a visualização de formação de fissuras com 67% da tensão de ruptura (0,88 MPa), enquanto que visualmente essas fissuras foram observadas quando a tensão aplicada atingiu 82% da carga de ruptura (1,07MPa), observada na Foto 19.

Por meio da análise dos deslocamentos verticais foi possível concluir que as maiores deformações verticais ocorreram na argamassa da junta de assentamento, o que já era esperado, visto que a argamassa é menos rígida que os tijolos.

Através dos valores da deformação para cada ZOI, fornecida pelo programa NCORR, calculou-se a deformação relativa à região de análise da pequena parede, por meio da média das deformações pontuais. Sendo que, para cada carga, foi encontrado um valor de deformação.

Os resultados obtidos experimentalmente pelos transdutores e pela técnica DIC, para cada carga, encontram-se plotados no gráfico de tensão *versus* deformação, apresentado na Figura 84.

O local de análise da correlação de imagens, para o cálculo das deformações, e o posicionamento dos transdutores da pequena parede nº5 são mostrados na Figura 83.

Figura 83 – Local de análise da correlação de imagens e posicionamento dos transdutores da parede n°5

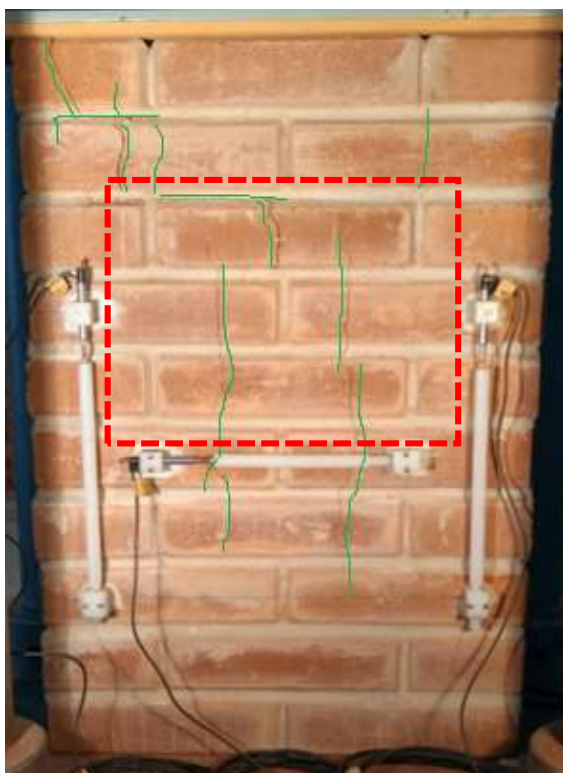
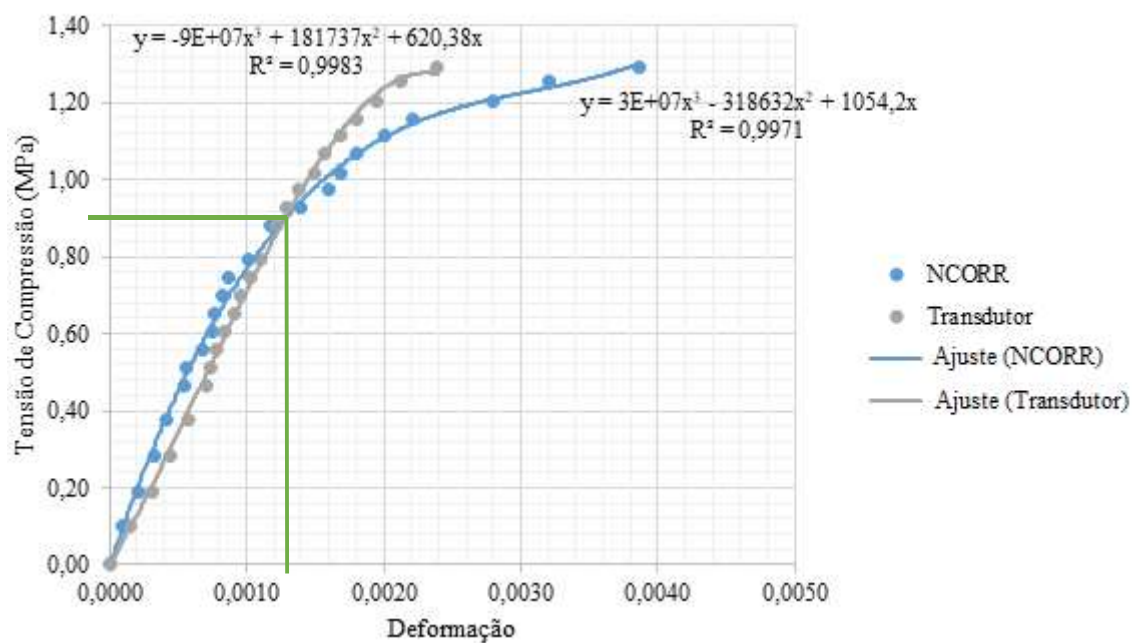


Figura 84 – Gráfico de tensão atuante (MPa) na área líquida da seção transversal x deformação da Pequena Parede n°5, através dos métodos dos transdutores e da correlação de imagens



A variação encontrada na deformação lida pelo transdutor e pelas imagens se deve ao fato de que as análises ocorreram em regiões diferentes da pequena parede. Por mais que se considere que o material esteja se deformando uniformemente, o que realmente ocorre é uma variação dos deslocamentos pontuais ao longo do material, que se acentua no surgimento de fissuras. No caso da pequena parede de nº5, observa-se o surgimento de fissuras perceptíveis na região de análise das imagens à uma tensão de aproximadamente 0,88 MPa (67% resistência de ruptura). Já na secção analisada pelos transdutores não se observou fissuras. O que explica o aumento da deformação lida pelas imagens, através da técnica DIC, a uma tensão de 0,90 MPa, observada no gráfico.

6. CONCLUSÃO

A resistência à compressão média encontrada para os tijolos vazados de solo-cimento-RCC com 530 dias foi de 2,81 MPa. Quando comparado com a resistência encontrada, na pesquisa de Zanatta (2015), para tijolos produzidos na mesma seria que os tijolos usados nesta pesquisa aos 56 dias, valor de 2,30 MPa, observa-se um aumento de 22% da resistência à compressão média, ou seja, o valor da resistência continuou aumentando, sob ação do tempo.

A função que melhor descreve o comportamento da resistência (f_t) dos tijolos em função do tempo ($n_d = n^\circ \text{ de dias}$) é uma expressão logarítmica de primeira ordem dada por $f_t = 0,2958 \cdot \ln(n_d) + 0,9996$.

O valor encontrado para a resistência à compressão média dos prismas foi de 1,59 MPa e o valor da resistência à compressão média das pequenas paredes foi de 1,29 MPa.

Os prismas possuem uma esbeltez de 1,09 e as pequenas paredes de 5,55, indicando que quanto mais esbelto o corpo de prova menor a sua resistência. O mesmo comportamento foi encontrado por Souza (2006) em suas pesquisas com tijolos prensados de solo-cimento-resíduo de concreto. Esse conceito justifica o porquê o coeficiente utilizado para calcular o valor da resistência característica final da alvenaria, pelas normas NBR 15961:2 (ABNT, 2011) e NBR 15812:2 (ABNT, 2010), é menor, quando o ensaio é realizado com prismas, e maior quando realizado com pequenas paredes.

A resistência à compressão característica da alvenaria de tijolos modulares de solo-cimento-RCC calculada, utilizando o método proposto pelas normas NBR 15961:2 (ABNT, 2011) e NBR 15812:2 (ABNT, 2010), para os prismas foi de 0,945 MPa e para as pequenas paredes de 0,893 MPa.

Quando comparados os resultados encontrados para a resistência à compressão característica da alvenaria, pelos métodos dos prismas e das pequenas paredes, percebe-se que os valores obtidos foram próximos, porém, distintos, sendo que a resistência da alvenaria encontrada pelo método das pequenas paredes foi inferior ao encontrado pelo método dos prismas. Observou-se que o coeficiente de 70% do valor da resistência característica dos prismas, para o cálculo da resistência à compressão característica média da alvenaria, estabelecido pelas normas NBR 15812:2 (ABNT, 2010) e NBR 15961-2 (ABNT, 2011), para blocos de concreto e blocos cerâmicos, não se aplicou para alvenaria de tijolos modulares de solo-cimento-RCC estudados nesta pesquisa. Sendo que, o valor mais adequado, e conservador, seria o de 66% do valor encontrado no ensaio de resistência à compressão de prismas constituídos por dois tijolos. Quando utilizados os valores de resistência à compressão dos

tijolos e da argamassa aos 530 dias, nas equações propostas por Priestley e Yuk (1984) e Hamid e Drysdale (1979) e pela EN 1993-1-1 (EUROCODE, 2005), observou-se que os valores obtidos mais elevados do que aqueles encontrados pelos ensaios com prismas e pequenas paredes.

As deformações axiais longitudinais medidas nos prismas foram lineares até em torno de 0,48 MPa, ou seja, entre 40 a 45% da resistência última individual dos prismas e 30% da resistência média dos mesmos. No caso das pequenas paredes, esse valor foi mantido, valor este que correspondeu de 35 a 43% da tensão de ruptura individual dos mesmos e 37% da resistência à compressão média. Após esse valor as deformações tornaram-se não lineares, causadas pelas trincas internas, não perceptíveis a olho nu, uma vez que as primeiras fissuras foram observadas nos prismas quando da relação tensão/deformação entre 0,70 e 0,85 enquanto que nas pequenas paredes essa relação ficou entre 0,75 e 0,95.

A equação que melhor descreveu a relação entre o módulo de elasticidade da alvenaria de solo-cimento-RCC com a sua resistência à compressão característica obtida com os prismas foi a equação $E_m = 753 \cdot f_{pk}$, concluindo-se que a alvenaria constituída com tijolos vazados de solo-cimento-RCC se apresentou mais rígida que a alvenaria fabricada com blocos cerâmicos ($E_m = 600 \cdot f_{pk}$) e menos rígida que os fabricados com blocos de concreto ($E_m = 800 \cdot f_{pk}$).

A equação proposta pela norma NBR 15961-1 (ABNT, 2011), para o cálculo do módulo de elasticidade da alvenaria com blocos de concreto, foi a que obteve maior proximidade com o valor encontrado experimentalmente para o módulo de elasticidade da alvenaria de solo-cimento-RCC, nesta pesquisa.

A equação encontrada para o módulo de elasticidade da alvenaria de solo-cimento-RCC, obtidos com as pequenas paredes, foi de: $E_m = 715 \cdot f_{ppk}$. Observa-se uma redução de 4,7% do valor em relação ao encontrado para os prismas, mostrando que as pequenas paredes se apresentaram menos rígidas que os prismas.

Os módulos de elasticidade encontrados, nesta pesquisa, para a alvenaria de blocos vazados de solo-cimento-RCC, através dos ensaios de prismas e pequenas paredes, ficaram dentro do intervalo de 700 a 1000 vezes a resistência à compressão característica da alvenaria encontrado por Fontes (2012) para alvenaria estrutural com blocos de concreto.

Os prismas, quando ensaiados à compressão, apresentaram ruptura frágil na direção vertical, assim como observado por Mohamad (1998), com prismas confeccionados com argamassas de mesmo nível de resistência à compressão dos blocos de concreto. As propagações das fissuras verticais ocorreram nos cantos e vértices dos prismas, sendo que, as

primeiras fissuras foram observadas para uma tensão aplicada correspondente ao intervalo de 70 a 85% da tensão de ruptura.

O modo de ruptura das pequenas paredes ocorreu por aberturas das juntas verticais, fissuras por tração e fissuras de deslocamento horizontal entre o bloco e a argamassa. Esse mesmo comportamento foi observado na pesquisa de Mohamad (2007) para pequenas paredes confeccionadas com blocos de concreto.

A técnica DIC (*Digital Image Correlation*) mostrou-se um método eficaz, podendo ser aplicado para medir as deformações de corpos de prova e, conseqüentemente, obtenção de suas propriedades mecânicas. Foi possível identificar os pontos de maior deformação da região de interesse adotada, que coincidiram com os locais onde ocorreram as fissuras de ruptura. Além de fornecer o comportamento das partículas do corpo de prova, quando submetidos a esforços externos, a técnica de correlação de imagens permitiu prever o comportamento da estrutura, antes mesmo do corpo fissurar ou romper. Além de antecipar o comportamento mecânico da alvenaria e possibilitar uma análise mais detalhada, mostrou ainda como vantagem a possibilidade de análise simultânea de vários pontos do corpo de prova, sem nenhum contato com o mesmo.

Pelas análises e formulações, utilizadas para blocos de concreto e blocos cerâmicos, aplicadas para a alvenaria de solo-cimento-RCC nesta pesquisa, constatou-se um comportamento mecânico mais compatível com o das alvenarias de blocos de concreto.

A seguir são apresentadas recomendações para trabalhos futuros visando avançar e aprofundar na compreensão do comportamento mecânico da alvenaria de solo-cimento-RCC e na técnica de correlação de imagens para caracterizando mecânica de materiais. São elas:

- Estudar a influência da espessura da junta de assentamento em alvenarias confeccionadas com tijolos vazados de solo-cimento-RCC;
- Estudar a influência da resistência da argamassa em alvenaria de tijolos vazados de solo-cimento-RCC;
- Estudar a influência da rigidez da argamassa e do tijolo em alvenaria de tijolos vazados de solo-cimento-RCC;
- Verificar o comportamento mecânico e modo de ruptura de alvenarias confeccionadas com blocos de solo-cimento-RCC e as confeccionadas com tijolos vazados de solo-cimento-RCC;
- Estudar o comportamento mecânico de prismas e pequenas paredes confeccionadas com e sem o uso de graute;

- Realizar ensaios com pequenas paredes incluindo o carregamento e descarregamento da carga aplicada no plano de carregamento, afim de melhorar a análise, evitando as deformações por acomodação do material;
- Aprimorar o método experimental para que haja cada vez menos interferência entre os aparelhos utilizados (LVDT's) e o corpo de prova;
- Estudar a evolução do comportamento mecânico da argamassa sob ação do tempo;
- Verificar de que forma a relação entre os módulos de elasticidade do tijolo e da argamassa influencia no comportamento mecânico das alvenarias confeccionados com tijolos de solo-cimento-RCC;
- Estudar o comportamento da alvenaria de solo-cimento-RCC quando submetida à tração;
- Estudar a influência da espessura da placa de aço no ensaio de resistência a compressão dos prismas de solo-cimento-RCC;
- Realizar estudos de correlação de imagens utilizando a mesma zona de análise entre os instrumentos e a região fotografada;

REFERÊNCIAS

ABRELPE – Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais. **Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil**. 2014. 120p.

AFSHARI F., KALDJAN M. J. Finite Element Analysis of Concrete Masonry Prisms – **ACI Materials Journal** – Stember – October – 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). **Argamassas de Assentamento para Paredes de Alvenaria Resistente**. Boletim técnico, 2.ed. São Paulo, 1998. 47 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). **Solo-cimento na habitação popular**. 1985, São Paulo. 14p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7182**: Solo – Ensaio de compactação – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8491**: Tijolo de solo-cimento – Requisitos. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8492**: Tijolo de solo-Análise dimensional, determinação da resistência à compressão e da absorção de água – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 10833**: Fabricação de tijolo e bloco de solo-cimento com utilização de prensa manual ou hidráulica – Procedimento. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 10837**: Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13281**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Requisitos. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15114**: Resíduos sólidos da construção civil – Áreas de reciclagem – Diretrizes para projeto, implantação e operação. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15116**: Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural – Requisitos. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15118**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15812-1**: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15812-2**: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15961-1**: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 15961-2**: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2011.

ALY, V. L. C. **Determinação da Capacidade Resistente do Elemento Parede de Alvenaria Armada de Blocos de Concreto, Submetido a Esforço de Compressão**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade de São Paulo. São Paulo, 1994.

BARBOSA, C. S., HANAI, J. B. Resistência e deformabilidade de blocos vazados de concreto e suas correlações com as propriedades mecânicas do material constituinte. **Cadernos de Engenharia Estrutural**, São Carlos, v.8, n. 34, p.45-74, 2006.

BLABER, J., ADAIR, B., ANTONIOU, A. **Ncorr: Open-Source 2D Digital Image Correlation Matlab Software**. Experimental Mechanics (2015).

BRADY, N. C., WEIL, R. R. **Elementos da natureza e propriedades dos solos**. 3ª Ed. São Paulo: bookman, 2013.

BRASIL. **Decreto-lei nº12.305**, de 2 de agosto de 2010.

BRASIL. Governo Federal. Ministério do Meio Ambiente. **Plano Nacional de Resíduos Sólidos**. Brasília, DF, setembro de 2011.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS 1052-1:1999**. Methods of Test for Masonry – Part 1: Determination of Compressive Strength.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS 5628**. Eurocode 6 - Code of practice for the use of masonry - Part 1: structural use of unreinforced masonry. London, 1992.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS 5628**. Eurocode 6 - Code of practice for the use of masonry - Part 1: structural use of unreinforced masonry. London, 2005.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS 5628**. Eurocode 6 - Code of practice for the use of masonry - Part 2: structural use of unreinforced and prestressed masonry. London, 2005.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **EN 1996-1-1**. Eurocode 6 – Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. English Version, 2005.

CABALA, G. V. E. **Estudo do comportamento mecânico de estruturas de solo-cimento reforçado com fibras de coco e hastes de bambu**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica). Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal, 2007. 113 p.

CANOVA, J. A. **Correlações entre as propriedades da Argamassa de Cal e Areia suprimida a água da mistura após a maturação traço 1:6 em volume**. Universidade Estadual de Maringá. Maringá, 2004.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**. Vol. 1, 6ª Ed. Rio de Janeiro: LTC, 2013.

CARNEIRO, A. P. *et al.* **Reciclagem de entulho para a produção de materiais de construção**. Projeto entulho bom. Salvador: EDUFBA. Caixa Econômica Federal, 2001.

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

CONAMA – Conselho Nacional de meio ambiente. **Resolução nº 307**. Ministério do Meios Ambiente, 2002.

CONAMA – Conselho Nacional de meio ambiente. **Resolução nº 348**. Ministério do Meios Ambiente, 2004.

COSTA, D. B., NEVES, C. M. M., CARNEIRO, A. P., Uso do entulho em tijolos de solo estabilizado com cimento. In: **ENCONTRO NACIONAL E I ENCONTRO LATINO AMERICANO SOBRE EDIFICAÇÕES E COMUNIDADES SUSTENTÁVEIS, II**, Canela, 2001, p. 263-270.

CORRÊA, M. R. S., RAMALHO, M. A. **Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural**. 1ª ed. São Paulo: Pini, 2003.

FERNANDEZ, J. A. B. **Diagnóstico dos Resíduos Sólidos da Construção Civil: Relatório de Pesquisa**. Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada - IPEA. Brasília, 2012.

FERREIRA A. C., *et al.* Gestão de resíduos sólidos na construção civil. **Revista Pensar Engenharia**, v.2, n.2, julho de 2014.

FIORI, A. P., CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas – aplicações na estabilidade de taludes**. 2ª ed. Curitiba: Oficina de Textos, 2013

FONTES, E. S. **Influência do capeamento e caracterização da resistência a compressão de alvenaria estrutural de blocos de concreto.** Dissertação (Mestrado em Estrutura e Construção Civil). Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2012. p.303.

GOMES, A., PINTO A. P. F., PINTO, J. B. **Cimento Portland e Adições. Cimento Portland e Adições.** Apostila. Instituto Superior Técnico, 2013.

GRANDE, F. M. **Fabricação de tijolos modulares de solo-cimento por prensagem manual com e sem adição de sílica ativa.** Dissertação (Mestrado em Arquitetura). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003. p.180.

GUTIERREZ, N. H. M., ZANATTA, K. C., MARTIN, D. N., BARSZCZ, C. E. Evolução do desempenho de blocos de solo-cimento ao longo do tempo: Resistência à compressão simples. **In: X Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul**, 17-19 Setembro 2015, Maringá-PR.

GROHMANN, L. Z. **Análise do comportamento de prismas grauteados de alvenaria estrutural cerâmica.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2006. p. 163.

HARILAL, R., RAMJI, M. Adaptation of Open Source 2D DIC Software Ncorr for Solid Mechanics Applications. **In: 9th International Symposium on Advanced Science and Technology in Experimental Mechanics**, 1-6 November, 2014, New Delhi, India.

HENDRY, A. W., SINHA, B. P., DAVIES, S. R. **Desing of masonry structures.** London: Taylor e Francis e-Library, 2004.

