

CARY CASSIANO CAVALCANTI FILHO

**ESTUDO TEÓRICO E EXPERIMENTAL DA RESISTÊNCIA DE PAREDES DE  
ALVENARIA ESTRUTURAL**

Tese apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, como requisito parcial para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia.

Área de Concentração: Estruturas.

Orientadores: Prof. Emil de Souza Sánchez Filho, D. Sc.

Prof. Eduardo Rizzatti, D. Sc.

Niterói

2014

CARY CASSIANO CAVALCANTI FILHO

**ESTUDO TEÓRICO E EXPERIMENTAL DA RESISTÊNCIA  
DE PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL**

Projeto de Tese apresentada ao curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, como requisito parcial para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

---

Prof. Emil de Souza Sánchez Filho, D. Sc. – Orientador  
Universidade Federal Fluminense

---

Prof. Eduardo Rizzatti, D. Sc. – Co-Orientador  
Universidade Federal de Santa Maria

---

Prof. Gihad Mohamad, D. Sc.  
Universidade Federal de Santa Maria

---

Prof. Júlio Jerônimo Holtz Silva Filho, D. Sc.  
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro

---

Prof. Luiz Carlos Mendes, D. Sc.  
Universidade Federal Fluminense

Niterói

2014

A Deus, pela vida.

Ao meu pai (*in memoriam*) e a minha mãe, por tudo.

A Carolina, minha filha, pelo respeito, incentivo e admiração que sabemos  
serem mútuos.

A Didima, minha mulher, pela beleza, pela alegria e pelo amor  
desmedido com que preenche a minha vida.

## **AGRADECIMENTOS**

Ao Prof. Emil de Souza Sánchez Filho, pelo apoio, confiança, orientação, amizade, e sobretudo, pela generosidade com que dispôs seu conhecimento a favor deste trabalho.

Ao Prof. Eduardo Rizzatti, pela fundamental contribuição ao desenvolvimento desta tese.

Ao Prof. Sebastião Arthur Lopes de Andrade e ao técnico de laboratório José Nilson de Melo, que colocaram o laboratório de Materiais e Estrutura da PUC – RJ ao dispor desta pesquisa.

Ao técnico de laboratório Euclides Domingues Moura, pelo indispensável e insubstituível apoio na elaboração e execução dos ensaios e, pela bela amizade que brotou desse convívio.

Ao engenheiro José Luiz Cardoso, do laboratório de Materiais de Construção da Escola de Engenharia da UFF, pela desprendida colaboração nos ensaios iniciais.

A aluna Karine Braga Viana, formanda do curso de engenharia civil da UFF, pela prestimosa ajuda concedida durante o trabalho experimental.

Às empresas SELECTA BLOCOS e ARGAMIL, pela cessão do material empregado na construção dos protótipos e modelos.

Aos funcionários do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, pela acolhida e atenção.

Ao amigo Iporan de Figueiredo Guerrante, pela mão estendida nos momentos difíceis.

Aos meus irmãos, sobrinhos, familiares e amigos, pelo incentivo, apoio constante e afeto fraterno.

E a todos aqueles que contribuíram direta ou indiretamente para a realização deste estudo.

“Ninguém nasce odiando outra pessoa pela cor de sua pele, por sua origem ou ainda por sua religião. Para odiar, as pessoas precisam aprender, e se podem aprender a odiar, podem ser ensinadas a amar.”

Nelson Mandela

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>20</b>
1.1 NOTAS INICIAIS .....	20
1.2 OBJETIVOS .....	22
1.3 METODOLOGIA .....	23
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO .....	24
<b>2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO .....</b>	<b>26</b>
2.1 NOTAS INICIAIS .....	26
2.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ALVENARIA .....	32
2.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE .....	40
<b>3 ANÁLISE DA ESTABILIDADE ELÁSTICA .....</b>	<b>43</b>
3.1 NOTAS INICIAIS .....	43
3.2 EXCENTRICIDADES INICIAIS DAS FORÇAS VERTICAIS .....	50
3.3 EXCENTRICIDADE ADICIONAL .....	53
3.4 PRESCRIÇÕES NORMATIVAS .....	55
<b>3.4.1 BS 5628-1:1992.....</b>	<b>55</b>
<b>3.4.2 EUROCODE 6:1996.....</b>	<b>56</b>
<b>3.4.3 Normalização Brasileira.....</b>	<b>62</b>
<b>3.4.4 ACI 530:2011 .....</b>	<b>63</b>
<b>4 ANÁLISE DIMENSIONAL E SIMILITUDE ENTRE O MODELO E O PROTÓTIPO .....</b>	<b>65</b>
4.1 NOTAS INICIAIS .....	65
4.2 TEOREMA DE BUCKINGHAM (TEOREMA DOS NÚMEROS $\Pi$ ) .....	66
4.3 SIMILITUDE .....	68
4.4 FATOR DE ESCALA .....	69
4.5 ALVENARIA ESTRUTURAL .....	70
<b>5 PROGRAMA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>72</b>
5.1 NOTAS INICIAIS .....	72
5.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS EMPREGADOS NOS ENSAIOS .....	73
<b>5.2.1 Blocos .....</b>	<b>73</b>
5.2.1.1 Determinação das dimensões efetivas, área líquida e absorção de água .....	73
5.2.1.2 Ensaio de resistência à compressão de blocos .....	78
5.2.1.3 Ensaio de resistência à tração de blocos .....	81
<b>5.2.2 Argamassa .....</b>	<b>83</b>
<b>5.2.3 Prismas .....</b>	<b>85</b>
<b>5.2.4 Paredes.....</b>	<b>89</b>
<b>6 ANÁLISE DE RESULTADOS.....</b>	<b>98</b>
6.1 NOTAS INICIAIS .....	98
6.2 ENSAIO DE COMPRESSÃO CENTRADA ( $e_1 = 0$ ) .....	98
<b>6.2.1 Parede 14 (<math>\lambda = 14</math>) .....</b>	<b>98</b>
<b>6.2.2 Parede 18 (<math>\lambda = 18</math>) .....</b>	<b>100</b>
<b>6.2.3 Parede 20 (<math>\lambda = 20</math>) .....</b>	<b>102</b>
6.3 ENSAIO DE FLEXO – COMPRESSÃO ( $e_1 = 0,5$ ) .....	107
<b>6.3.1 Parede 14 (<math>\lambda = 14</math>) .....</b>	<b>107</b>
<b>6.3.2 Parede 18 (<math>\lambda = 18</math>) .....</b>	<b>109</b>

<b>6.3.3 Parede 20 (<math>\lambda = 20</math>)</b> .....	<b>111</b>
<b>6.4 ENSAIO DE FLEXO – COMPRESSÃO (<math>e_1 = 1,0</math>)</b> .....	<b>112</b>
<b>6.4.1 Parede 14 (<math>\lambda = 14</math>)</b> .....	<b>112</b>
<b>6.4.2 Parede 18 (<math>\lambda = 18</math>)</b> .....	<b>114</b>
<b>6.4.3 Parede 20 (<math>\lambda = 20</math>)</b> .....	<b>115</b>
<b>6.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	<b>122</b>
<b>7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS</b> .....	<b>123</b>
7.1 CONCLUSÕES .....	123
7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	125
<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>127</b>
<b>ANEXOS</b> .....	<b>133</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Esquema de elaboração da pesquisa. ....	24
Figura 2.1: Distribuição das tensões verticais e horizontais nos materiais .....	26
Figura 2.2: Resistência à compressão característica da alvenaria de blocos, construída com blocos vazados com $2 \leq \frac{h}{t} \leq 4$ ; BS 5628-1:1992.....	27
Figura 2.3: Esquema de ensaio à compressão simples de paredes; NBR 8949:1985.....	29
Figura 2.4: Esquema de ensaio à compressão simples de prismas; NBR 15812-2:2010. ....	30
Figura 2.5: Modo de ruptura de uma parede submetida à compressão; RIZZATTI (2003).....	30
Figura 2.6: Distribuição de tensões nos blocos e na argamassa, conforme Hilsdorf. ....	32
Figura 2.7: Envoltória de ruptura do critério de Hilsdorf (1969). ....	33
Figura 2.8: Exemplos de argamassamento total e lateral. ....	39
Figura 2.9: Altura efetiva de paredes.....	39
Figura 2.10: Diagrama tensão-deformação específica de cálculo da alvenaria.....	41
Figura 3.1 Coeficientes de redução em função do índice de esbeltez da parede e da excentricidade do carregamento (HENDRY, 1998).....	44
Figura 3.2: Parede submetida à compressão excêntrica (HENDRY, 1998).....	45
Figura 3.3: Curvas força x flecha para barras submetidas à forças excêntricas; as linhas tracejadas referem-se a barras muito deformáveis (HENDRY, 1998). ....	48
Figura 3.4: Força máxima para a parede submetida à força excêntrica (HENDRY, 1998). ....	49
Figura 3.5: Fatores de redução das solicitações para elementos de alvenaria estrutural sob forças de compressão em função do índice de esbeltez e da excentricidade (HENDRY, 1998). ....	49
Figura 3.6: Parede externa: distribuição das rigidezes no nó (CAVALCANTI FILHO, 2009). ....	51
Figura 3.7: Parede interna: distribuição das rigidezes no nó (CAVALCANTI FILHO, 2009). ....	51
Figura 3.8: Excentricidade adicional $e_a$ . ....	53
Figura 3.9: Excentricidades de diferentes naturezas. ....	54
Figura 3.10: Excentricidade no topo da parede. ....	55
Figura 3.11: Momentos para cálculo das excentricidades (EUROCODE 6:1996). ....	58
Figura 3.12: Valores de $\phi_m$ em função da esbeltez (EUROCODE 6:1996). ....	58
Figura 3.13: Análise simplificada de nó (EUROCODE 6:1996). ....	60
Figura 3.14: Excentricidade obtida a partir do valor de cálculo da força resistida pela região comprimida da parede (EUROCODE 6:1996).....	61
Figura 3.15: Curva de R versus $\lambda$ . ....	62
Figura 3.16: Influência da esbeltez na resistência à compressão da parede. ....	64
Figura 5.1: Medidas das dimensões dos blocos.....	74
Figura 5.2: Aferição da massa submersa dos blocos. ....	75
Figura 5.3: Compressão axial de bloco. ....	79
Figura 5.4: Ensaio de compressão axial do bloco. ....	80
Figura 5.5: Ensaio de resistência à tração indireta de blocos cerâmicos. ....	82
Figura 5.6: Corpos de prova para o ensaio à compressão da argamassa. ....	83
Figura 5.7: Ensaio à compressão da argamassa.....	84
Figura 5.8: Prisma de três fiadas. ....	86
Figura 5.9: Tipo de argamassamento utilizado na construção dos prismas: <i>argamassamento total</i> .....	86
Figura 5.10: Ensaio de resistência à compressão de prismas com três blocos cerâmicos. ....	88

