

Universidade Federal de Ouro Preto – Escola de Minas
Departamento de Engenharia Civil
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Modelagem do comportamento mecânico de blocos e prismas
produzidos com escória de aciaria elétrica para alvenaria
estrutural**

Autor: Rafael Vital Januzzi

Orientador: Prof. Dr. Ricardo André Fiorotti Peixoto

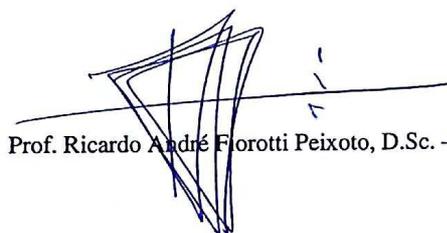
Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Construções Metálicas

Ouro Preto
2014

MODELAGEM DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE BLOCOS E PRISMAS PRODUZIDOS COM ESCÓRIA DE ACIARIA ELÉTRICA PARA ALVENARIA ESTRUTURAL

AUTOR: RAFAEL VITAL JANUZZI

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 12 de dezembro de 2014, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:



Prof. Ricardo André Fiorotti Peixoto, D.Sc. – UFOP (Presidente)



Prof. Arlene Maria Cunha Sarmão, D.Sc. – UFOP



Prof. Alexandre Abrahão Cury, D.Sc. – UFJF

J354m

Januzzi, Rafael Vital.

Modelagem do comportamento mecânico de blocos e prismas produzidos com escória de aciaria elétrica para alvenaria estrutural [manuscrito] / Rafael Vital Januzzi. - 2014. 135f.: il.: color; graf; tabs.

Orientador: Prof. Dr. Ricardo André Fiorotti Peixoto.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Materiais de Construção Civil.

1. Alvenaria. 2. Escória. 3. Construção civil. I. Peixoto, Ricardo André Fiorotti. II. Universidade Federal de Ouro Preto. III. Título.

CDU: 624.012.4

RESUMO

Atualmente a geração de resíduos sólidos devidos a processos industriais diversos é um fator preocupante. Esse cenário é vivido tanto pelo setor siderúrgico quanto pelo da construção civil, líderes na geração de rejeitos. Na indústria siderúrgica, tem-se a geração da escória de aciaria, caracterizada como resíduo, e a de alto-forno, utilizada como matéria-prima para a indústria cimenteira. Com a finalidade de transformar a escória de aciaria em uma matéria-prima útil à construção civil, o homem vem desenvolvendo diversas técnicas para sua utilização em diversas aplicações. Esse é o caso, por exemplo, dos blocos com fins estruturais, confeccionados a partir do emprego da escória de aciaria como agregado. Esse resíduo siderúrgico, decorrente da transformação do ferro-gusa em aço, tanto pelo processo LD (Linz-Donawitz) quanto pelo arco elétrico, vem se tornando um grande passivo ambiental para as indústrias siderúrgicas. O objetivo principal deste trabalho consiste em avaliar a utilização da escória de aciaria para a produção de blocos com fins estruturais. Por se tratar de um novo material, os blocos de escória foram pouco estudados. Dessa forma, não há na literatura estudos que caracterizam esse material quanto ao comportamento mecânico quando submetido a esforços de compressão, o que ressalta, sobremaneira, o interesse e a relevância do presente estudo. O uso desse material torna-se vantajoso visto que o meio ambiente recebe atualmente grande parte desse rejeito das siderúrgicas. A fim de validar a proposta do presente trabalho, isto é, avaliar o uso de escória para a produção de blocos estruturais e argamassas de assentamento, análises teóricas e experimentais foram realizadas. Foi feito, ainda, uma comparação entre as resistências aferidas nos ensaios experimentais e os resultados encontrados utilizando modelos numéricos obtidos via método dos elementos finitos, sendo possível a caracterização dos pontos favoráveis para sua utilização como elemento portante da edificação.

Palavras-chaves: Alvenaria estrutural; bloco de escória de aciaria; escória de aciaria; simulação numérica.

ABSTRACT

Currently, due to various industrial processes, the generation of solid waste is a major concern. This is the scenario experienced by both steel and construction industries, leaders of the generation of waste. In the steel industry, there is the generation of steel slag and blast furnace slag, used as raw material for the cement industry. In order to transform the steel slag as raw material for the construction industry, several techniques were developed for use and application at various times. This is the case of the blocks, with structural purposes, as made using steel slag aggregate. This steel residue resulting from the processing of pig iron into steel by both electric arc and LD (Linz-Donawitz) process has become a major environmental liability for such companies. Aiming at its reuse, we used the slag from both processes for the production of blocks with structural purposes. In the literature, there are no studies that characterize the mechanical behavior of these blocks when subjected to compressive stress. Thus, there is a need to study this subject in order to complement the literature with relevant data and information. The use of such material becomes advantageous since the environment currently receives much of this waste of steel. Numerical and experimental analyses carried out performed on blocks and mortars. A comparison was made between the strengths presented in practical tests and the results found in numerical modeling via finite element method. Thus, it is possible to characterize the points favorable for its use as a building element.

Key words: Structural masonry; steel slag block; steel slag; numeric simulation.

Sumário

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES	1
1.2 OBJETIVO E METODOLOGIA	3
1.3 JUSTIFICATIVA	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 RESÍDUOS SÓLIDOS	6
2.1.1 <i>Processos siderúrgicos</i>	6
2.1.2 <i>Escória de aciaria</i>	7
2.2 ALVENARIA ESTRUTURAL	9
2.2.1 <i>Normatizações</i>	9
2.2.2 <i>Elementos estruturais</i>	10
2.2.3 <i>Distribuição dos esforços</i>	11
2.3 BLOCO PARA ALVENARIA ESTRUTURAL	12
2.3.1 <i>Classificação dos blocos segundo a NBR 6136 – 1994</i>	13
2.3.2 <i>Modulação dos blocos de concreto vazados</i>	15
2.3.3 <i>Propriedades físicas dos blocos</i>	16
2.4 ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO	18
2.4.1 <i>Principais aspectos da argamassa de assentamento de blocos</i>	18
2.4.2 <i>Aderência da argamassa</i>	19
2.4.3 <i>Densificação e desumidificação argamassa-bloco</i>	20
2.4.4 <i>Trabalhabilidades da argamassa</i>	22
2.5 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS	23
2.5.1 <i>Resistências à tração</i>	23
2.5.2 <i>Módulo de elasticidade</i>	24
2.5.3 <i>Coeficiente de Poisson</i>	26
2.6 EXTENSÔMETROS	26
2.6.1 <i>Extensômetro de lâmina (strain gages)</i>	26
2.6.2 <i>Extensômetro tipo roseta</i>	27
2.7 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)	28
2.7.1 <i>Considerações para simulação da alvenaria estrutural</i>	30
2.7.2 <i>Modelo não linear para o concreto e argamassa</i>	33

2.7.2.1 Modelo de fissuração dispersa para o bloco de concreto vazado.....	33
2.7.2.2 Modelo de ruptura Mohr-Coulomb para a argamassa	36
2.7.3 Interação de contato bloco-argamassa	38
2.7.4 Resolução do sistema de equações não lineares.....	38
2.8 MODELAGEM DOS BLOCOS VAZADOS DE CONCRETO	39
2.8.1 Componentes para a modelagem numérica dos blocos em ensaio uniaxial.....	39
2.9 MODELAGEM DOS PRISMAS DE DOIS BLOCOS	41
2.9.1 Comportamento da argamassa do prisma na ruptura.....	41
2.9.2 Fatores de grande influência no comportamento mecânico dos prismas.....	43
2.9.3 Espessura da junta de argamassa.....	44
2.9.4 Modo de ruptura do prisma	45
2.9.5 Critério de Mohr-Coulomb	48
2.9.6 Previsão do diagrama tensão-deformação para alvenaria.....	48
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	50
3.1 BLOCOS DE CONCRETO VAZADOS.....	50
3.1.1 Análise dimensional dos blocos.....	51
3.1.2. Massa específica aparente.....	51
3.1.3 Resistência à compressão.....	51
3.1.4 Resistência ao esmagamento dos agregados	52
3.2 PRISMAS	53
3.2.1 Prismas constituídos por dois blocos.....	53
3.2.2 Ensaio de resistência a compressão dos prismas.....	53
3.3 ARGAMASSA	54
3.3.1 Cimento	54
3.3.2 Agregados miúdos.....	54
3.3.3 Água.....	54
3.3.4 Índice de Consistência	54
3.3.5 Dosagem experimental	55
3.3.6 Moldagem dos corpos de prova.....	56
3.3.7 Moldagem dos corpos de prova prismáticos	56
3.3.8 Resistência à compressão.....	57
3.3.9 Resistência à tração na flexão.....	57
3.4. MÓDULO DE ELASTICIDADE E COEFICIENTE DE POISSON DAS AMOSTRAS	57
3.4.1 Módulo de elasticidade.....	57
3.3.4 Obtenção do coeficiente de Poisson.....	59

3.5 EXTENSOMETRIA	60
3.5.1 <i>Fixação dos extensômetros nos blocos</i>	60
3.5.3 <i>Extensometria dos prismas</i>	61
3.6 SIMULAÇÃO NUMÉRICA	62
3.6.1 <i>Discretização do bloco de concreto</i>	62
3.6.2 <i>Discretização do prisma de dois blocos</i>	63
4. RESULTADOS	65
4.1 ANÁLISE EXPERIMENTAL NOS BLOCOS VAZADOS	65
4.1.1 <i>Análise dimensional</i>	65
4.1.2 <i>Massa específica</i>	66
4.1.3. <i>Resistência a compressão</i>	67
4.1.4 <i>Módulo de Elasticidade tangencial</i>	69
4.1.4.1. <i>Relação entre deformações dos blocos</i>	74
4.1.5 <i>Características da ruptura dos blocos</i>	76
4.2 ANÁLISE EXPERIMENTAL DAS ARGAMASSAS	79
4.2.1 <i>Ensaio a compressão das argamassas</i>	79
4.2.2 <i>Estado plano de deformações das argamassas</i>	84
4.3 ANÁLISE EXPERIMENTAL DOS PRISMAS	85
4.3.1 <i>Resistência a compressão</i>	85
4.3.2 <i>Tensão versus deformação dos prismas</i>	87
4.3.3 <i>Modo de ruptura dos prismas de blocos vazados</i>	90
4.4 DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICA DAS AMOSTRAS	92
4.4.1 <i>Módulo de elasticidade</i>	92
4.4.2 <i>Coefficiente de Poisson</i>	94
4.5 SIMULAÇÃO NUMÉRICA	95
4.5.1 <i>Blocos vazados</i>	95
4.5.1.1 <i>Curva experimental e teórica dos blocos vazados de concreto</i>	95
4.5.1.2 <i>Análise de tensões nos blocos de escória e bloco natural</i>	96
4.5.1.3 <i>Análise de deformações nos blocos de escória e bloco natural</i>	100
4.5.2 <i>Prismas</i>	103
4.5.3 <i>Análise do comportamento mecânico dos prismas</i>	105
4.5.3.1 <i>Comparação entre dados experimentais e modelo numérico</i>	105
4.5.3.1 <i>Análise de tensões nos prismas</i>	106
4.5.3.3 <i>Análise de deformações nos prismas</i>	112
5. CONCLUSÕES	116

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	117
BIBLIOGRAFIA	119

Lista de Figuras

<i>Figura 1</i> – Exemplo da arquitetura pré-histórica da alvenaria estrutural. a) Casa tipo colmeia – vila no Chipre (5650 a.C.); b) casas retangulares – vila no Iraque (5500-5000 a.C.). Fonte: Musgrove et al., 1989.	1
<i>Figura 2</i> – Edifício Monadnock.	2
<i>Figura 3</i> – Desenho esquemático da produção do aço. Fonte: Masuero et al., 2004.	6
<i>Figura 4</i> – Sequência de operação do conversor a oxigênio tipo LD: (a) carregamento da sucata; (b) carregamento do ferro-gusa líquido; (c) sopro de oxigênio; (d) vazamento do aço; e (e) vazamento da escória de aciaria no pote de escória. Fonte: Araújo, 1997.....	7
<i>Figura 5</i> – Exemplo do uso inadequado de escória de aciaria – fissuração longitudinal irregular em pátio de estacionamento. Fonte: Mendonça, 2006.	9
<i>Figura 6</i> – Esquema das ações atuantes sobre a estrutura em alvenaria estrutural. Fonte: Camacho, 2006.	12
<i>Figura 7</i> – Dimensões do bloco.....	15
<i>Figura 8</i> – Fenômeno de densificação e desumidificação, Barbosa, 2008.....	22
<i>Figura 9</i> – Módulo de elasticidade ou deformação longitudinal. Fonte: Pinheiro et al., 2010.....	24
<i>Figura 10</i> – Módulo de deformação tangencial Inicial. Fonte: Pinheiro et al., 2010.	25
<i>Figura 11</i> – Deformação longitudinal e transversal. Fonte: Pinheiro et al., 2010.	26
<i>Figura 12</i> – Extensômetro tipo lâmina a ser utilizado no trabalho.	27
<i>Figura 13</i> – Diferentes tipos de extensômetros roseta.....	27
<i>Figura 14</i> –Imagem da roseta utilizada neste trabalho, fabricante Excel Sensores.	28
<i>Figura 15</i> – Tipos e formas de elementos. Fonte: Silva, 2009.....	30
<i>Figura 16</i> - Comportamento não linear do concreto. Fonte: Adaptada de ABAQUS 2010	34
<i>Figura 17</i> – Critério de von Mises com interrupção na tração. Fonte: Adaptada ABAQUS, 2010.	36
<i>Figura 18</i> – Traçado do círculo de Mohr e a relação entre as propriedades do material e a tangente a esse círculo. Fonte: ABAQUS, 2010.....	37
<i>Figura 19</i> – Vista frontal do esquema de ensaio e modo de ruptura. Fonte: adaptada Mohamad (2007).	40
<i>Figura 20</i> – Abertura provocada pelos deslizamentos da parte superior do bloco (b) sobre a inferior (a). Fonte: adaptada Mohamad (2007).	41

Figura 21 – Ruptura da junta de assentamento dos blocos. Fonte: Mohamad, 2009.....	42
Figura 22 – Representação do estado de tensão da argamassa.....	43
Figura 23 – Distribuição de tensões horizontais σ_x no conjunto bloco-argamassa.....	44
Figura 24 – Desenvolvimento das tensões laterais de tração e compressão nas interfaces próximas a ruptura do conjunto. Fonte: Mohamad, 2007.....	45
Figura 25 – Modo de ruptura e mecanismo gerador de tensões horizontais em prismas de blocos de concreto. Fonte: Mohamad, 2008.....	46
Figura 26 – Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb. Fonte: Mohammad, 2007.....	48
Figura 27 – Diagrama tensão-deformação de alvenaria à compressão obtido usando unidades sólidas e vazadas (linha sólida e tracejada respectivamente). O número indica a resistência do bloco e (*) a argamassa. Fonte: Mohamad, 2007.....	49
Figura 28 – Bloco de concreto para alvenaria estrutural e bloco de escoria de aciaria.....	50
Figura 29 – Amostras de BE e BC utilizadas para os ensaios.....	50
Figura 30 – Representação esquemática do carregamento para a determinação do módulo de elasticidade. Fonte: NBR 8522/2008.....	58
Figura 31 – Representação esquemática do módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangencial inicial. Fonte: NBR 8522/2008.....	59
Figura 32 – Fixação dos extensômetros nos blocos.....	60
Figura 33 – Distribuição dos extensômetros e roseta nos corpos de prova cilíndricos.....	61
Figura 34 – Disposição dos extensômetros nos prismas.....	61
Figura 35 – Distribuição dos elementos finitos na geometria do bloco e elemento hexaedro C3D8.....	62
Figura 36 – Discretização do prisma.....	64
Figura 37 – Matriz Granular dos Blocos BN e BE.....	67
Figura 38 – Resultado da análise mecânica realizada com os blocos (AE 06 – Classificação do bloco segundo a NBR 6136-1994).....	68
Figura 39 – Análise experimental blocos BE (tensões e deformações).....	70
Figura 40 - (a) Modo de ruptura BE para deformações transversais (b) Modo de ruptura BE para deformações longitudinais.....	70
Figura 41 – Análise experimental blocos BN (tensões e deformações).....	72
Figura 42 – Modo de ruptura para deformação transversal.....	72
Figura 43 - (a) Matriz BN e (b) Matriz BE.....	73
Figura 44 – Resistência ao esmagamento dos agregados.....	74

Figura 46 - Deformabilidade blocos BE sob carregamento axial de compressão.....	75
Figura 46 - Deformabilidade blocos BN sob carregamento axial de compressão.....	75
Figura 47 - Tipo de ruptura e superfícies teóricas modeladas.....	77
Figura 48 - Modo de ruptura BE.....	78
Figura 49 - Modo de ruptura BN.....	78
Figura 50 – Análise experimental – resistência à compressão uniaxial das argamassas de escória (AE) e argamassas naturais (AN).....	79
Figura 51 – Microscopia eletrônica das argamassas.....	80
Figura 52 –Análise experimental da tensão versus a deformação específica – argamassa de escória.....	81
Figura 53 - Análise experimental da tensão versus a deformação específica – argamassa natural. .	82
Figura 54 – Deformabilidade da argamassa de escória quando sob carregamento axial.....	83
Figura 55 – Deformabilidade das argamassas naturais quando sob carregamento axial de compressão.....	84
Figura 56 – Representação gráfica do círculo de Mohr para o estado plano de deformação da argamassa de escória 01 e argamassa natural 01.....	85
Figura 57 – Resistência à compressão média dos prismas.....	86
Figura 58 – Análise experimental – prisma de bloco natural unido com argamassa natural.....	87
Figura 59 – Análise experimental – prisma de bloco de escória unido com argamassa de escória. ..	88
Figura 60 – Deformabilidade dos prismas de escória submetidos à compressão.....	89
Figura 61 – Deformabilidade dos prismas naturais submetidos à compressão.....	89
Figura 62 – Modo de ruptura dos prismas de naturais. a) Prisma PN 01; b) prisma PN 03.....	91
Figura 63 – Modo de ruptura dos prismas de escória.....	91
Figura 64 - Exemplo do ciclo de carga e descarga aplicado às amostras.....	93
Figura 65 – Comparativo entre os resultados experimental e numérico.....	95
Figura 66 – Seções analisadas dos blocos de concreto de escória e natural.....	96
Figura 67 – Propagação das tensões ao longo do bloco de escória (a) e bloco natural (b). Valores em Pa.....	97
Figura 68 – Croqui do efeito de arqueamento do “caminho das cargas” decorrente do ensaio uniaxial de compressão. Fonte: Souza, 2008.....	98
Figura 69 – Distribuição de tensões ao longo da seção longitudinal dos blocos (L01).....	99
Figura 70 – Distribuição de tensões ao longo da seção transversal dos blocos (T01).	99

Figura 71 – Distribuição de tensões normais de compressão ao longo da altura do septo central dos blocos de escória e natural.	100
Figura 72 – Distribuição de deformações no bloco de escória (a) e no bloco natural (b).	101
Figura 73 – Distribuição de deformações nos blocos de escória e naturais ao longo da seção L01.	102
Figura 74 – Distribuição de deformações nos blocos de escória e naturais ao longo da seção V01.	102
Figura 75 – Distribuição de deformações nos blocos de escória e naturais ao longo da seção T01.	103
Figura 76 – Croqui da montagem do modelo numérico para o prisma.	104
Figura 77 – Comparação entre modelo numérico e dados experimentais.	105
Figura 78 – Distribuição de tensões ao longo do prisma de escória (a) e do prisma natural (b).	107
Figura 79 – Distribuição de tensões ao longo da seção S.V01.	109
Figura 80 – Distribuição de tensões ao longo da seção S.V02.	109
Figura 81 – Distribuição de tensões ao longo da seção S.H01.	110
Figura 82 – Distribuição de tensões ao longo da seção S.H02.	110
Figura 83 – Análise das tensões principais segundo a teoria das máximas tensões principais.	111
Figura 84 – Ruptura do elemento prisma de escória associado ao seu modelo numérico.	112
Figura 85 – Distribuição de tensões ao longo do prisma de escória (a) e do prisma natural (b).	113
Figura 86 – Distribuição de deformações ao longo da seção S.H01.	114
Figura 87 – Distribuição de deformações ao longo da seção S.H02.	114
Figura 88 – Distribuição de deformações ao longo da seção S.V01 e SV02.	115

Lista de Tabelas

<i>Tabela 1 - Composição química das escórias de aciaria elétrica (GEYER et al.,1994) e de aciaria LD..</i>	<i>8</i>
<i>Tabela 2 – Limite normativo Fbk.....</i>	<i>14</i>
<i>Tabela 3 - Dimensões padronizadas do bloco conforme NBR 6136 (1994).</i>	<i>15</i>
<i>Tabela 4 - Espessura mínima das paredes dos blocos conforme NBR 6136 (1994).</i>	<i>16</i>
<i>Tabela 5 - Umidade máxima segundo a NBR 6136 (1994).</i>	<i>17</i>
<i>Tabela 6 - Características técnicas do extensômetro (EXCEL SENSORES).</i>	<i>27</i>
<i>Tabela 7 - Características técnicas do extensômetro tipo roseta a ser utilizado (EXCEL SENSORES).</i>	<i>28</i>
<i>Tabela 8 - Quadro resumo dos diferentes modelos numéricos. Fonte: Filho, 2003.....</i>	<i>32</i>
<i>Tabela 9 - Valores das constantes segundo NBR 6136.</i>	<i>52</i>
<i>Tabela 10 - Exigência mínima para argamassa de assentamento de alvenaria.</i>	<i>56</i>
<i>Tabela 11 - Dimensões obtidas via análise dimensional dos blocos.....</i>	<i>65</i>
<i>Tabela 12 - Dimensões da espessura da parede dos blocos – via análise dimensional.</i>	<i>66</i>
<i>Tabela 13 - – Dados coletados no ensaio de determinação da massa específica.</i>	<i>66</i>
<i>Tabela 14 - Caracterização mecânica blocos BN e BE.....</i>	<i>68</i>
<i>Tabela 15 - Determinação da resistência ao esmagamento segundo NBR 9938/87</i>	<i>73</i>
<i>Tabela 16 - Quadro resumo dos resultados obtidos por meio da análise mecânica realizada com os blocos.</i>	<i>74</i>
<i>Tabela 17 - Quadro resumos dos resultados experimentais com as argamassas.....</i>	<i>83</i>
<i>Tabela 18 - Quadro resumo dos resultados de deformações obtidos experimentalmente para os prismas.....</i>	<i>90</i>
<i>Tabela 19 - Resumos das principais propriedades mecânicas das amostras.....</i>	<i>93</i>
<i>Tabela 20 – Coeficientes de Poisson das amostras blocos e argamassas.</i>	<i>94</i>

CAPÍTULO 1

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo no qual se utilizam blocos de concreto ou tijolos cerâmicos para a construção da estrutura da edificação. Esses materiais são utilizados pois apresentam, principalmente, alta resistência à compressão. Unidos por argamassa, compõem o elemento responsável por absorver e dissipar os esforços impostos à edificação (pesopróprio, cargas acidentais entre outros).

Esse sistema construtivo teve sua origem associada ao surgimento das primeiras civilizações. Relatos comprovam que as primeiras construções utilizando esse sistema são datadas de 9000-8000 anos antes de Cristo (a.C.), próximo do Lago Hulen, em Israel. Nesse período, a estrutura trabalhava basicamente sobre esforços de compressão. Assim, os monumentos foram concebidos segundo o princípio de pedra sobre pedra, conforme mostrado na Figura 1.

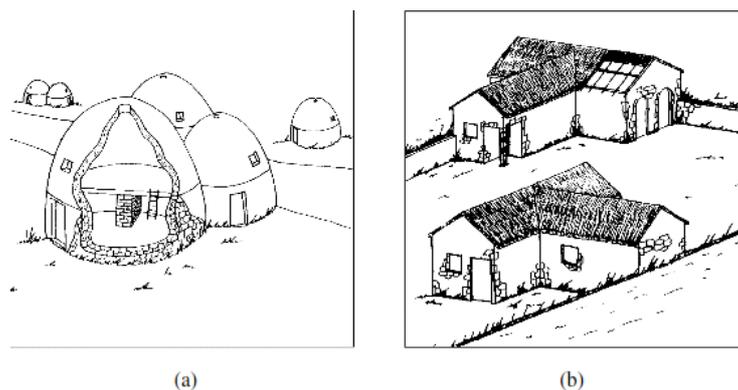


Figura 1– Exemplo da arquitetura pré-histórica da alvenaria estrutural. a) Casa tipo colmeia –vila no Chipre (5650 a.C.); b) casas retangulares –vila no Iraque (5500-5000 a.C.). Fonte: Musgrove *et al.*, 1989.

No final do século XIX, o Edifício Monadnock (Figura 2) foi construído em alvenaria estrutural, sendo, então, considerado por muitos o marco dessa técnica construtiva. Construído por volta de 1889 a 1891 com seus 16 pavimentos e 65 m de altura, foi considerado uma obra ousada. Esse edifício possui 1,80 m de espessura nas paredes de base devido às técnicas da época que se baseavam em conhecimentos empíricos. Atualmente, essa medida é considerada exorbitante.



Figura 2– Edifício Monadnock.

Com o desenvolvimento de pesquisas na área e o avanço tecnológico, foi construído, na Suíça, um edifício de 13 andares com paredes de 37 cm de espessura em alvenaria estrutural não armada, evidenciando as vantagens desse processo construtivo. Esse edifício tornou-se, então, o marco inicial da “moderna alvenaria estrutural”. A partir daquele momento, os estudos científicos foram aflorando em vários meios. Novas normas foram criadas, além de vários trabalhos apresentados. Toda essa preocupação visou a promover a tecnologia necessária para um bom aproveitamento do método construtivo.

Já no Brasil, a alvenaria estrutural só teve o seu início por volta da década de 1960. A cronologia das edificações realizadas com blocos vazados estruturais é um pouco controversa, mas, pode-se dizer que os primeiros edifícios construídos no Brasil tenham surgido em 1966 em São Paulo. A disseminação desse método construtivo se deu por volta da década de 1980 com a construção de conjuntos habitacionais públicos (CORRÊA *et al.*, 2003).

Outro setor em desenvolvimento é o siderúrgico, que, cada vez mais, vem aumentando sua produtividade em função da crescente demanda. Estima-se, segundo o Instituto Brasileiro do Aço, que a produção de aço no Brasil vem superando 34,2 milhões de t/ano(AÇO BRASIL).

Como consequência do aumento da produção de aço tem-se o crescimento da geração dos resíduos sólidos decorrentes do processo de produção, como, por exemplo, a escória de aciaria e a escória de alto forno.

Isso posto, o presente trabalho propõe a utilização de escória de aciaria como alternativa à fabricação de blocos de escória de aciaria elétrica (doravante denominado BE), em substituição aos agregados naturais. Segundo Silva e Peixoto (2012), essa proposta representa uma alternativa tecnológica viável que pode contribuir expressivamente para a redução da utilização dos materiais não renováveis.

1.2 OBJETIVO E METODOLOGIA

Um dos objetivos deste trabalho é analisar experimentalmente o bloco e argamassas de escória de aciaria segundo as prescrições normativas da Associação Brasileira de Normas Técnica – ABNT. Compreendendo que se trata de um novo material, ainda pouco estudado, propõe-se a construção de um modelo numérico visando à maior abrangência desses estudos. Esses modelos serão utilizados no suporte teórico a pesquisas futuras, oferecendo mais uma ferramenta de análise a essas pesquisas.

Será considerado nas simulações o comportamento não linear dos elementos constituintes da alvenaria estrutural (bloco e argamassa) e, conseqüentemente, a influência desses no colapso do conjunto. É de extrema relevância lembrar que a ruptura da alvenaria é governada pela interação entre a argamassa de assentamento e os blocos.

O trabalho será desenvolvido em duas fases, sendo a primeira estritamente experimental e, posteriormente, será conduzida a análise numérica. A metodologia para a realização do trabalho pode ser descrita como:

- Pesquisa bibliográfica para compreensão do estado da arte;
- Obtenção dos parâmetros físicos e mecânicos das unidades constituintes da alvenaria estrutural (bloco e argamassa), dados esses que subsidiarão o modelo numérico;
- Construção do modelo numérico, em elementos finitos, para avaliar mecanicamente os blocos e prismas de escória;
- Propor alternativas para aplicação de blocos de escória de aciaria elétrica como elemento de alvenaria estrutural.

1.3 JUSTIFICATIVA

O cenário vivido por vários setores da economia hoje em dia é a geração de resíduos ao longo das diversas fases de produção até a criação do produto final. Esse é o caso das indústrias siderúrgicas (geram principalmente as escórias como resíduos) e da construção civil (geram resíduos diversos como restos de madeira, gesso, concreto, entre outros). Assim, torna-se relevante encontrar novas técnicas para solucionar ou mitigar esses problemas.

Nesse contexto, a indústria de produção do aço gera como resíduo sólido, principalmente, a escória de alto-forno e de aciaria. Pesquisas comprovam que, para cada tonelada de aço produzida, geram-se em média de 100 a 150 kg de escória de aciaria. Pode-se estimar que aproximadamente 5,1 milhões de toneladas desse resíduo estão sendo dispostas, anualmente, em pátios de estocagem. Pesquisadores vêm desenvolvendo novas técnicas para tornar as escórias utilizáveis em diversos momentos, objetivando transformá-la em um

subproduto da construção civil, sendo esse um setor promissor para a reciclagem de resíduos, segundo Masuero *et al.* (2004).

O setor da construção civil encontra-se atualmente em grande expansão e paralelamente o método construtivo em alvenaria estrutural vem se mostrando vantajoso. Isso se deve muitas vezes à economia obtida ao adotar tal método, sendo essa resultante principalmente da racionalização na execução da obra, pois reduzem-se as perdas de materiais no canteiro de obra. Estudos já comprovaram que essa economia pode chegar a um montante de até 30% sobre o valor da obra se a ela for realizada utilizando o concreto armado como método construtivo (SAGHAFI *et al.*, 2011)

Ainda segundo Saghafi *et al.* (2011), mostra-se que as construções, de um modo geral utilizam aproximadamente 30-40% da matéria prima e 15% da água potável do planeta para serem construídas. Considerando que o mundo encontra-se constantemente em desenvolvimento esses dados refletem a necessidade de métodos alternativos e sustentáveis. Sob essa ótica, enquadraram-se os blocos de escória de aciaria, pois eles refletem uma nova perspectiva à construção civil que carece de tecnologias sustentáveis. Em se tratando de um produto sustentável, esse será um importante recurso disponível à construção das “edificações verdes” (*green building*).

Em função dos blocos de escórias serem um material novo e com poucos estudos acerca de seu comportamento mecânico, justifica-se uma análise numérica detalhada a fim de melhor compreender essa propriedade. Outro ponto favorável é que essa ferramenta auxilia na tomada de decisões e podendo direcionar futuras pesquisas relacionadas a esse material.

CAPÍTULO 2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 RESÍDUOS SÓLIDOS

2.1.1 Processos siderúrgicos

O aço é um dos principais materiais utilizados na fabricação de uma variada gama produtos como celulares, componentes estruturais de edifícios, tubulações, aviões, etc. É considerado um dos principais elementos que possibilitam a sociedade desfrutar da modernidade e comodidade oferecidas pelos bens de consumo.

A crescente demanda por aço incentiva o aumento da produtividade das siderúrgicas. Assim, aliada às evoluções tecnológicas, o setor vem aumentando a produção atendendo demandas cada vez maiores. A fim de ilustrar o processo de fabricação do aço, apresenta-se, na Figura 3, um esboço de suas principais fases de produção.



Figura 3– Desenho esquemático da produção do aço. Fonte: Masueroet al., 2004.

A produção de aço no Brasil é realizada em usinas siderúrgicas integradas e semi-integradas. Nas usinas integradas, o aço é obtido a partir do ferro primário, isto é, a matéria-prima é o minério de ferro que é transformado em ferro-gusa na própria

usina, mais precisamente, nos altos-fornos. Depois de gerado o ferro-gusa líquido, no alto-forno, ocorre a sua transformação em aço, no convertedor LD – Linz-Donawitz, onde também é gerada a escória de aciaria LD. A Figura 4 apresenta um esquema da produção do aço utilizando o convertedor LD.

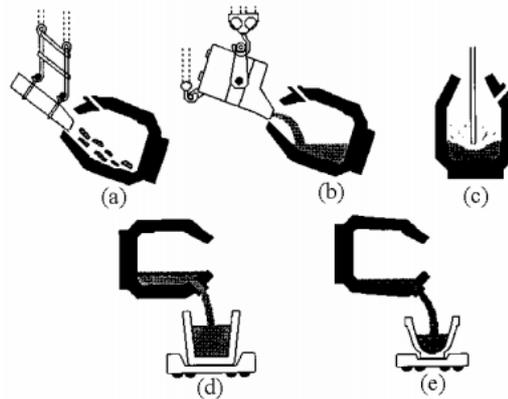


Figura 4– Sequência de operação do convertor a oxigênio tipo LD: (a) carregamento da sucata; (b) carregamento do ferro-gusa líquido; (c) sopro de oxigênio; (d) vazamento do aço; e (e) vazamento da escória de aciaria no pote de escória. Fonte: Araújo, 1997.

Já a usina semi-integrada é aquela na qual o aço é obtido a partir do ferro secundário, ou seja, a matéria-prima é sucata do aço, não havendo necessidade da etapa de redução do minério de ferro. A matéria-prima é conduzida ao forno de arco elétrico e então gerado o aço e a escória de aciaria elétrica.

2.1.2 Escória de aciaria

A escória de aciaria é um resíduo gerado na produção de aço. Estima-se que para cada tonelada de aço produzido geram-se em média 330 kg de escória. No processo, a escória, oriunda da aciaria, é vazada para o pote de escória e destinada a pátios de resfriamento. Posteriormente, em um processo interno feito nas usinas, faz-se a recuperação dos metálicos em frações granulométricas variando de 10 a 200mm. A escória remanescente desse processo é destinada às empresas de beneficiamento que recuperam as frações granulométricas inferiores a 10 mm.

Esta escória é classificada, segundo a ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), como um resíduo sólido não inerte (Classe II-A) e não apresenta características de periculosidade para uso. No entanto, um dos principais problemas na utilização dessa escória como matéria-prima para outros produtos é sua propriedade expansiva quando aplicada em condições de confinamento diversas. Segundo Nascimento (2005), essa expansibilidade é provocada pela hidratação dos óxidos de cálcio livres e óxidos de magnésio não reagidos, que em presença de umidade aumentam de volume.

A expansibilidade da escória de aciaria é explicada por sua propriedade de retenção da cal virgem empregada para a produção do aço. A cal tem a função de retirar do aço os elementos fósforos e enxofre, além de proteger o ataque dos refratários do forno (CINCOTTO, 1992). Na Tabela 1, a seguir, é mostrada a composição química das escórias de aciaria elétrica e LD.

Tabela 1 - Composição química das escórias de aciaria elétrica (GEYER et al.,1994) e de aciaria LD.

Composto	Brasil (%)		EUA (%)	Japão (%)	Itália (%)	Alemanha (%)
	LD	Elétrica				
CaO	5 – 45	33	41	40	41	32
SiO ₂	7 – 16	18	17	25	14	15
Al ₂ O ₃	1 – 4	6	8	5	7	4
FeO	8 – 30	30	18	19	20	31
MgO	1 – 9	10	10	4	8	10
MnO	3 – 7	5	4	7	6	4
S	-	-	0,2	0,06	0,1	0,1
P ₂ O ₅	-	-	0,6	-	0,9	1,4

Percebe-se que a expansibilidade é um fenômeno indesejável para a escória, mas que pode ser contornada. Abreu et al. (1994) explicam que, para que a escória se estabilize e seu uso seja possível, é necessário um tratamento prévio. As escórias devem ser colocadas em pilhas de pequenas alturas e serem irrigadas durante seis meses antes de sua utilização. Assim, com esse tratamento, o fenômeno de expansibilidade torna-se desprezível.

A Figura 5 ilustra o perigo de se utilizar escória de aciaria, sem tratamento prévio como sub-base de estradas. Percebem-se, nessa figura, algumas patologias decorrentes de falta de conhecimento e técnica de utilização.



Figura 5– Exemplo do uso inadequado de escória de aciaria – fissuração longitudinal irregular em pátio de estacionamento. Fonte: Mendonça, 2006.

2.2 ALVENARIA ESTRUTURAL

2.2.1 Normatizações

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo que vem sendo utilizado em larga escala devido às suas vantagens, como, por exemplo, menor desperdício de materiais e menor custo construtivo. As estruturas construídas, segundo essa técnica, sofrem, predominantemente, esforços de compressão. Comumente, atuam sobre elas ações de esforços laterais, como o vento. Nessa situação, segundo Santos (2011), a resistência da alvenaria deve ser suficiente para suportar esforços combinados de cisalhamento e compressão.

Desse modo, tratando-se de normatização, cada país é regido por uma norma responsável por guiar o processo de projeto e execução da alvenaria estrutural. Pode-se citar como exemplo o EUROCODE 6, que traça diretrizes para o procedimento de cálculo das estruturas neste método construtivo. No Brasil, até 2011, a norma que regia o processo de cálculo era a NBR 10837 – 1989 –*Cálculo*

de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. A crescente utilização de sistemas estruturais em alvenaria estrutural no país demandou a necessidade da reestruturação das diretrizes normativas. Assim, revogou-se a NBR 10837 – 1989 estando em vigor, desde 18/8/2011, a NBR 15961-1 – 2011 – *Alvenaria estrutural – Blocos de concreto; Parte 1: Projeto* e a NBR 15961-2 – 2011 – *Alvenaria estrutural – Blocos de concreto; Parte 2: Execução e controle de obras.* Portanto, diferentes normas são aplicadas nas diferentes fases do projeto como um todo.