HILD, F.; FAYOLLE, X., Controlling Stress Intensity Factor Histories with Digital Images. **Experimental Mechanics**. February 2014, volume 54, Issue 2, pp 305-314.

HILD, F.; ROUX, S., Digital Image Correlation: from Displacement Measurement to Identification of Elastic Properties – a Review. Journal compilation. **Blackwell Publishing Ltd**. Strain (2006) 42. 69-80.

HILSDORF, H. K. **Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression.** In: Johnson, F. B., editor. *Designing, engineering, and constructing with masonry products.* Texas: Austin, 1969. p. 34-41.

Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada. **Sustentabilidade Ambiental no Brasil: biodiversidade, economia e bem-estar humano.** Livro 7. 640 p. Brasília: ipea, 2010.

JOHN, V. M. **Reciclagem de resíduos na construção civil: contribuição à metodologia de pesquisa e desenvolvimento.** Tese (livre docência) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2010. 102p

KORMANN, A. C. M. **Ensaio de compactação e caracterização.** Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 1997. (Apostila).

LAMBERTS R. **Sustentabilidade nas edificações: contexto interacional e algumas referências brasileiras na área.** Laboratório de Eficiência Energética em Edificações. P.1-21, publicado no dia 17 de julho de 2007. Disponível em: <<http://www.labeee.ufsc.br/finep>>. Acessado em 28/03/2016.

LIMA, S. C. S. *et al.* Comparação e desenvolvimento do tijolo de solo-cimento incorporado com resíduos da construção civil provenientes de Cataguases – MG e o resíduo de borra de tinta proveniente das indústrias pertencentes ao polo moveleiro da região de Ubá - MG. In: **ENCONTRO NACIONAL DE ENGENHARIA DE PRODUÇÃO, XXXV**, Fortaleza, 2015, p.1-10.

LIU, J. **The effect of height-to-thickness ratio on the compressive strength of concrete masonry.** Dissertation (Master of Applied Science). University of Windsor, Canada. Windsor, 2012. P.215.

MARANGON, M. (1992). **“Utilização de Solo-Cimento em uma Solução Alternativa de Estrutura de Arrimo”.** Tese de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro.

MARQUES, S. K. J. **Estudo da incorporação de cascalho proveniente da perfuração de poços de petróleo em formulações para tijolos de solo-cimento.** Dissertação apresentada ao programa de pós-graduação da Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal, 2010.

MATA, R. C. **Influência do padrão de argamassamento na resistência à compressão de prismas e mini paredes de alvenaria estrutura de blocos de concreto.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2006.

MEHTA, P. K., MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais.** Ibracon, 2ª Edição. São Paulo, 2014.

MIELI, P. H. **Avaliação de tijolos modulares de solo-cimento como material na construção civil.** Projeto de conclusão de curso (Engenharia Metalúrgica e de Materiais). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2009. p.59.

MILANI, A. P. S. **Avaliação Físico-Mecânica de Tijolos de Solo-Cimento e de Solo-Cal Adicionados de Casca de Arroz.** Dissertação de Mestrado. Campinas - SP: Faculdade de Engenharia Agrícola - FEAGRI, Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP, 2005.

MOHAMAD, G. **Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de Concreto.** 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina. 134 p.

MOHAMAD, G., LOURENÇO, P. B., ROMAN, H. R. Ensaio de compressão em prismas de bloco de concreto – deformabilidade e modo de ruptura. In: **JORNADAS SULAMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, XXXII, 2006, Campinas.** Anais, p. 1557-1567.

MOHAMAD, G. **Mecanismo de ruptura da alvenaria de blocos à compressão.** 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental). Universidade do Minho, Portugal. p.307.

MOHAMAD, G., LOURENÇO, P. B., ROMAN, H. R. Influência da junta vertical no comportamento mecânico da alvenaria de blocos de concreto. In: **ENCONTRO NACIONAL BETÃO ESTRUTURAL, 2008.** Guimarães.

MOHAMAD, G., NETO, A. B. S. S., PELISSER, F. LOURENÇO, P. B., ROMAN, H. R. Caracterização mecânica das argamassas de assentamento para alvenaria estrutural – precisão e modo de ruptura. **Revista Matéria**, vol.14, n.2. 2009. Disponível em: <<http://www.materia.coppe.ufrj.br/sarra/artigos/artigo11076/>>. Acessado em: 02/08/2016 às 19:37 horas.

MOHAMAD, G., RIZZARRI, E., ROMAN, H. R., Modo de ruptura, deformabilidade e resistência de pequenas paredes estruturais. **Ambiente Construído**, vol.11, n.3, p.7-22. Porto Alegre, 2011.

MYRRHA, M. A. L. Solo-cimento para fins Construtivos. In: FREIRE, W. J.; BERALDO, A. L. **Tecnologias e Materiais Alternativos de Construção**. Campinas: Editora da Unicamp, 2003. Cap.4, p.95-120.

NACIMENTO, M. R., PEREIRA, F. R., ROMAN, H.R. Estudo da influência da geometria de blocos cerâmicos na resistência mecânica de alvenaria estrutural. In: **ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUIDO**, XIII., 2010. Canela.

NACIMENTO, M. R. **O uso de argamassa de assentamento como preenchimento de alvenaria estrutural cerâmica**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2015. p.265.

NGUYEN, V. T. *et al.* Mechanical Properties Identification of Sheet Metals by 2D-Digital Image Correlation Method. **Procedia Engineering**, vol. 184, 2017. Pg. 381-389.

OLIVEIRA, J. A. C. **Proposta de avaliação e classificação da sustentabilidade ambiental de canteiros de obras. Metodologia eco obra aplicada no distrito federal -DF**. Tese (Doutorado em Estruturas e Engenharia Civil). Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília. Brasília, 2011a. 287p.

OLIVEIRA, R. F. V. **Análise de dois solos modificados com cimento para dimensionamento de pavimentos**. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica). Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2011b.

OLIVEIRA V. M. **Sistemas de certificação ambiental e a norma brasileira de desempenho.** Dissertação (Mestrado em Ambiente Construído). Universidade Federal de Juiz de Fora. Juiz de Fora, 2014.

PARSEKIAN, G. A., HAMID, A. A., DRYSDALE, R. G. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural.** 2ª ed. São Carlos: EdUFSCar, 2013.

PEREIRA, K. L. A. **Estabilização de um solo com cimento e cinza de lodo para uso em pavimentos.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal, 2012. 125p.

PINTO, D. L. O., CHALUPPE, E., LEITE, R. P. Z. R. **Tijolos de solo-cimento: avaliação tecnológica por meio de ensaios laboratoriais.** Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Anhembi Morumbi. São Paulo, 2014. 108p.

PINHEIRO, D. G. **Estudo do comportamento mecânico de blocos cerâmicos com diferentes larguras.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2009. p.121.

RAMALHO, M. A., CORRÊA, M. R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural.** Ed Pini Ltda. São Paulo: Pini, 2008.

REDDY, B. V. V., LAL, R., RAO, K. S. N. Influence of Joint Thickness and Mortar-Block Elastic Properties on the Strength and Stresses Developed in Soil-Cement Block Masonry. **Journal of Materials in Civil Engineering.** ASCE Library, october 2009. P. 535-542.

RICHART, F. E. BRANDTZAEG, A. BROWN, R. L. **A study of the failure of concrete under combined compressive stresses.** University of Illinois Bulletin. Issued Weekly, Vol. XXVI, nº12. Illinois, 1928.

RODRIGUES, M. L. A. **Adição de resíduos de argamassas mistas na produção de tijolos modulares de solo-cimento.** Dissertação (Mestrado em Engenharia do Meio Ambiente). Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2008. P.106.

ROSA, M. A., SANTOS, A. C. S. Determinação de traço, com o solo da região de Cascavel-PR, para tijolos em solo-cimento. **Revista Varia Scientia Agrárias**, vol. 3. n. 1, p. 25-41. Jan-jul, 2013.

SEGANTINI, A. A. S. **Utilização de solo-cimento plástico em estacas escavadas com trado mecânico em Ilhas Solteira – SP**. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola). Universidade de Campinas. Campinas, 2000. p.206.

SEGANTINI, A. A. S., WADA, P. H. Estudo de dosagem de tijolos de solo-cimento com adição de resíduos de construção e demolição. **Acta Scientiarum - Technology**. Vol. 33, nº2, p.179-183. Maringá, 2011.

SAMPAIO, E. P. M. **Mineralogia do solo**. Departamento de Geociências. Universidade de Évora, 2006. (Apostila).

SANTOS, J. A. **Obras Geotécnicas: Compactação**. Instituto Superior Técnico. Universidade de Lisboa (Mestrado em Engenharia Civil). Lisboa, 2008a. (Apostila).

SANTOS, M. J. F. **Análise da resistência de prismas e pequenas paredes de alvenaria estrutural cerâmica para diferentes tipos de argamassas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2008b. p.139.

SARACURA, R. G. M. *et al.* Digital image correlation as a tool for monitoring crack networks on the surface of mgo-based refractory castables. **Advances in Science na Technology**, v. 92 (2014), p.242-247.

SCHANKOSKI, R. A. **Influência do tipo de argamassa nas propriedades mecânicas de alvenarias estruturais de blocos de concreto de alta resistência**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2012. p.207.

SIGOR ONLINE 19. **Gerenciamento online de resíduos da construção civil**. (Caderno de Educação Ambiental). Governo do Estado de São Paulo. São Paulo, 2014. Disponível em:

<<http://www.sindusconsp.com.br/wp-content/uploads/2016/04/Caderno-de-Educa%C3%A7%C3%A3o-Ambiental-Gerenciamento-online-de-Res%C3%ADduos-da-Constru%C3%A7%C3%A3o-Civil.pdf>. > acessado em: 18/07/2016 às 09:39 horas.

SILVA, S. R. **Tijolos de solo-reforçado com serragem de madeira**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2005. p.219.

SIQUEIRA, L. V. M. **Laboratório de Materiais de Construção – Cimento**. Apostila. Universidade Estadual de Santa Catarina. Joinville, 2008.

SOUZA, F. A. **Estudo da durabilidade de blocos de solo-cimento com incorporação de casca de arroz**. Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Processos do Centro Ciência e Tecnologia da Universidade Federal de Campina Grande. Paraíba, 2011.

SOUZA, M. I. B. **Análise da adição de resíduos de concreto em tijolos prensados de solo-cimento**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho. Ilha Solteira, 2006. p.116.

SOLYON, G. J. P. **Minimização e reaproveitamento de resíduos de uma indústria de tintas e impressão de papéis decorativos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2009. p.143.

STEIL, R. O. **Efeito da geometria do bloco de concreto e do tipo de argamassa no desempenho à compressão de prismas de alvenaria não grauteados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2003. p.178.

STURM, T., RAMOS, L. F., LOURENÇO, P. B. Characterization of dry-stack interlocking compressed earth blocks. **Materials and Structures (2015)**. 48: 3059-3074.

TAUIL, C. A., NESE, F. J. M. **Alvenaria Estrutural – Metodologia de projeto, detalhes, mão de obra, normas e ensaios**. São Paulo: Pini, 2010.

TAVEIRA, E. S. N. **Construir, morar e habitar: o solo-cimento no campo e na cidade**. São Paulo: Ícone Editora, 2 Ed., 1987. p.183.

USHIMURA, M. S. **DOSSIÊ TÉCNICO: Solo-cimento**. Instituto de Tecnologia do Paraná - TECPAR. Novembro, 2006.

VILHENA J. M. Diretrizes para a sustentabilidade das edificações. **Gestão e Tecnologia de Projetos**, vol. 2, n. 2, p 59- 78, maio 2007. Disponível em: < <http://www.revistas.usp.br/gestaodeprojetos> >. Acessado em 28/03/2016.

YOLDAS, C. **A prototypical (school) design strategy for soilcement construction in Afghanistan**. Submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree marter of arquitectura. Departamento of Architecture College of Planning and Design. Kansas State University. Manhattan, 2004.

ZANATTA, K. C. **Análise do comportamento de prismas de alvenaria de tijolos de solo-cimento-RCC**. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil). Universidade Estadual de Maringá. Maringá, 2015. 116p.

WERK, S. M. S. **Estudo da influência dos métodos de compactação no comportamento resiliente de solos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2000. 118p.

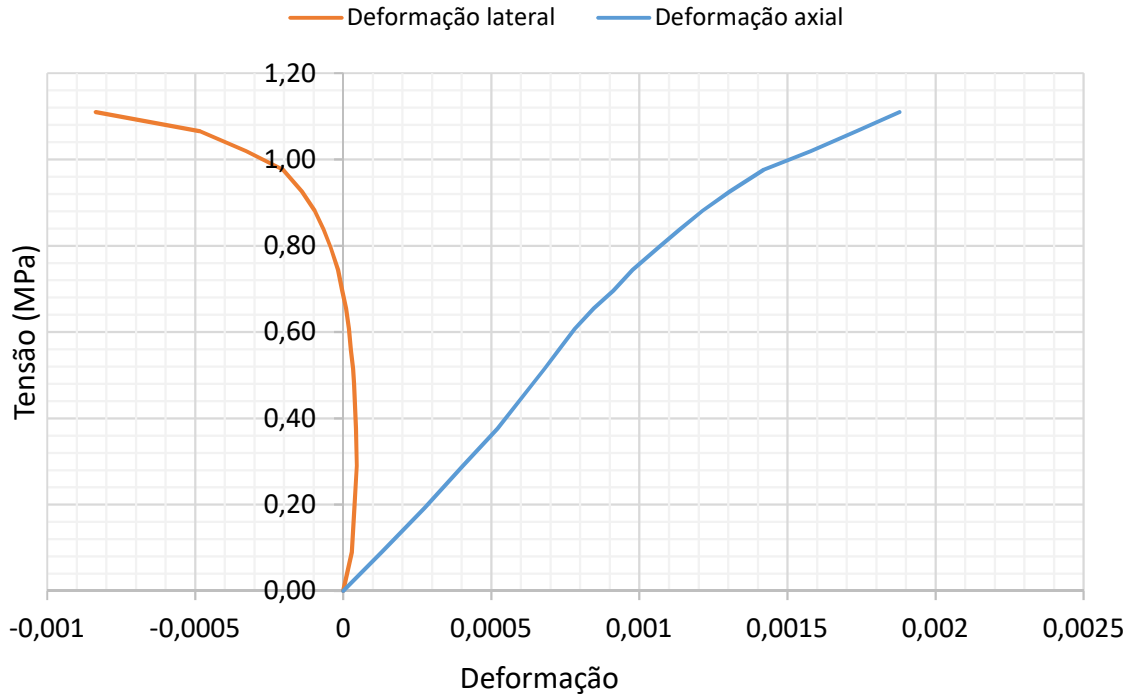
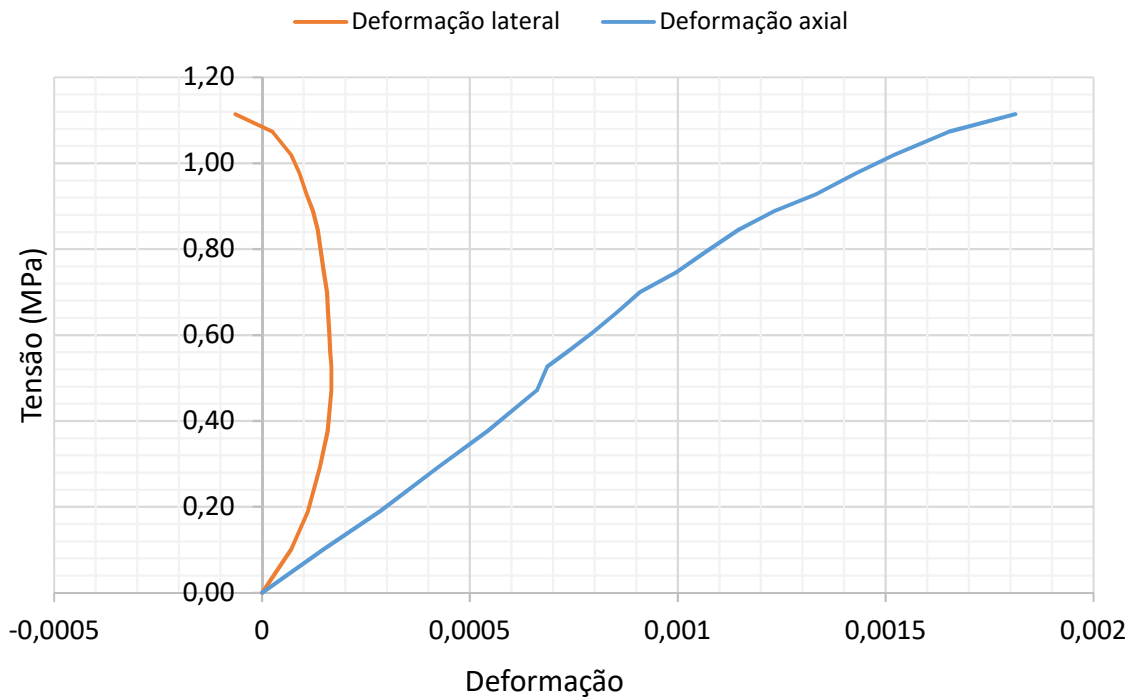
APÊNDICE A – Diagramas de tensão x deformação (Transdutor)**Figura 85 – Diagrama tensão x deformação axial (Transdutor) e lateral da Parede 1****Figura 86 – Diagrama tensão x deformação axial (Transdutor) e lateral da Parede 2**

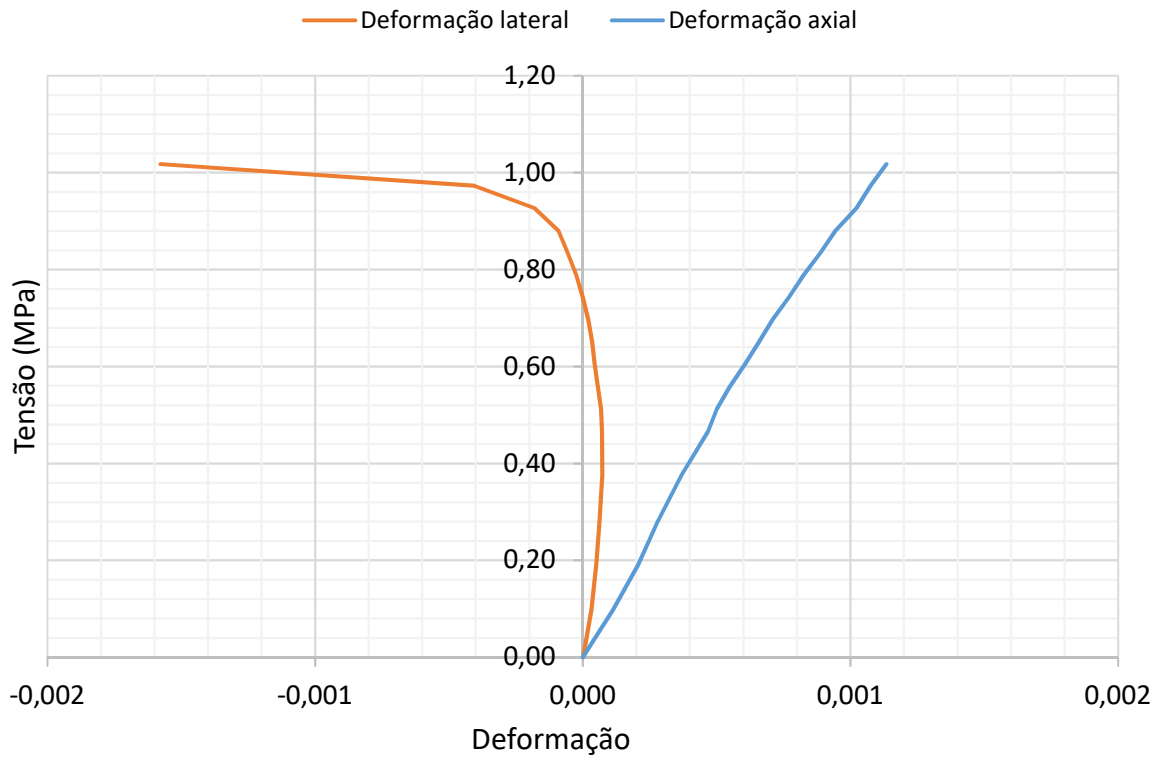
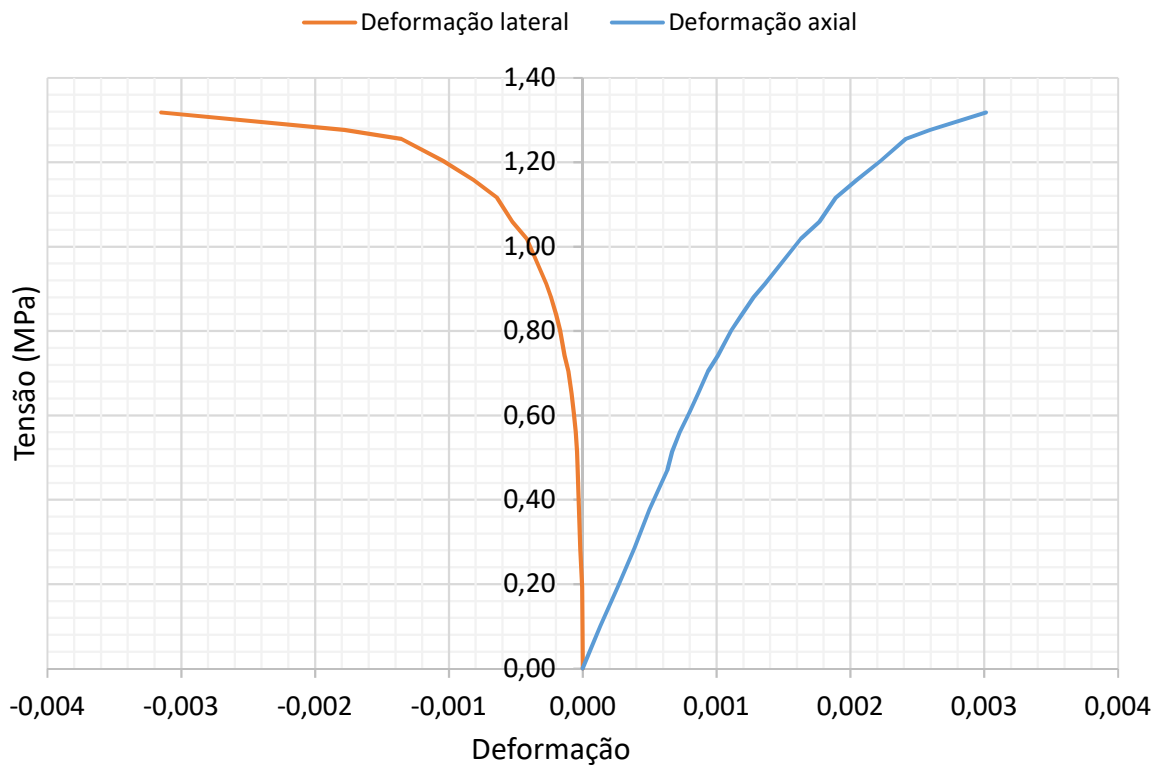
Figura 87 – Diagrama tensão x deformação axial (Transdutor) e lateral da Parede 3**Figura 88 – Diagrama tensão x deformação axial (Transdutor) e lateral da Parede 4**