Figura 5.11: Modulação da primeira e segunda fiada. ....	89
Figura 5.12: Aparato utilizado para auxiliar a construção das paredes. ....	90
Figura 5.13: Parede com 14 fiadas, $\lambda= 14$ . ....	91
Figura 5.14: Parede com 18 fiadas, $\lambda= 18$ . ....	91
Figura 5.15: Parede com 20 fiadas, $\lambda= 20$ . ....	92
Figura 5.16 :Esquema de ensaio com variação da excentricidade $e_1$ . ....	92
Figura 5.17: Armazenamento das paredes. ....	93
Figura 5.18: Esquema de ensaio com atuador FAREX 60 t. ....	94
Figura 5.19: Esquema de distribuição da carga do atuador sobre a parede. ....	95
Figura 5.20: Medição das flechas. ....	95
Figura 5.21: Parede com $\lambda =14$ ensaiada à flexo-compressão para $e_1 = 0,5$ . ....	96
Figura 5.22: Parede com $\lambda =20$ ensaiada à flexo-compressão para $e_1 = 1,0$ . ....	96
Figura 6.1: Posicionamento dos transdutores de deslocamento. ....	98
Figura 6.2: Parede 14C-A; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 50,05 \text{ kN}$ . ....	99
Figura 6.3: Parede 14C-B; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 52,83 \text{ kN}$ . ....	99
Figura 6.4: Parede 14C-C; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 40,35 \text{ kN}$ . ....	100
Figura 6.5: Parede 18C-A; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 50,24 \text{ kN}$ . ....	101
Figura 6.6: Parede 18C-B; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 32,90 \text{ kN}$ . ....	101
Figura 6.7: Parede 18C-C; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 41,69 \text{ kN}$ . ....	102
Figura 6.8: Parede 20C-A; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 29,21 \text{ kN}$ . ....	103
Figura 6.9: Parede 20C-B; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 33,06 \text{ kN}$ . ....	103
Figura 6.10: Parede 20C-C; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 31,37 \text{ kN}$ . ...	104
Figura 6.11: Comportamento da curva $\bar{f}_{par} \times \lambda$ . ....	105
Figura 6.12: Comportamento da curva $f \times \lambda$ . ....	106
Figura 6.13: Carga Máxima: variação entre os valores experimentais e normativos. ....	107
Figura 6.14: Posição das flechas medidas. ....	108
Figura 6.15: Comportamento da curva de flechas para a parede com $\lambda =14$ e $e_1 = 0,5$ . ....	109
Figura 6.16: Comportamento da curva de flechas para a parede com $\lambda =18$ e $e_1 = 0,5$ . ....	110
Figura 6.17: Comportamento da curva de flechas para a parede com $\lambda =20$ e $e_1 = 0,5$ . ....	112
Figura 6.18: Comportamento da curva de flechas para a parede com $\lambda =14$ e $e_1 = 1,0$ . ....	113
Figura 6.19: Comportamento da curva de flechas para a parede com $\lambda =18$ e $e_1 = 1,0$ . ....	115
Figura 6.20: Comportamento da curva de flechas para a parede com $\lambda =20$ e $e_1 = 1,0$ . ....	116
Figura 6.21: Curvas das flechas experimentais para $e_1 = 0,5$ . ....	117
Figura 6.22: Curvas das flechas experimentais para $e_1 = 1,0$ . ....	117
Figura 6.23: Comportamento da curva $e_{2EXP} \times \lambda (e_1 = 0,5)$ . ....	118
Figura 6.24: Comportamento da curva $e_2 \times \lambda$ . ....	119
Figura 6.25: Comportamento da curva $e_{2EXP} \times \lambda (e_1 = 1,0)$ . ....	119
Figura 6.26: Comportamento das curvas de ajuste $f_{par} \times \lambda$ . ....	120
Figura 6.27: Comportamento da curva $f_{par} \times \lambda$ . ....	121
Figura B.1: Parede 14E1-A; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 25,69 \text{ kN}$ . ....	142
Figura B.2: Parede 14E1-B; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 36,22 \text{ kN}$ . ....	142
Figura B.3: Parede 14E1-C; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 29,30 \text{ kN}$ . ....	143
Figura B.4: Parede 18E1-A; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 16,41 \text{ kN}$ . ....	143
Figura B.5: Parede 18E1-B; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 34,24 \text{ kN}$ . ....	144
Figura B.6: Parede 18E1-C; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 31,56 \text{ kN}$ . ....	144

Figura B.7: Parede 20E1-A; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 19,96 \text{ kN}$ ....	145
Figura B.8: Parede 20E1-B; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 16,46 \text{ kN}$ ....	145
Figura B.9: Parede 20E1-C; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 18,25 \text{ kN}$ ....	146
Figura B.10: Parede 14E2-A; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 6,85 \text{ kN}$ ....	147
Figura B.11: Parede 14E2-B; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 3,81 \text{ kN}$ ....	147
Figura B.12: Parede 14E2-C; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 3,26 \text{ kN}$ ....	148
Figura B.13: Parede 18E2-A; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 1,41 \text{ kN}$ ....	149
Figura B.14: Parede 18E2-B; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 2,44 \text{ kN}$ ....	149
Figura B.15: Parede 18E2-C; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 3,76 \text{ kN}$ ....	150
Figura B.16: Parede 20E2-A; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 2,12 \text{ kN}$ ....	151
Figura B.17: Parede 20E2-B; comportamento da curva $F \times \delta$ obtendo-se $F_{m\acute{a}x} = 2,04 \text{ kN}$ ....	151
Figura C.1: Expressão de ajuste para os valores experimentais da Tabela B.1.....	153
Figura C.2: Expressão de ajuste para os valores experimentais da Tabela B.2.....	154
Figura C.3: Expressão de ajuste para os valores experimentais da Tabela B.3.....	154
Figura C.4: Expressão de ajuste para os valores experimentais da Tabela B.4.....	155
Figura C.5: Expressão de ajuste para os valores experimentais da Tabela B.5.....	155
Figura C.6: Expressão de ajuste para os valores experimentais da Tabela B.6.....	156

## LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1: Requisitos para classificação das unidades de alvenaria.....	37
QUADRO 3.1: Excentricidade de 1ª ordem – $e_1$ .....	52
Quadro 5.1: Dimensões dos Blocos.....	73

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Coeficientes de ponderação $\gamma_m$ para verificação no E. L. U.; NBR 15182-1:2010.	34
Tabela 2.2: Fator de redução da resistência da argamassa, $\psi_m$ .	35
Tabela 2.3: Resistência à compressão das argamassas.	36
Tabela 2.4: Módulo de deformação das argamassas utilizadas; GOMES (1983).	42
Tabela 4.1: Relações entre grandezas fundamentais e derivadas.	66
Tabela 4.2: Dimensões e fatores de escala (Sistema LFT).	70
Tabela 4.3: Parâmetros para a Alvenaria Estrutural.	71
Tabela 5.1: Dimensões efetivas.	74
Tabela 5.2: Massas dos blocos.	76
Tabela 5.3: Áreas dos blocos.	77
Tabela 5.4: Absorção de água dos blocos cerâmicos.	78
Tabela 5.5: Ensaio de compressão de blocos.	79
Tabela 5.6: Resistência à tração dos blocos cerâmicos	82
Tabela 5.7: Ensaio de compressão axial da argamassa.	84
Tabela 5.8: Compressão de prismas com três blocos.	87
Tabela 6.1: Compressão centrada de paredes com $\lambda = 14$ .	100
Tabela 6.2: Compressão centrada de paredes com $\lambda = 18$ .	102
Tabela 6.3: Compressão centrada de paredes com $\lambda = 20$ .	104
Tabela 6.4: Tensão resistente das paredes.	105
Tabela 6.5: Carga máxima: valores comparativos.	106
Tabela 6.6: Flexo-compressão de paredes com $\lambda = 14$ e $e_1 = 0,5$ .	108
Tabela 6.7: Flexo-compressão de paredes com $\lambda = 18$ e $e_1 = 0,5$ .	110
Tabela 6.8: Flexo-compressão de paredes com $\lambda = 20$ e $e_1 = 0,5$ .	111
Tabela 6.9: Flexo-compressão de paredes com $\lambda = 14$ e $e_1 = 1,0$ .	113
Tabela 6.10: Flexo-compressão de paredes com $\lambda = 18$ e $e_1 = 1,0$ .	114
Tabela 6.11: Flexo-compressão de paredes com $\lambda = 20$ e $e_1 = 1,0$ .	115
Tabela 6.12: Flecha no ponto médio da parede ( $e_1 = 0,5$ ).	118
Tabela 6.13: Flecha no ponto médio da parede ( $e_1 = 1,0$ ).	119
Tabela 6.14: Variação de $f_{par}$ com $e_1$ e $\lambda$ .	120
Tabela A.1: Valores Críticos de Grubbs ( $\alpha = 5\%$ ).	134
Tabela A.2: Verificação de valores espúrios no ensaio de blocos à compressão.	135
Tabela A.3: Verificação de valores espúrios no ensaio de blocos à tração.	135
Tabela A.4: Verificação de valores espúrios no ensaio de argamassa.	136
Tabela A.5: Verificação de valores espúrios no ensaio de prisma.	136
Tabela A.6: Verificação de valores espúrios no ensaio à compressão axial de paredes com índice de esbeltez $\lambda = 14$ .	137
Tabela A.7: Verificação de valores espúrios no ensaio à compressão axial de paredes com índice de esbeltez $\lambda = 18$ .	138
Tabela A.8: Verificação de valores espúrios no ensaio à compressão axial de paredes com índice de esbeltez $\lambda = 20$ .	138
Tabela A.9: Verificação de valores espúrios no ensaio à flexo-compressão ( $e_1 = 0,5$ ) de paredes com índice de esbeltez $\lambda = 14$ .	139

Tabela A.10: Verificação de valores espúrios no ensaio à flexo-compressão ( $e_1 = 0,5$ ) de paredes com índice de esbeltez $\lambda = 18$ .	139
Tabela A.11: Verificação de valores espúrios no ensaio à flexo-compressão ( $e_1 = 0,5$ ) de paredes com índice de esbeltez $\lambda = 20$ .	140
Tabela A.12: Verificação de valores espúrios no ensaio à flexo-compressão ( $e_1 = 1,0$ ) de paredes com índice de esbeltez $\lambda = 14$ .	140
Tabela A.13: Verificação de valores espúrios no ensaio à flexo-compressão ( $e_1 = 1,0$ ) de paredes com índice de esbeltez $\lambda = 18$ .	141
Tabela B.1: Leitura dos transdutores no ensaio de paredes com $\lambda = 14$ e $e_1 = 0,5$ .	143
Tabela B.2 – Leitura dos transdutores no ensaio de paredes com $\lambda = 18$ e $e_1 = 0,5$ .	144
Tabela B.3: Leitura dos transdutores no ensaio de paredes com $\lambda = 20$ e $e_1 = 0,5$ .	146
Tabela B.4: Leitura dos transdutores no ensaio de paredes com $\lambda = 14$ e $e_1 = 1,0$ .	148
Tabela B.5: Leitura dos transdutores no ensaio de paredes com $\lambda = 18$ e $e_1 = 1,0$ .	150
Tabela B.6: Leitura dos transdutores no ensaio de paredes com $\lambda = 20$ e $e_1 = 1,0$ .	152

## SÍMBOLOS

$A$	Área da seção transversal da parede
$AA$	Absorção da água
$A_{liq}$	Área líquida
$A_{st}$	Área total da armadura;
$b_{alv}$	Largura da parede de alvenaria estrutural
COV	Coefficiente de variação
$d$	Altura útil da seção
$E$	Módulo de elasticidade
$E_a$	Módulo de deformação da argamassa
$E_{alv}$	Módulo de elasticidade para a alvenaria
$E_{at}$	Módulo de elasticidade tangente da argamassa
$E_{as}$	Módulo de elasticidade secante da argamassa
$E_b$	Módulo de deformação do bloco
$e$	Excentricidade
$e_a$	Excentricidade acidental
$e_{hm}$	Excentricidade a meia altura da parede, resultante de ações horizontais
$e_f$	Excentricidade final
$e_k$	Excentricidade provocada pela fluência
$e_m$	Excentricidade no trecho médio da parede
$e_i$	Excentricidade de aplicação da carga no topo da parede
$e_1$	Excentricidade de 1ª ordem
$e_2$	Excentricidade de 2ª ordem
$F$	Força
$f_b$	Resistência normalizada à compressão do bloco
$f_b^*$	Resistência à compressão do bloco em função da área líquida
$f_{bk}$	Resistência à compressão característica do bloco
$f_{bm}$	Resistência à compressão média do bloco
$f_c$	Resistência à compressão axial
$f_d$	Resistência à compressão de cálculo da alvenaria
$f_k$	Resistência característica da alvenaria à compressão
$f_{alv,f}$	Tensão atuante devido à flexão