2.2.2 Elementos estruturais

Os edifícios em alvenaria estrutural apresentam as suas paredes como principal elemento estrutural, podendo ser confeccionadas em tijolos cerâmicos ou em blocos de concreto. Assim, a estrutura pode ser classificada em três categorias:

a) **Alvenaria estrutural não armada:** é aquela constituída de blocos, assentados com argamassa, podendo conter armaduras com finalidades construtivas ou de amarração, não consideradas na absorção dos esforços calculados (PRUDÊNCIO *et al.*, 2002);

b) **Alvenaria estrutural armada:** é aquela em que as paredes são constituídas de blocos assentados com argamassa, cujas cavidades são preenchidas continuamente com graute, que envolve quantidade suficiente de armaduras dimensionadas para absorver esforços calculados, além daquelas armaduras com finalidade construtiva ou de amarração (PRUDÊNCIO *et al.*, 2002);

c) **Alvenaria parcialmente armada:** é aquela em que algumas paredes são constituídas segundo as recomendações da alvenaria armada e as demais de acordo com as prescrições da alvenaria estrutural não armada (PRUDÊNCIO *et al.*, 2002).

Além das paredes resistentes que apresentam a função de transmitir os diferentes carregamentos a que são impostas, e definir os espaços geométricos e a vedação, existem outras partes da estrutura que também desempenham funções semelhantes, a saber, as paredes de contraventamento e pilares de alvenaria.

Entende-se por parede de contraventamento o componente estrutural que possui um papel específico nos edifícios que é o de garantir a estabilidade da estrutura e resistir às ações horizontais (por exemplo, o vento), transmitindo-as à fundação.

Já os pilares de alvenaria são blocos grauteados (preenchimento interno dos blocos com argamassa de propriedades mecânicas semelhantes a dos blocos), dispostos em locais estratégicos ao longo do edifício e têm como função receber carregamentos verticais de grande intensidade e transmiti-los a fundação.

2.2.3 Distribuição dos esforços

Edifícios construídos em alvenaria estrutural são considerados um sistema estrutural tipo caixa, em que as paredes resistentes trabalham em conjunto com as lajes. Essa estrutura está sujeita às mesmas ações que as estruturas em concreto armado ou metálicas. Atuam sobre elas as ações verticais (carga permanente e acidental) e ações horizontais (carga de vento e outras). A função das paredes estruturais é receber as reações das demais estruturas ou, até mesmo, as próprias ações externas e transmiti-las à fundação. Para ilustrar, pode-se citar a ação do vento atuando diretamente sobre a parede estrutural, que terá que transmitir os esforços de forma contínua aos elementos de fundações, responsáveis por descarregá-los no terreno (adaptação CAMACHO, 2006).

Segundo Camacho (2006), as ações horizontais agindo ao longo de uma parede de fachada são transmitidas às lajes que trabalham como diafragma rígido, transmitindo às paredes paralelas a direção dessas ações. Essas paredes, denominadas paredes de contraventamento, irão transmitir as ações horizontais às fundações. Assim, faz-se necessário que uma ligação laje-parede seja capaz de resistir ao esforço cortante que surge nessa região.

Segundo a NBR 8798 (1985), diafragma é o componente estrutural laminar trabalhando como chapa em seu plano e que, quando horizontal e convenientemente ligado às paredes, tem a finalidade de transmitir esforços do plano médio às paredes.

A Figura 6 exemplifica a distribuição dos carregamentos em uma estrutura de alvenaria estrutural.

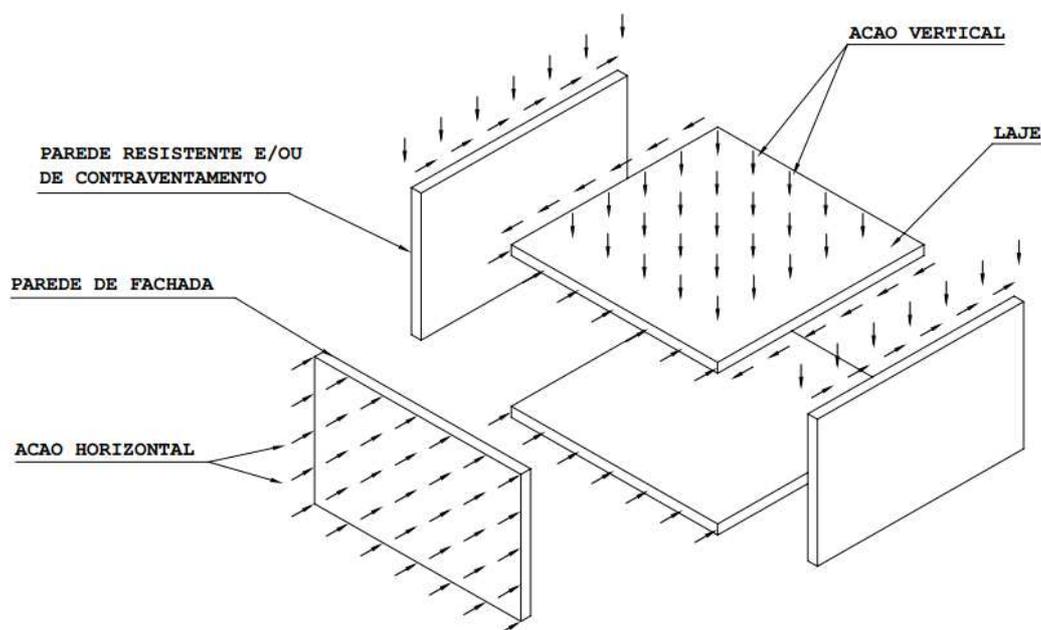


Figura 6– Esquema das ações atuantes sobre a estrutura em alvenaria estrutural. Fonte: Camacho, 2006.

2.3 BLOCO PARA ALVENARIA ESTRUTURAL

Os blocos utilizados na alvenaria estrutural são os principais componentes da estrutura. A NBR 6136 (2007) especifica em seu texto os principais componentes utilizados em sua fabricação, quais sejam:

- Agregados graúdos: pedra britada e pedregulho natural;
- Agregado miúdo: areia natural e areia artificial;
- Aglomerantes: cimento Portland;
- Aditivos plastificantes;
- Água.

Em função do processo de fabricação, o concreto a ser utilizado apresenta-se em estado “seco” (abatimento no tronco de cone denominado de *slump* próximo de

zero) diferindo do concreto plástico empregado nas construções em concreto armado. A principal diferença entre eles está na menor quantidade de água utilizada no concreto para a fabricação dos blocos, facilitando assim, a desforma imediata das peças.

Em virtude dessa característica o concreto, em geral, não segue as leis que governam as propriedades dos concretos de consistência plástica e, por isso, a qualidade final dos blocos está intimamente relacionada ao porte, eficiência e regulagem do maquinário de vibrocompressão (SANTOS, 2011).

Dessa forma, na maioria dos casos, a técnica de fabricação dos blocos destinados à alvenaria estrutural se baseia na adoção e emprego de equipamentos nomeados de vibroprensa que, devido ao fato de o concreto ser pouco úmido, necessita do emprego de equipamentos especiais para a compactação; aplicando-se, simultaneamente, um esforço de compressão aliado a um efeito de vibração tem-se a eliminação dos vazios e a modelagem das peças.

2.3.1 Classificação dos blocos segundo a NBR 6136 – 1994

A produção de blocos de concreto destinados à alvenaria estrutural deve respeitar todos os procedimentos de execução e controle presentes na NBR 6136 – 1994 (bloco vazado de concreto). Essa norma torna-se importante também, pois estabelece padrões necessários para a produção dos blocos, garantindo a uniformidade das características do mesmo.

Segundo a NBR 6136, bloco é definido como elemento de alvenaria cuja área líquida é igual ou inferior a 75% da área bruta.

Essa norma também classifica os blocos em diferentes classes, quanto ao seu uso, sendo:

- **Classe AE** – para uso geral, como em paredes externas acima ou abaixo do nível do solo, que podem estar expostas à umidade ou intempéries, e que não recebem revestimento de argamassa de cimento. Sua resistência característica à compressão mínima é de 6,0 MPa;

- **Classe BE** – limitada ao uso acima do nível do solo, em paredes externas com revestimento de argamassa de cimento, para proteção contra intempéries e em paredes não expostas às intempéries. Sua resistência característica à compressão mínima é de 4,5 MPa.

Ainda, segundo a NBR 6136, com relação ao aspecto visual, o bloco deve apresentar-se homogêneo, ser compacto, possuir arestas vivas e não apresentar trincas ou defeitos que possam prejudicar o seu assentamento ou afetar a resistência e a durabilidade da obra. Em relação ao acabamento superficial, a norma prescreve que os blocos destinados à alvenaria aparente devem-se apresentar lisos e sem imperfeições na face exposta e aqueles que receberão revestimento devem apresentar superfície áspera, porém homogênea, a fim de facilitar a aderência do revestimento (CARVALHO, 2006). Na Tabela 2 apresentam-se as classificações dos blocos quanto a resistência a compressão, segundo a NBR 6136 – 1994,.

Tabela 2 – Limite normativo F_{bk} .

Limites normativos NBR 6136/94		
F_{bk} - Valores mínimos (MPa)		
Classe de resistência	Classe AE	Classe BE
4,5	*	4,5
6	6	6
7	7	7
8	8	8
9	9	9
10	10	10
11	11	11
12	12	12
13	13	13
14	14	14
15	15	15
16	16	16

* Resistência não permitida à classe AE.

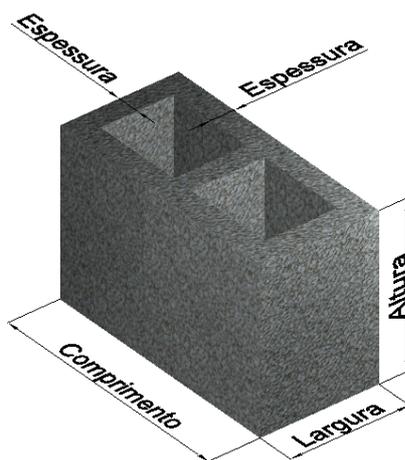
2.3.2 Modulação dos blocos de concreto vazados

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo padronizado e, assim sendo, para atender a essa demanda, os blocos seguem limites normativos que os classificam em diferentes modulações. Os blocos devem atender aos requisitos da NBR 6136 – 1994, tendo tolerância de ± 2 mm para a largura e ± 3 mm para a altura e comprimento. A Tabela 3, a seguir, foi compilada da NBR 6136 – 1994, que prescreve as modulações e suas respectivas dimensões para os blocos de concreto.

Tabela 3 - Dimensões padronizadas do bloco conforme NBR 6136 (1994).

Dimensões normais (cm)	Designação	Dimensões padronizadas (mm)		
		Largura	Altura	Comprimento
20 x 20 x 40	M-20	190	190	390
20 x 20 x 20		190	190	190
15 x 20 x 40	M-15	140	190	390
15 x 20 x 20		140	190	190

A Figura 7 apresenta um esquema das dimensões dos blocos com a finalidade de



facilitar o entendimento.

Figura 7– Dimensões do bloco.

A Tabela 4 foi compilada da NBR 6136 – 1994, que prescreve as espessuras mínimas das paredes de blocos de concreto com fins estruturais. Esses dados serviram de base para a análise dimensional dos elementos de escória e verificação quanto ao atendimento às prescrições normativas.

Tabela 4 - Espessura mínima das paredes dos blocos conforme NBR 6136 (1994).

Designação	Paredes longitudinais (mm)	Paredes transversais	
		Paredes (mm)	Espessura equivalente (mm/m)*
M-15	25	25	188
M-20	32	25	188

*Soma das espessuras de todas as paredes transversais aos blocos (em mm), dividida pelo comprimento nominal do bloco (em m).

Ainda segundo a norma, as menores dimensões dos furos não devem ser inferiores a 8 cm para o bloco de 14 cm de largura (M-15) e 12 cm para o bloco de 19 cm de largura (M-20).

2.3.3 Propriedades físicas dos blocos

Um importante fator a ser considerado nos blocos são as suas propriedades físicas e mecânicas que estão diretamente vinculadas à resistência do mesmo aos esforços a ele aplicados. Em seu trabalho, Mata (2006) enumera três importantes propriedades físicas que um bloco deve possuir para que tenha boa qualidade, a saber:

- Absorção de água;
- Teor de umidade;
- Retração por secagem.

Com relação à primeira propriedade, absorção de água, a NBR 6138 (1994) expõe índices ideais que um bloco deve apresentar. Esse valor não deve ultrapassar o limite de 10%, sendo aplicado para qualquer um dos blocos ensaiados e qualquer que seja a classificação do bloco (classe AE ou BE). A NBR 12118 – 2006 prescreve o método de ensaio para a determinação da absorção de água nos blocos. Pode-se definir como sendo absorção de água a relação entre a massa de

água presente nos interstícios do bloco e a massa seca em estufa até constância da massa do bloco. A formulação presente na norma, que resulta no teor de absorção do elemento, é definida pela Eq. 1:

$$a = \frac{(m_2 - m_1)}{m_1} \times 100 \quad \text{Eq.1}$$

Em que:

a= absorção de água em porcentagem;

m₁ = massa do bloco seco em estufa em gramas;

m₂ = massa do bloco saturado em gramas.

Já com relação à segunda propriedade, teor de umidade, os limites máximos para um bloco são prescritos pela NBR 6136 – 1994. A Tabela 5, compilada da NBR 6136 – 1994, mostra esses limites.

Tabela 5 - Umidade máxima segundo a NBR 6136 (1994).

Retração linear (%)	Umidade máxima em porcentagem do valor da absorção para diferentes condições de umidade relativa do ar de utilização		
	Local úmido ⁽¹⁾	Local de umidade relativa intermediária ⁽²⁾	Local árido ⁽³⁾
≤ 0,03	45	40	35
> 0,030 a ≤ 0,045	40	35	30
> 0,045 a ≤ 0,065	35	30	25

(1) Umidade relativa anual média superior a 75%.

(2) Umidade relativa anual média entre 50 e 75%.

(3) Umidade relativa anual média inferior a 50%.

Finalmente, o terceiro fator, retração por secagem, ocorre devido à perda de água no interior do bloco pela evaporação. Esse processo acarreta a diminuição do volume do bloco. Outro tipo de retração, a linear, é ocasionada pela variação do comprimento, do corpo de prova, quando úmida para o estado seco. Essas considerações são estabelecidas na NBR 6136 (1994), em que os limites de retração são definidos visando garantir a uniformidade dos blocos. Segundo a norma, o máximo valor de retração por secagem é estabelecido em 0,065%, considerando esse valor aplicável a todas as classes (classe AE e BE). De acordo com Mata (2006), os fatores que podem influenciar esse tipo de comportamento

são diversos, como, por exemplo, os tipos de cimento e agregado utilizados na fabricação, a cura, a temperatura e umidade do meio, assim como vários outros.

2.4 ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO

2.4.1 Principais aspectos da argamassa de assentamento de blocos

Segundo Barbosa (2008), a argamassa, apesar de corresponder a uma pequena parcela do volume de uma estrutura de alvenaria, influencia diretamente a resistência, a deformabilidade e o modo de ruína deste tipo de estrutura.

Em seu trabalho, Wakefield (1996) mostra que a qualidade de uma alvenaria depende da qualidade da argamassa, contudo, não há uma determinada composição de argamassa que seja boa para todos os tipos de alvenaria.

Barbosa (2008) explica que o comportamento eficiente da alvenaria depende de algumas propriedades da argamassa de assentamento, tais como:

- a) Resistência suficiente, compatível com a resistência das unidades de alvenaria;
- b) Aderência satisfatória aos blocos, permitindo à zona de interface resistir aos esforços de cisalhamento;
- c) Resiliência adequada com baixo módulo de deformação, podendo, assim, acomodar sem fissurar tanto as deformações intrínsecas quanto as provocadas por pequenos movimentos estruturais na alvenaria.

Ainda segundo Barbosa (2008), para facilitar a preparação da argamassa e melhorar a sua trabalhabilidade, muitas vezes a quantidade da água de amassamento é maior do que a quantidade necessária à hidratação do cimento. No entanto, na caracterização das propriedades mecânicas das argamassas, na tentativa de ter um maior domínio sobre as variabilidades a que o material está sujeito os pesquisadores deparam com dois fatores relevantes, que são: a descontinuidade das propriedades mecânicas da argamassa no estado endurecido tanto quando ela em sua forma de junta quanto a descontinuidade

dessas propriedades obtidas em ensaio de corpodeprova obtidos a partir de ensaios normalizados. Sucintamente, tem-se que:

- a) A argamassa de assentamento influi na fissuração do bloco e aumenta, portanto, a sua deformabilidade;
- b) O bloco introduz tensões de confinamento na argamassa de assentamento e, portanto, torna-a menos deformável que a mesma argamassa moldada no corpodeprova;
- c) Os materiais dos blocos são porosos e tendem a absorver água da argamassa de assentamento, o que pode alterar a resistência dessa argamassa (compara com a resistência obtida com corposdeprova padronizados);
- d) As condições de cura dos blocos, dos prismas e das paredes nem sempre são ideais, dadas a grande superfície exposta e a inconveniência de aplicação de água sobre as paredes, mesmo em laboratório.

2.4.2 Aderência da argamassa

Segundo Sabbatini (1986), a resistência de aderência da argamassa pode ser definida como a capacidade que a interface bloco-argamassa possui de absorver tensões cisalhantes e normais a ela, sem se romper. Em sua obra, Ishikawa, (2003) completa que a resistência de aderência depende da monoliticidade da parede e a resistência da alvenaria em absorver as solicitações oriundas de deformações por retração hidráulica e dilatação térmica, das cargas perpendiculares e excêntricas atuantes, e dos esforços ortogonais à parede (cargas de vento), entre outros.

O autor ainda mostra que a aderência da argamassa é um conjunto de três propriedade mecânicas atuantes na interface argamassa-substrato: aderência de resistência à tração, de resistência ao cisalhamento e a extensão de aderência, isto é, a razão entre a área de contato efetivo e área de contato total.

Os autores Carasek *etal.*(2001) explicam o fenômeno da aderência da argamassa em um substrato. Segundo os autores, a aderência da argamassa endurecida ao

substrato é um fenômeno essencialmente mecânico, pois acontece a penetração da pasta ou argamassa nos poros e reentrância do substrato. Com a argamassa plástica em contato com a superfície porosa do substrato, parte da água da argamassa penetra os poros do substrato, onde acontecem os fenômenos de precipitação dos produtos da hidratação do cimento e da cal e, com o tempo, esses produtos da hidratação dos aglomerantes exercem a resistência de aderência entre a argamassa e o substrato. A aderência decorre do intertravamento, principalmente, de etringita (um dos produtos de hidratação do cimento) no interior dos poros do substrato. O aumento da concentração de etringita no local, resultante da mistura do cimento Portland com a água, deve-se à dissolução da gipsita, que libera os íons sulfato e cálcio inicialmente, e posteriormente, os íons aluminato e cálcio pela dissolução do aluminato tricálcico do cimento. Sendo o substrato poroso, os íons em solução são transportados para o interior dos poros devido ao fenômeno da sucção e da absorção capilar e assim são formados o trissulfoaluminato de cálcio hidratado, (a etringita). Os autores ainda explicam que, devido ao processo mais rápido de dissolução dos íons sulfato, cálcio e aluminato e de precipitação da etringita, os poros capilares são preenchidos com esses produtos, explicando a sua abundância na interface argamassa-substrato e nos poros superficiais do substrato.

2.4.3 Densificação e desumidificação argamassa-bloco

Um fenômeno típico e extremamente relevante à resistência da alvenaria estrutural é a perda de água da argamassa de assentamento para o substrato (bloco). Esse fenômeno altera a relação água/cimento da argamassa e, conseqüentemente, há um aumento da resistência mecânica da mesma.

Em sua obra, Carasek *et al.*(2001)explicam com mais detalhes o motivo de esse fenômeno ocorrer. Segundo os autores, o fluxo de água entre a argamassa e o substrato é encarado como a interação de dois sistemas de poros. O sistema do substrato é entendido como sendo um conjunto de tubos cilíndricos (capilares) paralelos, independentes, abertos, perpendiculares à superfície da argamassa, de raios constantes ao longo do tempo e inicialmente vazios. A argamassa também é

entendida como um sistema de poros. A composição física da argamassa fresca apresenta grãos sólidos do aglomerante, do agregado e os espaços vazios ou intergranulares preenchidos com água. A argamassa pode ser considerada um corpo como um conjunto de tubos cilíndricos independentes, mas saturados de água e de raios variáveis com o tempo, e que vai diminuindo à medida que acontece a reação dos aglomerantes da argamassa. Essa modelagem simplificada da argamassa explica qualitativamente o movimento da água quando a argamassa é colocada em contato com o substrato poroso e com os capilares vazios. Devido aos raios médios dos capilares da argamassa serem maiores do que os raios dos capilares do substrato, o movimento da água acontece no sentido da argamassa para o substrato. Esse movimento da água, ou a sucção, é acompanhado de um aperto mecânico das partículas sólidas da argamassa provocada pela ação da depressão dos capilares, acarretando uma retração quase imediata da camada da argamassa e uma cristalização dos produtos de hidratação consecutivos ao aumento da concentração de íons dissolvidos. O resultado desse mecanismo é uma diminuição dos raios médios dos capilares da argamassa, até tornar-se igual ao dos capilares do substrato. Quando o raio médio dos capilares se tornar inferior ao dos capilares da base, o sentido do movimento da água é invertido.

Barbosa (2008) explica que o fenômeno da densificação, que representa a consolidação das fases sólidas da argamassa, também é extremamente relevante ao comportamento mecânico desse material. A densificação é causada pela redução dos vazios da microestrutura e prevenção da perda de água em excesso que poderia criar uma zona fraca na interface. De maneira oposta, a desumidificação acarreta a perda da quantidade de água disponível para hidratação da argamassa, conforme mostrado no parágrafo anterior. O primeiro processo melhora a resistência de aderência devido à compactação da argamassa; já o segundo reduz essa resistência devido às fragilidades resultantes da quantidade de vazios e à diminuição do grau de hidratação. Esse fenômeno está ilustrado na Figura 8.

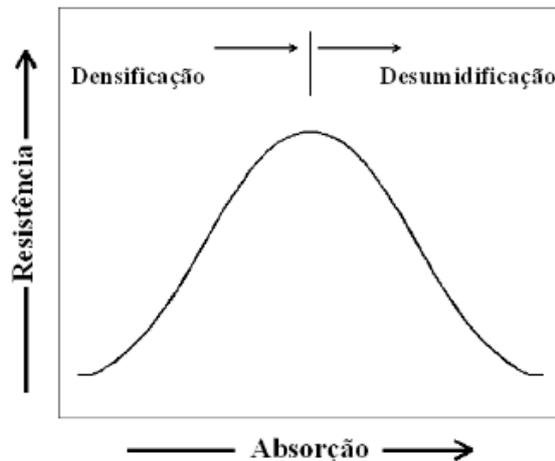


Figura 8 – Fenômeno de densificação e desumidificação, Barbosa, 2008.

2.4.4 Trabalhabilidades da argamassa

Uma importante propriedade para a argamassa de assentamento é a trabalhabilidade, pois ela deve apresentar-se em condições de manuseio e ao mesmo tempo conformar à superfície do bloco de tal forma a garantir a transição entre as peças.

Rilem (1982) considera a trabalhabilidade como uma propriedade complexa, sendo ela a síntese de diversas propriedades reológicas da argamassa como consistência, plasticidade, retenção de água, coesão interna, tixotropia, adesão inicial, massa específica e retenção da consistência. Cincotto *et al.* (1995) explicam que a consistência pode ser associada à medida de trabalhabilidade, sendo que a trabalhabilidade é entendida, subjetivamente, como facilidade de manuseio e aplicação. Em termos de elementos que compõem uma argamassa, pode-se dizer que a trabalhabilidade melhora quando o módulo de finura diminui, mantendo-se a continuidade da granulometria, e piora quando se tem agregado de grãos angulares. Em relação aos aglomerantes, a adição de cal melhora a trabalhabilidade, sendo necessário verificar a sua influência em outras propriedades. Quanto aos cimentos, as diferentes classes não influem, significativamente, na trabalhabilidade. Entretanto, cimentos mais finos podem produzir argamassas mais trabalháveis e com maior retenção de água. A

plasticidade e a trabalhabilidade são termos subjetivos, que só podem ser avaliados por quem manuseia e aplica a argamassa, sendo a consistência uma medida de avaliar essas duas propriedades em conjunto. Um outro fator de grande influência na trabalhabilidade é a distribuição granulométrica dos agregados e a forma dos grãos.

2.5 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS

Tendo em vista que o sistema construtivo em alvenaria estrutural trabalha principalmente sobre o esforço de compressão, as estruturas são dimensionadas de forma que resistam a tal esforço, sendo esse o principal parâmetro a ser considerado nos estudos. Por ser a propriedade mecânica mais importante, várias outras variáveis estão intimamente relacionadas a ela, como por exemplo, a durabilidade dos blocos.

Assim, além da resistência à compressão, outros fatores também são considerados para caracterizar a propriedade mecânica dos blocos, sendo eles:

- Resistência à tração;
- Módulo de elasticidade;
- Coeficiente de Poisson.

2.5.1 Resistências à tração

A alvenaria, quando carregada axialmente, sofrerá tensões de tração no bloco e de confinamento na argamassa, dependendo da rigidez dos materiais. Devido a esse fato, é importante determinar a resistência à tração dos blocos. Essa resistência pode ser determinada de duas formas: por meio de testes diretos ou de testes indiretos. Em função das dificuldades de realização de testes diretos confiáveis, geralmente os pesquisadores utilizam testes indiretos. O mais conhecido é o “teste brasileiro”, no qual um cilindro é submetido à compressão diametral (MOHAMMAD, 2007)

Cheema e Klinger (1986) *apud* Mohammad (2007) utilizaram para determinar a resistência à tração dos blocos a formulação expressa na Eq. 2. Essa equação foi utilizada para a caracterização das amostras de bloco desse trabalho.

$$f_{tb} = 0,41\sqrt{f_b} \quad \text{Eq. 2}$$

Em que:

f_{tb} = resistência a tração dos blocos MPa;

f_b = resistência a compressão dos bloco obtidos em ensaio a compressão MPa;

2.5.2 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade é uma característica fundamental em análise estrutural. Sabe-se, da resistência dos materiais, que a relação entre tensão e deformação, mostrada na Figura 9, para determinados intervalos pode ser considerada linear (Lei de Hooke), ou seja, $\sigma = E.\varepsilon$, sendo σ a tensão normal, ε a deformação específica linear e E o módulo de elasticidade ou módulo de deformação longitudinal.

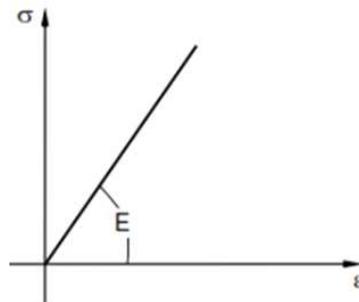


Figura 9– Módulo de elasticidade ou deformação longitudinal. Fonte: Pinheiroet *al.*, 2010.

Para o concreto, a expressão do módulo de elasticidade é aplicada somente à parte retilínea da curva, tensão x deformação, conforme Figura 10, ou, quando não existe uma parte retilínea, a expressão é aplicada à tangente da curva na origem. Dessa forma é obtido o módulo de deformação tangencial inicial.

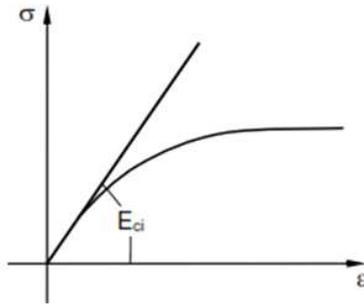


Figura 10– Módulo de deformação tangencial Inicial. Fonte: Pinheiroet al., 2010.

Isso posto, para a determinação do módulo de elasticidade, Mata (2006) explica que não existe ensaio normatizado para a determinação do coeficiente de Poisson e do módulo de elasticidade dos blocos. Porém, utilizando dados de ensaio tensão X deformação, adota-se como valor correspondente o coeficiente angular da reta que une os pontos desse diagrama, correspondendo a 5 e 33% da tensão de ruptura.

Com relação ao módulo de elasticidade, Mata (2006) sugere três formulações para a sua obtenção indireta, são elas:

- O CEB – FIP Model Code (1990), expressa pela Eq. 3;
- ACI Building Code 318, expressa pela Eq. 4;
- NBR 6118 (2003), expressa pela Eq. 5, que propõe o módulo de elasticidade do concreto.

$$E_b = 0,0428 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot (W_b)^{1,5}} \quad \text{Eq. 3}$$

$$E_b = 4730 \cdot f_{ck}^{1/2} \quad \text{Eq. 4}$$

$$E_b = 5600 \cdot f_{ck}^{1/2} \quad \text{Eq. 5}$$

Em que:

E_b = módulo de elasticidade do bloco (MPa);

f_{ck} = resistência à compressão do bloco (MPa);

W_b = massa específica unitária do bloco (Kg/m³).

2.5.3 Coeficiente de Poisson

Quando uma força uniaxial é aplicada sobre a peça de concreto, resulta uma deformação longitudinal na direção da carga e, simultaneamente, uma deformação transversal ao contrário. A Figura 11 exemplifica o carregamento sendo aplicado em um corpo de prova e, conseqüentemente, a deformação resultante dele.

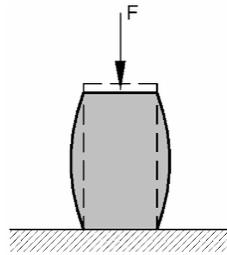


Figura 11– Deformação longitudinal e transversal. Fonte: Pinheiroet al., 2010.

A relação entre a deformação transversal e a longitudinal é denominada coeficiente de Poisson, conforme a Eq. 6.

$$\nu = - \frac{\epsilon_{\text{TRANSVERSAL}}}{\epsilon_{\text{LONGITUDINAL}}} \quad \text{Eq. 6}$$

2.6 EXTENSÔMETROS

Obtidos da colagem de lâminas de cobre e níquel de alguns micras de espessura, em base plástica para posterior gravação das configurações desejadas. Dentre os diferentes extensômetros disponíveis estes são os mais comuns. Os materiais de base mais usuais são a poliamida e a resina epóxi-fenólica (*phester*)

2.6.1 Extensômetro de lâmina (*straingages*)

Neste trabalho serão utilizados os extensômetros de lâmina, ou *foil*. Eles são produzidos colando as lâminas de alguns micras de espessura, usualmente ligas de cobre e níquel, em base plástica, e então nelas são gravadas as configurações desejadas. Dentre os diferentes extensômetros disponíveis, estes são os mais

comuns. Os materiais de base mais usuais são a poliamida e a resina epoxifenólica (*phester*).

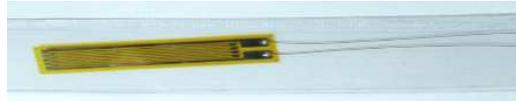


Figura 12– Extensômetro tipo lâmina a ser utilizado no trabalho.

O extensômetro em questão, Figura 12, apresenta as seguintes características técnicas expressas na Tabela 6:

Tabela 6 - Características técnicas do extensômetro (EXCEL SENSORES).

Dimensões				Resistência elétrica	Material da base
Grelha		Total			
Comprimento (a)	Largura (b)	Comprimento (c)	Largura (d)	120 Ω	Base de poliimida com filme metálico de constantan.
35,4 mm	6,35 mm	31,8 mm	6,35 mm		

2.6.2 Extensômetro tipo roseta

Recorre-se ao extensômetro tipo roseta para que possa ser definido o estado de deformações do elemento em análise. Quando as direções principais de deformações do objeto não são conhecidas esse tipo de elemento permite que esta análise seja possível.

As rosetas são de diversas formas, conforme mostrado na Figura 13.

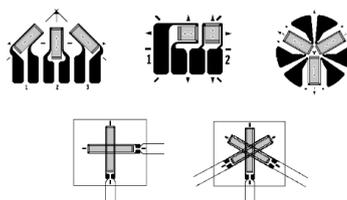


Figura 13 – Diferentes tipos de extensômetros roseta.

Neste trabalho optou-se pela utilização do extensômetro tipo roseta com a configuração 0°/120°/240°, comumente chamado de roseta em delta conforme apresentado na Figura 14:



Figura 14–Imagem da roseta utilizada neste trabalho, fabricante Excel Sensores.

Tabela 7 - Características técnicas do extensômetro tipo roseta a ser utilizado (EXCEL SENSORES).

Dimensões				Resistência elétrica	Material da base
Cada grelha		Total			
Comprimento (a)	Largura (b)	Comprimento (c)	Largura (d)	120 Ω	Base de poliimida com filme metálico de constantan.
3,18 mm	1,57 mm	10,5 mm	12,2 mm		

2.7 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

O método dos elementos finitos (*finite element method*) é atualmente um dos mais utilizados em análises numéricas por se tratar de uma ferramenta que tem se mostrado coerente com as análises práticas. O MEF tem inúmeras aplicações na área da engenharia, sendo que uma delas é em análises estruturais.

Relatos históricos revelam que as primeiras aplicações desse método, em engenharia, foram no ramo da aeronáutica e de estruturas civis, justificando o grande avanço das empresas nesse ramo.

Além do método dos elementos finitos, existem, ainda, vários outros métodos relevantes, podendo-se destacar:

- Método dos elementos de contorno;
- Método das diferenças finitas;
- Método dos volumes finitos;

Deve ficar claro que nenhum desses métodos pode ser considerado superior ao outro. Isso depende do tipo de aplicação, solução desejada, capacidade computacional, etc. que um engenheiro tem em mãos no momento de resolver um problema de engenharia. O MEF acabou se tornando o mais popular de todos, sobretudo, pelo aparecimento de diferentes pacotes de software comerciais sobre o assunto (ANSYS, NASTRAN/PATRAN, ADAMNS, ABAQUS, SAP 200, etc.) e pela sua facilidade de implementação relativa.

Em seu trabalho, Silva (2009) explica que a ideia básica do MEF é realizar uma divisão do domínio de integração de uma estrutura ou sistema de interesse em um conjunto de pequenas regiões, chamadas de elementos finitos, transformando o domínio de análise de contínuo em discreto. Essa divisão do domínio é conhecida como malha ou *grid*, que nada mais é do que o conjunto de elementos finitos resultante da discretização. A malha é formada por elementos compostos de nós, que são pontos de interseção e ligação entre os elementos. A grande vantagem do MEF é de não buscar uma função analítica que satisfaça às condições de contorno para todo o domínio, o que pode ser praticamente impossível em um problema complexo, mas buscar essas soluções em cada elemento separadamente.

A Figura 12 mostra os diferentes tipos de elementos possíveis de serem utilizados no MEF. Cada elemento é indicado para situações diferentes. O primeiro (1D) é comumente aplicado em elementos de barras e vigas, já o elemento 2D é muito empregado em elementos de placas, também sendo utilizado em vigas, e, por último, o 3D (tridimensional) é empregado como o elemento sólido. Autores como Silva (2009) consideram que o último elemento apresenta resultados sempre superiores aos demais, porém, a escolha de um elemento deve ser feita levando-

se em consideração o tipo de geometria do modelo e as aproximações de solução que se deseja obter.

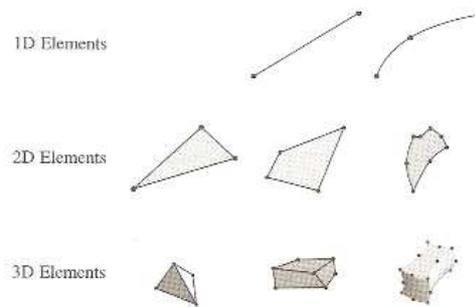


Figura 15– Tipos e formas de elementos. Fonte: Silva, 2009.

A qualidade (acurácia) da aproximação é diretamente proporcional à quantidade de elementos usados. O custo computacional também é ligado ao número de elementos, uma vez que o sistema de equações torna-se maior. Em um problema MEF, uma estrutura pode ser uma malha com vários níveis de discretização em regiões onde se necessita de maior acurácia (malha mais refinada). Já regiões onde não há maiores interesses, podem-se utilizar malhas menos refinadas.

2.7.1 Considerações para simulação da alvenaria estrutural

A alvenaria é um conjunto estrutural composto de várias unidades (blocos ou tijolos) de concreto ou cerâmico e de argamassa. Conforme apresentado por Peleteiro (2002), pode-se afirmar que a alvenaria (conjunto bloco e argamassa) é um material heterogêneo e anisotrópico que apresenta, por natureza, uma resistência à compressão elevada dependente, principalmente, da resistência das unidades blocos. Por outro lado, a resistência à tração desse conjunto é baixa e está determinada pela adesão dos blocos com a argamassa.

Em virtude dessas diferentes variáveis e da complexidade do conjunto, a simulação numérica da alvenaria estrutural torna-se trabalhosa. São diversos os fatores que influenciam as propriedades do conjunto. Abaixo são citados alguns deles:

- Dimensão das unidades;
- Espessura das juntas;
- Propriedades das unidades e das argamassas;
- Arranjo das juntas horizontais e verticais; e
- Qualidade do assentamento das unidades.

O processo de desenvolvimento de uma análise utilizando software consiste em diferentes etapas. Inicialmente, é necessário um modelo que descreva da melhor forma possível todo o conjunto de parâmetros que é observado no modelo real. Devido à complexidade de uma estrutura de concreto, existem vários estudos que mostram diferentes formas de descrevê-lo. Cada modelo visa a obter diferentes resultados, tornando-se de grande importância um estudo aprofundado nessa fase.