Figura 89 – Diagrama tensão x deformação axial (Transdutor) e lateral da Parede 5

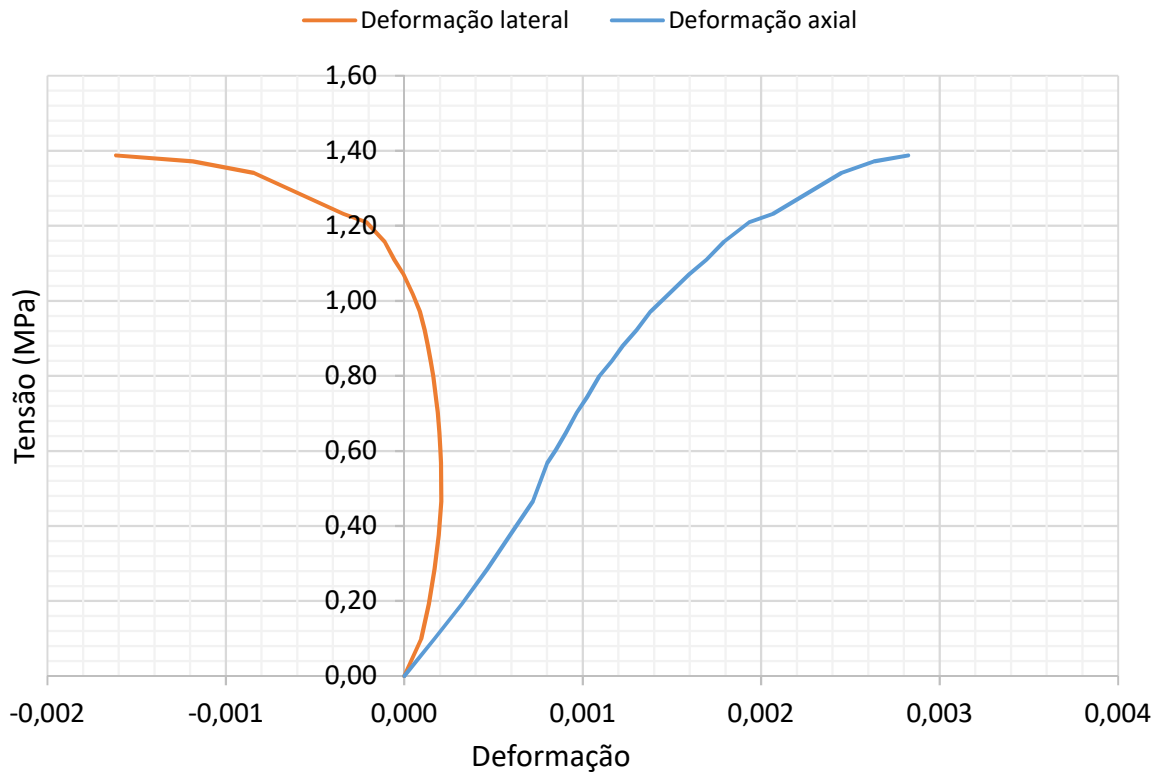


Figura 90 – Diagrama tensão x deformação axial (Transdutor) e lateral da Parede 6

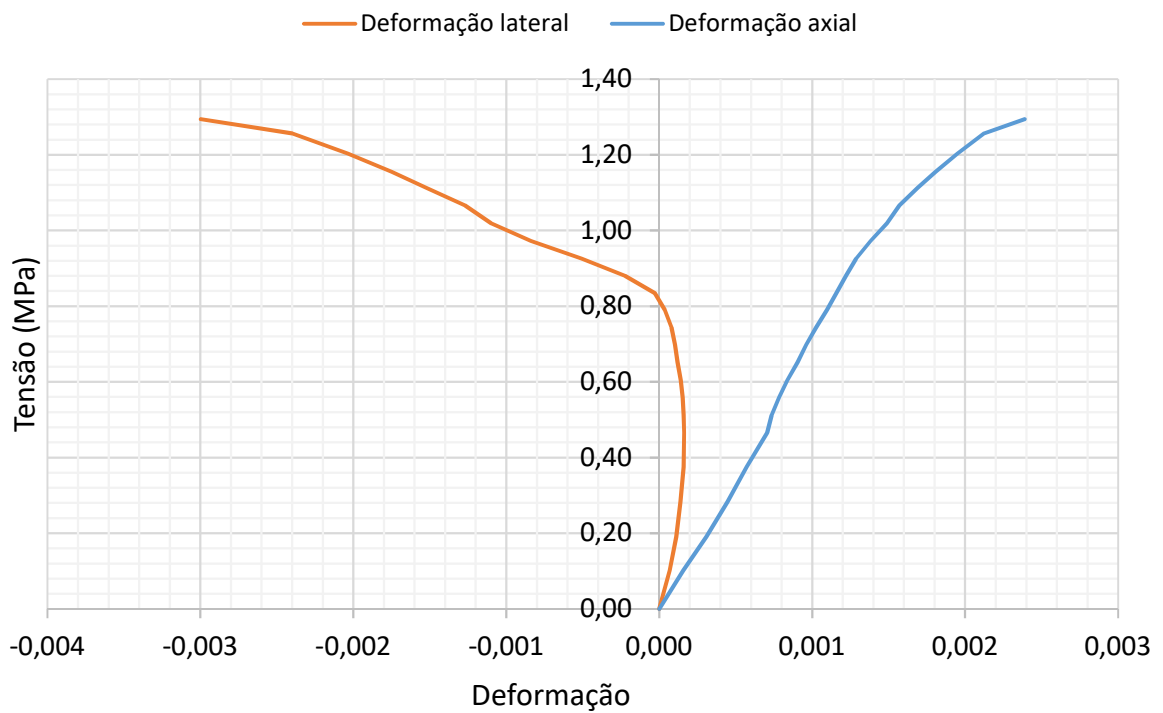
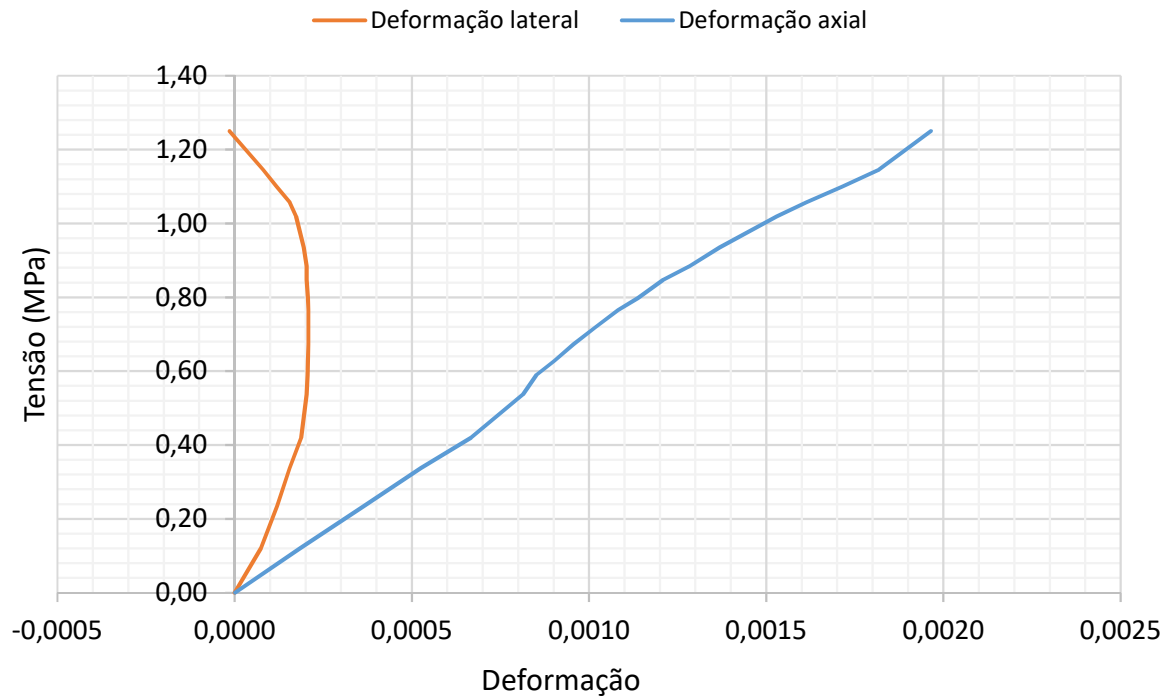
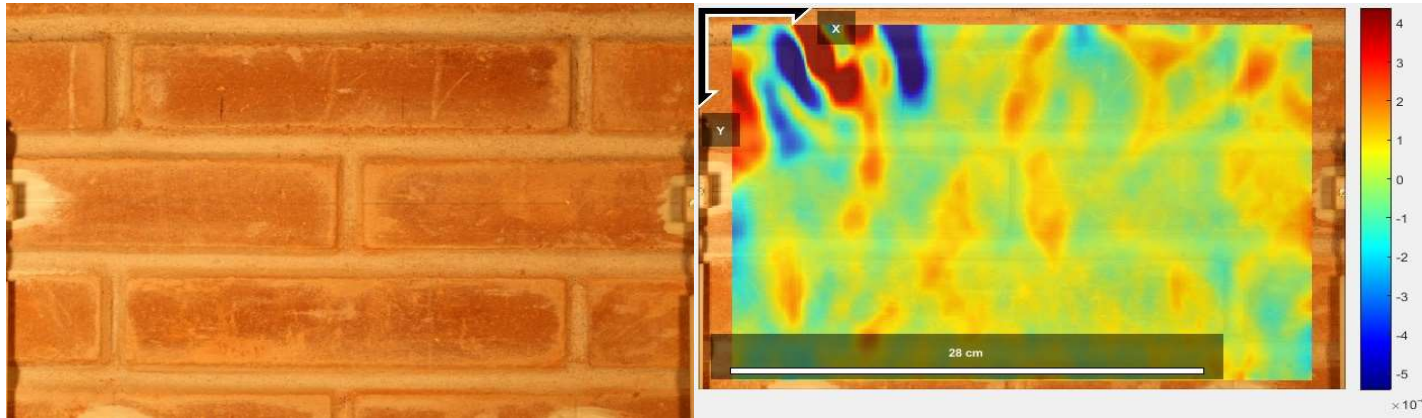


Figura 91 – Diagrama tensão x deformação axial (Transdutor) e lateral da Parede 7

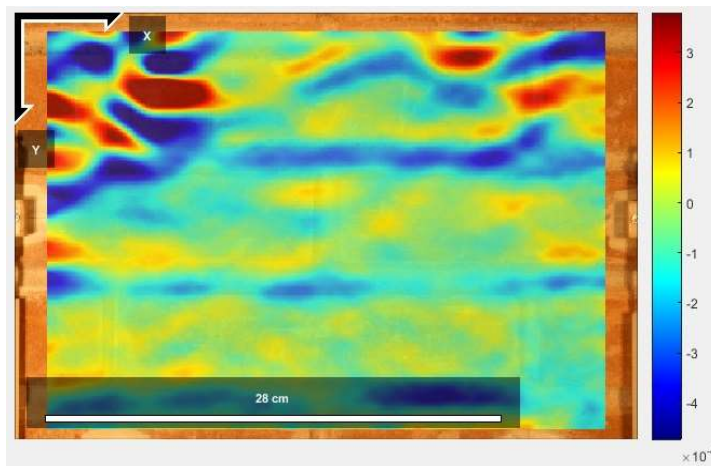
APÊNDICE B – Resistência (MPa) x Deformação, utilizando os métodos dos transdutores e da correlação de imagens (Ncorr)

Figura 92 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,10 MPa

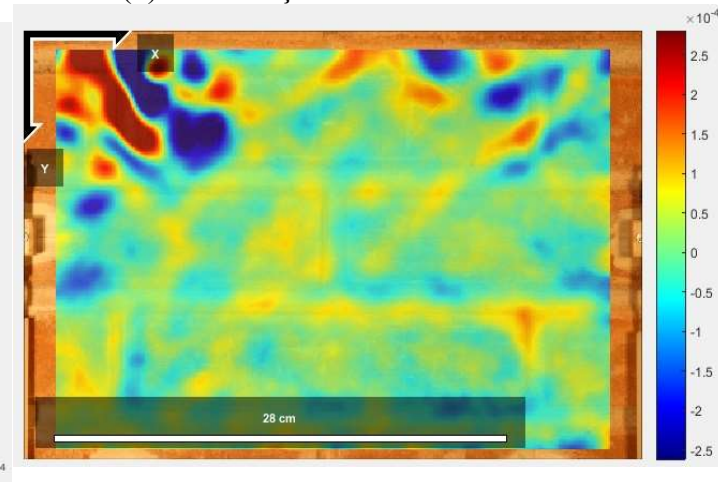


(b) Imagem deformada (Foto 01)

(b) Deformação horizontal

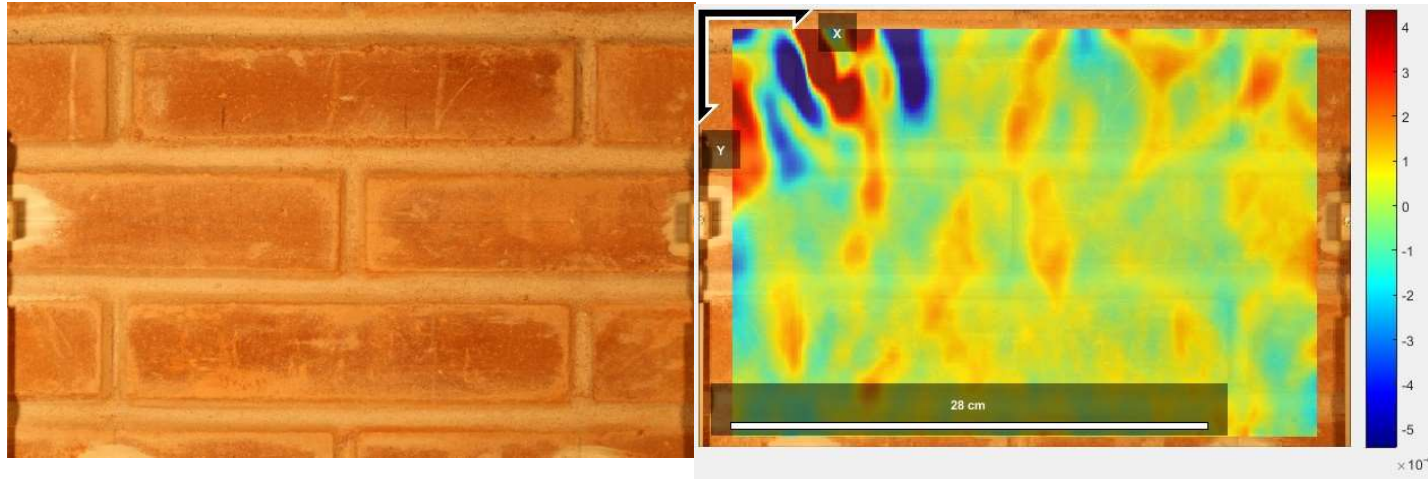


(c) Deformação vertical



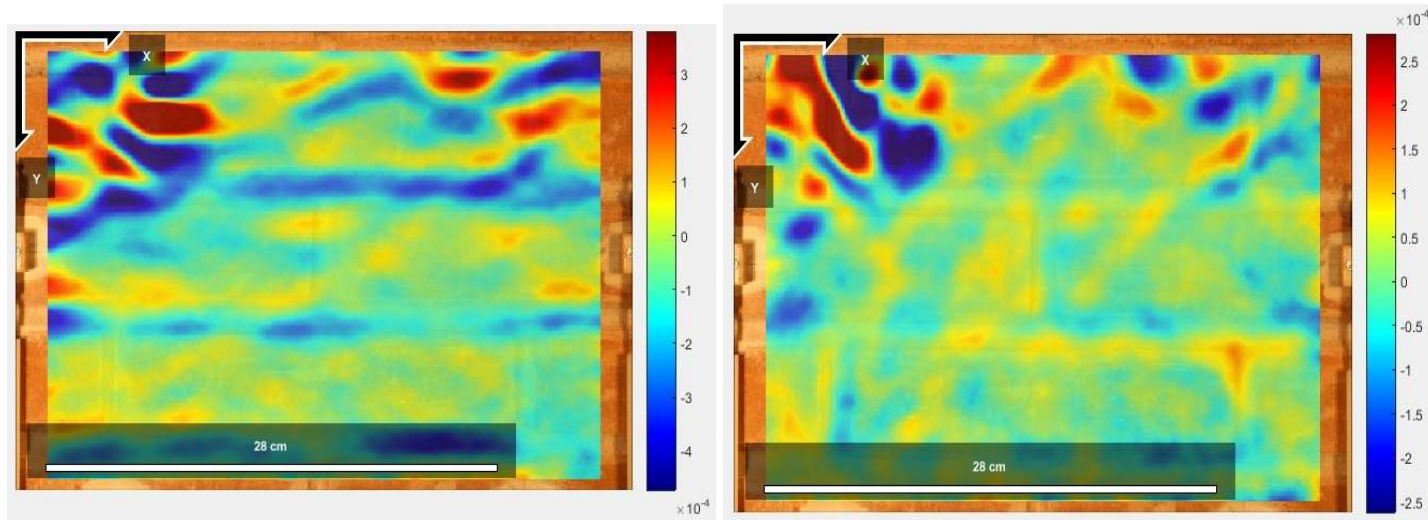
(d) Deformação por cisalhamento

Figura 93 – Deformações apresentadas na Paredo n°8 quando submetida a uma tensão de 0,19 MPa



(a) Imagem deformada (Foto 01)

(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

(d) Deformação por cisalhamento

Figura 94 – Deformações apresentadas na Parede n°8 quando submetida a uma tensão de 0,28 MPa