$\bar{f}_{alv,f}$	Tensão admissível à flexão
$f_{alv,c}$	Tensão atuante devido à compressão
$\bar{f}_{alv,c}$	Tensão admissível à compressão
$\bar{f}_{alv,t}$	Tensão admissível à tração da alvenaria não armada (normal à fiada)
$f_a$	Resistência característica à compressão da argamassa
$f_{par}$	Resistência à compressão da parede
$\bar{f}_{par}$	Resistência média à compressão da parede
$f_{pk}$	Resistência característica à compressão em ensaio de prisma
$f_y$	Resistência de escoamento da armadura
$G$	Valor do teste de Grubbs
$h$	Altura da parede
$h_b$	Altura do bloco
$h_a$	Altura da argamassa
$h_{ef}$	Altura efetiva da parede
$h_L$	Espessura da laje
$H$	Altura da seção transversal
$I$	Momento de inércia à flexão
$I_{alv}$	Momento de inércia à flexão da alvenaria
$I_L$	Momento de inércia à flexão da laje
$i_p$	escala do protótipo
$i_m$	escala do modelo
$k_{alv}$	Rigidez da parede
$k_L$	Rigidez da laje
$k_z$	Parâmetro utilizado na obtenção da armadura de flexão
$K_m$	Coefficiente de flambagem
$M$	Momento de flexão
$M_{eng}$	Momento de engastamento perfeito na junção laje-parede
$M_i$	Momento de flexão no topo ou na base da parede
$M_m$	Maior momento de flexão no quinto médio da parede
$M_{Sd}$	Momento de flexão solicitante
$M_{Rd}$	Momento resistente de cálculo
$m_a$	Massa aparente do bloco

$m_u$	Massa saturada do bloco
$N$	Reações normais das lajes nas paredes
$N_i$	Força nominal vertical no topo ou na base da parede
$N_m$	Força vertical de cálculo no quinto médio da parede
$N_{Rd}$	Força resistente de cálculo
$N_{Sd}$	Força normal de projeto
$P$	Força concentrada
$P_{CR}$	Força crítica de flambagem
$P_E$	Força crítica de Euler
$q$	carregamento distribuído
$R$	Fator de redução para os efeitos à flambagem (PN 02:123.03-001/1)
$r$	Raio de giração
$S_i$	Fator de escala
$t$	Espessura da parede
$t_{ef}$	Espessura efetiva da parede
$W$	Módulo elástico da seção resistente
$x$	Profundidade da linha neutra
$z$	Braço de alavanca interna
$\alpha$	Coefficiente de minoração dos efeitos do momento de engastamento
$\epsilon_{ALV}$	Deformação específica da alvenaria
$\epsilon_s$	Deformação específica do aço
$\epsilon_x$	Deformação atuante na direção $x$
$\epsilon_y$	Deformação atuante na direção $y$
$\Phi$	Fator de redução para os efeitos à flambagem (EUROCODE 6:1996)
$\Phi_i$	Fator de redução para os efeitos à flambagem nos extremos da parede
$\Phi_m$	Fator de redução para os efeitos à flambagem no trecho médio da parede
$\gamma$	Massa específica da água
$\gamma_M$	Coefficiente parcial de segurança para a alvenaria
$\gamma_m$	Coefficiente de ponderação
$\gamma_s$	Coefficiente de segurança do aço
$\sigma$	Desvio Padrão

$\sigma_{adm}$	Tensão admissível de compressão axial
$\sigma_{CR}$	Tensão crítica de flambagem
$\sigma_r$	Tensão de ruptura do material
$\sigma_x$	Tensão atuante na direção $x$
$\sigma_y$	Tensão atuante na direção $y$
$\delta$	Coefficiente de conversão para a resistência normalizada
$\mu$	Média
$\eta$	Índice de eficiência prisma-bloco
$\psi$	Razão
$\lambda$	Índice de esbeltez
$\rho_n$	Fator de redução para a altura efetiva da parede
$\nu$	Coefficiente de Poisson

## RESUMO

Este trabalho teórico e experimental aborda o comportamento de paredes estruturais de blocos cerâmicos em modelo reduzido, na escala 1:6, estudando-se a variação da resistência dessas paredes em função da variação dos seus índices de esbeltez e da excentricidade do carregamento. São apresentadas as principais metodologias encontradas na literatura e em prescrições normativas, avaliando-se o comportamento global das paredes em conjunto com as lajes, considerando-se as rigidezes desses elementos estruturais. Foram analisados os enfoques para consideração da esbeltez da parede constantes da NBR 15812-1:2010, BS 5628-1:1992 e EUROCODE 6:1996. Para realização dos ensaios das paredes todos os materiais foram ensaiados: blocos, argamassas, prismas. Os resultados da caracterização dos parâmetros foram avaliados pelo teste de Grubbs. A parte experimental foi composta de 27 paredes, sendo nove com  $\lambda = 14$ , nove com  $\lambda = 18$  e nove com  $\lambda = 20$ . Para cada índice de esbeltez  $\lambda$ , três paredes foram ensaiadas a compressão centrada com  $e_1 = 0$ , três a flexo-compressão com  $e_1 = 0,5$  e três a flexo-compressão com  $e_1 = 1,0$ . Observou-se haver consistência entre os resultados obtidos nos modelos reduzidos e o comportamento de paredes com dimensões utilizadas em estruturas. As principais conclusões desta tese foram: a variabilidade da resistência da parede em relação ao índice de esbeltez  $\lambda$  e à excentricidade  $e_1$ ; o comportamento da excentricidade de 2ª ordem  $e_2$  em relação aos índices de esbeltez  $\lambda$  adotados; a necessidade de estudos mais apurados visando a normalização para a alvenaria armada.

Palavras Chaves: Alvenaria Estrutural; Análise Experimental; Excentricidade de 2ª Ordem; Flexo-Compressão; Flambagem; Modelo Reduzido.

## ABSTRACT

This theoretical and experimental study concerns the behavior of structural walls of ceramic blocks in the scaled model, 1:6, studying the variation of the strength of these walls due to the variation of slenderness ratios and load eccentricity. The methods found in literature and normative prescriptions are presented, evaluating the overall behavior of the slabs-walls connection, considering the rigidity of these structural elements. The approaches for slenderness of the wall prescribed by NBR 15812-1: 2010, BS 5628-1: 1992 and EUROCODE 6: 1996 were analyzed. All materials of the walls were tested: blocks, mortars, prisms. The Grubbs test was used for the statistic analysis of the experimental data. This study was composed of 27 walls, nine with  $\lambda = 14$ , nine with  $\lambda = 18$  and nine with  $\lambda = 20$ . For each slenderness  $\lambda$  were tested three walls were tested in axial compression with  $e_1 = 0$ , three in beding-compression with  $e_1 = 0,5$  and three in beding-compression with  $e_1 = 1,0$ . The tests shows the consistency among the experimental results in prototype models and the behavior of usual walls. The main findings of this thesis were the variability of the strength of the wall relative to the slenderness  $\lambda$  and eccentricity  $e_1$ ; the behavior of the eccentricity of 2<sup>nd</sup> order  $e_2$  with respect to the slenderness ratios  $\lambda$  adopted. It was observed that is need more refined studies to contribute to standardization for reinforced masonry.

Keywords: Structural Masonry; Experimental Analysis; Eccentricity of 2<sup>nd</sup> Order; Beding-Compression; Buckling; Scaled Model.

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 NOTAS INICIAIS

A alvenaria estrutural é um processo construtivo no qual as paredes de alvenaria e as lajes enrijecedoras funcionam estruturalmente em substituição aos pilares e vigas utilizados no sistema tradicional de estruturas reticuladas.

Nesse processo construtivo as paredes são ao mesmo tempo subsistemas da estrutura e vedação, fato que proporciona uma maior simplicidade construtiva e um maior nível de racionalização.

O marco inicial das pesquisas em alvenaria estrutural como processo construtivo deve-se aos estudos realizados pelo professor Paul Haller na Suíça, conduzindo uma série de testes em paredes de alvenaria, devido à escassez de concreto e aço proporcionada pela segunda guerra mundial (MOHAMAD, 2007). Durante sua carreira foram testadas mais de 1.600 paredes de blocos cerâmicos. Os dados experimentais serviram como base no projeto de um prédio de 18 pavimentos, com espessuras de parede que variaram entre 30 e 38 cm. Essas paredes, com espessura bastante reduzida para a época, causaram uma revolução no processo construtivo existente (TMS, 2012).

A partir desses estudos começam a intensificação e a disseminação do uso desse sistema construtivo, por meio de diversos resultados experimentais que proporcionaram a concepção de teorias e critérios de projeto, aliados ao intenso progresso na fabricação de materiais e componentes apropriados para a execução.

As primeiras normalizações, surgidas na década de 1950, referentes aos projetos de paredes de alvenaria estrutural tinham procedimentos analíticos e teóricos rudimentares, quando comparados às normalizações de aço e concreto. Os códigos dessa época eram limitados pela dificuldade em determinar as condições de excentricidade da parede, considerando-se as extremidades dos elementos por meio da interação parede-laje, fator fundamental para a análise dos efeitos de flexão e flexo-compressão.

Posteriormente foi desenvolvida durante as décadas de 1960 e 1970 uma série de estudos concentrados na avaliação dos efeitos da carga lateral nos painéis de alvenaria, devido a problemas verificados de colapsos progressivos em construções desse período. Os avanços nas pesquisas possibilitaram a realização na década de 1960, de testes em escala real de prédios em alvenaria de cinco andares, desenvolvidos pela Universidade de Edinburg, Reino Unido, sob a responsabilidade dos professores A. W. Hendry e B. P. Sinha. As pesquisas

consistiam num estudo sistemático dos perigos de explosão de gás e outros acidentes que pudessem levar à retirada abrupta de um elemento estrutural (HENDRY, 1981).

Os resultados desses experimentos foram utilizados como uma base comparativa para avaliação de novos projetos, para efetiva avaliação das precauções estruturais e, principalmente, para a resposta da construção nos casos de perda instantânea de um elemento estrutural. Os estudos representaram um importante avanço no conhecimento e desenvolvimento de testes experimentais em alvenaria estrutural (MOHAMAD, 2007).

Nos últimos anos o interesse pela alvenaria estrutural cresceu de forma notável, principalmente pelas condições nitidamente favoráveis que se obtém em termos de economia, permitindo maior rapidez na execução, menor desperdício de materiais e maior padronização dos procedimentos na obra.

A grande vantagem econômica proporcionada pela alvenaria foi a otimização de tarefas na obra, por meio de técnicas executivas simplificadas, facilidade de controle nas etapas de produção e eliminação de interferências, gerando uma diminuição no desperdício de materiais produzido pelo constante retrabalho. Isso tornou o sistema em alvenaria competitivo no Brasil, quando comparado com o concreto armado e o aço.

O uso da alvenaria estrutural avançou muito no Brasil nas últimas três décadas. Em função da economia, racionalização e confiabilidade estrutural, as estruturas de alvenaria não ficam restritas às pequenas obras, tais como casas e conjuntos habitacionais, mas são empregadas em edifícios de grande altura (cerca de 20 pavimentos).

O processo de construção em alvenaria estrutural, por vezes tratado como um método construtivo empírico, na realidade exige o dimensionamento por meio de cálculo estrutural com fundamentação técnico-científica, permitindo a obtenção de edifícios com a devida segurança estrutural, semelhante à obtida com estruturas reticuladas de concreto armado, e compatível com as exigências mínimas de segurança e funcionalidade para edifícios de multipavimentos.