Para a análise de uma estrutura, é importante o conhecimento do comportamento dos elementos constituintes do modelo real e da interação entre eles. Esse comportamento e as possíveis equações que o descrevem são estudados por um ramo da física chamado reologia. Segundo Filho (2003), existem três tipos básicos de comportamento reológico: o elástico, o plástico e o viscoso. O comportamento dos materiais reais pode ser descrito com maior ou menor precisão pela combinação desses tipos básicos, dando origem aos chamados modelos conjugados.

Atualmente, percebe-se que o interesse em simulações numéricas dos elementos da alvenaria vem atingindo maiores proporções. Cada vez mais, pesquisadores propõem modelos conjugados mais sofisticados. Dessa forma, a característica empírica dos cálculos vem sendo substituída por modelos complexos nos quais dão possibilidade de tomadas de decisões com maior segurança. Em sua obra, Filho (2003) aborda os diferentes tipos de análise computacional empregada na alvenaria estrutural, sendo o quadro resumo apresentado na Tabela 8, compilado de sua obra:

Tabela 8 - Quadro resumo dos diferentes modelos numéricos. Fonte: Filho, 2003.

Modelo	Vantagens	Desvantagens
Modelo discreto com comportamento linear isotrópico.	Bons resultados em estruturas submetidas a níveis baixos de tensão.	Não adequação para casos em que as tensões aplicadas são altas e onde é necessária uma análise de redistribuição de tensões
Modelo homogeneizado com comportamento linear ortotrópico.	Adequado para estudos do comportamento global da estrutura. Com a vantagem de uma modelagem mais simples e um tempo de processamento menor que o modelo discreto.	Em termos locais, grandes diferenças podem ser encontradas, mesmo numa análise linear. O modelo não é capaz de identificar picos de tensões em regiões localizadas, que o modelo discreto consegue determinar.
Modelo homogeneizado com comportamento não-linear do material.	Apresenta bons resultados em termos de comportamento global e determinação de cargas de ruptura.	O modelo não é capaz de representar alguns mecanismos básicos de ruptura da alvenaria, como por exemplo, a fissuração nas juntas e unidades e o escorregamento das juntas.
Modelo discreto com comportamento elástico linear para as unidades e elemento de ligação não-linear nas juntas.	Modelagem apropriada com a vantagem de determinação das características do material através de ensaios uniaxiais.	Não considera a fissuração e a não-linearidade da unidade. Não é capaz de determinar a ruptura da estrutura, quando fortemente influenciada pelas rupturas nas unidades.
Modelo discreto com características de deformação não-linear para a unidade e a argamassa, critério para a ruptura da unidade, da argamassa e da junta.	A idealização proposta é capaz de representar o comportamento nas estruturas em alvenaria, determinar a carga inicial de fissuração, a carga última e o padrão de ruptura com boa precisão.	São necessários ensaios complexos de caracterização das unidades, da argamassa e de amostras de parede.
Modelo de fissuras discretas considerando-se as propriedades não-lineares dos materiais.	Mais apropriados para análise de painéis submetidos a forças concentradas.	Apresenta um custo computacional elevado.
Modelo de fissuras espalhadas com a consideração do comportamento não-linear dos componentes.	Bons resultados na determinação da força última de ruptura e no padrão de ruptura dos painéis. Tempo de processamento mais baixo.	Podem aparecer tensões de travamento e os resultados devem ser analisados com cuidado devido à dependência da dimensão da rede.

2.7.2 Modelo não-linear para o concreto e argamassa

2.7.2.1 Modelo de fissuração dispersa para o bloco de concreto vazado.

Neste trabalho será utilizado o software ABAQUS®, que é um software para modelagem e análise utilizando o MEF. O programa possui interface de fácil utilização e apresenta a possibilidade de simular materiais de diferentes propriedades.

O modelo elastoplástico será adotado para simular o comportamento dos blocos que, ABAQUS, 2010, é aplicado ao concreto em situações nas quais o carregamento é monotônico e a tensão de confinamento do mesmo é menor do que quatro a cinco vezes a maior tensão de compressão uniaxial. Outro aspecto de grande relevância ao modelo é que a anisotropia é introduzida ao modelo à medida que as fissurações de propagam. Ainda em ABAQUS, 2010, há referência de que a maioria dos modelos de plasticidade agregados ao software valeda técnica de incrementos, na qual a taxa de deformação é decomposta em uma parcela elástica e outra inelástica. Peleteiros (2002) explica que modelos de plasticidade incremental são usualmente definidos em termos de:

a) Uma superfície de ruptura – generaliza o conceito de carga de ruptura numa “função teste”, que pode ser utilizada para determinar se o material responde elasticamente em um estado particular de tensões;

b) Uma regra de fluxo – que define a deformação plástica que ocorre se o ponto do material não está mais respondendo de forma puramente elástica;

c) Lei de evolução – que define o encruamento, a forma ou caminho, com que a definição de ruptura ou fluxo muda conforme as deformações plásticas ocorrem.

O critério que aborda o comportamento elastoplástico do concreto é denominado pelo software como *concrete smeared cracking*. Nesse critério, assume-se que há ocorrência de fissuras quando as tensões atingem uma superfície de ruptura,

denominada “superfície de detecção de fissuras” (ABAQUS, 2010). A ela, estão associadas as superfícies clássicas de von Mises ou Hill, com fluxo associativo. Esses critérios de ruptura visam representar o comportamento à compressão e à tração do concreto. Visando uma maior veracidade do comportamento do concreto na análise numérica, também foram englobadas ao modelo combinações de critério a fim de simular o processo de fissuração distribuída desse material, sendo eles *tension stiffening*, *shear retention*, *tension* e *failure ration*.

Peleteiro (2002) explica que os dados de entrada para esse modelo são, principalmente, os pontos que definem a curva tensão X deformação plástica do material. Nos casos em que a não linearidade da alvenaria for essencialmente devida ao comportamento plástico dos seus componentes e não devida à fissuração, esse modelo pode simular de forma mais adequada o seu comportamento. Esse modelo considera que a fissuração é uma das mais importantes diretrizes do comportamento do material, considerando que ela ocorre na estrutura quando as tensões atuantes atingem a superfície de ruptura definida para o modelo.

A Figura 16 mostra o digrama tensão x deformação típica do concreto considerado no modelo de fissuração dispersa do software ABAQUS

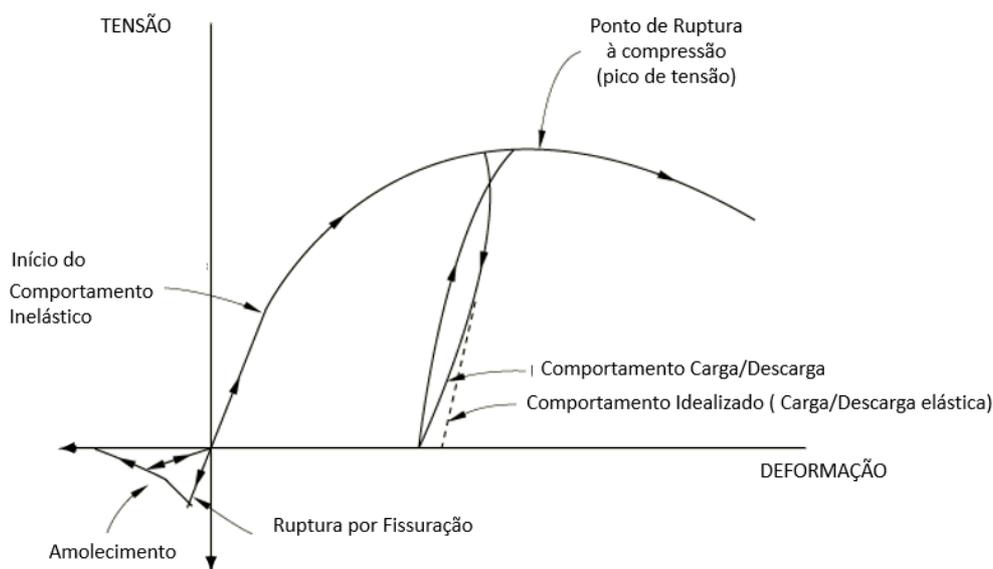


Figura 16 - Comportamento não linear do concreto. Fonte: Adaptada de ABAQUS 2010

Segundo Ali e Page (1988), por serem os blocos considerados materiais frágeis, apresentando propriedades similares às do concreto, as teorias comumente empregadas para o concreto também podem ser aplicadas aos blocos, aplicando-se dessa forma, o critério de von Mises para a fissuração ou esmagamento.

Nos livros clássicos de resistência dos materiais como *Resistência dos Materiais*, Hibbeler, R. C. e *Resistência dos Materiais*, Beer, F. P e Johnston, E. R., apresentam o critério de von Mises como aplicável aos materiais dúcteis. Já o manual do software, ABAQUS, 2010, mostra que esse mesmo critério, também pode ser aplicado aos materiais frágeis que se comportem como o concreto simples. Uma característica típica desse concreto é que ele apresenta, em geral, dois modos de comportamento: o primário, representa um modo frágil no qual as fissuras se agregam para formar fissuras discretas e, conseqüentemente, formam regiões de deformação localizadas. Já o segundo modo é representado por microfissuras dúcteis que se desenvolvem mais ou menos uniformemente por todo o material, conduzindo a deformações não localizadas.

O critério de von Mises foi formulado em 1913 sugerindo que um material dúctil, quando deformado por carregamento externo, tende a armazenar energia internamente em todo o seu volume. A energia por unidade de volume do material é chamada de densidade de energia de deformação (BUFFONI, s.d.). A representação analítica da envoltória de tensões de von Mises adotada no modelo numérico está representada na Eq. 7 como segue:

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2} \quad \text{Eq. 7}$$

Em que:

σ_1 = tensão de tração;

σ_2 = tensão de compressão.

Com base na Eq. 7, faz-se a construção da representação gráfica da envoltória de tensões de von Mises, que é representada na Figura 17.

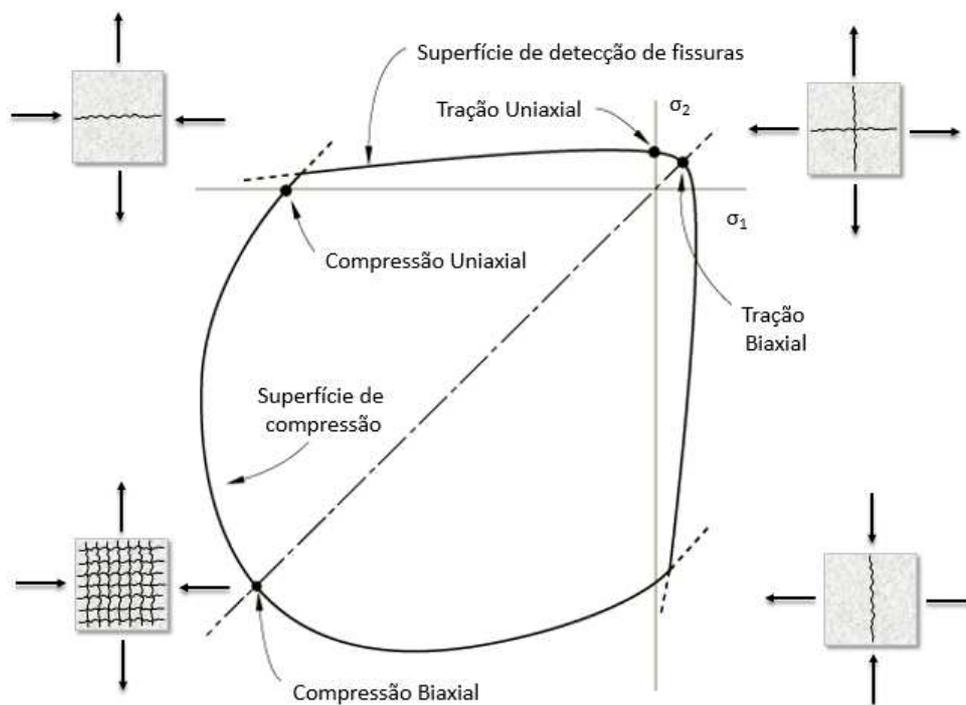


Figura 17– Critério de von Mises com interrupção na tração. Fonte: Adaptada ABAQUS, 2010.

2.7.2.2 Modelo de ruptura Mohr-Coulomb para a argamassa

A fim de complementar a modelagem numérica do prisma, será adotado o critério de Mohr-Coulomb para representar o comportamento da argamassa de ligação. Justifica-se a utilização desse critério, pois nos trabalhos consultados como Manos et al (2010), Lourenço (1996) e Souza, (2008) foram empregados tais considerações aos modelos numéricos que simulam o comportamento das juntas em alvenarias estruturais. Segundo Souza (2008), essa envoltória de ruína para este elemento é capaz de reproduzir a abertura de fissuras e seu deslizamento no plano, sendo que em todos os casos considerados em seu trabalho, o modelo numérico foi satisfatório quando comparado aos resultados obtidos por outros pesquisadores.

Nesse caso, admite-se que a ruptura ocorra a partir do momento em que as tensões de cisalhamento igualem-se a um valor que depende linearmente da

tensão normal no mesmo plano. A utilização desse critério baseia-se no traçado do círculo de Mohr para o estado plano de tensões. Uma vez que se tem o estado plano de deformações para uma amostra, pode-se, a partir da Lei de Hooke, obter o estado plano de tensões para esse elemento. Outra propriedade importante a ser inserida no modelo é o ângulo de atrito interno e a coesão do material. Haja vista que ensaios que caracterizassem tais propriedades não foram realizados, serão adotados os valores obtidos a partir da análise experimental efetuada por Mohamad (1998) e Romagna (2000). A partir desses dados, consegue-se acoplar ao modelo a curva de ruptura do material, que nada mais é que a tangente a esse círculo de Mohr, conforme mostra a Figura 18.

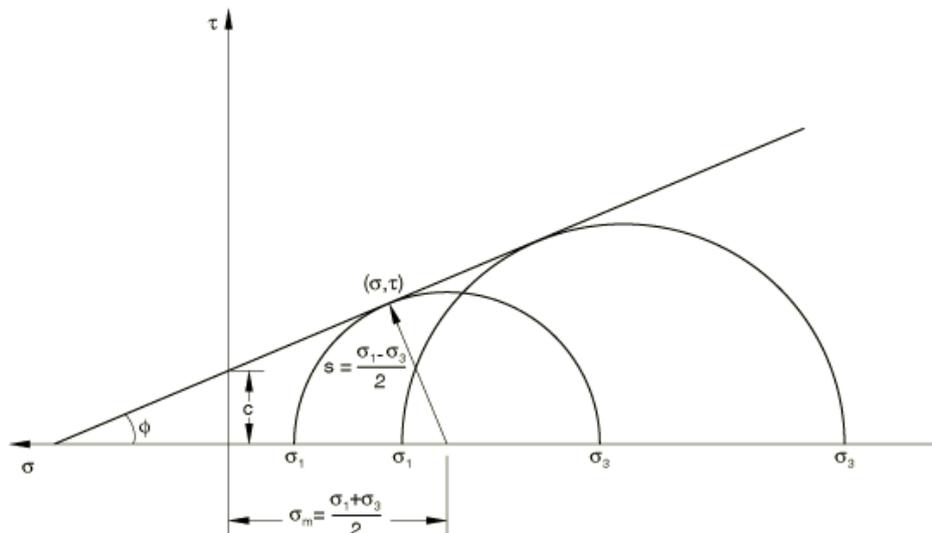


Figura 18– Traçado do círculo de Mohr e a relação entre as propriedades do material e a tangente a esse círculo. Fonte: ABAQUS, 2010.

Sendo a tensão cisalhante dada pela equação 8

$$\tau = c - \sigma \cdot \tan \varphi$$

Eq. 8

Em que:

τ - tensão cisalhante;

σ – tensão normal;

φ – ângulo de atrito;

c – coesão.

2.7.3 Interação de contato bloco-argamassa

Adotaram-se no modelo numérico duas superfícies de contato entre os blocos e a argamassa, uma vez que há interação entre elas. Uma superfície representa a face argamassa em contato com o bloco e a outra representa a face do bloco em contato com a argamassa. As duas interagem segundo duas direções: uma normal e outra tangencial. No caso da interação normal, representa-se a fissuração que é provocada devido às tensões normais de tração. Já as interações tangenciais visamsimular o escorregamento existente entre os elementos que é provocado pelas tensões de cisalhamento.

2.7.4 Resolução do sistema de equações não-lineares

Devido ao comportamento não linear dos materiais estudados, fez-se a consideração da não linearidade dos modelos. Assim, as equações de equilíbrio dos modelos também não são lineares, resultando na necessidade de um processo incremental-iterativo para a solução do equilíbrio. Foi empregado o método de Newton-Raphson, que lineariza as condições de equilíbrio em cada interação. Para superar o problema de convergência em determinados pontos que normalmente surgem em análises não-lineares, utiliza-se o método de comprimento de arco (*arc length*) auxiliando, assim, a convergência do modelo. Segundo Crisfield (1981) *apud* Barbosa (2008), o método de comprimento de arco é utilizado para resolver a deficiência do processo incremental-iterativo por meio da introdução de restrições no sistema de equações, o que possibilita capturar o comportamento pós-pico da estrutura com a utilização de incrementos decrescentes.

Fez-se a configuração do método informando o primeiro passo de carga a ser utilizado pelo programa. Nesse caso adotou-se para o primeiro passo de carga o valor de 10% da carga máxima obtida nos ensaios experimentais. Os demais passos de carga são calculados automaticamente pelo programa.

2.8 MODELAGEM DOS BLOCOS VAZADOS DE CONCRETO

2.8.1 Componentes para a modelagem numérica dos blocos em ensaio uniaxial

Várias informações, referentes ao modelo real, são essenciais para criar um modelo numérico representativo. Assim, as informações essenciais fornecidas ao software ABAQUS para a simulação numérica foram:

a) Geometria

Esta fase consiste em obter informações da geometria do que será simulado. Para tal, realizou-se a análise dimensional nas amostras a fim de obter medidas reais para o modelo numérico. Dessa forma, foi possível a concepção de um modelo 3D no ambiente virtual do software.

b) Propriedade dos elementos

Adotou-se o modelo elastoplástico para o concreto que compõe a estrutura do bloco. Fez-se o levantamento das características a serem consideradas de modo que melhor representassem o modelo real. Para tal, as seguintes propriedades do bloco foram avaliadas:

- Módulo de elasticidade;
- Coeficiente de Poisson;
- Resistência à compressão;
- Resistência à tração.

c) Condição de contorno e carregamento

O carregamento irá determinar os esforços principais que surgem ao longo da estrutura do modelo. As condições de contorno são parte fundamental na simulação, pois são responsáveis por representar como a interação do elemento se desenvolve com o meio externo.

D) Comportamento na ruptura

Neste trabalho simulou-se o comportamento do bloco, em um ensaio de compressão uniaxial, visando a criar um modelo justificado pelos ensaios

experimentais realizados no laboratório de materiais de construção civil (LCC) da Escola de Minas. Um modelo de ruptura para blocos, sob compressão uniaxial foi proposto por Mohamad (2007). Em seu trabalho foram realizados ensaios experimentais comprovando regiões típicas de fissuração para blocos nessas condições de carregamento.

Na Figura 19 apresenta-se um esquema do ensaio a compressão uniaxial de blocos.

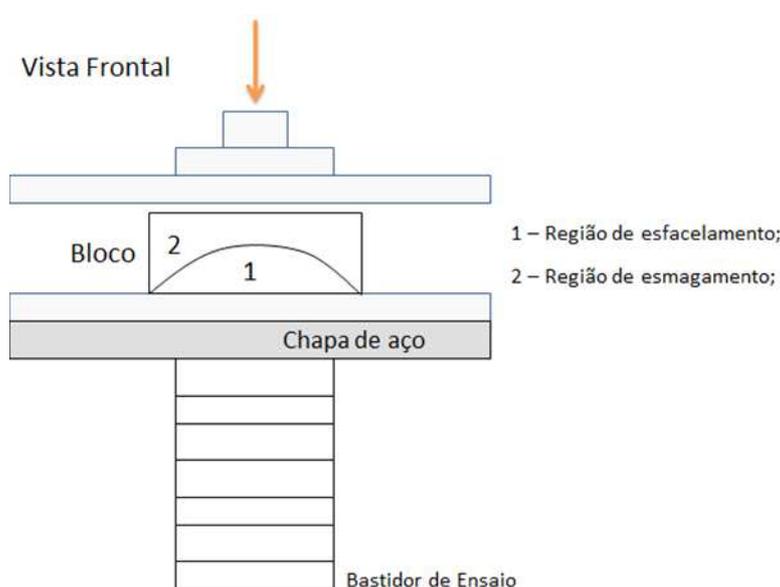


Figura 19– Vista frontal do esquema de ensaio e modo de ruptura. Fonte: adaptada Mohamad (2007).

A Figura 19 mostra uma vista frontal do esquema de teste juntamente com o modo de ruptura verificado nos ensaios de compressão dos blocos. Notam-se duas formas básicas de ruptura assinaladas como regiões 1 e 2. A região 1 caracteriza-se pelo esfacelamento da superfície do bloco gerado pelas tensões biaxiais, essas fissuras são as primeiras a aparecer; logo após, surge, na região 2, o esmagamento das paredes laterais do bloco de concreto, causado pelo deslizamento entre a parte superior do bloco e a região 1.

A Figura 206 mostra a forma de ruptura, onde as forças de atrito impõem um deslocamento horizontal maior na base, definindo a região de ruptura “a” (região

de esfacelamento). A região de ruptura “b” desliza sobre a “a”, como mostra a linha tracejada, e induz a ruptura diagonal no bloco.

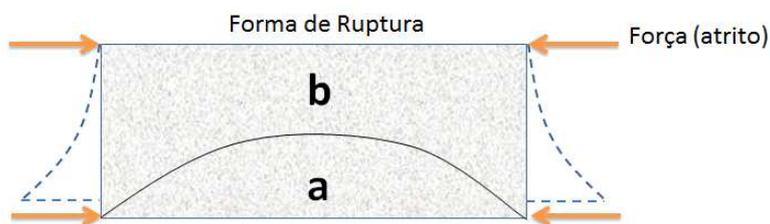


Figura 20– Abertura provocada pelos deslizamentos da parte superior do bloco (b) sobre a inferior (a). Fonte: adaptada Mohamad (2007).

2.9 MODELAGEM DOS PRISMAS DE DOIS BLOCOS

2.9.1 Comportamento da argamassa do prisma na ruptura

Segundo Mohamad *et al.*, (2009) na alvenaria deve haver uma compatibilidade nas características mecânicas entre os tipos de blocos e a capacidade resistente da argamassa de assentamento. As formas de ruptura observadas nos ensaios de parede ocorrem por indução de tensões de tração no bloco ou por esmagamento da junta de assentamento da argamassa. Outros estudos mostram que a ruptura da alvenaria sob compressão é a mesma de qualquer material frágil como o concreto, o vidro e a pedra. Ou seja, as fissuras têm início nos vazios do material, onde as tensões de tração lateral localizadas são maiores do que as tensões médias obtidas em ensaios em laboratório.

A Figura 21 mostra uma observação feita por Mohamad *et al.* (2009) em seu trabalho em que percebeu-se que o processo de ruptura da alvenaria acontecia inicialmente pelo esmagamento da junta de argamassa e posteriormente pelo esfacelamento da superfície de contato entre os blocos e a argamassa.

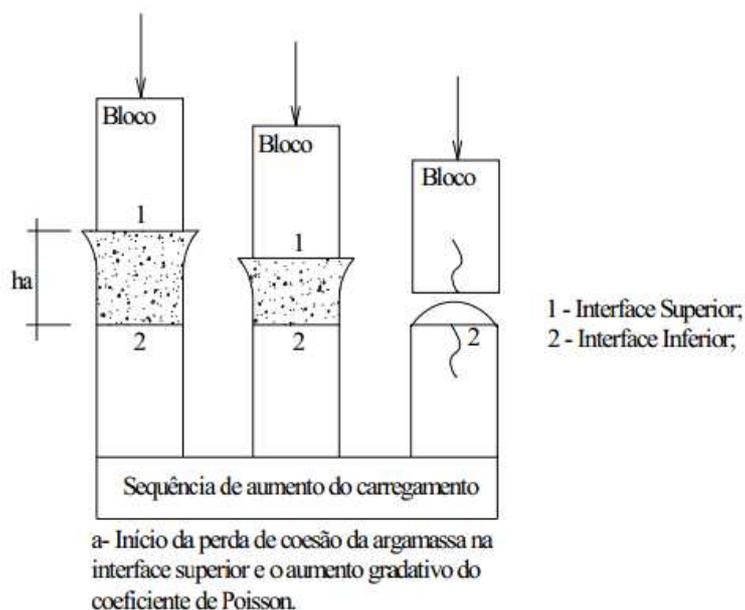


Figura 21– Ruptura da junta de assentamento dos blocos. Fonte: Mohamad, 2009.

Ainda no estudo apresentado por Mohamad *et al.* (2009), a argamassa apresentou nos testes de ensaio triaxial a transição de um comportamento frágil, em baixos níveis de tensões, para um comportamento dúctil para altas tensões. As argamassas confinadas apresentam um comportamento não-linear para níveis de carregamento aproximadamente superiores a 50% da carga última. Os autores classificaram esse comportamento como frágil, dúctil e bilinear.

Em entrevista à revista *Techne*, edição 2006, o professor Marcio Ramalho explica que o bom comportamento da argamassa está ligado ao fato de ela trabalhar confinada pelo bloco (ou pelo tijolo, se for o caso), devendo ter um módulo de deformação inferior ao do bloco. A compressão da junta de argamassa é triaxial e, conseqüentemente, benéfico, fazendo com que a sua resistência seja superior à de um corpeprova de argamassa comprimido em uma prensa hidráulica, pois neste último caso, o estado é praticamente uniaxial. A Figura 22 ilustra esse comportamento.

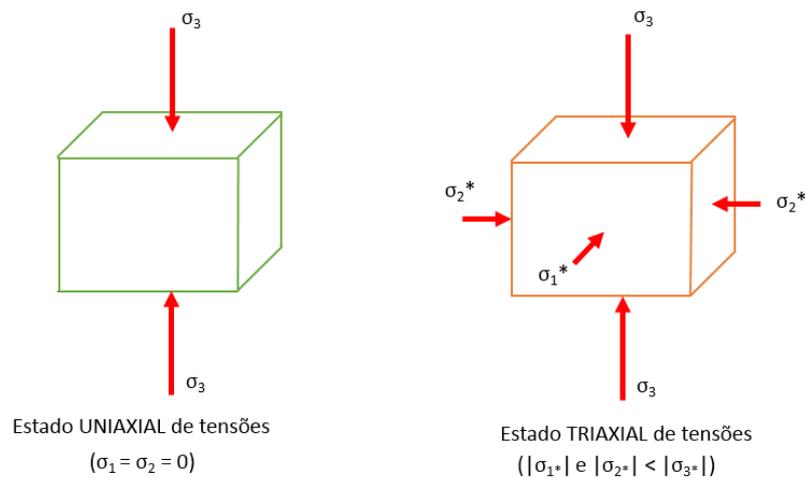


Figura 22– Representação do estado de tensão da argamassa.

2.9.2 Fatores de grande influência no comportamento mecânico dos prismas

Por se tratar um conjunto de elementos de diferentes características mecânicas, o comportamento da alvenaria estrutural, assim como o do prisma, é influenciado por essa heterogeneidade de propriedades. Mohamad (2007) explica que devido à diferença de rigidez dos elementos que compõem tanto o prisma quanto a alvenaria induzem-se tensões horizontais que levam a alvenaria a romper-se em um estado de tensões triaxiais. Segundo Afshari e Kaljan (1989) *apud* Mohamad (2007) as tensões horizontais de tração desenvolvidas no bloco são maiores nas juntas e diminuem à medida que se afastam da mesma. Na Figura 23 é possível visualizar as tensões oriundas dessa diferença de rigidez. Nesta mesma figura, as tensões de compressão são máximas próximas da interface e atinge um mínimo à meia altura da junta.

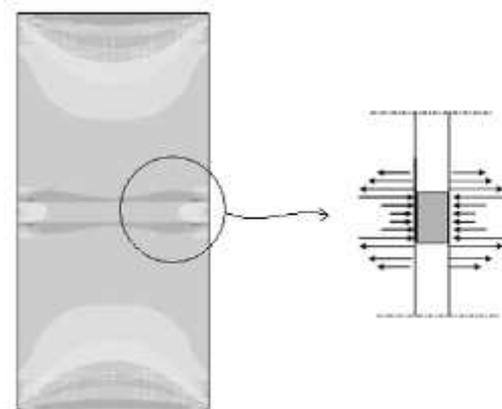


Figura 23– Distribuição de tensões horizontais σ_x no conjunto bloco-argamassa.

2.9.3 Espessura da junta de argamassa

As juntas são um dos principais fatores que influenciam a resistência da alvenaria. Portanto, diversos pesquisadores buscam neste tema uma explicação para a variação da resistência mecânica das alvenarias.

Alguns dos pesquisadores a abordar esse tema foram Francis *et al.* (1970), que avaliaram a resistência mecânica de prismas de bloco vazado e maciços e em que a variação da altura da junta afetou o valor de suas resistências. Os autores avaliaram prismas com juntas 0, 10, 15 e 25 mm de espessura. Foi concluído que a resistência máxima ocorreu nos prismas com juntas de 10 mm. Esse valor foi identificado tanto para os prismas de blocos maciços como para os de blocos vazados. A mesma conclusão foi observada por Hamid e Drysdale (1979), que trabalharam com variação de altura de juntas de 0, 10 e 19 mm e obtiveram melhores resultados para a junta de 10mm de espessura.

Outro estudo, realizado por Mohamad (2007) mostrou que a argamassa, após a ruptura completa do prisma, continuou aderente à superfície inferior dos blocos. Segundo o autor, notou-se apenas uma perda de aderência da argamassa aos blocos no contato superior. Ele explica que provavelmente esse fenômeno ocorre devido à exsudação que se origina na argamassa. Ainda segundo o autor uma expansão volumétrica desigual aumentaria os vazios internos da argamassa na face superior, gerando perda de coesão, conforme mostra a Figura 24.

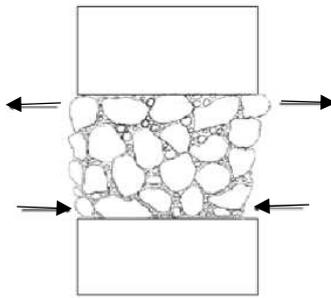


Figura 24– Desenvolvimento das tensões laterais de tração e compressão nas interfaces próximas a ruptura do conjunto. Fonte: Mohamad, 2007.

2.9.4 Modo de ruptura do prisma

O modo de ruptura dos prismas é um importante fator que direciona as interpretações sobre o modo de ruptura na alvenaria estrutural.

Hamid e Drysdale (1979) *apud* Mohamad (2008) sugerem que o mecanismo de indução de ruptura na alvenaria acontece devido ao surgimento de um estado de tensão biaxial de tração e compressão. Devido à pouca rigidez da argamassa surgem tensões de confinamento nela. Testes experimentais realizados pelos autores indicaram que, quando a relação tensão atuante/resistente à compressão dos prismas (σ/f_c) atinge um nível de 80%, acontece o surgimento de microfissuras ao longo de toda a extensão dos prismas. Os autores citam que o surgimento de tensões de tração lateral é relativamente pequeno quando comparado à resistência a tração uniaxial. Os autores afirmam que a não linearidade, característica no gráfico tração *versus* deformação, surge devido ao aumento das deformações laterais, associando-as à extensiva fissuração do material e a um aumento progressivo do coeficiente de Poisson.

Shrive (1982) *apud* Mohamad (2008) realizaram testes experimentais em prismas de blocos de concreto assentado com argamassa somente nas faces longitudinais. Nota-se, na ruptura, o desenvolvimento de tensões de tração da face lateral causados pela rotação e esmagamento dos apoios. O mecanismo de ruptura é semelhante ao de vigas. O esmagamento da argamassa lateral induz tensões horizontais que levam o material à ruptura por flexão. A

Figura 25 apresenta a ruptura do prisma com o mecanismo gerador de tensões horizontais.

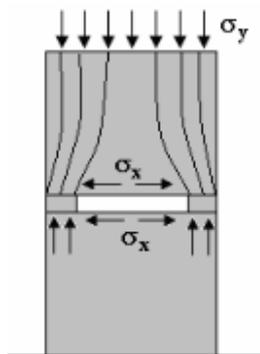


Figura 25– Modo de ruptura e mecanismo gerador de tensões horizontais em prismas de blocos de concreto. Fonte: Mohamad, 2008.

McNary (1984) realizou diversos testes de compressão uniaxial em prismas de tijolos maciços. Em seu trabalho foi utilizado teflon nos contatos com as chapas de ensaio com a finalidade reduzir a influência do atrito e induzir resultados incompatíveis com o modo de ruptura real. O autor citou que a ruptura dos prismas acontece, em primeiro lugar, pelo fendilhamento das superfícies entre bloco e argamassa, para níveis de tensão próximos a 85% da resistência última. As fissuras têm início em pontos aleatórios, ao longo da altura do prisma, e podem tomar sentidos diferentes até atingir a ruptura. McNary (1984) notou que em prismas construídos com argamassa do tipo 1:1:6 e 1:2:9 é possível acompanhar o processo de ruptura enquanto que em prismas construídos com argamassas 1:0,25:3 e 1:0,5:4,5 a ruptura deu-se sem aviso.

Lima (2010) mostra que as rupturas dos prismas são classificadas em quatro formas típicas, sendo elas dependentes da resistência da ligação argamassa-bloco, resistência à compressão da argamassa e do bloco e resistência à tração do bloco.

1 – **Separação entre a argamassa e o bloco** devido à fraca resistência da ligação entre os blocos e argamassa de assentamento. Mohamad (2007) explica que esse processo de ruptura pode ser subdividido em outras duas

classes, que são: ruptura por tração (induz uma abertura de junta) e cisalhamento (deslizamento entre as superfícies com o atrito);

2 – **Esmagamento da argamassa:** Cheema e Klingner (1986)*apud* Mohamad (2007) explicam que esse processo de ruptura ocorre quando a tensão de compressão axial atinge a resistência à compressão da argamassa confinada. Para prismas com argamassas mais fracas, a progressão da fissuração é mais lenta e o colapso é dúctil e a curva tensão X deformação é não linear (MOTA, 2001 *apud* LIMA, 2010). Quanto menor a relação entre a resistência mecânica da argamassa com o bloco maior será a tendência de o prisma ruir por esmagamento da junta (BARBOSA, 2008);

3 – **Esmagamento do bloco:** ocorre quando a tensão principal de compressão no bloco atinge a resistência do bloco à compressão (CHEEMA e KLINGNER, 1986 *apud* MOHAMAD, 2007);

4 – **Tração no bloco:** ocorre quando a tensão principal de tração ultrapassa a resistência à tração do bloco. Como a resistência à tração dos blocos é pequena (normalmente menor que 10% da sua resistência à compressão), a ruptura da alvenaria ocorre sob um estado triaxial de tensões de tração nos blocos (STEIL, 2003 *apud* LIMA, 2010). Com argamassa mais resistente, a capacidade resistente do prisma é esgotada em função da ruína dos blocos, decorrente dos esforços internos de tração (BARBOSA, 2008 *apud* LIMA 2010). A relação da resistência de cisalhamento e de compressão é existente até certo valor limite da compressão vertical, além da qual a falha da junta é substituída pela fissuração através das unidades. Os prismas com argamassa forte fissuram subitamente e rompem explosivamente no carregamento último. Para argamassa mais forte, a curva tensão deformação é essencialmente linear (MOTA, 2001 *apud* LIMA 2010).

Hendry *et al.* (2004) observam que a resistência da alvenaria à compressão é menor que a força de compressão nominal ensaiada isoladamente. Por isso que a

eficiência de prisma nunca excede a resistência à compressão da argamassa usada nela.

2.9.5 Critério de Mohr-Coulomb

Na análise numérica, adotou-se o critério de Mohr-Coulomb para a representação do comportamento mecânico da argamassa. Esse método é uma forma de representação da ruptura sob estados combinados de tensão de tração e compressão, sendo esse um caso particular do critério de Mohr que assimila a reta de Coulomb à envoltória de Mohr.

Segundo esse critério haverá ruptura quando, num ponto ao longo da superfície, a tensão de cisalhamento se iguale a resistência do material. A Figura 26 representa graficamente esse critério.

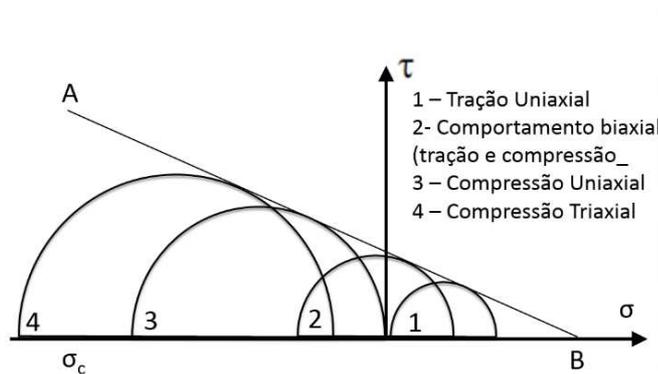


Figura 26– Envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb. Fonte: Mohammad, 2007.

