



*Universidade Federal da Paraíba*

*Centro de Tecnologia*

**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA  
CIVIL E AMBIENTAL  
– MESTRADO–**

**COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PILARES ARMADOS E NÃO  
ARMADOS, CONSTRUÍDOS COM BLOCOS DE TERRA COMPACTADOS**

*Por*

***Rômulo Thomaz de Figueiredo Borja***

*Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade Federal da Paraíba  
para obtenção do grau de Mestre*

**João Pessoa – Paraíba**

**Agosto de 2019**

*Universidade Federal da Paraíba*



*Centro de Tecnologia*

**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL  
– MESTRADO –**

**COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PILARES ARMADOS E NÃO  
ARMADOS, CONSTRUÍDOS COM BLOCOS DE TERRA COMPACTADOS**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal da Paraíba, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre.

**Rômulo Thomaz de Figueiredo Borja**

**Orientador: Prof. Dr. Givanildo Alves de Azeredo**

**João Pessoa – Paraíba**

**Agosto de 2019**

B734c Borja, Rômulo Thomaz de Figueiredo.

Comportamento estrutural de pilares armados e não  
armados, construídos com blocos de terra compactados /  
Rômulo Thomaz de Figueiredo Borja. - João Pessoa, 2019.  
130 f. : il.

Orientação: Givanildo Alves Azeredo.  
Dissertação (Mestrado) - UFPB/CT.

1. Pilares de Alvenaria. 2. Construção com terra. 3.  
Bloco de Terra Compactado (BTC). 4. Sistema construtivo  
de BTC. I. Azeredo, Givanildo Alves. II. Título.

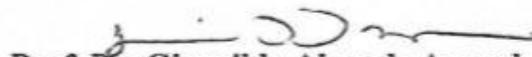
UFPB/BC

**RÔMULO THOMAZ DE FIGUEIREDO BORJA**

**COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE PILARES ARMADOS E NÃO  
ARMADOS, CONSTRUÍDOS COM BLOCOS DE TERRA COMPACTADOS**

Dissertação aprovada em 30/08/2019 como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental do Centro de Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba.

**BANCA EXAMINADORA:**

  
**Prof. Dr. Givanildo Alves de Azeredo – UFPB**  
Orientador

  
**Prof. Dr. Roberto Leal Pimentel – UFPB**  
Examinador Interno

  
**Prof. Dr. Arnaldo Manoel Pereira Carneiro – UFPE**  
Examinador Externo

A minha mãe, pela sua luta, dedicação,  
sacrifício em prol dos seus filhos e a minha  
esposa pelo apoio concedido que me fez  
chegar até aqui, DEDICO.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus pela saúde, proteção, sabedoria e perseverança por ele me concedida para concluir esta etapa da minha vida.

Aos meus pais Rosely de Figueiredo Vieira e Rômulo Borja dos Santos, a minha esposa Ana Gláucia Santos da Fonsêca, ao meu avô Ciriaco Vieira de Medeiros, aos meus irmãos Túlio Figueiredo Cândido e Thiago Figueiredo Borja, agradeço pela família que nós constituímos, que me fez dedicar cada minuto deste trabalho.

Ao Prof. Givanildo Alves de Azeredo pelas orientações concedidas e dedicação ao longo dessa jornada. E seu grupo de pesquisa em especial a Leovegildo Douglas Pereira de Souza, Wesley Vitor Dantas de Carvalho Bezerra, José Victor Alves Fernandes, Raul Souza Muniz, Vitória Maria Regis de Oliveira Lima e Felipe Danzmann Roboredo Sanches pela ajuda concedida nos ensaios realizados.

A Kildenberg Kaynan Felix Nunes pelo apoio que me deu no processo de ensaio dos pilares.

Aos colaboradores do LABEME (Laboratório de Ensaios de Materiais e Estruturas), em especial pela competência e dedicação Sebastião Leandro Filho e Delby de Medeiros Filho que contribuição na fase prática deste estudo.

A Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao LABEME pelo apoio financeiro que possibilitou o desenvolvimento e conclusão desta pesquisa.

## RESUMO

A construção com bloco de terra compactado (BTC) usa tecnologia que converte a terra em estrutura, trazendo a simplicidade da oferta natural do solo, juntamente com padrões adequados de resistência e durabilidade. A flexibilidade de projeto de alvenaria portante, permite vários estilos de construção, desde paredes tradicionais a pilares e arcos. O objetivo deste trabalho foi analisar o comportamento estrutural de pilares armados e não armados de BTC, submetidos a carregamento centrado. Os blocos foram caracterizados através dos ensaios de compressão axial e absorção. Três tipos de pilares foram realizados e caracterizados pelo ensaio de compressão axial, análise do modo de ruptura, deslocamentos e fissurações no elemento estrutural. Observou-se que os pilares de BTC armados obtiveram melhor desempenho quando comparados aos não armados. Entretanto, o esmagamento dos blocos foi a principal causa para o colapso estrutural de todos os pilares. Por fim, concluímos que não podemos considerar o modelo de dimensionamento proposto pela NBR 15812 (2010) para pilares de alvenaria de bloco cerâmico, como um modelo representativo para pilares de BTC.

**PALAVRAS-CHAVE:** Pilares de Alvenaria, Construção com terra, Bloco de Terra Compactado (BTC), Sistema construtivo de BTC.

## ABSTRACT

Compacted Earth Block (CEB) construction uses technology that converts the earth into structure, bringing the simplicity of the natural soil supply along with adequate standards of strength and durability. The flexibility of load bearing masonry design allows for various building styles, from traditional walls to pillars and arches. The objective of this work was to analyze the structural behavior of reinforced and non reinforced CEB columns subjected to centered loading. The blocks were characterized by axial compression and absorption tests. Three types of columns were made and characterized by the axial compression test, rupture mode analysis, displacements and cracking in the structural element. It was observed that the reinforced CEB columns performed better when compared to the non reinforced ones. However, block crushing was the main cause for the structural collapse of all columns. Finally, we conclude that we cannot consider the design model proposed by NBR 15812 (2010) for ceramic block masonry columns, as a representative model for CEB columns.

**Keywords:** Masonry Columns, Earth Construction, Compacted Earth Block (CEB), CEB Building System.

## SUMÁRIO

|   |    |
|---|----|
| <b>1. INTRODUÇÃO .....</b>                                    | 14 |
| <b>2. OBJETIVOS .....</b>                                     | 16 |
| <b>3. REFERENCIAL TEÓRICO .....</b>                           | 17 |
| 3.1 A CONSTRUÇÃO COM TERRA EM SEU ESTADO NATURAL .....        | 17 |
| 3.1.1 Técnicas de construção com terra .....                  | 17 |
| 3.2 BLOCO DE TERRA COMPACTADO (BTC).....                      | 22 |
| 3.2.1 Produção dos blocos.....                                | 23 |
| 3.2.1.1 Tipo de prensa.....                                   | 23 |
| 3.2.1.2 Composição granulométrica da terra.....               | 24 |
| 3.2.1.3 Teor de umidade .....                                 | 26 |
| 3.2.1.4 Percentagem de estabilizante.....                     | 28 |
| 3.2.1.5 Cura .....  | 31 |
| 3.2.2 Modelo constitutivo do material.....                    | 32 |
| 3.3 ESTRUTURAS DE BTC.....                                    | 33 |
| 3.3.1 Pilares de BTC .....                                    | 40 |
| 3.3.1.1 Constituição e padrão de execução .....               | 40 |
| 3.3.1.2 Componentes dos pilares.....                          | 42 |
| 3.3.1.3 Limites de dimensões e deslocamentos .....            | 43 |
| 3.3.1.4 Disposições gerais e dimensionamento de pilares ..... | 46 |
| <b>4. MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>                           | 50 |
| 4.1 MATERIAIS E EQUIPAMENTOS.....                             | 50 |
| • Aço.....  | 50 |
| • Brita.....  | 50 |
| • Cimento Portland .....                                      | 50 |
| • Areia grossa .....  | 50 |
| • Terra .....   | 50 |
| • Máquina universal de ensaios .....                          | 51 |
| • Prensa hidráulica .....                                     | 51 |
| • Célula de carga .....                                       | 51 |
| • LVDT .....  | 52 |
| • Relógio comparador .....                                    | 52 |
| 4.2 MÉTODOS.....  | 53 |
| 4.2.1 Caracterização do solo .....                            | 53 |
| 4.2.1.1 Análise granulométrica.....                           | 53 |
| 4.2.1.2 Limites de Atterberg .....                            | 53 |
| 4.2.1.3 Difração de raios-x (DRX) .....                       | 54 |
| 4.2.2 Produção dos Blocos .....                               | 54 |
| 4.2.2.1 Preparação da terra .....                             | 54 |
| 4.2.2.2 Umidade de compactação .....                          | 55 |
| 4.2.2.3 Moldagem e compactação.....                           | 55 |
| 4.2.2.4 Cura .....  | 56 |
| 4.2.3 Caracterização do BTC .....                             | 57 |
| 4.2.3.1 Amostragem .....                                      | 57 |
| 4.2.3.2 Absorção de água .....                                | 58 |

|   |            |
|---|------------|
| 4.2.3.3 Resistência à compressão, deformação e módulo de elasticidade do BTC..... | 59         |
| <b>4.2.4 Produção dos pilares.....</b>  | <b>61</b>  |
| 4.2.4.1 Base.....   | 61         |
| 4.2.4.2 Elevação da estrutura dos pilares.....                                    | 62         |
| 4.2.4.3 Ensaio de resistência à compressão simples dos pilares.....               | 64         |
| <b>5. RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>   | <b>67</b>  |
| 5.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO .....   | 67         |
| 5.2 UMIDADE ÓTIMA DE COMPACTAÇÃO .....  | 69         |
| 5.3 ANÁLISE DO BTC .....  | 71         |
| 5.3.1 Absorção do bloco.....  | 71         |
| 5.3.2 Resistência à compressão do BTC.....  | 71         |
| 5.3.3 Módulo de elasticidade do BTC .....   | 75         |
| 5.4 PILARES DE BTC.....   | 81         |
| 5.4.1 Resistência à compressão da argamassa de assentamento .....                 | 81         |
| 5.4.2 Resistência à compressão do concreto da base e do graute.....               | 83         |
| 5.4.3 Resistência à compressão e deformações dos pilares.....                     | 86         |
| 5.4.3.1 Pilares não reforçados .....  | 88         |
| 5.4.3.1.1 Pilar 1.....  | 88         |
| 5.4.3.1.2 Pilar 2 .....   | 92         |
| 5.4.3.1.3 Pilar 3 .....   | 95         |
| 5.4.3.2 Pilares reforçados com graute.....  | 98         |
| 5.4.3.2.1 Pilar 4 .....   | 99         |
| 5.4.3.2.2 Pilar 5 .....   | 102        |
| 5.4.3.2.3 Pilar 6 .....   | 105        |
| 5.4.3.3 Pilares reforçados com graute e aço .....                                 | 108        |
| 5.4.3.3.1 Pilar 7 .....   | 109        |
| 5.4.3.3.2 Pilar 8 .....   | 112        |
| 5.4.3.3.3 Pilar 9 .....   | 115        |
| 5.4.3.4 Análise dos resultados dos pilares .....                                  | 118        |
| <b>6 CONCLUSÃO.....</b>   | <b>124</b> |
| <b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>   | <b>126</b> |

## LISTA DE FIGURAS

|  |    |
|--|----|
| Figura 1 - Diagrama de sistemas construtivos com terra crua .....  | 18 |
| Figura 2 - Fabricação do BTC: Moldagem, compactação, desmolde .....  | 20 |
| Figura 3 - Alguns exemplos da variedade de BTC: a) Maciço de superfície lisa; b) Vazados com encaixes; c) Maciço com encaixes; d) Meio bloco vazado com encaixes.....  | 20 |
| Figura 4 - Projeto e edificação executada .....  | 21 |
| Figura 5 - Método prático para verificação da umidade de moldagem .....  | 27 |
| Figura 6 - Curva de compactação de diversos solos brasileiros .....  | 28 |
| Figura 7- Blocos em fase de cura: a) Antes do cobrimento com a lona plástica; b) Após o cobrimento com a lona plástica .....   | 31 |
| Figura 8 - Modelo de ensaio e cálculo da força horizontal atuante: a) Sequência do ensaio correspondente à um ciclo; b) Forças correspondentes a inclinação .....  | 33 |
| Figura 9 - Fissuras nas fachadas leste e oeste após ensaio .....   | 34 |
| Figura 10 - Ensaio a compressão de painel de alvenaria de 2,15 m: Fissuras e ruptura por esmagamento do bloco .....  | 35 |
| Figura 11 - Modo de ruptura, Cargas aplicadas e deslocamentos do segundo pilar ensaio: a) Ruptura por fendilhamento; b) Carga x descolamento .....   | 36 |
| Figura 12 - Modo de ruptura e deslocamentos nas colunas: a) Coluna sem reforço (UCSRE); b) Coluna reforçada com bambu/estribos espaçados a 200mm (SR200); c) Coluna reforçada com aço/estribos espaçados a 200 mm (SR200); d) Deslocamentos nos pilares/carga de 60 KN ..... | 38 |
| Figura 13 - Pilares de BTC na entrada do Centro Comunitário de Manica .....  | 39 |
| Figura 14 - Estrutura mista com pilares de BTC armados .....   | 39 |
| Figura 15 - Padrão de conexão: a) Pilar 30 x30 cm; b) Pilar 30 x45 cm .....  | 41 |
| Figura 16 - Comprimento de flambagem .....   | 44 |
| Figura 17 - Equipamentos de medição: a) ALMEMO® 2890-9; b) Célula de carga; c) Transdutores.....   | 51 |
| Figura 18 - Relógio comparador instrumentados no pilar para ensaio de compressão axial .....   | 52 |
| Figura 19 - Amostra de solo para ensaios .....   | 53 |
| Figura 20 - Amostra com 5% de umidade: a) marcas deixadas pelos dedos b) esfarelamento ao cair de uma altura de 1 metro .....  | 55 |
| Figura 21 – Prensa hidráulica utilizado para fabricação dos blocos .....   | 56 |
| Figura 22 - Cura após fabricação dos BTCS. a) Antes do cobrimento com lona plástica b) Após o cobrimento com lona plástica; .....  | 57 |
| Figura 23 - BTCS secos em estufa para obtenção da massa seca .....   | 58 |
| Figura 24 - Capeamento dos prismas de BTCS.....  | 59 |
| Figura 25 - Ensaio de compressão axial de um prisma de BTC (Shimadzu) .....  | 60 |
| Figura 26 - Ensaio de compressão axial de um prisma de BTC (Pavitest) .....  | 60 |
| Figura 27- Base de concreto armado com ganchos .....   | 61 |
| Figura 28 - Assentamento dos blocos em pilares armados. a) Até meia altura; b) Graute e solda .....  | 63 |
| Figura 29 - Pilares finalizados em sequência para ensaio de compressão axial .....   | 63 |
| Figura 30 - Restrição do deslocamento horizontal no topo do pilar .....  | 64 |
| Figura 31 - Ensaio de resistência à compressão simples de pilares de BTC (Vista frontal).....  | 65 |

|  |     |
|--|-----|
| Figura 32 - Ensaio de resistência à compressão simples de pilares de BTC (Vista posterior) ..... | 66  |
| Figura 33 - Curva Granulométrica do solo em estudo .....   | 67  |
| Figura 34 - Difratograma .....   | 69  |
| Figura 35 - Umidade ótima do BTC.....  | 70  |
| Figura 36 - Ensaio de resistência à compressão do BTC saturado - Modo de ruptura ..              | 72  |
| Figura 37 - Força x deslocamento CP1-saturado .....  | 76  |
| Figura 38 - Força x deslocamento CP2-saturado .....  | 76  |
| Figura 39 - Força x deslocamento CP1-Seco.....   | 78  |
| Figura 40 - Força x deslocamento CP2-Seco.....   | 78  |
| Figura 41 - Força x deslocamento CP3-Seco.....   | 79  |
| Figura 42 - Ensaio de resistência à compressão da argamassa de assentamento .....                | 82  |
| Figura 43 - Ensaio de resistência à compressão do concreto e do graute.....                      | 84  |
| Figura 44 - Ensaio de resistência à compressão e deformação do pilar de BTC.....                 | 86  |
| Figura 45 - Pilar em posição de ensaio com os eixos correspondente .....                         | 87  |
| Figura 46 - Fissuras no pilar 1.....   | 89  |
| Figura 47 - Carga x Deslocamento do pilar 1 .....  | 90  |
| Figura 48 - Modo de ruptura do pilar 1 .....   | 91  |
| Figura 49 - Fissuras no pilar 2.....   | 92  |
| Figura 50 - Carga x deslocamento do pilar 2.....   | 93  |
| Figura 51 - Modo de ruptura do pilar 2 .....   | 94  |
| Figura 52 - Fissuras no pilar 3.....   | 95  |
| Figura 53 - Carga x deslocamento do pilar 2.....   | 96  |
| Figura 54 - Modo de ruptura do pilar 3 .....   | 97  |
| Figura 55 - Fissuras no pilar 4.....   | 99  |
| Figura 56 - Carga x deslocamento do pilar 4.....   | 100 |
| Figura 57 - Modo de ruptura do pilar 4 .....   | 101 |
| Figura 58 - Fissuras no pilar 5.....   | 102 |
| Figura 59 - Carga x deslocamento do pilar 5.....   | 103 |
| Figura 60 - Modo de ruptura do pilar 5 .....   | 104 |
| Figura 61 - Fissuras no pilar 6.....   | 105 |
| Figura 62 - Carga x deslocamento do pilar 6.....   | 106 |
| Figura 63 - Modo de ruptura do pilar 6 .....   | 107 |
| Figura 64 - Fissuras no pilar 7 .....  | 109 |
| Figura 65 - Carga x deslocamento do pilar 7 .....  | 110 |
| Figura 66 - Modo de ruptura do pilar 7 .....   | 111 |
| Figura 67 - Fissuras no pilar 8 .....  | 112 |
| Figura 68 - Carga x deslocamento do pilar 8 .....  | 113 |
| Figura 69 - Modo de ruptura do pilar 8 .....   | 114 |
| Figura 70 - Fissuras no pilar 9.....   | 115 |
| Figura 71 - Carga x deslocamento do pilar 9 .....  | 116 |
| Figura 72 - Modo de ruptura do pilar 9 .....   | 117 |

## LISTA DE TABELAS

|  |     |
|--|-----|
| Tabela 1 - Agrupamento das técnicas de construção com terra.....                           | 18  |
| Tabela 2 - Características de algumas prensas manuais e motorizadas .....                  | 24  |
| Tabela 3 - Resultado dos testes.....   | 26  |
| Tabela 4 - Tipos de Estabilização .....  | 29  |
| Tabela 5 - Valores de resistência à compressão e absorção de água aos 28 dias de cura..... | 30  |
| Tabela 6 -Tensões médias de ruptura dos painéis submetidos a ensaio de compressão .....    | 35  |
| Tabela 7 - Carga de ruptura dos pilares submetidos ao ensaio de compressão axial ...       | 36  |
| Tabela 8 - Resumo dos resultados do ensaio de compressão axial nas colunas .....           | 37  |
| Tabela 9 - Síntese dos resultados da caracterização física do solo .....                   | 68  |
| Tabela 10 - Resultado ensaio de absorção de água .....                                     | 71  |
| Tabela 11- Resultado ensaio de resistência à compressão com corpo de prova saturado .....  | 72  |
| Tabela 12- Resultado do ensaio de resistência à compressão com corpo de prova seco .....   | 73  |
| Tabela 13 - Resistência média à compressão de BTC, reportado por vários autores....        | 74  |
| Tabela 14 - Módulo de elasticidade dos corpos de prova saturados .....                     | 77  |
| Tabela 15 - Módulo de elasticidade dos corpos de prova secos .....                         | 80  |
| Tabela 16 - Resistência à compressão da argamassa de assentamento .....                    | 82  |
| Tabela 17 - Resistência à compressão do concreto da base aos 28 dias .....                 | 84  |
| Tabela 18 - Resistência à compressão do graute aos 28 dias .....                           | 85  |
| <i>Tabela 19 - Resistência à compressão dos pilares sem reforço.....</i>                   | 88  |
| Tabela 20 - Resistência à compressão dos pilares reforçados com graute .....               | 98  |
| Tabela 21 - Resistência à compressão dos pilares reforçados com graute e aço .....         | 108 |
| Tabela 22 - Tabela resumo para os resultados dos pilares .....                             | 118 |
| Tabela 23 - Força normal de resistência de cálculo .....                                   | 118 |

## 1. INTRODUÇÃO

A construção com terra representa uma grande parte do patrimônio construído no mundo, sendo uma forma de construir bastante antiga, com vantagens de nível econômico, ambiental e social. Segundo Correia (2006), algumas cidades remetem à construção com terra possivelmente há mais de 8000 A.C., como é o caso da cidade de Jericó, situada em Israel e construída no período Neolítico. No Brasil, a construção com terra teve seu uso largamente difundido no período colonial (PROMPT E BORELLA, 2010). As principais técnicas empregadas na época colonial foram a taipa de pilão, taipa de mão e o adobe (LOPES ET AL, 2013). As edificações realizadas nesta época representam ainda hoje um notável patrimônio histórico, no qual podemos citar como exemplo a igreja dos Santos Cosme e Damião, construída originalmente em taipa em 1535, na cidade de Igarassu, região metropolitana do Recife, considerada a igreja mais antiga do Brasil ainda edificada (IPHAN, 2018).

Construir com a terra é uma prática antiga, seu uso perdeu popularidade com o surgimento de materiais industrializados como a cerâmica, o aço e o concreto. No Brasil, devido à oferta de novos materiais, sua aplicação como elemento construtivo de edificações foi reduzida, sendo mais empregada em obras de pavimentação (GRANDE, 2003). Por outro lado, nos dias atuais, a humanidade ainda assiste a um terço de sua população que habita em zona rural, vivendo em edificações feitas de terra (CORREIA, 2006). E nos locais onde os recursos para construção são escassos, a terra em seu estado natural e as técnicas de construção simplificadas são alternativas para suprir demandas habitacionais (MINKE, 2006).

As técnicas de construção com terra surgiram em quase todas as civilizações do passado e expandiram-se através das invasões e colonizações, comuns na história da Humanidade (NEVES e FARIA, 2011). De acordo com Houben e Guillaud (1989), existem mais de dezoito tecnologias de construção com terra, além de suas variantes locais. Dentre estas tecnologias destaca-se a que utiliza a terra sob forma de alvenaria portante através do emprego de Bloco de Terra Compactado (BTC).

O BTC é uma variação moderna de um material de construção antigo. É um material descendente do adobe. Diferem-se entretanto, pelo modo de fabricação: O BTC é moldado em prensa mecânica ou hidráulica, já o adobe é moldado a mão, sem a necessidade de comprimir o material. Essa inovação tecnológica teve o intuito de aprimorar a antiga técnica de construção em terra, notoriamente a do adobe seco ao sol. O aperfeiçoamento desta técnica antiga revela um produto com formato regular, mais denso, resistente e durável que o adobe.

A construção com BTC, assim como qualquer outra com blocos cerâmicos ou de concreto, possui flexibilidade de projeto que permite vários estilos de construção, desde paredes tradicionais a pilares e arcos.

As estruturas mais antigas conhecidas pelo homem que hoje ainda existem foram realizadas com técnicas de construção com terra, a exemplo dos Pueblos de Taos, localizado no condado de Taos, no estado americano do novo México, construídos no final do século XIII e início do século XIV (UNESCO, 2019). Então é incontestável dizer que a construção com BTC é durável.

Entre as técnicas de construção com terra, a construção com BTC é a mais utilizada atualmente. A alvenaria de BTC pode ser usada para qualquer tipo de elemento estrutural requerido por forças compressivas. Deste modo, o BTC é capaz de ser empregado em vários tipos de elementos estruturais, sejam eles: pilares, paredes, arcos, abóbadas e cúpulas. Estes tipos de elementos são caracterizados por serem preponderantemente solicitados à compressão, logo a resistência à compressão do bloco é essencial para o bom desempenho destes tipos de estruturas. Entretanto, a resistência à tração é muito baixa em todo elemento estrutural constituído apenas de materiais frágeis, sendo apontado como uma deficiência e limitação.

Assim, pilares de BTC quando solicitados à flexo-compressão requerem reforço em sua estrutura, para que não seja necessário dimensionar pilares robustos com grandes dimensões. Portanto, o estudo do comportamento estrutural de pilares armados e não armados de BTCS mostra-se pertinente, como uma contribuição à possível normatização de diretrizes à construção desse elemento estrutural.

## 2. OBJETIVOS

### **Objetivo Geral:**

Analisar o comportamento estrutural de pilares armados e não armados construídos com blocos de terra compactados, submetidos a carregamento centrado.

### **Objetivos Específicos:**

- Verificar a capacidade resistente e modos de ruptura dos pilares.
- Comparar os resultados obtidos entre os pilares de BTC armados, com os de BTC não armados.
- Contribuição à normatização de diretrizes de dimensionamento de pilares de BTC.

### 3. REFERENCIAL TEÓRICO

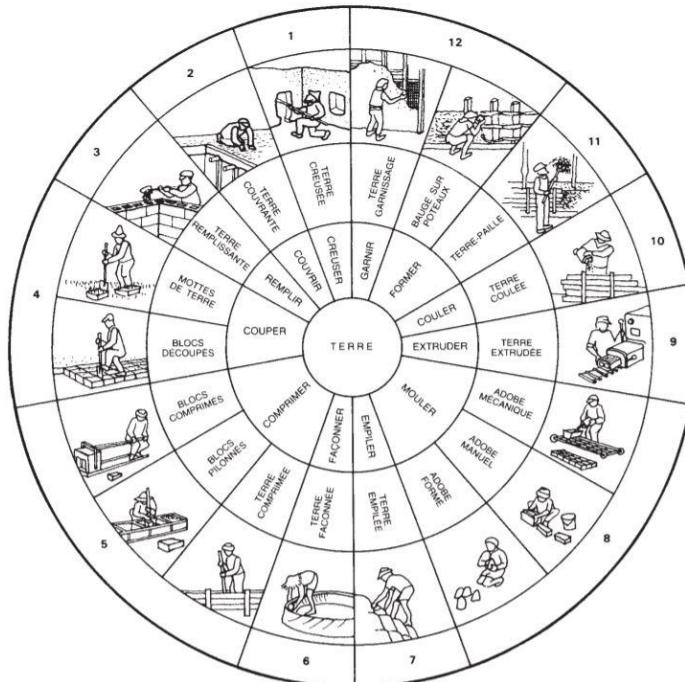
#### 3.1 A CONSTRUÇÃO COM TERRA EM SEU ESTADO NATURAL

A construção com terra em seu estado natural segue o mesmo raciocínio de todos os sistemas estruturais: é necessário para o desenvolvimento do projeto ter em mente as limitações de capacidade de carga do material que constituirá a estrutura. Em seguida, deve-se analisar bem o comportamento estrutural dos sistemas construtivos constituídos pelo material concernente.