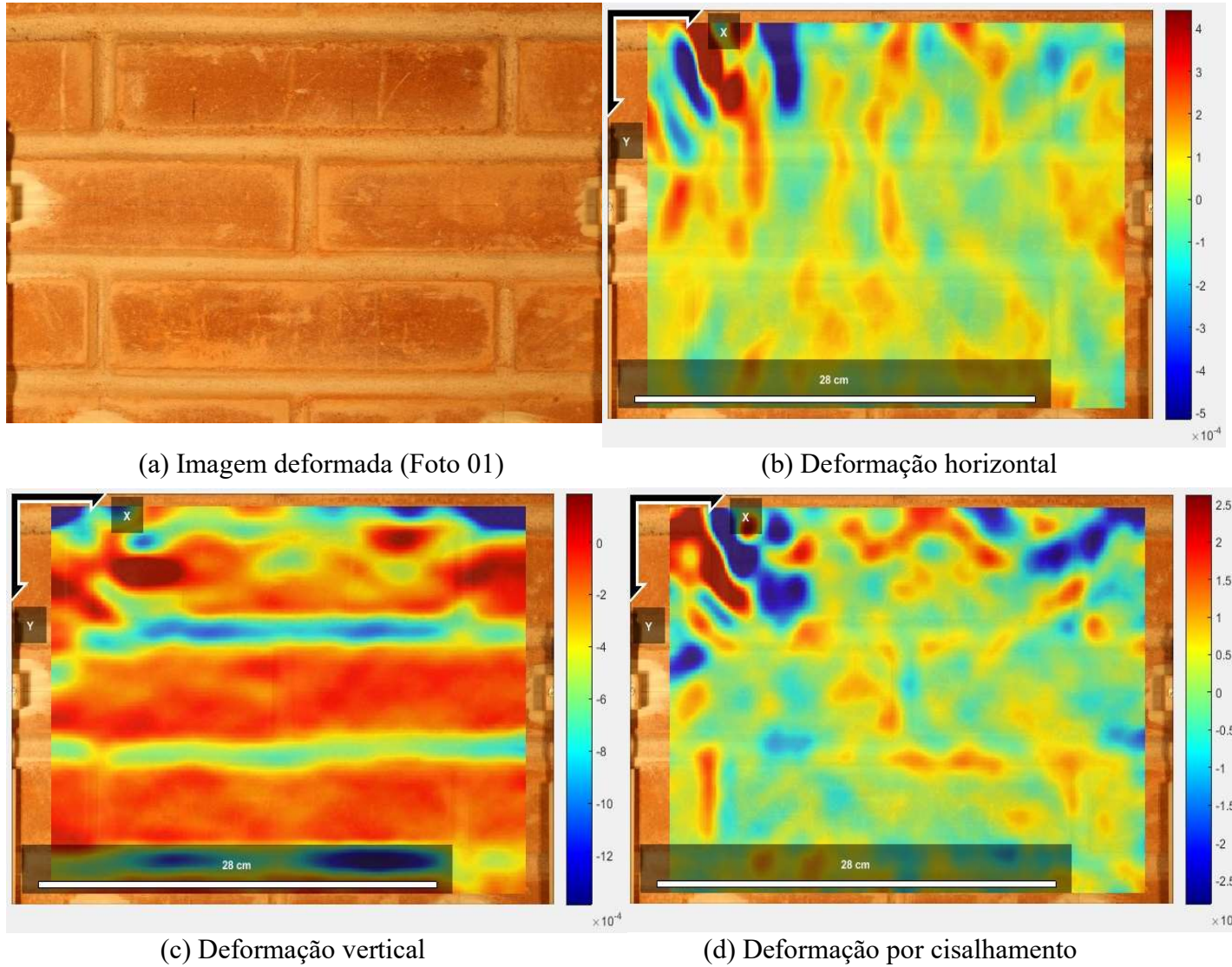
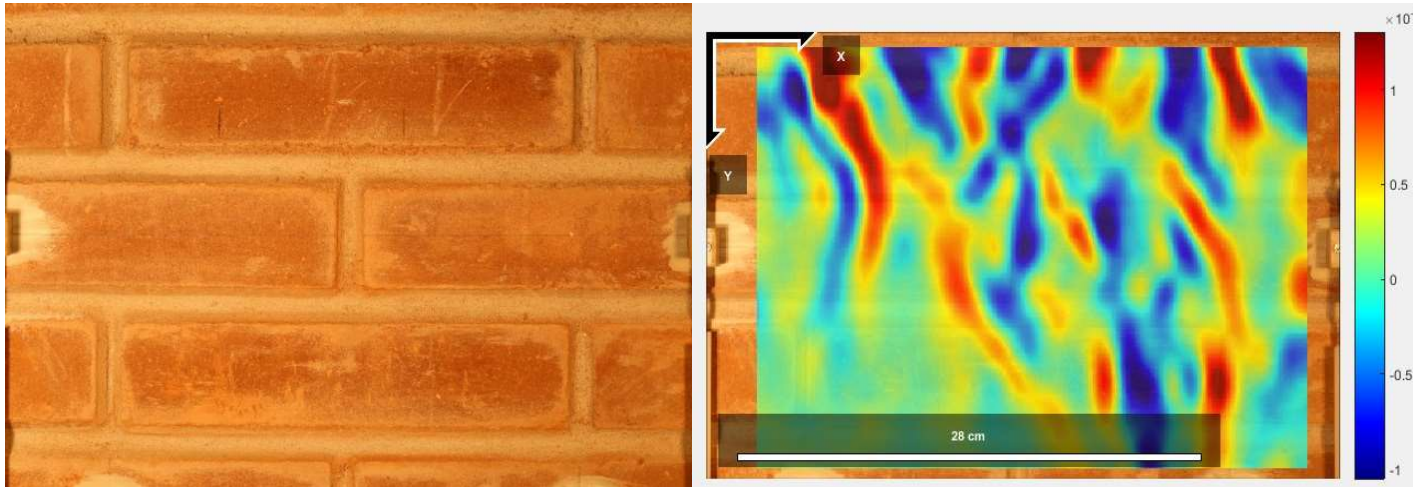
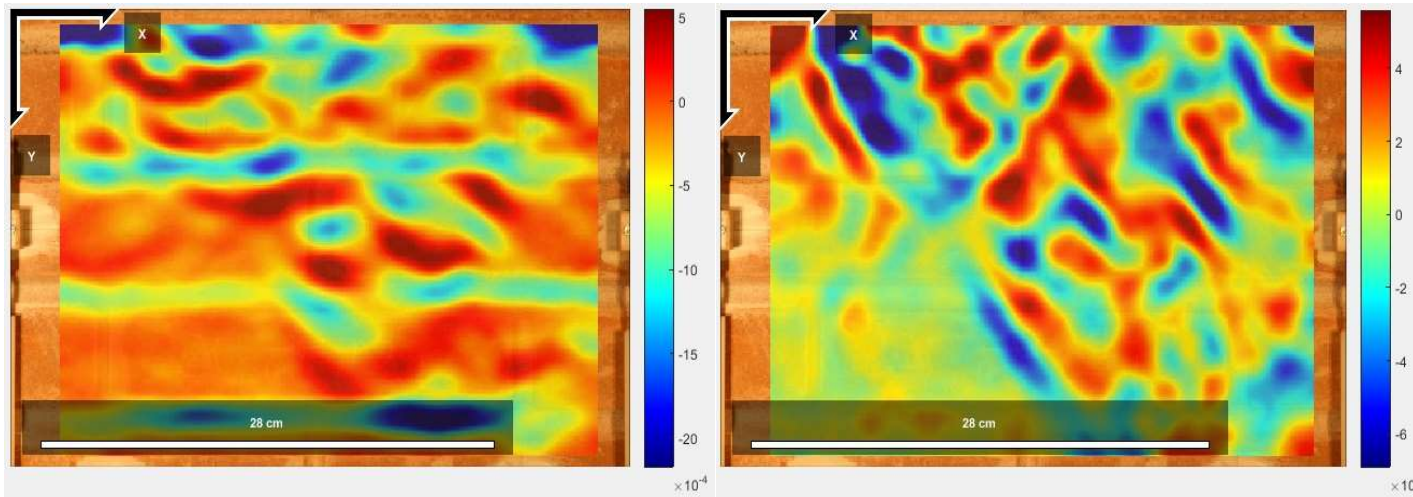


Figura 95 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,38 MPa



(a) Imagem deformada (Foto 01)

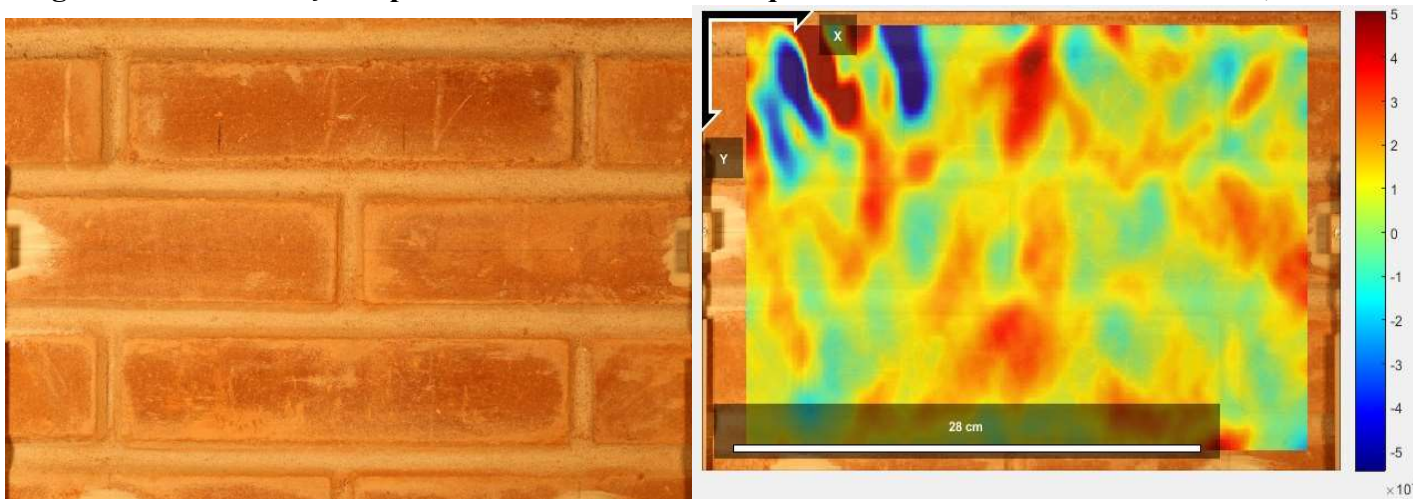
(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

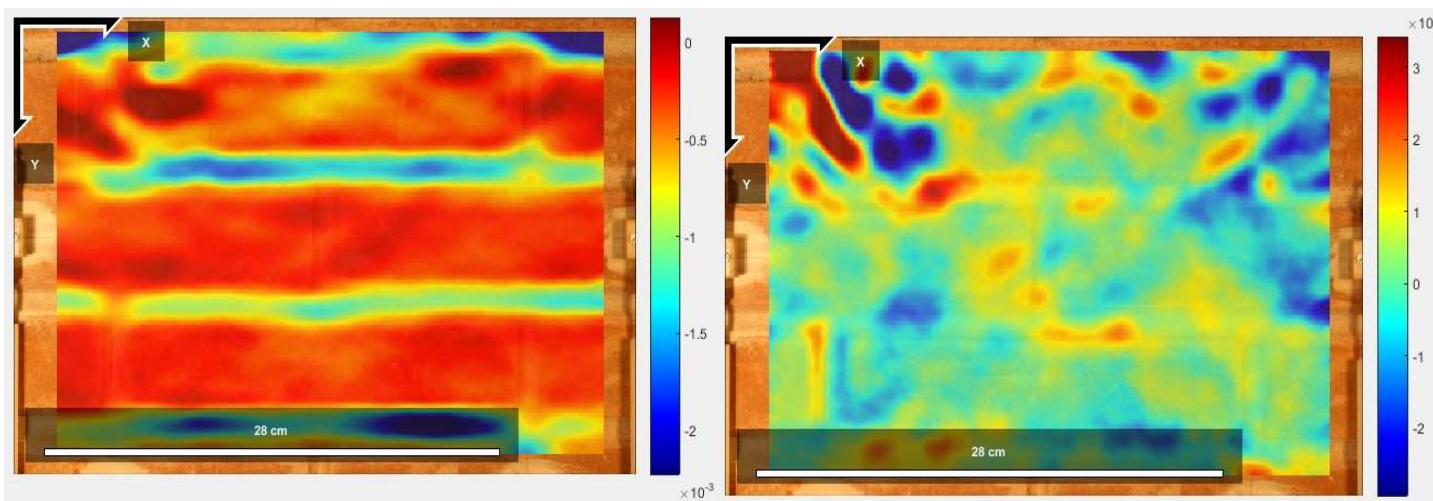
(d) Deformação por cisalhamento

Figura 96 – Deformações apresentadas na Parede n°8 quando submetida a uma tensão de 0,47 MPa



(a) Imagem deformada (Foto 01)

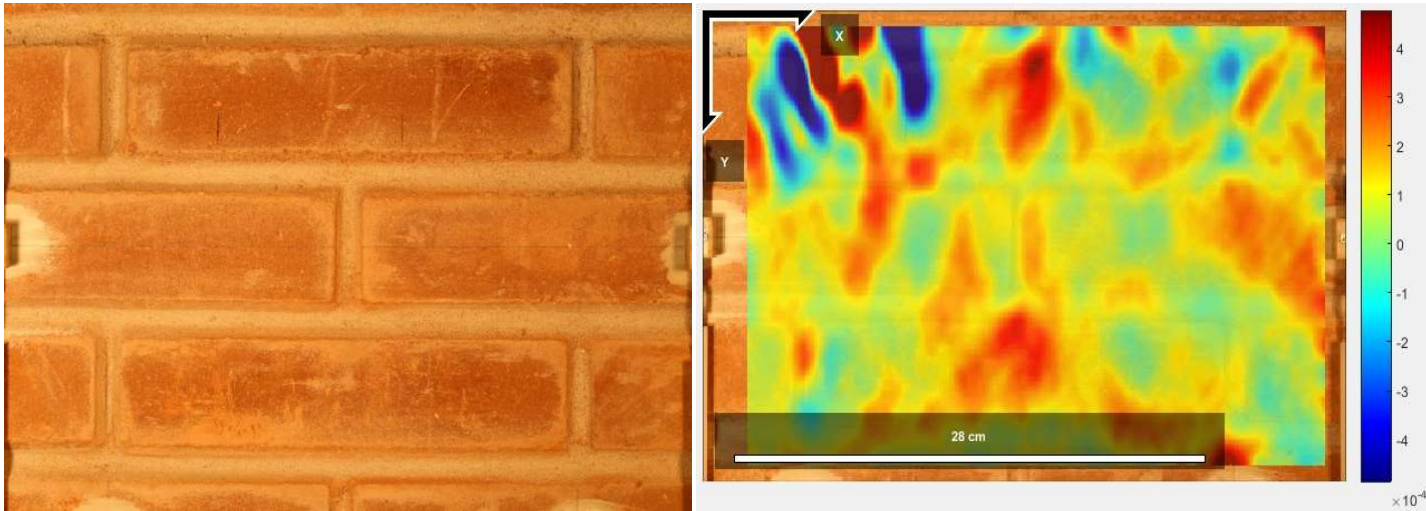
(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

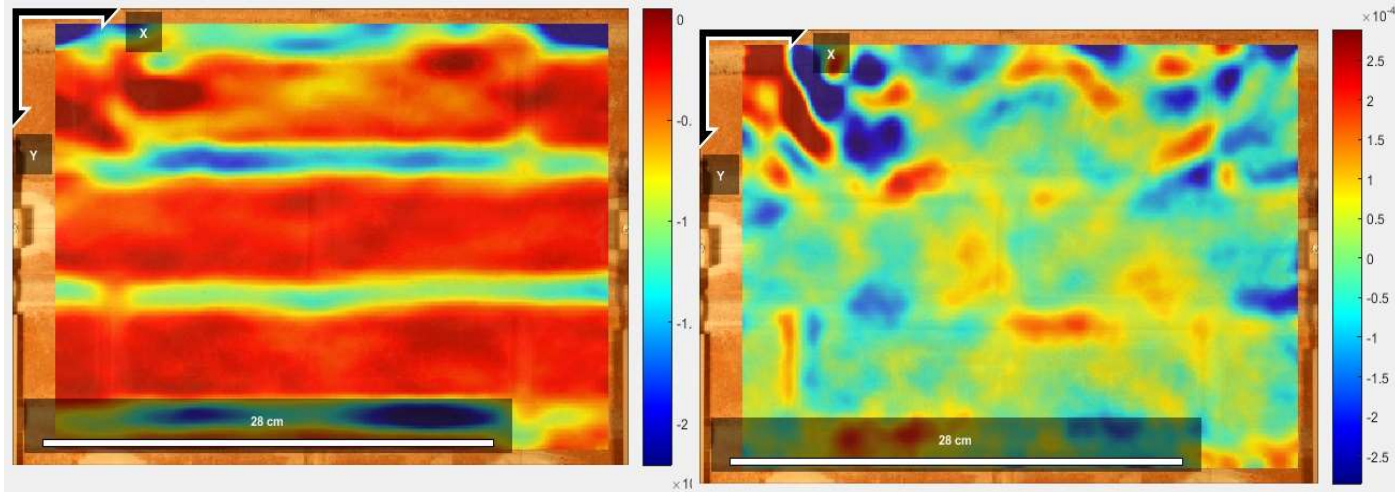
(d) Deformação por cisalhamento

Figura 97 – Deformações apresentadas na Parede n°8 quando submetida a uma tensão de 0,51 MPa



(a) Imagem deformada (Foto 01)

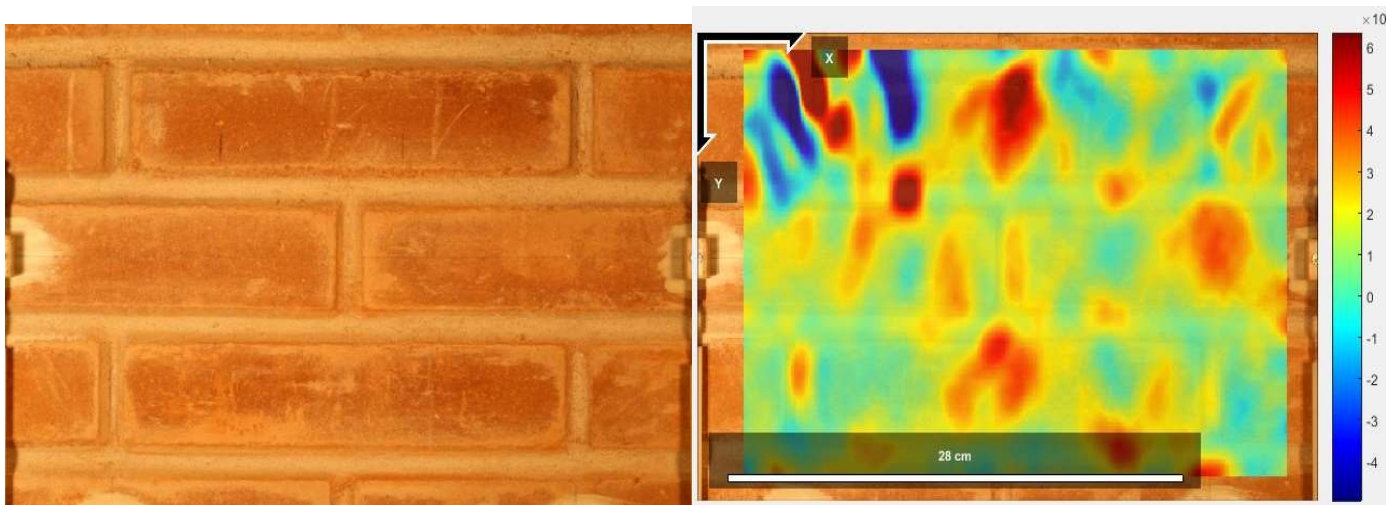
(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