2.9.6 Previsão do diagrama tensão-deformação para alvenaria

Mohamad (2007) explica que o comportamento do diagrama tensão-deformação para a alvenaria à compressão depende de algumas variáveis, tais como resistência à compressão da unidade, a forma da unidade (maciça ou vazada), a resistência à compressão da argamassa e o estado de tensão desenvolvido durante o ciclo de carregamento nos materiais. Uma vez que não é possível estabelecer a contribuição de cada uma das variáveis para o módulo de elasticidade, pressupõe-se, como hipótese, que as principais respostas das deformações da alvenaria são governadas pela argamassa. Foi realizado um

estudo pelo pesquisador Knutson (1993), citado por Mohamad em sua obra, no qual foram analisados os diagramas de diferentes combinações de argamassa e tijolo (três sólidos e um vazado), como mostra a Figura 27.

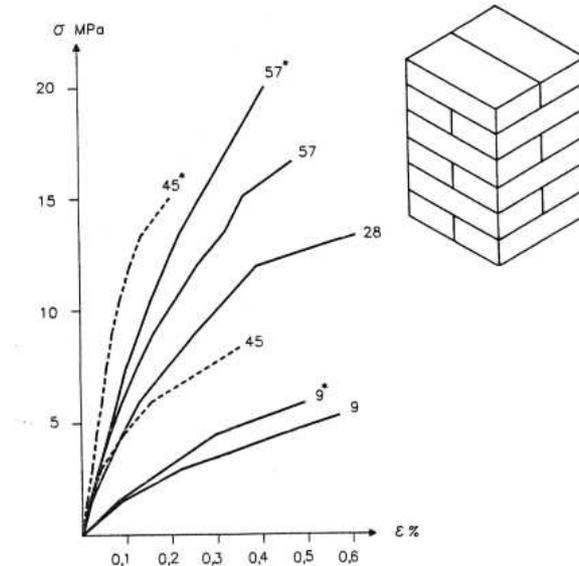


Figura 27–Diagrama tensão-deformação de alvenaria à compressão obtido usando unidades sólidas e vazadas (linha sólida e tracejada respectivamente). O número indica a resistência do bloco e (*) a argamassa. Fonte: Mohamad, 2007.

Knutson (1993) concluiu que a relação tensão-deformação pode ser obtida por meio das equações 9 e 10:

$$\varepsilon = -\frac{f_c}{E_0} \left(1 - \frac{\sigma}{f_c} \right), \text{ se } \sigma/f_c \leq 0,75; \quad \text{Eq. 9}$$

$$\varepsilon = -4 \cdot \frac{f_c}{E_0} \left(0,403 - \frac{\sigma}{f_c} \right), \text{ se } \sigma/f_c \geq 0,75 \quad \text{Eq. 10}$$

Em que:

σ = tensão normal;

ε = deformação normal;

f_c = é a resistência à compressão da alvenaria;

E_0 = módulo de elasticidade tangente inicial.

CAPÍTULO 3

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 BLOCOS DE CONCRETO VAZADOS

Os modelos experimentais foram produzidos com agregados naturais (BN) e com agregados de escória de aciaria elétrica (BE) em substituição integral aos agregados naturais. Os blocos BN foram tomados como testemunho. A Figura 28 apresentada a seguir, ilustra blocos tipo BN e BE.



Figura 28– Bloco de concreto para alvenaria estrutural e bloco de escoria de aciaria.

Para a determinação das propriedades mecânicas destes blocos, foram coletadas amostras do pátio de uma fábrica de pré-fabricados certificada pela Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP, na região metropolitana de Belo Horizonte, NBR 6136/1994. A Figura 29 apresenta amostras utilizadas neste trabalho, BE e BN.



Figura 29– Amostras de BE e BC utilizadas para os ensaios.

3.1.1 Análise dimensional dos blocos

A determinação da análise dimensional dos blocos de concreto, BN (bloco de agregado natural) e BE (bloco de agregado de escória), foi realizada em conformidade com a NBR 12.118/06.

3.1.2. Massa específica aparente

Para a determinação da massa específica aparente de cada tipo de bloco foram determinadas suas massas e relacionando-as com as dimensões de cada peça das amostras. Essas determinações foram procedidas para o estado natural, seco e saturado.

A determinação dessa propriedade é relevante uma vez que corresponde a um dado de entrada para a aferição do modelo numérico.

3.1.3 Resistência à compressão

A determinação da resistência à compressão dos blocos é prescrita pela NBR 6136 – 1994. Para a execução desse ensaio, os blocos foram preparados respeitando as diretrizes estabelecidas pela norma. As superfícies superiores e inferiores das amostras foram, então, capeadas com enxofre, a fim de se obter a regularização de suas faces. Após esse procedimento, colocou-se o corpo de prova na prensa hidráulica de modo que o seu centro de gravidade estivesse no eixo de carga dos pratos desse equipamento. Todo o ensaio foi realizado no Laboratório de Materiais de Construção Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto.

Já a determinação da resistência característica dos blocos é prescrita pela NBR 6136 – 1994, em que a estimativa do quantil de 5% da distribuição de resistência característica à compressão do bloco, f_{bk} , é estimada pela equação 11:

$$f_{bk,est} = 2 \cdot \frac{f_{b1} + f_{b2} + \dots + f_{bm-1} - f_{bm}}{m - 1} \quad \text{Eq. 11}$$

Em que:

$f_{bk,est}$ = resistência a compressão característica estimada do lote;

n = é o número de blocos ensaiados;

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

$m = (n+1)/2$, se n for ímpar;

$f_{b1}, f_{b2}, \dots, f_{bn}$ = valores de resistência à compressão, em ordem crescente.

Ressalta-se que o valor adotado para o $f_{bk,est}$ deve ser inferior a 85% da média das resistências dos blocos da amostra, nem menor do que $\psi_6 \times f_1$, sendo ψ_6 dado pela tabela 9:

Tabela 9 - Valores das constantes segundo NBR 6136.

n	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
ψ	0,89	0,91	0,93	0,94	0,96	0,97	0,98	0,99	1,00	1,01

3.1.4 Resistência ao esmagamento dos agregados

Esse ensaio é regido pela NBR 9938/87 na qual descreve as diretrizes de ensaio. Inicialmente determinou-se a massa inicial (M_i) do agregado e preencheu-se o cilindro de ensaio com esse material, em três camadas de mesma espessura, e aplicando-se em cada uma delas, 25 golpes com a haste de socamento. Em seguida inseriu-se o embolo no cilindro de ensaio e colocou-o na máquina de ensaio. Um carregamento de 400 kN foi aplicado uniformemente à razão de 40 ± 5 kN por minuto.

O material removido do cilindro foi passado na peneira 2,4 mm e em seguida determinou-se a massa do material retido (M_f). Uma segunda determinação foi realizada seguindo os mesmos procedimentos.

A resistência do agregado ao esmagamento foi calculada aplicando a Eq. 12.

$$R = \frac{M_i - M_f}{M_i} \times 100 \quad \text{Eq. 12}$$

Em que:

R = resistência do agregado ao esmagamento, em %;

M_i = massa inicial da amostra seca antes do ensaio, em gramas;

M_f = massa final do material retido na peneira 2,4 mm, em gramas.

3.2 PRISMAS

3.2.1 Prismas constituídos por dois blocos

São elementos formados por dois blocos unidos por juntas de argamassa assentadas sobre os septos transversais e paredes longitudinais. As juntas têm espessura de 10 ± 3 mm conforme recomendação da NBR 8215 (1983), sendo a altura total do prisma de 390 mm aproximadamente.

Foram moldadas três amostras de PN e três amostras de PE. Esses elementos foram imersos em tanque de água após 24 horas da moldagem, visando oferecer condições à cura das argamassas em um período de 28 dias.

3.2.2 Ensaio de resistência a compressão dos prismas

Em um período de 24 horas anterior ao ensaio resistência à compressão, as amostras foram retiradas do tanque de cura e postas para secagem em temperatura ambiente. Os prismas foram submetidos unicamente à compressão uniaxial, com velocidade de carregamento constante de 0,05MPa/s. Fez-se a regularização das bases dos blocos, anteriormente a produção dos prismas, dessa forma reduziu-se o efeito de tensões localizadas devido a irregularidades entre o contato da chapa de ensaio e os prismas.

3.3 ARGAMASSA

3.3.1 Cimento

Como aglomerante na produção das argamassas, utilizou-se o cimento Portland de alta resistência inicial (CP V – ARI) com o objetivo de desmolde dos corpos de provas após 24 horas de sua confecção.

3.3.2 Agregados miúdos

Utilizou-se como agregado natural a areia obtida de um fornecedor local sendo essa classificada segundo a NBR 7217 (1987) como sendo da zona 3 (média). A areia apresenta módulo de finura igual a 2,1e Dimensão máxima característica igual à 4,8 mm.

Como agregado artificial utilizou-se a escória de aciaria elétrica pós-processada, teor de metálicos menor que 1%, fornecida por empresa de processamento de escória. Este agregado apresenta módulo de finura igual à 2,92e Dimensão máxima característica igual à 4,8 mm

3.3.3 Água

Utilizou-se água corrente do sistema de abastecimento de Ouro Preto para a produção das argamassas

3.3.4 Índice de Consistência

Para a determinação da relação água/cimento das argamassas de assentamento fez-se inicialmente o ensaio do índice de consistência respeitando um espalhamento máximo da argamassa na mesa de adensamento de 260 ± 5 mm, conforme prescreve a NBR 7215/96.

3.3.5 Dosagem experimental

No Brasil, a normalização que indica diretrizes para produção de alvenaria estrutural é a NBR 15961-2: 2011 - *Procedimento: Execução e controle de Obras em Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto*.

Para a produção das alvenarias estruturais, devem ser observados parâmetros relativos as propriedades das argamassas em seu estado fresco e endurecido: para o estado fresco pode-se controlar esse material pelo seu índice de consistência (IC), e para o estado endurecido a resistência de dosagem ($f_{a,min}$) poderá ser obtida pelas seguintes expressões:

$$f_{a,min} = 0,7 \cdot f_{bk} \quad \text{Eq. 13}$$

$$f_{a,min} = 0,7 \cdot \left(\frac{A_b}{A_l} \right) \quad \text{Eq. 14}$$

Em que:

$f_{a,min}$: resistência mínima para a argamassa;

f_{bk} : resistência característica do bloco;

A_b : área bruta do bloco

A_l : área líquida do bloco.

Sendo recomendada uma resistência da argamassa conforme os limites indicados na Eq. 15, apresentada a seguir:

$$0,7 \cdot f_{bk} < f_a < 0,7 \cdot \left(\frac{A_b}{A_l} \right) \cdot f_{bk} \quad \text{Eq. 15}$$

De forma geral, a normatização brasileira indica limites para obtenção das argamassas de assentamento para alvenaria estrutural.

Tabela 10 - Exigência mínima para argamassa de assentamento de alvenaria.

PROPRIEDADES	ARGAMASSA	
	Exigência	Norma
Consistência	260 ± 5mm	NBR 7215 (ABNT,1996)
Retenção de água	80% < normal < 90% 90% < alta	NBR 13277 (ABNT,1995)
Resistência à compressão simples	≥ 1,5 MPa e máx= 100% da resistência do bloco	NBR 15961-2 (ABNT, 2011)
Teor de ar incorporado	Grupo a < 8% 8% < Grupo b < 18% 18% < Grupo c	NBR 13277 (ABNT,1995)
Coef. Poisson aprox.	0,20	NBR 15961-2 (ABNT, 2011)

Fonte: NBR 15961:2011

3.3.6 Moldagem dos corpos de prova

A moldagem dos corpos-de-prova cilíndricos seguiu prescrições indicadas à NBR 7215/1996. Foram moldados corpos de prova de argamassas com agregado natural (AN) e com escória de aciaria elétrica (EAE), com índice de consistência 260±5 mm; NBR 13276/ 2005, garantindo a trabalhabilidade necessária ao assentamento dos blocos.

A composição 1:6, para os traços de argamassa foi determinada conforme PEIXOTO *et al* (2008), em função dos resultados para argamassas de escória de aciaria, mas respeitando que o valor da resistência da argamassa deve estar entre 70% e 100% da resistência prevista do bloco conforme Souza (2008). Após moldagem dos elementos fez-se a cura em câmara úmida por 28 dias e ao final desse período, determinou-se propriedade mecânica de resistência a compressão.

3.3.7 Moldagem dos corpos de prova prismáticos

A moldagem dos corpos-de-prova prismáticos foi realizada conforme ABNT NBR 13279/2005; em moldes de dimensões 40x40x16 mm.

3.3.8 Resistência à compressão

O ensaio de resistência à compressão dos corpos de prova cilíndricos foi realizado de acordo com prescrições da ABNT NBR 7215/1996. Os corpos de prova foram desmoldados com 24 horas e rompidos à compressão com idade de 28. Todos corpos de prova foram capeados com encofre, 24 horas antes de sua ruptura.

3.3.9 Resistência à tração na flexão

O ensaio de resistência à tração na flexão foi conforme NBR 13279/2005 para os corpos de prova prismáticos para as idades de 28 dias, com carregamento de (50 ± 10) N/s até a ruptura.

A resistência à tração na flexão foi calculada conforme Eq. 16, indicada a seguir.

$$R_f = \frac{1,5F_f \cdot L}{40^3} \quad (\text{MPa}) \quad \text{Eq. 16}$$

Em que:

R_f = resistência à tração na flexão, em MPa;

F_f = carga aplicada verticalmente no centro do prisma, em N;

L = distância entre os suportes, em mm.

3.4. MÓDULO DE ELASTICIDADE E COEFICIENTE DE POISSON DAS AMOSTRAS

3.4.1 Módulo de elasticidade

O ensaio para determinação do módulo de elasticidade para a argamassa e para os blocos foi conduzido segundo prescrições NBR 8522:2008. Utilizou-se módulo de elasticidade tangencial inicial, para o limite de tensões entre 0,5MPa e 30% da tensão característica de ruptura $(0,3 \cdot \sigma_u)$.

Inicialmente fez-se o carregamento do corpo de prova à uma velocidade de $0,25 \pm 0,05$ MPa/s até que fosse alcançada uma tensão de aproximadamente 40% da resistência à compressão do concreto (σ_b) . Estes níveis de tensão foram mantidos

por 60s. Em seguida, reduziu-se o carregamento à mesma taxa para velocidade, até o nível da tensão básica (σ_a). Em seguida, foram realizados mais dois ciclos de pré-carregamento, obedecendo a mesma taxa de velocidade para carga e descarga conforme apresentado na Figura 30.

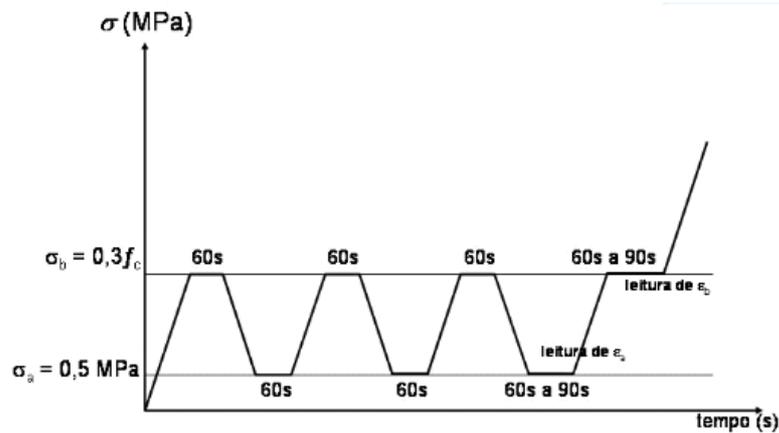


Figura 30– Representação esquemática do carregamento para a determinação do módulo de elasticidade. Fonte: NBR 8522/2008.

O módulo de elasticidade, E_{ci} (módulo de elasticidade tangencial), em GPa, é dado pela equação 17:

$$E_{ci} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \cdot 10^{-3} = \frac{\sigma_b - \sigma_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \cdot 10^{-3} \quad \text{Eq. 17}$$

Em que:

σ_b é a tensão maior, MPa ($\sigma_b = 0,3 f_c$);

σ_a é a tensão básica, MPa ($\sigma_a = 0,5 \text{ MPa}$);

ε_b é a deformação específica média dos corpos de prova para a tensão maior;

ε_a é a deformação específica dos corpos de prova para a tensão básica.

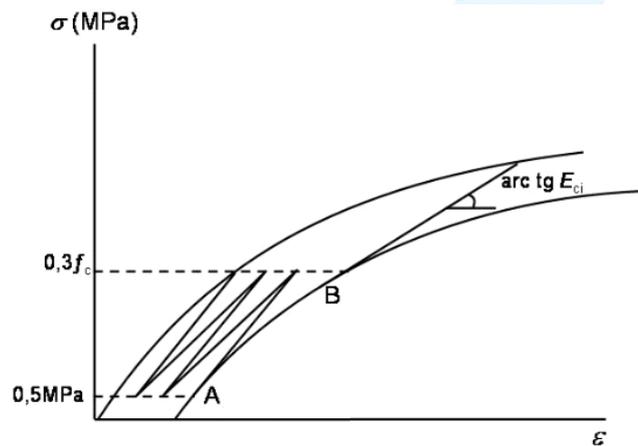


Figura 31– Representação esquemática do módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangencial inicial. Fonte: NBR 8522/2008.

3.3.4 Obtenção do coeficiente de Poisson

Segundo Martins (2010), o coeficiente de Poisson é definido como sendo a relação entre a deformação transversal e a deformação longitudinal, conforme ilustrado na equação 18 apresentada a seguir:

$$\nu = -\frac{\varepsilon_{\text{TRANSVERSAL}}}{\varepsilon_{\text{LONGITUDINAL}}} \quad \text{Eq. 18}$$

Ainda segundo Martins (2010), o coeficiente de Poisson é adimensional e sempre positivo. O sinal negativo na expressão acima é necessário, pois, se a deformação longitudinal for positiva, a deformação transversal será negativa, e vice-versa.

Para a determinação do coeficiente de Poisson utiliza-se o valor médio do coeficiente para o trecho na qual as deformações são constantes ao longo do carregamento, em um gráfico em que estejam representadas as deformações transversais em função das deformações longitudinais.

3.5 EXTENSOMETRIA

3.5.1 Fixação dos extensômetros nos blocos

Para aquisição de dados de deformação foram afixados aos blocos três extensômetros tipo lâmina com resistência de 120 OHMs. Dois deles foram posicionados no terço médio da face frontal na vertical e em paralelo (Ext V -01 e Ext. V -02), e, o terceiro extensômetro, foi posicionado no sentido horizontal, no centro geométrico da face lateral do bloco (Ext. H-01), conforme figura 32.

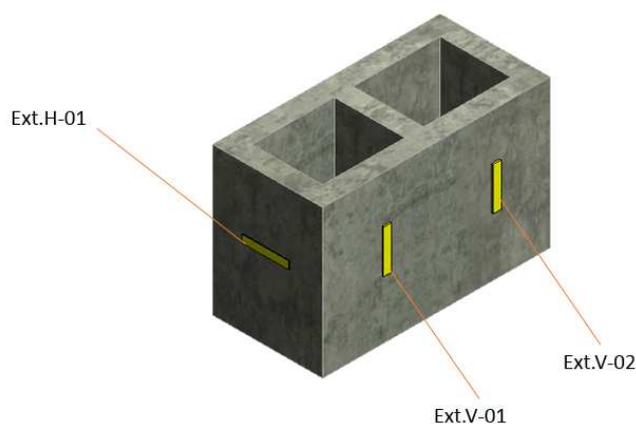


Figura 32 - --Fixação dos extensômetros nos blocos

O corpo de prova foi cuidadosamente posicionado segundo a linha de carregamento dos pratos da prensa, e, em seguida, foram realizadas coletas dos parâmetros para deformação vertical e horizontal como função da aplicação das cargas axiais.

Os extensômetros foram conectados a um datalogger Agilent para aquisição dos dados. A partir da instrumentação, obtiveram-se as deformações verticais e horizontais dos blocos em função dos carregamentos axiais.

Para a determinação dos carregamentos, os blocos foram capeados com enxofre

3.5.2 Fixação dos extensômetros nas argamassas

Para a aquisição dos dados de deformação foram afixados dois extensômetros e uma roseta, todos com resistência de 120 OHMS. Fez-se a distribuição simétrica

dos elementos ao longo da circunferência do corpo de prova. A Figura 33 ilustra essa disposição.

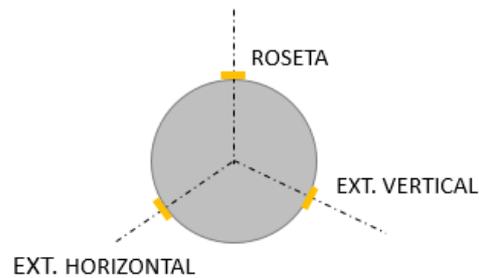


Figura 33 - Distribuição dos extensômetros e roseta nos corpos de prova cilíndricos

3.5.3 Extensometria dos prismas

Em cada amostra fez-se a fixação de extensômetros de resistividade igual a 120 ohms com a finalidade determinar as deformações e assim caracteriza-los mecanicamente. Foi fixado um extensômetro no terço médio da maior face de cada um bloco dos blocos que compõem o prisma (Ext. V-01 e Ext. V-02). Em seguida fixou-se, horizontalmente, outro extensômetro no centro geométrico da face lateral, também de cada um dos blocos que compõe o prisma (Ext. H-01 e Ext. H-03). Também foi fixado um extensômetro na junta de assentamento que compõem os prismas (Ext. H-02).

A figura 34 ilustra como foram feitas a fixação desses extensômetros nos prismas.

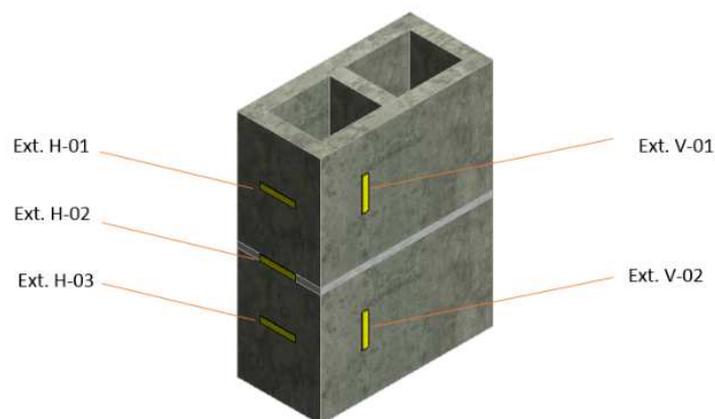


Figura 34 - Disposição dos extensômetros nos prismas

3.6 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Para a construção do modelo numérico optou-se pela micromodelagem. Esse partido apoia-se no fato de que, os blocos e argamassa de escória tratam-se de elementos produzidos com novos materiais, e, com poucos estudos a respeito de suas características mecânicas. Dessa forma, empregou-se o modelo discreto com características de deformação não-linear para blocos e argamassas; e critérios de ruptura para os blocos e argamassas.

3.6.1 Discretização do bloco de concreto

Os modelos BN e BE foram descritos segundo elemento finito tridimensional C3D8, ABAQUS. O elemento consiste em um hexaedro com oito nós por elemento no qual se faz a interpolação linear entre os nós. Como resultado da distribuição da malha tem-se um modelo com 1.456 elementos. A Figura 35, apresentada a seguir, ilustra a distribuição dos elementos finitos ao longo da geometria do bloco.

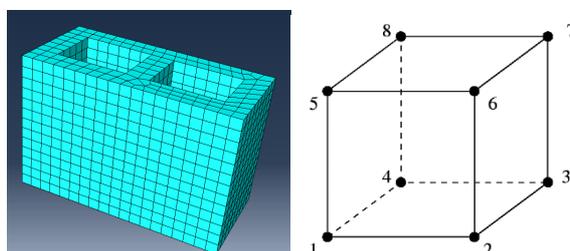


Figura 35– Distribuição dos elementos finitos na geometria do bloco e elemento hexaedro C3D8.

A partir dos valores médios obtidos nas análises experimentais foram definidos os diversos parâmetros necessários à configuração do modelo numérico. As condições de contorno adotadas no modelo dos blocos são: na base, restringiram-se os deslocamentos e as rotações em torno dos eixos x , y e z ; no topo houve a restrição apenas ao deslocamento em x e y e a rotação em torno de x , y e z . Essas condições de contorno foram adotadas a fim de simular o ensaio de compressão uniaxial na prensa de ensaio universal. Conforme apresentou Mohamad (2007), as tensões que surgem no contato entre chapa de base da prensa e o prisma são

determinantes ao comportamento mecânico das amostras. A fim de garantir as mesmas condições mecânicas do ensaio à compressão aplicou-se uma tensão uniformemente distribuída no topo do bloco, sentido do eixo z, simulando o carregamento da amostra. Comparando-se com os resultados obtidos por outros autores, como Mohamad (2007) e Peleteiro (2002), identificou-se que o modelo apresentou comportamento mecânico conforme proposto por esses autores.

3.6.2 Discretização do prisma de dois blocos

Os prismas utilizados nas simulações numéricas foram modelados a fim de se fazer uma comparação entre os resultados numéricos obtidos na análise experimental. Assim como nos testes de bancada, os modelos constituem-se de dois blocos unidos por um elemento de argamassa. A espessura da camada de argamassa seguiu rigorosamente o adotado na moldagem dos corpos de prova reais, que foram de 10 mm de espessura. Essa espessura foi utilizada, pois estudos realizados por Mohamad (2007) mostraram que essa foi a espessura que conferiu maior resistências aos elementos de prismas por ele ensaiados.

Foram dispostas malhas de elementos finitos que podem ser visualizados na Figura 36. A malha é composta por elementos C3D8, já mostrados anteriormente. Na interface entre os blocos e a argamassa foram feitas considerações de contato entre os modelos e, para tal, configurou-se a interação mecânica correspondente.

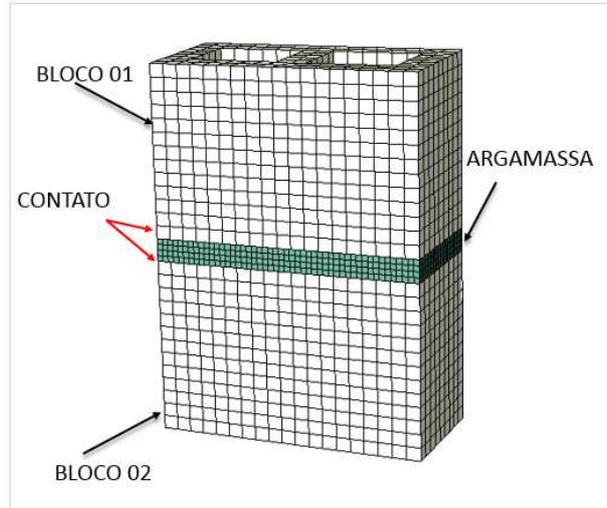


Figura 36– Discretização do prisma.

CAPÍTULO 4

4. RESULTADOS

4.1 ANÁLISE EXPERIMENTAL NOS BLOCOS VAZADOS

4.1.1 Análise dimensional

Os resultados obtidos para análise dimensional dos blocos, relativamente as dimensões externas; largura (L), altura (H) e comprimento (C) apresentam-se na Tabela 11 indicada a seguir. Foram realizadas para cada dimensão – largura, altura e comprimento – três determinações em pontos distintos de cada face.

Tabela 11 - Dimensões obtidas via análise dimensional dos blocos.

<i>Dimensões – blocos</i>							
	Convencional (mm)				Escória (mm)		
	L	H	C.		L	H	C
BN 01	138.13	192.47	287.83	BE 01	138	190.09	288.1
BN 02	138.7	193.27	288.83	BE 02	138.37	193.1	288.97
BN 03	137.97	192.37	289.3	BE 03	138.37	192.8	288.33
Média	138.27	192.70	288.65	Média	138.25	192.00	288.47
Des. Padrão (%)	1,23	1,42	0,46		1,25	1,05	0,53
Padrão	140.00	190.00	290.00	Padrão	140.00	190.00	290.00
Erro (mm)	1.73	-2.70	1.35	Erro (mm)	1.75	-2.00	1.53

Verificam-se que os modelos BN e BE, apresentam desvios toleráveis para dimensões, conforme limites normativos, sendo esses parâmetros inferiores a 2mm para largura e 3mm para altura e comprimento, NBR 12118/06. A adequação destes parâmetros, bem como módulo de sua variação, permite obtenção de resultados para propriedades mecânica com menores variações relacionadas a geometria dos elementos.

Os resultados obtidos para análise dimensional dos blocos, relativamente a espessura das paredes dos blocos; longitudinal (e_L) e transversal (e_T) apresentam-

se na Tabela 12 indicada a seguir. Foram realizadas para cada dimensão – longitudinal e transversal – três determinações em cada parede.

Tabela 12 - Dimensões da espessura da parede dos blocos – via análise dimensional.

Espessura da parede dos blocos (mm)										
	Convencional					Escória				
	BN01	BA02	BN03	Média	Desv. Padrão (%)	BE01	BE02	BE03	Média	Desv. Padrão (%)
e _T	26.15	31.5	26.43	28.05	1,22	25.6	26.08	25.8	25.83	0,33
e _L	26.8	32.9	27.1	28.93	1,57	25.8 ³	27.7	26.1	26.53	0,61

Verificam-se que os modelos BN e BE, apresentam dimensões para espessura das paredes superiores ao limite mínimo de 25mm, NBR 12118/06. A adequação do parâmetro espessura da parede, associado aos limites obtidos para dimensões L, H e C, permitem inferir sobre a qualidade do processo de produção dos blocos, bem como sobre a ausência da interferência de parâmetros relacionados a geometria na caracterização mecânica destes elementos, BN e BE.

4.1.2 Massa específica

Os resultados obtidos para massa específica apresentam-se na Tabela 13 indicada a seguir. Foram realizadas determinações das massas específicas aparentes para os modelos BN e BE, segundo condições de umidade natural, seca e saturada.

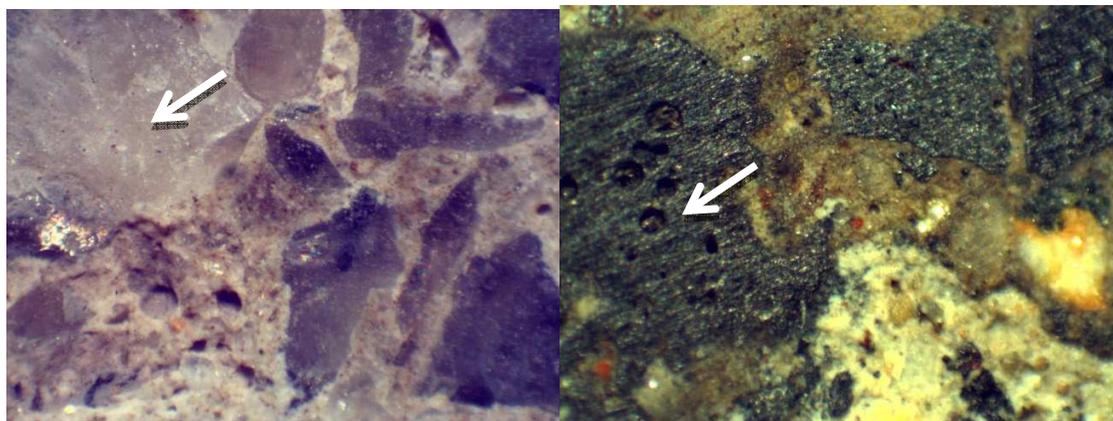
Tabela 13 – Dados coletados no ensaio de determinação da massa específica.

	BE 01	BE 02	BE 03	Media	BN 01	BN 02	BN 03	Media
M.E natural (g/cm³)	2,54	2,50	2,54	2,51	2,33	2,36	2,41	2,37
Desv. Padrão (%)	1,19	0,39	1,59		1,68	0,42	1,68	
M.E Seca (g/cm³)	2,46	2,42	2,44	2,44	2,29	2,33	2,36	2,33
Desv. Padrão (%)	0,82	0,82	0,0		1,72	0,0	1,28	
M.E Satur. (g/cm³)	2,68	2,64	2,66	2,66	2,41	2,45	2,47	2,44
Desv. Padrão (%)	0,75	0,75	0,0		1,22	0,41	1,23	

O peso unitário de cada um dos elementos BE é maior que o verificado para elementos BN. Essa verificação deve-se ao fato de que os rejeitos utilizados para

a produção dos blocos possuem massa específica e massa específica aparente superiores aos valores para os agregados, PEIXOTO et ali (2014).

Verifica-se no entanto que a variação da massa aparente para a relação BE/BN é de 6,9% para condição saturada, 4,7% para a condição natural e 5,9% para condição seca. O aumento da massa aparente está relacionado a maior higroscopicidade dos grãos de escória que formam a matriz de cada um dos modelos, conforme pode ser observado na Figura 37 apresentada a seguir.



(a). agregado natural – sílica

(b). agregado artificial - escória aciaria

Figura 37- Matriz Granular dos Blocos BN e BE

Dimensões massa específica no estado natural e as dimensões médias obtidas, de forma experimental, serviram de base para a construção do modelo em três dimensões no software ABAQUS, caracterizando assim uma geometria comum aos blocos. Para tal, foram utilizadas as dimensões médias de cada dado coletado.

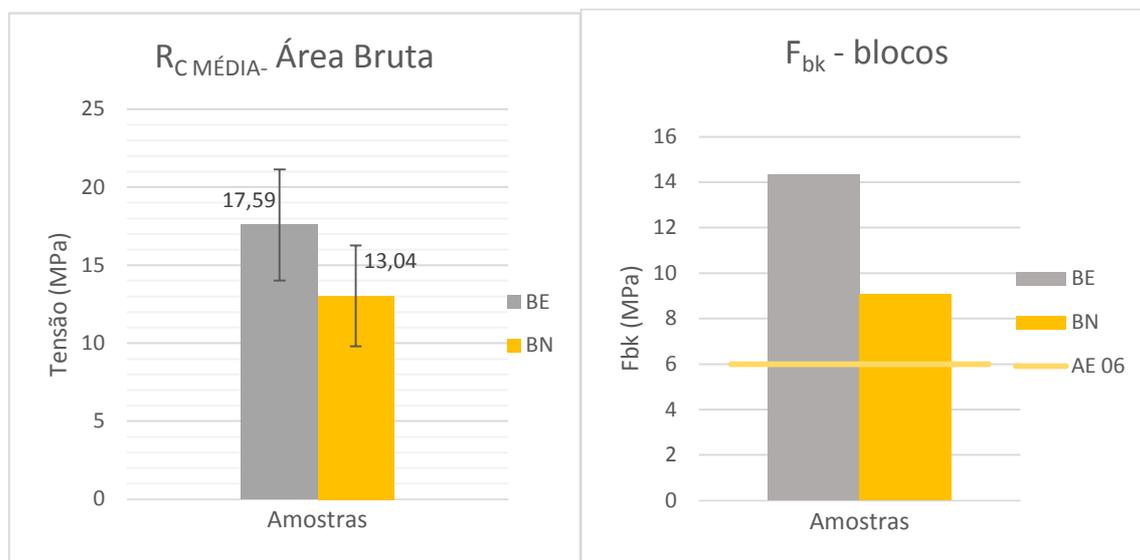
4.1.3. Resistência a compressão

As Tabelas 14 e 15 apresentadas a seguir, ilustram dados experimentais obtidos para compressão uniaxial dos blocos BN e BE. Os valores calculados para as tensões relacionam-se à área bruta dos blocos BN e BE (L.C).

Tabela 14 - Caracterização mecânica blocos BN e BE

BLOCO NATURAL								
AMOSTRA	EXTERNO (mm)			FURO (mm)		ÁREA Brut(m ²)	FORÇA (KN)	TENSÃO (MPa)
	L	H	C	Lf	Cf			
BE01	138,9	190	288,6	76,6	96,3	0,0401	895,0	22,32
BE02	138,0	190	288,6	85,0	103,3	0,0398	582,34	14,63
BE03	138,6	190	287,9	85,0	103,3	0,0399	736,5	18,46
BE04	138,7	190,3	288,3	84,9	103,6	0,0399	595,7	14,93
MÉDIA	138,55	190,01	288,35	82,88	101,63	0,0399	702,3	17,6
BLOCO ESCÓRIA								
AMOSTRA	EXTERNO (mm)			FURO (mm)		ÁREA Brut (m ²)	FORÇA (KN)	TENSÃO (MPa)
	L	H	C	Lf	Cf			
BN01	137,4	192,1	288,8	85,0	103,3	0,04	474,8	11,96
BN02	138,7	195,8	288,7	76,6	96,3	0,04	658,4	16,46
BN 03	138,3	190,8	289,3	73,7	96,8	0,04	362,4	9,06
BN 04	138,3	190,8	289,3	73,7	96,8	0,04	587,6	14,69
MEDIA	138,2	192,4	289,0	77,3	98,3	0,04	520,8	13,04

Na Figura 38(a) são apresentados os resultados experimentais para a resistência média dos blocos com os respectivos desvios padrão das amostras. Na Figura 38(b) apresenta-se a resistência características dessas mesmas amostras e a classe de resistência dos blocos - AE 06 - segundo a NBR 6136/1994



(a). Resistência a Compressão média

(b). Resistência Característica dos blocos

Figura 38 - Resultado da análise mecânica realizada com os blocos (AE 06 – Classificação do bloco segundo a NBR 6136-1994).

Para as amostras coletadas, observa-se que os blocos BE apresentam melhores resistências mecânicas para a compressão uniaxial, quando comparados aos resultados obtidos para os blocos BN.

Resultados que soma-se aos achados e observações conduzidas por SANTOS et al (2014), GOMES et al (2011), STIEF et al (2011), PEIXOTO et al (2012) indicam que blocos BE são mais resistentes a compressão uniaxial que blocos BN.