##### 3.1.1 Técnicas de construção com terra

Buscando sistematizar as inúmeras possibilidades de construção com terra, o *Centre International de La Construction en Terre* (CRATerre), no livro *Traité de Construction en Terre* publicado em 2006, de autoria de Guillaud e Houben, apresentou um diagrama que inclui 18 (Dezoito) sistemas construtivos antigos e modernos em que a terra é apresentada como principal material constituinte. Este diagrama é uma síntese das diversas soluções de construção à base de terra (Figura 1).

Figura 1 - Diagrama de sistemas construtivos com terra crua



Fonte: Houben e Guillaud (2006).

De acordo com Houben e Guillaud (1989, Apud FERNANDES, 2006), as técnicas apresentadas podem ser divididas em três grandes grupos de construção com terra, como mostrado na Tabela 1:

Tabela 1 - Agrupamento das técnicas de construção com terra

| A  | B  | C   |
|--|--|---|
| <b>UTILIZAÇÃO DA TERRA SOB A FORMA MONOLÍTICA E PORTANTE</b>   | <b>UTILIZAÇÃO DA TERRA SOB A FORMA DE ALVENARIA PORTANTE</b>   | <b>UTILIZAÇÃO DA TERRA COMO ENCHIMENTO DE ESTRUTURA DE SUPORTE</b>  |
| 1- Terra escavada<br>2- Terra plástica<br>3- Terra empilhada<br>4- Terra modelada<br>5- Terra prensada: taipa de pilão | 6 - Blocos apiloados<br>7 - Blocos prensados<br>8 - Blocos cortados<br>9 - Torrões de terra<br>10 - Terra extrudida<br>11- Adobe mecânico<br>12- Adobe manual<br>13- Adobe moldado | 14 - Terra de recobrimento<br>15 - Terra sobre engradado<br>16 - Terra palha<br>17 - Terra de enchimento<br>18 - Terra de cobertura |

Fonte: Houben e Guillaud (1989, Apud FERNANDES, 2006).

O foco desta pesquisa enquadra-se no caso B da Tabela 1, especificamente sobre os blocos prensados, e será sobre essa técnica que a revisão bibliográfica seguirá de agora em diante.

- **Sistema construtivo por unidades:**

Esse sistema utiliza elementos pré-fabricados justapostos para a formação da alvenaria; o adobe é obtido através da moldagem manual da terra plástica em moldes de madeira, enquanto que o bloco de terra compactado (BTC), é produzido pela prensagem mecânica ou hidráulica da terra úmida.

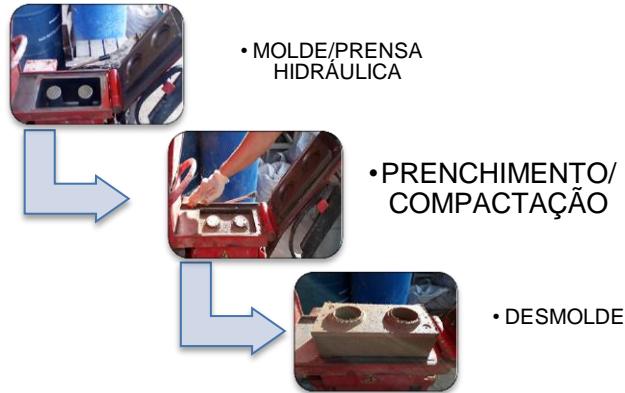
Há diferentes técnicas para diferentes estados físicos da terra. As técnicas demonstradas resultam no emprego da terra como matéria prima, misturada com água em percentagens distintas. A partir do diagrama apresentado na Figura 1, as técnicas apresentadas são classificadas de acordo com a quantidade de água adicionada na mistura.

No estado sólido, a terra é trabalhada com o mínimo de umidade possível, a exemplo das técnicas de terra escavada, blocos cortados e torrões de terra. Já no estado seco, a terra é trabalhada com pouquíssima percentagem de umidade a exemplo das técnicas de blocos compactados, blocos apilados, terra prensada e terra extrudida. No estado plástico, a percentagem de água na mistura é adicionada até atingir certa plasticidade que permite a moldagem; neste estado, é incluído o adobe manual, adobe moldado, terra de recobrimento, modelada, terra empilhada, terra sobre engradado, terra de recobrimento e cobertura.

No Brasil, as principais técnicas empregadas de construção com terra nos tempos coloniais foram a taipa de pilão, taipa de mão e o adobe. Atualmente, segundo Carvalho (2015), é o BTC. Em virtude do foco da pesquisa, será realizado uma descrição mais detalhada do procedimento construtivo do BTC.

A técnica construtiva do BTC é aquela que emprega vários blocos de BTC pré-fabricados para a formação de uma determinada estrutura. Esses blocos são fabricados com terra úmida com ou sem estabilizante químico, compactados estaticamente em moldes através de prensas mecânicas ou hidráulicas, seguido do desmolde imediato (Figura 2). Uma vez finalizada sua cura, são aplicados de modo justapostos, unidos por uma argamassa de terra feita com as mesmas porcentagens de material do bloco, mas de consistência plástica. Essa técnica é semelhante ao método construtivo do adobe, diferente do BTC por ser moldado sem uso de prensa.

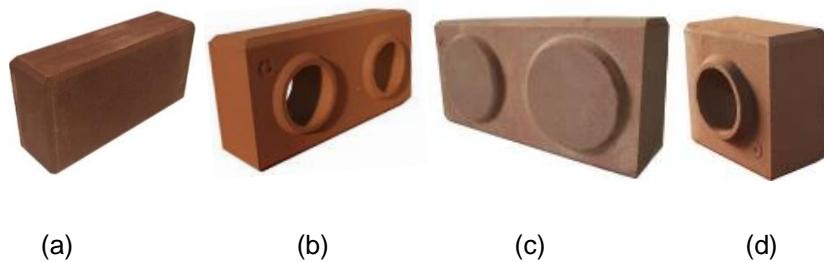
Figura 2 - Fabricação do BTC: Moldagem, compactação, desmolde



Fonte: Elaborada pelo autor, 2018.

É possível produzir BTC de vários formatos e dimensões, sendo os mais usuais na construção civil os vazados e maciços (Figura 3).

Figura 3 - Alguns exemplos da variedade de BTC: a) Maciço de superfície lisa; b) Vazados com encaixes; c) Maciço com encaixes; d) Meio bloco vazado com encaixes



Fonte: [www.ecomaquinas.com.br](http://www.ecomaquinas.com.br). Acessado em: 04 de julho de 2019.

Com o BTC, pode ser executado uma grande variedade de formas construtivas, tais como: Paredes portantes, arcos, abóbadas, cúpulas e pilares, podendo citar como exemplo: O Centro Comunitário de Manica, localizada na África, no país de Moçambique, na cidade de Manica, no qual pode-se verificar em sua estrutura diversos pilares e paredes portantes realizados com BTCS justapostos (Figura 4) (ARCHDAILY BRASIL, 2016).

Figura 4 - Projeto e edificação executada



Fonte: [www.archdaily.com.br/br](http://www.archdaily.com.br/br). Acessado em: 5 de julho de 2019.

Conforme Neves e Milani (2011), o BTC pode ser utilizado em substituição dos blocos cerâmicos em qualquer tipo de construção, seja em alvenaria estrutural ou alvenaria simples de vedação, contanto que atenda às resistências especificadas em projeto. As estruturas feitas com esses blocos podem ser aparentes ou revestidas; no primeiro caso é necessário que elas sejam protegidas da chuva, já no segundo caso elas podem ser revestidas com argamassa, pinturas ou revestimentos cerâmicos.

Atualmente várias pesquisas têm sido realizadas em relação ao BTC, onde os avanços tecnológicos que se tem efetuado exploram caminhos diversos, tais como:

- Adição de elementos naturais e/ou sintéticos à terra, para melhorar as suas características mecânicas, tais como: cimento, cal, escória de alto forno, aglutinante de geopolímero, fibra de kenaf, palha de arroz, fibra de coco, fibra de bananeira, resíduos de pneu de borracha, casca da cinza de carvão, casca de mandioca, cinza do bagaço da cana de açúcar etc.;
- Estudo de acústica e conforto térmico em edificações;
- Avaliação do comportamento estrutural de sistemas construídos com BTC;

- Introdução de elementos para reforço estrutural, para melhorar o comportamento mecânico da estrutura.

A avaliação do comportamento estrutural de sistemas construídos com BTC compreende o estudo de todo o processo de produção do BTC e do modelo estrutural em questão.

### 3.2 BLOCO DE TERRA COMPACTADO (BTC)

Sabe-se que para melhorar as características físicas e mecânicas do BTC como a resistência à compressão, impermeabilização e durabilidade, pode-se utilizar o processo de estabilização mecânica, química e granulométrica. A estabilização mecânica é relacionada com a pressão de compactação aplicada à terra nos moldes da prensa, já na estabilização química se adiciona um aditivo químico à terra que melhora suas propriedades. A estabilização granulométrica consiste em uma correção granulométrica através da mistura de proporções de diferentes solos.

O bloco é realizado através da mistura e compactação dos elementos: terra, estabilizante e água. A areia presente na terra é responsável pela estrutura (resistência) do bloco, já a argila tem o papel da aglutinação ou coesão das partículas de terra. Porém, a argila também é responsável pela retração da terra durante a secagem do bloco e por consequência pela sua fissuração. Por isso, é necessário às vezes, realizar uma adequação da terra disponível (Estabilização granulométrica) para a produção do BTC (NEVES e MILANI, 2011). A estabilização também é realizada no sentido de melhorar a resistência ou impermeabilidade do elemento (NEVES ET AL, 2010).

Conforme Barbosa e Mattone (2002), pode-se dizer resumidamente que a qualidade dos blocos prensados depende principalmente:

- Tipo de prensa;
- Composição granulométrica da terra;

- Teor de umidade;
- Tipo e percentagem de estabilizante;
- Cura.

### 3.2.1 Produção dos blocos

Neste tópico, apresenta-se através de algumas literaturas consultadas, o modo de produção dos BTCS, juntamente com algumas características intervenientes ao processo de sua fabricação.

Conforme a NBR 10833 (2012), para a produção do BTC, inicialmente deve-se fazer o preparo do solo que consiste em destorroar e peneirar, em seguida fazer a mistura do solo preparado com o estabilizante e adicionar água aos pouco até atingir a umidade de moldagem. Logo após, a mistura é colocada dentro do molde de uma prensa e então prensado. Posteriormente à prensagem, o bloco produzido é retirado do molde cuidadosamente para se evitar a quebra das arestas, em seguida transportados e acomodados em uma superfície plana e lisa, em área protegida do sol, do vento e da chuva. Após a cura, os blocos adquirem uma boa resistência à compressão e baixa absorção de água.

#### 3.2.1.1 *Tipo de prensa*

O BTC é produzido pela compactação estática de um solo confinado em um molde e o equipamento responsável por isso é a prensa, que molda e comprime ao mesmo tempo a mistura (Terra, estabilizante e água); é o equipamento responsável por aplicar estabilização mecânica ao bloco.

O tipo de prensa é importante, pelo fato de quanto maior a compactação imposta ao solo, maior será a densidade seca do BTC e consequentemente maior será sua resistência.

A Tabela 2 apresenta a energia de compactação e taxas de compactação impostas ao solo empregadas por algumas prensas, juntamente com a produção diária

de cada uma. A taxa de compactação é a razão entre a altura do bloco antes e depois da compressão.

Tabela 2 - Características de algumas prensas manuais e motorizadas

| Tipo de prensa |            | Energia de compactação (MPa) | Taxa de compactação do solo <sup>1</sup> | Produção (BTC/dia) |
|----------------|------------|------------------------------|--|--------------------|
| Manual         | Mecânica   | 1,5 – 2,0                    | 1,38                                     | 300 a 1.200        |
|                | Hidráulica | 2,0 – 10,0                   | 1,65                                     | 2.000 a 2.800      |
| Motorizada     | Mecânica   | 4,0 – 24,0                   | > 1,65                                   | 1.600 a 12.000     |
|                | Hidráulica | >20,0                        | > 2,00                                   | 2.000 a 4.000      |

Fonte: Ferraz Junior, 1995.

### 3.2.1.2 Composição granulométrica da terra

A terra é um material de composição heterogênea, portanto é importante definir alguns aspectos relacionados à composição granulométrica da terra que influencia no desempenho do BTC. Entretanto, a composição granulométrica ideal para fabricação do bloco é difusa e varia de autores para autores.

Segundo Barbosa e Mattone (2002) a distribuição granulométrica é importante e influenciam diretamente na qualidade do bloco. Eles afirmam que para a fabricação do BTC, é desejável que o solo apresente plasticidade em que seu limite de liquidez seja menor que 45%, tenha proporções de 10% a 20% de argila, 10% a 20% de silte e 50% a 70% de areia.

NORTON (1997) cita que a distribuição granulométrica ideal para composição do BTC é de 45% a 75% areia/cascalho, 15% a 30% silte e 10% a 25% de argila.

DELGADO et al. (2006) recomendam para a produção do BTC, que a porcentagem de areia/cascalho não ultrapasse os 70% e que a argila e o silte tenham proporções de 10% a 40%.

Para TORGAL et al. (2009), os solos mais aptos para a fabricação dos blocos são os que apresentam de 50% a 70% de areia em sua composição.

Já a NBR 10833 (2012) considera que os solos aceitáveis são os que apresentam limite de liquidez menor ou igual a 45%, índice de plasticidade menor ou igual a 18%, ter 100% do seu material passante na peneira com abertura de malha de 4,75 mm e 10% a 50% do material passante na peneira com abertura de malha 0,075mm, não podendo conter matéria orgânica em quantidade que prejudique a hidratação do cimento onde se trata desse assunto na ABNT NBR NM 49.

Por sua vez, a ABCP (2000) em conformidade com a NBR 10833 (2013), também considera um solo adequado para a fabricação de tijolos de solo-cimento os que possuem as seguintes características: 100% passando na peneira 4,75mm (nº4), 10% a 50% passando na peneira 0,075mm (nº200), limite de liquidez menor ou igual a 45% e índice de plasticidade menor ou igual a 18%. Devendo-se também evitar solos que contenham matéria orgânica, pois a mesma pode prejudicar a hidratação do cimento.

A seleção e preparação correta do material é indispensável para o sucesso da aplicação da terra na construção civil. Um solo que não se adequa as proporções demonstradas acima pode ser utilizado, pois é possível realizar uma correção granulométrica. Por exemplo: misturando areia em um solo muito argiloso e com limite de liquidez maior que 45%.

No estudo realizado por Walker (1997) para avaliar a influência dos materiais constituintes na resistência do bloco de BTC, foram produzidos vários blocos com uma percentagem de estabilizante constante (cimento), variando o índice de plasticidade do solo. Foi concluído que o aumento do teor de argila no solo, representado pelo aumento do índice de plasticidade, diminuiu a resistência do bloco em ensaios de compressão com o bloco seco e úmido (Tabela 3). Ele retrata que a redução na resistência com o aumento do índice de plasticidade pode ser atribuída ao enfraquecimento da ligação entre a pasta de cimento e a estrutura de areia por minerais argilosos.

Tabela 3 - Resultado dos testes

| Cement content<br>(By Mass) | Soil plasticity index | Average dry density<br>(kg/m <sup>3</sup> ) | Characteristic Wet compressive strength (MPa) | Characteristic Dry compressive strength (MPa) |
|-----------------------------|-----------------------|---|---|---|
| 10%                         | 21.8                  | 1452  | 1.84  | 3.80  |
|                             | 19.8                  | 1520  | 2.50  | 4.65  |
|                             | 15.7                  | 1620  | 2.99  | 6.63  |
|                             | 7.2                   | 1671  | 4.45  | 7.97  |
|                             | 3.1                   | 1757  | 5.22  | 9.60  |
|                             | N.P.                  | 1775  | 6.35  | 12.54   |
| 5%                          | 21.8                  | 1408  | 0.08  | 1.72  |
|                             | 19.8                  | 1503  | 0.30  | 1.79  |
|                             | 15.7                  | 1584  | 1.23  | 3.48  |
|                             | 7.2                   | 1659  | 2.24  | 5.51  |
|                             | 3.1                   | 1697  | 2.77  | 6.31  |
|                             | N.P.                  | 1733  | 3.36  | 6.88  |

Walker, 1997.

Solos com argilas pouco expansivas na presença de água são mais indicados para a produção do BTC, como é o caso da caulinita e da ilita. Não podemos dizer o mesmo da montmorillonita por ser uma argila muito expansiva na presença de água.

### 3.2.1.3 Teor de umidade

Lopes (2012) afirma que a quantidade de água na mistura para a fabricação dos blocos tem influência direta na trabalhabilidade, coesão, homogeneidade, absorção, porosidade, durabilidade e desempenho físico-químico dos BTCS.

Grande (2003) estabelece que a umidade ótima de moldagem é o teor de umidade que possibilita a maior compactação do material, pela aproximação das partículas de solo e preenchimento dos vazios, e descreve o método prático para verificar essa umidade. Esse método consiste inicialmente em encher a mão com o solo-cimento umedecido; em seguida aperta-se essa porção com muita força contra a palma da mão e ao abrir a mão, o bolo formado deve apresentar as marcas dos dedos com nitidez e ao partir o bolo em duas partes este não deve se esfarelar (Figura 5).

Figura 5 - Método prático para verificação da umidade de moldagem



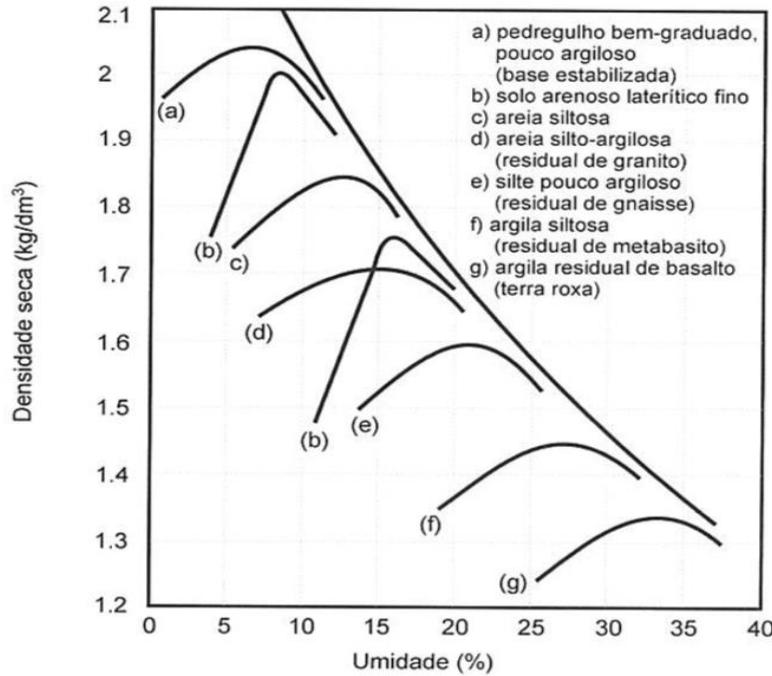
Fonte: Grande, 2003.

Reddy e Gupta (2005) afirmam que o teor de umidade ótimo para moldagem varia conforme o tipo de solo e que normalmente essa umidade não é exatamente aquela obtida no ensaio de compactação (Proctor). A diferença é que no ensaio de compactação Proctor, obtém-se a densidade seca máxima através de uma compactação dinâmica e na prensa temos uma compactação estática.

Rigassi (1995) recomenda que o ensaio de compactação para determinar a umidade ótima deva ser realizado na própria prensa que irá produzir os BTCs, visto que normalmente o teor de umidade ótimo dado pelo ensaio idealizado por PROCTOR (Compactação dinâmica) não corresponde exatamente ao teor ótimo de compactação na prensa (Compactação estática).

Em um ensaio de compactação, verifica-se que para uma energia de compactação constante, variando-se o teor de umidade do solo, pode-se traçar uma curva de compactação (Figura 6), havendo um teor de umidade chamado umidade ótima ( $W_{ot}$ ), ao qual corresponde a uma densidade aparente seca máxima ( $\rho_d$  máx).

Figura 6 - Curva de compactação de diversos solos brasileiros



Fonte: Pinto, 2006.

Pode-se calcular a densidade aparente seca, através da equação 1:

$$\rho_d = \frac{\rho_n}{(1 + \frac{W\%}{100})} \quad (1)$$

Em que:

- $\rho_d$  = Densidade aparente seca do solo;
- $\rho_n$  = Densidade natural do solo;
- $W\%$  = Teor de umidade.

#### 3.2.1.4 Percentagem de estabilizante

Neves e Milani (2011) citam que é necessário uma estabilização química com adição de aglomerantes (Cimento, cal, betume etc.) para diminuir as altas taxas de

contração e expansão e aumentar a resistência à água e à abrasão do BTC. Entretanto, a escolha do estabilizante depende do tipo de solo e dos fatores intervenientes relacionados à compra do aditivo químico.

Por sua vez, Barbosa e Ghavami (2010) expõem que estabilizar um solo significa empregar produtos que melhorem suas propriedades, portanto os produtos estabilizantes mais utilizados são a cal, cimento e emulsão asfáltica, e sua percentagem depende do tipo de solo que se vai estabilizar e também da resistência requerida. sendo necessário testes laboratoriais para definir o estabilizante ideal e sua percentagem mais econômica que satisfaça à resistência desejada.

E Rigassi (1995) cita que a estabilização de um solo se dá quando suas propriedades são melhoradas, onde sua estrutura e textura são modificadas. Sendo notório que os principais objetivos da estabilização de um solo são: aumentar a resistência mecânica, aumentar a coesão e reduzir a porosidade.

Grande (2003) e Rigassi (1995) concordam que existem três processos de estabilização: mecânica, física e química, como pode se observar na Tabela 4.

Tabela 4 - Tipos de Estabilização

|                               |                 |   |
|-------------------------------|-----------------|---|
| <b>Tipos de estabilização</b> | <b>Mecânica</b> | Correspondem à compactação e adição de fibras, ela altera a resistência mecânica, porosidade, permeabilidade e compressibilidade do material. |
|                               | <b>Física</b>   | É a mistura controlada de partículas de diferentes composições e granulometria.   |
|                               | <b>Química</b>  | Modifica as propriedades da terra por adição de produtos químicos.  |

Fonte: Moreira, 2009.

Guillaud, Joffroy e Odul (1985) indicam BTCS que variam de 4%, 8% e 10% para projetos de edificação, e que a porcentagem de estabilizante no BTC dependerá de onde ele vai ser aplicado e sua função na estrutura.

O Center for the Development of industry (CDI), em publicação conjunta com CRATerre-EAG no ano de 1998, recomenda que a eficácia da dosagem de estabilizante depende da textura e estrutura da terra e de como ela é usada. Este mesmo estudo cita que para atingir resultados satisfatórios é recomendado de 4% a 12% de cimento na composição do bloco, sendo a resistência à compressão do bloco bastante dependente da porcentagem de estabilizante aplicada.

A ABCP (2000), recomenda a proporção em volume de 1:10 (Cimento:Solo).

Por fim, a NBR 10834 (2012) não traz claramente as especificações de percentagem de estabilizantes. Contudo, deve-se observar as recomendações referentes à resistência à compressão e à absorção de água para a amostra ensaiada de acordo com a NBR 10836 (2013). Esta norma especifica que o traço para fabricação do BTC será o que lhes conferir valor médio de resistência à compressão igual ou superior a 2,0 MPa (20 kgf/cm<sup>2</sup>) e valores individuais iguais ou maiores que 1,7 MPa (17 kgf/cm<sup>2</sup>) aos 28 dias de idade. Deve-se também apresentar valores médios de absorção de água no bloco menores ou iguais a 20%, de tal forma que os valores individuais sejam menores ou iguais a 22%, aos 28 dias de idade, conforme a Tabela 5 resumo a seguir:

Tabela 5 - Valores de resistência à compressão e absorção de água do BTC aos 28 dias de cura

| Valores-limite<br>(aos 28 dias ) | Média      | Individual |
|----------------------------------|------------|------------|
| Resistência à compressão (MPa)   | $\geq 2,0$ | $\geq 1,7$ |
| Absorção de água (%)             | $\leq 20$  | $\leq 22$  |

Fonte: NBR 10834, 2012.

### 3.2.1.5 Cura

A cura é definida como o conjunto de medidas tomadas para reduzir a perda de água do material fabricado, a fim de assegurar a hidratação do cimento e por sua vez proporcionar boa resistência aos esforços mecânicos e redução de fissuras. Teoricamente ela deve ser mantida até o material atingir uma resistência satisfatória.

A NBR 10833 (2012) recomenda que durante os 7 primeiros dias após a moldagem, deve-se manter os elementos úmidos, a fim de garantir a cura necessária. Desta forma, a sua utilização só poderá ocorrer após 14 dias de sua fabricação.

Por sua vez, a ABCP (2000) sugere que após a moldagem/prensagem o BTC deve ser colocado na sombra, sobre uma superfície plana, com empilhamento máximo de 1,5 metros de altura, e que após 6 horas deste procedimento e durante os 7 primeiros dias, os blocos devem ser mantidos umedecidos, através de regador munido de chuveiro, a fim de garantir a cura necessária. E em casos em que não houver condições de cura em local coberto, deve-se proteger os blocos com uma lona.

Já Barbosa (2003) prega que quando se usa cimento como estabilizante, um método eficaz de cura consiste em cobrir os blocos com uma lona plástica após sua fabricação, mantendo-a bem fechada por um período de 7 dias (Figura 7), ou ficar molhando periodicamente os tijolos com regador também por 7 dias.