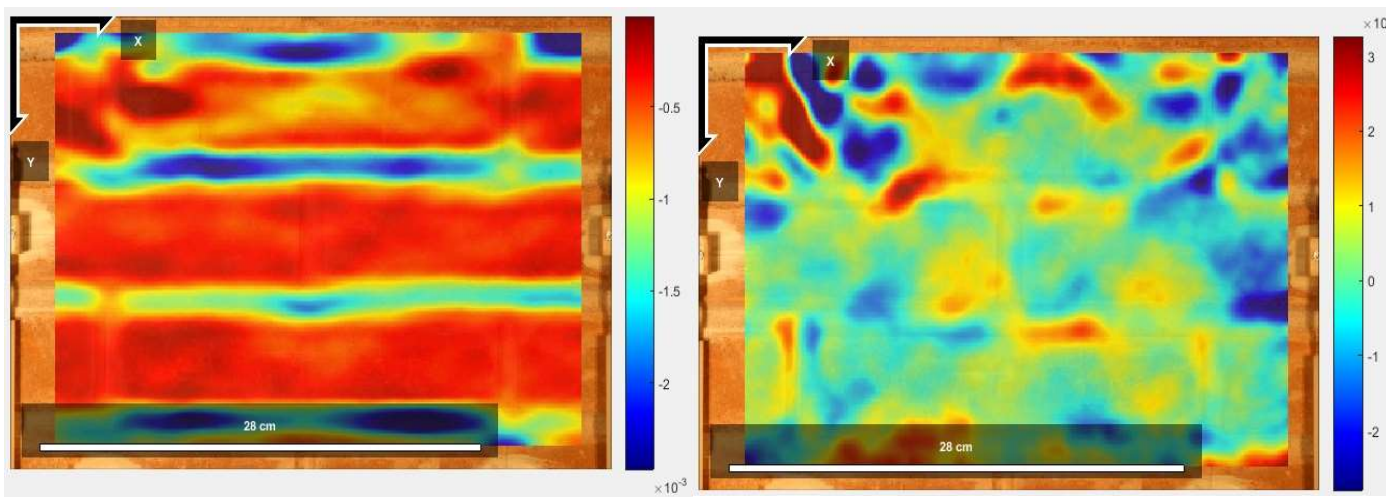
(d) Deformação por cisalhamento

Figura 98 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,56 MPa



(a) Imagem deformada (Foto 01)

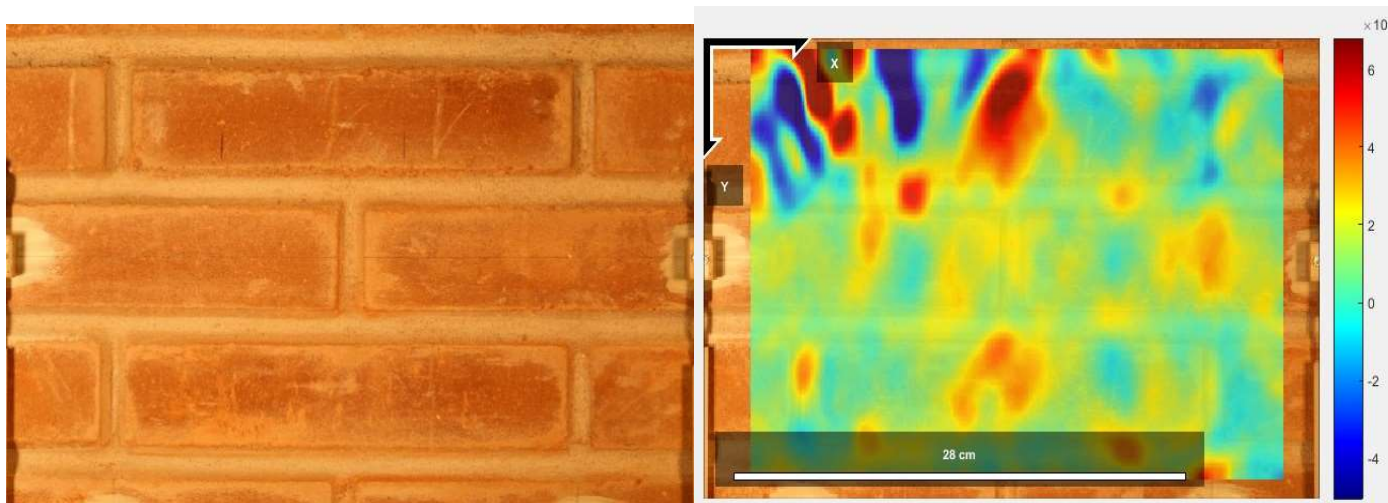
(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

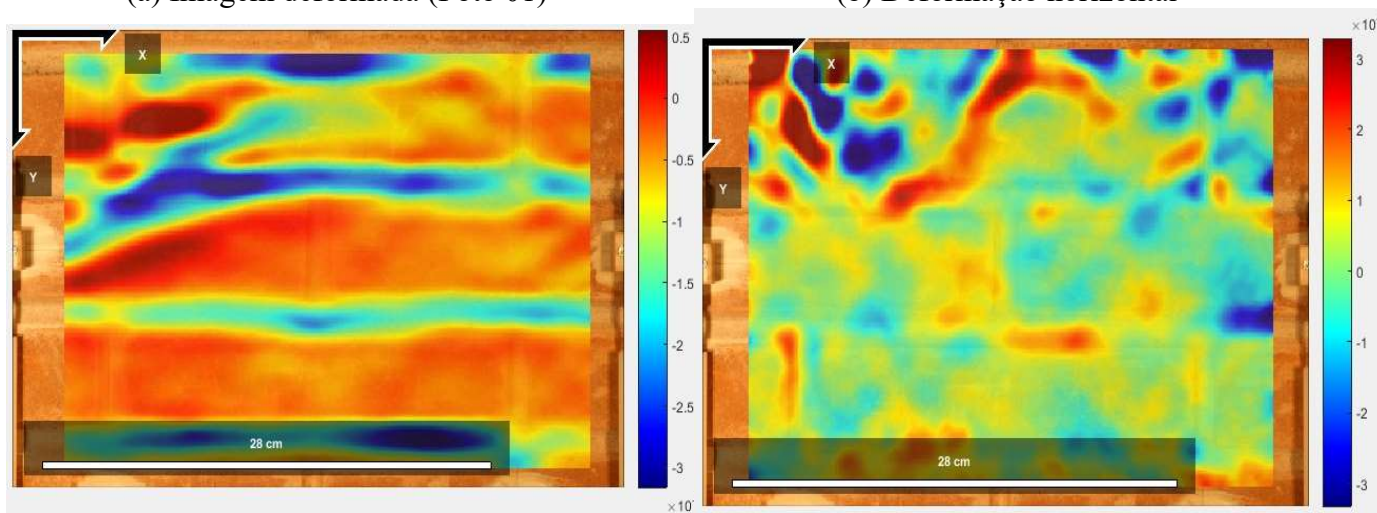
(d) Deformação por cisalhamento

Figura 99 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 0,60 MPa



(a) Imagem deformada (Foto 01)

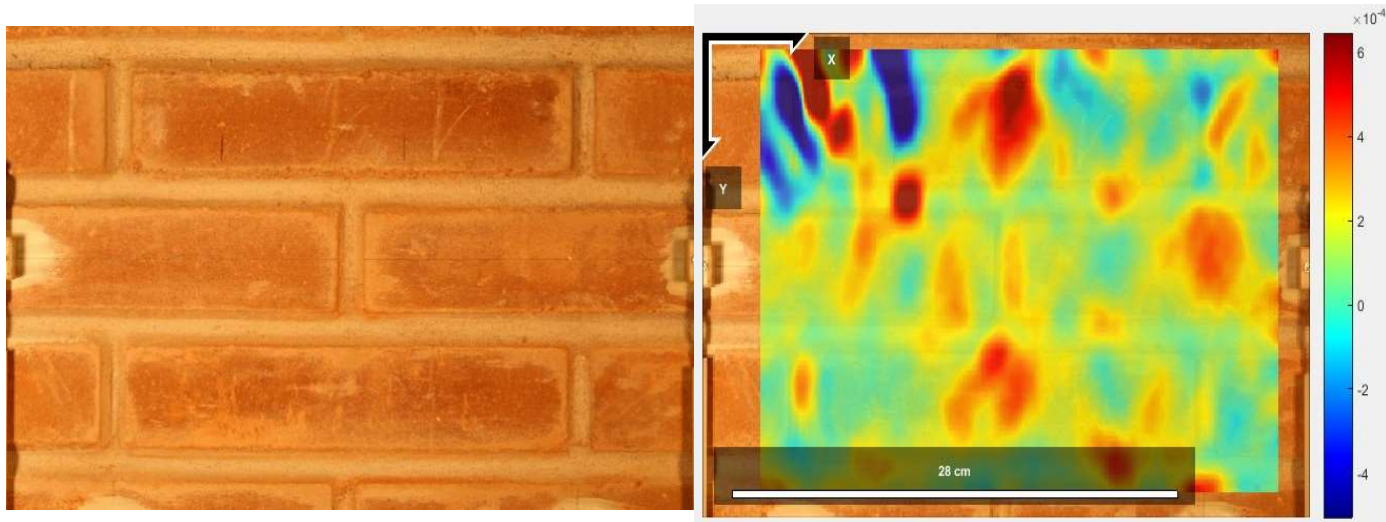
(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

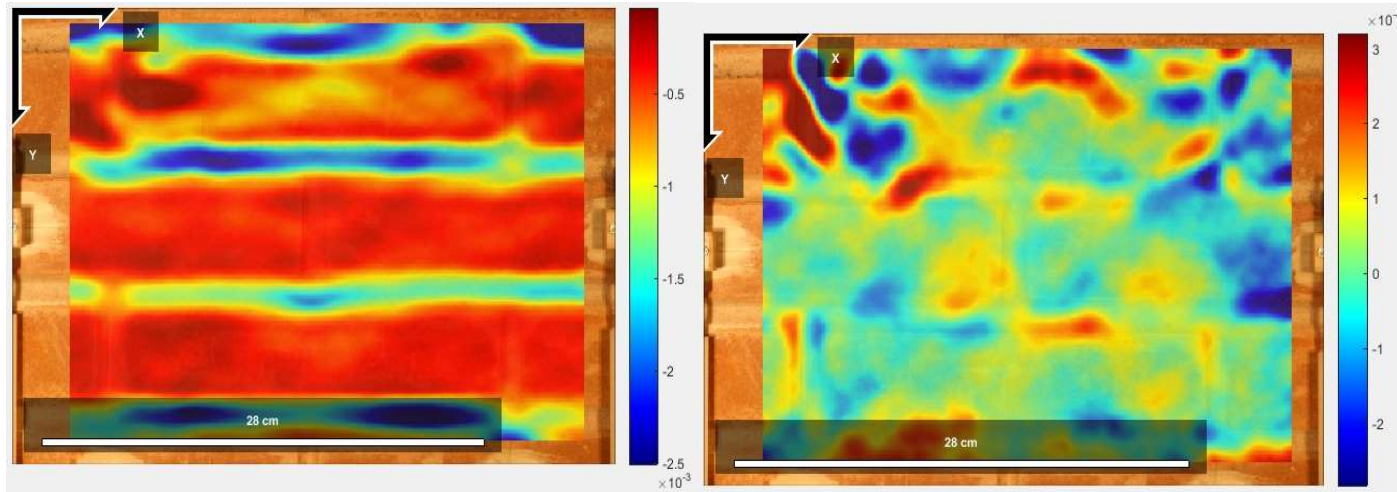
(d) Deformação por cisalhamento

Figura 100 – Deformações apresentadas na Parede n°8 quando submetida a uma tensão de 0,65 MPa



(a) Imagem deformada (Foto 01)

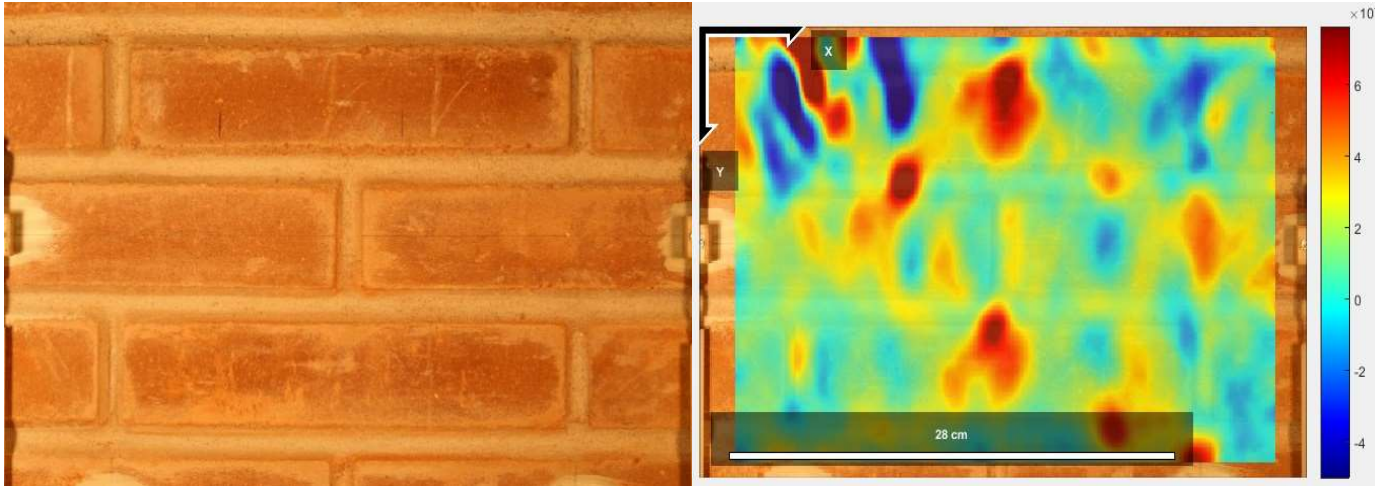
(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

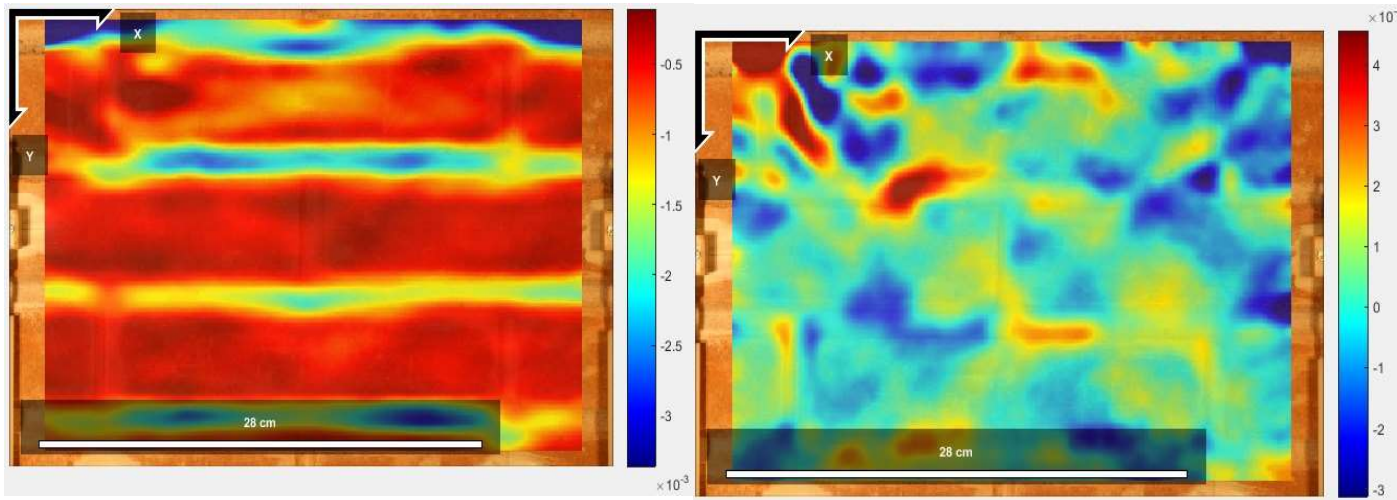
(d) Deformação por cisalhamento

Figura 101 – Deformações apresentadas na Parede n°8 quando submetida a uma tensão de 0,70 MPa



(a) Imagem deformada (Foto 01)

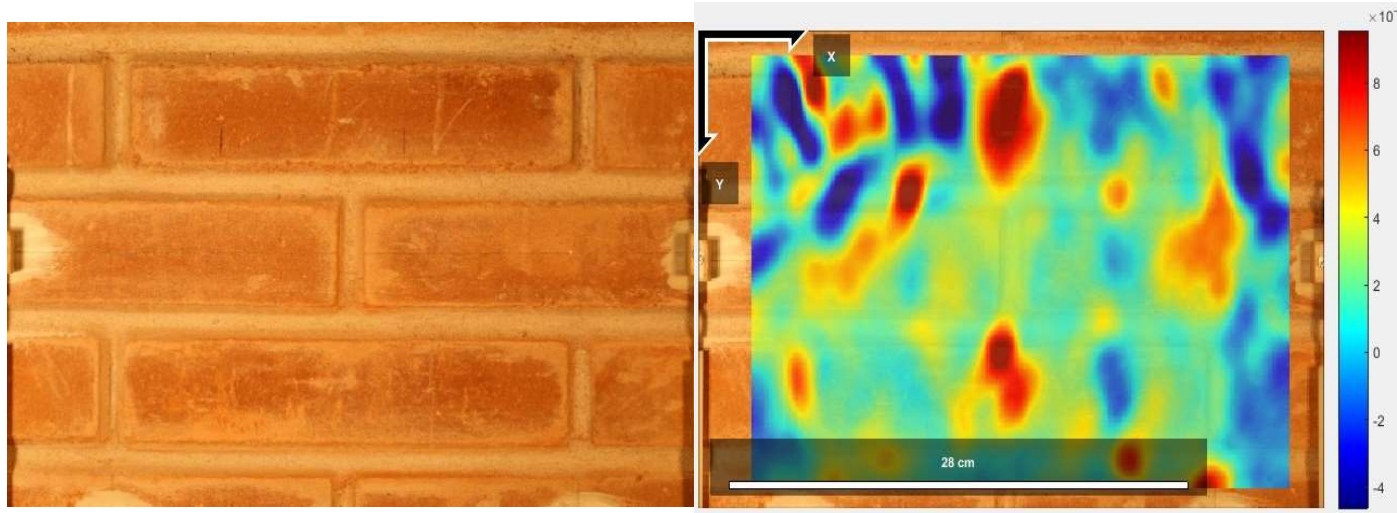
(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

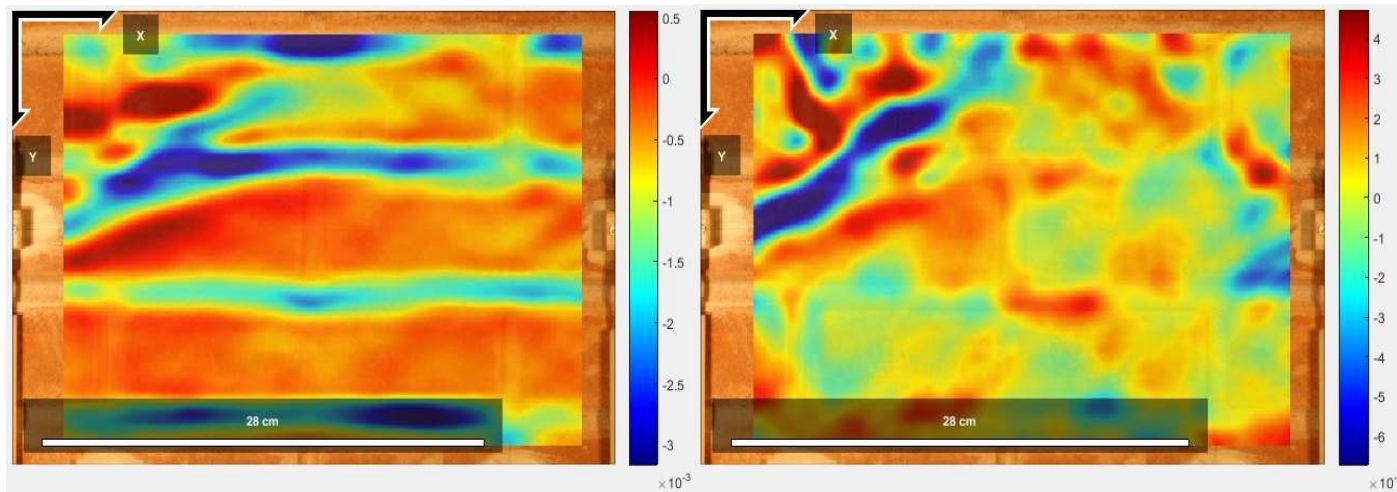
(d) Deformação por cisalhamento

Figura 102 – Deformações apresentadas na Parede n°8 quando submetida a uma tensão de 0,74 MPa



(a) Imagem deformada (Foto 01)