No dimensionamento racional da alvenaria estrutural, da mesma forma que no dimensionamento de estruturas reticuladas, empregam-se modelos matemáticos que simulam o comportamento físico do edifício e permitem, por meio de métodos determinísticos e semiprobabilísticos, inferir a segurança das estruturas e prever o grau de risco de falência estrutural. Também, como no caso das estruturas de concreto armado, para que o nível de segurança teórico seja obtido na etapa de construção são estabelecidos com rigor as características dos materiais estruturais, os processos e métodos construtivos e a metodologia do controle tecnológico a ser empregada.

Deve-se considerar que o projeto de edifícios de alvenaria estrutural no Brasil necessita ainda de grandes avanços tecnológicos para se aproximar do desenvolvimento que se observa com relação às estruturas convencionais em concreto armado. A normatização nacional ainda é escassa, e uma revisão bibliográfica do assunto mostra que é muito reduzido o número de trabalhos em língua portuguesa que tratam do dimensionamento e verificação das estruturas em alvenaria.

Assim sendo é imprescindível e urgente que haja uma concentração de esforços na implementação de um conjunto de pesquisas voltadas para a realidade brasileira, que possam permitir o desenvolvimento satisfatório de procedimentos normativos, de tecnologias adequadas, de modo a diminuir as lacunas existentes nas prescrições normativas e aprimorar o estado da arte.

## 1.2 OBJETIVOS

A finalidade deste trabalho é contribuir para a elucidação de detalhes significativos sobre o comportamento estrutural dos elementos que compõem esse sistema construtivo de grande viabilidade econômica e interesse social.

Os principais objetivos deste trabalho são:

- a) pesquisar o comportamento mecânico das paredes de alvenaria com função estrutural e sua resposta à compressão com flexão e flambagem, ensaiando-se modelos reduzidos de blocos, prismas e paredes;
- b) mostrar, comparar e analisar a abordagem da NBR 15812/1:2010 e do EUROCODE 6:1996 com relação ao comportamento das paredes estruturais quanto à flambagem;
- c) apresentar a avaliação de expressões para a análise e dimensionamento da alvenaria estrutural para o comportamento à flambagem;
- d) realização de ensaios de paredes estruturais não armadas variando-se a excentricidade  $e_1$  e o índice de esbeltez  $\lambda$ , de modo a se avaliar as forças últimas das paredes;
- e) a calibração do método da coluna modelo com a excentricidade  $e_2$  obtida nos resultados de ensaios, de modo a se ter um valor consistente que represente o comportamento das paredes estruturais.

O enfoque para a análise da flexão com compressão das paredes será análogo ao adotado pelos pesquisadores europeus, consubstanciado nas normas inglesa e alemã, e prescrito pelo EUROCODE 6:1996.

Este trabalho busca suprir com dados as pesquisas na área de alvenaria estrutural para o dimensionamento à flexão com compressão das paredes estruturais no Estado Limite Último face ao fato de se ter poucos dados disponíveis na literatura nacional relativos a esse enfoque.

Visa também realçar a importância de se realizar ensaios em modelos reduzidos e iniciar uma linha de pesquisa nessa área.

### 1.3 METODOLOGIA

A pesquisa inicia-se por meio de uma revisão bibliográfica referente aos avanços na área relacionada, com ênfase nas recomendações internacionais, tais como: EUROCODE 6: 1996, BS 5628-1: 1992, ACI 530, DIN 1053-1/1996.

Faz-se um estudo comparativo entre as normas internacionais citadas e as normas nacionais no que se refere ao assunto tratado.

Os resultados obtidos por meio dos ensaios são comparados com os obtidos adotando-se o procedimento de cálculo a ser desenvolvido.

Esta pesquisa aborda, cronologicamente, as contribuições mais importantes nessa área, encadeando de forma clara e objetiva o desenvolvimento tecnológico nesse campo do conhecimento.

A Figura 1.1 mostra o esquema da elaboração da pesquisa, onde ficam delineadas a abordagem do tema e metodologia a ser empregada.

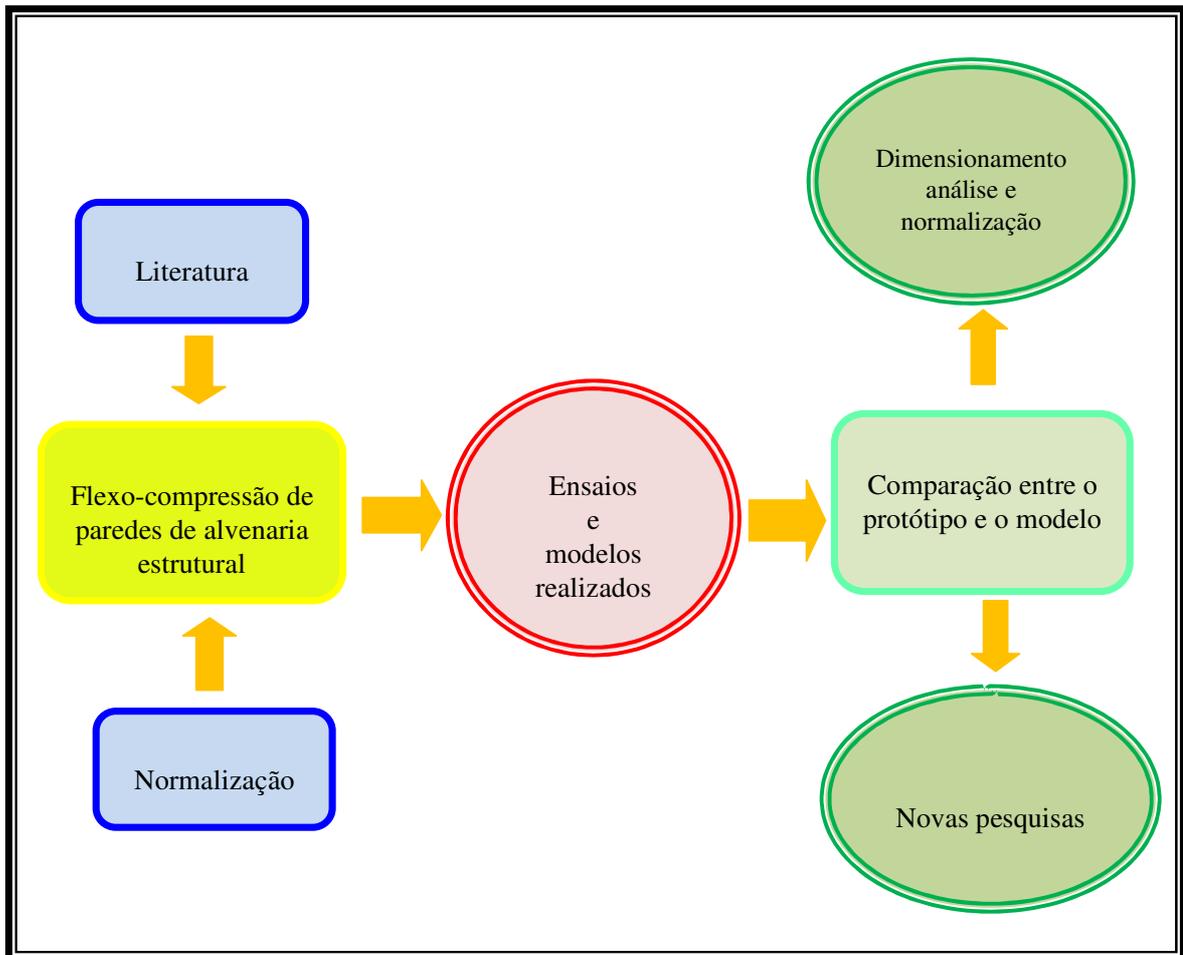


Figura 1.1: Esquema de elaboração da pesquisa.

#### 1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em sete capítulos que procuram descrever as diferentes etapas do processo de preparação desta tese.

No capítulo 1 é realizada uma breve introdução sobre alvenaria estrutural, descrevendo-se seu histórico, definindo-se os objetivos e justificando-se a importância deste estudo.

Os capítulos 2 e 3 apresentam uma revisão da literatura abrangendo o comportamento da alvenaria estrutural na compressão, os fatores que interferem na sua resistência, o modo e os tipos de ruptura que ocorrem na alvenaria, os conceitos de flambagem e instabilidade estrutural, a conceituação e métodos de determinação das excentricidades de primeira e segunda ordem, segundo as normas nacionais e europeias.

No capítulo 4, através da análise dimensional, são estabelecidas as condições de semelhança física que devem relacionar os protótipos com os modelos utilizados nos ensaios.

O capítulo 5 detalha o trabalho experimental, procurando caracterizar os materiais e os procedimentos empregados.

No capítulo 6 são apresentados e discutidos os resultados obtidos nos ensaios de paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos.

As conclusões deste estudo e sugestões para trabalhos futuros são apresentadas no capítulo 7.

## 2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

### 2.1 NOTAS INICIAIS

As principais propriedades mecânicas das paredes de alvenaria estrutural são as resistências à compressão, à tração, à flexão e ao cisalhamento. A propriedade mais importante é a resistência à compressão, pois as paredes de alvenaria, em geral, estão submetidas a carregamentos verticais de maior magnitude do que os horizontais.

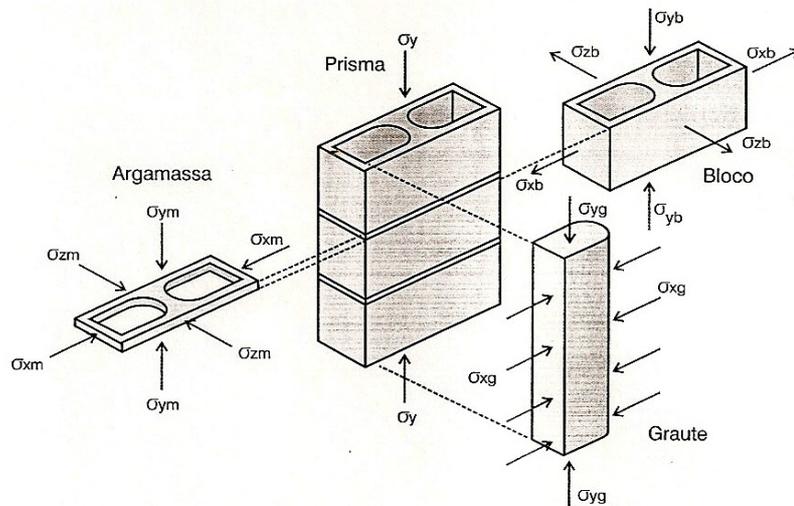


Figura 2.1: Distribuição das tensões verticais e horizontais nos materiais

(MOHAMAD *et al*, 2008).

A alvenaria é um material composto (unidade + argamassa) cuja principal característica é a baixa resistência à tração.

As propriedades mecânicas das paredes de alvenaria são afetadas pelos seguintes fatores:

- unidade – resistência, tipo, absorção e geometria; argamassa – resistência, propriedades de deformabilidade e espessura das juntas;
- parede de alvenaria – ligação entre a unidade e a argamassa, direção das tensões principais e tensões localizadas.

A resistência à compressão das unidades (blocos) é a mais importante na resistência à compressão da alvenaria, pois numa parede os blocos representam aproximadamente 80% do seu volume. Os blocos pouco resistentes conduzem a paredes de baixa resistência à compressão.

A razão entre a resistência à compressão de uma parede e a resistência à compressão dos blocos utilizados em sua construção define o índice de eficiência da alvenaria. Os

resultados de diversas pesquisas e ensaios mostram que o índice de eficiência é muito variável, oscilando entre 15% e 60%, dependendo do tipo de unidade empregada na construção da parede. O índice de eficiência também tende a aumentar quando se utilizam unidades de maior resistência à compressão, devido ao aumento da diferença entre a resistência à compressão das unidades e da argamassa.