Figura 7 - Blocos em fase de cura: a) Antes do cobrimento com a lona plástica; b) Após o cobrimento com a lona plástica



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Contudo, o CDI e CRATerre-EAG (1998) relatam que as condições de secagem e cura são determinadas em função dos valores de evaporação observados no local da atividade em questão. Também, que quanto maior a temperatura ambiente, maior deverá ser o cuidado para manter um alto grau de umidade no BTC até pelo menos uma semana após a sua fabricação. No entanto, em caso de baixa temperatura ambiente, deve-se buscar limitar as perdas de calor. Define-se que para estabilização com cimento, 14 dias de cura são indispensáveis e 28 dias é o recomendado.

### **3.2.2 Modelo constitutivo do material**

A resistência ao esforço de compressão de um corpo de prova prismático de BTC é calculado de acordo a equação 2.

$$f_c = \frac{F}{A} \quad (2)$$

Onde:

- $f_c$  = Resistência à compressão;
- F = Carga de ruptura;
- A = Área da seção do prisma.

A NBR 10836 (2013) considera que no ensaio de resistência à compressão de BTC vazado, a área da seção do prisma deve ser considerada como a média da área bruta das duas faces de trabalho do prisma em ensaio. Assim, mensurar a resistência à compressão do BTC vazado pela área bruta e não pela área líquida é a favor da segurança no dimensionamento.

O módulo de elasticidade é definido como uma grandeza que expressa a relação entre a tensão aplicada em um corpo e a deformação elástica resultante, que somente é válida para deformação elástica-linear.

### 3.3 ESTRUTURAS DE BTC

Estruturas realizadas com BTC vêm sendo amplamente pesquisadas, sendo hoje tema de vários trabalhos. Teses, dissertações e trabalhos de conclusão de curso vêm apresentando pesquisas de grande relevância no tocante ao conhecimento do comportamento de estruturas realizadas com esse tipo de material.

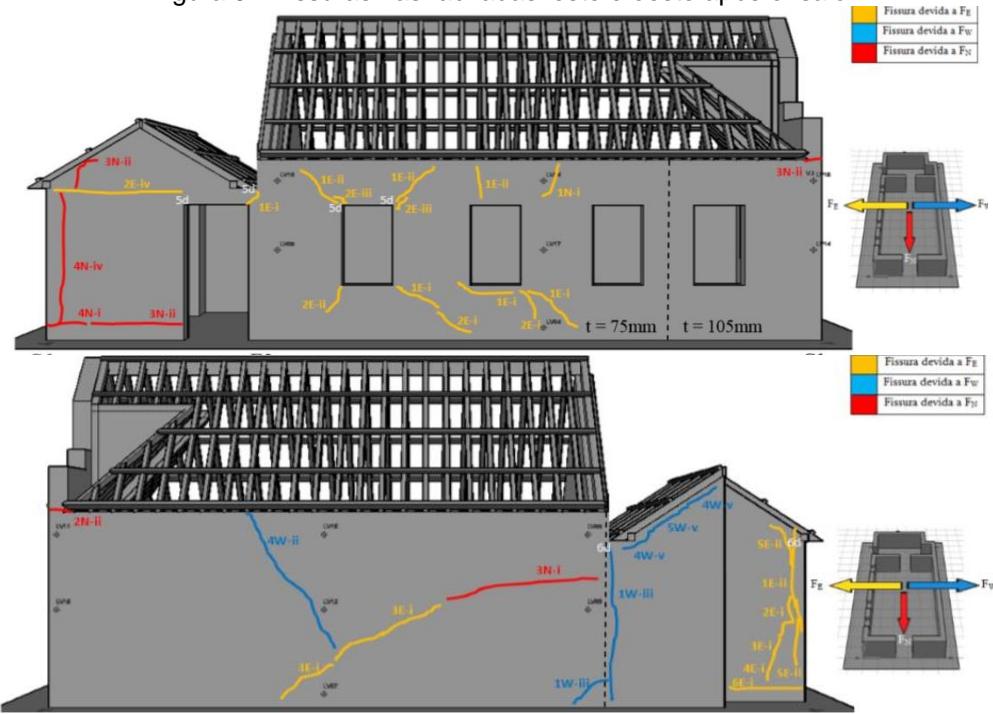
Nunes (2013) analisou a caracterização do comportamento estrutural de uma casa em BTC a partir do princípio de deslocamento de massas em paredes na ocorrência de um abalo sísmico (Estrutura sujeita a solicitações horizontais). Foram simulados abalos sísmicos em uma casa realizada em escala reduzida sobre uma base reclinável e verificado a caracterização do seu comportamento estrutural quando sujeito a ciclos de forças horizontais em várias direções. Foi observado um comportamento frágil da alvenaria de BTC quando solicitada por esforços cíclicos horizontalmente. Mas se permitiu a obtenção de informações relevantes para a análise das patologias mais comuns, calibração de modelos numéricos, avaliação da segurança e desenvolvimento de soluções de reforço adequadas (Figura 8 e 9).

Figura 8 - Modelo de ensaio e cálculo da força horizontal atuante: a) Sequência do ensaio correspondente à um ciclo; b) Forças correspondentes a inclinação



Fonte: Adaptado de Nunes, 2013.

Figura 9 - Fissuras nas fachadas leste e oeste após ensaio



Fonte: Adaptado de Nunes, 2013.

Por sua vez, Oliveira (2015) avaliou o comportamento estrutural de alvenarias de terra construídas com BTC. Além de adotar métodos para avaliação do comportamento estrutural, a pesquisa analisou os caminhos das cargas verticais atuantes nas alvenarias, levando ou não em conta interações entre paredes, verificou os modos de ruptura e os tipos de fissuras ocorridas nos painéis de alvenarias quando submetidos ao ensaio de compressão simples. Os resultados mostraram que o esmagamento dos blocos foi a principal causa do colapso das estruturas, e que nas paredes construídas com interações (painéis de alvenaria em L), não se verificou fissuras visíveis nas paredes adjacentes às cargas aplicadas, mas observou-se grandes fissuras na interface entre as duas paredes. Nos painéis de alvenarias simples, foi verificada uma grande porcentagem de fissuras verticais e pequena porcentagem de fissuras horizontais. Nos painéis de alvenarias com abertura de janela foi verificado que as vergas e contravergas de concreto absorveram as cargas e as redistribuíram no painel de tal forma que não foi identificada nenhuma fissura inclinada nos vértices dos vãos (Tabela 6 e Figura 10).

Tabela 6 - Tensões médias de ruptura dos painéis submetidos a ensaio de compressão

| CP a 12% n°           | Carga Ruptura (kN) | Resistência Média a Tensão (MPa) |
|-----------------------|--------------------|----------------------------------|
| Parede “1m”           | 411,00             | 3,00                             |
| Parede “2,15m”        | 388,85             | 2,21                             |
| Parede “L”            | 407,43             | 1,60                             |
| Parede “com abertura” | 371,80             | 1,35                             |

Fonte: Oliveira, 2015.

Figura 10 - Ensaio a compressão de painel de alvenaria de 2,15 m: Fissuras e ruptura por esmagamento do bloco



Fonte: Adaptado de Oliveira, 2015.

Em outra pesquisa, Santos (2016) visando ampliar o conhecimento sobre o uso do BTC, analisou o comportamento estrutural de colunas de BTC armados submetidos à compressão axial. Foram executados ensaios de compressão axial em três colunas de BTC armadas, onde se observou as cargas limites, os deslocamentos ocorridos nas colunas e os modos de ruptura. Foi verificado inicialmente nos ensaios o surgimento de fissuras verticais nas faces das colunas, e posteriormente a ruína dos pilares. Observou-se que os modos de ruptura nas colunas se mostraram similares, sendo por

fendilhamento na parede do bloco e posteriormente ruptura da seção de graute. As primeiras fissuras foram verificadas na ordem de grandeza de resistência dos blocos, entretanto a ruptura das colunas ocorreu na ordem de grandeza maior que a dos blocos. O autor ainda afirma que a resistência das colunas de BTC tem melhor desempenho, quando comparada aos valores mínimos normativos para pilares de alvenaria estrutural (Tabela 7 e Figura 11).

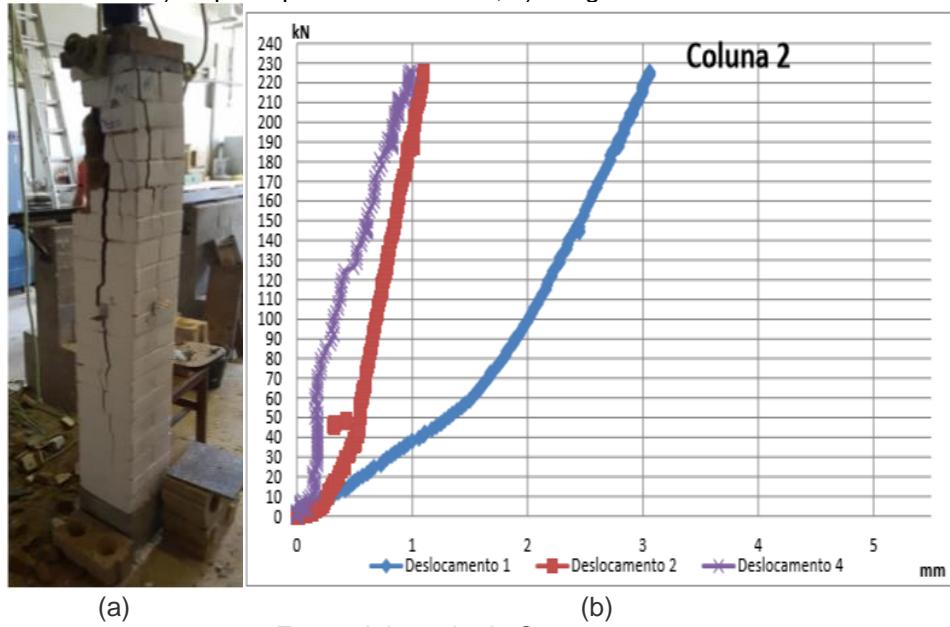
Tabela 7 - Carga de ruptura dos pilares submetidos ao ensaio de compressão axial

| Pilares com seção de 25 cm x 25 cm<br>e altura 1,7 metros. | Carga de ruptura (KN) |
|--|-----------------------|
|--|-----------------------|

|         |          |
|---------|----------|
| Pilar 1 | 208,7 KN |
| Pilar 2 | 277,2 KN |
| Pilar 3 | 276,6 KN |

Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Figura 11 - Modo de ruptura, Cargas aplicadas e deslocamentos do segundo pilar ensaio:  
a) Ruptura por fendilhamento; b) Carga x descolamento



Fonte: Adaptado de Santos, 2016.

Atualmente é verificado uma ausência de estudos publicados voltados ao tema de pilares constituídos por BTCS, com exceção apenas de Santos (2016). Entretanto, foi verificado alguns estudos publicados voltados ao tema de pilares de terra compactados estabilizados (pilares de taipa de pilão).

Tripuraa e Singhb (2018) estudaram o comportamento estrutural de pilares de terra compactados estabilizados e reforçados com aço sob carga axial, fazendo uma comparação entre pilares reforçados e não reforçados de aço e bambu. Os efeitos dos espaçamentos dos estribos, deformações laterais e encurtamento das colunas foram estudados. Os resultados mostraram que a capacidade de carga das colunas aumentaram com o aumento da quantidade de estribos e que as deformações máximas axiais e laterais ocorrem em colunas com menor espaçamento de estribos. O modo de ruptura dos pilares reforçados com maior taxa de estribos é caracterizado pela fragmentação gradual do seu topo. As colunas reforçadas com aço apresentam melhor desempenho que outros tipos de colunas em termos de capacidade de carga, concluindo que este tipo de estrutura pode ser usado como membro da estrutura de casas de terra batida baixas e que a técnica proposta de reforço pode ser adotada no campo para melhorar a força e o desempenho das colunas (Tabela 8 e Figura 12).

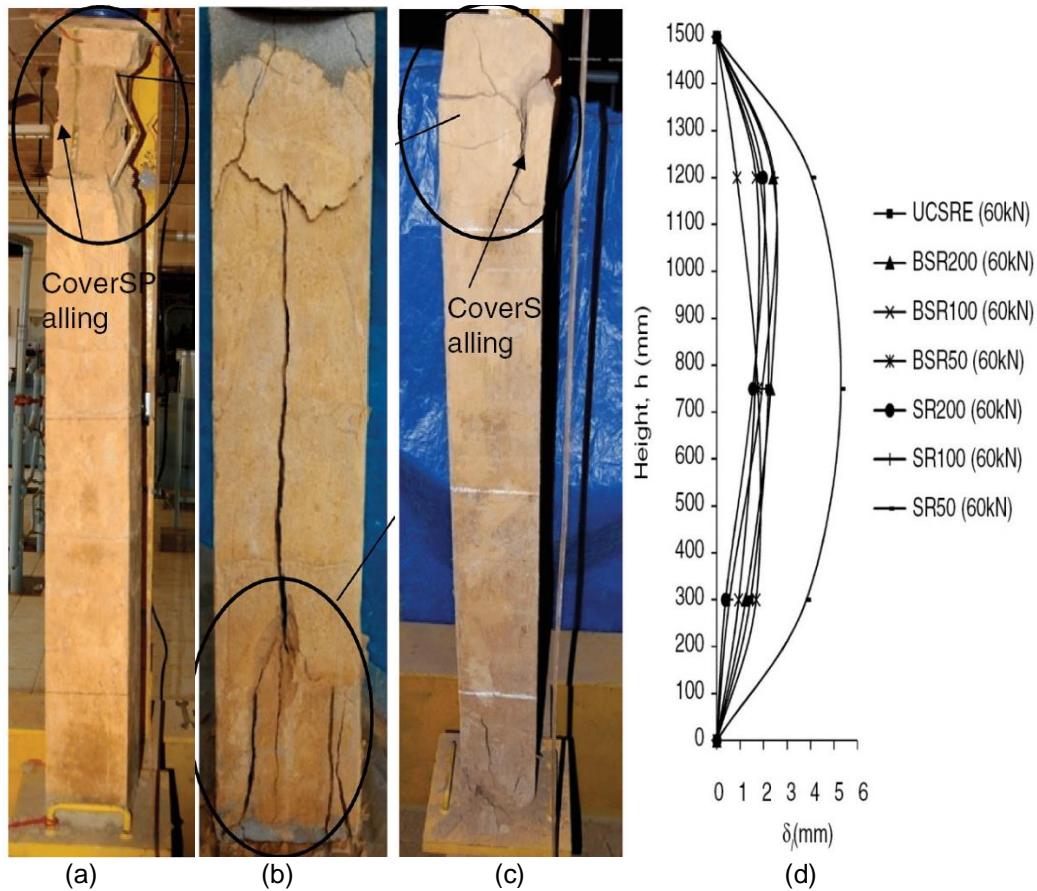
Tabela 8 - Resumo dos resultados do ensaio de compressão axial nas colunas

| Column | Avg. dry density of CSRE (kg/m <sup>3</sup> ) | Moisture content of specimen (%) |      |        |      |        |      |                    |                            |  |   | Source                |  |
|--------|---|----------------------------------|------|--------|------|--------|------|--------------------|----------------------------|--|---|-----------------------|--|
|        |   | Locations                        |      |        |      |        |      |                    |                            |  |   |                       |  |
|        |   | Top                              |      | Middle |      | Bottom |      | Ultimate load (kN) | Compressive strength (MPa) | Vertical deformation (mm) at peak load | Lateral deformation, δ <sub>l</sub> (mm) at mid height at corresponding load of 40 kN for circular column & 60kN for the rest |                       |  |
| UCSRE  | 1793.33                                       | 5.80                             | -    | 6.38   | -    | 5.36   | -    | 80.97              | 3.57                       | 3.46                                   | 2.2   | Tripura & Singh, 2015 |  |
| BSR200 | 1943.33                                       | 5.70                             | 2.98 | 6.67   | 3.91 | 7.59   | 5.25 | 83.07              | 3.69                       | 11.52                                  | 2.3   | Tripura & Singh, 2016 |  |
| BSR100 | 1943.33                                       | 7.49                             | 3.81 | 6.18   | 3.81 | 7.20   | 3.46 | 87.73              | 3.90                       | 11.93                                  | 1.63  | Tripura & Singh, 2016 |  |
| BSR50  | 1946.67                                       | 7.48                             | 5.79 | 6.72   | 4.97 | 6.25   | 5.12 | 93.33              | 4.15                       | 12.67                                  | 1.75  | Tripura & Singh, 2016 |  |
| SR200  | 1993.33                                       | 5.33                             | -    | 4.12   | -    | 3.29   | -    | 83.63              | 3.73                       | 12.01                                  | 1.53  | Present study         |  |
| SR100  | 1946.67                                       | 6.53                             | -    | 7.11   | -    | 7.02   | -    | 92.93              | 4.10                       | 12.80                                  | 1.93  | Present study         |  |
| SR50   | 1973.33                                       | 5.62                             | -    | 5.50   | -    | 4.78   | -    | 109.00             | 4.83                       | 15.20                                  | 5.29  | Present study         |  |

Note: UCSRE = Unreinforced Cement Stabilized Rammed Earth; BSR = Bamboo-Steel Reinforced; SR = Steel Reinforced; 50, 100, 200 = Spacing of lateral ties in mm

Fonte: Tripuraa e Singhb, 2018.

Figura 12 - Modo de ruptura e deslocamentos nas colunas: a) Coluna sem reforço (UCSRE); b) Coluna reforçada com bambu/estribos espaçados a 200mm (SR200); c) Coluna reforçada com aço/estribos espaçados a 200 mm (SR200); d) Deslocamentos nos pilares/carga de 60 KN



Fonte: Adaptado de Tripuraa e Singhb, 2018.

Atualmente observamos o uso de pilares realizados com BTCs em edificações, mesmo não contendo nenhuma norma de dimensionamento deste tipo de estrutura, assim como não comprovada sua eficiência, trazendo riscos aos usuários (Figura 13 e 14).

Figura 13 - Pilares de BTC na entrada do Centro Comunitário de Manica



Fonte: [www.archdaily.com.br](http://www.archdaily.com.br). Acessado em: 2 de julho de 2019.

Figura 14 - Estrutura mista com pilares de BTC armados



Fonte: [www.ecohabittare.blogspot.com](http://www.ecohabittare.blogspot.com). acessado em: 18 julho de 2019.

Esta pesquisa está sendo desenvolvida para contribuir com dados ao conhecimento sobre estruturas constituídas de BTC, ao analisar o comportamento estrutural de pilares armados e não armados de blocos de terra compactados submetidos a carregamento axial. Este trabalho se diferencia da pesquisa de Santos (2016), pelos seguintes fatores que alteram o desempenho da estrutura: Metodologia de determinação da umidade ótima de compactação, altura dos pilares, condições de contorno do pilar, dimensões da base, tipos de apoios,  $f_{ck}$  do graute inserido no reforço dos pilares, ensaio com pilares armados e não armados.

### 3.3.1 Pilares de BTC

#### 3.3.1.1 Constituição e padrão de execução

Conforme Guillaud, Joffroy e Odul (1985), uma estrutura de alvenaria de BTC consiste em pequenos elementos de construção colocados um sobre o outro empregado com um padrão de ligação particular e interligados em conjunto com argamassa. Deste modo, uma boa resistência e estabilidade de uma estrutura de alvenaria utilizando BTC dependem da interação de vários fatores:

- Qualidade do BTC;
- Qualidade da argamassa;
- Qualidade do padrão de conexão;
- Forma do sistema de construção;
- Qualidade dos sistemas do edifício, de forma tal que garanta proteção contra água e umidade;
- Qualidade da execução do trabalho (assentamento, alinhamento, nivelamento e prumo).

A argamassa de terra geralmente utilizada nas alvenarias com BTC, é uma mistura de terra, água e estabilizante (geralmente cimento ou cal), utilizada no estado plástico. Ela garante uma boa resistência mecânica entre os elementos de alvenaria, além de desempenhar vários outros papéis:

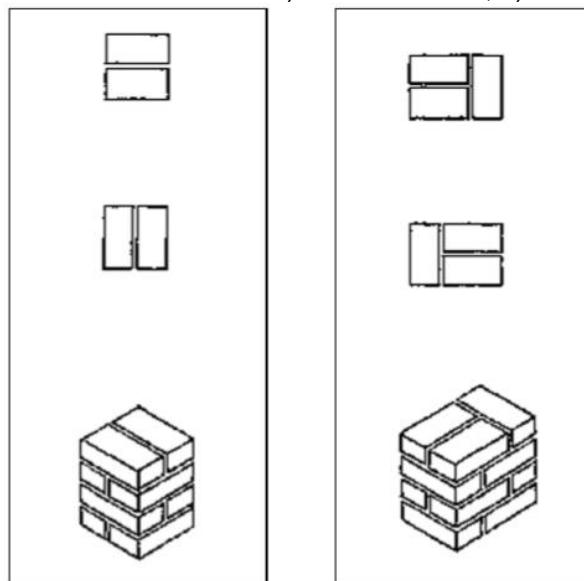
- Unir os elementos da alvenaria em todas as direções (Juntas verticais e horizontais);
- Permitir a transmissão de cargas entre os elementos (Peso próprio dos elementos e forças aplicadas);
- Permitir que as cargas sejam distribuídas por toda a superfície dos elementos da alvenaria.
- Compensar os defeitos de execução do trabalho de alvenaria.

É uma boa prática executar juntas horizontais e verticais com larguras uniformes no máximo de 10 a 15 mm. A NBR 15812-1 (2010) indica que as juntas horizontais de assentamento sejam de 10 mm.

Resumidamente, a argamassa de assentamento tem as funções de solidarizar, transmitir e uniformizar as cargas entre os blocos, absorver deformações e impedir a entrada de água e de vento pelas juntas nas edificações (RAMALHO E CORREIA, 2003).

A seguir, são apresentados os padrões de conexão para pilares de 30 x30 cm e 30 x45 cm, recomendados por Guillaud, Joffroy e Odul (1985) para evitar juntas verticais sobrepostas (Figura 15). Esses pilares geralmente solicitam blocos inteiros e usam padrões rotativos ou simétricos invertidos.

Figura 15 - Padrão de conexão: a) Pilar 30 x30 cm; b) Pilar 30 x45 cm



Fonte: Adaptado de Guillaud, Joffroy e Odul, 1985.

A forma do sistema de construção deve-se adequar às forças de compressão exercidas. Uma boa resistência à compressão da estrutura é resultante da sua adequação às cargas exercidas.

### 3.3.1.2 Componentes dos pilares

Pela ausência de especificações para este tipo de estrutura, foram tomados como base alguns aspectos da NBR 15812-1 (2010) que trata dos pilares de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos.

Pilares são elementos lineares de eixo reto usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes (NBR 6118, 2014).

Os pilares de BTC são compostos por:

- Blocos;
- Argamassa;
- Graute;
- Aço (Para os pilares armados).

Os blocos devem ser realizados de acordo com o item 3.2.1.

As argamassas de assentamento devem ser executadas com resistência à compressão menor do que a do bloco. Este processo se justifica para que a argamassa absorva as deformações do elemento estrutural formado por bloco/argamassa.

A NBR 15812-1 (2010) recomenda que a resistência à compressão da argamassa tenha um valor mínimo de 1,5 MPa e no máximo limitado a 70% da resistência característica de compressão simples da alvenaria.

Na alvenaria estrutural de blocos cerâmicos, o graute tem a função de aumentar a capacidade resistente do elemento estrutural, tendo melhor desempenho em sua aplicação quando dosado com resistência aproximadamente igual a do bloco (ARANTES, 2003). Deste modo, este conceito deve ser seguido nos pilares de BTC.

O aço deve ser empregado nos pilares para oferecer maior tenacidade, pois os materiais constituintes dos pilares são de característica frágil com baixa resistência à tração. Conforme a NBR 15812-1 (2010) o aço empregado nos pilares de alvenaria cerâmica é o mesmo que o utilizado no concreto armado: CA 60 e CA50. A área da armadura longitudinal não deve ser menor que 0,3% e maior que 8% da área da seção transversal do graute envolvente e o diâmetro das barras nunca superior a 25 mm. É importante ressaltar que o BTC é alcalino, pois contém cimento, logo protege a armadura de reforço.

### 3.3.1.3 *Limits de dimensões e deslocamentos para pilares de alvenaria*

Os parâmetros citados a seguir serão utilizados no dimensionamento de pilares de alvenaria, embora se faça uso dos mesmos parâmetros com considerações diferentes no dimensionamento de estruturas de aço, madeira e concreto.

O índice de esbeltez de um pilar de concreto armado de seção genérica é a razão entre o comprimento de flambagem e o raio de giração da seção geométrica do elemento estrutural, sem a inclusão das armaduras (ARAÚJO, 2014).

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (3)$$

Onde:

$\lambda$  = Índice de esbeltez;

$l_e$  = Comprimento de flambagem;

$i$  = Raio de giração da seção geométrica.

Logo, o raio de giração da seção geométrica é a raiz da razão entre o momento de inércia e a área da seção do pilar.

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \quad (4)$$

Onde:

$I$  = Raio de giração;

$I_c$  = Momento de inércia;

$A_c$  = Área da seção.

Para seção retangular, o índice de esbeltez é:

$$\lambda = \frac{3,46 \cdot l_e}{h} \quad (5)$$

Onde:

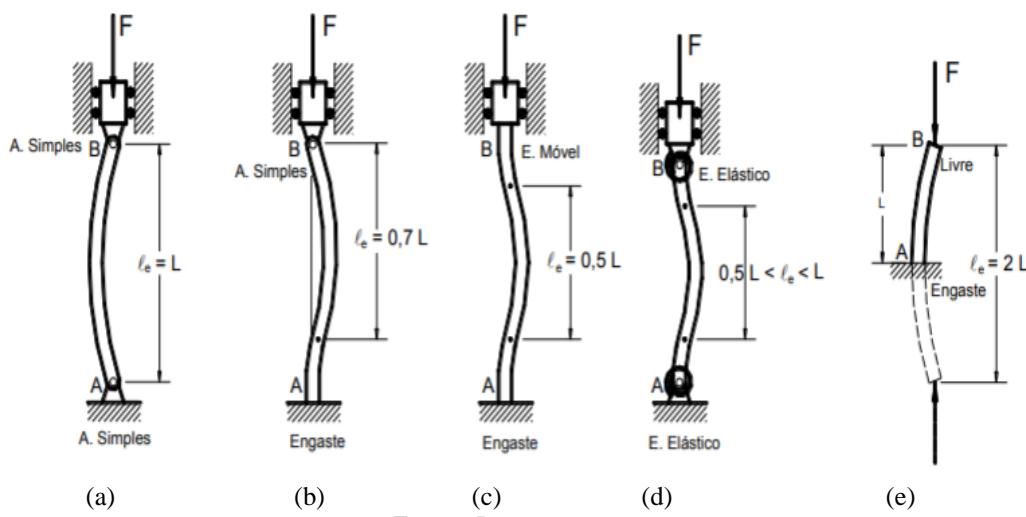
$\lambda$  = Índice de esbeltez;

$l_e$  = Comprimento de flambagem;

$h$  = Dimensão do pilar na direção considerada.