Dessa forma, podem ter influenciado na variabilidade do resultado obtido deste trabalho, parâmetros como variação dos lotes de coleta dos blocos BE, tipo de escória de aciaria elétrica coletada, período do ano ou mesmo a unidade geradora, dado que os blocos utilizados neste experimento e aqueles relacionados nas observações de SANTOS et al (2014), GOMES et al (2011), STIEF et al (2011), PEIXOTO et al (2012) foram produzidos na mesma planta industrial, certificada pela ABCP.

4.1.4 Módulo de Elasticidade tangencial

Na Figura 39 apresentam-se resultados obtidos do ensaio realizado com os blocos BE em que as deformações transversas (positivas) e deformações longitudinais (negativas) foram indicadas em função das tensões de compressão axial. Nessa mesma figura estão indicadas as deformações específicas que constam na NBR 6118:2013 sendo: ϵ_1 - deformação correspondente à tensão máxima geralmente na ordem de 2‰, ϵ_2 -corresponde a deformações de ruptura do concreto que estão entre 3,0‰ e 6,0‰ que ocorrem a tensões mais baixas e após atingido ϵ_1 e ϵ_3 é a deformação máxima para um elemento sob o esforço de tração, na ordem de 1,5‰.

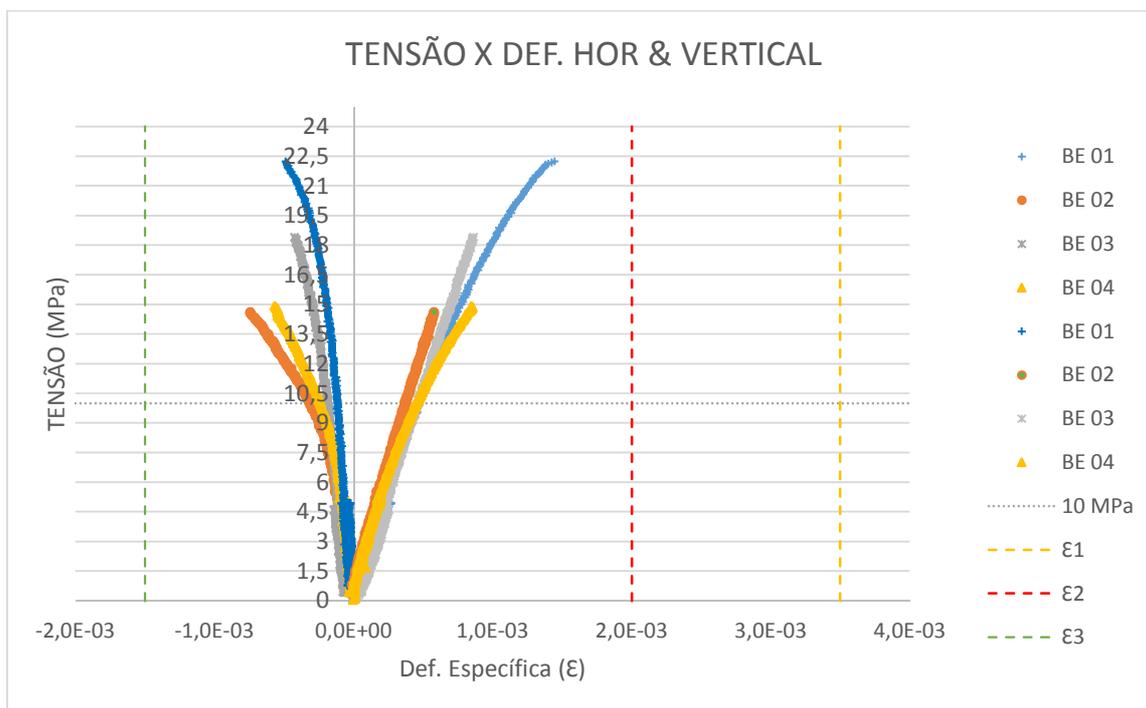


Figura 39– Análise experimental blocos BE (tensões e deformações).

Na Figura 40a e 40b apresentam-se os modos de ruptura dos blocos de escória carregados à compressão.



Figura 40- (a) Modo de ruptura BE para deformações transversais (b) Modo de ruptura BE para deformações longitudinais

Os dados obtidos do programa experimental, indicam comportamento semelhante para os blocos BE estudados, em relação as suas propriedades elasto-mecânicas para lotes de produção e idades diferentes, o que reforça hipótese da influência dos lotes de amostra oriundas de diferentes unidades siderúrgicas geradoras.

Considerando limite de resistência de 10MPa, observa-se uma uniformidade de comportamento para os blocos BE, relativamente a deformabilidade.

Considerando ainda limite de resistência até 10 MPa, observa-se comportamento linear para as grandezas envolvidas, sendo que um comportamento não-linear observa-se apenas a partir destas tensões, mas de forma discreta. Em regiões próximas às tensões de ruptura uma não-linearidade torna-se um pouco mais evidente para as deformações longitudinais.

Outro ponto que se observou também nos blocos de escória (assim como nas argamassas de escória) foi que as deformações transversais apresentaram um comportamento não linear muito suave, aproximando-se quase ao comportamento linear.

Na Figura 41 apresentam-se resultados obtidos do ensaio realizado com os blocos BN em que as deformações transversas (positivas) e deformações longitudinais (negativas) foram indicadas em função das tensões de compressão axial.

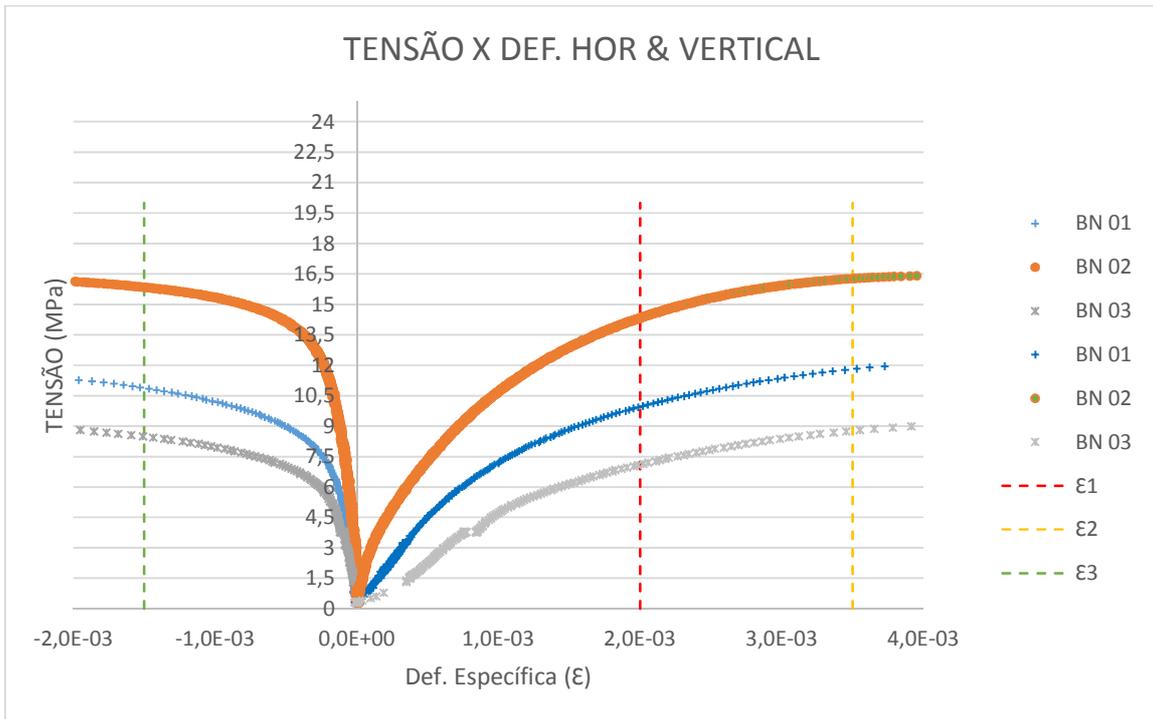


Figura 41– Análise experimental blocos BN (tensões e deformações).

Na figura 42 apresenta-se o modo de ruptura para o BN, identificado no ensaio de resistência à compressão dos elementos.



Figura 42 - Modo de ruptura para deformação transversal

Diferentemente dos blocos de escória, os dados obtidos do programa experimental, indicam nítido comportamento não linear para os blocos BN. Observa-se também que blocos BN são mais deformáveis (4%) que blocos BE

(1,5‰.), característica observada ao longo das trajetórias tensão-deformação, bem como para máxima deformação.

A maior deformabilidade para blocos BN pode estar associada à maior porosidade da matriz cimentícia desses elementos e ainda ao empacotamento mais discreto dos agregados. A matriz que dá origem aos BE, apresenta-se mais imbricada, com menor área de argamassa entre grãos, conforme pode-se observar na Figura 43 apresentada a seguir.

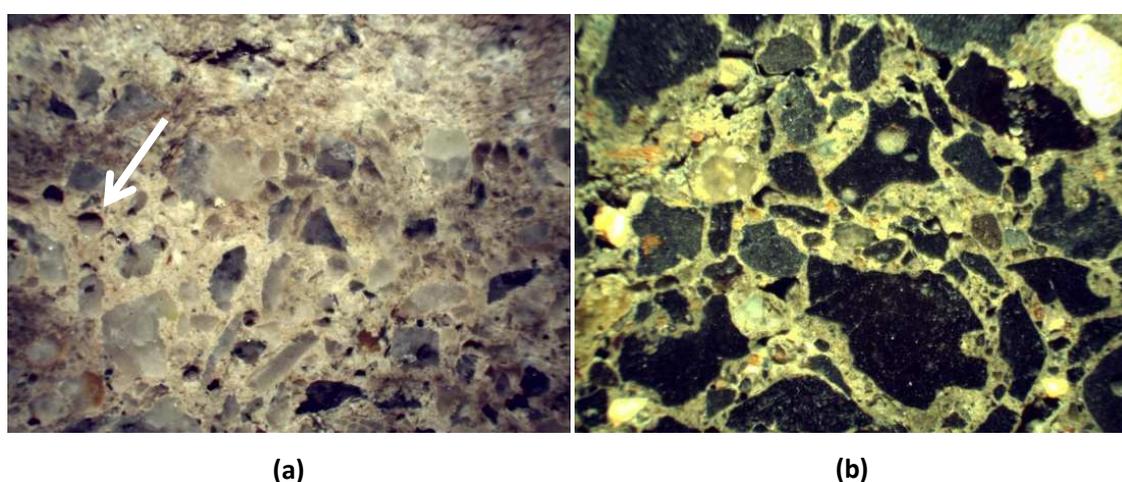


Figura 43 - (a) Matriz BN e (b) Matriz BE

Adicionalmente, resultados para resistência ao esmagamento que indicam possuir os agregados de escória que compõem os blocos BE, maior resistência mecânica, conforme apresentado a seguir, na Figura 44. Na Tabela 15 apresentam-se os valores coletados de forma experimental para a resistência ao esmagamento dos agregados.

Tabela 15 - Determinação da resistência ao esmagamento segundo NBR 9938/87

Material	Massa (M_1) Kg		Massa M_2) kg		Resistência %		Média	Diferença ($M_1 - M_2$) %
	(M_{11})	(M_{12})	(M_{f1})	(M_{f2})	(M_1)	(M_2)		
Brita Gnaise	2,75	2,33	2,79	2,42	15,29	13,25	14,27	2,04
Escória	2,80	2,16	2,82	2,09	22,86	25,92	24,39	2,06

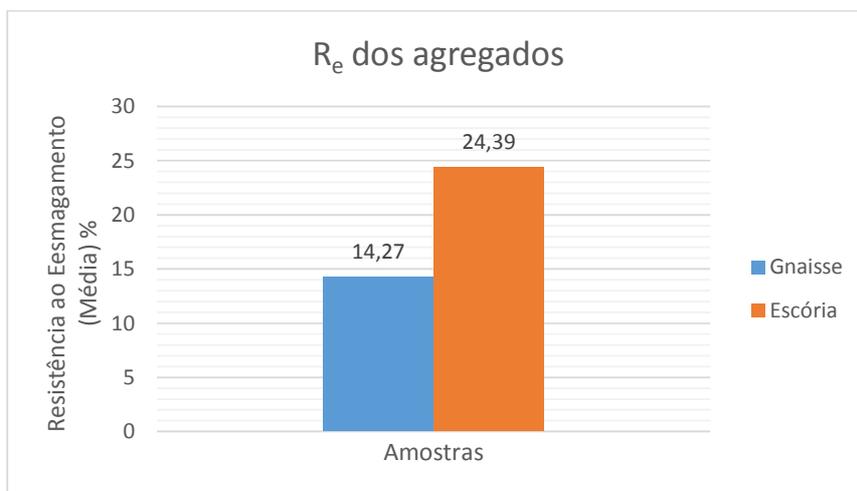


Figura 44 - Resistência ao esmagamento dos agregados

4.1.4.1. Relação entre deformações dos blocos

A Tabela 16 apresentada a seguir, ilustra dados experimentais obtidos para deformação específica dos blocos BN e BE como função da resistência a compressão.

Tabela 16 - Quadro resumo dos resultados obtidos por meio da análise mecânica realizada com os blocos.

Elemento	Resistência (MPa)		
	Área bruta	Área líquida	Deformação específica máxima
Blocos			
BE 01	22,23	36,09	0,00144
BE 02	14,63	27,78	0,00058
BE 03	18,46	33,10	0,00086
BE 04	14,93	25,74	0,00084
BN 01	11,96	21,44	0,00373
BN 02	16,46	26,07	0,00440
BN 03	9,06	14,08	0,00408
BN 04	14,5	22,88	(1)

(1) falha da instrumentação

A Figura 46 apresentada a seguir indica relação da deformação transversal e deformação longitudinal para dos blocos BE. Nessa figura ϵ_1 representa a deformação correspondente à 2‰ e ϵ_2 representa a deformação específica

correspondente à 3,5%. Esses dois pontos, segundo a NBR 6118:2013 correspondem, respectivamente a deformação máxima do concreto e a deformação de ruptura do concreto.

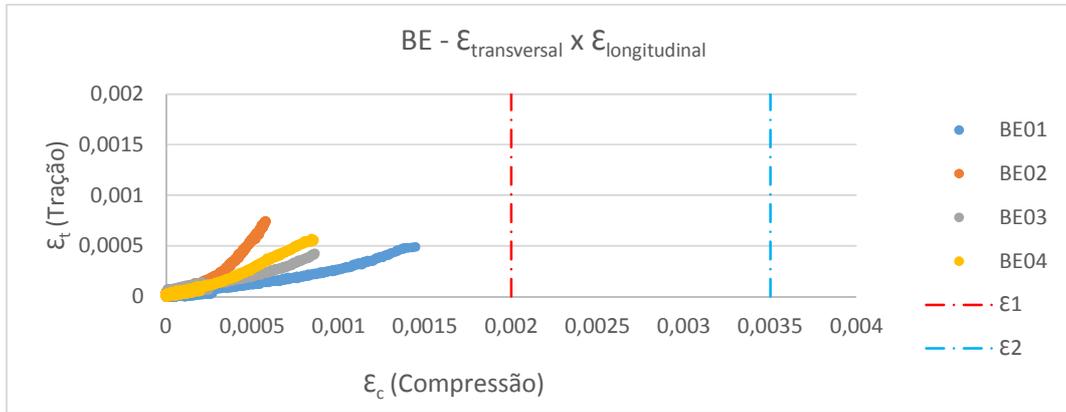


Figura 45 - Deformabilidade blocos BE sob carregamento axial de compressão.

A Figura 46 apresentada a seguir indica relação da deformação transversal e deformação longitudinal para dos blocos BN.

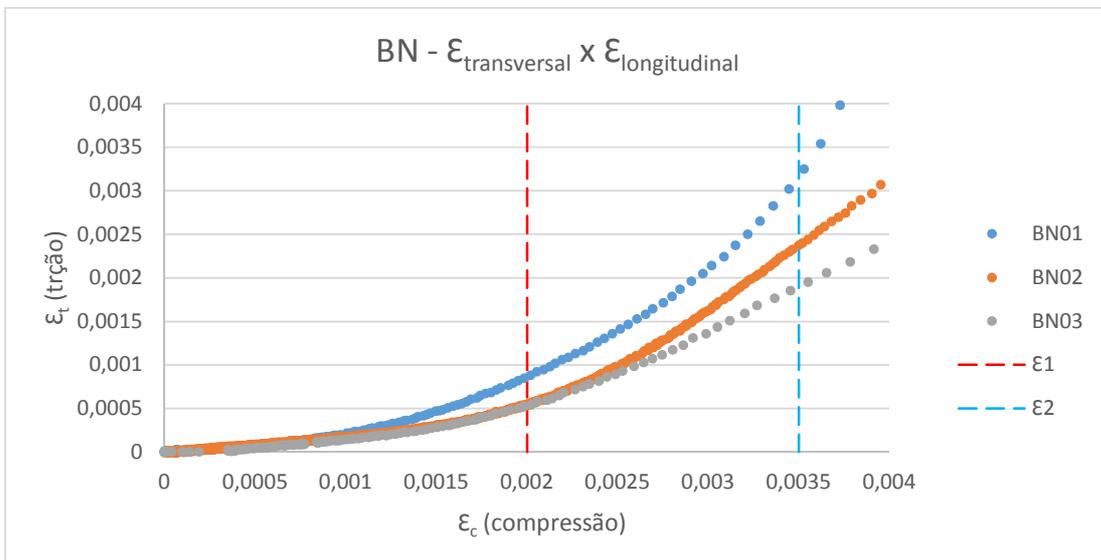


Figura 46 - Deformabilidade blocos BN sob carregamento axial de compressão.

A análise da relação entre as deformações reflete a deformabilidade dos elementos, e, com base nessa relação define-se o coeficiente de Poisson. Para o

trecho em que essa relação mostra-se constante, determina-se essa propriedade, que reflete o comportamento do material quando em regime elástico.

Os blocos tipo BE apresentaram uma grande variação para sua deformabilidade, o que significa dizer que existe uma desproporcionalidade entre os elementos estudados, fato que se justifica pelas diferentes origens dos agregados. No entanto, o resultado desse parâmetro para esses elementos exibe curvas com mesmo aspecto, o que em outras palavras mostra compatibilidade de grandezas entre as deformações transversal e longitudinal. (0,05 – 0,015)%

Os blocos tipo BN apresentaram pequena variação para deformabilidade, para o intervalo observado (0,05 – 0,015)% . No entanto, observa-se que uma desproporcionalidade para grandezas obtidas das relações entre deformações transversal e longitudinal, embora as curvas para essas relações tenham mesmo aspecto. Em outras palavras, os blocos BN mostram maiores deformações transversais quando comparados aos blocos tipo BE, o que de certa forma poderia influenciar na estabilidade das alvenarias sobre carregamentos críticos, uma vez que normalmente não existem camadas de argamassa para as juntas verticais dessas estruturas.

4.1.5 Características da ruptura dos blocos

Abaixo são apresentadas imagens dos blocos submetidos a carregamento uniaxial de compressão. O comportamento pós-ruptura dos blocos é explicada pela teoria apresentada por Mohamad (2007). A Figura 48 mostra a forma de ruptura onde as forças de atrito restringem o deslocamento horizontal na base, definindo a região de ruptura “a” (região de esfacelamento). A região de ruptura “b” desliza sobre a “a”, conforme ilustrado pela linha tracejada, induzindo a ruptura diagonal no bloco, representada pelo deslizamento das faces pelo plano inclinado indicado na Figura 47, apresentada a seguir. As Figuras 48 e 49 ilustram o tipo de ruptura bem como modelo teórico para trajetórias de ruptura .

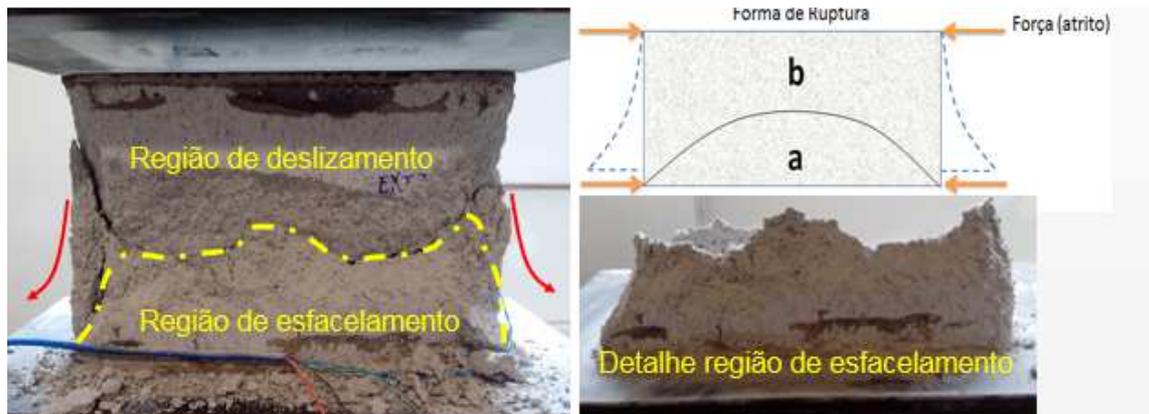


Figura 47 - Tipo de ruptura e superfícies teóricas modeladas

Os blocos BE apresentam uma ruptura brusca, que é caracterizada pelas trajetórias de ruptura bem definidas, função do comportamento elasto-mecânico identificado pelas análises experimentais e extensômetria. Como as matrizes são mais rígidas e apresentam ainda melhores comportamento mecânico a tração, ocorre um maior acúmulo de energia interna, que dissipa-se de forma mais intensa quando do surgimento do estado de fissuração. Esse conjunto de fenômenos associados, proporciona surgimento de um tipo de ruptura brusca, representado pelo colapso não-gradual e repentino do elemento.

Na Figura 48 apresenta-se a ruptura dos blocos de escórias quando sob esforço de compressão uniaxial.

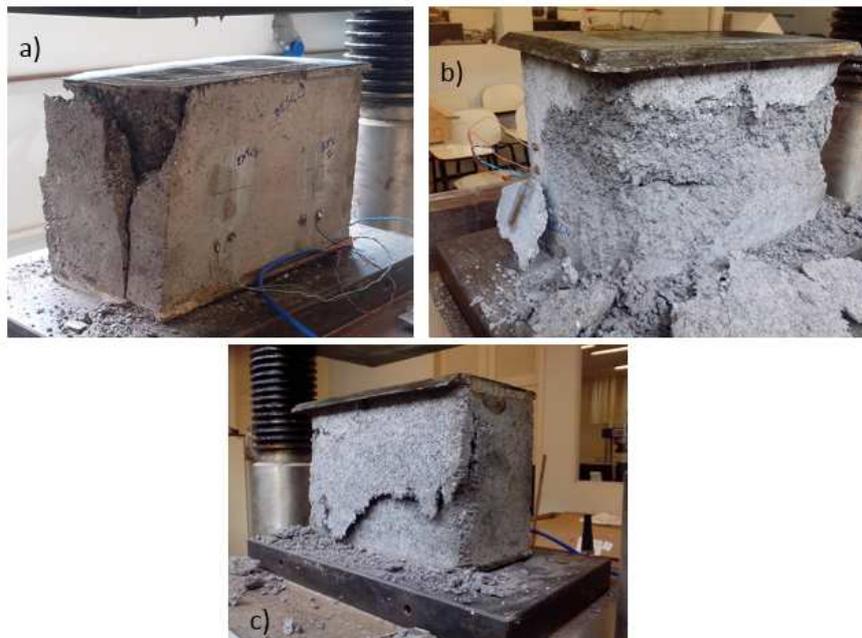


Figura 48 - Modo de ruptura BE

Na figura 49 apresenta-se a ruptura dos blocos naturais quando sob esforço de compressão uniaxial



Figura 49- Modo de ruptura BN

Os blocos BN apresentam uma ruptura caracterizada por uma grande dispersão das trajetórias de fissuração, também como função de seu comportamento elasto-mecânico, aqui caracterizado por matrizes menos rígidas, onde verificam-se desde a aplicação do carregamento uma maior propagação destas fissuras, que ao convergirem, provocam uma maior deformação que segue até o ponto em que o elemento deixa de reagir à sollicitação externa, de forma não-brusca e gradual.

4.2 ANÁLISE EXPERIMENTAL DAS ARGAMASSAS

4.2.1 Ensaio a compressão das argamassas

Na Figura 50 são representados graficamente os valores obtidos nos ensaios mecânicos realizado nas argamassas de escória (AE) e nas argamassas naturais (AN)

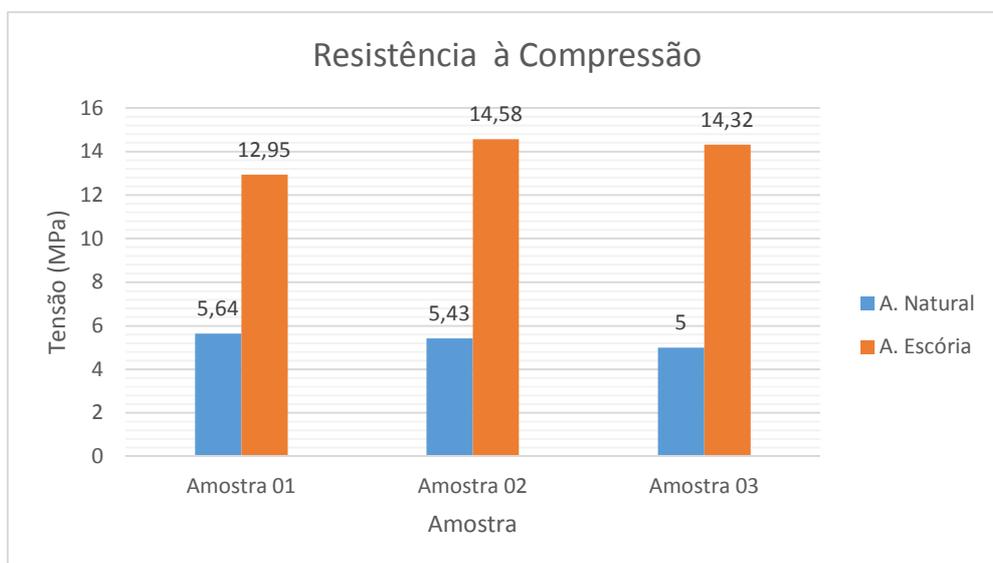


Figura 50– Análise experimental –resistência à compressão uniaxial das argamassas de escória (AE) e argamassas naturais (AN).

Na Figura 50 nota-se a superioridade mecânica das argamassas produzidas com escória de aciaria. Conforme apresentado, em ambas as amostras (AE e AN) adotou-se a mesma dosagem e submeteu-se todas as amostras às mesmas condições. Esse resultado é justificado pela propriedade higroscópica da escória.

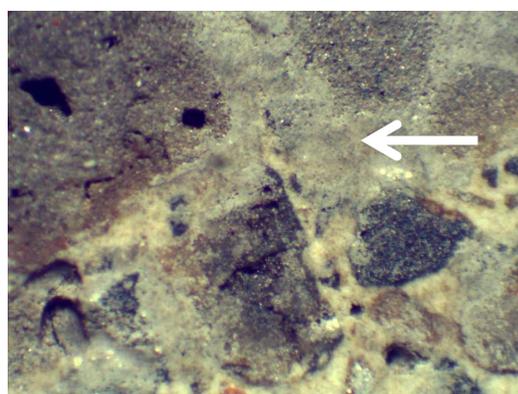
Esse agregado apresenta uma grande concentração de vazios decorrente do processo de fabricação do aço, como mostrado na figura 37.

No processo de dosagem das argamassas de escória a relação a/c é maior comparativamente às argamassas naturais (considerando o mesmo índice de consistência - 260 ± 5 mm), pois a escória “rouba” uma parcela de água de amassamento e armazena nos seus vazios.

Ao longo do processo de cura da argamassa uma parcela dessa água é perdida pelo processo de evaporação superficial no qual a água atinge a superfície pelo efeito de exsudação. Essa perda de água é significativa para a resistência final da amostra, pois um menor volume de água estará disponível para a hidratação do cimento e como consequência tem-se uma matriz mais porosa e de menor resistência KEVIN et al (1997). O efeito da exsudação também ocorre nas amostras de escórias, mas ela é compensada pela presença de água armazenada nos vazios do agregado de escória. Esse fenômeno proporciona a cura interna da argamassa a uma relação a/c ideal. Consequentemente tem-se uma matriz menos porosa e mais resistente.



(a).argamassa natural



(b).argamassa artificial

Figura 51–Microscopia eletrônica das argamassas

Outra fator que de alguma forma poderia influenciar na maior resistência das argamassas com AE é o fato da escória de aciaria possuir silicatos na sua composição, Polese, 2006. Uma vez que esses silicatos são consumidos no

processo hidratação do cimento favorecendo a formação de uma matriz cimentícia mais concisa e resistente.

Devido a falhas na fixação dos extensômetros de duas amostras obteve-se a deformação apenas para um par de amostras de AE (argamassa de escória) e AN (argamassa natural). Na Figura 52 apresentam-se os resultados do ensaio mecânico de resistência a compressão uniaxial nas argamassas produzidas utilizando a escória como agregado. Nessa figura estão os dados das deformações transversais (V) e deformações longitudinais (H). Portanto, o índice AE V01 refere-se às deformações transversais da amostra 01 da argamassa de escória de aciaria. Pode-se notar a representação da curva tensão Xdeformação, obtida por meio de extensômetros colados na superfície das amostras.

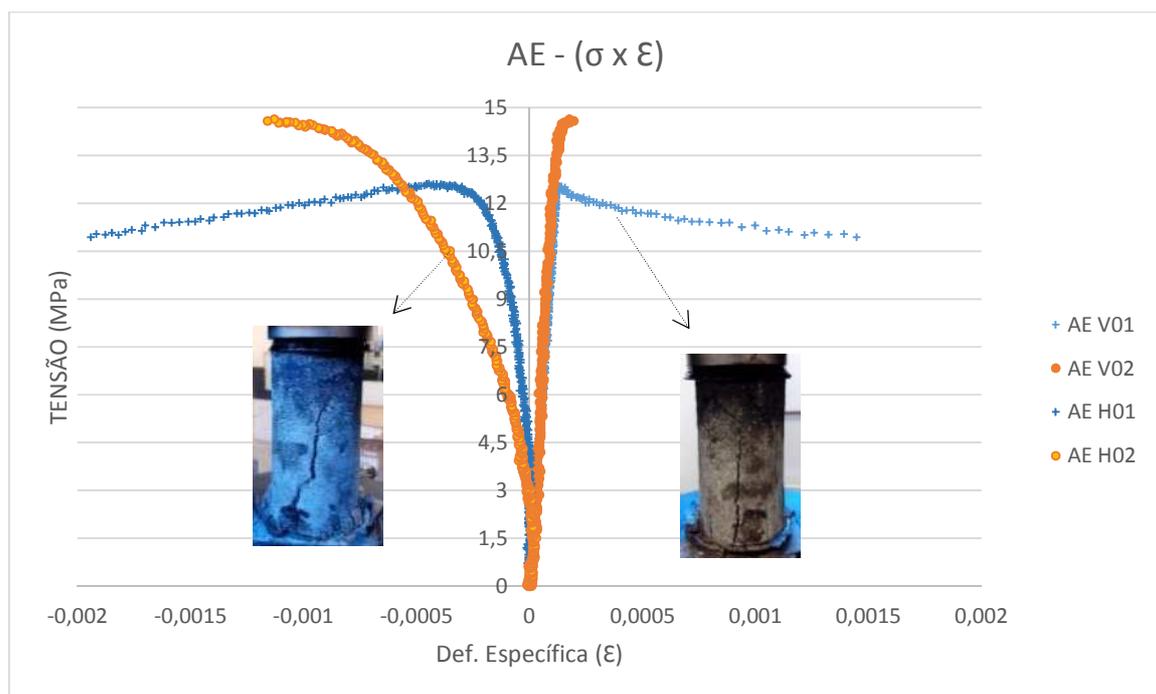


Figura 52—Análise experimental da tensão *versus* a deformação específica —argamassa de escória.

Analisando a Figura 52 pode-se notar que as deformações transversais das argamassas produzidas com escória de aciaria apresentaram comportamento linear até próximo a carga de ruptura. Esse comportamento não se manteve para

as deformações longitudinais que mantiveram a não linearidade praticante desde o início do carregamento das amostras.

Na Figura 53 apresentam-se os resultados do ensaio mecânico realizado com as amostras de argamassa utilizando a areia como agregado. Juntamente ao gráfico são apresentadas algumas imagens das formas de ruptura das amostras quando sob carregamento uniaxial de compressão.

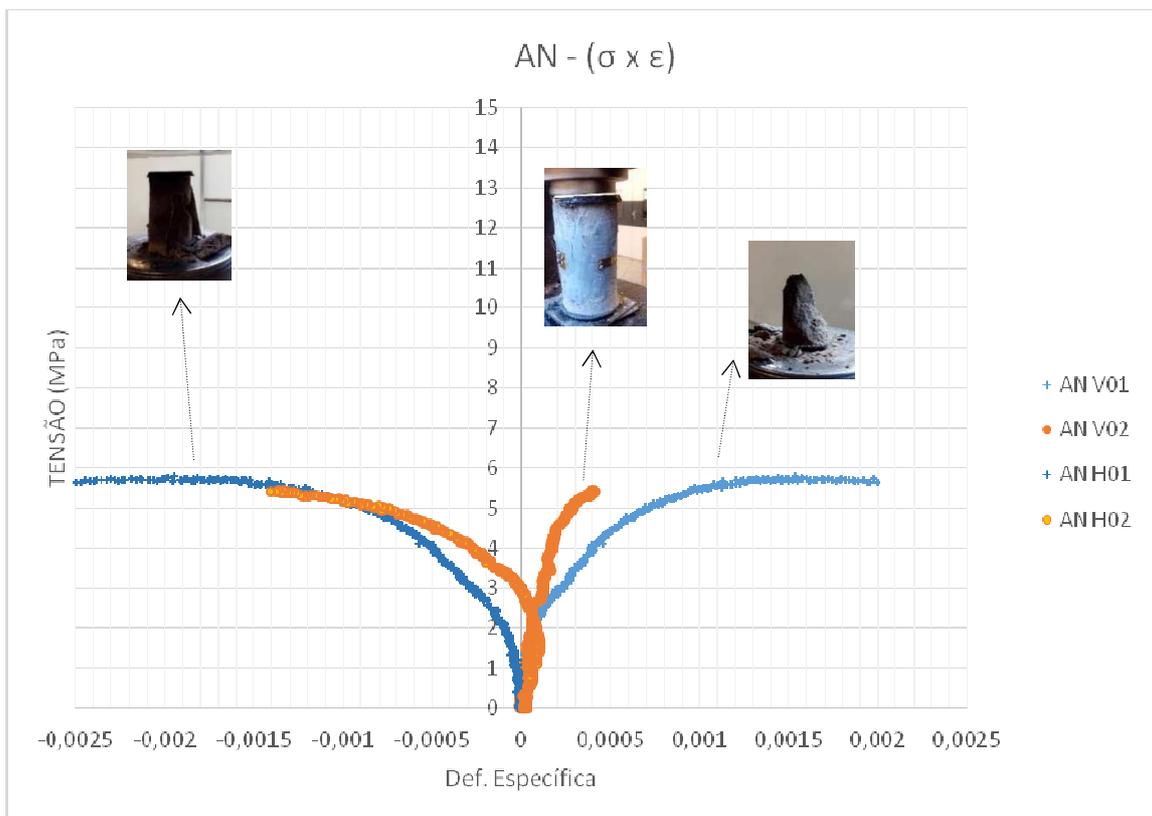


Figura 53 - Análise experimental da tensão versus a deformação específica – argamassa natural.

Diferentemente das amostras de escória, as argamassas naturais apresentaram para as deformações transversais um comportamento não linear, conforme mostrou a Figura 53. Mesmo sendo ambas produzidas segundo as mesmas proporções (1:6 – uma porção de cimento Portland para seis de agregado) o comportamento mecânico de ambas as amostras estudadas (AE e NA) se mostra mecanicamente distinto. Enquanto as AE se mostram mais resistentes e menos deformáveis as AN se mostram menos resistentes e mais deformáveis.

Apresenta-se, na Tabela 17, o resumo dos resultados da extensômetria obtidos via análise experimental.

Tabela 17 - Quadro resumos dos resultados experimentais com as argamassas.

Elemento	Resistência (MPa)	Desvio-padrão	Coef. de variação (%)	Deformação específica máxima	Poisson	E (GPa) segundo NBR
AE 01	12,95			0,000192	0,31	176,02
AE 02	14,58	0,876	0,767	0,000196	0,35	117,55
AE 03	14,32			(1)	(1)	(1)
AN 01	5,64			0,000212	0,19	73,04
AN 02	5,43	0,326	0,106	0,000417	0,30	18,77
AE 03	5,00			(1)	(1)	(1)

(1) Falha na medição

Na Figura 54 é representada graficamente a relação entre as deformações transversa (ϵ_t) e longitudinal (ϵ_c) para as amostras de escória.