A resistência à compressão da argamassa desempenha um papel secundário na resistência à compressão da parede em relação à resistência à compressão dos blocos. A argamassa ocupa um volume aproximado de 20% na parede, daí aumentos significativos de resistência à compressão da argamassa apenas incidem sobre esse percentual; além disso, as argamassas para assentamento de alvenaria estrutural devem ter sua resistência limitada pela dosagem, que não pode ser excessivamente rica em cimento porque pode causar problemas de trabalhabilidade, retração excessiva e fissuração.

A resistência dos blocos é a principal determinante da resistência da alvenaria. A resistência da alvenaria à compressão cresce consideravelmente com a resistência dos blocos. Entretanto, o aumento de resistência das alvenarias não é linearmente proporcional ao aumento de resistência dos blocos. A BS 5628-1: 1992 fornece as curvas de crescimento da resistência da parede com a resistência do bloco mostradas na Figura 2.2.

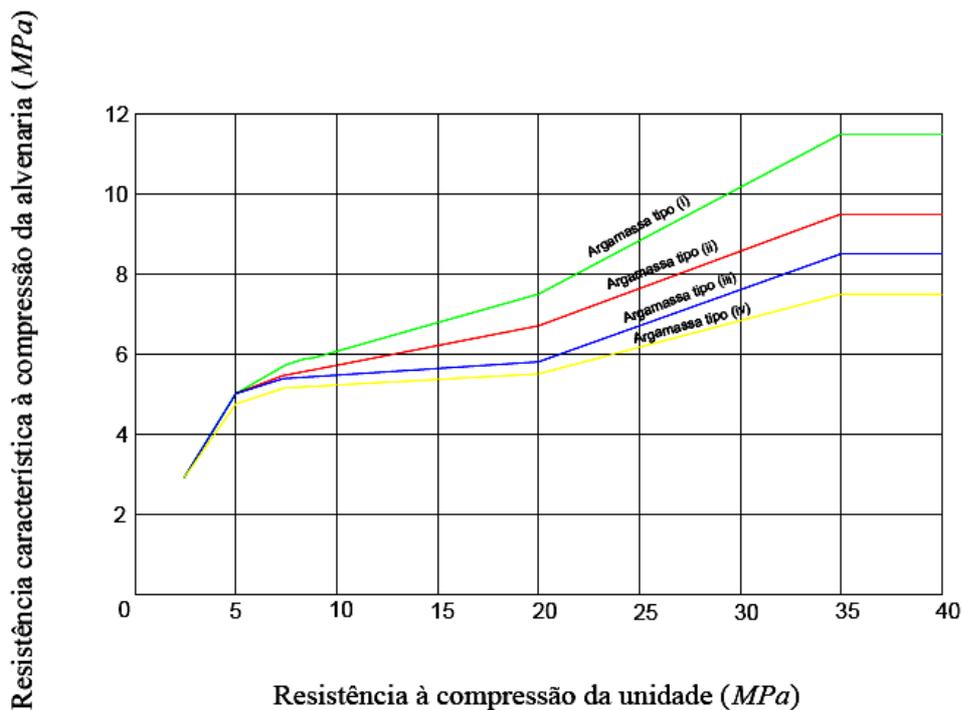


Figura 2.2: Resistência à compressão característica da alvenaria de blocos, construída com blocos

vazados com  $2 \leq \frac{h}{t} \leq 4$ ; BS 5628-1:1992.

A influência da resistência à compressão da argamassa aumenta com o aumento da qualidade da unidade. Entretanto esse aumento de resistência da argamassa gera um aumento menos significativo do que aquele aumento ocasionado pela maior resistência das unidades.

A Figura 2.2 adaptada da BS 5268-1:1992 mostra que para blocos com baixa resistência (5 a 10 *MPa*), a variação do traço não tem influência significativa na resistência da parede. Para blocos mais resistentes (15 *MPa*) essa variação torna-se significativa.

O tipo de assentamento também é um fator que pode alterar a resistência da alvenaria. A ausência de argamassa nas paredes laterais dos blocos provoca uma concentração de tensões nessas paredes, causando a redução na sua resistência, o mesmo ocorrendo quando da moldagem dos prismas.

A determinação da resistência das paredes de alvenaria pode ser realizada por meio de: ensaios de paredes com os mesmos componentes e a mesma altura que serão utilizados na obra; ensaios de prismas de alvenaria; por meio das características mecânicas dos componentes (fórmulas empíricas).

O ensaio com parede é o que melhor representa as condições encontradas na construção, no entanto, por ter um custo bastante elevado e um procedimento de execução mais complexo, não é utilizado em larga escala.

A Figura 2.3 mostra o esquema de ensaio à compressão simples para paredes de alvenaria estrutural especificado pela NBR 8949:1985.

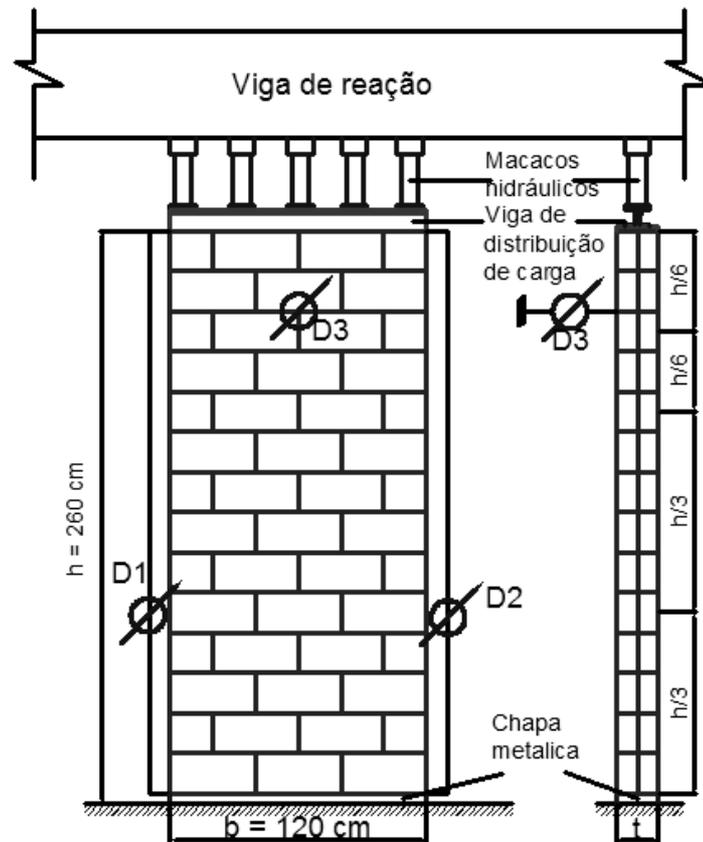


Figura 2.3: Esquema de ensaio à compressão simples de paredes; NBR 8949:1985.

onde

D: defletômetros;

T: espessura das paredes.

O prisma de alvenaria estrutural é um corpo-de-prova formado pela justaposição de dois ou mais blocos, assentados com argamassa e eventualmente preenchidos com grout, representando uma parede (MANUAL TÉCNICO DE ALVENARIA, 1990).

Os ensaios com prismas de alvenaria apresentam resultados razoáveis e baixo custo de execução. Contudo, é necessário correlacionar os resultados com a resistência das paredes executadas com os mesmos componentes.

A NBR 15812-2:2010 em seu Anexo A, define o método de ensaio para a determinação da resistência à compressão de prismas (Figura 2.4).

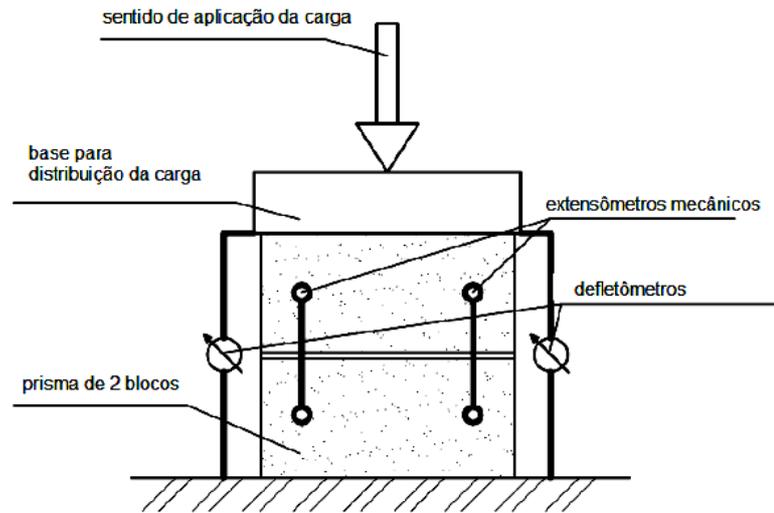


Figura 2.4: Esquema de ensaio à compressão simples de prismas; NBR 15812-2:2010.

A resistência à compressão das paredes, determinada em função das características mecânicas dos componentes, é obtida com base num grande número de resultados experimentais. São encontradas diversas fórmulas empíricas na literatura.

O modo de ruptura das paredes de alvenaria submetidas à compressão simples perpendicular à fiada caracteriza-se pelo aparecimento de fissuras verticais de tração paralelas à atuação da carga (Figura 2.5).

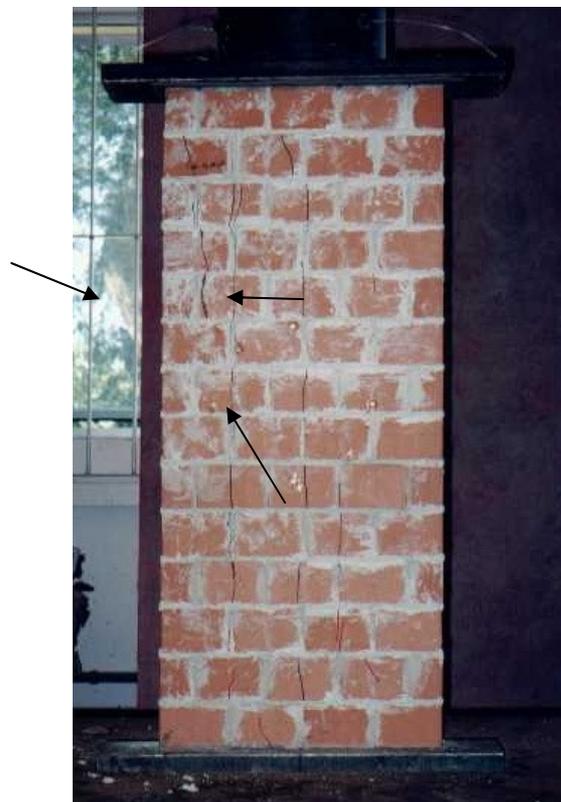


Figura 2.5: Modo de ruptura de uma parede submetida à compressão; RIZZATTI (2003).

Essas fissuras iniciam-se nos blocos e se propagam pela parede. A carga última é atingida com o crescimento das fissuras até sua ruptura por completo (GOMES, 1983).

Quando uma alvenaria está submetida à compressão surge, na região de contato entre a unidade de alvenaria e a junta de argamassa, uma tensão de tração transversal. Isso se deve pelo fato da argamassa ser mais deformável que a unidade, tendendo a se deformar transversalmente mais que a unidade de alvenaria. Como esses dois materiais estão unidos solidariamente, devem ter deformações compatíveis em suas interfaces, causando tensões de compressão transversal na base e no topo das juntas, e tensões de tração transversal de valores iguais nas faces superiores e inferiores das unidades de alvenaria.