Segundo Bastos (2017) a flambagem é definida como o “deslocamento lateral na direção de maior esbeltez, com cargas inferiores à de ruptura do material” ou como a “instabilidade de peças esbeltas comprimidas”. Logo o comprimento de flambagem de uma barra isolada depende das vinculações na base e no topo conforme demonstrado na figura 16.

Figura 16 - Comprimento de flambagem



Fonte: Bastos, 2017.

Entretanto, para pilares de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos, o índice de esbeltez é a razão entre o comprimento de flambagem e a espessura efetiva da seção geométrica do elemento estrutural.

$$\lambda = \frac{l_e}{t_e} \quad (6)$$

Onde:

$\lambda$  = Índice de esbeltez;

$l_e$  = Comprimento de flambagem;

$t_e$  = Espessura efetiva da seção do pilar.

A NBR 15812-1 (2010), em conformidade com Bastos (2017), cita que o comprimento de flambagem do pilar em cada uma das direções consideradas da seção transversal, deve ser igual:

- À altura do pilar, em caso de travamento que restrinja os deslocamentos horizontais ou as rotações das suas extremidades na direção considerada;
- Ao dobro da altura do pilar, no caso se uma extremidade for livre e se houver travamento que restrinja o deslocamento horizontal e a rotação na outra extremidade na direção considerada.

Os valores máximos permitidos para o índice de esbeltez dos pilares de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos são:

- Não armados = 24;
- Armados = 30.

Os deslocamentos (incluindo os efeitos de fissuração, temperatura, expansão e fluência) de quaisquer elementos fletidos devem ser iguais ou inferiores a L/150 ou 20mm para peça em balanço e L/300 ou 10 mm nos demais casos; entretanto, os

deslocamentos podem ser parcialmente compensados por contraflechas, desde que elas sejam iguais ou inferiores a L/400, sendo “L” o vão ou comprimento.

É de nosso conhecimento que os BTC comuns fabricados pela construção civil apresentam um módulo de elasticidade geralmente menor que os blocos cerâmicos e os de concreto. Então há de se considerar que para uma determinada tensão, os pilares de BTC irão se deformar mais, em comparação se a mesma estrutura fosse feita com concreto ou tijolo cerâmico.

A carga axial máxima que uma coluna pode suportar sem sofrer flambagem é denominada de carga crítica e determinada pela equação de Euler.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(K \cdot L)^2} \quad (7)$$

Onde:

*P* = Carga crítica na coluna imediatamente antes do início da flambagem;

*E* = Módulo de elasticidade do material;

*I* = Menor momento de inércia para a área da seção transversal da coluna;

*L* = Comprimento da coluna sem apoio, cujas extremidades estejam presas por pinos;

*K* = Coeficiente adimensional denominado fator de comprimento efetivo.

### 3.3.1.4 Disposições gerais e dimensionamento de pilares

Pela falta de norma e especificações para pilares de alvenarias de BTC, as disposições gerais e o dimensionamento do qual este tópico aborda tomarão como base a NBR 15812-1 (2010) que trata de pilares de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos submetidos à compressão simples e à flexo-compressão. Por serem constituídos de componentes diferentes, mas com estrutura similar, é possível entender e aplicar alguns conceitos de dimensionamento de alvenaria.

Esta norma especifica que em um elemento estrutural de alvenaria em estado limite último, o esforço resistente de cálculo ( $R_d$ ) deve ser maior ou no máximo igual ao esforço solicitante de cálculo ( $S_d$ ). No dimensionamento, considera-se a seção como homogênea, ou seja, com sua área bruta, exceto quando especificamente indicada.

Para os projetos de elementos de alvenaria sem reforço de armadura (não armada), submetida a carregamento axial, admitem-se as seguintes hipóteses:

- Mantêm-se planas, as seções transversais após deformação;
- A resistência à tração da alvenaria deve ser maior ou igual às tensões de tração máximas;
- A resistência à compressão da alvenaria deve ser maior ou igual às máximas tensões de compressão para a compressão simples e para a flexo-compressão a máxima tensão de compressão não deve ultrapassar 50% a resistência à compressão da alvenaria;
- As seções transversais à flexo-compressão são consideradas no estádio I (alvenaria não fissurada e comportamento elástico linear dos materiais).

Para os projetos de elementos de alvenaria com reforço de armadura (armada), submetida a carregamento axial, admitem-se as seguintes hipóteses:

- Mantêm-se planas, as seções transversais após deformação;
- As armaduras tem a mesma deformação que a alvenaria em seu contorno;
- É nula a resistência à tração dos elementos de alvenaria;
- A resistência à compressão da alvenaria deve ser maior ou igual às máximas tensões de compressão;
- Para flexo-compressão, o máximo de encurtamento da alvenaria se limita a 0,35%;
- A 1% se limita o alongamento máximo do aço.

Segundo Araújo (2014), os pilares podem ser dimensionados à compressão simples ou à flexo-compressão. Estes dois modos de dimensionamento dependem da forma do carregamento do elemento estrutural de alvenaria.

A compressão simples acontece quando a aplicação da força normal ( $N_d$ ) é no centro geométrico ( $CG$ ) da seção transversal do pilar.

Para uma situação de projeto, este tipo de carregamento ocorre em pilares intermediários. Neste tipo de pilar considera-se a compressão centrada, pelo fato das lajes e vigas serem contínuas sobre os pilares, sendo possível admitir que sejam pequenos e desprezíveis os momentos fletores transmitidos ao pilar.

A flexo-compressão é caracterizada pela atuação conjunta de força normal e momento fletor sobre o pilar. Existem dois casos:

- Flexão composta normal;
- Flexão composta oblíqua.

O caso da flexão composta normal se caracteriza pela existência de força normal ( $N_d$ ) e um momento fletor em uma direção ( $M_{dx}$ ). Já a flexão composta oblíqua se caracteriza pela existência de força normal e dois momentos fletores referentes as duas direções do pilar.

A flexão composta oblíqua ocorre geralmente em pilares de canto, decorrente da não continuidade da viga apoiada no pilar.

Para o caso de dimensionamento à compressão simples, a força normal de resistência de cálculo é obtida através da equação 8.

$$N_{rd} = 0,9 \cdot F_d \cdot A \cdot R \quad (8)$$

Onde:

- $N_{rd}$  = Força normal resistente de cálculo;
- $F_d$  = Resistência à compressão de cálculo da alvenaria;
- $A$  = Área da seção resistente;
- $R = [1 - (\frac{\lambda}{40})^3]$  é o coeficiente redutor devido a esbeltez do pilar.

Contudo, a contribuição de armaduras existentes não deve ser desconsiderada.

Para o dimensionamento à flexo-compressão, a definição da resistência de cálculo é bem mais complexa e está contida na NBR 15812-1 (2010), mas não será apresentado neste trabalho, pelo fato dos pilares desenvolvidos nesta pesquisa serem submetidos apenas à compressão simples.

## 4. MATERIAIS E MÉTODOS

### 4.1 MATERIAIS E EQUIPAMENTOS

- **Aço**

Foi utilizado o aço CA-50 com 8.0mm de diâmetro na armadura da base e longitudinal dos pilares. O aço CA-60 com 5.0mm de diâmetro foi utilizado na armadura transversal da base.

- **Brita**

A brita 1 (um) teve seu uso na fabricação do concreto para base dos pilares e a brita 0 (zero) para produção do graute utilizado para o reforço armado e não armado das estruturas.

- **Cimento Portland**

O aglomerante CP II-Z-32 foi empregado na estabilização da terra, em proporção de 12% em relação à massa da terra utilizada para produzir o BTC. Esse mesmo aglomerante também foi utilizado na produção da base de suporte e transporte dos pilares e no graute empregado neste elemento estrutural, quando foi o caso.

- **Areia grossa**

A areia grossa foi utilizada na produção do concreto da base e do graute de reforço dos pilares.

- **Terra**

Aplicada como material principal para fabricação do BTC e da argamassa de assentamento.

- **Máquina universal de ensaios**

Para os ensaios de resistência à compressão axial dos corpos de prova, foi utilizado uma máquina universal de ensaios Contenco com capacidade de 1000KN, bem como a máquina universal de ensaios da Shimadzu, modelo UH-F1000KNI, com capacidade de aplicação de carga de 1000KN.

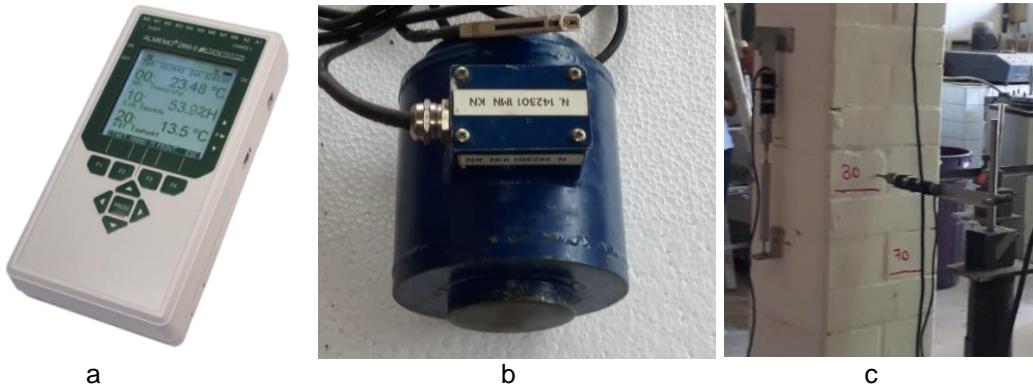
- **Prensa hidráulica**

Utilizou-se a prensa hidráulica para produção dos BTCs.

- **Sistema de Aquisição de Dados**

Nesta pesquisa, foi feito o uso do Instrumento de medição de precisão e registrador de dados ALMEMO® 2890-9 (Figura 17a). A sua função foi captar e armazenar os deslocamentos sofridos pelos transdutores e também fazer a leitura simultânea da célula de carga, de modo a se permitir construir as curvas Carga versus Deslocamento, seja encurtamento ou deslocabilidade lateral.

Figura 17 - Equipamentos de medição: a) ALMEMO® 2890-9; b) Célula de carga; c) Transdutores



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

- **Célula de carga**

A célula de carga é por definição uma estrutura mecânica projetada para receber e medir esforços, através da deformação por ela sofrida dentro do regime elástico a que foi planejada. Nesta pesquisa foi utilizada uma célula de carga com capacidade de medir forças de até 1000 kN (Figura 17b).

- **LVDT**

O LVDT (Linear Variable Differential Transducer) é um sensor medidor de deslocamento linear, que converte o movimento retilíneo de uma estrutura em sinais elétricos captados por um sistema de aquisição de dados, por exemplo: o ALMEMO® 2890-9. Foram utilizados nesta pesquisa 2 transdutores com curso de 25 mm para medir os deslocamentos laterais e o encurtamento dos pilares submetidos a carregamento axial (Figura 17c).

- **Relógio comparador**

É um equipamento que possui a mesma função do LVDT, a de medir o deslocamento linear de um elemento estrutural; o resultado deste aparelho é expresso em um visor analógico ou digital instalado no próprio dispositivo (Figura 18). Foi utilizado nesta pesquisa 1 relógio comparador com curso de 25,4 mm para mensurar o deslocamento horizontal dos pilares submetidos ao carregamento axial.

Figura 18 - Relógio comparador instrumentados no pilar para ensaio de compressão axial



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

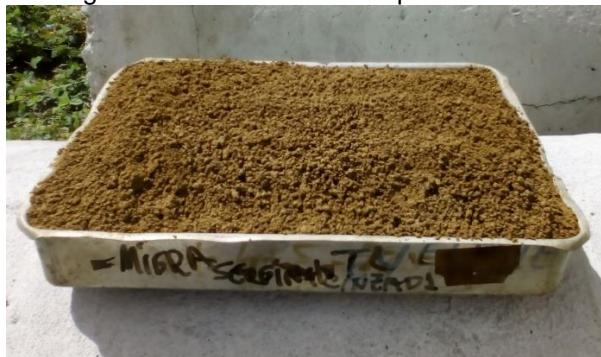
## 4.2 MÉTODOS

### 4.2.1 Caracterização do solo

O comportamento de um determinado solo é função principalmente da quantidade de argilas, siltes, areia e água nele presente. Esses aspectos também tem relação direta com a qualidade dos blocos; deste modo, é necessário fazer uma caracterização deste material antes do uso. Logo, uma série de ensaios que permite quantificar diversos tipos de propriedades do solo foi realizada.

Para a realização dos ensaios de granulometria, limite de liquidez, limite de plasticidade e DRX, foi coletada uma amostra de 2 kg da terra em análise (Figura 19).

Figura 19 - Amostra de solo para ensaios



Fonte: Elaborada pelo autor, 2018.

#### 4.2.1.1 Análise granulométrica

A análise granulométrica da terra empregada para produção dos BTCs foi realizada conforme os procedimentos estabelecidos pela NBR 7181 (2016) e DNER-ME 051 (94).

#### 4.2.1.2 Limites de Atterberg

A determinação dos limites de consistência da terra em estudo foi realizada de acordo com a NBR 6459 (2017) e DNER-ME 122 (94) para o limite de liquidez, e NBR 7180 (2016) e DNER-ME 082 (94) para o limite de plasticidade.

#### 4.2.1.3 *Difração de raios-x (DRX)*

A caracterização mineralógica da fração fina da terra foi determinada através do DRX, realizando a identificação dos minerais presentes em uma amostra de solo passante na peneira de malha 200 (0,075 mm).

### 4.2.2 **Produção dos Blocos**

Os blocos foram realizados conforme a NBR 10833 (2012) e curados de acordo com o procedimento de Barbosa (2003), diferindo-se apenas o período de cura, que no caso deste estudo foi de 28 dias.

A geometria adotada para os BTC consiste em um bloco vazado com sistema de encaixe que permite o reforço estrutural e a passagem de instalações hidráulicas e elétricas.

#### 4.2.2.1. *Preparação da terra*

A terra depositada ao ar livre destinada a produção dos blocos, foi peneirada na peneira de malha 4 (4,8 mm) e armazenado em local coberto.

#### 4.2.2.2 *Umidade de compactação*

Feita a caracterização do solo, definiu-se a umidade ótima de compactação dos blocos por duas formas: primeiramente, de uma maneira empírica e também através de ensaio de compactação na própria prensa. A de maneira empírica consiste àquela apresentada na Figura 5, cujo resultado é apresentado na Figura 20.

Figura 20 - Amostra com 5% de umidade: a) marcas deixadas pelos dedos b) esfarelamento ao cair de uma altura de 1 metro



Fonte: Elaborada pelo autor, 2018.

Para se obter uma maior precisão na umidade de compactação, seguiu-se as recomendações de Rigassi (1995), que o ensaio de compactação para determinar a umidade ótima deve ser realizado na própria prensa que irá produzir os BTCs. Procedeu-se então o ensaio logo após a verificação prática, no qual cada uma das 5 misturas realizadas para o ensaio prático foi colocada na prensa, obtendo-se 2 blocos para cada traço. Em seguida foram verificados o peso e as dimensões de cada bloco prensado, para então obter-se a maior densidade seca que implicaria maior resistência.

#### 4.2.2.3 *Moldagem e compactação*

Deu-se início a moldagem e compactação de 810 blocos que constituiriam a estrutura dos pilares. Inicialmente foi feita uma mistura seca do solo com o estabilizante em uma betoneira até se obter uma massa homogênea. Logo após, foi inserido a água e realizou-se a mistura úmida na proporção em massa de 1:8,33:0,42 (cimento, Terra,

água). Posteriormente, parcelas desse material foram colocadas na caixa de depósito do aparelho para produção de BTC da marca Eco Máquinas e modelo Eco Brava (Figura 21), que segundo o fabricante chega a uma força de compactação de 6 tonelada por ciclo. A moldagem resultou em blocos com dimensões de 12,5 x 25 x 6,25 cm (largura x comprimento x altura) no desmolde. Os blocos são vazados com furos de 6 cm de diâmetro, contendo anéis de encaixe que permitem a amarração direta entre componentes da estrutura.

Figura 21 – Prensa hidráulica utilizado para fabricação dos blocos

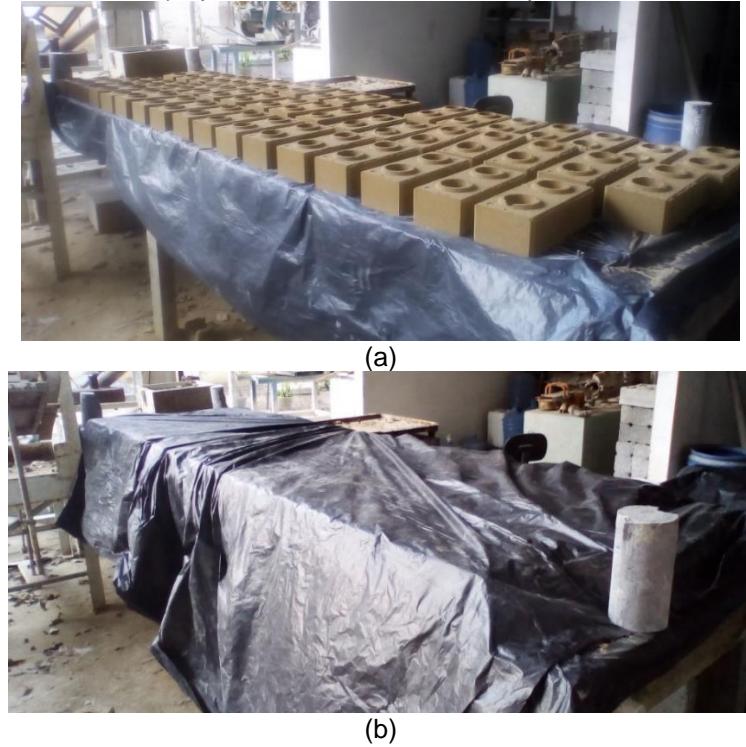


Fonte: Elaborada pelo autor, 2018.

#### 4.2.2.4 Cura

Logo após o desmolde, os blocos foram transportados para um galpão coberto e colocados sobre uma mesa lisa forrada com lona plástica (Figura 22a). Os mesmos blocos foram cobertos também com lona plástica durante o processo de cura, por 28 dias (Figura 22b).

Figura 22 - Cura após fabricação dos BTCs. a) Antes do cobrimento com lona plástica; b) Após o cobrimento com lona plástica



Fonte: Elaborada pelo autor, 2018.

#### 4.2.3 Caracterização do BTC

Finalizada a cura dos BTCs, foram feitos os ensaios de absorção de água, resistência à compressão e módulo de elasticidade, realizados de acordo com a NBR 10836 (2013).

##### 4.2.3.1 Amostragem

As amostras para os ensaios de compressão simples e absorção foram coletadas conforme determinado pela NBR 10834 (2012). Os 810 blocos foram produzidos através de 9 traços de iguais teores de materiais, tendo em vista a logística e maquinários disponíveis para tal atividade. Para cada traço foram coletados 2 blocos, totalizando 18 blocos de amostra representativa do lote de 810 blocos. Os 18 blocos foram identificados e a metade foi encaminhada para os ensaios de compressão e a outra metade para o ensaio de absorção de água.

No ensaio de absorção, dos 9 blocos da amostra representativa foram separados 3 blocos para constituir os corpos de prova. Para o ensaio de compressão simples foram utilizados os 9 blocos da amostra representativa para constituir os corpos de prova, sendo 6 corpos de prova para o ensaio na prensa Shimadzu (3 secos e 3 saturados) e 3 para o ensaio na prensa Pavitest com o corpo de prova seco.

#### 4.2.3.2 Absorção de água

Inicialmente os 3 corpos de provas foram colocados em uma estufa em uma temperatura de 110°C por 24 horas (Figura 23). Após retirar os blocos da estufa, verificou-se em uma balança a massa seca de cada bloco. Em seguida os blocos foram imersos em água em um recipiente plástico com água à temperatura ambiente por 24 horas. Depois de retirá-los da imersão, os blocos foram enxugados com um pano úmido e através de uma balança a massa saturada foi determinada, antes de decorridos 3 minutos.

Figura 23 - BTCs secos em estufa para obtenção da massa seca



Fonte: Elaborada pelo autor, 2018.

#### 4.2.3.3 Resistência à compressão, deformação e módulo de elasticidade do BTC.

Os corpos de prova foram cortados ao meio e uma das partes colocada sobre a outra, unidas por uma camada fina de argamassa de terra com composição semelhante à do bloco, diferindo-se apenas a quantidade de água no traço. Em seguida o capeamento foi feito com pasta de cimento para que as cargas fossem aplicadas uniformemente (Figura 24).

Figura 24 - Capeamento dos prismas de BTCS



Fonte: Elaborada pelo autor, 2018.

Após 7 dias de secagem, foram verificadas as dimensões de cada prisma, pelo fato da resistência à compressão simples ser obtida dividindo-se a carga de ruptura pela área bruta do prisma. Posteriormente todos os prismas foram submetidos ao ensaio de compressão axial.

A resistência à compressão, deformação e o módulo de elasticidade dos prismas, foram determinados simultaneamente através do ensaio de compressão axial executado em uma máquina universal de ensaios da Shimadzu (Figura 25). Devido a alguns fatores intervenientes que atrasaram o ensaio na prensa acima citada, foi feito o mesmo ensaio de forma antecipada em outra máquina universal de ensaios de menor tecnologia da marca Pavitest (Figura 26). Isso foi necessário, para adquirir um valor de referência para dosar o graute que seria empregado nas colunas, tendo em vista que as estruturas estavam em processo construtivo. Nos 2 equipamentos, a compressão foi

exercida e captada pela prensa de maneira uniforme a uma velocidade constante de 0,02 mm/s, até a ruptura do prisma.

Figura 25 - Ensaio de compressão axial de um prisma de BTC (Shimadzu)



Fonte: Elaborada pelo autor, 2018.

Figura 26 - Ensaio de compressão axial de um prisma de BTC (Pavitest)



Fonte: Elaborada pelo autor, 2018.

A resistência à compressão expressa em MPa de cada corpo de prova foi obtida dividindo-se a carga máxima pela média das áreas das duas faces de trabalho.

A NBR 10836 (2013) especifica que para o ensaio de resistência à compressão, os prismas devem ter sido emergidos em água por 24 horas, retirados e enxugados superficialmente imediatamente antes do ensaio. A resistência à compressão foi obtida seguindo-se o procedimento da NBR 10836 e também considerando-se blocos no estado seco.

#### 4.2.4 Produção dos pilares

##### 4.2.4.1 Base

Antes da fabricação dos pilares, foi necessária a idealização de uma base de concreto armado com dimensões de 35 x 35 x 15 cm (largura x comprimento x altura) e ganchos que se adaptam a um carrinho hidráulico para auxiliar no transporte das colunas até a prensa de ensaio (Figura 27). A base foi feita com armadura no formado de grelha com aço de bitola 8 mm, concreto com  $f_{ck} = 20MPa$ , com traço em massa de 1:4,03:4,84:1,06 (Cimento, areia, brita, água).

Figura 27 - Base de concreto armado com ganchos



Fonte: Elaborada pelo autor, 2018.

As bases passaram por um processo de cura de 28 dias antes de qualquer ensaio, mas a elevação dos pilares se deu ao sétimo dia de cura, tendo em vista que as bases já apresentavam uma boa resistência para suportar o peso da estrutura.

#### 4.2.4.2 *Elevação da estrutura dos pilares.*

Iniciou-se a execução de 9 pilares de alvenaria com seção de 25 x 25 cm e altura média 198 cm, sendo 3 não armados vazados, 3 não armados grauteados e 3 grauteados armados. Desta forma, nas partes vazadas dos blocos dos pilares grauteados armados será empregada armadura longitudinal com bitola de 8 mm e graute com resistência característica à compressão de 2,5 MPa. Já nos pilares não armados grauteados será empregado apenas graute.

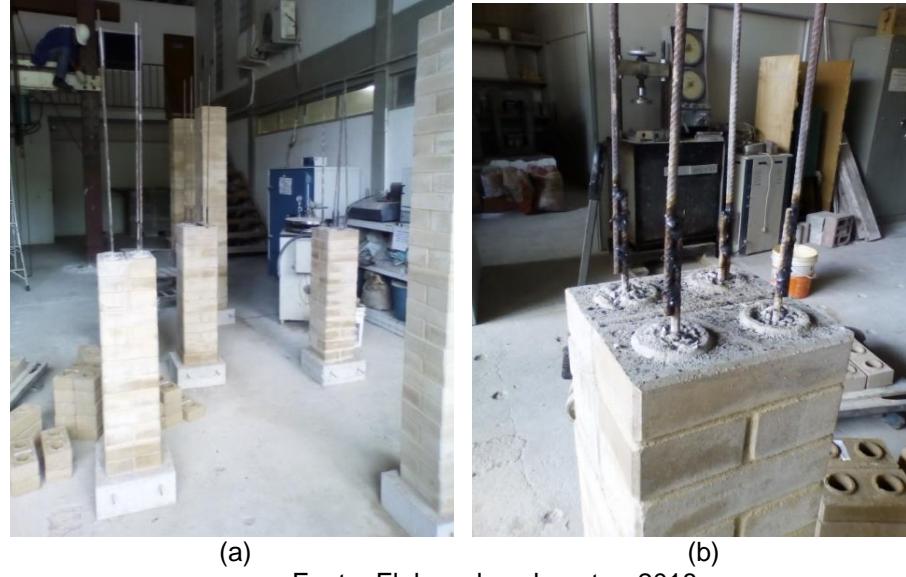
O graute utilizado nos pilares reforçados foi dosado para ter uma resistência igual à dos BTCs produzidos. Isso se deu para que a estrutura trabalhe em conjunto, evitando que o graute suporte toda a resistência e a estrutura de BTC funcione somente como revestimento do graute. Desta forma, se aplicou um graute com traço em massa de 1:2,12:2,54:0,55 (Cimento, areia, brita, água).