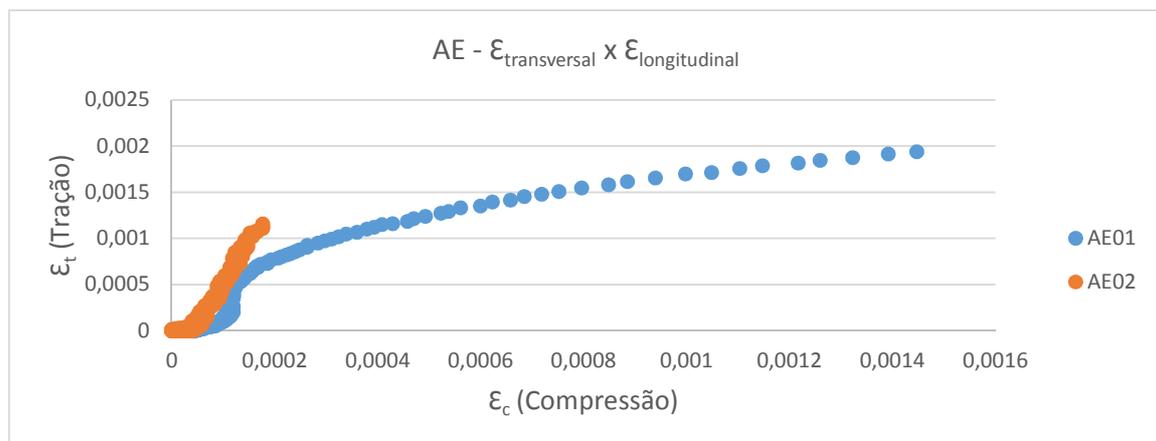


Figura 54– Deformabilidade da argamassa de escória quando sob carregamento axial.

Nota-se pela Figura 54 que as argamassas de escórias não apresentaram uniformidade entre as amostras. Enquanto que a amostra 01 apresentou uma grande variação na relação entre as deformações, a amostra 02 manteve uma uniformidade quando os resultados das deformações foram correlacionados.

Na Figura 55 são apresentados os resultados para a relação entre as deformações transversa e longitudinal das amostras de argamassa natural.

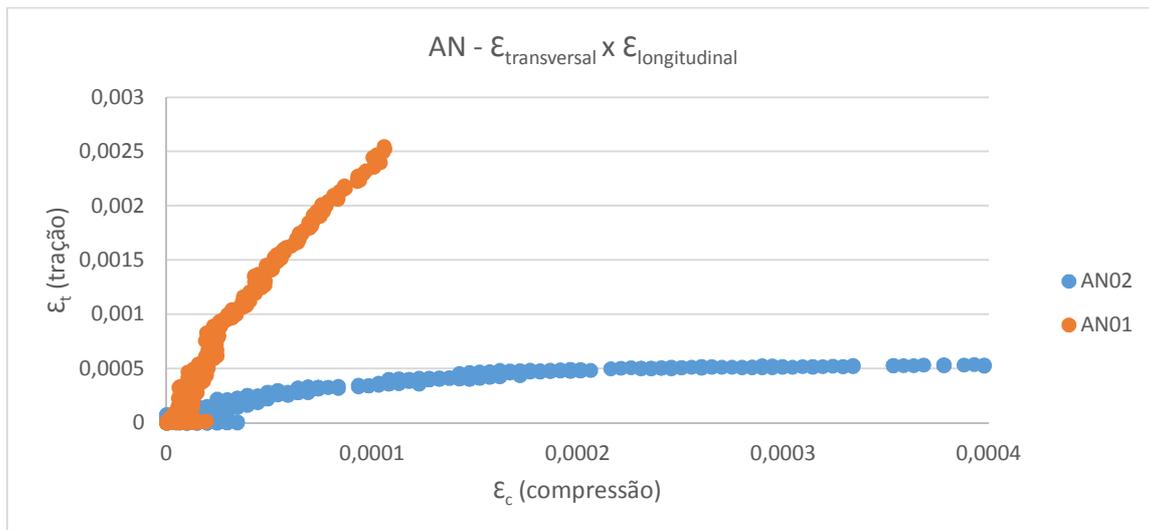


Figura 55– Deformabilidade das argamassas naturais quando sob carregamento axial de compressão.

Nota-se na Figura 56 que as amostras de argamassa natural também apresentaram grande variação entre elas quando feita a análise da correção entre as deformações.

4.2.2 Estado plano de deformações das argamassas

Afim de conhecer o estado plano de deformações das argamassas estudadas, fixou-se na superfície das amostras o extensômetro ripo roseta. Para esse estudo, foi utilizada a roseta axissimétrica fixada à superfície dos corpos de prova. Essa roseta apresenta uma distribuição angular uniforme de 120° (roseta 0°, 120° e 240°).

Com base nos dados coletados nos ensaios foi possível representar graficamente, por meio do círculo de Mohr, como as deformações e distorções angulares variam para os diferentes planos inclinados desse material. Esse estudo foi essencial para alimentar o modelo numérico com dados experimentais consistentes.

Na Figura 56 apresenta-se o círculo de Mohr para o estado plano de deformações para duas amostras de argamassa, sendo a primeira referente a argamassa natural 01 e a segunda referente a argamassa de escória 01.

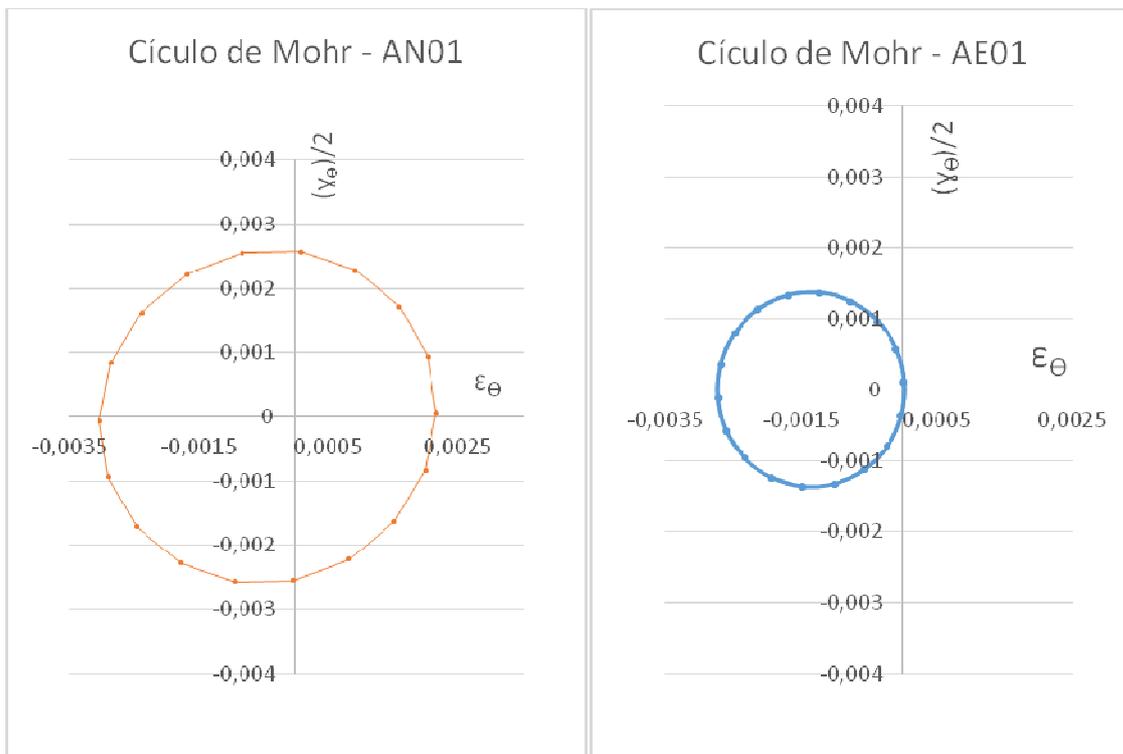


Figura 56 – Representação gráfica do círculo de Mohr para o estado plano de deformação da argamassa de escória 01 e argamassa natural 01.

4.3 ANÁLISE EXPERIMENTAL DOS PRISMAS

4.3.1 Resistência a compressão

Realizaram-se análises em prismas de dois blocos com a finalidade de estudar a interação entre blocos de escória com assentados com argamassa também de escória. Para que fosse possível uma comparação, moldaram-se prismas de blocos naturais com argamassas utilizando areia como agregado. Abaixo na Figura 57, apresenta-se os valores da resistência a compressão média obtidos no ensaio de compressão uniaxial realizados nas amostras.

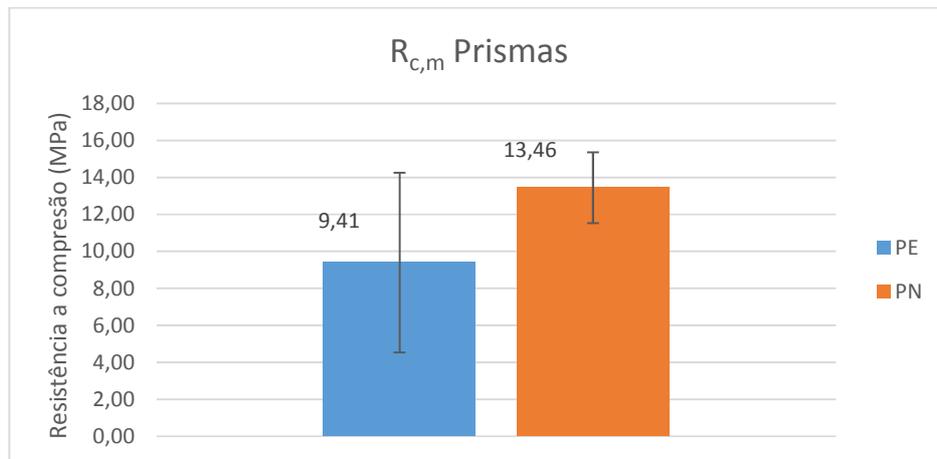


Figura 57– Resistência à compressão média dos prismas.

Com base em todos os estudos realizados com os blocos e a argamassa, esperava-se que os prismas de escória apresentassem melhor desempenho mecânico, mas houve uma grande dispersão dos resultados. Esse fenômeno é justificado pela utilização de uma argamassa com grande resistência mecânica e baixa deformabilidade. Essa resistência mecânica elevada associada ao efeito de adensamento da junta devido ao elevado peso específico do bloco contribuiu ainda mais para a elevação na resistência da junta. Conforme foi explicado por Barbosa (2008) *apud* Lima (2010), com a adoção de argamassas mais resistentes a capacidade resistente do prisma é esgotada em função da ruína dos blocos, decorrente do esforço interno de tração. Esse mesmo fenômeno não foi percebido nos prismas naturais, pois a argamassa utilizada mostrou-se mais deformável e conseqüentemente o modo de ruptura foi diferente.

Outro fator de grande influência na resistência das juntas, além do adensamento, é o efeito de perda de água de amassamento para os blocos. Uma parcela dessa água foi absorvida pelos blocos e conseqüentemente influenciando na relação a/c das juntas. Uma vantagem da argamassa de escória nesse aspecto, conforme mencionou-se, é a higroscopicidade desse agregado. A medida que há a perda de água para o entorno a água presente nos vazios da escória é cedida à pasta de cimento, dessa forma a relação a/c sofre pouca variação.

4.3.2 Tensão versus deformação dos prismas

Assim como nas amostras de argamassa e bloco, fez-se para os prismas a extensômetria de todos os elementos ensaiados. Dessa forma obteve-se a relação da deformação em função do carregamento de compressão uniaxial.

Na Figura 58 foram representados graficamente os resultados experimentais dos prismas montados com blocos naturais e argamassa natural. Apresentam-se, também, imagens dos elementos rompidos. Pode-se notar que a trajetória de tensão X deformação para essas amostras apresenta uma relação não linear suave até próximo à ruptura das amostras.

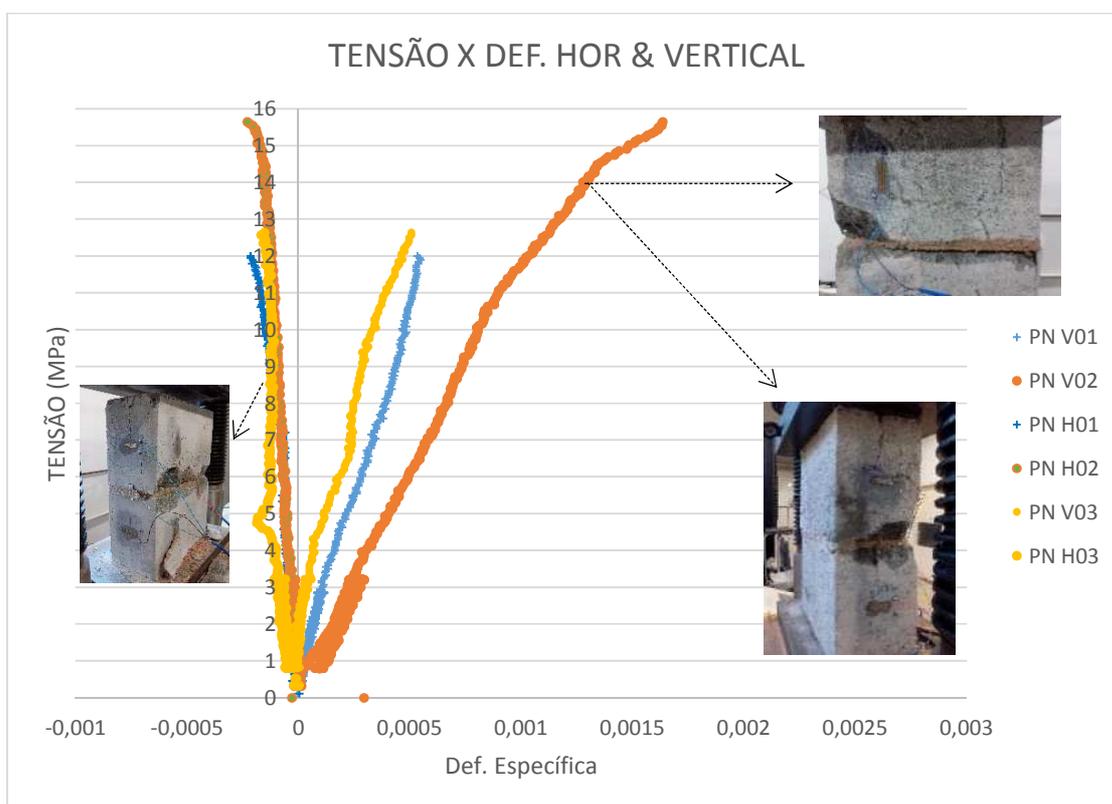


Figura 58– Análise experimental –prisma de bloco natural unido com argamassa natural.

Na Figura 60 apresentam-se dados dos ensaios de compressão uniaxial realizados com os prismas de blocos de escória unidos com argamassa de escória. Na figura 59, também, são apresentadas algumas imagens de elementos rompidos.

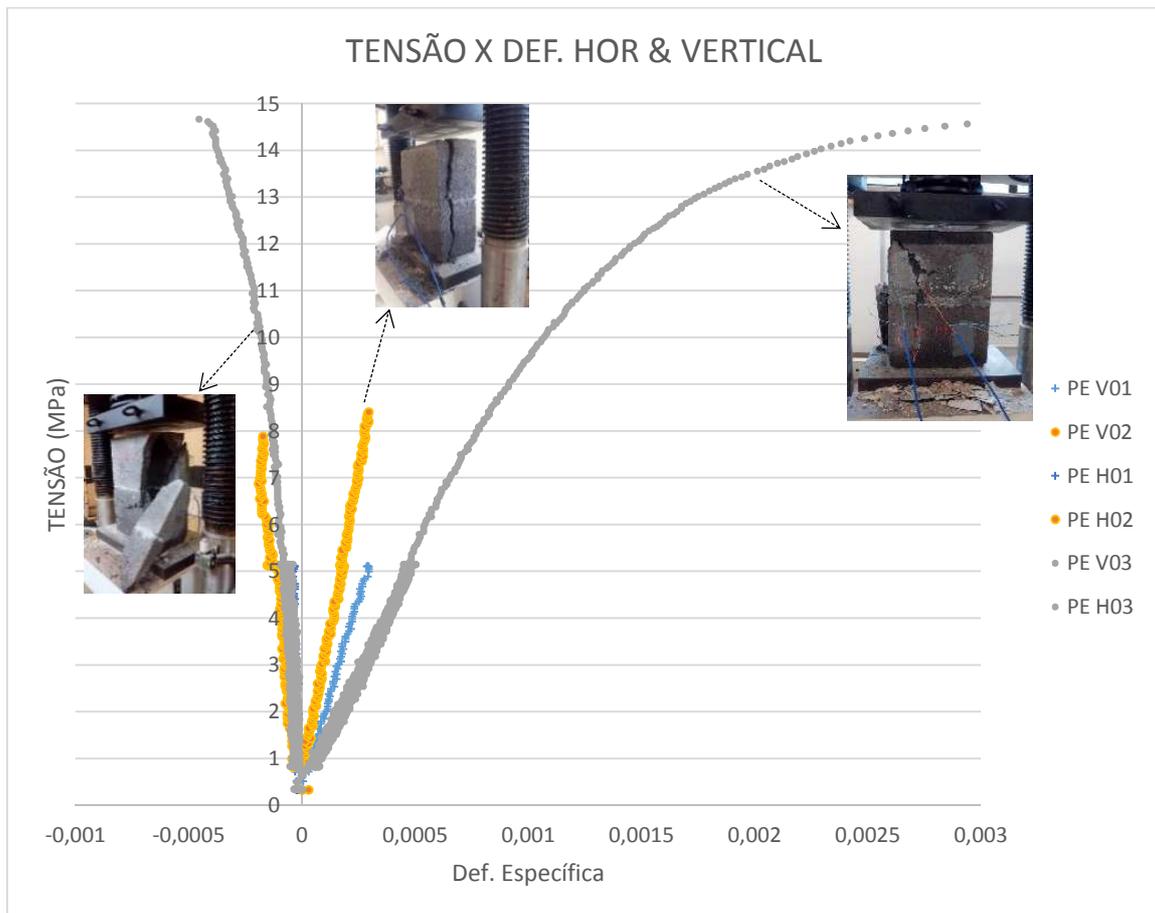


Figura 59– Análise experimental –prisma de bloco de escória unido com argamassa de escória.

Na Figura 60 é apresentada a relação entre as deformações transversal e longitudinal dos prismas de escória

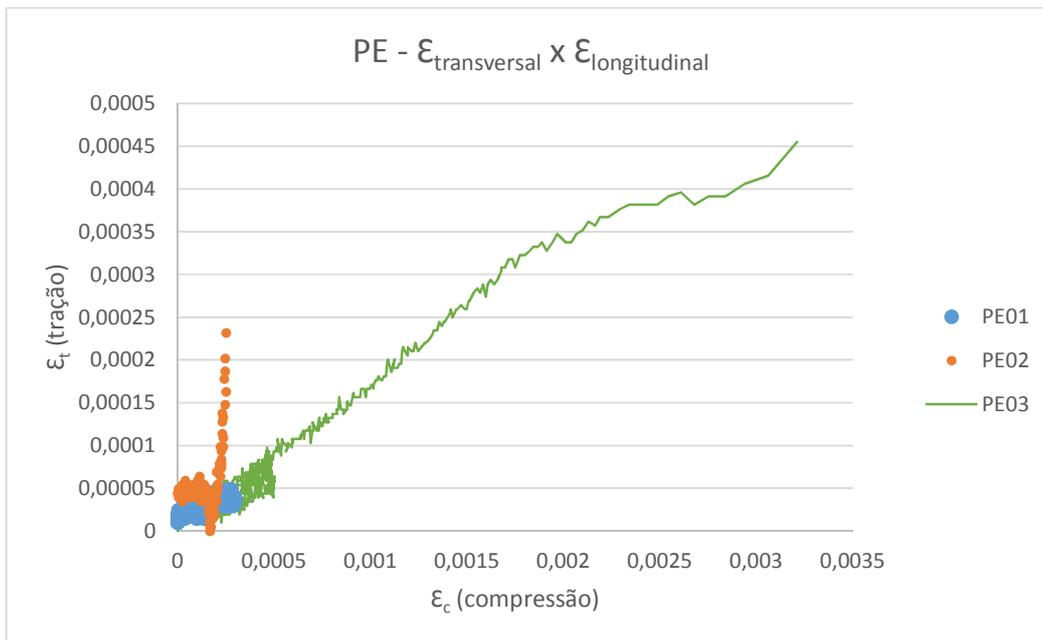


Figura 60– Deformabilidade dos prismas de escória submetidos à compressão.

Na Figura 61 é apresentada a relação entre as deformações transversal e longitudinal dos prismas naturais.

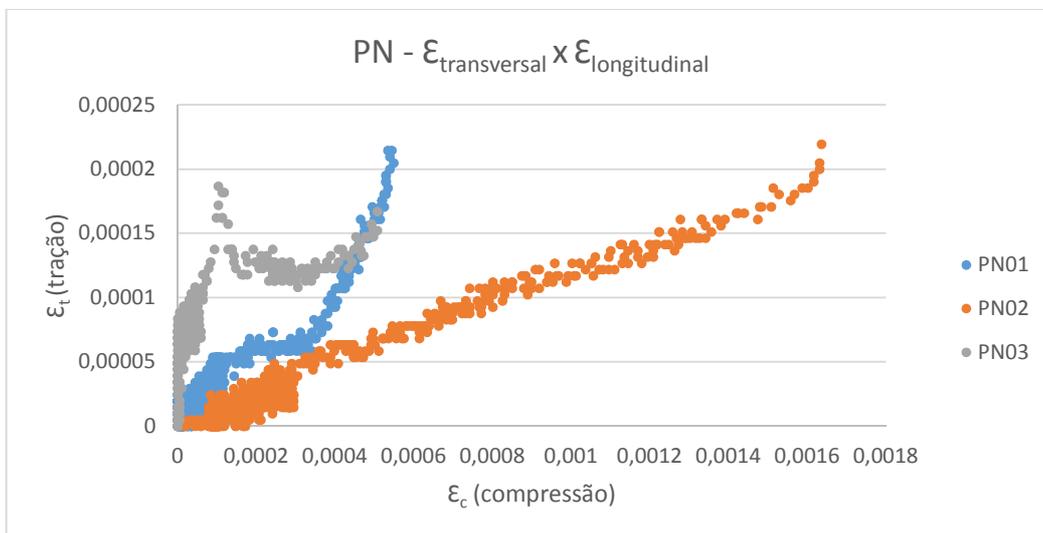


Figura 61– Deformabilidade dos prismas naturais submetidos à compressão.

Diferentemente do que notou-se nos resultados experimentais para os blocos, a relação entre as deformações transversais e longitudinais não seguiram uma uniformidade. Essa diferença de comportamento pode ser justificada pela grande

influência que a argamassa de ligação entre os blocos possui na determinação do comportamento mecânico do conjunto.

Na Tabela 18 são apresentados os resultados experimentais das deformações máximas das amostras de prismas.

Tabela 18 - Quadro resumo dos resultados de deformações obtidos experimentalmente para os prismas

Elemento	Resistência (MPa)		
	Área bruta	Área líquida	Deformação específica máxima
	Prismas		
PE 01	5,12	9,06	0,000291
PE 02	8,41	14,86	0,000251
PE 03	14,67	25,89	0,0032
PN 01	12,08	21,38	0,000534
PN 02	15,65	27,41	0,00164
PN 03	12,64	22,08	0,000507

4.3.3 Modo de ruptura dos prismas de blocos vazados

Após os prismas serem carregado uniaxialmente em ensaio à compressão, pode-se identificar que o modo de ruptura apresentou-se coerente com os expostos pela literatura. Na Figura 62 apresenta-se o modo de ruptura decorrente do carregamento de compressão a que os elementos foram submetidos. Conforme apresentado por Mohamad (2007), pode-se afirmar que as tensões de tração oriundas do contato entre a argamassa e os blocos foram grandes o suficiente para provocar a ruptura localizada, na qual pode-se perceber a propagação da ruína ao longo das unidades dos blocos. Na figura identificaram-se, em amarelo, as microfissuras decorrentes do surgimento de tensões de tração nos prismas.

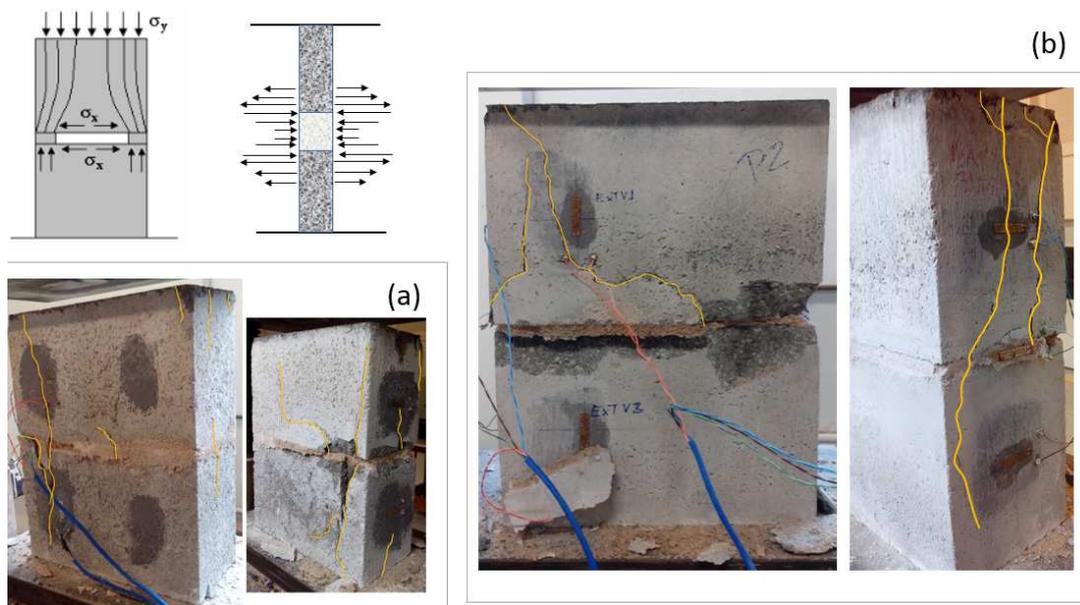


Figura 62– Modo de ruptura dos prismas de naturais. a) Prisma PN 01; b) prisma PN 03.

Na Figura 63 apresentaram-se os prismas de escória unidos com a argamassa de escória. Pode-se perceber que o colapso da estrutura ocorreu de forma abrupta, havendo a ruptura brusca dos elementos sem grandes deformações aparentes. Uma explicação está na baixa deformabilidade dos elementos, conseqüentemente, há um maior acúmulo energético no sistema.



Figura 63– Modo de ruptura dos prismas de escória.

Esses resultados servem para justificar a necessidade de uma argamassa de ligação com maior deformabilidade e menor resistência do que os blocos. Uma vez que a ligação entre as unidades se faz com elementos mecanicamente superiores às unidades a ruptura de todo o sistema ocorre de forma abrupta impossibilitando uma possível recuperação estrutural no sistema da edificação.

Diferentemente do que apresenta-se na literatura, recomenda-se a utilizar argamassa de contato maior do que 1,5 MPa até aproximadamente 70% da resistência máxima à compressão dos blocos. Assim, em caso de colapso estrutural a argamassa será o primeiro elemento a sofrer os danos e a reparação desse elemento será possível, fato este não se aplica a danos aos blocos.

4.4 DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICA DAS AMOSTRAS

4.4.1 Módulo de elasticidade

Para a determinação do coeficiente de Poisson e do módulo de elasticidade dos blocos utilizam-se os dados do ensaio de resistência à compressão e as deformações correspondentes, assim, tem-se a curva tensão Xdeformação do elemento. O ensaio é regido pela NBR 8522:2008, que descreve o método de obtenção do módulo de elasticidade tangencial inicial, caracterizando a deformabilidade do concreto submetido às tensões entre 0,5 MPa e 30% da tensão característica de ruptura. Dessa forma utilizou-se essa metodologia para a determinação do módulo de Elasticidade de todas as amostras de BN, BE, AE, AN, PE e PN. Como forma de ilustrar, na Figura 64, apresenta-se o ciclo de carga e descarga no qual todas as amostras foram submetidas.

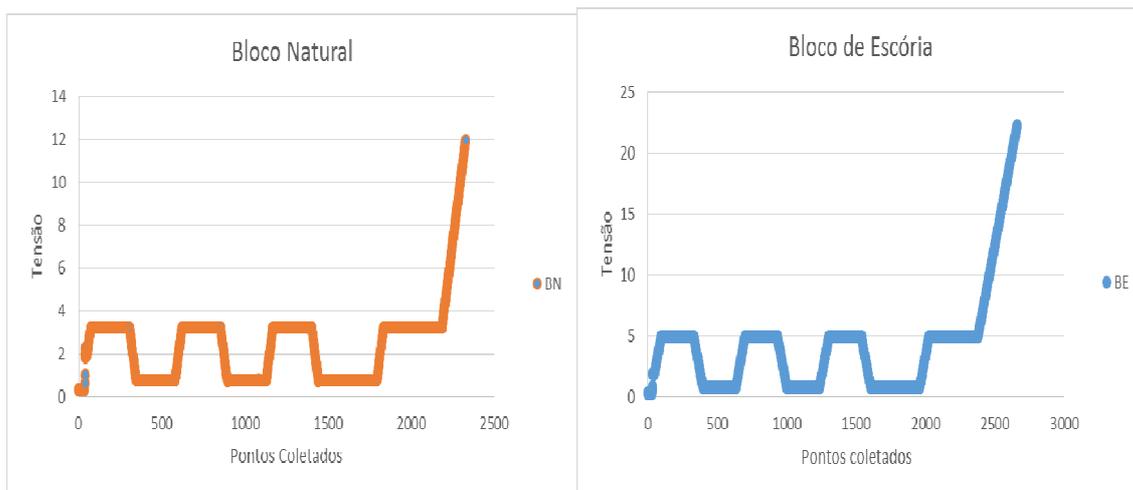


Figura 64 - Exemplo do ciclo de carga e descarga aplicado às amostras

Na Tabela 19 apresentam-se os resultados da resistência à compressão para os prismas obtidos experimentalmente.

Tabela 19 - Resumos das principais propriedades mecânicas das amostras.

Elemento	Resistência (MPa)		E (GPa)
	Área bruta	Área líquida	
Blocos			
BAE 01	22,23	36,09	23,27
BAE 02	14,63	27,78	25,45
BAE 03	18,46	33,10	19,85
BAE 04	14,93	25,74	24,81
BAN 01	11,96	21,44	8,73
BAN 02	16,46	26,07	18,60
BAN 03	9,06	14,08	4,72
BAN 04	14,5	22,88	(1)
Prismas			
PE 01	5,12	9,06	20,72
PE 02	8,41	14,86	24,27
PE 03	14,69	22,82	10,42
PN 01	12,08	21,38	25,05
PN 02	15,65	27,41	12,49
PN 03	12,64	22,08	32,01

(1) Falha na aquisição de dados

4.4.2 Coeficiente de Poisson

À medida que a amostra é carregada ela sofre deformações devido aos esforços gerados decorrente do carregamento. As deformações horizontais são caracteristicamente provocadas por esforços de tração da amostra e as deformações verticais provocadas devido aos esforços de compressão da amostra.

A seguir, na Tabela 20 apresentam-se os dados dos coeficientes de Poisson das amostras dos blocos e das argamassas.

Tabela 20– Coeficientes de Poisson das amostras blocos e argamassas.

AMOSTRA	COEFICIENTE DE POISSON
BLOCO DE ESCÓRIA	
BAE01	0,30
BAE02	0,45
BAE03	0,37
BAE 04	0,43
BLOCO NATURAL	
BAN01	0,15
BAN02	0,16
BAN03	0,17
BAN 04	0,17
ARGAMASSA ESCÓRIA	
AE 01	0,33
AE 02	0,35
ARGAMASSA NATURAL	
AN 01	0,19
AN 02	0,25

4.5 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

4.5.1 Blocos vazados

4.5.1.1 Curva experimental e teórica dos blocos vazados de concreto

Na Figura 65, a seguir, são apresentados os gráficos de tensão Xdeformação do modelo numérico tanto para o bloco de escória, como para o bloco de concreto. Ambos os resultados são comparados àqueles obtidos experimentalmente.

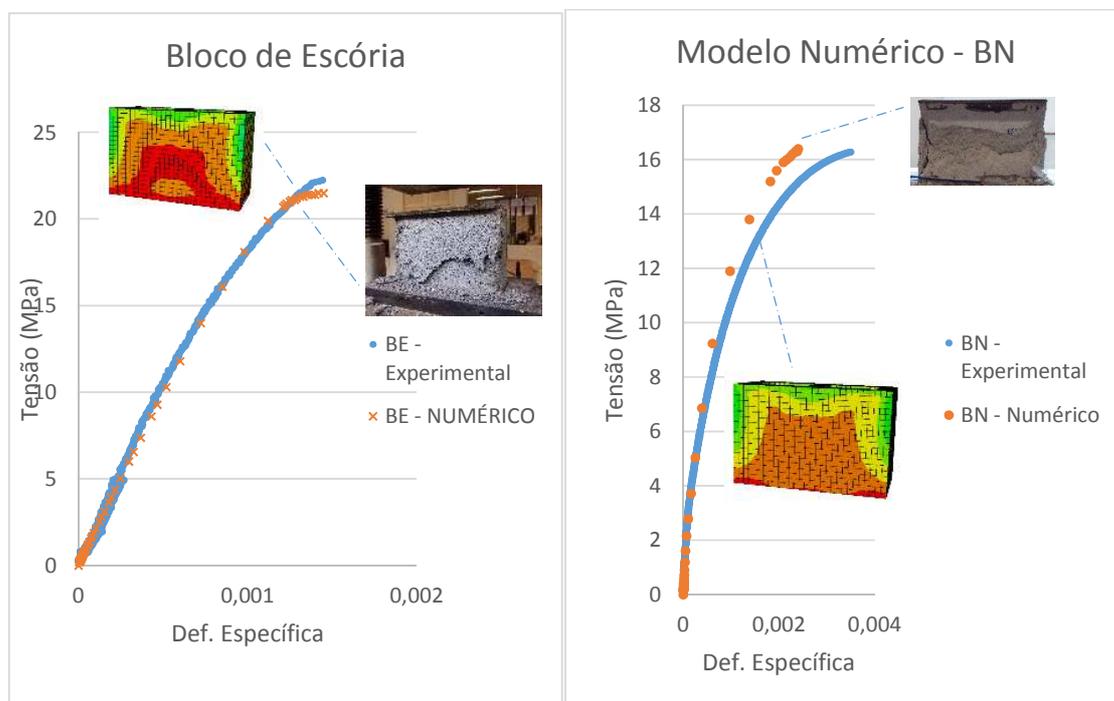


Figura 65– Comparativo entre os resultados experimental e numérico.

Com base nos dados apresentados na Figura 65, pode-se perceber que ambos os blocos apresentam um comportamento não-linear da curva tensão *versus* deformação. Os dados obtidos na análise numérica mostraram-se coerentes com esse comportamento. Nota-se, ainda, que o modelo numérico que representa os blocos naturais apresentou uma pequena dispersão com relação aos dados obtidos nas análises experimentais. Esse comportamento é justificado pela adoção de parâmetros médios na configuração do modelo numérico. Ainda na Figura 65, os dados mostram que o bloco de escória apresentou-se com maior

rigidez quando comparado aos blocos naturais. Esse comportamento é justificado pelo fato de a escória ser um material pozolânico e, conseqüentemente, forma-se uma matriz de cimento mais uniforme e compacta em torno dos agregados.

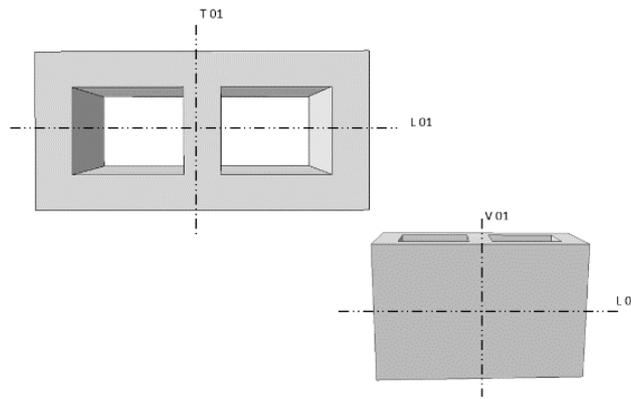


Figura 66– Seções analisadas dos blocos de concreto de escória e natural.

Na Figura 66 são apresentadas as seções nas quais são feitas as análises da distribuição de tensões e deformações nos elementos. Três diferentes regiões são estudadas, sendo uma seção longitudinal (L01), uma seção transversal (T01), que representa o comportamento do septo central do bloco, e também é analisada uma seção vertical (V01).

4.5.1.2 Análise de tensões nos blocos de escória e bloco natural

A Figura 67 mostra o resultado da distribuição de tensões no modelo numérico dos blocos de escória e bloco natural, respectivamente. Esses resultados foram obtidos com base em valores médios dos resultados experimentais como forma de representar o comportamento mecânico do conjunto da melhor maneira possível.