A observação desse comportamento permite concluir que (FRANCO, 1988):

- quanto maior a espessura da junta menor é a resistência da alvenaria, devido ao aumento da tensão de tração transversal na unidade, causando o rompimento com a aplicação de menores valores de forças de compressão;
- quanto maior a altura da unidade maior é a resistência da alvenaria;
- quanto maior o módulo de deformação das unidades menor é a resistência da alvenaria;
- a resistência da alvenaria deve ser maior do que a da argamassa da junta, mas dificilmente ultrapassa a resistência da unidade;
- ao se aumentar a resistência à compressão da argamassa da junta normalmente não há um aumento significativo na resistência à compressão da alvenaria;
- quanto maior a resistência à compressão da unidade maior a resistência à compressão da alvenaria; como há um aumento na resistência da unidade, o valor de sua resistência à tração transversal também aumenta, daí aumenta a resistência à compressão da alvenaria.

A resistência da parede à compressão depende do seu índice de esbeltez (razão entre a altura e a espessura da parede) e da excentricidade do carregamento. Quando as paredes são carregadas com cargas excêntricas, ou quando forem excessivamente esbeltas, apresentam uma deformação lateral antes da ruptura, diminuindo sua resistência. Esse efeito é introduzido no dimensionamento por meio de um fator redutor. As normas que adotam esse fator redutor limitam a esbeltez das paredes a faixas de valores onde a experiência tem comprovado desempenho satisfatório.

## 2.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA ALVENARIA

O desenvolvimento de modelos matemáticos que expliquem o comportamento da alvenaria é dificultado por ser esta um material composto por materiais de propriedades diferentes, tornando-se heterogênea e anisotrópica.

Um modelo clássico no estudo da alvenaria estrutural é o modelo de HILSDORF (1969).

As hipóteses básicas desse modelo são:

- os componentes estruturais são constituídos por blocos ou tijolos maciços;
- critério de resistência de Coulomb (relação linear) define a envoltória de ruptura do bloco submetido às solicitações combinadas de compressão e tração;
- ocorrem solicitações laterais de tração, uniformes na altura do bloco;
- as tensões de tração lateral nos elementos são iguais,  $\sigma_{bx} = \sigma_{bz}$ ;
- aderência perfeita entre a argamassa e o elemento (bloco).

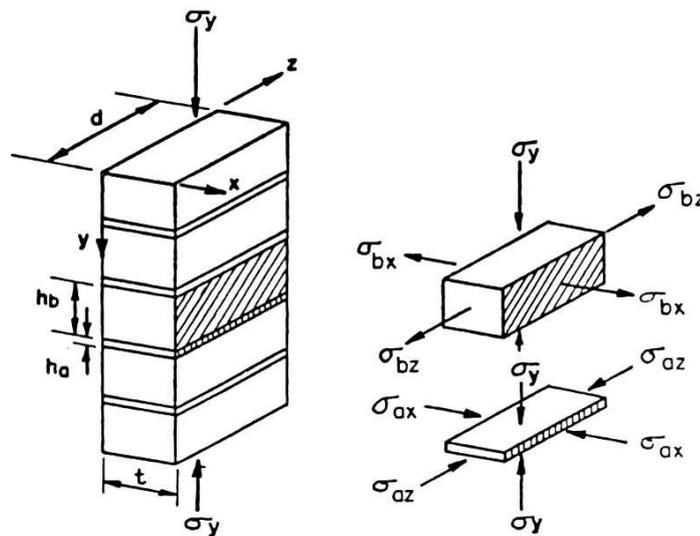


Figura 2.6: Distribuição de tensões nos blocos e na argamassa, conforme Hilsdorf.

Esse critério está ilustrado na Figura 2.7, onde a linha CD representa a tensão de compressão na argamassa, sendo que sua resistência aumenta com o nível de compressão lateral. A interseção dessa reta com a reta da envoltória de Coulomb AB, define a condição de ruptura do prisma. Admite-se nesse critério que ao mesmo tempo o bloco rompe sob estado biaxial (tração-compressão) e a argamassa sob estado triaxial de compressão.

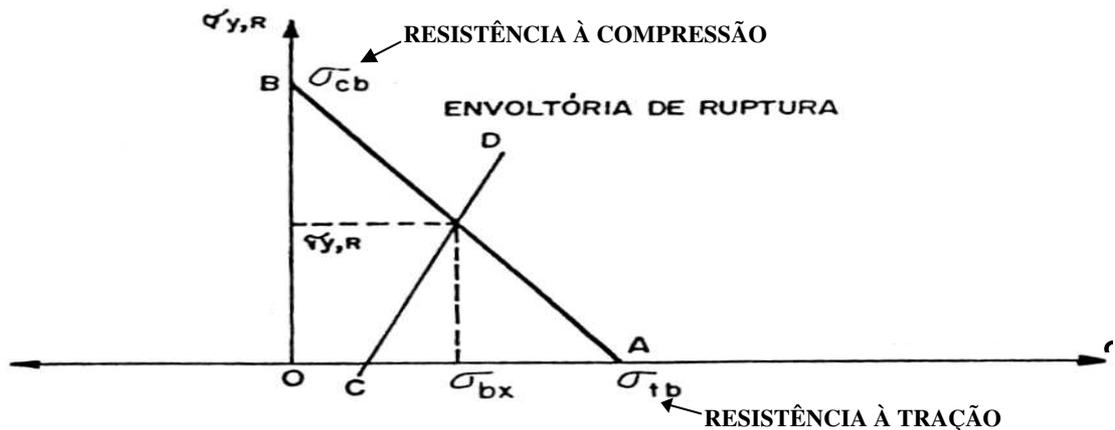


Figura 2.7: Envoltória de ruptura do critério de Hilsdorf (1969).

### Prescrições Normativas

- NBR 15812-1:2010

A resistência característica à compressão simples da alvenaria  $f_k$  pode ser obtida em função do ensaio de paredes  $f_k = f_{parede}$  e pode ser estimada como 70% da resistência característica de compressão simples do prisma, ou seja,  $f_k = 0,70f_{pk}$ , ou como 85% da resistência de pequena parede, isto é,  $f_k = 0,85f_{ppk}$ .

Essas resistências devem ser consideradas quando todas as juntas (horizontais e verticais) estiverem preenchidas com argamassa.

Para blocos de concreto, no caso de preenchimento parcial das juntas horizontais, a resistência característica à compressão simples da alvenaria passa a ser  $0,80f_k$ .

Para os blocos cerâmicos, quando o preenchimento de argamassa no perímetro do bloco for parcial, deve-se considerar um fator de correção:

$$n = \frac{A_{parcial}}{A_{total}} \quad (2.1)$$

onde  $A_{parcial}$  e  $A_{total}$  são, respectivamente, as áreas dos cordões de argamassa.

Se

$$A_{total} = u \cdot t_{septo} \quad (2.2)$$

isto é, quando todo o perímetro do bloco é preenchido com argamassa, sendo  $u$  o perímetro do cordão de argamassa e  $t_{septo}$  a espessura média dos septos, tem-se

$$A_{parcial} = u_{parcial} \cdot f_{septo} \quad (2.3)$$

no caso do perímetro do bloco ser preenchido parcialmente.

Se o preenchimento parcial for nas faces longitudinais o fator de correção é igual a 1,15n.

A resistência de cálculo  $f_d$  é obtida diminuindo-se a resistência característica por meio do coeficiente de ponderação, procedendo-se assim a verificação no Estado Limite Último (E. L. U.). A Tabela 2.1 apresenta os coeficientes de ponderação a serem adotados.

Tabela 2.1: Coeficientes de ponderação  $\gamma_m$  para verificação no E. L. U.; NBR 15182-1:2010.

Combinação	Alvenaria	Grout	Aço
Normais	2,0	2,0	1,15
Especiais ou de construção	1,5	1,5	1,15
Excepcionais	1,5	1,5	1,0

No caso de aderência entre o aço e o grout, ou a argamassa que o envolve, adotar  $\gamma_m = 1,5$ . Para os cálculos a serem efetuados no Estado Limite de Serviço (E. L. S). adotar  $\gamma_m = 1,0$ .

- BS 5628-1:1992

A Norma Britânica não estabelece diferenças entre alvenarias de blocos cerâmicos ou de concretos. A resistência característica à compressão da alvenaria  $f_k$ , pode ser obtida por meio de duas maneiras:

– teste de resistência final de painéis de tijolos ou blocos, cujas dimensões devem ser de 1,20 m a 1,80 m de comprimento por 2,40 m de altura, com uma área mínima da secção transversal de 0,125 m<sup>2</sup>, onde a execução e a argamassa empregadas nos painéis testes devem ser as mesmas utilizadas na prática;

– adotando-se correlações empíricas, tendo por base a resistência da unidade e o tipo de argamassa a serem empregados.

A resistência característica à compressão,  $f_k$ , pode ser determinada por:

$$f_k = \frac{F_m}{A} \times \frac{\psi_u \psi_m}{1,2} \quad (2.4)$$

onde

$F_m$  – média da carga máxima de dois painéis teste;

$A$  – área da secção transversal de qualquer painel;

$\psi_m$  – fator de redução da resistência da argamassa (Tabela 2.2);

$\psi_u$  – fator de redução para amostras de elementos estruturais.

Tabela 2.2: Fator de redução da resistência da argamassa,  $\psi_m$ .

$\rho = \frac{\text{resistência da arg amassa utilizada no teste dos painéis}}{\text{especificação mínima da resistência in loco}}$	$\psi_m$
1,0 a 1,5	1,00
2,0	0,93
2,5	0,88
3,0	0,84
3,5	0,81
4,0	0,78

NOTA: permitida a interpolação linear entre os valores.

Fonte: BS 5628-1:1992

A resistência característica à compressão depende principalmente da resistência da unidade. Para valores mais baixos de resistência à compressão dos blocos, a argamassa não tem influência significativa na resistência da alvenaria, mas ao se aumentar a resistência essa influência passa a ser significativa.

Os quatro tipos de argamassa definidos pela BS 5628-1:1992 são apresentados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3: Resistência à compressão das argamassas.

<i>Tipo</i>	<i>Traço em volume</i>	<i>Resistência</i>	
		<i>Laboratório</i>	<i>Situ</i>
<i>i</i>	1:0 à 1/4 :3	16 MPa	11 MPa
<i>ii</i>	1: 1/2 :4 à 4,5	6,5 MPa	4,5 MPa
<i>iii</i>	1:1:5 à 6	3,6 MPa	2,5 MPa
<i>iv</i>	1:2:8 à 9	1,5 MPa	1,0 MPa

Fonte: BS 5628-1:1992

- EUROCODE 6:1996

A determinação da resistência característica da alvenaria à compressão executada com argamassa convencional é dada por:

$$f_k = K f_b^{0,65} f_m^{0,25} \quad (2.5)$$

desde que

$$f_m \leq \begin{cases} 2f_b \\ 20 N / mm^2 \end{cases}$$

onde

$f_m$  – resistência à compressão média da argamassa em  $N/mm^2$ ;

$f_b$  – resistência à compressão média da unidade em  $N/mm^2$ ;

$K$  é uma constante dimensional em  $(N / mm^2)^{0,1}$  tomada igual a:

0,60 para blocos do grupo 1 (Quadro 2.1), no caso da espessura da alvenaria ser igual à espessura do bloco.

0,55 para blocos do grupo 2a (Quadro 2.1), no caso da espessura da alvenaria ser igual à espessura do bloco.

0,50 para blocos do grupo 2b (Quadro 2.1), no caso da espessura da alvenaria ser igual à espessura do bloco.

0,40 para blocos do grupo 3 (Quadro 2.1).