Devido a alguns fatores intervenientes à trabalhabilidade, grauteamento dos vazios dos blocos e para manter o prumo, os pilares foram executados em 2 etapas.

##### 1º Etapa: Elevação até meia altura:

O assentamento nesta etapa se deu até a metade da altura final estabelecida para o elemento estrutural, devido à dificuldade de assentar os blocos com as barras de aço posicionadas por completo e aos cuidados tomados para manter o prumo e garantir um bom grauteamento dos vazios dos blocos. Deste modo, procedeu-se para os pilares o assentamento até meia altura. Após isso, houve o grauteamento das partes vazadas dos blocos dos pilares não armados grauteados e dos grauteados armados. Para este último, o grauteamento ocorreu com a barra longitudinal pela metade para facilitar o assentamento, deixando-se as esperas para continuidade da barra através da emenda com solda do tipo por traspasse (Figura 28).

Figura 28 - Assentamento dos blocos em pilares armados. a) Até meia altura; b) Graute e solda



Fonte: Elaborada pelo autor, 2018.

## 2º Etapa: Elevação à altura final do pilar, capeamento e cura:

Na segunda etapa, deu-se continuidade ao assentamento dos blocos até a altura final estabelecida para os pilares, com todos os procedimentos similares aos da 1º etapa. Logo após, foi executado o capeamento dos elementos estruturais com pasta de cimento (Figura 29).

Figura 29 - Pilares finalizados em sequência para ensaio de compressão axial



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Posteriormente a esta etapa, foi realizada a cura dos pilares por 28 dias. Logo após, procedeu-se nas colunas uma pintura com cal e em seguida o ensaio de compressão axial em cada elemento estrutural, a fim de analisar a resistência, deslocamentos, modos de ruptura e fissuras.

#### 4.2.4.3 *Ensaio de resistência à compressão simples dos pilares.*

Para o ensaio de resistência à compressão simples, realizou-se o transporte dos pilares através do carrinho hidráulico até uma prensa hidráulica instalada em um pórtico metálico, com capacidade de aplicação de carga de 70 toneladas. Em seguida, foi restringido no topo do pilar o deslocamento horizontal através de 2 peças metálicas parafusadas em 2 barrotes de madeira, que por sua vez estavam parafusados no pórtico (Figura 30). Isso se deu, para garantir o comportamento de vínculo de 1º gênero no topo e 2º gênero na base conforme as vinculações apresentadas na figura 16a do item 3.3.1.3.

Figura 30 - Restrição do deslocamento horizontal no topo do pilar



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Finalizada esta etapa, decorreu-se a instrumentação no terço médio de cada pilar de 2 LVDTs e 1 relógio comparador, sendo 1 LVDT e 1 relógio comparador para captação dos deslocamentos horizontais e 1 LVDT para captação do deslocamento vertical.

Feito isto, foi executado o ensaio de resistência à compressão simples, aplicando-se uma carga pontual no eixo do pilar sobre peças metálicas, que por sua vez distribuía a carga sobre a superfície de topo da estrutura (Figura 31). Desta forma, o carregamento foi exercido a uma velocidade constante de 0,2 KN/s até o colapso da estrutura. Contudo, a uma determinada carga definida pelo autor deste trabalho, ocorria uma pausa rápida para a retirada dos LVDTs e do relógio comparador para que não fossem danificados no rompimento da estrutura.

Figura 31 - Ensaio de resistência à compressão simples de pilares de BTC (Vista frontal)



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Desta forma, com o auxilio de software AMR control e do equipamento ALMEMO® 2890-9 conectado aos LVDTs e a célula de carga, foi possível captar a cada 5 segundos as cargas e os deslocamentos que a estrutura estava sendo submetida durante o ensaio (Figura 32).

Figura 32 - Ensaio de resistência à compressão simples de pilares de BTC (Vista posterior)

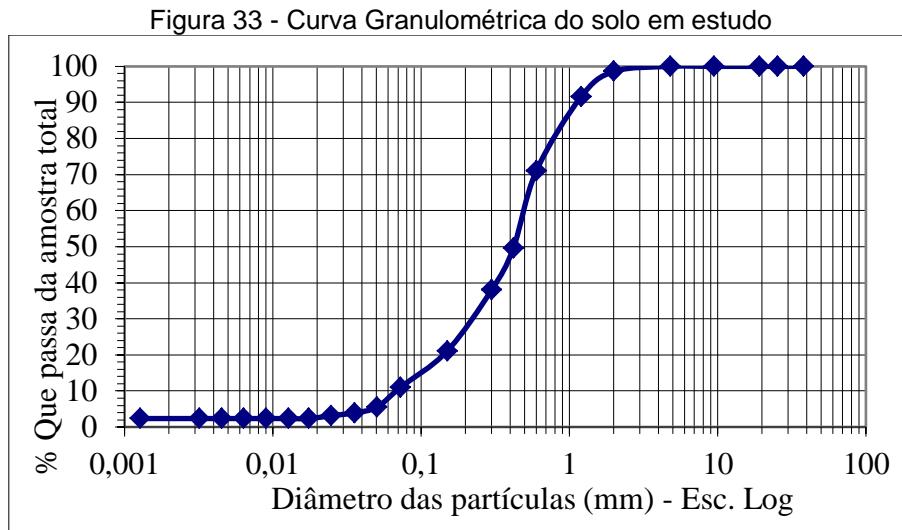


Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

## 5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 5.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO

Através da análise granulométrica realizada no solo em estudo, foi possível obter a curva granulométrica do material (Figura 33).



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

De forma resumida, os resultados da caracterização física do solo podem ser observados na tabela 9.

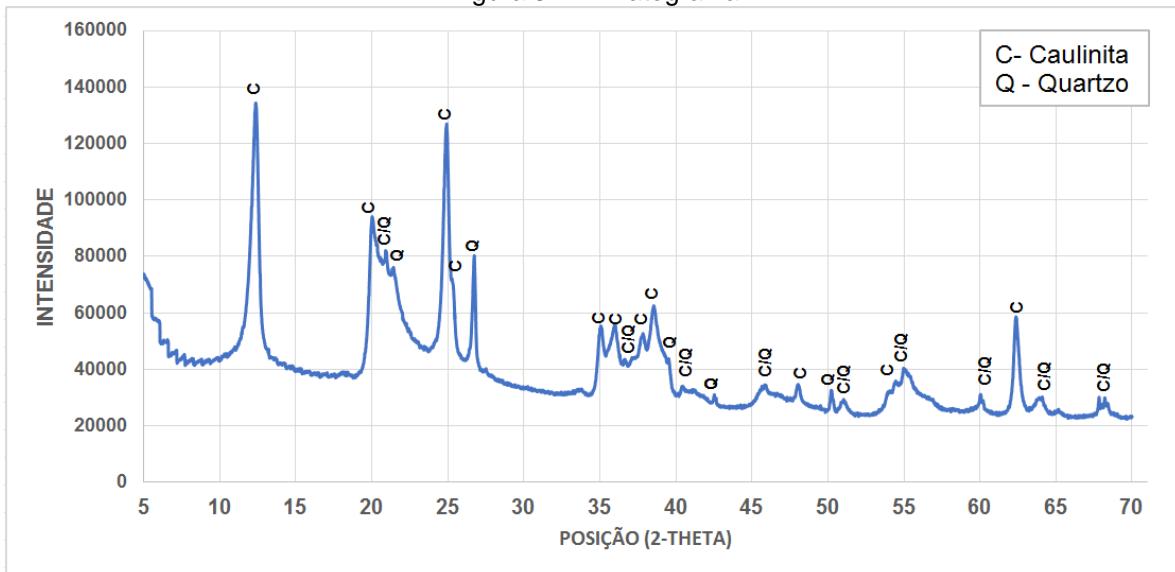
Tabela 9 - Síntese dos resultados da caracterização física do solo

|   |  |  |
|---|--|--|
| <b>Distribuição e classificação Granulométrica DNER</b> | Pedregulho<br>( $2,00\text{mm} < d \leq 4,80\text{mm}$ )                       | 1%   |
|   | Areia Grossa<br>( $0,42\text{mm} < d \leq 2\text{mm}$ )                        | 49%  |
|   | Areia Fina<br>( $0,074\text{mm} < d \leq 0,42\text{mm}$ )                      | 35%  |
|   | Argila + Silte<br>( $d \leq 0,074\text{mm}$ )                                  | 15%  |
| <b>Índices Físicos</b>                                  | Densidade Real   | $2,65\text{ (g/cm}^3)$                       |
|   | Limite de liquidez-LL  | 27,1%  |
|   | Limite de plasticidade-LP  | 21,9%  |
|   | Índice de Plasticidade-IP  | 5,2%   |
| <b>Classificação</b>                                    | SUCS<br>(Sistema Unificado de Classificação de Solos)                          | Areia argilosa<br>(SC) ou Areia siltosa (SM) |
|   | AASHTO<br>(American Association of State Highway and Transportation Officials) | A-2-4<br>(Areia Siltosa ou Argilosa)         |

Segundo a NBR 10833 (2012) e a ABCP (2000), para fabricação de bloco vazado de solo-cimento o solo utilizado deve passar 100% na peneira com abertura de malha 4,75 mm e entre 10% e 50% na peneira com abertura de malha 0,075mm, além de ter o limite de liquidez inferior ou igual a 45% e o índice de plasticidade menor ou igual a 18%. Analisando a figura 33 e a tabela 9, observamos que o solo segue as características especificadas, sendo então adequado para a fabricação de BTC vazado.

O resultado da caracterização mineralógica da fração fina da terra, determinado pela metodologia de difração de raios-x (DRX), pode ser observado na figura 34.

Figura 34 - Difratograma



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Conforme o difratograma, a fração fina do solo em estudo é composta por caulinita e quartzo, minerais muito cristalinos e estáveis.

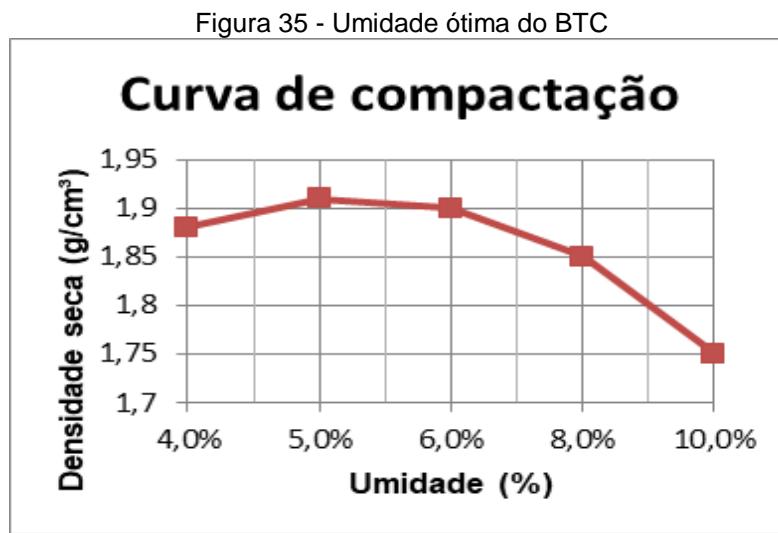
Assim, o solo em estudo não apresentou nenhum mineral instável e sua composição demonstrou proporções e características apropriadas para produção de BTC, não necessitando de nenhum tipo de correção.

## 5.2 UMIDADE ÓTIMA DE COMPACTAÇÃO

Para o ensaio prático, das 5 misturas realizadas onde variou-se apenas a umidade, foi verificado que 3 traços com valores de umidades 4%, 5% e 6% estavam em conformidade com o teste prático conforme a Figura 20.

Para obter uma maior precisão no valor da umidade ótima de compactação, tendo em vista que esse aspecto influencia diretamente na trabalhabilidade, coesão, absorção, porosidade, durabilidade e desempenho físico-químico dos blocos, e visto que no ensaio prático essa umidade ficou entre os valores de 4% e 6%, optou-se por realizar o ensaio de compactação estática.

A compactação estática foi realizada com a mesma prensa usada para a produção dos blocos, obtendo-se os seguintes resultados:



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Analisando o gráfico acima, verificamos que a umidade de 5% na mistura, corresponde à densidade seca máxima de 1,91 g/cm<sup>3</sup> por compactação estática, resultando esse valor na umidade ótima de compactação.

NUNES (2013), em seu estudo com blocos de terra, obteve no ensaio de compactação estático realizado na prensa de produção dos seus blocos, uma densidade seca máxima de 2,01 g/cm<sup>3</sup>, correspondente à umidade de 10%.

É possível observar entre o nosso estudo e o de NUNES (2013) valores bem próximos de densidade seca máxima, mas não podemos dizer a mesma coisa da umidade necessária para atingir esses valores. Possivelmente esta diferença ocorreu pelo fato que o solo do nosso estudo não foi seco ao sol. A terra foi utilizada com a umidade de 10% que a mesma continha depositada em ambiente ao ar livre, devido ao grande volume de material, logística e condições climáticas que não possibilitou que a terra fosse seca. Considerando a umidade que já estava presente na nossa terra no ensaio de compactação estática, resultamos em uma umidade ótima de 15%. Esse valor é superior aos 10% de umidade ótima encontrado por NUNES (2013).

## 5.3 ANÁLISE DO BTC

### 5.3.1 Absorção do bloco

O ensaio de absorção de água foi realizado conforme a NBR 10836 (2013), obtendo-se como resultados os valores apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 - Resultado ensaio de absorção de água

| CP<br>(12% de cimento) | Peso seco (g) | Peso saturado (g) | Densidade<br>(CP-Seco em estufa) | Absorção (%) |
|------------------------|---------------|-------------------|----------------------------------|--------------|
| 1                      | 3023,1        | 3601,0            | 1,76                             | 19,12        |
| 2                      | 3175,8        | 3757,8            | 1,68                             | 18,33        |
| 3                      | 3177,9        | 3770,4            | 1,75                             | 18,64        |
| Média                  | 3125,60       | 3709,73           | 1,73                             | 18,70        |
| Desvio padrão          | 88,77         | 94,38             | 0,05                             | 0,40         |

Conforme apresentado na tabela 5 do item 3.2.1.4, os blocos devem apresentar valor médio de absorção de água menor ou igual a 20% e valores individuais menores ou iguais a 22% aos 28 dias de idade. Logo, os blocos produzidos com 12% de cimento apresentaram valores médios e individuais menores do que o estipulado pela norma, atendendo assim às especificações para absorção.

A capacidade de absorção de água está intimamente ligada à porosidade e à permeabilidade do bloco, que por sua vez está associada à sua densidade. Assim, quanto maior a densidade do bloco, menor será o seu volume de vazios e consequentemente tende a ser menor sua absorção.

### 5.3.2 Resistência à compressão do BTC

A resistência à compressão do BTC foi verificada através do ensaio de compressão axial em prisma de BTC saturado conforme especificado pela NBR 10836 (2013), como se pode ver na Figura 36.

Figura 36 - Ensaio de resistência à compressão do BTC saturado - Modo de ruptura



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Os corpos de prova saturados apresentaram fissuras verticais e destacamento de algumas faces ao atingir a carga de ruptura. Logo, os resultados podem ser verificados na Tabela 11.

Tabela 11 - Resultado ensaio de resistência à compressão com corpo de prova saturado

| CP - Saturado<br>(12% de cimento) | Área da seção (cm <sup>2</sup> ) | Carga de ruptura (KN) | Resistência (MPa) |
|-----------------------------------|----------------------------------|-----------------------|-------------------|
| 1                                 | 156,25                           | 20,25                 | 1,30              |
| 2                                 | 156,25                           | 26                    | 1,66              |
| 3                                 | *                                | *                     | *                 |
| $f_{cm}$                          | -                                | -                     | 1,48              |
| Desvio padrão                     | -                                | -                     | 0,26              |

$f_{cm}$  = Resistência média à compressão

\* = Corpo de prova danificado

É notório que saturar um corpo de prova no ensaio de resistência à compressão impõe uma margem de segurança quanto às ações do meio em uma estrutura constituída por ele, tais como: chuva, inundações, lençol freático etc. Assim, contrariamente à NBR 10836 (2013), que especifica que o ensaio de resistência à compressão deve ser feito com o bloco saturado, foram realizados ensaios com prismas secos, pelo fato que os pilares produzidos iriam ser submetidos à compressão axial secos e tendo em vista que este tipo de carregamento ocorre em sua grande maioria

em pilares intermediários, que são geralmente localizados na parte interna de edificações protegidos da água da chuva.

Ao atingir a carga de ruptura, os corpos de prova secos apresentaram em suas faces fissuras verticais e destacamento do material constituinte. Os resultados para a resistência à compressão com os corpos de prova secos podem ser verificados na Tabela 12.

Tabela 12 - Resultado do ensaio de resistência à compressão com corpo de prova seco

| CP - Seco<br>(12% de cimento) | Área da seção (cm <sup>2</sup> ) | Carga de ruptura (KN) | Resistência (MPa) |
|-------------------------------|----------------------------------|-----------------------|-------------------|
| 1                             | 156,25                           | 45                    | 2,88              |
| 2                             | 156,25                           | 47                    | 3,01              |
| 3                             | 156,25                           | 40                    | 2,56              |
| 4                             | 156,25                           | 37,98                 | 2,43              |
| 5                             | 156,25                           | 40                    | 2,56              |
| 6                             | *                                | *                     | *                 |
| <b>f<sub>cm</sub></b>         | -                                | -                     | 2,69              |
| Desvio padrão                 | -                                | -                     | 0,24              |

**f<sub>cm</sub>** = Resistência média à compressão

\* = Corpo de prova danificado

De acordo com a tabela 5 do item 3.2.1.4, os BTCs devem apresentar valor médio de resistência à compressão igual ou superior a 2,0 MPa (20 kgf/cm<sup>2</sup>) e valores individuais iguais ou maiores que 1,7 MPa (17 kgf/cm<sup>2</sup>) aos 28 dias de idade. Analisando os resultados apresentados na Tabela 11, foi verificado que os blocos produzidos e ensaiados de forma saturada não atendem às especificações normativas de valor médio e individual de resistência à compressão do BTC. Entretanto, quando foram analisados os resultados da Tabela 12, se constatou que os blocos produzidos e ensaiados de forma seca atendem às especificações normativas de valor médio e individual da de resistência à compressão do BTC.

Relacionando o valor médio de resistência à compressão expresso na Tabela 11 e o valor médio de resistência à compressão apresentado na Tabela 12, observamos que o corpo de prova saturado apresenta uma perda de resistência em torno de 55%

em comparação à resistência obtida com o corpo de prova seco. Assim, podemos concluir que os corpos de provas saturados apresentaram aproximadamente metade da resistência dos corpos de prova secos.

Walker (1997) expressou que saturar um bloco de terra compactado reduz sua resistência à compressão entre 40 e 50%, podendo chegar até 95% para certos teores de argila e cimento. Nesse mesmo estudo, para blocos produzidos com terra de índice de plasticidade igual a 7,2, foi obtido 7,97 MPa de resistência à compressão para blocos secos.

Por sua vez, Silva (2015) demonstrou resultados obtidos por vários pesquisadores (Tabela 13), quanto a resistência à compressão de BTC estabilizado e não estabilizado (NE), na condição seco e saturado.

Tabela 13 – Resistência média à compressão de BTC, reportado por vários autores.

| <b>Autores</b>                 | <b>Estabilizado<br/>Tipo</b> | <b>Condição de<br/>ensaio</b> | <b>Resistência à Compressão (MPa)</b> |                |
|--------------------------------|------------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|----------------|
|                                |                              |                               | <b>7 dias</b>                         | <b>28 dias</b> |
| <b>Walker (1995)</b>           | Cimento                      | Saturado                      | —                                     | 2,13 – 3,62    |
|                                |                              | Seco                          | —                                     | 3,45 – 6,81    |
| <b>Ngowi (1997)</b>            | NE                           | Seco*                         | —                                     | 1,8            |
|                                | Cimento                      | 7,5                           | —                                     | 6,0            |
| <b>Kerali (2001)</b>           | Cimento**                    | Saturado                      | —                                     | 4,57 – 6,54    |
|                                |                              | Seco                          | —                                     | 7,33 – 9,66    |
| <b>Krosnowski<br/>(2011)</b>   | Cimento                      | 6                             | Saturado                              | 3.10 - 3.59    |
|                                |                              |                               |                                       | 2.21 - 4.75    |
| <b>Namango (2006)</b>          | NE                           | Seco                          | —                                     | 4,80           |
|                                | Cimento                      | 5 – 9                         | —                                     | 3,51 – 5,97    |
| <b>Lourenço (2002)</b>         | Cimento                      | Saturado                      | —                                     | 2 – 5          |
|                                |                              | Seco                          | —                                     | 0,2            |
| <b>Bahar et al.<br/>(2004)</b> | Cimento                      | Saturado                      | —                                     | 1,6 – 2,0      |
|                                |                              | Seco                          | 2,5 – 3,1                             | 3,1 – 4,1      |

NE: Não estabilizado

\*Assumido por falta de informação

\*\* Bloco produzido com pressão de compactação de 6MPa

Fonte: Adaptado de Silva, 2015.

Reddy e Gupta (2005) obtiveram resistência à compressão de 7,19 MPa para blocos fabricados com solo altamente arenoso estabilizado com 12% de cimento.

Azeredo et al (2016), em seu estudo que analisou o comportamento estrutural de alvenarias construídas com BTC, obtiveram para os blocos fabricados com 12% de cimento em uma prensa manual Mattone, uma resistência à compressão de 3,92 MPa. O solo utilizado na fabricação dos blocos estava em conformidade com as especificações da NBR 10833 (2012) e os prismas foram ensaiados secos.

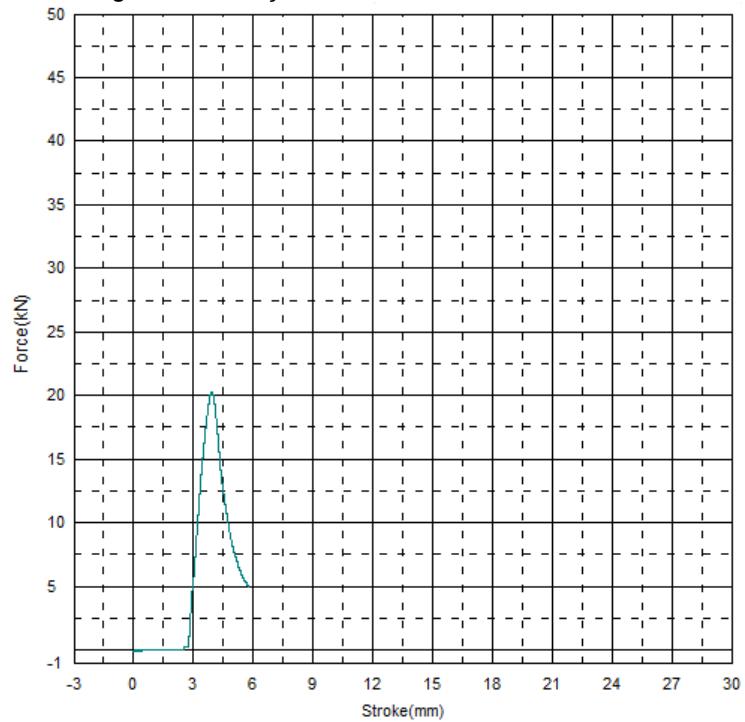
Santos (2016), em sua pesquisa com colunas de BTC armado, obteve 2,93 MPa de resistência à compressão para blocos produzidos em uma prensa hidráulica eco brava, com 12% de cimento, terra dentro dos padrões da NBR 10833 (2012) e prismas ensaiados de forma seca.

Observa-se que a resistência à compressão apresentada na Tabela 12 encontra-se inferior aos valores encontrados por Walker (1997) e Reddy e Gupta (2005), porém bem próximo às resistências apresentadas por Azeredo et al (2016) e Santos (2016).

### 5.3.3 Módulo de elasticidade do BTC

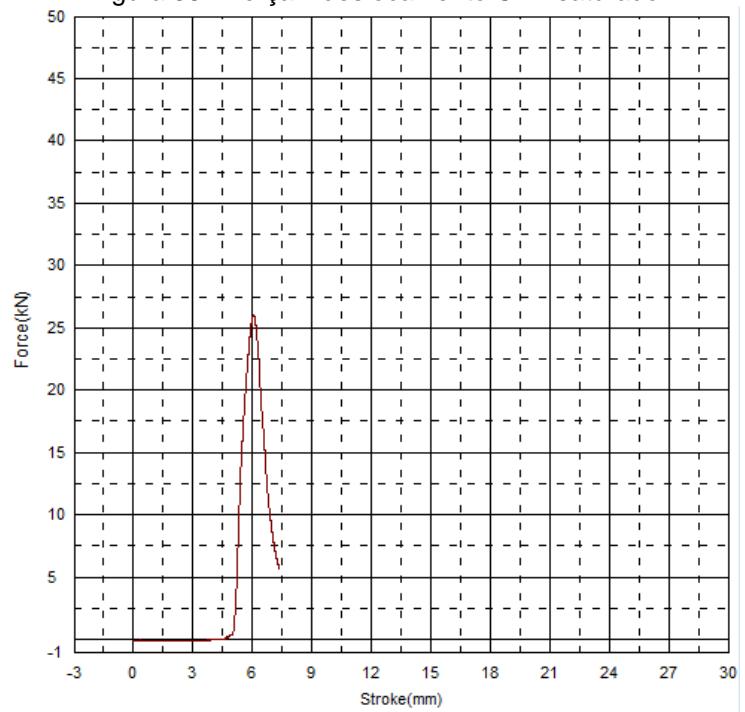
Os resultados a seguir representam os deslocamento em milímetros, sofridos pelos corpos de prova prismáticos saturados de dimensões 125 x 125 x 165 mm (Largura, comprimento e altura), quando submetidos a uma força de compressão em kN até a ruptura (Figura 37 e 38).

Figura 37 - Força x deslocamento CP1-saturado



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Figura 38 - Força x deslocamento CP2-saturado



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

De acordo com o gráfico da figura 37, com a aplicação do esforço de compressão a uma velocidade 0,02mm/s no corpo de prova (CP1-Saturado), percebe-se inicialmente uma acomodação do material e posteriormente um encurtamento de 1,4 mm até a ruptura do prisma.