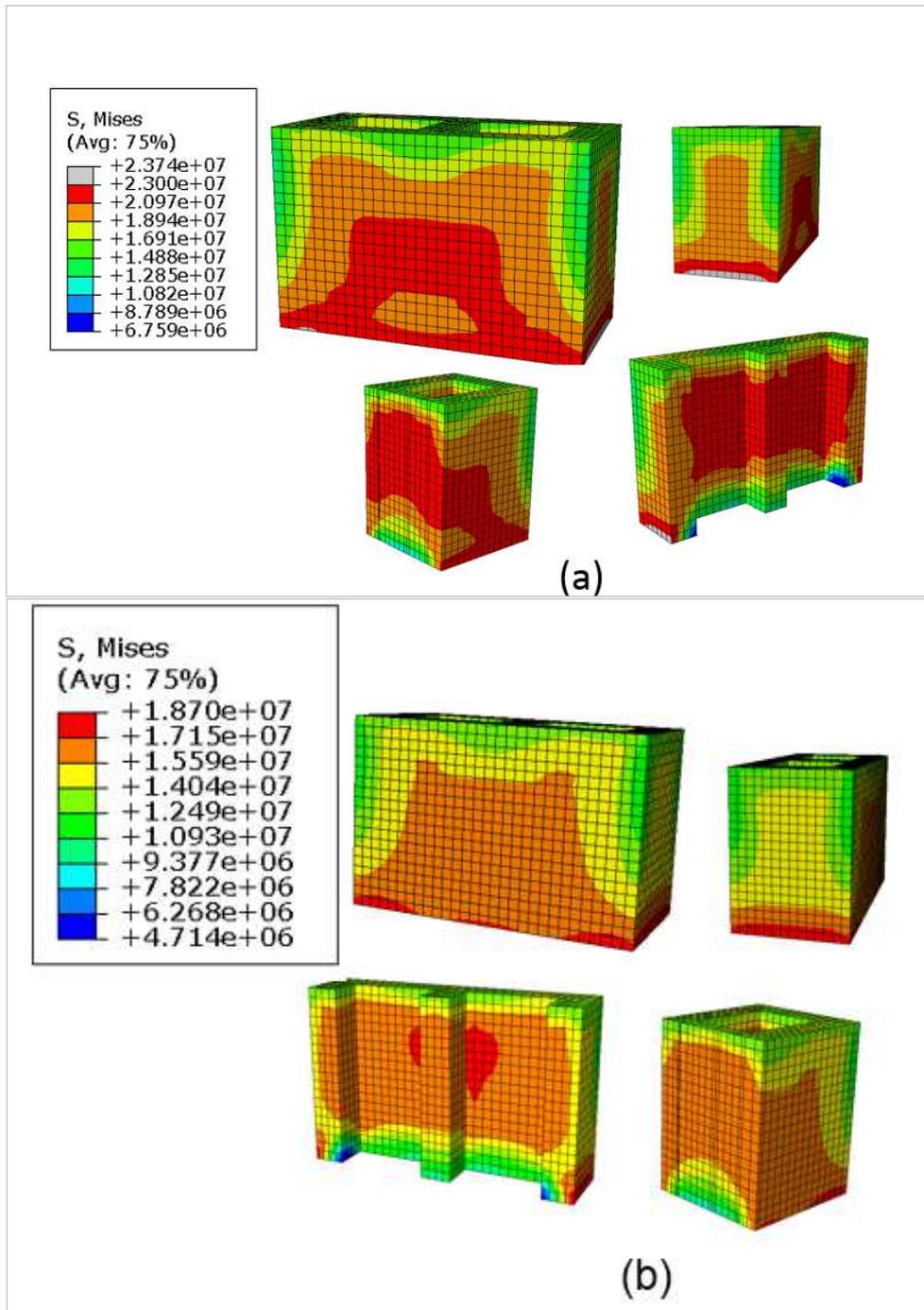


Figura 67– Propagação das tensões ao longo do bloco de escória (a) e bloco natural (b).
Valores em Pa.

Com base nos resultados apresentados na Figura 68 pode-se notar que as maiores tensões estão concentradas no septo central da amostra. Esse fenômeno é explicado pelo fato de as tensões serem conduzidas a regiões de maior rigidez. Pode-se notar que o bloco de escória apresentou maior volume de tensões de

compressão de alta intensidade em seu septo central. Esse comportamento é justificado pelo gráfico de tensão Xdeformação que identifica uma maior rigidez das amostras de escória, quando comparados aos blocos naturais.

Na Figura 68 nota-se, também, o efeito de arqueamento nas distribuições de tensões ao longo das faces do bloco. Esse comportamento representa o surgimento das bielas de compressão no concreto, assim, resulta-se em uma distribuição de tensão inclinada a, aproximadamente, 45° em relação ao plano horizontal.

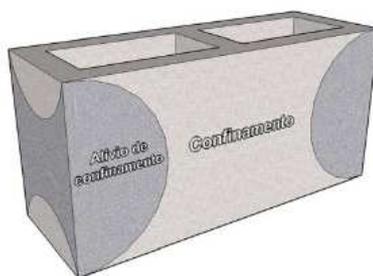


Figura 68 – Croqui do efeito de arqueamento do “caminho das cargas” decorrente do ensaio uniaxial de compressão. Fonte: Souza, 2008.

Souza (2008) explica que no bloco, quando em situação de confinamento (base e topo restritos devido ao atrito chapa-bloco), as tensões de compressão transversais decrescem no topo e base, onde o efeito de confinamento é máximo para a meia-altura do bloco. Mesmo nessa região, onde o valor mínimo é atingido, as tensões são maiores que zero, indicando a presença de confinamento. Igual comportamento é observado no septo transversal externo, entretanto, as tensões de confinamento transversais apresentam menores valores; na região próxima à meia-altura do bloco, a compressão transversal é praticamente nula.

Na Figura 69 os dados relativos às distribuições das tensões ao longo da seção longitudinal dos blocos foram dispostos com a finalidade de compreender como ocorre a dissipação das tensões. Nota-se que a concentração de tensões para ambos os blocos ocorre no encontro das faces com o septo central, justificando o argumento exposto no parágrafo anterior.

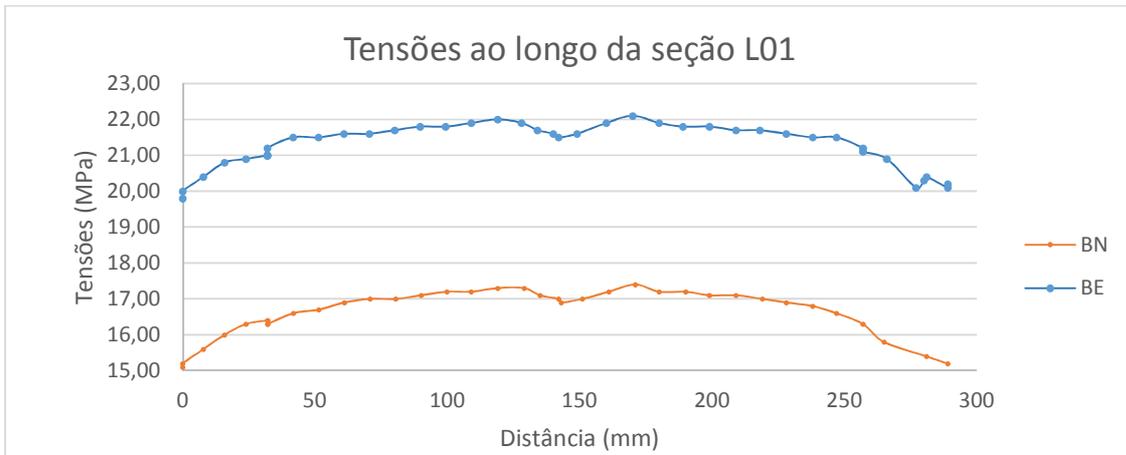


Figura 69– Distribuição de tensões ao longo da seção longitudinal dos blocos (L01).

A Figura 70 representa graficamente os dados referentes à distribuição de tensões transversais no septo central. Nota-se que ocorrem tensões de alta magnitude e elas são distribuídas de forma relativamente uniforme. Em ambos os modelos as tensões seguem uma trajetória similar, sendo assim, mesmo para um bloco com matriz cimentícia diferente existe uma conformidade entre eles quanto à distribuição das tensões que surgem em um elemento carregado.

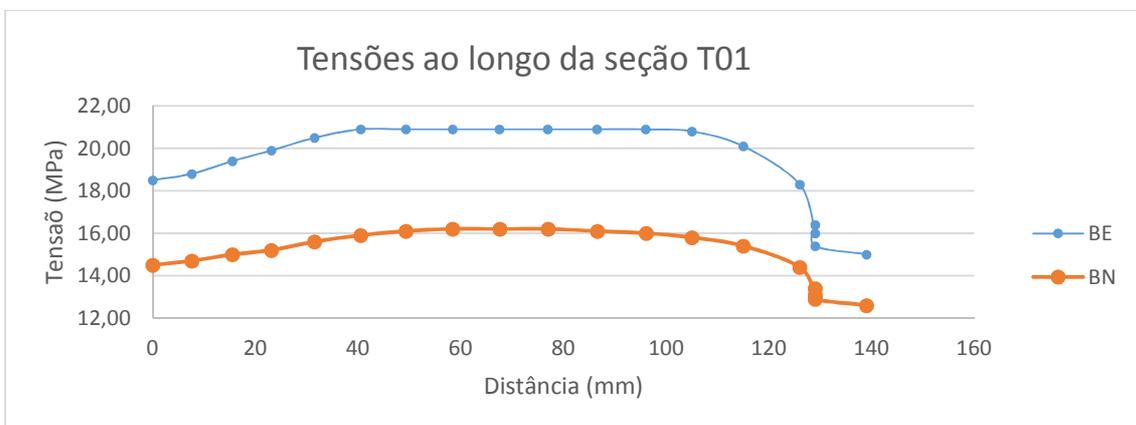


Figura 70– Distribuição de tensões ao longo da seção transversal dos blocos (T01).

Na Figura 71 apresentam-se as distribuições de tensões normais no septo central dos blocos vazados. Essas tensões estão correlacionadas com a altura do bloco, portanto, pode-se notar que as tensões tendem a se concentrar no centro de gravidade das amostras (localizado no ponto médio do septo central). Nessa

região de grande acúmulo de tensões também é onde se identifica o colapso dessa estrutura, conforme mostrou Mohamad (2007).

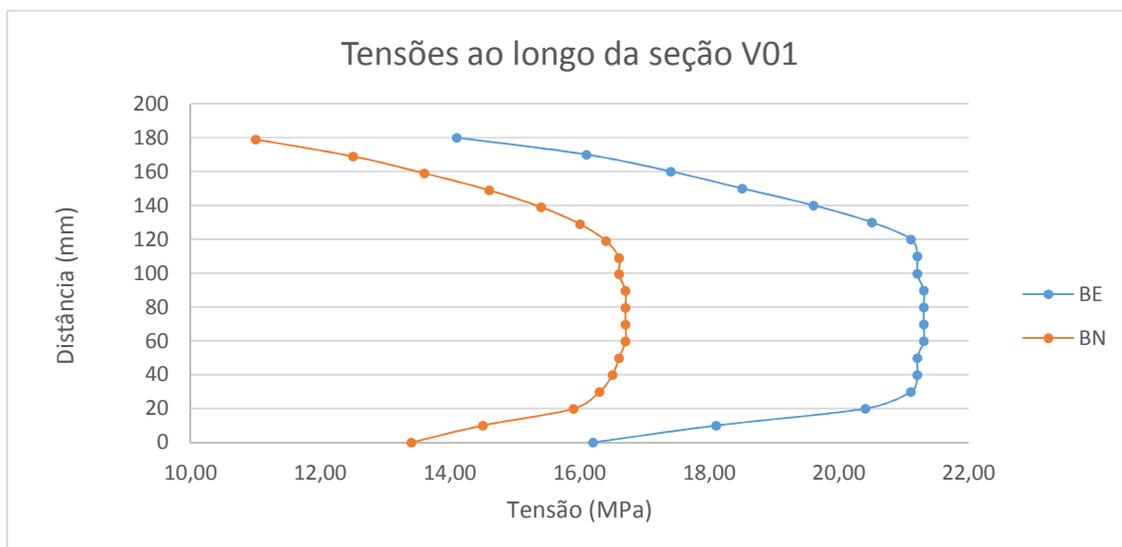


Figura 71– Distribuição de tensões normais de compressão ao longo da altura do septo central dos blocos de escória e natural.

4.5.1.3 Análise de deformações nos blocos de escória e bloco natural

Apresenta-se, na Figura 72, a distribuição das deformações ao longo dos modelos numérico dos blocos de escória (a) e dos blocos naturais (b). Em ambas as análises notam-se as máximas deformações de concentram no septo central dos blocos. A concentração de tensão na base dos modelos numéricos é justificada pela condição de contorno no qual impôs-se restrições no topo e na base a fim de simular o atrito decorrente do contato das amostras às placas de ensaio da prensa.

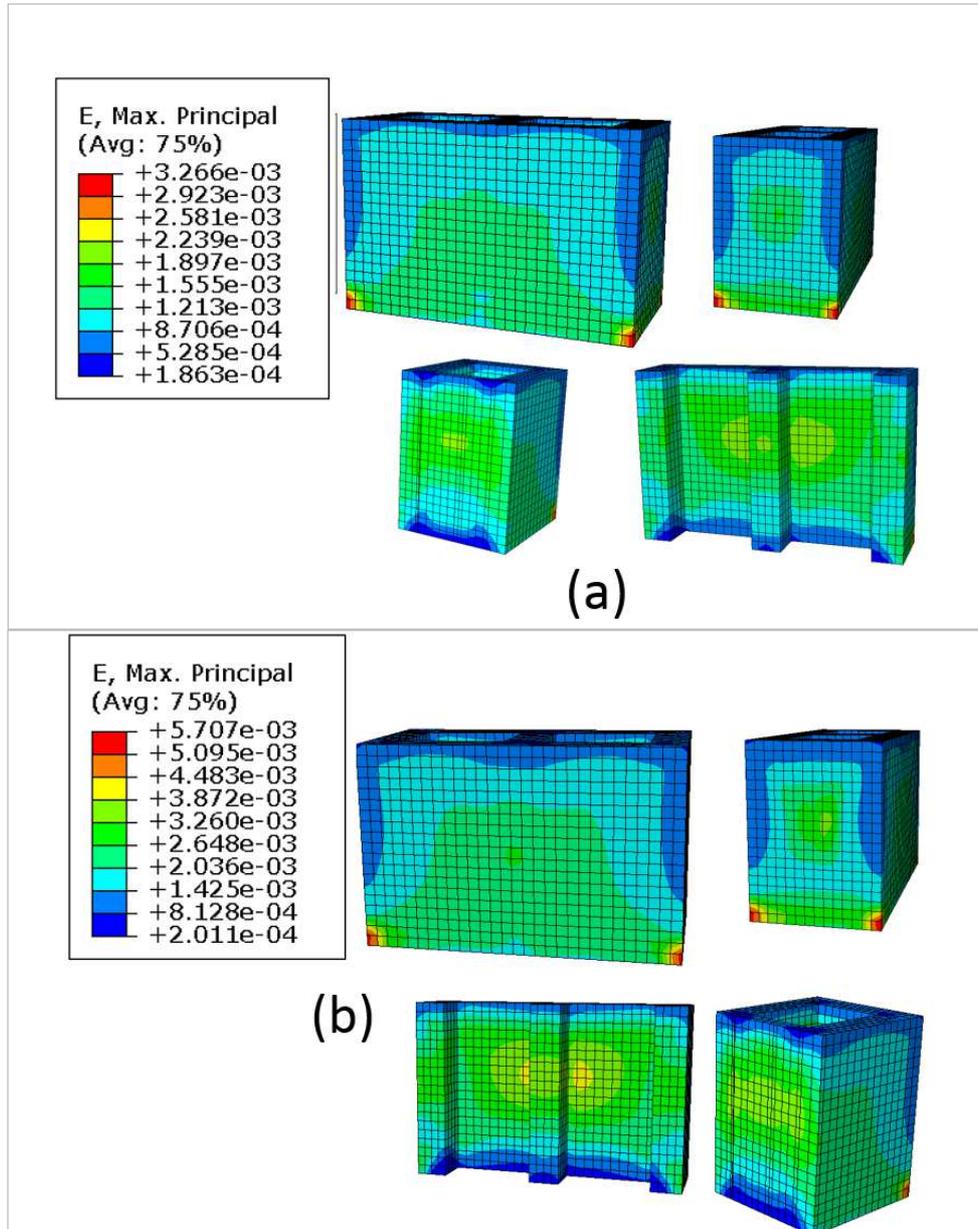


Figura 72– Distribuição de deformações no bloco de escória (a) e no bloco natural (b).

Na Figura 72, apresentam-se ambos os modelos, BE e BN, seccionados de diferentes formas, seguindo o padrão exposto na Figura 66. Essa representação possibilita inferir como ocorreram as distribuições de deformações ao longo das amostras ensaiadas experimentalmente no laboratório de materiais de construção civil. Em seguida, apresentam-se na Figura 73 as deformações que ocorrem na seção L01 de ambos os modelos.

A representação gráfica das deformações na seção L01 das amostras (Figura 73) justifica o que foi exposto anteriormente, que as deformações se concentram no

septo central dos blocos. Os modelos apresentaram um comportamento das deformações semelhantes, mas os BN se mostraram mais deformáveis, fato este justificado pelos ensaios experimentais nos quais os BN apresentaram maiores deformações e maiores cargas resistentes

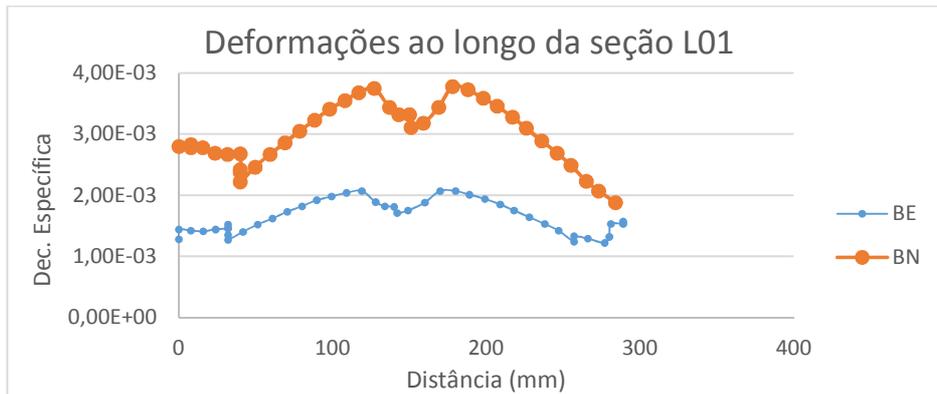


Figura 73– Distribuição de deformações nos blocos de escória e naturais ao longo da seção L01.

A Figura 74 representa graficamente as deformações em função da altura das amostras. Essa análise foi realizada no septo central dos modelos, conforme mostrado na Figura 66. Pode-se verificar que a concentração de deformações ocorre aproximadamente na região onde se localiza o centro de gravidade dos modelos.

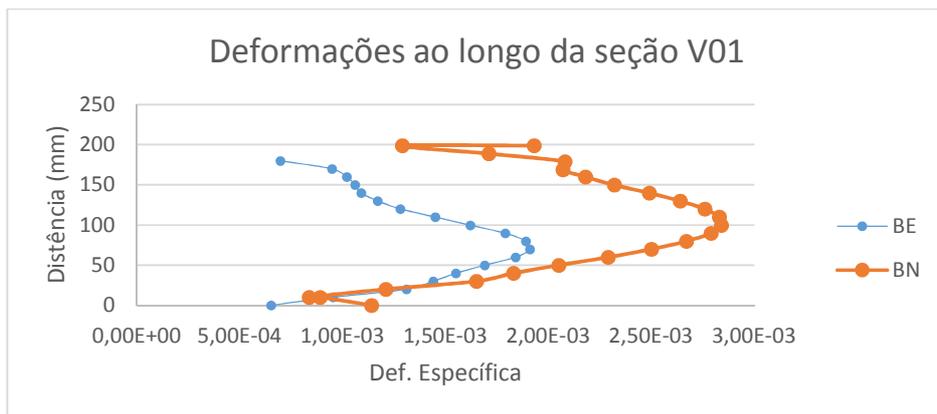


Figura 74– Distribuição de deformações nos blocos de escória e naturais ao longo da seção V01.

A Figura 75 representa graficamente a variação das deformações que ocorrem nos modelos ao longo da face lateral. Nota-se que as máximas deformações ocorrem

nas extremidades, para o BNs, e nos BEs as máximas deformações ocorrem na região central da face lateral. Esse fenômeno pode ser associado a maior rigidez da amostra de escória, sendo assim, não há uma região preferencial de concentração de tensões ao longo dessa face.

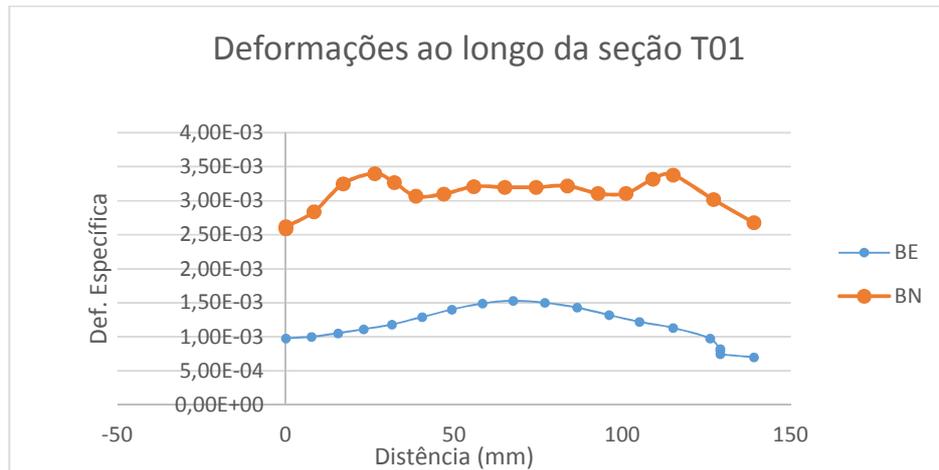


Figura 75– Distribuição de deformações nos blocos de escória e naturais ao longo da seção T01.

4.5.2 Prismas

O prisma em questão é composto por dois modelos de bloco que representam as unidades de BE ou BN. Elas são unidas por meio de um elemento que representa a argamassa tanto de escória como anatural. Distribuiu-se uniformemente a malha de elementos finitos ao longo das unidades, mas apenas na argamassa foi adotado um maior refinamento por conta de a região apresentar um grande gradiente de tensões. Na Figura 76 são ilustrados os elementos empregados na simulação.

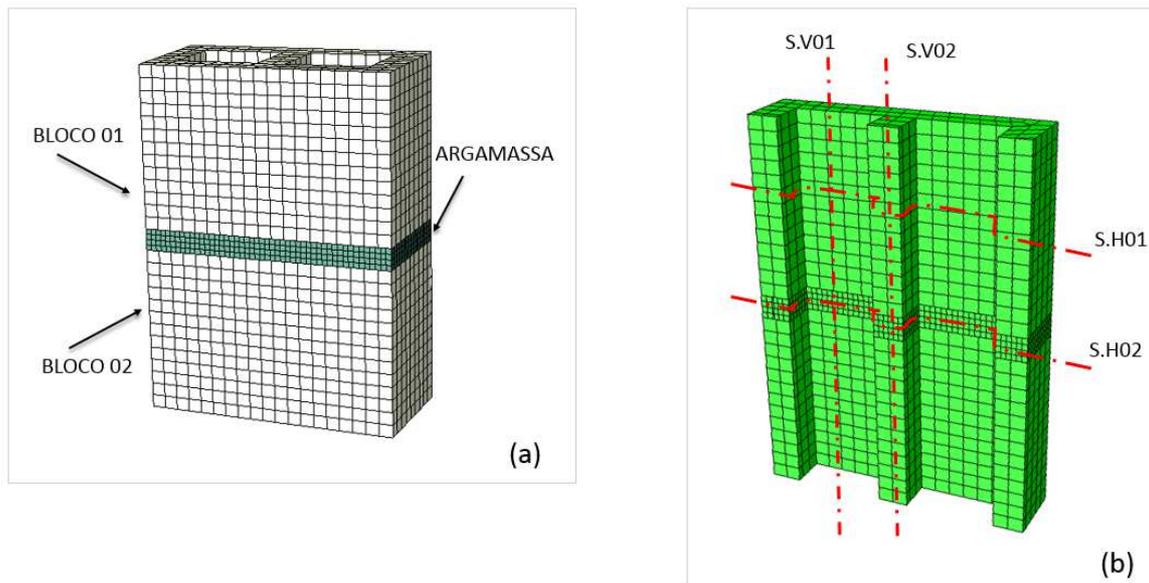


Figura 76– Croqui da montagem do modelo numérico para o prisma.

Conforme já apresentado, a geometria do modelo foi produzida com base nos resultados realizados por meio da análise dimensional realizada nas amostras. A espessura de 10 mm da junta é justificada pelo estudo apresentado por Mohamad (2007), em que foi analisada a influência da altura das juntas na resistência dos prismas. Segundo o autor, os prismas que apresentaram o melhor comportamento mecânico foram aqueles que apresentavam juntas com 10mm de altura.

Na figura 76b foram identificadas algumas seções que correspondem às regiões de avaliações das tensões de deformação ao longo do desenvolvimento deste texto. Toda a análise numérica foi desenvolvida para essas seções, que correspondem a uma seção vertical (S.V01) que intercepta, em uma das faces dos prismas, os dois blocos e a argamassa, uma seção vertical (S.V02) que intercepta o septo central do prisma, uma seção horizontal (S.H01), que intercepta o bloco 01, e uma seção horizontal (S.H02), que intercepta a argamassa de assentamento.

4.5.3 Análise do comportamento mecânico dos prismas

4.5.3.1 Comparação entre dados experimentais e modelo numérico

A fim de verificar a qualidade do modelo numérico construído, faz-se a comparação entre os dados experimentais e os resultados numéricos. Na Figura 77 estão os modelos construídos para BN e BE, sendo ambos comparados com os resultados experimentais. Pode-se notar que houve um bom ajuste da curva numérica à curva experimental para ambos os modelos. Esse fato deve-se à calibração do modelo com os dados coletados por meio dos ensaios experimentais. Essa etapa da construção do modelo é muito importante, pois é quando se alimenta o modelo com as características físicas e mecânicas dos materiais de cada amostra.

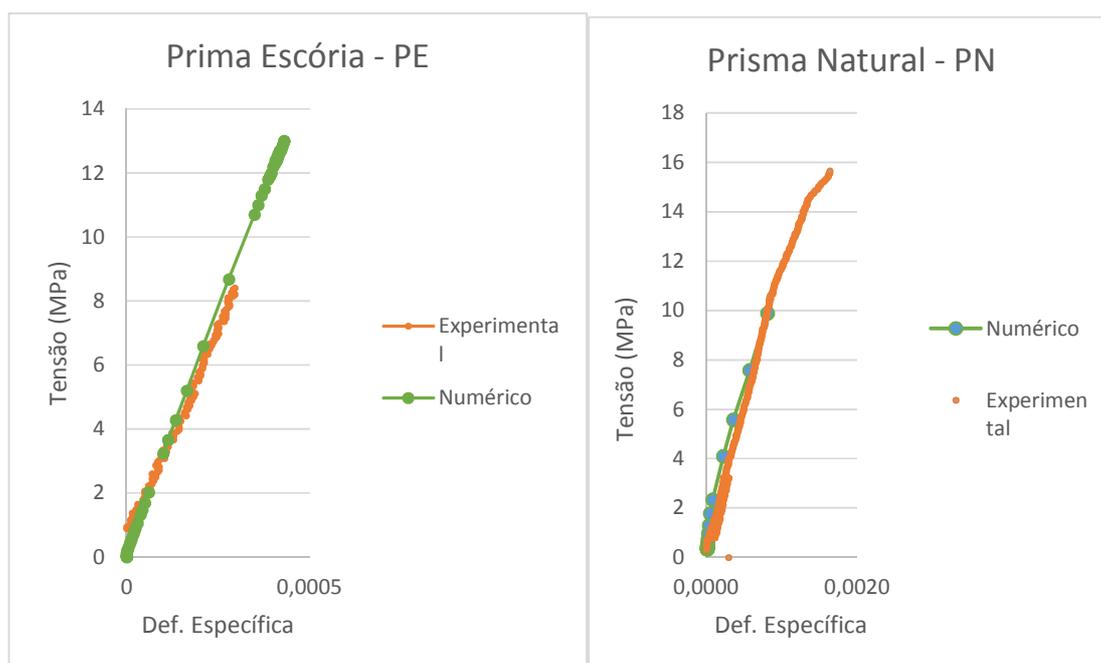


Figura 77– Comparação entre modelo numérico e dados experimentais.

É importante ressaltar que os modelos dos prismas consistem na associação dos modelos numéricos para cada um dos elementos que o constitui (blocos e argamassa). Os mesmos critérios de ruptura empregados nesses elementos individuais, também foram empregados nos prismas. O software baseia-se,

principalmente, na trajetória tensão x deformação dos elementos para simular o comportamento do conjunto.

O modelo para os blocos baseia-se no processo de fissuração das amostras sendo que estas surgem à medida que atinge-se a máxima resistência a tração do material nos pontos de integração. Nos prismas há uma maior concentração de tensões de tração nas proximidades do contato bloco-argamassa devido ao surgimento dos esforços cisalhante na interface. Nessa região haverá o comportamento não-linear da amostra muito mais nítido devido a maior distribuição das fissuras. Já nos pontos onde fixaram-se os extensômetros (representado na Figura 34) os modelos numéricos apresentaram tensões de tração inferiores à máxima tanto para PE quanto PN. Assim, nessas regiões, as tensões de tração não foram suficientes para provocar fissuração a ponto de induzir um comportamento não-linear mais nítido às curvas tensão x deformação representadas na Figura 77.

No tópico 4.5.3.2, será mostrado como essas tensões se propagaram ao longo das amostras dos prismas e como a ruptura desses elementos estão diretamente associadas a elas.

4.5.3.1 Análise de tensões nos prismas

Na figura 78 são apresentadas as distribuições de tensões dos prismas submetidos a esforços de compressão uniaxial.

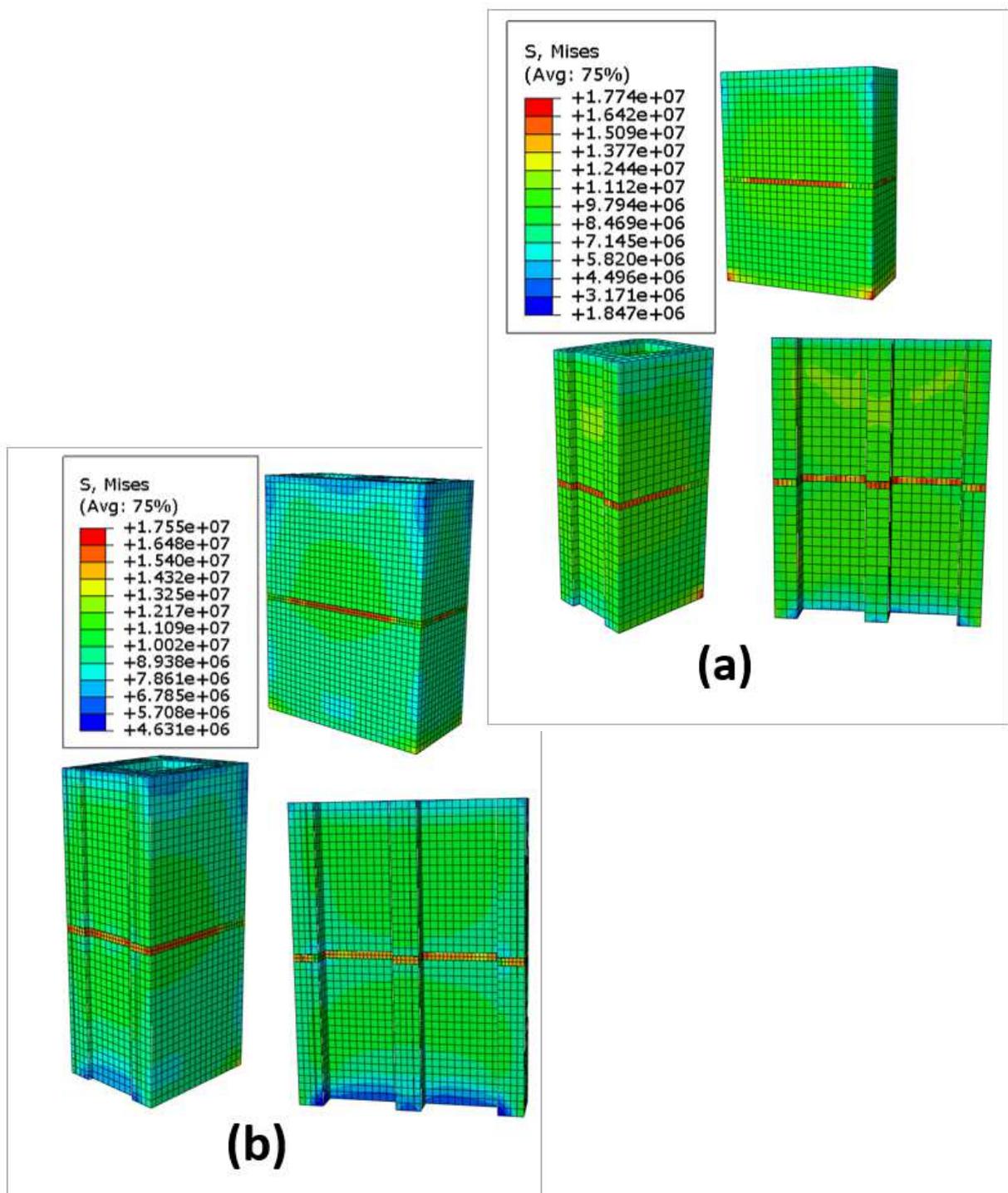


Figura 78–Distribuição de tensões ao longo do prisma de escória (a) e do prisma natural (b).

Na figura 78a pode-se visualizar a propagação das tensões nos elementos do prisma de escória. É notável que há um acúmulo de tensões na junta (tanto no PE

como no PN). Conforme foi mostrado por Mohamad (2007), essa tensão elevada é justificada pelo confinamento do elemento da junta (argamassa), estando este sob o estado triaxial de tensões. Esse efeito gera o aumento da resistência da argamassa e, também, a propagação de tensões de tração decorrente do atrito entre o bloco e a argamassa.

Quando se analisa o comportamento do bloco em conjunto com a argamassa, nota-se que a dissipação das tensões se faz segundo a teoria das bielas e tirantes, sendo esse efeito mais visível para o prisma natural (Figura 78b). Ao analisarmos o prisma de escória, a distribuição de tensões ao longo das unidades do bloco se faz de maneira muito mais uniforme quando comparada a do prisma natural. A maior rigidez dos blocos de escória pode ser uma justificativa para a distribuição uniforme das tensões; uma vez que o elemento se deforma pouco, ele compensa com uma maior uniformidade de tensões no elemento. Essa característica de deformabilidade dos elementos de escória é justificada pela interação da matriz de cimento com os agregados pozolânicos (escória) que se faz mais forte.

Na Figura 79 são apresentados os resultados da distribuição de tensões ao longo da seção vertical S.V01. Pode-se notar que os elementos blocos estão sob um esforço de compressão relativamente inferior quando comparados com o elemento argamassa. Os dados justificam a grande importância da argamassa no conjunto, sendo ela o elemento mais carregado, assim, uma vez que entra em colapso, o restante da estrutura será afetado.

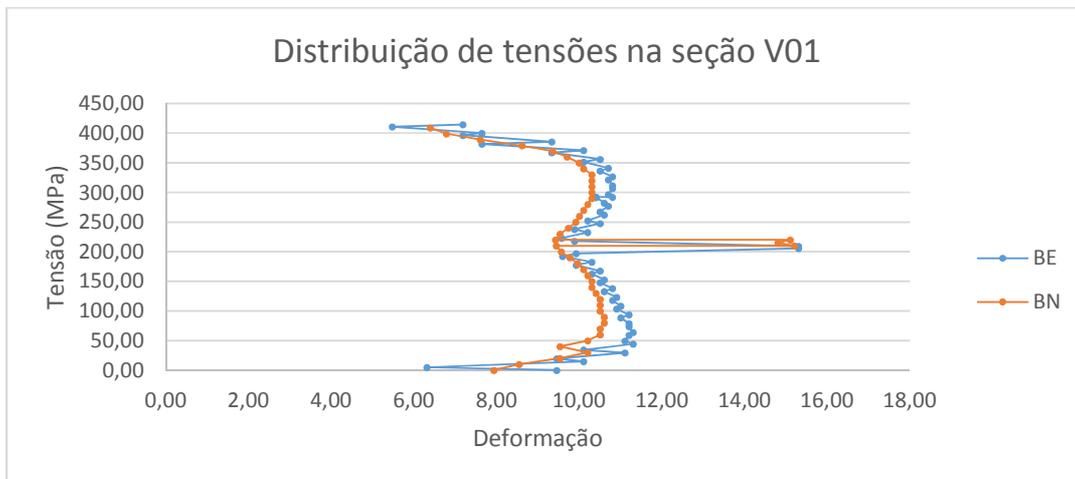


Figura 79– Distribuição de tensões ao longo da seção S.V01.

Na Figura 80 apresenta-se a distribuição de tensões ao longo da seção vertical S.V02, que representa a região do septo central do bloco. Nota-se que nessa região a distribuição de tensões apresentou-se semelhante à da seção anterior.

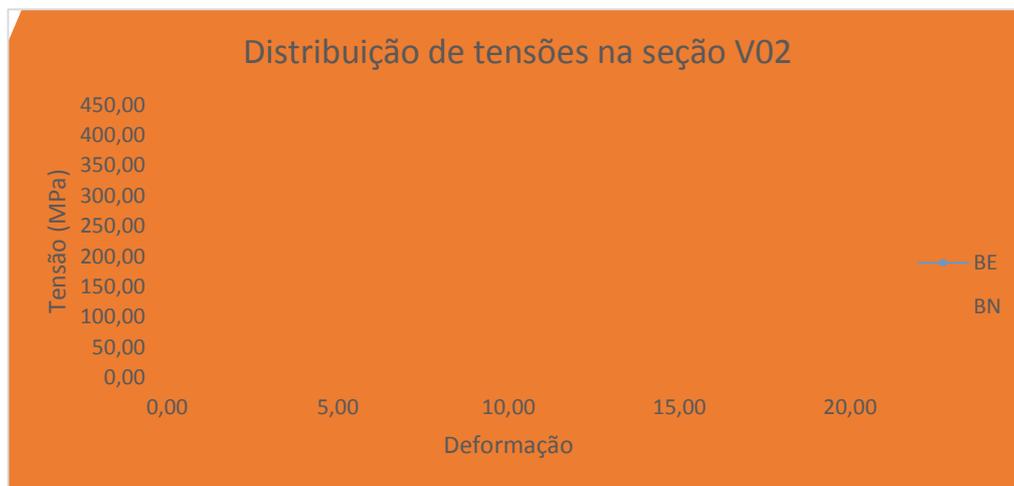


Figura 80– Distribuição de tensões ao longo da seção S.V02

Na Figura 81 apresenta-se a distribuição de tensões ao longo da seção horizontal que tem localização no meio do bloco 01, conforme mostrado na Figura 76. Os blocos de escória apresentaram-se mais resistentes ao esforço de compressão e salienta-se que as tensões, nessa seção, concentram-se nas faces do bloco. Já, ao analisarmos o prisma natural, nota-se que a concentração de tensões se faz no septo central do bloco.