	Grupos de unidades de alvenaria			
	1	2a	2b	3
Volume de furos (% do volume total) (ver nota 1)	$\leq 25$	> 25-45 para unidades cerâmicas > 25-50 para unidades de concreto	> 45-55 para unidades cerâmicas > 50-60 para unidades de concreto (ver nota 2)	$\leq 70$
Volume de qualquer furo (% do volume total)	$\leq 12,5$	$\leq 12,5$ para unidades cerâmicas $\leq 25$ para unidades de concreto	$\leq 12,5$ para unidades cerâmicas $\leq 25$ para unidades de concreto	Limitado pela área. (ver abaixo)
Área de qualquer furo	Limitada pelo volume (ver acima)	Limitada pelo volume (ver acima)	Limitada pelo volume (ver acima)	$\leq 2800 \text{ mm}^2$ exceto para unidades de um só furo, quando esse seja $\leq 1800 \text{ mm}^2$
Largura equivalente (% da largura total) (ver nota 3)	$\geq 37,5$	$\geq 30$	$\geq 20$	Sem exigências.
Notas				
<ol style="list-style-type: none"> <li>Os furos podem ser furos verticais através da unidade de alvenaria ou depressões ou rebaixos.</li> <li>Se existir experiência nacional baseada em ensaios que confirme que a segurança da alvenaria não é reduzida para limites inaceitáveis quando essa tem uma proporção maior de furos, os limites de 55% para as unidades cerâmicas e de 60% para as unidades de concreto podem ser aumentados para as unidades de alvenaria que são utilizadas no país com essa experiência nacional.</li> <li>A largura equivalente é a espessura dos septos interiores e exteriores, medida horizontalmente através da unidade de alvenaria e perpendicularmente à face da parede de alvenaria resistente.</li> </ol>				

Quadro 2.1: Requisitos para classificação das unidades de alvenaria.

Fonte: EUROCODE 6:1996.

A expressão 2.5 permite verificar que a contribuição da argamassa é menos significativa que a contribuição do bloco na resistência da alvenaria.

- ACI 530: 2011

Para a norma americana o dimensionamento a compressão simples é tratado de duas formas que são as alvenarias não armadas e as armadas.

Para o cálculo da resistência a compressão simples em alvenaria não armada são apresentadas as seguintes equações:

$$P_d = 0,80 \left\{ 0,80 A_n f'_m \left[ 1 - \left( \frac{h_{ef}}{140r} \right)^2 \right] \right\} \text{ para } \frac{h_{ef}}{r} \leq 99 \quad (2.6)$$

$$P_d = 0,80 \left[ 0,80 A_n f'_m \left( \frac{70r}{h_{ef}} \right)^2 \right] \text{ para } \frac{h_{ef}}{r} > 99 \quad (2.7)$$

onde

$A_n$  – área efetiva da argamassa;

$f'_m$  – resistência a compressão do prisma;

$h_{ef}$  – altura efetiva da parede;

$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$  – raio de giração;

$I$  – momento de inércia da seção;

$A$  – área da seção transversal.

A ACI 530:2011 calcula tanto a inércia  $I$  quanto a área  $A$  na área efetiva, isto é, utiliza a área em que realmente existe argamassa no bloco, argamassamento total ou lateral (Fig. 2.8).

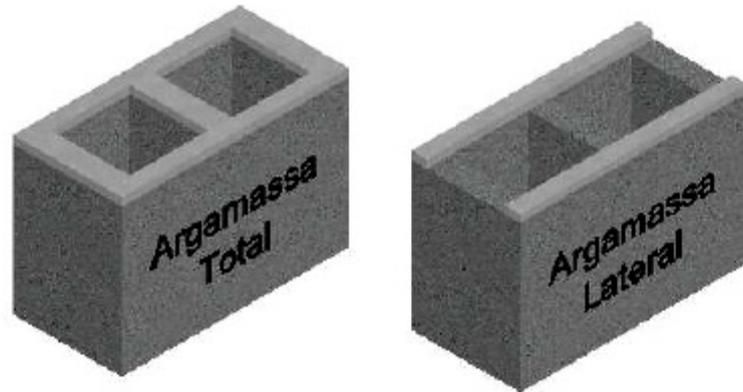


Figura 2.8: Exemplos de argamassamento total e lateral.

A norma americana para paredes rotuladas em seus extremos, considera  $h_{ef} = h_{real}$ , e para uma parede com um extremo livre e outro engastado tem-se  $h_{ef} = 2h_{real}$  (Fig. 2.9).

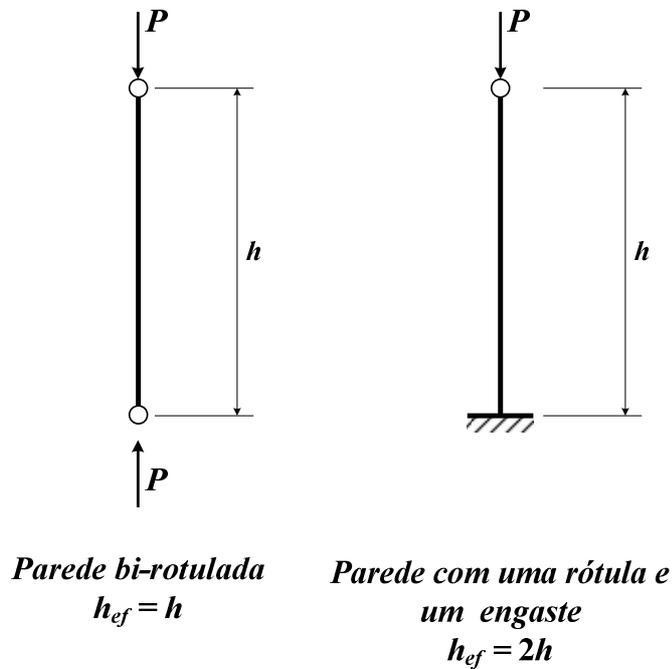


Figura 2.9: Altura efetiva de paredes.

Para o cálculo da resistência a compressão simples em alvenaria armada tem-se:

$$P_d = 0,80 \left[ 0,80 f'_m (A_n - A_{st}) + f_y A_{st} \right] \left[ 1 - \left( \frac{h_{ef}}{140r} \right)^2 \right] \text{ para } \frac{h_{ef}}{r} \leq 99 \quad (2.8)$$

$$P_d = 0,80 \left[ 0,80 f'_m (A_n - A_{st}) + f_y A_{st} \right] \left( \frac{70r}{h_{ef}} \right)^2 \text{ para } \frac{h_{ef}}{r} > 99 \quad (2.9)$$

onde

$A_n$  – área efetiva área da argamassa;

$f'_m$  – resistência a compressão do prisma;

$h_{ef}$  – altura efetiva da parede;

$r$  – raio de giração;

$A_{st}$  – área total da armadura;

$f_y$  – resistência de escoamento da armadura.

### 2.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE

Existem dois modos para se estimar o módulo de elasticidade ou módulo de deformação da alvenaria. O primeiro é baseado nas características de deformação dos componentes. O segundo é por meio de relações empíricas entre o módulo de deformação e a resistência à compressão.

O módulo de elasticidade teórico  $E_{alh}$ , obtido a partir das propriedades dos componentes, pode ser determinado por:

$$E_{alh} = \frac{(h_b + h_a)}{\frac{h_b}{E_b} + \frac{h_a}{E_a}} \quad (2.10)$$

onde

$h_b$  – altura do bloco;

$h_a$  – altura da argamassa;

$E_b$  – módulo de deformação do bloco;

$E_a$  – módulo de deformação da argamassa.

A expressão 2.10 representa o módulo de elasticidade da alvenaria em função dos parâmetros elásticos e geométricos dos seus componentes.

Nas relações empíricas o módulo de elasticidade é dado por:

$$E_{alh} = \xi f_k \quad (2.11)$$

sendo

$\xi$  – coeficiente determinado por meio de dados experimentais;

$f_k$  – resistência à compressão da alvenaria.

A BS 5628-2:1992 considera para os blocos cerâmicos e de concreto, incluindo a alvenaria preenchida com grout, a seguinte expressão:

$$E_{alv} = 900f_k \text{ (MPa)} \quad (2.12)$$

O EUROCODE 6:1996 fornece:

$$E_{alv} = 1.000f_k \text{ (MPa)} \quad (2.13)$$

O módulo de elasticidade da alvenaria  $E_{alv}$ , dado pelas normas brasileiras é:

– NBR 15812-1:2010

$$E_{alv} = 600f_{pk} \leq 12 \text{ GPa} \quad (2.14)$$

– NBR 15961-1:2011

$$E_{alv} = 800f_{pk} \leq 16 \text{ GPa} \quad (2.15)$$

onde  $f_{pk}$  é a resistência característica de compressão simples do prisma.

O EUROCODE 6:1996 estabelece como diagrama para E. L. U. para projeto de estruturas de alvenaria uma curva parábola-retângulo, utilizando para isso os mesmos parâmetros usados em estruturas de concreto armado (Figura 2.10). Os principais parâmetros deste diagrama são a resistência de cálculo da alvenaria  $f_d$ , a deformação específica de pico  $\varepsilon_{pico} = 0,20\%$  e a deformação específica última  $\varepsilon_u = 0,35\%$ .

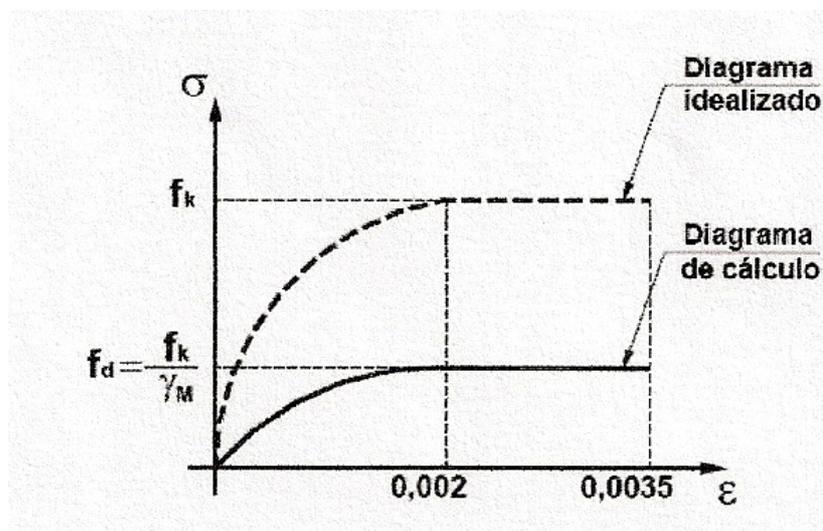


Figura 2.10: Diagrama tensão-deformação específica de cálculo da alvenaria.

O diagrama tensão-deformação específica na compressão permite a obtenção do módulo de elasticidade.

A NBR 8522:2003 determina o plano de carregamento a ser efetuado para a avaliação do módulo de elasticidade, de acordo com o tipo de carregamento a que a estrutura estará submetida.

Para as argamassas a NBR 8522:2003 especifica a determinação do módulo de deformação da argamassa por meio do diagrama tensão x deformação específica, obtido por meio dos pontos 0,5 MPa e 30 % da carga de ruptura.

GOMES (1983) determinou no projeto de norma 18:04.02-0001/1982 – ABNT que se transformou na NBR 8522:2003, plano III, o módulo de deformação secante da argamassa, a partir da origem e até 40 % da carga de ruptura. Os resultados obtidos para as dosagens 1:0,62:4 e 1:0,62:6 (massa) são mostrados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4: Módulo de deformação das argamassas utilizadas; GOMES (1983).