Para corpo de prova CP2-Saturado (Figura 38), verifica-se inicialmente uma acomodação do material e posteriormente uma encurtamento de 1,5 mm até a ruptura do prisma.

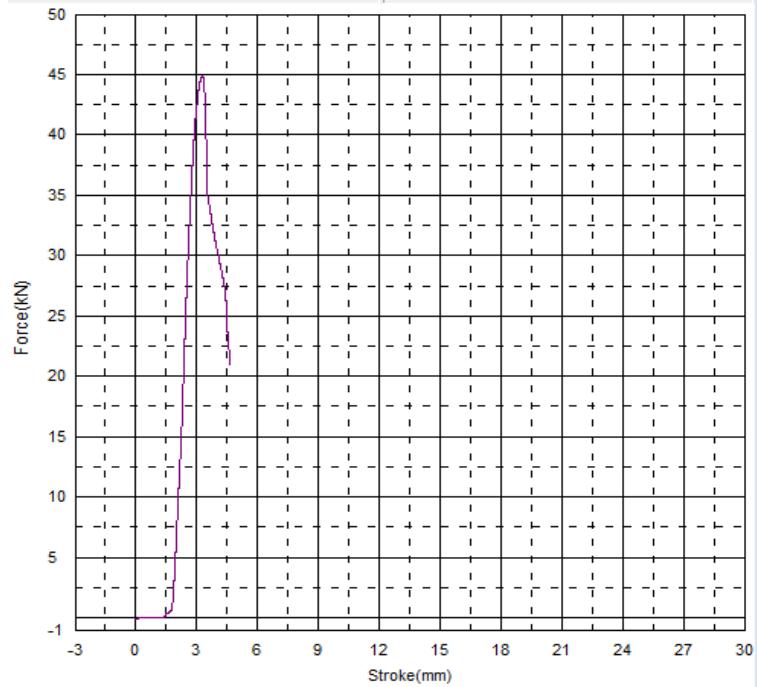
Considerando-se que o material apresentou um comportamento elástico-linear, de posse das deformações e esforços sofridos pelos corpos de prova até a ruptura, foi possível calcular o módulo de elasticidade dos corpos de prova saturados, apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 - Módulo de elasticidade dos corpos de prova saturados

| <b>CP - Saturado<br/>(12% de cimento)</b> | <b>Módulo de<br/>elasticidade (MPa)</b> |
|---|---|
| 1   | 153,21                                  |
| 2   | 182,60                                  |
| 3   | *                                       |
| Média                                     | 167,91                                  |
| Desvio padrão                             | 20,78                                   |

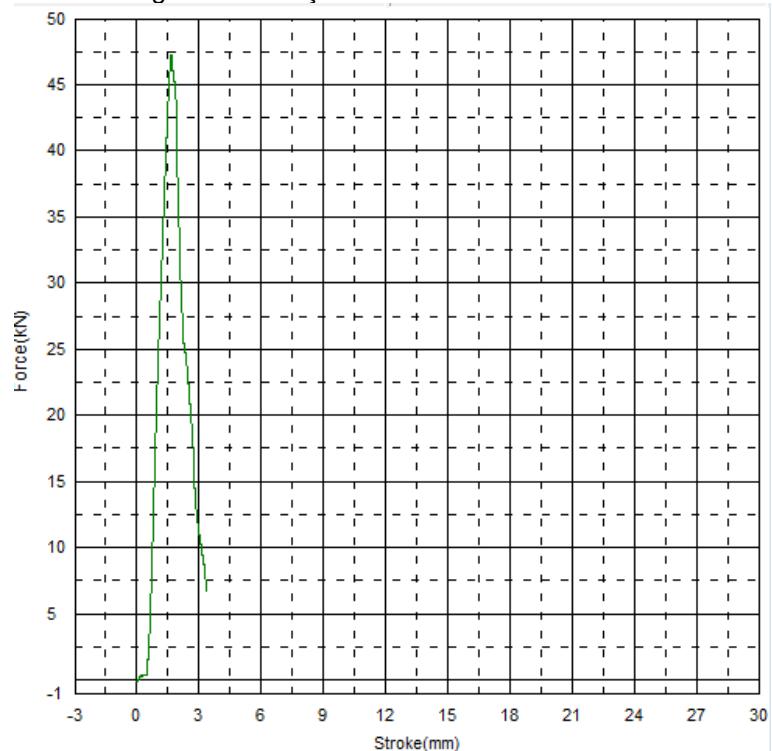
Os mesmos procedimentos foram realizados para os corpos de prova ensaiados secos na máquina universal de ensaios da Shimadzu (Figura 39, 40 e 41).

Figura 39 - Força x deslocamento CP1-Seco



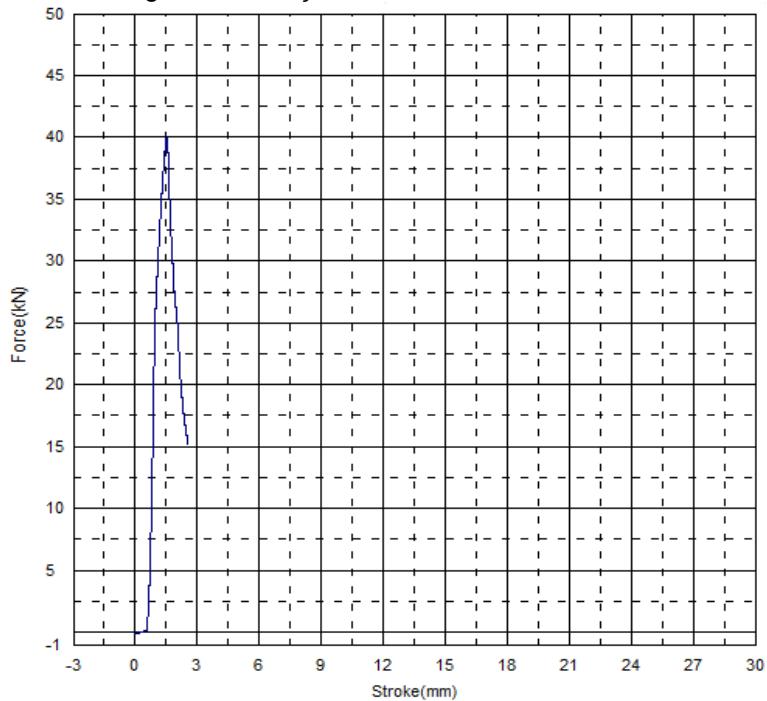
Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Figura 40 - Força x deslocamento CP2-Seco



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Figura 41 - Força x deslocamento CP3-Seco



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Conforme o gráfico (Figura 39), para o corpo de prova CP1-Seco, com o decorrer da aplicação do esforço, é verificado inicialmente uma leve acomodação do material e posteriormente um encurtamento de 2,03 mm até a ruptura do prisma.

Já para o corpo de prova CP2-Seco (Figura 40), é analisada uma pequena acomodação e logo em seguida um encurtamento de 1,21 mm até a ruptura.

O corpo de prova CP3-Seco (Figura 41) apresenta uma pequena acomodação e logo após um encurtamento de 0,90 mm até a ruptura.

Através da Tabela 15, é possível verificar os resultados do cálculo do módulo de elasticidade para os corpos de prova secos.

Tabela 15 - Módulo de elasticidade dos corpos de prova secos

| CP - Seco<br>(12% de cimento) | Módulo de<br>elasticidade (MPa) |
|-------------------------------|---------------------------------|
| 1                             | 234,09                          |
| 2                             | 410,45                          |
| 3                             | 469,33                          |
| Média                         | 371,29                          |
| Desvio padrão                 | 122,41                          |

Verificando os resultados das Tabelas 14 e 15, observou-se uma perda de 54,78% no valor do módulo de elasticidade médio quando o BTC é saturado.

No estudo realizado por Soares et al (2016), para prismas de BTC fabricados com solo contendo 4% de argila, 14% de silte, 82% de areia e estabilização através da ativação alcalina com 15% de cinzas volantes, foi obtido um módulo de elasticidade de 364,1 MPa. O ensaio foi realizado segundo a norma ASTM C1314-03b (2003).

Já na pesquisa desenvolvida por Sturm, Ramos e Lourenço (2015) para um BTC fabricado com solo de baixo teor de argila (5%) e 9% de cimento, foi encontrado um módulo de elasticidade de 148 MPa. A pesquisa não deixa claro se o BTC foi ensaiado de forma saturada ou não, mas observamos um valor inferior ao encontrado na tabela 14, provavelmente pelo bloco ter sido saturado antes do ensaio e fabricado com prensa manual.

Pinheiro (2009) obteve para um prisma de bloco cerâmico estrutural com dimensões 115 x 190 x 290 mm (Largura, altura e comprimento) um módulo de elasticidade de 4,99 GPa. Percebe-se com esse resultado que o módulo de elasticidade do BTC é bem inferior ao do bloco cerâmico estrutural.

É notório que os resultados do módulo de elasticidade (E) dos BTCs fabricados nessa pesquisa indicam uma baixa resistência mecânica e alta deformação do material quando submetidos a esforço mecânico. É observado que os módulos de elasticidade médios apresentados nas Tabelas 14 e 15 são inferiores ao módulo de elasticidade 25 GPa de um concreto com resistência característica à compressão de 20 MPa; entretanto são superiores aos módulos de elasticidade expressos por Pinto (2006) de alguns solos, no qual uma areia compactada e confinada a 100 KN apresenta 100MPa de módulo de elasticidade e uma argila muito rija apresenta de 20 a 40 MPa de módulo de elasticidade.

No geral, como esperado o módulo de elasticidade dos BTCs ensaiados apresentou-se menor que o módulo de elasticidade do concreto, bloco cerâmico, bloco de concreto e tijolo cerâmico. Indicando que o BTC quando comparado com componentes estruturais semelhantes (Tijolos e blocos), ainda é um material que apresenta baixa resistência mecânica e alta deformação quando submetido a esforços mecânicos.

## 5.4 PILARES DE BTC

### 5.4.1 Resistência à compressão da argamassa de assentamento

A resistência à compressão da argamassa foi verificada em uma prensa hidráulica manual com capacidade de 20 toneladas da L&R equipamentos, modelo PCM 20 (Figura 42). Corpos de provas cilíndricos com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura foram moldados com a argamassa utilizada no assentamento dos blocos e submetidos à compressão axial no estado seco após o período de cura (28 dias).

Figura 42 - Ensaio de resistência à compressão da argamassa de assentamento



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

A Tabela 16 apresenta os resultados da resistência à compressão simples para os 6 corpos de prova moldados.

Tabela 16 - Resistência à compressão da argamassa de assentamento

| <b>CP - Seco<br/>(12% de cimento)</b> | <b>Área da seção (cm<sup>2</sup>)</b> | <b>Carga de ruptura (kgf)</b> | <b>Resistência (MPa)</b> |
|---------------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------|--------------------------|
| 1                                     | 19,63                                 | 64,00                         | 0,32                     |
| 2                                     | 19,63                                 | 46,00                         | 0,23                     |
| 3                                     | 19,63                                 | 55,00                         | 0,27                     |
| 4                                     | 19,63                                 | 52,00                         | 0,26                     |
| 5                                     | 19,63                                 | 60,00                         | 0,30                     |
| 6                                     | 19,63                                 | 53,00                         | 0,26                     |
| <b><math>f_{cm}</math></b>            | -                                     | -                             | 0,27                     |
| Desvio padrão                         | -                                     | -                             | 0,03                     |

$f_{cm}$  – Resistência média à compressão

Analizando-se os resultados, percebe-se que a argamassa resultou em cerca de 10% da resistência à compressão do bloco seco, e que mantendo a mesma composição do bloco para a produção da argamassa, mas aumentando a quantidade

de água na mistura e notoriamente não possibilitando nenhum processo de compactação, a argamassa atinge uma baixa resistência em comparação ao bloco. Sendo assim, é indicado aumentar a porcentagem de aglomerante na mistura para que a argamassa adquira uma boa resistência, porém de tal modo que não ultrapasse 70% da resistência à compressão do bloco, como recomendado pela NBR 15812-1 (2010) para que a mesma permita e absorva as deformações do elemento estrutural.

Queiroga (2016) também observou uma baixa resistência da argamassa de assentamento quando mantido a mesma composição do bloco, variando apenas a quantidade de água, obtendo uma argamassa na ordem de 11% da resistência à compressão do bloco.

#### **5.4.2 Resistência à compressão do concreto da base e do graute.**

Para determinar a resistência à compressão do concreto da base e do graute, foram moldados 6 corpos de prova durante a concretagem das bases que se deu em 2 etapas (3 para cada etapa) e 6 corpos de prova durante o grauteamento dos pilares que também se deu em 2 etapas (3 para cada etapa). Logo após a cura de 28 dias, as amostras foram submetidas à compressão axial em uma máquina universal de ensaio Pavitest, fabricada pela Contenco e com capacidade de 1000KN (Figura 43).

Figura 43 - Ensaio de resistência à compressão do concreto e do graute



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Os resultados para o concreto da base é expresso na tabela 17.

Tabela 17 - Resistência à compressão do concreto da base aos 28 dias

| CP - CONCRETO | Área da seção (cm <sup>2</sup> ) | Carga de ruptura (kgf) | Resistência (MPa) |
|---------------|----------------------------------|------------------------|-------------------|
| 1             | 78,5                             | 16.031,00              | 20,03             |
| 2             | 78,5                             | 15.511,00              | 19,38             |
| 3             | 78,5                             | 14.452,00              | 18,05             |
| 4             | 78,5                             | 17.544,00              | 21,92             |
| 5             | 78,5                             | 19.066,00              | 23,82             |
| 6             | 78,5                             | 15.361,00              | 19,19             |
| $f_{cm}$      | -                                | -                      | 20,4              |
| Desvio padrão | -                                | -                      | 4                 |
| $f_{ck}$      | -                                | -                      | 13,8              |

$f_{cm}$ – Resistência média à compressão

$f_{ck}$ – Resistência característica à compressão

O concreto da base foi dosado para um  $f_{ck} = 20$  MPa, entretanto obteve-se um  $f_{ck} = 13,8$  MPa. Esta diferença, possivelmente é relacionada à falha de dosagem ou produção do concreto. Contudo, este erro não afetou nenhum resultado relacionado aos pilares de BTC, pelo fato que dosamos o concreto da base com 20 MPa apenas por

questões normativas da NBR 6118, que delimita a resistência mínima para concreto estrutural. Somente era necessário que o concreto da base tivesse resistência maior que o graute e o BTC; assim, este critério foi satisfeito.

Os resultados para o graute dos pilares é expresso na Tabela 18.

Tabela 18 - Resistência à compressão do graute aos 28 dias

| CP - GRAUTE           | Área da seção (cm <sup>2</sup> ) | Carga de ruptura (kgf) | Resistência (MPa) |
|-----------------------|----------------------------------|------------------------|-------------------|
| 1                     | 78,5                             | 3.734,00               | 4,66              |
| 2                     | 78,5                             | 5.846,00               | 7,30              |
| 3                     | 78,5                             | 4.627,00               | 5,78              |
| 4                     | 78,5                             | 4.064,00               | 5,08              |
| 5                     | 78,5                             | 4.465,00               | 5,58              |
| 6                     | 78,5                             | 5.807,00               | 7,25              |
| <b>f<sub>cm</sub></b> | -                                | -                      | 5,94              |
| Desvio padrão         | -                                | -                      | 4                 |

$f_{cm}$  – Resistência média à compressão

O graute foi dosado para atingir a mesma resistência à compressão do bloco, mas observando-se os valores de  $f_{cm}$  da tabela 12 e 18, é verificado que isto não ocorreu. O graute apresentou um  $f_{cm}$  122% maior que o  $f_{cm}$  do BTC. É válido expressar a dificuldade de produzir um graute de tão baixa resistência.

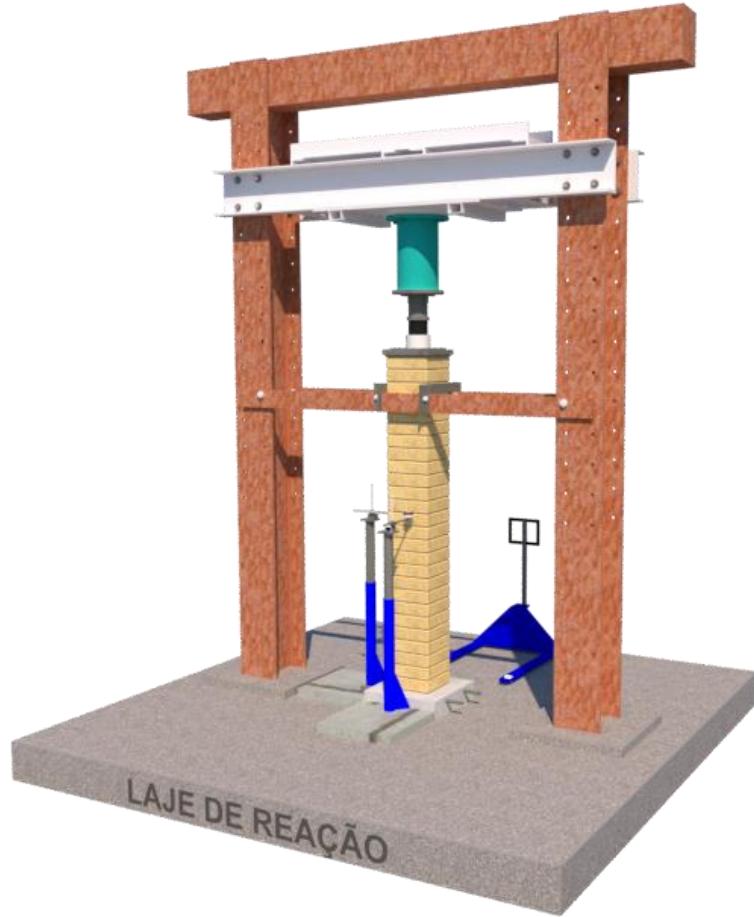
A consistência do graute está relacionada às características e proporções dos materiais empregados, permitindo correlacioná-lo com a mobilidade da massa e coesão entre seus componentes. Para identificar esta característica do material, foi realizado o ensaio de abatimento do tronco de cone, também conhecido como *slump test*. Assim, o graute dosado para este estudo obteve um abatimento de 180 mm. Este valor proporcionou um grauteamento sem nichos nos pilares reforçados.

### 5.4.3 Resistência à compressão e deformações dos pilares.

A determinação da resistência à compressão dos pilares e as deformações ocorridas nestes elementos estruturais quando submetidos a carregamento de compressão, foi realizada conforme o procedimento descrito no tópico 4.2.4.3.

Na figura 44 é demonstrado o projeto esquemático do ensaio de compressão axial nos pilares de BTC, juntamente com os instrumentos captadores de deformações (LVDT e relógio comparador).

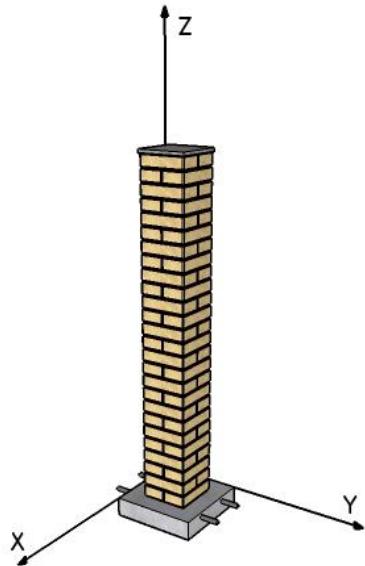
Figura 44 - Ensaio de resistência à compressão e deformação do pilar de BTC



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Ao decorrer dos resultados, serão mencionadas os deslocamentos ocorridos nos planos X-Z, Y-Z e no eixo Z (Encurtamento). Para uma boa compreensão do leitor, tomou-se como base o projeto esquemático apresentado na figura 44 e elaborou-se a figura 45 que corresponde ao pilar de BTC em posição de ensaio com os eixos considerados.

Figura 45 - Pilar em posição de ensaio com os eixos correspondente



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Antes do ensaio de resistência à compressão nos pilares, foi anotado algumas dimensões do elemento estrutural, tais como: altura da alvenaria, altura da base, área da seção do pilar e desaprumo da estrutura. Após isso, os pilares foram submetidos à compressão axial até a ruptura.

#### 5.4.3.1 Pilares não reforçados.

Os resultados para os pilares 1, 2 e 3 submetidos à compressão axial até a ruptura são apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 - Resistência à compressão dos pilares sem reforço

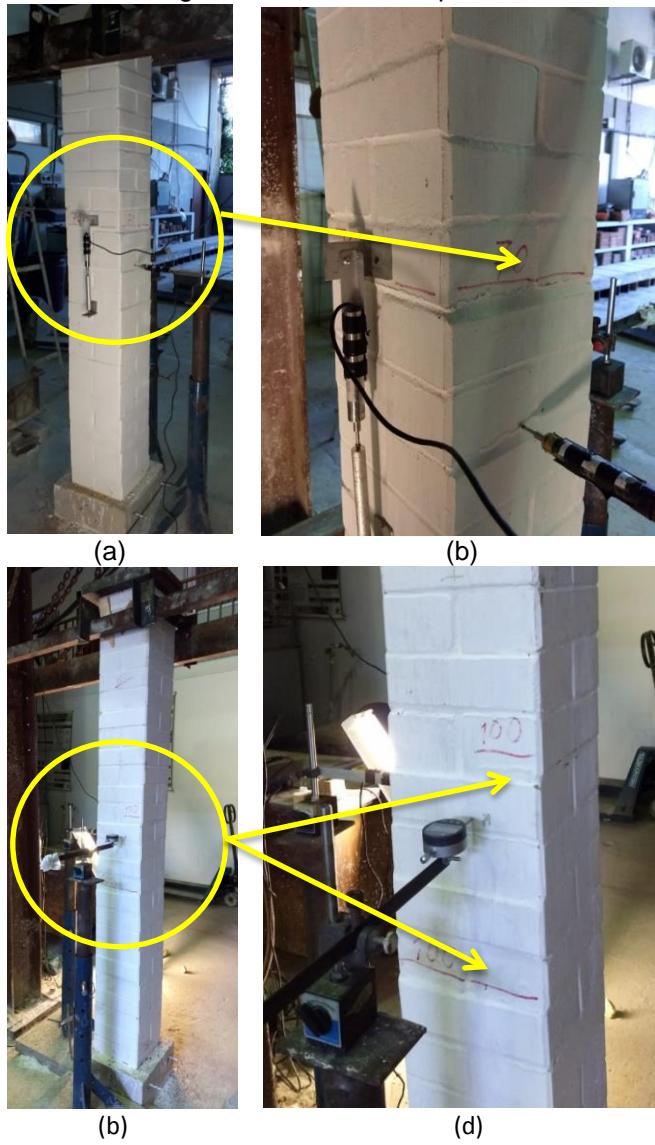
| Pilar sem reforço     | Altura da alvenaria (m) | Altura da base (m) | Área da seção do pilar (cm <sup>2</sup> ) | Desaprumo do pilar (cm) | Carga de ruptura (KN) | Tensão de ruptura (MPa) |
|-----------------------|-------------------------|--------------------|---|-------------------------|-----------------------|-------------------------|
| Pilar 1 (BTC)         | 1,97                    | 0,15               | 625,00                                    | 1,90 X-Z<br>0,50 Y-Z    | 122,6                 | 1,96                    |
| Pilar 2 (BTC)         | 1,98                    | 0,15               | 625,00                                    | 1,20 X-Z<br>2,10 Y-Z    | 127,20                | 2,04                    |
| Pilar 3 (BTC)         | 1,98                    | 0,15               | 625,00                                    | 1,20 X-Z<br>2,00 Y-Z    | 123,50                | 1,98                    |
| <b>f<sub>cm</sub></b> | -                       | -                  | -   | -                       | -                     | 1,99                    |
| Desvio padrão         | -                       | -                  | -   | -                       | -                     | 0,04                    |

**f<sub>cm</sub>** – Resistência média à compressão

##### 5.4.3.1.1 Pilar 1.

Para o pilar 1 submetido ao ensaio de compressão simples, foi registrado apenas fissuras horizontais nos blocos e nas interfaces entre bloco e argamassa de assentamento (Figura 46).

Figura 46 - Fissuras no pilar 1



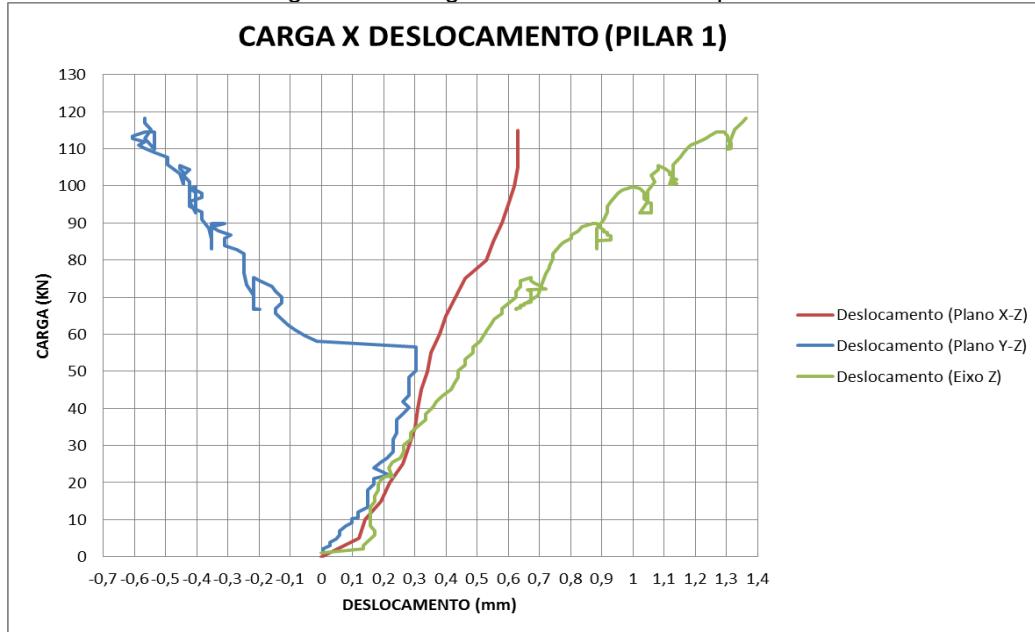
Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

As fissuras horizontais observadas foram decorrentes do esforço de flexão ocasionado pelo desaprumo do pilar demonstrado na Tabela 19 e das deformações dos materiais constituintes do elemento estrutural.