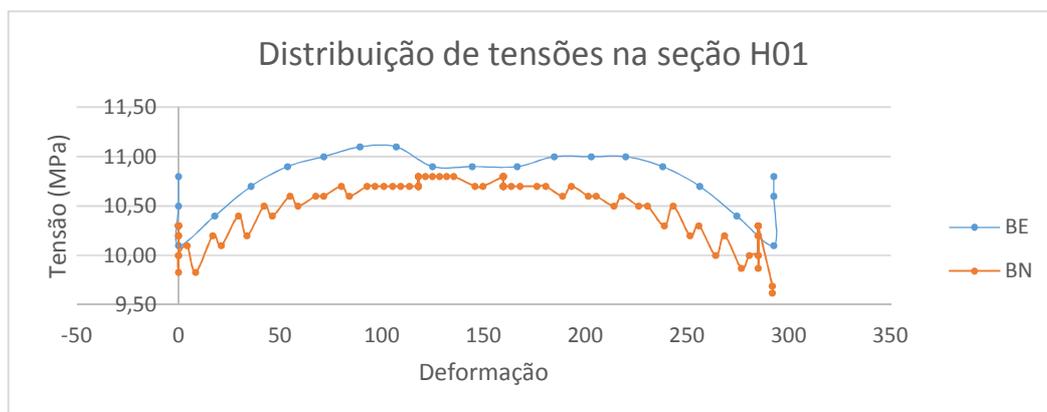


Figura 81– Distribuição de tensões ao longo da seção S.H01

Na Figura 82 expressam-se os valores da distribuição de tensões ao longo da seção S.H02. Nota-se que o bloco de escória apresentou maior concentração de tensões na região central dessa seção se comparado com o bloco natural. Os dados mostram que as tensões na seção do bloco natural se distribuem uniformes, apenas variando nas extremidades.

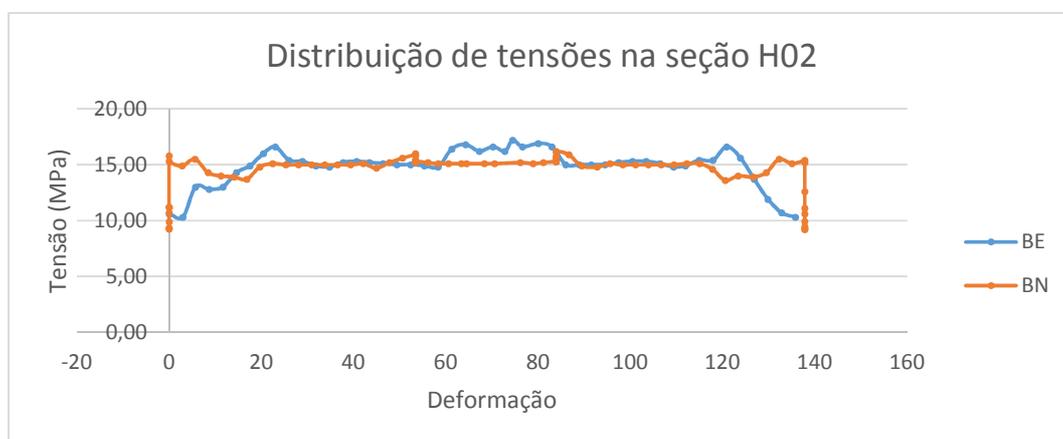


Figura 82– Distribuição de tensões ao longo da seção S.H02.

4.5.3.2 Análise das tensões principais

Analisando as tensões principais que se distribuem ao longo dos elementos constituintes dos prismas, pode-se notar que, nas regiões nas quais foram identificadas as tensões de tração (valores negativos), também foram identificadas as falhas que culminaram no colapso da estrutura. Na Figura 83 apresenta-se a

distribuição de tensões nos prismas naturais e sua respectiva modelagem numérica. Pode-se notar que houve o esmagamento da argamassa e conseqüentemente surgiram tensões de tração na interfase argamassa-bloco que resultaram algo semelhante a um deslocamento da face dos blocos.

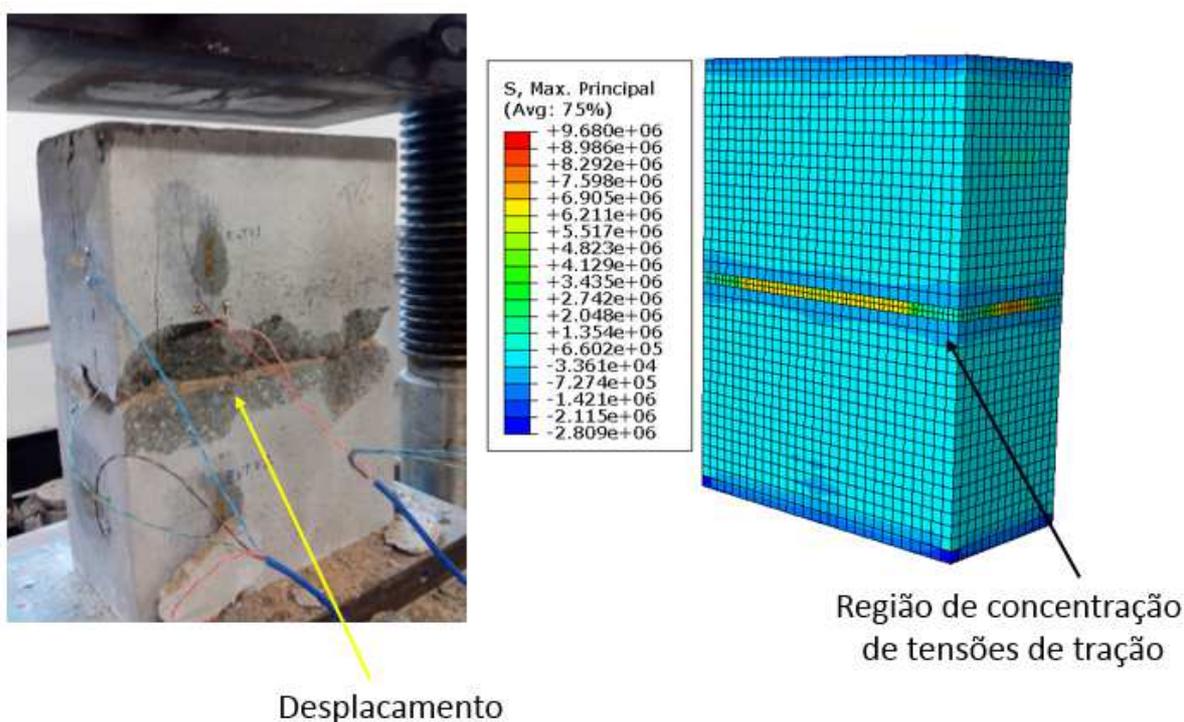


Figura 83– Análise das tensões principais segundo a teoria das máximas tensões principais.

Fazendo a mesma análise para os prismas de escória nota-se que surgem tensões de tração oriundas do contato argamassa-bloco, mas essas tensões se propagam ao longo da estrutura do bloco. O valor dessas tensões está na ordem de 10% da tensão máxima de ruptura (ou seja, a tensão máxima de tração para um elemento de concreto), portanto, o modelo numérico foi capaz de representar o processo que origina o colapso do prisma. Juntamente à face de topo e base do modelo também é possível identificar tensões de tração, mas essas são justificadas pelo contato das chapas da máquina de ensaio à amostra, no modelo esse contato foi simulado segundo as condições de contorno já mencionadas anteriormente.

Conforme pode-se notar na Figura 84 que representa a ruptura do PE, a amostra se rompeu devido à elevada resistência mecânica da argamassa. Essas condições favoreceram que houvesse uma alta concentração de tensões de tração nos blocos, causando assim a ruína do elemento de forma brusca.

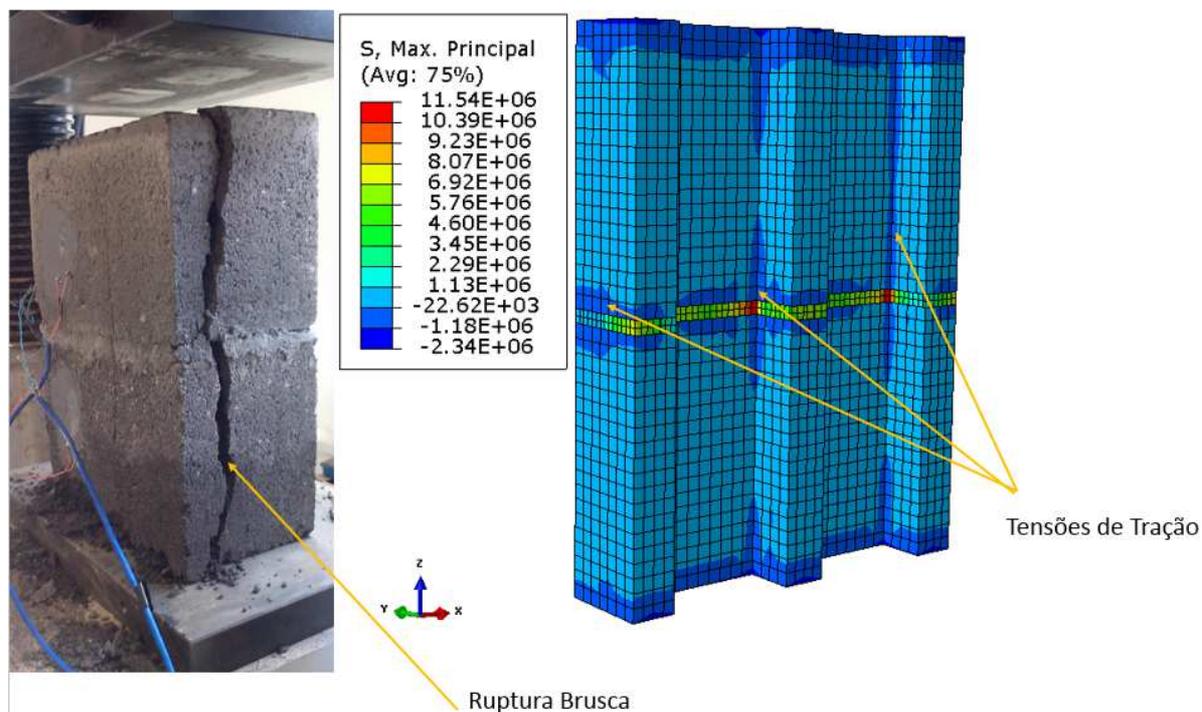


Figura 84– Ruptura do elemento prisma de escória associado ao seu modelo numérico.

4.5.3.3 Análise de deformações nos prismas

Uma importante análise realizada foi a interpretação da distribuição das deformações nos modelos. Na Figura 85 apresenta-se a distribuição de deformações que se propagou nos modelos dos prismas, PN e PE, quando carregados uniaxialmente.

Nota-se na Figura 85 que a distribuição das deformações que se propagou no prisma de escória, PE, ocorreu de forma uniforme apresentando poucas variações. Ao analisarmos o prisma natural, nota-se que houve uma maior deformação quando comparado com o PE, mas ambos os modelos apresentaram deformações condizentes com a distribuição proposta pela teoria das bielas e

tirantes. Na face frontal do PN é notável que o contato entre a argamassa e o bloco gerou uma região de deformação. Esse efeito é provocado devido ao contato entre argamassa-bloco e as tensões de tração que esse elemento de interface transmite às unidades do bloco, conforme apresentado por Mohamad (2007).

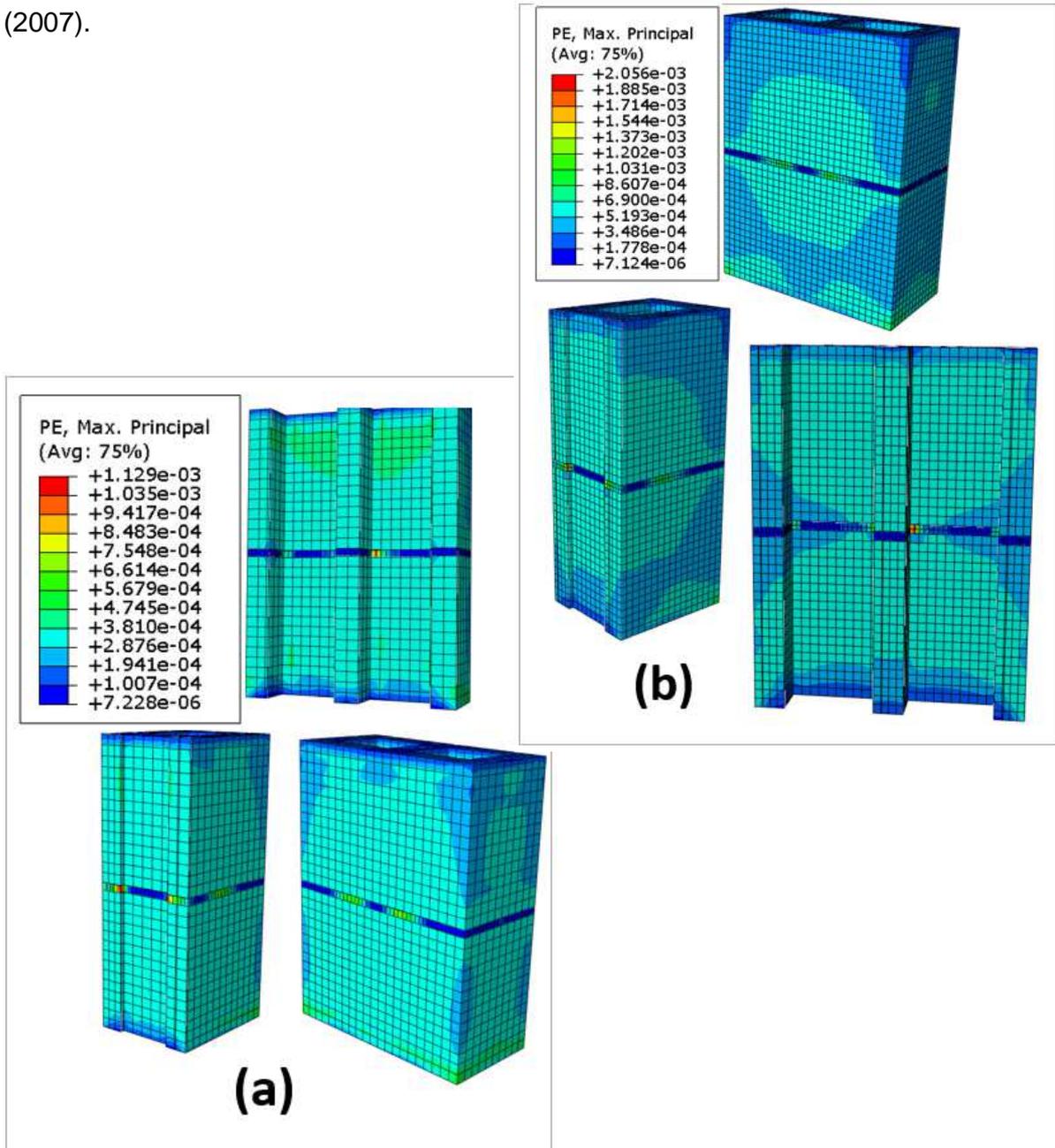


Figura 85– Distribuição de tensões ao longo do prisma de escória (a) e do prisma natural (b).

Na Figura 86 apresentam-se graficamente os valores das deformações na seção SH01. Conforme mencionado, o prisma natural apresenta-se mais deformável do que o prisma de escória.

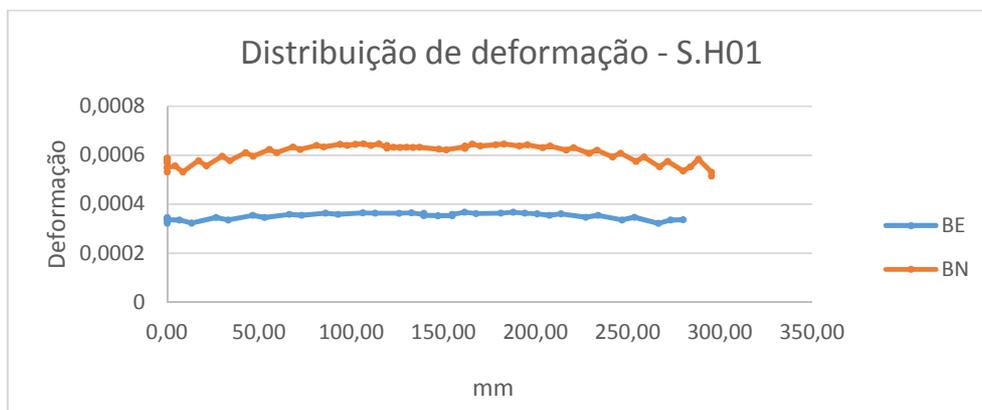


Figura 86– Distribuição de deformações ao longo da seção S.H01.

Ao analisar as deformações que se propagaram no elemento argamassa (Figura 87) percebe-se que surgem picos de deformações nas regiões dos septos dos blocos. Conseqüentemente, nessas regiões surgem tensões excessivas que podem desencadear o processo de ruptura do elemento bloco.

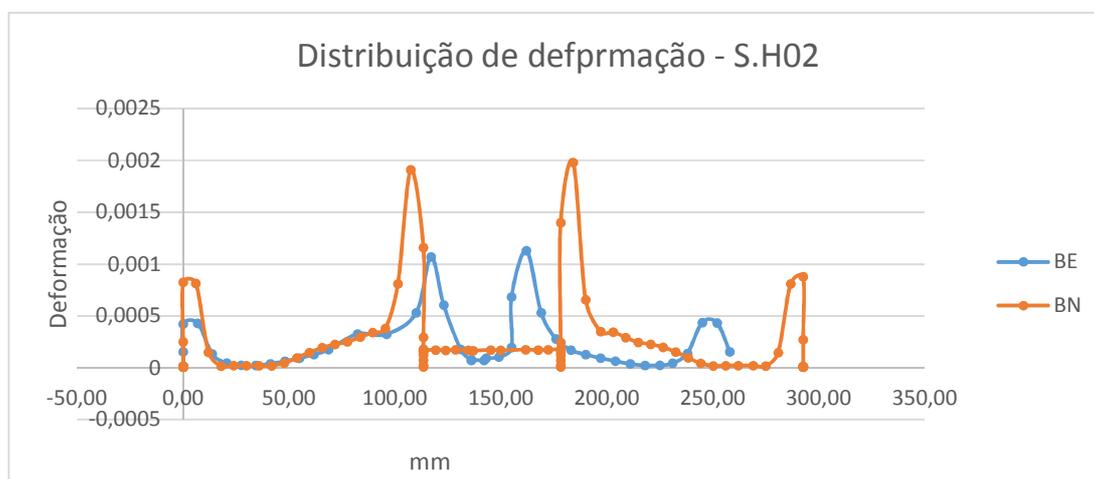


Figura 87– Distribuição de deformações ao longo da seção S.H02

Na Figura 88 apresenta-se a distribuição de deformações nas seções verticais das amostras de prisma. Ambas as seções mostram um estado de deformações semelhante, mas a seção S.V02 (no septo central) apresentou deformações relativamente maiores quando comparada com a seção S.V01. Esse efeito é

justificado pelo fato de as tensões se distribuírem preferencialmente em regiões de maior rigidez e, como a região central apresenta-se mais rígida, esse fenômeno se propaga nesse trecho das amostras.

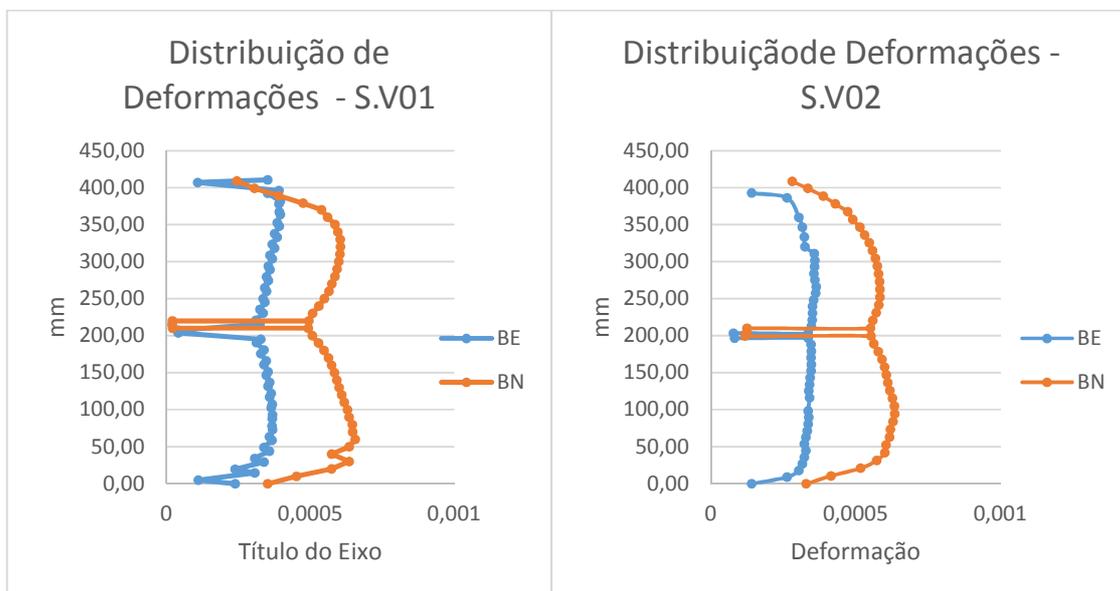


Figura 88– Distribuição de deformações ao longo da seção S.V01 e SV02.

CAPÍTULO 5

5. CONCLUSÕES

Este trabalho pode mostrar que há uma relação muito forte entre a construção civil e o meio ambiente, sendo este o principal fornecedor de subsídios para que o setor esteja em desenvolvimento. Então, são de grande valor as técnicas sustentáveis que visam a reduzir essa demanda de matéria-prima oriunda dos recursos naturais. Um produto que uma vez seria descartado e desencadearia problemas agora volta ao ciclo como um novo material. É esse o grande motivador de pesquisadores que trabalham em prol de desenvolver novas técnicas às diversas áreas da engenharia.

Propôs-se com este trabalho analisar mecanicamente um novo material a fim de oferecer novos recursos ao setor da construção civil. Na literatura, poucos trabalhos que abordam especificamente esse material foram identificados, portanto, é de suma importância o aprofundamento dos estudos visando a conhecê-lo ainda mais.

Todas as análises experimentais foram conduzidas respeitando normatizações brasileiras a fim de assegurar a fidelidade dos dados. Em virtude de haver poucas amostras dos blocos (BE), isso resultou em poucos dados experimentais. Entretanto, foi possível identificar que os blocos apresentaram um comportamento mecânico vantajoso em relação à técnica da alvenaria estrutural, uma vez que apresentam boa resistência mecânica à compressão.

Um importante aspecto identificado nesse trabalho foi que devido à baixa deformabilidade dos blocos, quando se adotou uma argamassa também pouco deformável, houve a ruptura repentina das amostras e a queda da resistência à compressão dos prismas. Esse foi o caso dos prismas de blocos de escória unidos com argamassa de escória. Dessa forma conclui-se que é inviável a utilização de juntas mecanicamente superiores ou até mesmo com a mesma resistência das

unidades. Deve-se sempre adotar elementos de ligação com resistência mecânica à compressão até 70% das unidades.

Os estudos desse sistema construtivo são muito complexos, uma vez que se trata de diferentes componentes que se juntam e formam uma nova estrutura. Sendo essa a justificativa para a análise de um modelo numérico em elementos finitos. Esse justificou os resultados experimentais possibilitando identificar que os elementos de escória mesmo se mostrando mecanicamente superiores aos elementos naturais apresentam comportamento mecânico adequado à utilização em alvenaria estrutural. O modelo numérico, também, mostrou-se como uma ferramenta segura para tomada de decisões em futuras pesquisas.

Este trabalho foi um tanto quando desafiador, pois, além da complexidade natural do tema, desenvolveu-se este para um material ainda em fase de estudos e com poucas pesquisas já realizadas.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão para trabalhos futuros, propõe-se:

- Analisar o comportamento mecânico de blocos de escória unidos com a argamassa natural e também blocos naturais unidos com argamassa de escória;
- Estudar diferentes trações de argamassa de escória, visando avaliar a deformabilidade desses elementos;
- Estudar a propagação das fissuras nas amostras de blocos de escória e avaliar a influência dela na perda de resistência inicial das amostras;
- Estudar miniparedes e paredes utilizando os blocos de escória a fim de avaliar a distribuição de tensões no meio;
- Avaliar o comportamento mecânico das argamassas quando sob o estado triaxial de tensões;

- Empregar novos critérios de rupturas aos modelos numéricos a fim de avaliar a melhor técnica e obter modelos mais consolidados;
- Estudar o comportamento mecânico dos blocos nas casas da vila sustentável (Projeto realizado pelo Grupo de Pesquisa Reciclos – CNPq).

Bibliografia

- _____. **ABNT.NBR 10.068/1987** - Folhas de desenho - leiaute e dimensões - Padronização.
- .NBR 12.721 - Avaliação de custos unitários e preparo de orçamento de construção para incorporação de edifícios em condomínio - Procedimento.
- .NBR 12118/2006 - Bloco vazado de concreto.
- .NBR 13277/1995 - Argamassa para assentamento - retenção de água.
- .NBR 15.575 - 1/2013 - Edificações habitacionais - Desempenho. Parte 1: Requisitos gerais.
- .NBR 15.575 - 2/2013 - Edificações habitacionais - Desempenho. Parte 2: Requisitos para os sistemas de pisos.
- .NBR 15.575 - 3/2013 - Edificações habitacionais - Desempenho. Parte 3: Requisitos para os sistemas de vedação verticais internas e externas - SVVIE.
- .NBR 15.575 - 4/2013 - Edificações habitacionais - Desempenho. Parte 4: Requisitos para sistemas de coberturas.
- .NBR 15.575 - 5/2013 - Edificações habitacionais - Desempenho. Parte 5: Requisitos para os sistemas hidrossanitários.
- .NBR 6118/2013 - Projeto de estruturas em Concreto Armado.
- .NBR 6136/1994 - Bloco vazado de Concreto.
- .NBR 7215/1996 - Resistência à compressão - cimento Portland.
- .NBR 7217/1987 - Determinação da composição granulométrica.
- .NBR 8215/1983 - Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria.
- .NBR 9938/87 - Agregado - determinação da resistência ao esmagamento de agregados graúdos.
- ABAQUS. 2010.** ABAQUS analysis user's manual. s.l. : Dassault Systemes, 2010. Vol. Version 6.10.
- ABNT, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS** -.NBR 6492/1994 *Representação de projetos de arquitetura.*
- ABREU, J. C. e CARNEIRO, F. A. 1994.** Emprego de escória siderúrgica integradas na Engenharia Civil. Escória Siderúrgicas: caracterização para a Indústria da Construção Civil. Rio de Janeiro : s.n., 1994. Vol. Vols. Anais. p.363 - 381.
- ADOLFATO, R. P., CAMACHO, J. S. e BRITO, G. A. 2004.** extensômetria Básica. Ilha Solteira : UNESP/NEPAE, 2004.

- AFSHARI, F. e J., KALDJIAN M. 1989.** Finite element analysis of concrete masonry prism. s.l. : American Concrete Institute - ACI Material Journal, 1989. Vols. Set./Out., vol 86 (n°5): 525-530.
- ALI, S e PAGE, A. W. 1988.** Finite element model for masonry subjected to concentrated loads. s.l. : Journal of Structural Engineering, 1988. Vol. v. 144.
- ARAUJO, A. L. 1997.** Manual de Siderurgia. s.l. : Arte & Ciências, 1997. Vol. v. 1.
- BARBOSA, C. S. 2008.** Resistência e deformabilidade de blocos vazados de concreto, prismas e paredes e suas correlações com as propriedades mecânicas dos materiais constituintes. São Carlos : UFSCAR, 2008.
- BOBROWSKY, P e HIGHLAND, L. M. 2008.** O Manual de Deslizamento - Um Guia para a Compreensão de Deslizamentos. Virginia : U.S Geological Survey, 2008.
- Brasil, Aço.** Aço Brasil. *Aço Brasil*. [Online] Instituto Aço Brasil. [Citado em: 13 de setembro de 2014.] <http://www.acobrasil.org.br/site/portugues/numeros/numeros--mercado.asp>.
- BUFFONI, S.** Notas de aula da disciplina resistência dos materiais. s.l. : Universidade Federal Fluminense.
- BUFFONU, S.** Notas de Aula da disciplina Resistência dos Materiais. s.l. : Universidade Federal Fluminense.
- CAMACHO, J. S. 2006.** Projeto de Edifícios de alvenaria Estrutural. Ilha Solteira : LTC, 2006. Vol. 5° Edição.
- CARASEK, H., CASCUDO, O. e SCARTEZINI, L. M. 2001.** Importância dos materiais na aderência dos revestimentos de argamassa. Brasília : SIMPÓSIO BRASILEIRO DE TECNOLOGIA DAS ARGAMASSAS, 2001. Vols. p. 43-67, PESS/ANTAC.
- CINCOTTO, M. A., SILVA, M. A. C. e CASCUDO, H. C. 1995.** Argamassa de revestimento: Características, propriedade e método de ensaio. São Paulo : IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas S/A, 1995. Vol. Boletim 68, 118p.
- CORRÊA, M, R, S e RAMALHO, M, A. 2003.** Projeto de edifícios de Alvenaria Estrutural. s.l. : PINI, 2003. 85-7266-147-1.
- CRISFIELD, M.A. 1981.** A fast incremental/iterative solution procedure that handles "snap-through". s.l. : Computers and Structures, 1981. Vols. v.13. pp. 55-62.
- FILHO, AMÉRICO CAMPOS. 2003.** Fundamentos da Análise de estruturais de concreto pelo método dos Elementos Finitos. Rio Grande do Sul : UFRGS, 2003.
- FILHO, M. B. B. 2008.** Estudo da aplicabilidade da argamassa produzida da reciclagem de resíduos sólidos de siderurgia em obras de Engenharia. Belo Horizonte : CEFET-MG, 2008.
- FRANÇA, M. B. B. 2008.** Estudo da aplicabilidade da argamassa produzida a partir da reciclagem de resíduo sólido de siderurgia em obras de engenharia. Belo Horizonte : CEFET - MG, 2008.

FRANCIS, A. J., HORMAN, C. B. e JERREMS, L. E. 1970.The effect of joint thickness an other factors on the compressive strength of brickwork. England : Second International Brick Masonry Conference - SIBMAC, 1970.

GERSCOVICH, D. M. S. 2012.Instabilidade de taludes. São Paulo : Oficina de Textos, 2012.

GEYER, R. M. T. et al. nov. 1994.Escória siderúgica: Caracterização e aplicação para a indústria da construção civil. *Seminário de redução e materias prismas, Resíduos na Siderúgia*, 25. Volta Redonda, RJ : s.n., nov. 1994. Vols. p.363-381.

GOMES, V. J., et al. 2011. Utilização de resíduos de granito como substituição ao cimento Portland em matriz cimentícia. Florianópolis : 53º Congresso Brasileiro do Concreto, 2011. Vol. IBRACON.

HAMID, A. A. e DRYSDALE, R. G. Behavior of concrete block masonry under axial compressive. s.l. : American Concrete Institute Journal. Vols. 76, nº6, pp. 707-721.

—. **1979.** Suggested failure criteria for grouted masonry under axial compression. s.l. : American Concrete Institute Journal, 1979. Vols. 76, nº10, pp 1047-1061.

HENDRY, A. W., SINHA, B. P e DAVIES, S. R. 2004.Design of Mansory Structures. . Londres : E & FN Spon, 2004.

HIBBELER, R. C. 2013.*Resistência dos Materiais*. São Paulo : Pearson, 2013. ISBN 978-85-7605-373-6.

ISHIKAWA, P.H. 2003. Propriedade de argamassa de assentamento produzidas com areia artificial para alvenaria estrutural. Campinas : UNICAMP, 2003.

KNUTSON, H, H. 1993. The stress-strain relationship for Masonry. . s.l. : Masonry International-Journal of the British Masonry Society, 1993. Vols. Vol. 7(nº1), pp. 115-143.

LIMA, A. N. 2010. Análise experimental da influência da resistência e espessura da argamassa de assentamento no desempenho mecânico de prismas de blocos cerâmicos. Maceió : UFSC - Universidade Federal de Santa Catarina, 2010.

MASUERO, A. B., VILELA, A. C. e DAL MOLIN, D. 2004. 2004. Emprego de escória de Aciaria Elétrica como adição a concreto. Porto Alegre : Universidade do Rio Grande do Sul, 2004.

MATA, R. C. D. 2006. Influência do Padrão de argamassamento na resisência à Compressão de Prismas de mini-Paredes de Alvenaria Estrutural de bloco de Concreto. Florianópolis : Universidade Federal de Santa Catarina, 2006.

MCNARY. 1984. Basic properties of cly-unit mansory in compression. M.Sc thesis. Colorado : University of Colorado, 1984.

MENDONÇA, R. L. 2006. O uso adequado da escória de aciaria em pavimentos. s.l. : Kaeme Empreendimento e Consultoria, 2006.

MOHAMAD, G. 1988. Comportamênto Mecânico da ruptura de prismas de blocos de concreto à compressão. Santa Catarina : UFSC, 1988.

— **2007.** Mecanismo de ruptura da alvenaria de bloco à compressão. Moinho - Portugal : s.n., 2007.

MOTA, J. A. R. 2001. Influência da junta vertical na resistência à compressão de prismas em Alvenaria Estrutural de blocos de concreto e blocos de concreto celular autoclavado. Belo Horizonte : UFMG - Universidade Federal de Minas Gerais, 2001.

MOTA, J. M. F. 2006. Influência da argamassa de revestimento na resistência a compressão axial de prismas de alvenaria resistente de blocos de concreto. Recife : UFP - Universidade Federal de Pernambuco, 2006.

MUSGROVE, J e FLETCHER, B. 1989. Sir Banister Fletcher's, A history of Architecture. London : Butterworths, 1989.

— **1987.** Sir Banister Letcher's, A history of architecture. New York : Butterworths, 1987.

NASCIMENTO, J. F. e LANGE, L. C. 2005. Escória de Aciaria, alternativa econômica e ambientalmente adequada para obras de pavimentação e conservação rodoviária. 2005.

PEIXOTO, R. A. F., et al. 2007. ESTUDO DA VIABILIDADE TECNICA E ECONÔMICA PARA A UTILIZAÇÃO DE ESCÓRIA NA FABRICAÇÃO DE ARGAMASSA PARA ALVENARIA. Coimbra : Universidade de Coimbra, 2007.

PEIXOTO, R. A. F., et al. 2014. Aplicação da escória de aciaria como agregado em concreto para pavimentação. Natal : 56° Congresso Brasileiro do Concreto, 2014. ISSN 2175-8182.

PEIXOTO, R. A. F., et al. 2008. Estudo da viabilidade Técnicae economica para utilização da escória de aciaria na fabricação de argamassa para alvenarias. s.l. : Revista Intenacional Construlink, 2008. Vol. V.6. p.10-21.

PELETEIRO, SUZANA CAMPANA. 2002. Contribuição à Modelagem Numérica de Alvenaria Estrutural. São Carlos : s.n., 2002.

PINHEIRO, L. M. et. al. 2010. Estruturas de Concreto. 2010.

PRUDÊNCIO, L. R., OLIVEIRA, A. L. e BADIN, C. A. 2002. Alvenaria Estrutural de Blocos de Concreto. Florianópolis : Pallotti, 2002.

SABBATINI, F. H. 1984. O processo construtivo de edifícios de alvenaria estrutural silico-calcário. *Dissertação de Mestrado.* São Paulo : EPPUSP, 1984.

SAGHAFI, M. D. e TESHNIZI, Z, S, H. 2011. Recycling values of building materials in building assessment systems. Tehran, Iran : Elsevier, 2011.

SAGHAFI, M.D. e TESHNIZI, Z. S. H. 2011. Recycling value of building materials in building assessment systems. s.l. : Elsevier, 2011.

SANTOS, C. E. O. 2011. Análise de blocos estruturais de concreto utlanzo a técnica de ultrassom. Belo Horizonte : Universidade Federal de Minas Gerais, 2011.

SANTOS, D.H., et al. 2014. Aplicação da escória de aciaria como agregado em concreto para pavimentação. Natal : 56° Congresso Brasileiro do Concreto, 2014. Vol. IBRACON.

SILVA, SAMUEL. 2009. Notas de Aula - Introdução ao Método dos elementos Finitos. Foz do Iguaçu : Centro de Engenharia e Ciências Exatas - CECE, 2009.

STEIL, R. O. 2003. Efeito da geometria do bloco de concreto e do tipo de argamassa no desempenho à compressão de prismas de alvenaria não grauteados. s.l. : Universidade Federal de Santa Catarina, 2003.