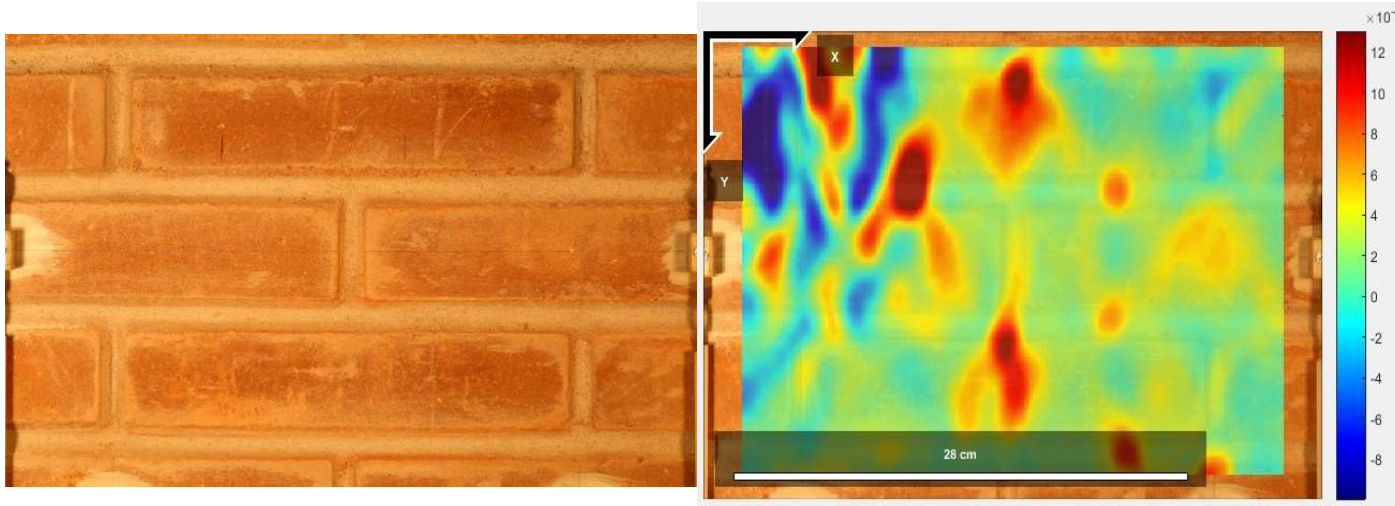
(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

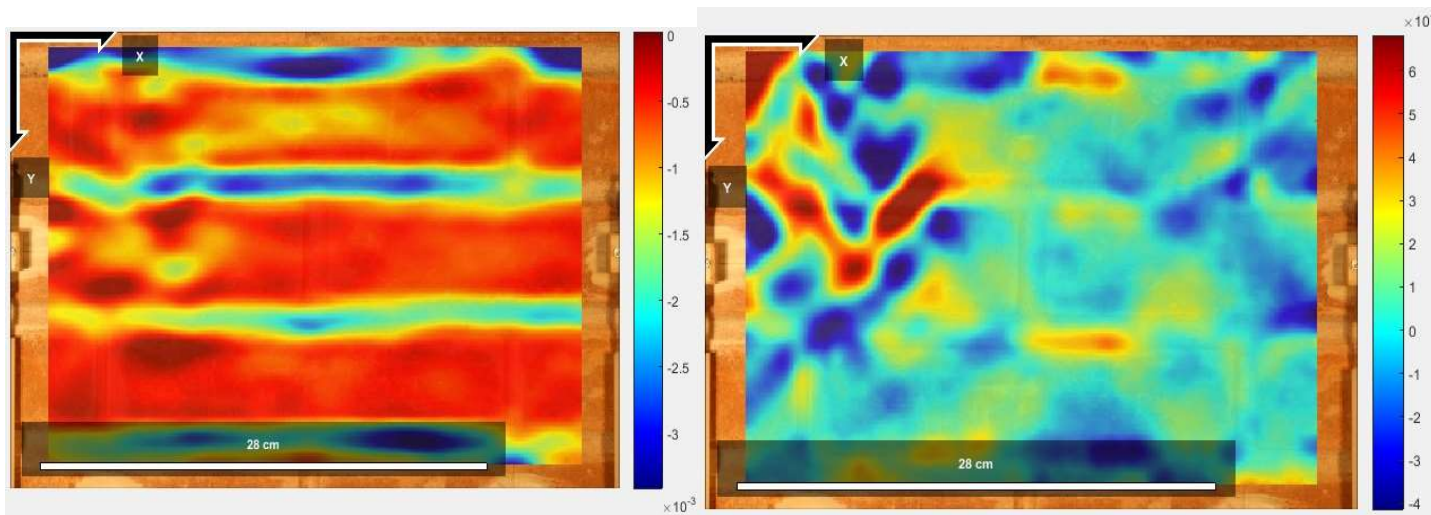
(d) Deformação por cisalhamento

Figura 103 – Deformações apresentadas na Parede n°8 quando submetida a uma tensão de 0,79 MPa



(a) Imagem deformada (Foto 01)

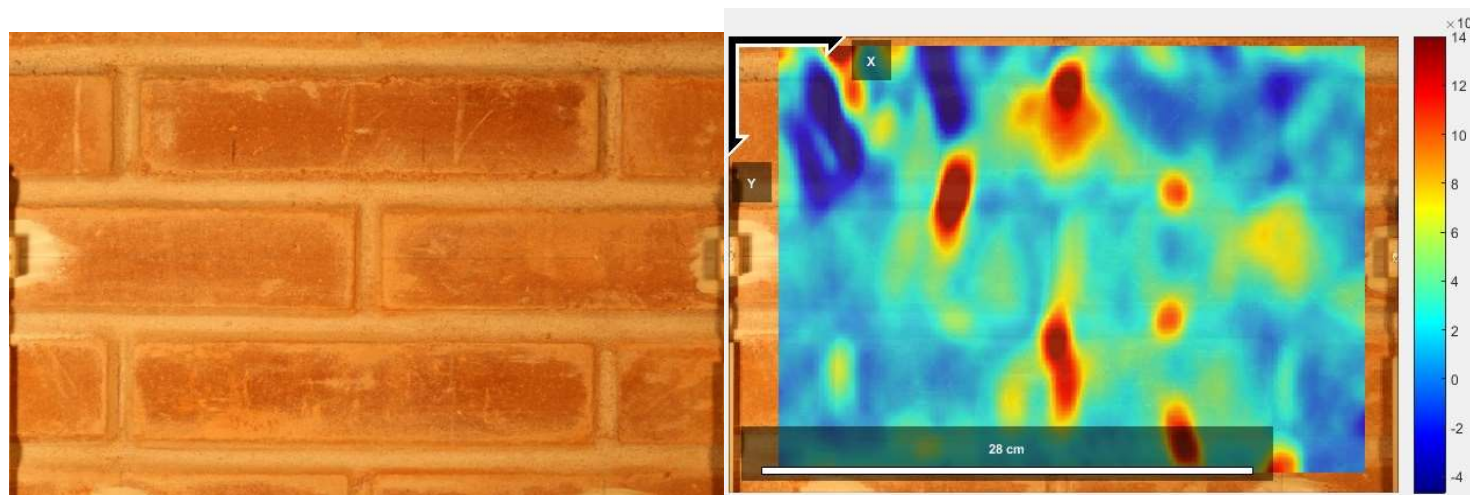
(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

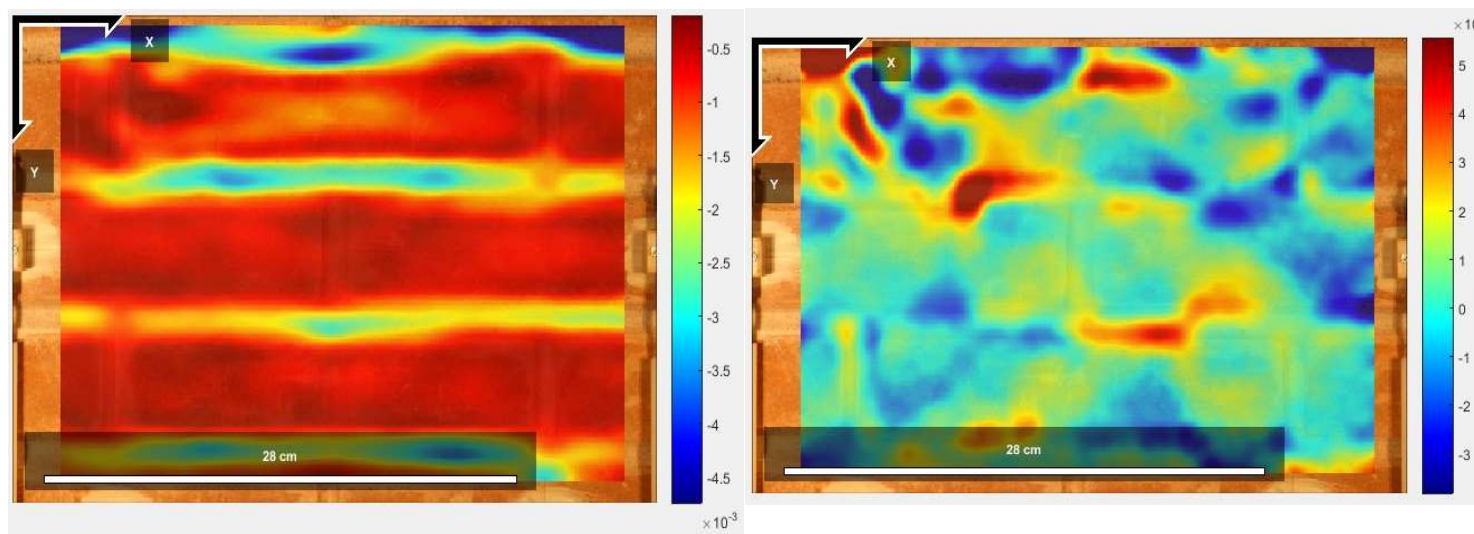
(d) Deformação por cisalhamento

Figura 104 – Deformações apresentadas na Parede n°8 quando submetida a uma tensão de 0,83 MPa



(a) Imagem deformada (Foto 14)

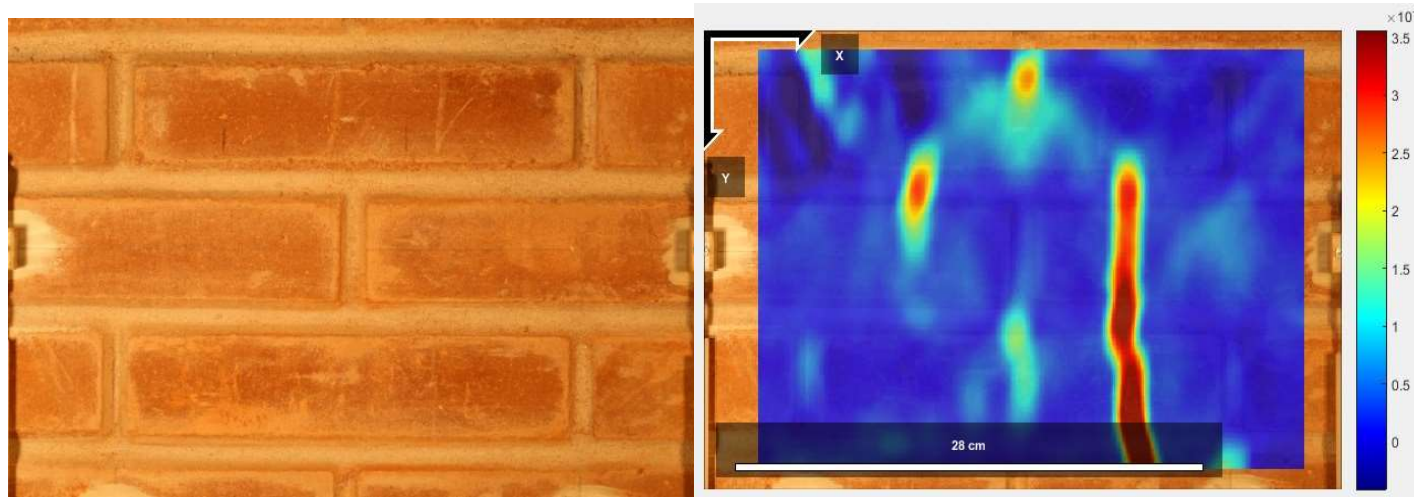
(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

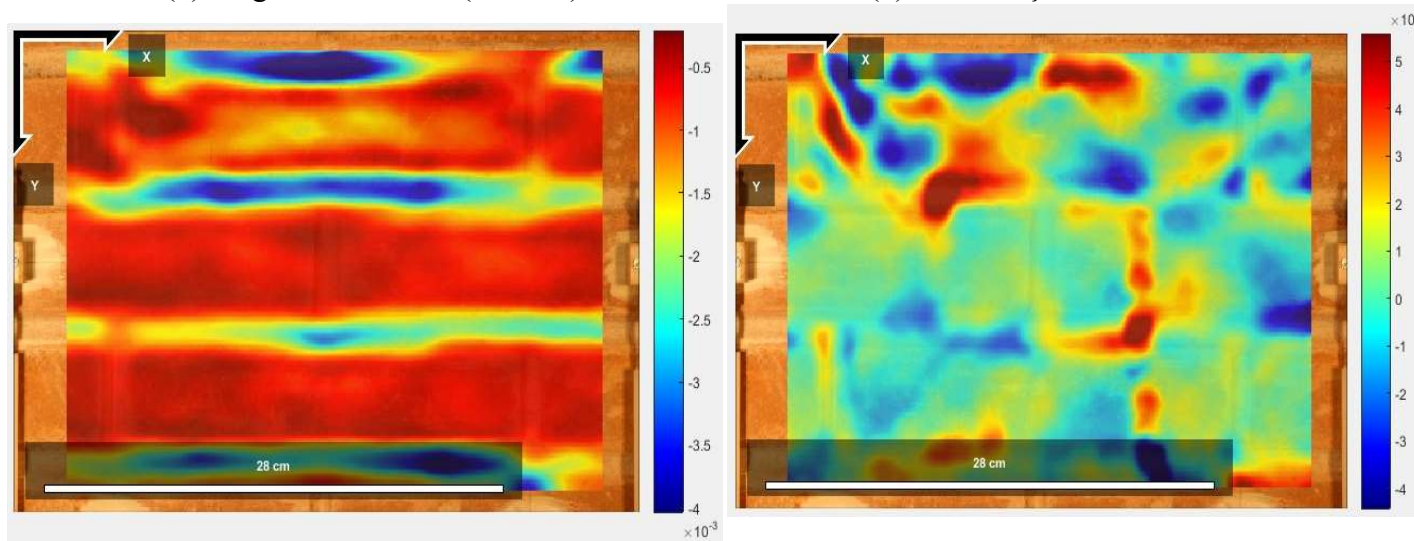
(d) Deformação por cisalhamento

Figura 105 – Deformações apresentadas na Parede n°8 quando submetida a uma tensão de 0,88 MPa



(b) Imagem deformada (Foto 15)

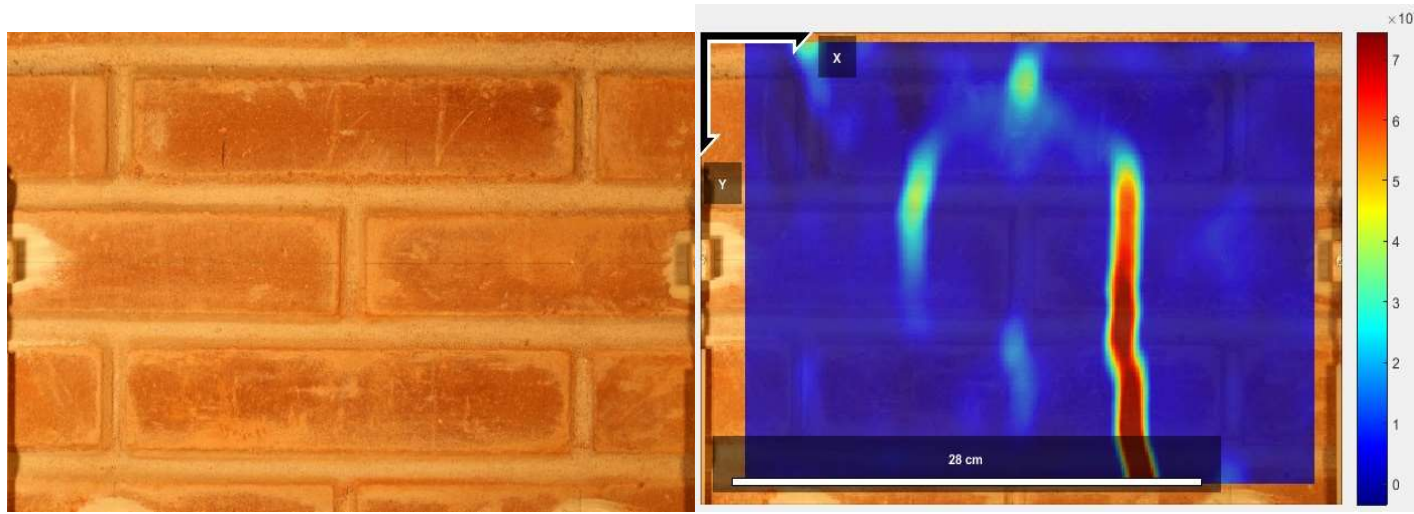
(b) Deformação horizontal



(C) Deformação vertical

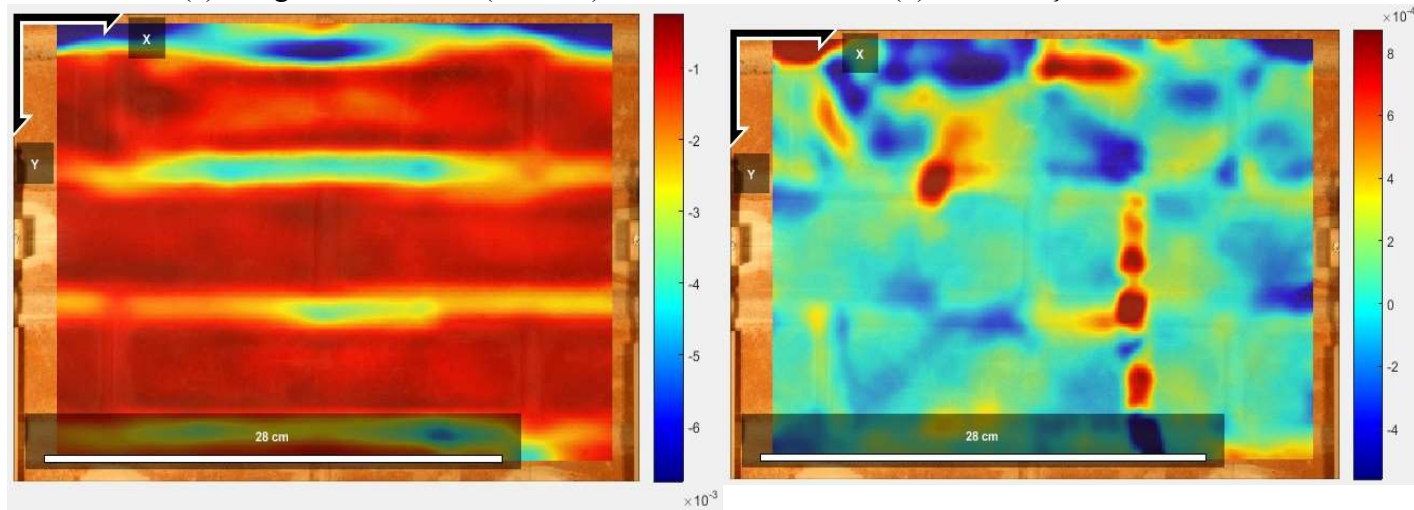
(d) Deformação por cisalhamento

Figura 106 – Deformações apresentadas na Parede n°8 quando submetida a uma tensão de 0,93 MPa



(a) Imagem deformada (Foto 15)

(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

(d) Deformação por cisalhamento

Figura 107 – Deformações apresentadas na Parede n°8 quando submetida a uma tensão de 0,97 MPa