Ao atingir uma carga de 118,3 KN, o carregamento foi paralisado para que os equipamentos que estavam monitorando os deslocamentos fossem retirados por questões de segurança contra danos nos dispositivos com a ruptura do pilar. Feito isso,

foi retornado o carregamento até atingir a carga de 122,6 KN que causou a ruptura do pilar.

Figura 47 - Carga x Deslocamento do pilar 1



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Analisando o gráfico acima, verificamos os deslocamentos ocorridos nas direções dos planos X-Z, Y-Z e do eixo Z nos pilares, decorrentes do carregamento aplicado. É observado no gráfico dos deslocamentos no plano Y-Z e no eixo Z, várias paradas no carregamento, seguido de um descarregamento e posterior carregamento. Isto ocorreu pelo fato que ao decorrer do ensaio o carregamento foi paralisado sempre que surgia uma nova fissura, para que a mesma fosse marcada com segurança. No gráfico do deslocamento no plano X-Z não é possível observar isto, por que a verificação do deslocamento foi feita a cada 5 KN de forma manual, através de um relógio comparador.

O modo de ruptura do pilar 1 pode ser observado na Figura 48.

Figura 48 - Modo de ruptura do pilar 1



(a) (b)

Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

A ruptura ocorreu por esmagamento de alguns blocos no terço médio do pilar.

#### 5.4.3.1.2 Pilar 2

No pilar 2 foram observadas apenas fissuras horizontais nos blocos e nas interfaces entre bloco e argamassa de assentamento (Figura 49).

Figura 49 - Fissuras no pilar 2

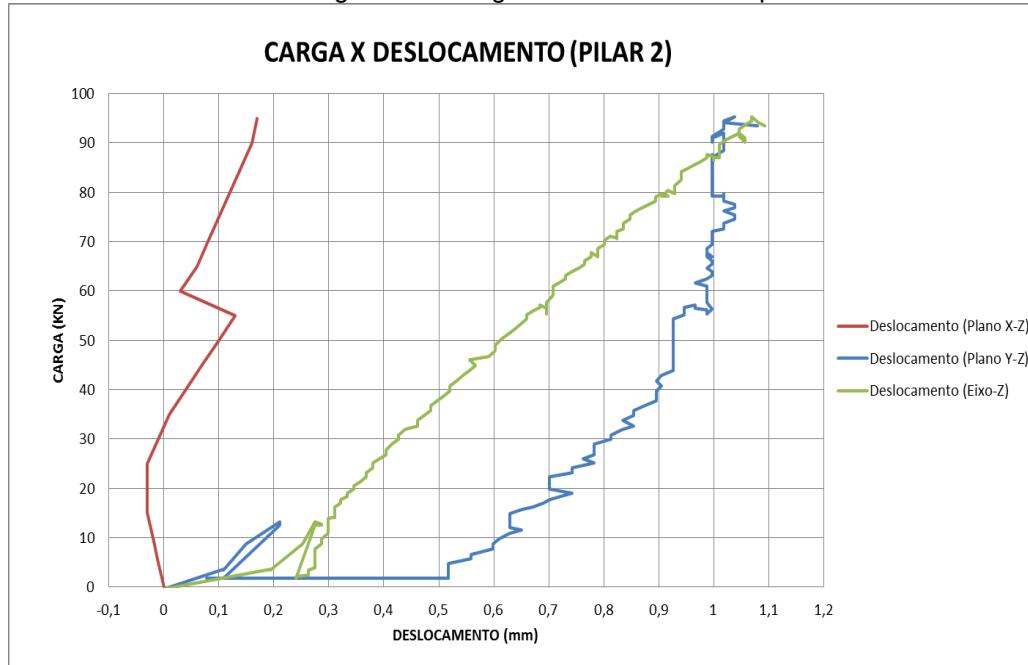


Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Da mesma forma que ocorreu no pilar 1, as fissuras horizontais foram causadas por tração no material, decorrentes do esforço de flexão.

Através do gráfico apresentado na Figura 50, constatamos que os deslocamentos foram mensurados até a carga de 93,5 KN. A ruptura do elemento estrutural ocorreu no esforço de 127,2 KN.

Figura 50 - Carga x deslocamento do pilar 2



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

A ruptura ocorreu por esmagamento de blocos na parte inferior da estrutura (Figura 51).

Figura 51 - Modo de ruptura do pilar 2



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

#### 5.4.3.1.3 Pilar 3

Para o pilar 3, além de fissuras horizontais no bloco e na interface argamassa/bloco, ocorreram fissuras verticais nos blocos (Figura 52).

Figura 52 - Fissuras no pilar 3

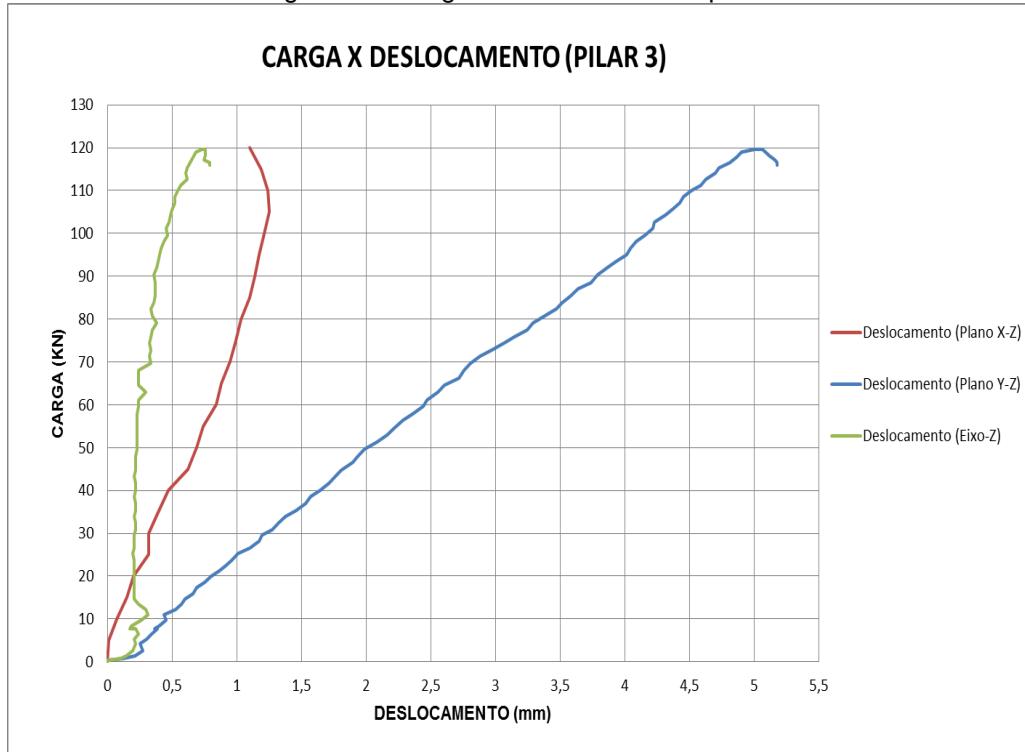


|Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

As fissuras horizontais foram causadas por flexão e as verticais por compressão no pilar.

As cargas e os deslocamentos correspondentes são demonstrados na Figura 53 até o esforço de 115,9 KN. A ruptura ocorreu em 127,2 KN.

Figura 53 - Carga x deslocamento do pilar 2



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Da mesma forma do pilar 1, a ruptura no pilar 3 ocorreu por esmagamento de blocos do terço médio (Figura 54).

Figura 54 - Modo de ruptura do pilar 3



(a) (b)  
Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

#### 5.4.3.2 Pilares reforçados com graute.

Para os pilares reforçados com graute, repetiu-se todo o procedimento de ensaio descrito para os pilares 1, 2 e 3. Assim, a Tabela 20 apresenta os resultados de resistência à compressão obtidos para os pilares 4, 5, e 6.

Tabela 20 - Resistência à compressão dos pilares reforçados com graute

| Pilar com reforço         | Altura da alvenaria (m) | Altura da base (m) | Área da seção do pilar (cm <sup>2</sup> ) | Desaprumo do pilar (cm) | Carga de ruptura (KN) | Tensão de ruptura (MPa) |
|---------------------------|-------------------------|--------------------|---|-------------------------|-----------------------|-------------------------|
| Pilar 4<br>(BTC + Graute) | 1,96                    | 0,15               | 625,00                                    | 1,80 X-Z<br>1,50 Y-Z    | 142,8                 | 2,28                    |
| Pilar 5<br>(BTC + Graute) | 1,99                    | 0,15               | 625,00                                    | 0,30 X-Z<br>0,00 Y-Z    | 152,8                 | 2,44                    |
| Pilar 6<br>(BTC+ Graute)  | 1,94                    | 0,15               | 625,00                                    | 0,00 X-Z<br>1,50 Y-Z    | 139,3                 | 2,23                    |
| <b>f<sub>cm</sub></b>     | -                       | -                  | -   | -                       | -                     | 2,32                    |
| Desvio padrão             | -                       | -                  | -   | -                       | -                     | 0,11                    |

**f<sub>cm</sub>** – Resistência média à compressão

#### 5.4.3.2.1 Pilar 4

Ocorreram pouquíssimas fissuras verticais e horizontais na região do terço médio do pilar antes do colapso da estrutura (Figura 55).

Figura 55 - Fissuras no pilar 4

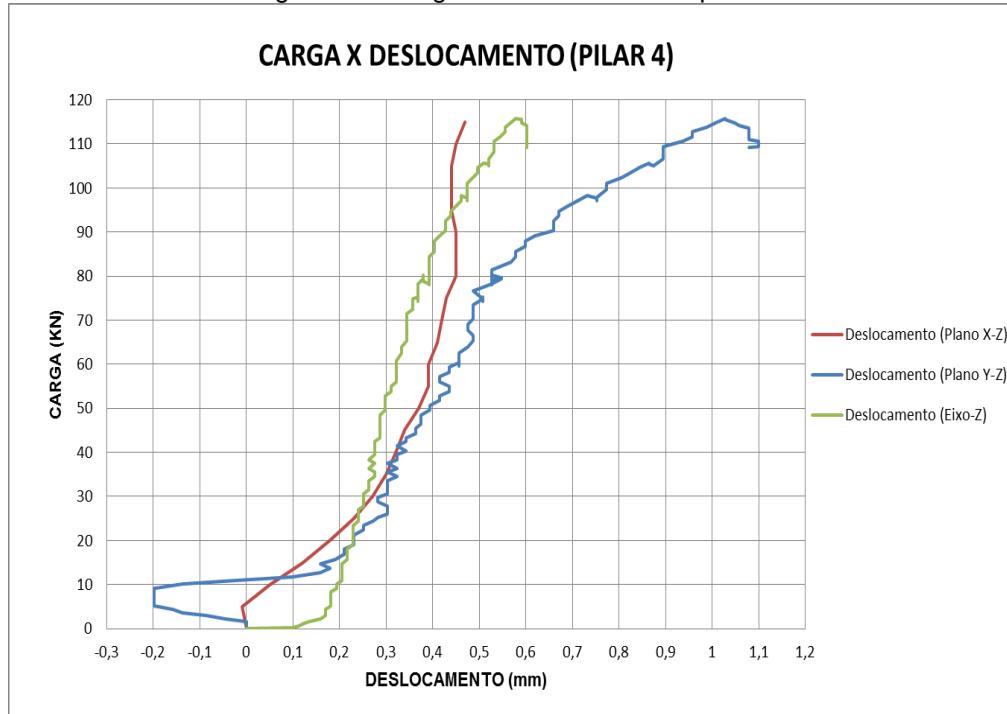


Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

As fissuras verticais foram ocasionadas por compressão e as horizontais por flexão na coluna de BTC grauteada.

As cargas e os deslocamentos correspondentes são demonstrados na Figura 56 até o esforço de 109,1 KN. O colapso da estrutura ocorreu em 142,8 KN.

Figura 56 - Carga x deslocamento do pilar 4



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

A ruptura no pilar 4 ocorreu por esmagamento de alguns blocos localizados na parte superior e no terço médio do pilar (Figura 57).

Figura 57 - Modo de ruptura do pilar 4



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

#### 5.4.3.2.2 Pilar 5

O ensaio para este pilar deu-se com uma descontinuidade na metade de sua altura, como pode ser visto na Figura 58. Esta descontinuidade foi causada por um operário que tentou modificar o pilar de lugar manualmente sem auxílio do carrinho de transporte. O esforço realizado pelo operário causou tração na seção do elemento estrutural de tal maneira que causou a separação da estrutura. Assim, podemos concluir que o pilar de BTC sem reforço de armadura tem muito pouca resistência à tração. Durante o ensaio, ocorreram apenas fissuras horizontais nos blocos e na interface bloco/argamassa na parte superior da descontinuidade.

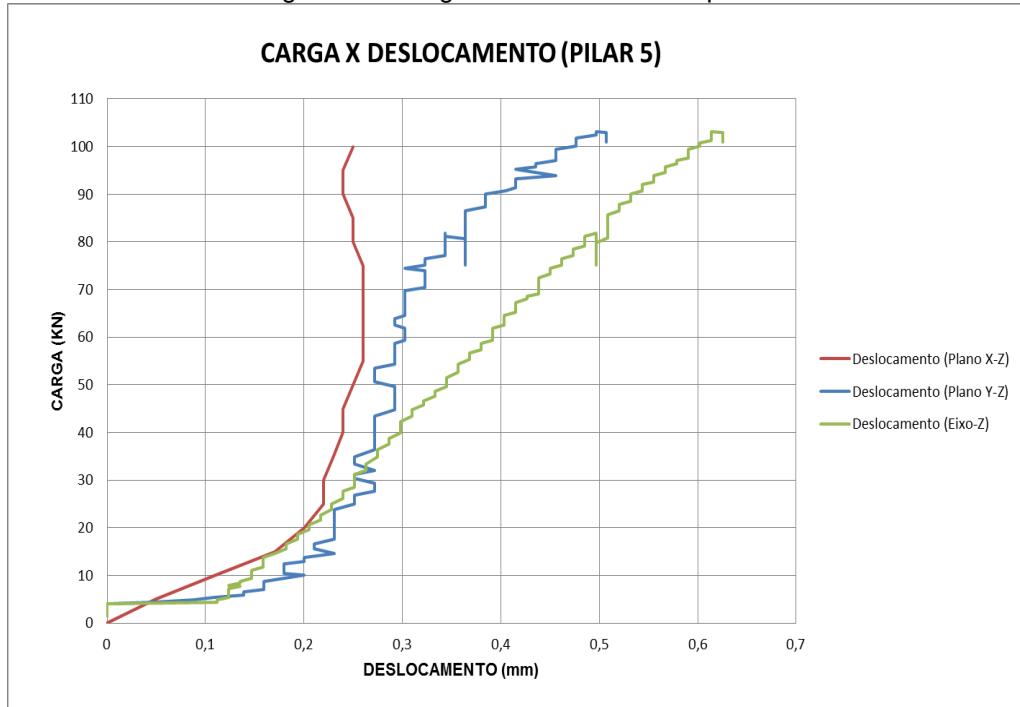
Figura 58 - Fissuras no pilar 5



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Até a força de 100,9 KN, foi mensurada a relação entre a carga e o deslocamento (Figura 59). A ruptura do pilar aconteceu em 152,8 KN.

Figura 59 - Carga x deslocamento do pilar 5



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

O esmagamento de blocos da parte inferior da descontinuidade ocasionou a ruptura das colunas (Figura 60).

Figura 60 - Modo de ruptura do pilar 5



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

#### 5.4.3.2.3 Pilar 6

No pilar 6 houve a ocorrência de fissuras horizontais e verticais, com predominância das fissuras horizontais por flexão nos componentes do pilar.

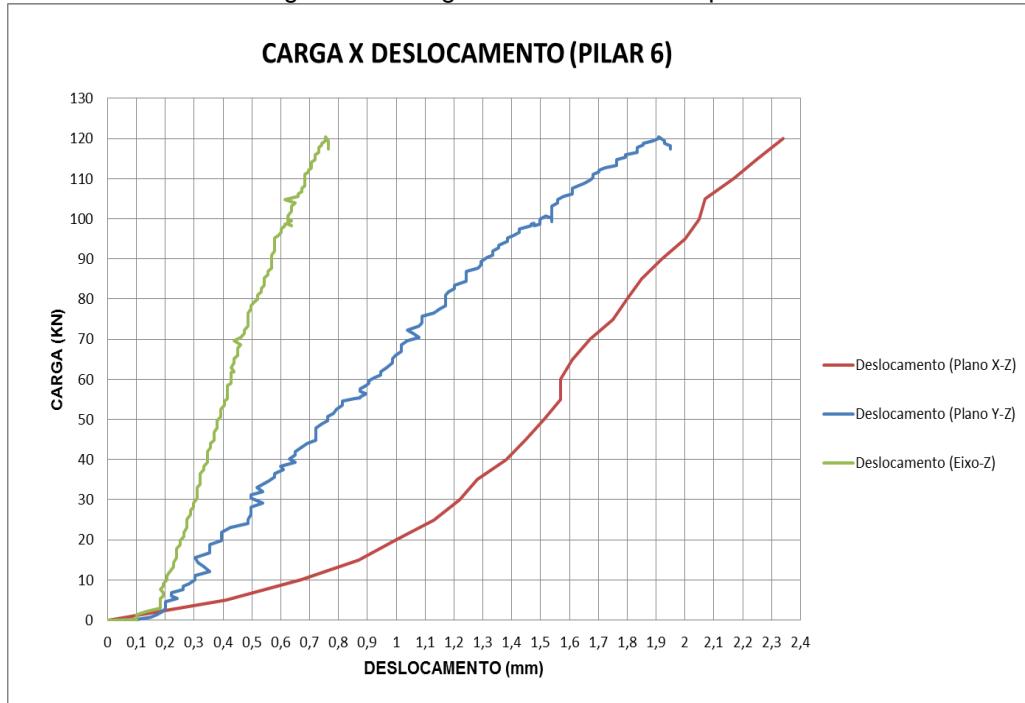
Figura 61 - Fissuras no pilar 6



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

As cargas e os deslocamentos correspondentes podem ser verificados na Figura 62 até a força de 120,4 KN, embora a ruína do pilar tenha ocorrido quando o carregamento atingiu 139,3 KN.

Figura 62 - Carga x deslocamento do pilar 6



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

A ruptura ocorreu por esmagamento de blocos da parte superior do pilar (Figura 63).

Figura 63 - Modo de ruptura do pilar 6



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

#### 5.4.3.3 Pilares reforçados com graute e aço.

Para os pilares reforçados com graute e aço, repetiu-se todo o procedimento de ensaio descrito para os pilares 1, 2, 3, 4, 5 e 6. Deste modo, a Tabela 21 demonstra os resultados de resistência à compressão obtidos para os pilares 7, 8, e 9.

Tabela 21- Resistência à compressão dos pilares reforçados com graute e aço

| Pilar com reforço              | Altura da alvenaria (m) | Altura da base (m) | Área da seção do pilar (cm <sup>2</sup> ) | Desaprumo do pilar (cm) | Carga de ruptura (KN) | Tensão de ruptura (MPa) |
|--------------------------------|-------------------------|--------------------|---|-------------------------|-----------------------|-------------------------|
| Pilar 7<br>(BTC + Graute +Aço) | 1,99                    | 0,15               | 625,00                                    | 0,00 X-Z<br>0,00 Y-Z    | 213,5                 | 3,42                    |
| Pilar 8<br>(BTC+Graute+Aço)    | 2,03                    | 0,15               | 625,00                                    | 1,80 X-Z<br>1,50 Y-Z    | 184,1                 | 2,95                    |
| Pilar 9<br>(BTC+Graute+Aço)    | 1,98                    | 0,15               | 625,00                                    | 0,30 X-Z<br>0,00 Y-Z    | 146,7                 | 2,35                    |
| <b>f<sub>cm</sub></b>          | -                       | -                  | -   | -                       | -                     | 2,90                    |
| Desvio padrão                  | -                       | -                  | -   | -                       | -                     | 0,54                    |

**f<sub>cm</sub>** – Resistência média à compressão

#### 5.4.3.3.1 Pilar 7

Houve ocorrência de fissuras horizontais por flexão nos componentes da estrutura.

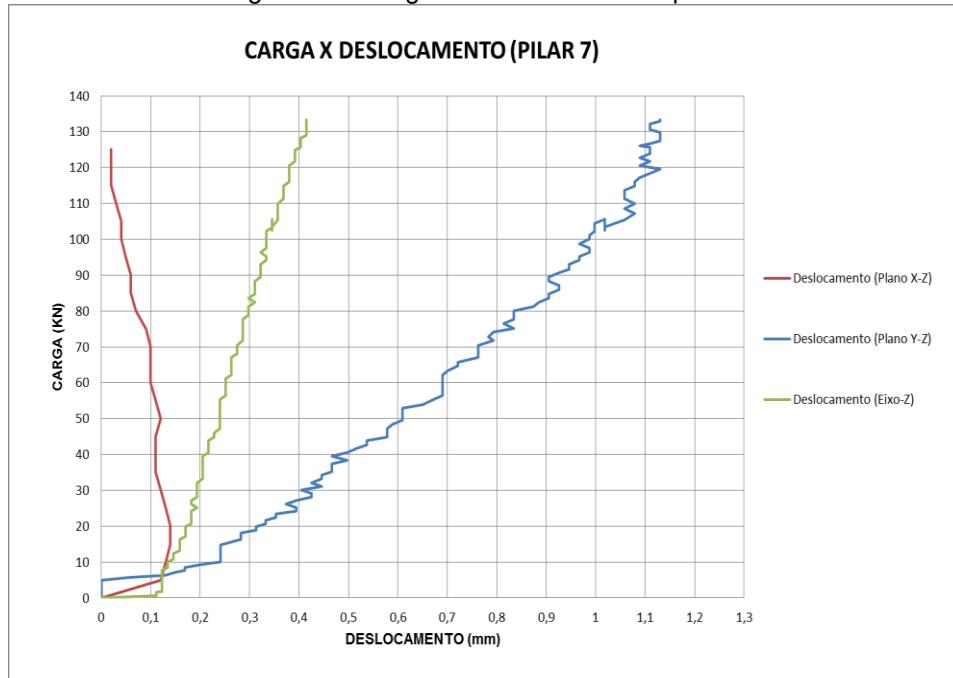
Figura 64 - Fissuras no pilar 7



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

Até 133,3 KN foram monitorados as cargas e os deslocamentos correspondentes (Figura 65). E a ruptura da coluna ocorreu quando o esforço de compressão atingiu 213,5 KN.

Figura 65 - Carga x deslocamento do pilar 7



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

A ruptura ocorreu por esmagamento de alguns blocos próximos à base do pilar.

Figura 66 - Modo de ruptura do pilar 7



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

#### 5.4.3.3.2 Pilar 8

No pilar 8 foram observadas poucas fissuras horizontais nos blocos e nas interfaces entre bloco e argamassa de assentamento (Figura 67).

Figura 67 - Fissuras no pilar 8

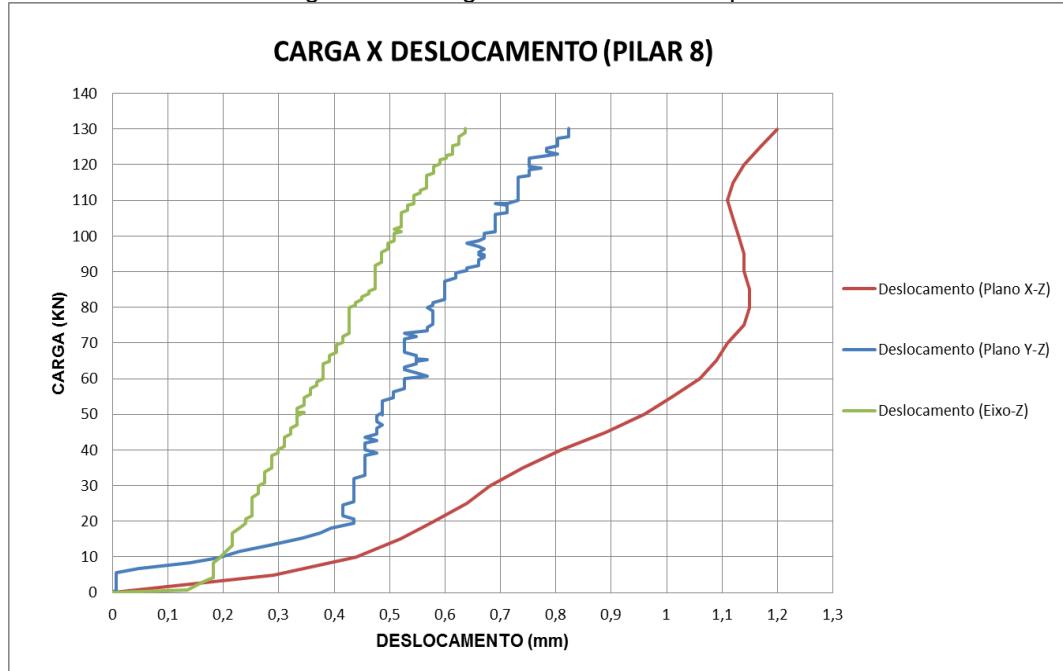


Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

As fissuras horizontais foram ocasionadas por flexão no material.

Através do gráfico apresentado na Figura 68, constatamos que os deslocamentos foram mensurados até a carga de 130,2 KN. Porém a ruptura do elemento estrutural ocorreu no esforço de 184,1 KN.

Figura 68 - Carga x deslocamento do pilar 8



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

A ruptura ocorreu por esmagamento de blocos na parte inferior da estrutura (Figura 69).

Figura 69 - Modo de ruptura do pilar 8



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

#### 5.4.3.3.3 Pilar 9

Da mesma forma do pilar 7 e 8, ocorreram para o pilar 9 apenas fissuras horizontais por flexão no componente da estrutura.

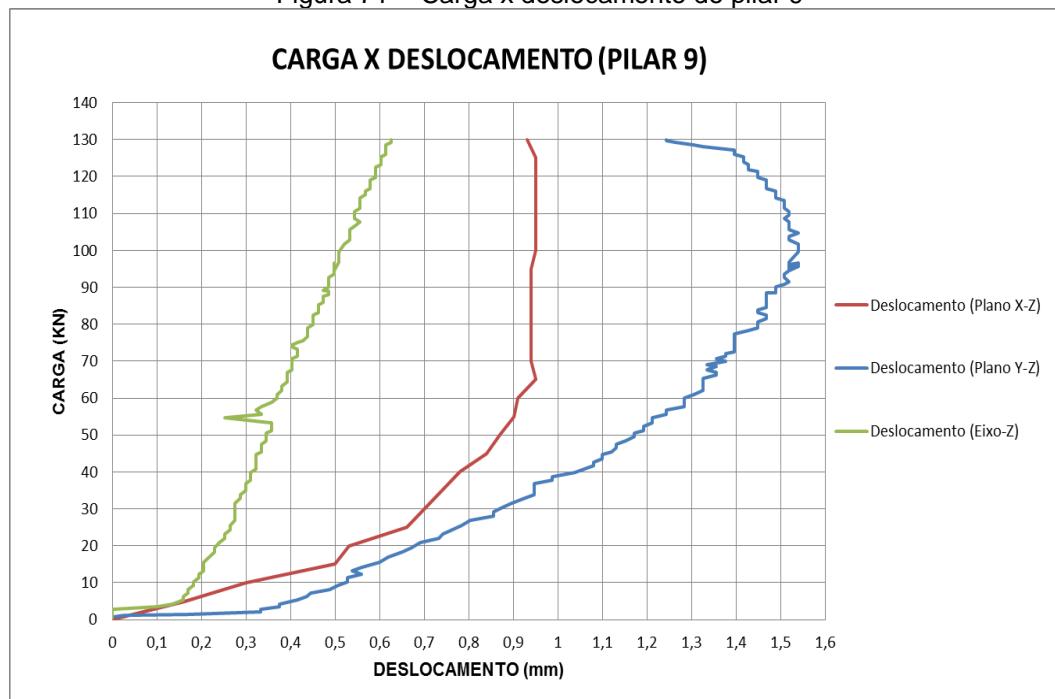
Figura 70 - Fissuras no pilar 9



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

O monitoramento dos deslocamentos resultantes dos carregamentos aplicados foi executado até 129,9 KN (Figura 71). O colapso da estrutura ocorreu quando a carga atingiu 146,7 KN.

Figura 71 - Carga x deslocamento do pilar 9



O esmagamento de blocos próximo à base da coluna ocasionou o colapso do elemento estrutural (Figura 72).

Figura 72 - Modo de ruptura do pilar 9



Fonte: Elaborada pelo autor, 2019.

#### 5.4.3.4 Análise dos resultados dos pilares

De posse dos resultados das resistências médias à compressão ( $f_{cm}$ ), deslocamentos, desaprumo e altura média resultante de cada tipo de pilar, foi possível fazer uma análise entre estes valores resultantes apresentados na Tabela 22.

Tabela 22 - Tabela resumo para os resultados dos pilares

| Pilares                  | Altura média da alvenaria (m) | Desaprumo médio do pilar (cm)              | Deslocamento médio (mm)   | Carga de ruptura média (KN) | $f_{cm}$ (MPa)  |
|--------------------------|-------------------------------|--|---|-----------------------------|-----------------|
| Pilares (BTC)            | 1,98                          | $1,43 \pm 0,40$ X-Z<br>$1,53 \pm 0,90$ Y-Z | $0,75 \pm 0,49$ X-Z<br>$2,48 \pm 1,91$ Y-Z<br>$1,08 \pm 0,23$ Z | $124,43 \pm 2,44$           | $1,99 \pm 0,04$ |
| Pilares (BTC+Graute)     | 1,96                          | $0,70 \pm 0,96$ X-Z<br>$1,00 \pm 0,87$ Y-Z | $1,02 \pm 0,93$ X-Z<br>$1,32 \pm 0,60$ Y-Z<br>$0,67 \pm 0,07$ Z | $144,97 \pm 7,01$           | $2,32 \pm 0,11$ |
| Pilares (BTC+Graute+Aço) | 2,00                          | $0,70 \pm 0,96$ X-Z<br>$0,50 \pm 0,87$ Y-Z | $0,81 \pm 0,40$ X-Z<br>$1,26 \pm 0,43$ Y-Z<br>$0,56 \pm 0,10$ Z | $181,43 \pm 33,48$          | $2,90 \pm 0,54$ |

Os pilares reforçados com graute e aço foram os que apresentaram maior resistência à compressão, seguido dos pilares reforçados com apenas graute e pilares sem reforço. Os pilares reforçados com graute e aço obtiveram um  $f_{cm}$  46% maior que o  $f_{cm}$  apresentado pelos pilares sem reforço. Já os pilares reforçados com apenas graute obtiveram  $f_{cm}$  17% maior quando também comparados com os pilares de menor resistência.

Os resultados apresentados acima estão de acordo com o estudo de Tripuraa e Singhb (2018), que concluíram que as colunas reforçadas com aço apresentam melhor desempenho que outros tipos de colunas em termos de capacidade de carga.

Comparando-se o valor da carga de ruptura média obtida para os pilares armados da Tabela 21 com o valor da carga de ruptura média apresentado por Santos (2016) de 254,16 kN para 3 pilares de BTC armados com altura de 1,7 m, seção 25 x 25 cm e resistência média do graute de 11,56 MPa, analisou-se que houve um bom desempenho da estrutura, pelo fato que obteve-se uma carga de ruptura próxima, trabalhando-se com graute de menor resistência e pilares maiores.

Quando analisou-se o encurtamento (deslocamento Z), verificou-se que os pilares compostos por BTC, graute e aço apresentaram valores de encurtamento 48% menor do que o maior encurtamento que foi apresentado pelo pilar sem reforço. Da mesma forma, o pilar composto por BTC e graute teve encurtamento 38% menor que o maior valor apresentado entre os pilares.

Em relação aos deslocamentos, avaliamos que no plano Y-Z e X-Z os pilares reforçados apresentaram menor deslocamento quando comparados com os pilares sem reforço. Tanto menor quanto maior era o reforço. Essa conclusão também leva em conta a influência dos desaprumos dos pilares quanto aos deslocamentos nos planos considerados.

Nenhum deslocamento apresentou valor maior que o limite determinado pela NBR 15812-1 (2010) de L/150 ou 20 mm conforme apresentado no item 3.3.1.3.

Dentre os pilares reforçados 7, 8 e 9, percebe-se que a maior resistência à compressão ocorreu no pilar 7 que não tinha desaprumo (Tabela 21). Analisando-se os deslocamentos dentre os 3 pilares, observa-se que o menor deslocamento ocorrido é no plano X-Z também do pilar 7.

As fissuras horizontais foram predominantes em todos os 3 tipos de pilares até a ruptura. Logo, as fissuras verticais tiveram poucas ocorrências. Porém, após a ruptura, fendas verticais foram predominantes em todos os pilares. É observado que para os pilares sem reforço há uma ocorrência excessiva de fissuras horizontais; no entanto

para os pilares reforçados, principalmente os de BTC com graute e aço, ocorreram poucas fissuras horizontais.

Através do cálculo da carga crítica de Euler pela equação 7, foi possível determinar se ocorreu flambagem nos pilares ensaiados.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(K \cdot L)^2} \quad (7)$$

Tomando como base o módulo de elasticidade médio de 371,29 MPa do BTC expresso na tabela 15, L=1,98 m correspondente à altura média da alvenaria de pilares compostos por BTC (Estrutura com menor Inércia) apresentados na Tabela 22 e obtendo K=1 decorrente da vinculação apresentada nos pilares. Assim temos:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot 371,29 \times 10^6 N/m^2 \cdot \left[ \frac{(0,25m) \cdot (0,25m)^3}{12} \cdot -4 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (0,03m)^4 \right]}{(1 \cdot 1,98m)^2}$$

$$P_{cr} = 301,90 KN$$

Assim podemos observar na Tabela 22, que a carga de ruptura média apresentada para os pilares compostos apenas de BTC foi inferior à carga crítica de Euler, assim não havendo flambagem nos pilares sem reforço. Podemos estender este mesmo entendimento para os pilares reforçados (Estrutura com maior Inércia), pois as cargas de rupturas médias destes pilares também foram inferiores à carga crítica de Euler, calculada para os pilares com menor inércia. Observamos na equação 7 que quanto maior a inércia, maior será a carga crítica, deste modo é válida a consideração feita anteriormente.

De acordo com a NBR 15812-1 (2010), para a solicitação à compressão simples, a força normal de resistência de cálculo ( $N_{rd}$ ) é obtida através da equação 8.

$$N_{rd} = 0,9 \cdot F_d \cdot A \cdot R \quad (8)$$

Logo, para obter o coeficiente redutor ( $R$ ) é preciso calcular a esbeltez do pilar pela equação 6.

$$\lambda = \frac{l_e}{t_e} \quad (6)$$

Considerando os apoios dos pilares similares ao apresentado na Figura 16a, o comprimento de flambagem ( $l_e$ ) é igual a altura média dos pilares (1,98 m). A espessura efetiva da seção do pilar ( $t_e$ ) é igual a 0,25 m. Assim, aplicando os valores alcançados  $l_e$  e  $t_e$  na equação 6 obtém-se:

$$\lambda = \frac{1,98}{0,25} = 7,92$$

$$7,92 \leq 30 \text{ ok}$$

Calculado o índice de esbeltez, prosseguimos calculando o coeficiente redutor ( $R$ ) através da equação 9.

$$R = [1 - (\frac{\lambda}{40})^3] = [1 - (\frac{7,92}{40})^3] = 0,992 \quad (9)$$

Considerando-se a resistência à compressão da alvenaria ( $F_k$ ) igual a 70% da resistência característica à compressão simples do prisma ( $F_{pk}$ ) e considerando-se que  $F_d$  pode ser determinado conforme a equação 10:

$$F_d = \frac{F_k}{y_n} \quad (10)$$

Onde:

- $F_d$  = Resistência à compressão de cálculo da alvenaria
- $y_n$  = Coeficiente de ponderação das resistências

Para alvenarias normais, a NBR 15812-1 (2010) define o coeficiente de ponderação igual a 2. Feito isso, foi realizado o cálculo da resistência característica do prisma de BTC seco ( $F_{pk}$ ), no qual obteve-se 2,29 MPa. Desta forma, foi possível determinar  $F_d$  conforme a equação 10.

$$F_d = \frac{F_k}{y_n}$$

$$F_d = \frac{0,70 \cdot F_{pk}}{y_n}$$

$$F_d = \frac{0,70 \cdot 2,29}{2} = 0,80 \text{ MPa} = 0,08 \text{ KN/cm}^2$$

Com todas as variáveis calculadas e tomando a área da seção do pilar (A) igual a 625 cm<sup>2</sup>, determinamos a força normal de resistência de cálculo.

$$N_{rd} = 0,9 \cdot F_d \cdot A \cdot R$$

$$N_{rd} = 0,9 \cdot 0,08 \cdot 625 \cdot 0,992$$

$$N_{rd} = 44,64 \text{ KN}$$

No entanto, com os resultados da carga de ruptura média dos pilares expressos na tabela 22, foi calculada a força normal de resistência de cálculo através da minoração das resistência pelo coeficiente de ponderação ( $\gamma_m$ ) igual a 2.

Tabela 23 - Força normal de resistência de cálculo

| <b>Pilares</b>                       | <b>Força Resistente (KN)</b> |
|--------------------------------------|------------------------------|
| Pilares 1, 2 e 3<br>(BTC)            | 62,21                        |
| Pilares 4, 5 e 6<br>(BTC+Graute)     | 72,48                        |
| Pilares 7, 8 e 9<br>(BTC+Graute+Aço) | 90,71                        |

Assim, observa-se que a força normal de resistência de cálculo ( $N_{rd}$ ), quando comparada com os valores apresentados na tabela 23 é:

- 28,24% inferior à força normal de resistência de cálculo obtida em ensaio para os pilares 1, 2 e 3;
- 38,41% inferior à força normal de resistência de cálculo obtida em ensaio para os pilares 4, 5 e 6;
- 50,78% inferior à força normal de resistência de cálculo obtida em ensaio para os pilares 7, 8 e 9.

Portanto, verifica-se um superdimensionamento da estrutura através deste método de cálculo.

Fazendo os cálculos de maneira inversa, a fim de saber a resistência característica do bloco que tinha que ser empregado no pilar para que possa suportar as cargas de rupturas médias apresentadas para os pilares 1, 2 e 3; 4, 5 e 6; 7, 8 e 9, obtém-se 3,18 MPa, 3,71 MPa e 4,64 MPa. Assim, também se observa que os cálculos apresentam resistências características do BTC 39%, 62%, 103% superiores às resistências características dos blocos empregadas nos pilares de 2,29 MPa.

## 6. CONCLUSÕES

A produção deste trabalho contribuiu para a obtenção de conhecimento sobre o comportamento estrutural de pilares de BTC armados e não armados, quando sujeito à carga centrada. Caracterizou-se todo o material empregado na produção dos pilares através de diversos ensaios. Com o elemento estrutural pilar, avaliou-se os deslocamentos correspondentes às cargas aplicadas no ensaio de compressão axial, além de verificar o modo de falha e carga de ruptura entre os tipos de pilares produzidos, permitindo assim caracterizar as deformações máximas, modos de ruptura e capacidade resistente dos pilares.

O esmagamento dos blocos foi a principal causa para o colapso estrutural de todas as colunas. Entretanto, os pilares de BTC armados obtiveram melhor desempenho quando comparados aos não armados, tendo em vista que os pilares reforçados com graute e aço foram os que se mostraram com maiores resistências à compressão, menores deslocamentos e menores quantidade de fissuras até o colapso estrutural. Já os pilares sem reforço se mostraram com menores resistências à compressão, maiores deslocamentos e maiores quantidades de fissuras até o colapso estrutural.

Logo, é possível concluir que o reforço proposto com graute e aço nos pilares aumentou o desempenho da estrutura, portanto há eficiência de seu uso em pilares de BTC.

Os pilares reforçados com apenas graute mostraram-se com resistência superior aos pilares não reforçados. Entretanto, são menos eficientes que os pilares reforçados com graute e aço. Contudo sob a ótica do estado limite último qualquer ganho de resistência do elemento estrutural é pertinente.

O ganho da capacidade resistente foi crescente à medida que o núcleo dos pilares iria sendo fortalecido. Porém, sob a análise do estado limite de utilização não se pode fortalecer o núcleo sem fortalecer o BTC; deve-se buscar sempre o equilíbrio entre as resistências dos componentes estruturais dos pilares. Assim seria interessante

pesquisas que melhorasse a resistência do BTC para que se possa ter pilares de BTC com maior capacidade resistente.

O desaprumo e as deformações ocorridas (não linearidade geométrica), influenciaram negativamente na resistência à compressão de todos os pilares, pois provocaram esforços adicionais na estrutura que não são computados pela célula de carga.

O dimensionamento de pilares de BTC, fazendo uso do método de cálculo proposto pela NBR 15812 (2010) para pilares de alvenaria de blocos cerâmicos, ocasiona um superdimensionamento da estrutura. Portanto, não podemos considerar o modelo de dimensionamento proposto para pilares de alvenaria de bloco cerâmico como um modelo representativo para pilares de BTC.

O emprego de pilares de BTC quando dimensionados corretamente pode ser utilizado como elemento estrutural em obras de pequeno e médio porte.

Por fim, é levantado a hipótese que os pilares constituídos de BTC, graute e aço, podem ter melhor desempenho quando submetidos à flexo-compressão quando comparados aos pilares sem reforço, pois o aço e o graute poderão ajudar a estrutura ainda mais a resistir às solicitações maiores de tração geradas pelo esforço.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado.** v. 3, 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014.

ARANTES, C. A. **Influência do graute na alvenaria estrutural cerâmica.** 2003. 175f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2003.

ARCHDAILY BRASIL. **Centro comunitário de manica / architecture for humanity alina jerônimo e Paulo carneiro,** 26 jan. 2016. Disponível em: <https://www.archdaily.com.br/780986/centro-comunitario-de-manica-alina-jeronimo-plus-paulo-carneiro-plus-architecture-for-humanity>. Acesso em: 02 jul. 2019.

ASSIM QUE FAZ. **Faça você mesmo a sua casa parte III:** adobe, a técnica de construção natural. Disponível em: <https://www.assimquefaz.com/faca-voce-mesmo-a-sua-casa-parte-iii-adobe-a-tecnica-de-construcao-natural/>. Acesso em: 01 jul. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND: **Fabricação de tijolos de solo-cimento com a utilização de prensas manuais.** 3.ed. São Paulo, ABCP, 2000. 16p. (BT-111).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** projeto de estruturas de concreto-procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 6459:** solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 7180:** solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 7181:** solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.

\_\_\_\_\_. **NBR 10833:** fabricação de tijolo e bloco de solo-cimento com utilização de prensa manual ou hidráulica — Procedimento. Rio de Janeiro, 2012.

\_\_\_\_\_. **NBR 10834:** bloco de solo cimento sem função estrutural - requisitos. Rio de Janeiro, 2012.

\_\_\_\_\_. **NBR 10836:** bloco de solo-cimento sem função estrutural – análise dimensional, determinação da resistência à compressão e da absorção de água – método de ensaio. Rio de Janeiro, 2013.

\_\_\_\_\_. **NBR 15812-1:** alvenaria estrutural – blocos cerâmicos parte 1: projeto. Rio de Janeiro, 2010.

AZEREDO et al. **Comportamento estrutural de alvenarias construídas com blocos de terra compactados (BTC).** In: KAZMIERCZAK, C. S; FABRICIO, M. M. (Orgs).

Avaliação de desempenho de tecnologias construtivas inovadoras: materiais e sustentabilidade. Porto Alegre: Scienza, 2016. p. 271-294.

BARBOSA, N. P. **Transferência e aperfeiçoamento da tecnologia construtiva com tijolos prensados de terra crua em comunidades carentes.** In: FORMOSO, C. T; INO, A. Inovação, gestão da qualidade & produtividade e disseminação do conhecimento na construção habitacional. v. 2. Porto Alegre: Coletânea Habitare – ANTAC, 2003. p. 12-39.

BARBOSA, N. P.; GHAVAMI, K. **Terra crua para edificações.** Materiais de construção civil e princípios de ciências e engenharia de materiais. V.2, 2. ed. São Paulo: IBRACON, 2010.

BARBOSA, N; MATTONE, R. **Construção com terra crua.** In: IBERO-AMERICANO DE CONSTRUÇÃO COM TERRA. 1., 2002, Salvador. Anais... Salvador: Projeto PROTERRA, 2002.

BASTOS, P. S. S. **Pilares de concreto armado.** Bauru: UNESP, 2017. 100f.

CDI; CRATERRE-EAG. **Compressed Earth Blocks:** Standards. 1º edição. Bruxelas: Centre for the development of industry (CDI) e international centre for earth construction – school of architecture of grenoble (Craterre-EAG), 1998. 142 p. ISBN 2-906901-19-9.

CORREIA, M. Universidade e diversidade da arquitetura de terra. In: **10º MESA REDONDA DE PRIMAVERA TERRA: FORMA DE CONSTRUIR**, 10., 2006, Portugal. Encontro, 2006.

CRATERRE – EAG. **Le bloc de terre comprimée:** élément de base. Eschborn: Craterre – EAG, Gate, 1991.

DELGADO, M. C.; GUERRERO, I.C. Earth Building in Spain. **Construction and Building Materials**, Madrid, v. 20, p. 679-690, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGENS – MÉTODO DE ENSAIO. **DNER-ME 051:** Solos – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro. 94.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 082:** Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro. 94.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 122:** Solos – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro. 94.

ECO MÁQUINAS. **O tijolo ecológico.** Disponível em: <https://ecommaquinas.com.br/o-tijolo-ecologico/>. Acessado em: 09 jul. 2019.

FERNANDES, M. **Técnicas de construção em terra.** In: 10<sup>a</sup> MESA REDONDA DE PRIMAVERA TERRA: FORMA DE CONSTRUIR, 10., 2006, Portugal. Encontro. Portugal, 2006.

GRANDE, F. M. **Fabricação de tijolos modulares de solo-cimento por prensagem manual com e sem adição de sílica ativa.** 2003. 148f. Dissertação (Mestrado em Arquitetura), Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

GUILLAUD, H.; JOFFROY T.; ODUL, P. **Compressed earth blocks: manual of design and construction.** v. II. Alemanha: CRATerre- EAG, 1985.

Houben, H.; Guillaud, H. **Traité de Construction en Terre.** Marseille: Editions Parenthèses, 2006. 360f.

HIBBEKER, R. C. **Resistência dos materiais.** 7. ed. São Paulo: Pearson Prentice Hall. 2010.

Houben, H.; Rigassi, V.; Garnier, P. **Blocs de terre comprimée:** équipement de production. 2<sup>o</sup> edição. Bruxelas: Craterre –EAG, 1996.

Houben, H; Guillaud, H. **Traité de construction en terre.** Marseille: Editions Parenthèses, 1989.

INSTITUTO DO PATRIMÔNIO HISTÓRICO E ARTÍSTICO NACIONAL. **Igreja dos Santos Cosme e Damião.** Disponível em: [http://portal.iphan.gov.br/uploads/publicacao/10\\_roteiro\\_patrimonio\\_igreja\\_cosme\\_damião\\_igarassu\\_pe.pdf](http://portal.iphan.gov.br/uploads/publicacao/10_roteiro_patrimonio_igreja_cosme_damião_igarassu_pe.pdf). Acesso em: 12 ago. 2019.

LOPES, V. **Estudo da viabilidade da incorporação de resíduo de sisal em BTC.** 2012. 82f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade de Aveiro, Aveiro, 2012.

LOPES, W. G. R. et al. **A Taipa de Mão em Teresina, Piauí, Brasil: a Improvisação e o Uso de Procedimentos Construtivos.** DigitAR - Revista Digital de Arqueologia, Arquitetura e Artes, [S.I], n. 1, p. 70-78, dez. 2013. ISSN 2182-844X.

MINKE, G. **Building with earth:** design and technology of a sustainable architecture. Basel, Berlin, Boston: Birkhäuser, 2006. 199 p.

MOREIRA, M. A. **Materiais de construção I:** Terra crua. Portugal-Tomar, 2009.

SOARES, E. et al. **Desempenho mecânico de alvenaria de BTC estabilizados através da ativação alcalina de cinzas volantes.** In: CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA. Anais... Porto: 2016.

STURM, T.; RAMOS, L. F.; LOURENÇO, P. B. Characterization of dry-stack interlocking compressed earth blocks. **Revista Materials and Structures**, [S.I], 2015. ISSN: 1359-5997.

NEVES, C. et al. **Seleção de solos e métodos de controle na construção com terra – práticas de campo.** v. 1. [S.I] Rede ibero-americana proterra, jan. 2010.

NEVES, C. Introdução. In: NEVES, C.; FARIA, O. B. (Orgs). **Técnicas de Construção com Terra.** Bauru: FEB-UNESP/ PROTERRA, 2011. p. 9-11.

NEVES, C; MILANI, A. P. Bloco de terra comprimida – BTC. In: NEVES, C.; FARIA, O. B. (Orgs). **Técnicas de Construção com Terra.** Bauru: FEB-UNESP/ PROTERRA, 2011. p. 35-43.

NORTON, J. **Building with Earth:** a handbook. 2º edição. London: Intermediate Technology, 1997. 78f.

NUNES, Ulisses da Fonseca. **Caracterização do comportamento estrutural de uma casa em BTC.** 2013. 128f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Portugal, 2013.

OLIVEIRA, Geilson Marques. **Avaliação do comportamento estrutural de alvenarias de terra construídas com blocos de terra compactados (BTC).** 2015. 142f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana e Ambiental) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2015.

PINHEIRO, D. G. **Estudo do comportamento mecânico de blocos cerâmicos com diferentes larguras.** 2009. 105f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2009.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3ª Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 368p.

PROMPT, C. H.; BORELLA, L. L. **Experiências em construção com terra no segmento da agricultura familiar.** In: TERRA BRASIL 2010 - III CONGRESSO DE ARQUITETURA E CONSTRUÇÃO COM TERRA NO BRASIL, 3., 2010. Congresso. Campo Grande, 2010.

QUEIROGA, M. S. **Resistência à compressão de painéis reduzidos de alvenaria de BTC.** 2016. 61f. Monografia (Curso de Graduação em Engenharia Civil) - Centro de Tecnologia, Campus I, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2016.

RAMALHO, M. A.; CORREIA, S. R. M. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural.** v. 1, 1. ed. São Paulo: Pini, 2003. 188f.

REDDY, B. V. V; GUPTA, A. Characteristics of soil-cement blocks using highly sandy soils. **Materials and Structures**, Bangalore, v. 38, p. 651-658, July 2005.

RIGASSI, V. **Compressed Earth blocks:** manual of production. Vol. 1. Eschborn: GTZ GmbH, 1995. 142f. ISBN 3-528-02079-2.

RIGASSI, V. **Bloc de terre comprimée, volume I:** Manuel de production. v. 1. Eschborn: CRAterre – EAG, Gate, 1995. 104f.

SANTOS, L. M. A. **Colunas de BTC armado submetidas à compressão axial.** 2016. 45f. João Pessoa, UFPB, 2016. Monografia (Curso de Graduação em Engenharia Civil). Centro de Tecnologia, Campus I, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2016.

SILVA, M. F. C. G. **Blocos de terra compactada com e sem materiais cimentícios.** 2015. 129f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Instituto Superior Técnico Lisboa, Lisboa, 2015.

TIJOLO ECOLÓGICO ECO HABITTARE. **Técnica construtiva de taipa de pilão,** 2013. Disponível em: <http://ecohabittare.blogspot.com/2013/01/>. Acesso em: 18 jul. 2019.

TORGAL, F. P; EIRES, R. M. G; JALALI, S. **Construção em Terra.** 12º edição. Guimarães:Tecminho, 2009. 175f. ISBN: 9789728692407.

TRIPURA, D. D.; SINGH, K. D. **Mechanical behaviour of rammed earth column: A comparison between unreinforced, steel and bamboo reinforced columns.** Materiales de construcción, Tripura, v. 68, n. 332, 2018.

UNESCO. **Taos pueblo.** Disponível em: <https://whc.unesco.org/en/list/492>. Acesso em: 05 maio 2019.

WALKER, Peter. **Characteristics of pressed earth blocks in compression.** In: 11 TH INTERNATIONAL BRICK/BLOCK MASONRY CONFERENCE TONGJI UNIVERSITY, 11., 14-16 out. 1997, Shanghai.