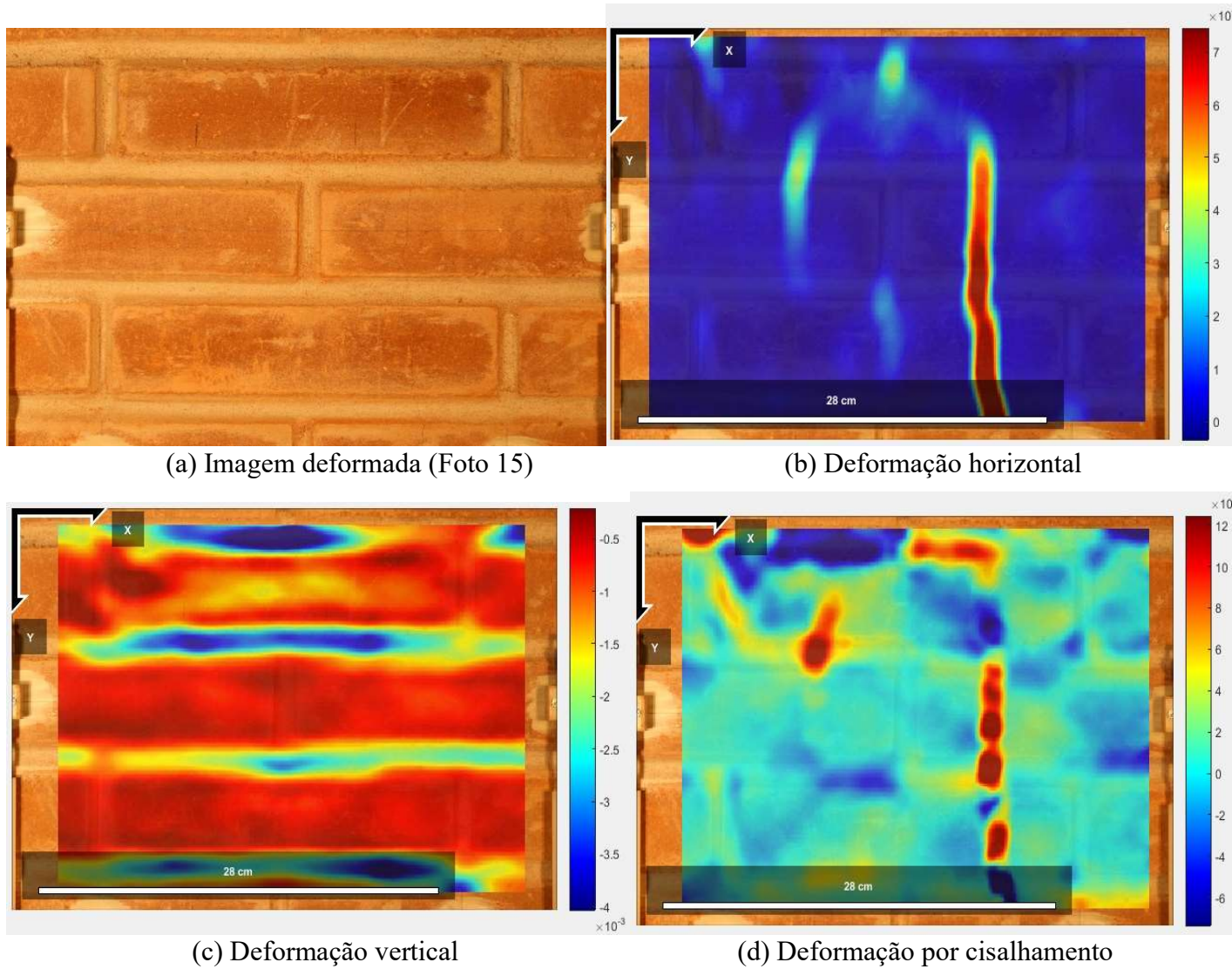
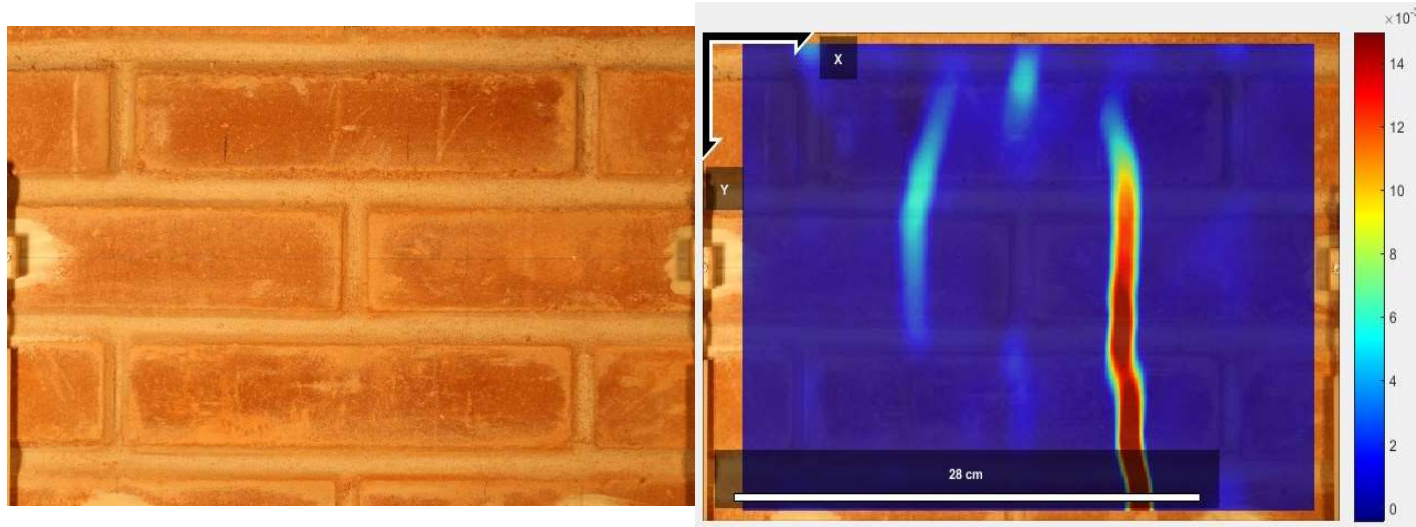
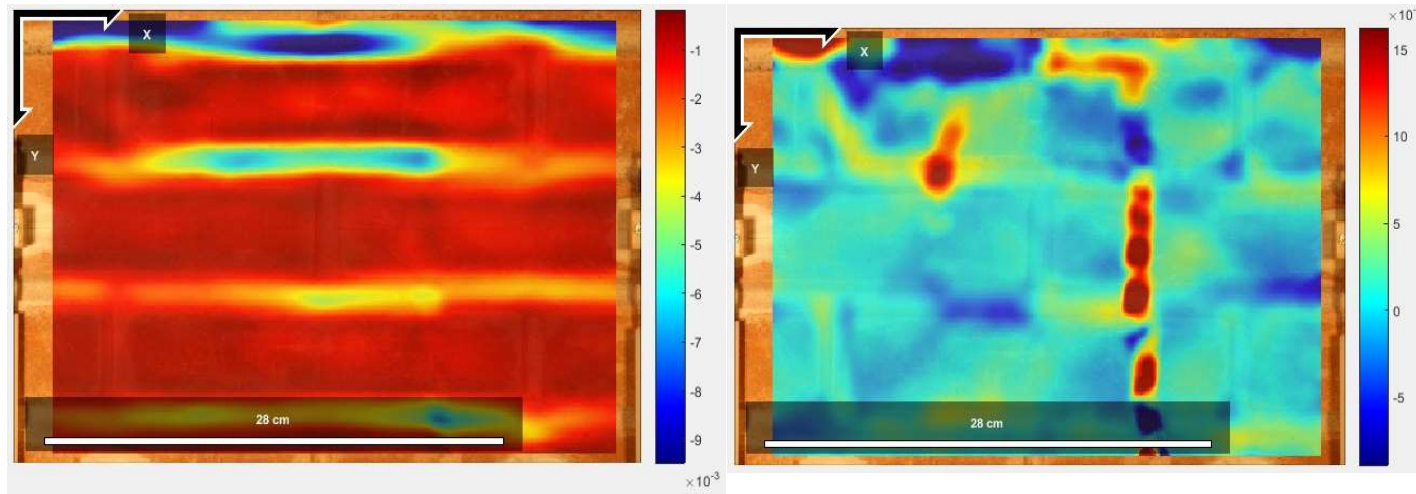


Figura 108 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 1,02 MPa



(a) Imagem deformada (Foto 15)

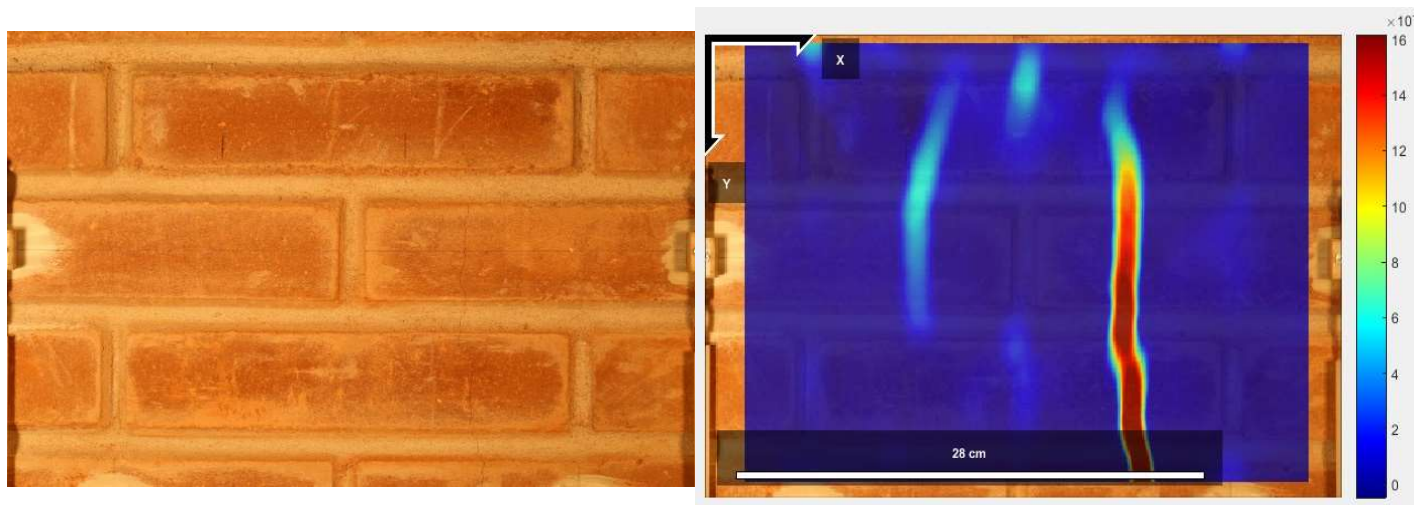
(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

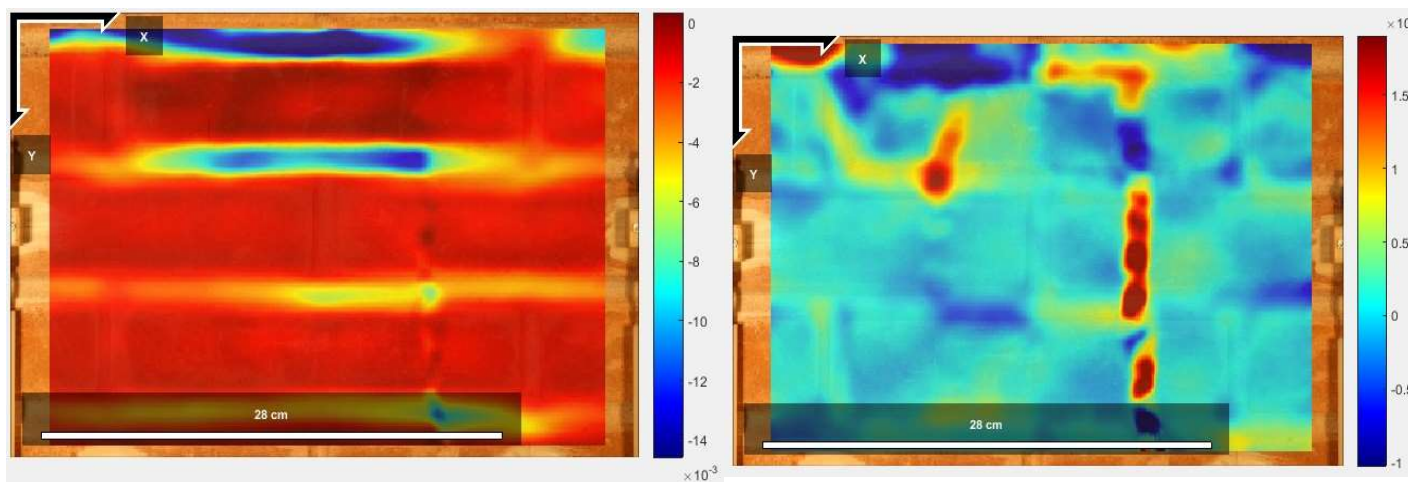
(d) Deformação por cisalhamento

Figura 109 – Deformações apresentadas na Parede n°8 quando submetida a uma tensão de 1,07 MPa



(a) Imagem deformada (Foto 15)

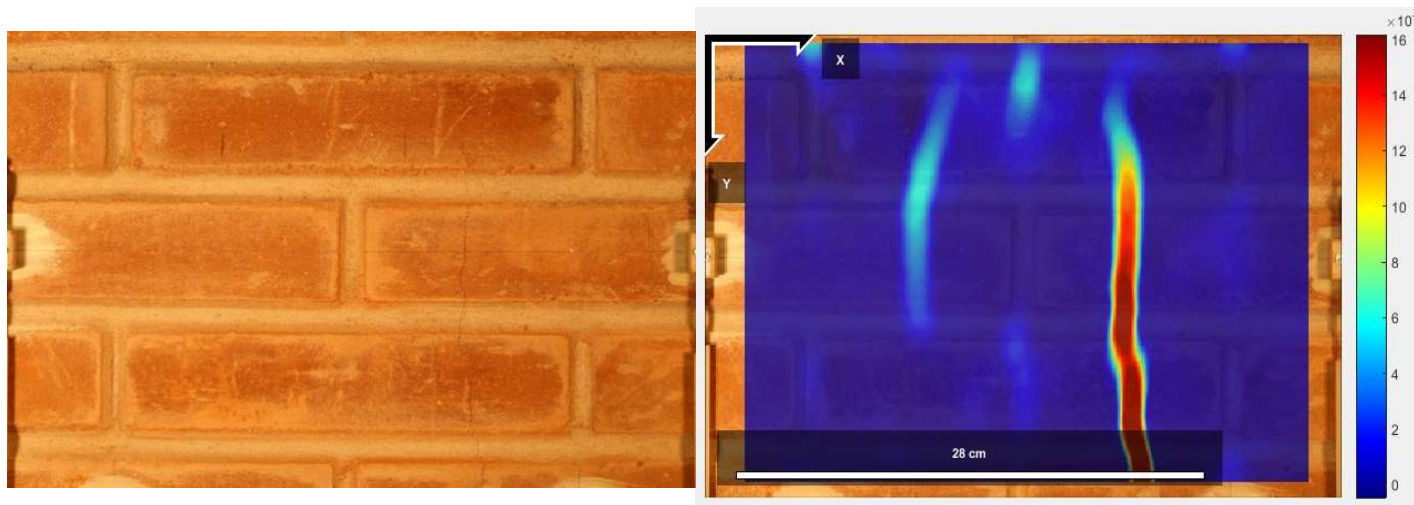
(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

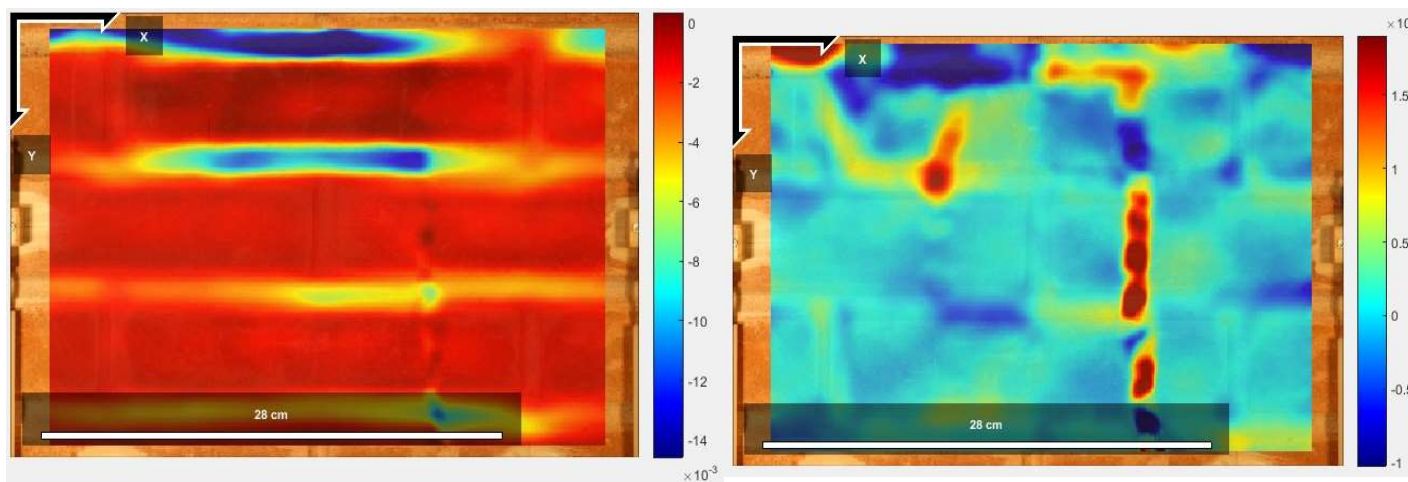
(d) Deformação por cisalhamento

Figura 110 – Deformações apresentadas na Parede nº8 quando submetida a uma tensão de 1,11 MPa



(a) Imagem deformada (Foto 15)

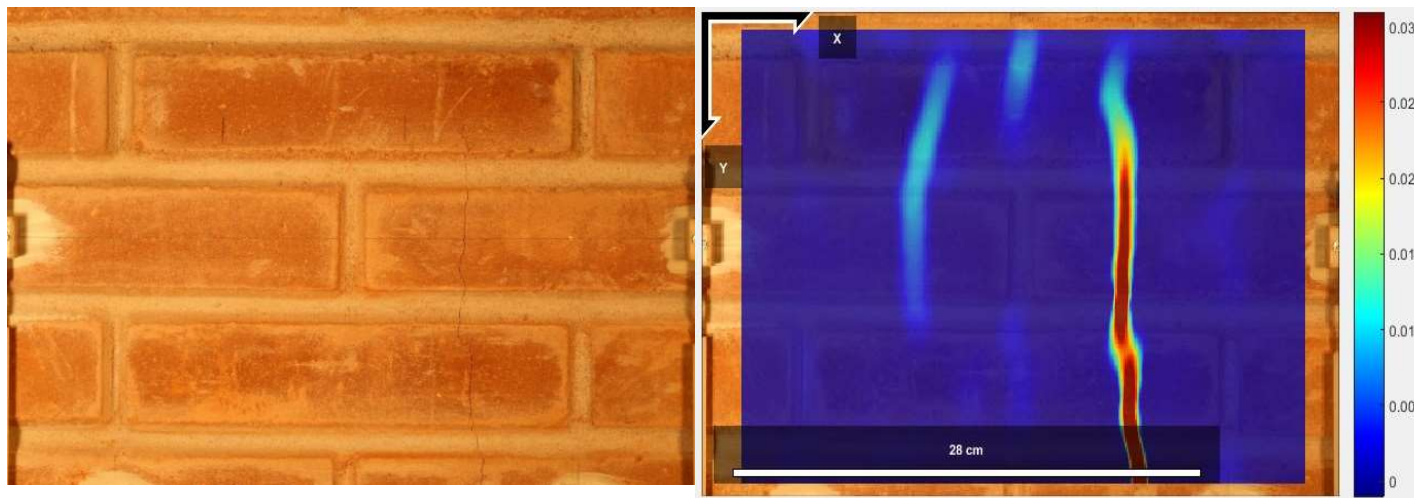
(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

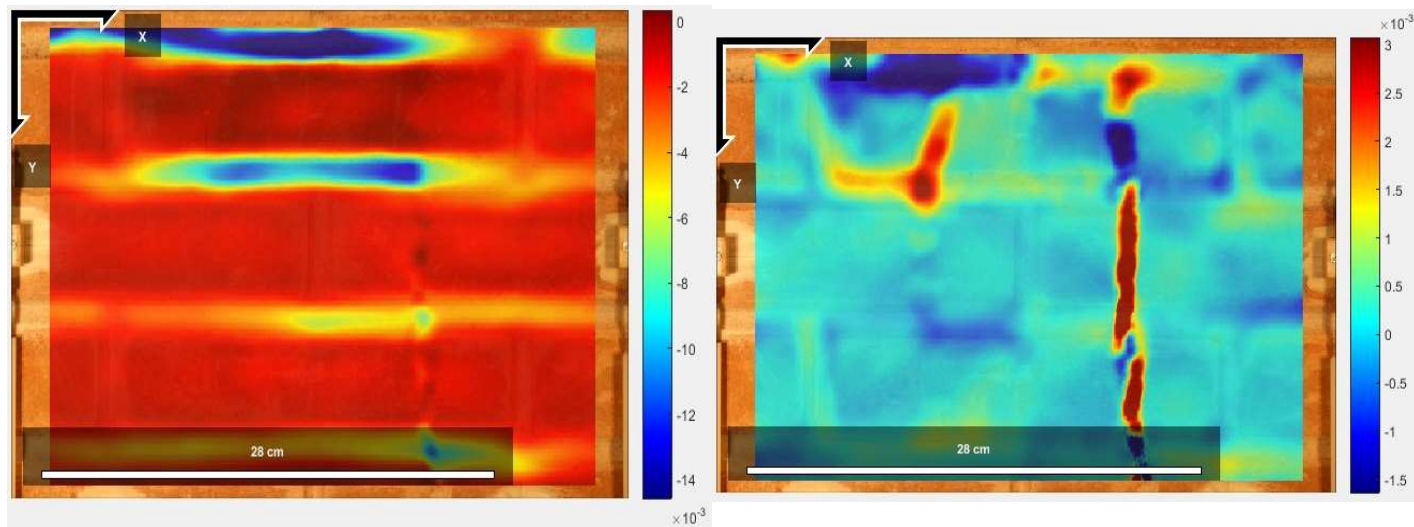
(d) Deformação por cisalhamento

Figura 111 – Deformações apresentadas na Parede n°8 quando submetida a uma tensão de 1,16 MPa



(a) Imagem deformada (Foto 15)

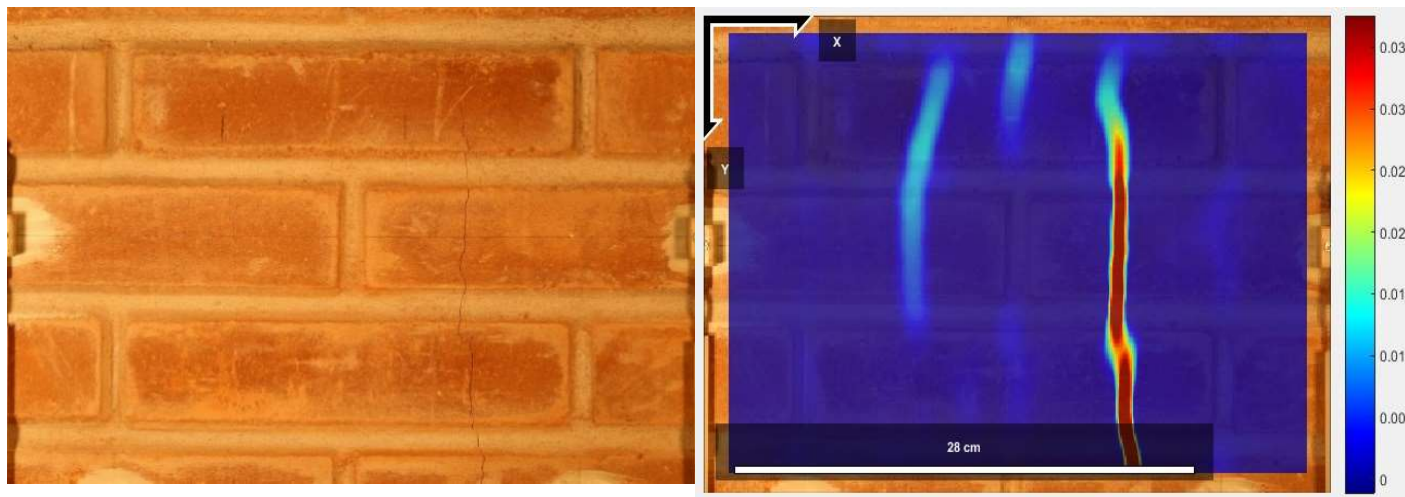
(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

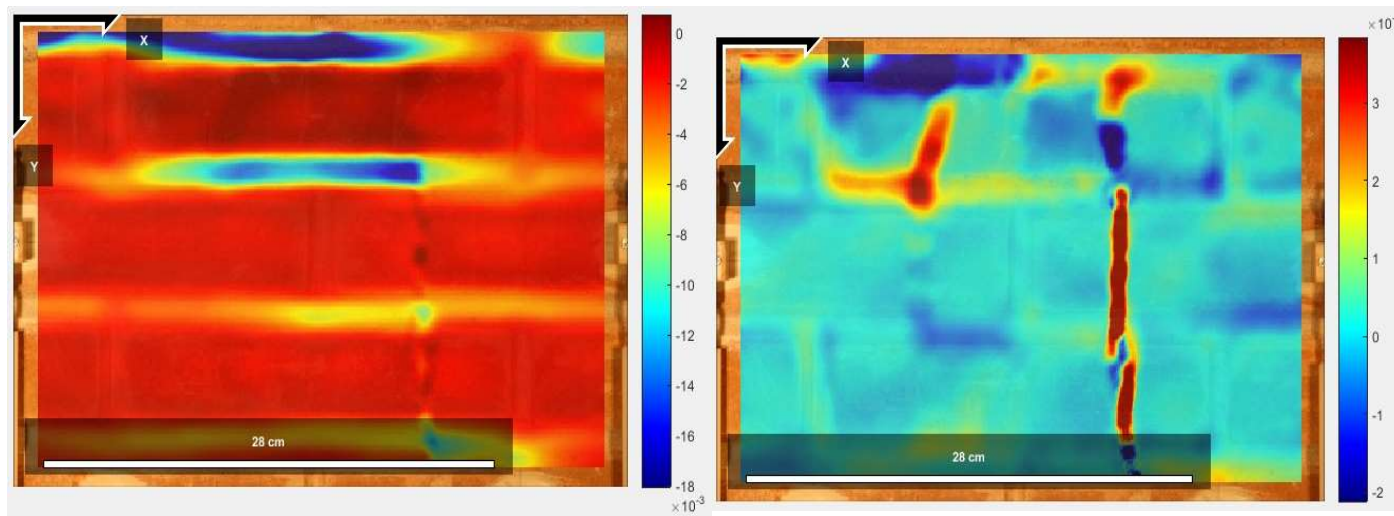
(d) Deformação por cisalhamento

Figura 112 – Deformações apresentadas na Parede n°8 quando submetida a uma tensão de 1,20 MPa



(a) Imagem deformada (Foto 15)

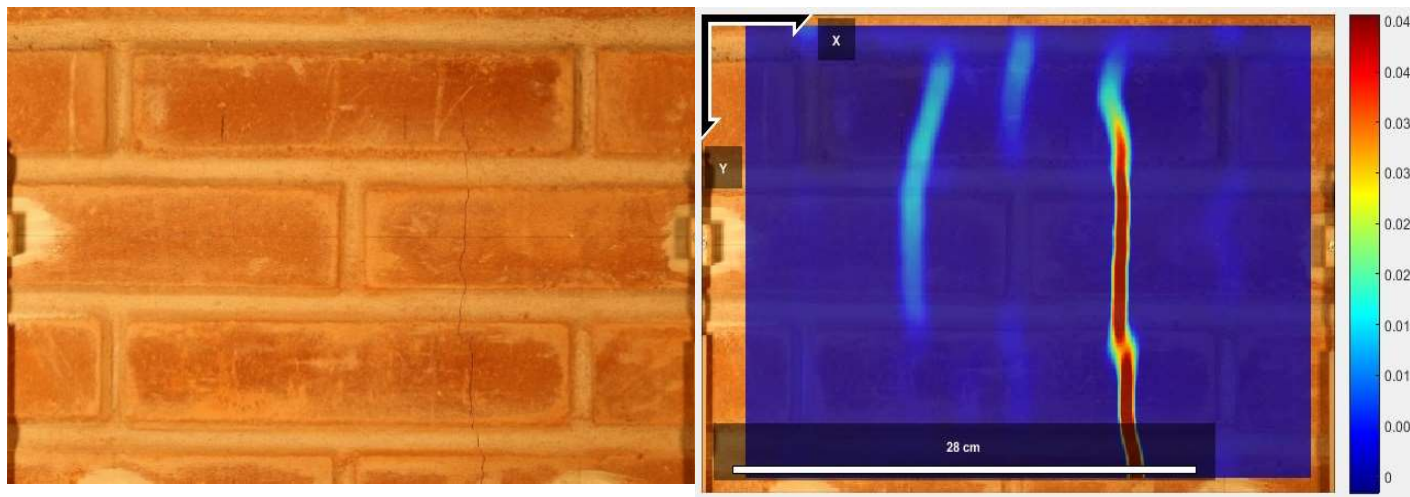
(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

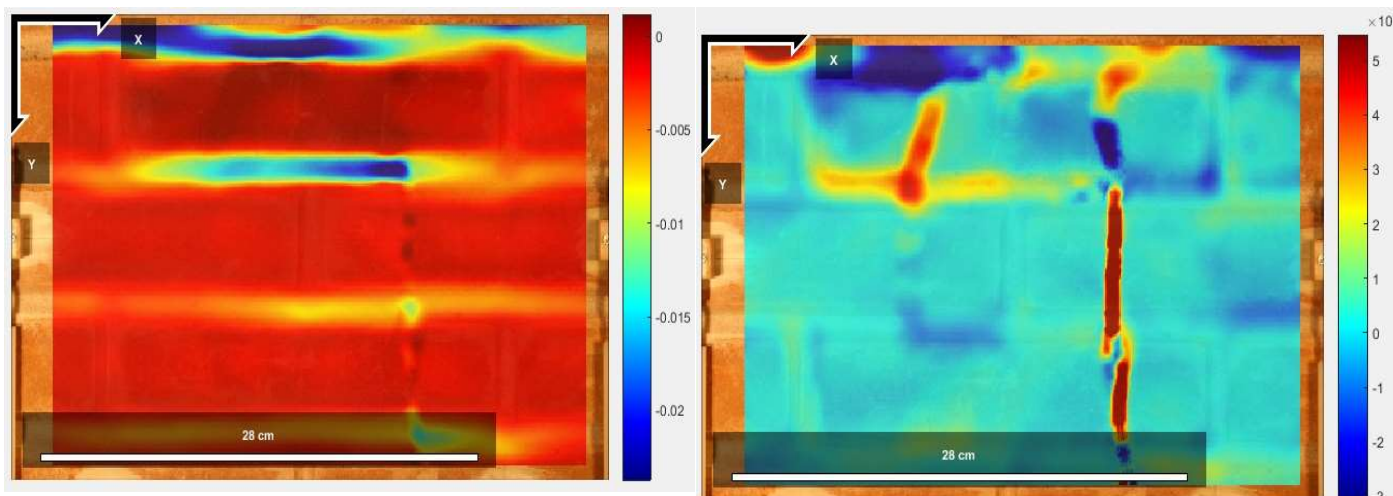
(d) Deformação por cisalhamento

Figura 113 – Deformações apresentadas na Parede n°8 quando submetida a uma tensão de 1,23 MPa



(a) Imagem deformada (Foto 15)

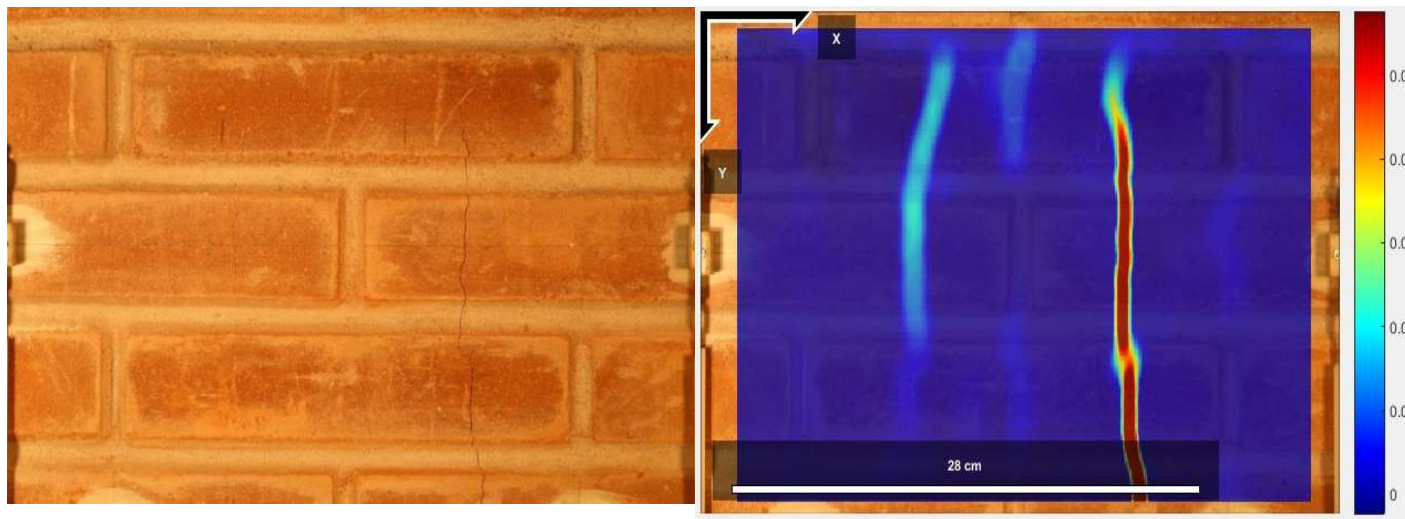
(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

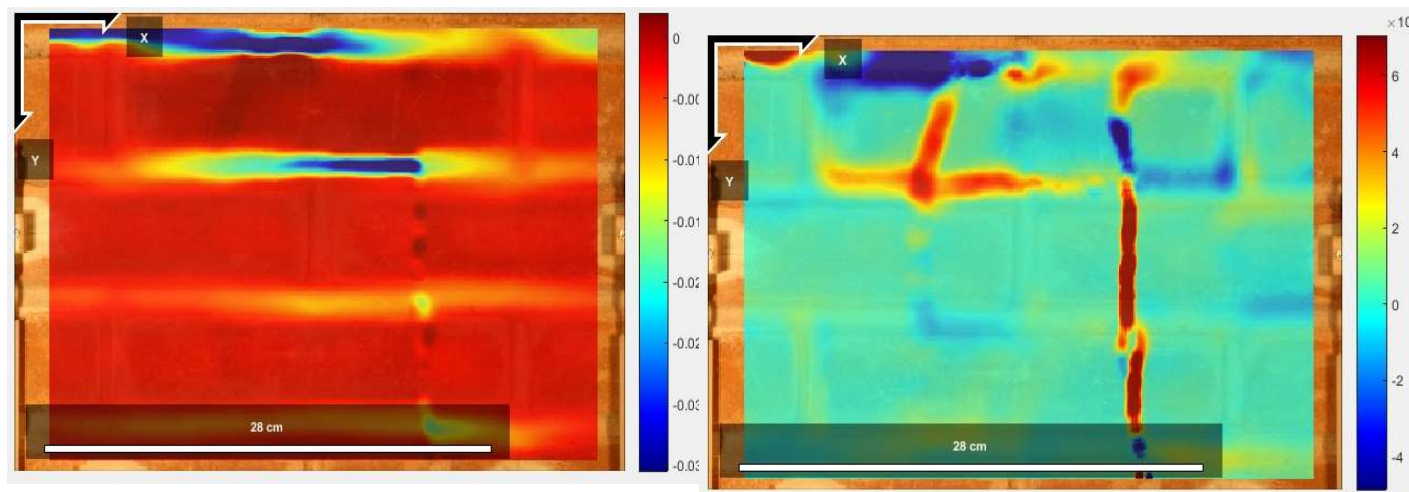
(d) Deformação por cisalhamento

Figura 114 – Deformações apresentadas na Parede n°8 quando submetida a uma tensão de 1,26 MPa



(a) Imagem deformada (Foto 15)

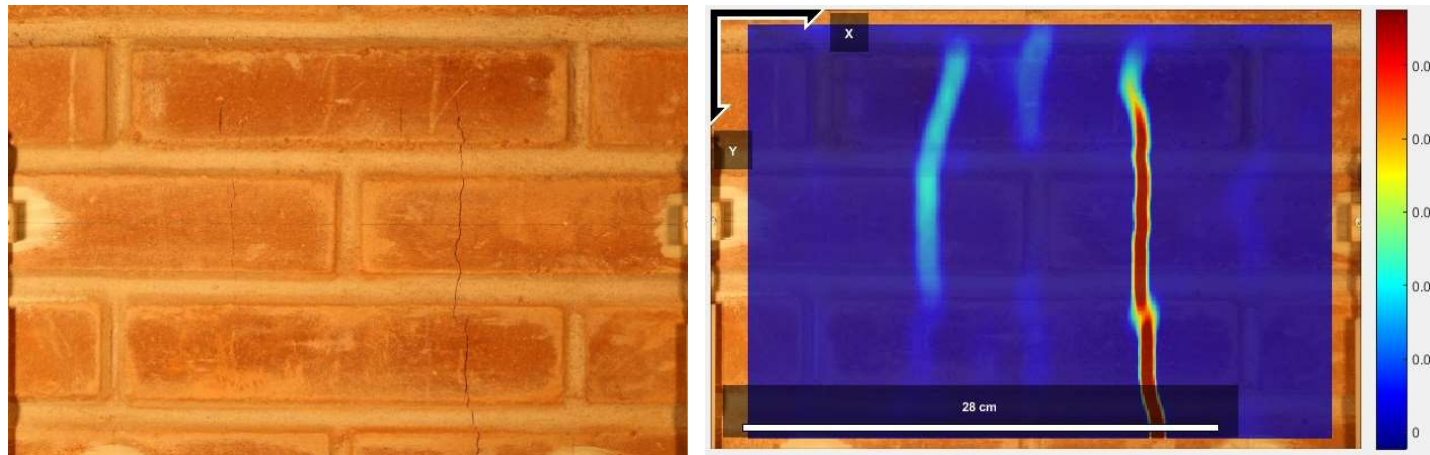
(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

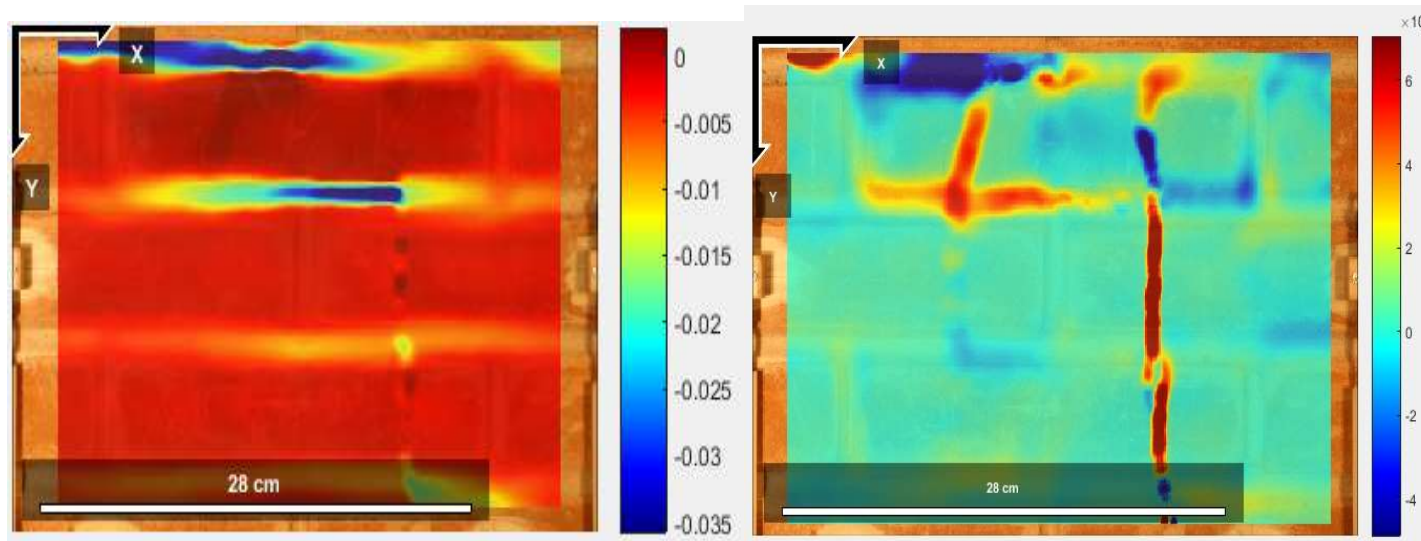
(d) Deformação por cisalhamento

Figura 115 – Deformações apresentadas na Parede n°8 quando submetida a uma tensão de 1,29 MPa



(b) Imagem deformada (Foto 24)

(b) Deformação horizontal



(c) Deformação vertical

(d) Deformação por cisalhamento