Tipo de parede	Dosagem (em massa)	Resistência à compressão (MPa)	Módulo de deformação (MPa)
C	1:0,62:6	5,8	7000
D	1:0,62:6	4,8	5000
E	1:0,62:4	10,2	9600
F	1:0,62:6	5,11	7100
H	1:0,62:6	5,4	6800

CHEEMA e KLINGNER (1986) determinaram o módulo de elasticidade tangente na origem e secante das argamassas em função da resistência à compressão:

$$E_{at} = 1.000f_a \quad (2.16)$$

$$E_{as} = 500f_a \quad (2.17)$$

onde

$E_{at}$  – módulo de elasticidade tangente da argamassa;

$E_{as}$  – módulo de elasticidade secante da argamassa;

$f_a$  – resistência à compressão da argamassa (MPa).

### 3 ANÁLISE DA ESTABILIDADE ELÁSTICA

#### 3.1 NOTAS INICIAIS

A resistência das paredes de alvenaria submetidas a forças verticais depende da sua forma geométrica, excentricidade da força aplicada, do seu coeficiente de esbeltez, da rigidez das paredes e lajes, das juntas entre esses elementos e da distribuição do carregamento aplicado (HENDRY, 1998).

As excentricidades das forças podem ocorrer devido às imperfeições durante a construção (excentricidade acidental), pela interação entre a parede e a laje (continuidade dos elementos) e pela deformação lateral da parede (instabilidade elástica).

Quando as paredes são carregadas com forças excêntricas, ou forem excessivamente esbeltas, apresentam uma deformação lateral. Esse efeito é introduzido no cálculo por meio de um fator redutor (coeficiente de redução). As normas que utilizam o fator redutor como método de consideração da esbeltez no cálculo limitam o índice de esbeltez das paredes a faixa de valores para se ter um desempenho satisfatório.

O cálculo da resistência das paredes de alvenaria estrutural para resistir às forças de compressão com flexão deve considerar a sua baixa resistência à tração, sendo que para algumas condições de carregamento pode ocorrer uma fissuração inaceitável, conduzindo à variações das propriedades nas suas seções.

A Figura 3.1 mostra os coeficientes de redução a serem utilizados no cálculo da resistência à compressão das paredes de alvenaria estrutural, em função do índice de esbeltez da parede e da excentricidade do carregamento. Esses resultados foram obtidos por meio dos dados de ensaios realizados nos Estados Unidos da América e no Reino Unido.

Na Figura 3.1 observa-se que o acréscimo da razão  $\frac{e}{d}$  reduz consideravelmente a resistência da parede quando a força de compressão é aplicada fora do núcleo central de inércia da seção; com  $\frac{e}{d} = \frac{1}{3}$  tem-se com a esbeltez  $\frac{h}{t} = 24$  uma resistência baixíssima para a parede.

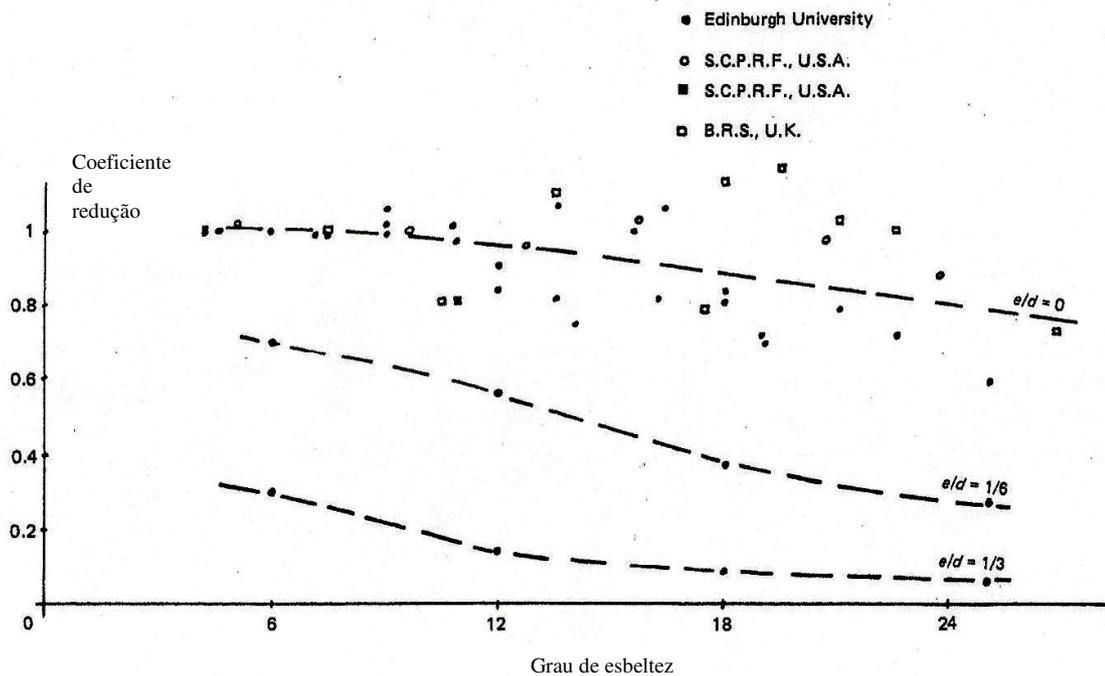


Figura 3.1 Coeficientes de redução em função do índice de esbeltez da parede e da excentricidade do carregamento (HENDRY, 1998).

O estudo da instabilidade elástica de paredes baseia-se na solução da equação que mostra o comportamento de um elemento deformável. Considerando-se uma barra bi-rotulada com carregamento aplicado no terço médio da seção tem-se uma flecha lateral na barra a partir do terço médio. Se o carregamento excêntrico é aplicado fora do terço médio da seção a deformação inicial aumenta linearmente dos extremos para o meio da barra (Figura 3.2(a)), e se observa uma zona fissurada que se estende ao longo da altura da barra, com redução da seção efetiva. Pode-se admitir uma distribuição linear de tensões. A falha do elemento ocorre quando a zona fissurada atinge a linha de pressão da força; quando do colapso a linha de pressões é ultrapassada e o elemento se comporta como se existisse um pino no seu ponto médio (Figura 3.2(b)).

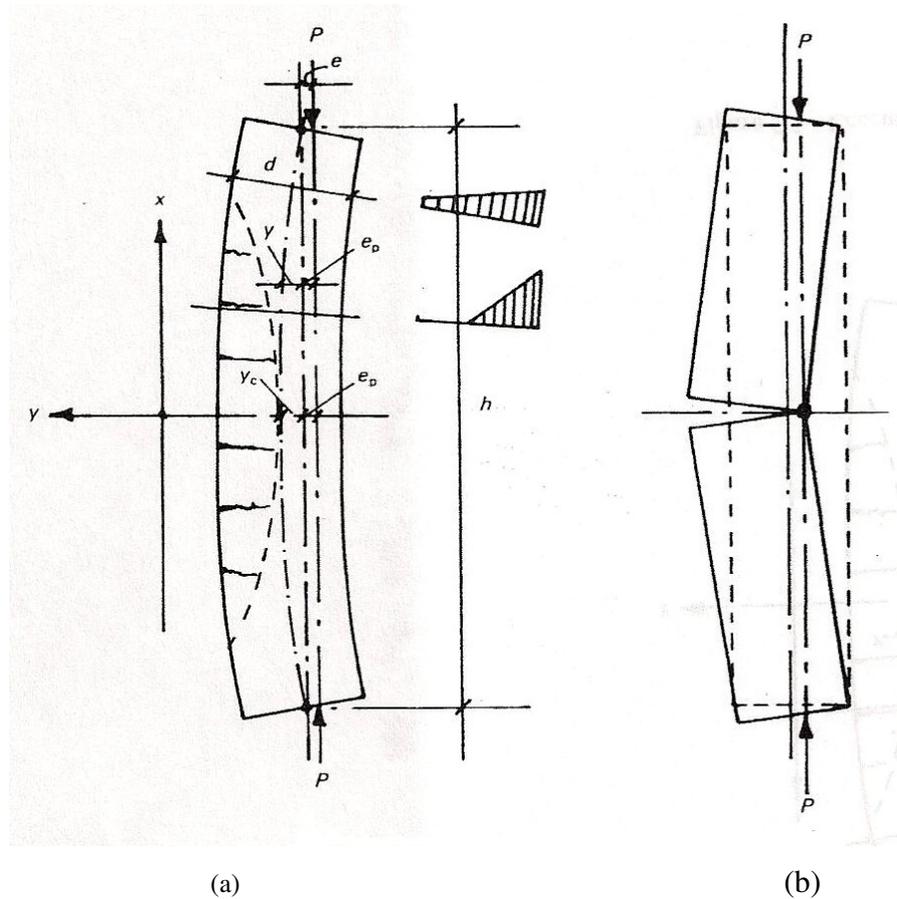


Figura 3.2: Parede submetida à compressão excêntrica (HENDRY, 1998).

HENDRY (1998) apresenta a solução proposta por Chapman e Slatford que utilizam duas equações diferenciais: uma para a zona não fissurada do elemento estrutural, em que as seções permanecem comprimidas integralmente e outra para a região fissurada, onde devido a excentricidade de carregamento ocorrem tensões de tração.

Para a parte não fissurada tem-se:

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} + P(e_p + y) = 0 \quad (3.1)$$

onde

$E$  – módulo de elasticidade do material;

$I$  – momento de inércia da seção.

A redução da seção dentro da parte fissurada é dada por:

$$d' = 3 \left( \frac{d}{2} - y - e_p \right)$$

sendo o momento de inércia correspondente

$$I' = I \left( \frac{d'}{d} \right)^3$$

A excentricidade da linha de pressão na região fissurada é dada por:

$$e' = \frac{d'}{6}$$

Assim a equação diferencial para seção fissurada fica:

$$EI \left( \frac{d'}{d} \right)^3 \frac{d^2 y}{dx^2} + P e' = 0$$

ou

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{P d^3}{54 \left[ \left( \frac{d}{2} \right) - y - e_p \right]^2} = 0 \quad (3.2)$$

Substituindo-se

$$z = \left[ \left( \frac{d}{2} \right) - y - e_p \right]$$

$$\frac{d^2 z}{dx^2} = - \frac{d^2 y}{dx^2}$$

nas expressões 3.1 e 3.2 seguem-se

$$EI \frac{d^2 z}{dx^2} - P \left( \frac{d}{2} - z \right) = 0 \quad (3.3)$$

$$EI \frac{d^2 z}{dx^2} - \frac{Pd^3}{54z^2} = 0 \quad (3.4)$$

As soluções gerais das equações diferenciais 3.3 e 3.4 são, respectivamente:

$$z = A \cos \mu x = B \operatorname{sen} \mu x + \frac{d}{2} \quad (3.5)$$

e

$$f \left( \frac{F}{C} z \right) = \left( \frac{F}{C} \frac{d}{3} \right)^{\frac{3}{2}} \mu x + G \quad (3.6)$$

em que

$$\mu = \sqrt{\left( \frac{P}{EI} \right)} \quad (3.7)$$

e  $A$ ,  $B$ ,  $C$ ,  $F$  e  $G$  são constantes determinadas pelas condições de contorno e as condições nas seções comuns entre as partes fissuradas e não fissuradas do elemento estrutural.

Com a determinação dessas constantes resulta:

$$\alpha = \frac{\mu h}{2} = \left( \frac{d}{3z_c} \right)^{\frac{3}{2}} f \left( \frac{d}{3z_c} \right) + \operatorname{sen}^{-1} \left( \frac{4d}{3z_c} - 3 \right)^{\frac{1}{2}} - \operatorname{sen}^{-1} \frac{6e_p}{d} \left( \frac{4d}{3z_c} - 3 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.8)$$

O valor máximo de  $P$  ocorre quando  $\frac{d\alpha}{dz} = 0$ , e assim  $\frac{z_c}{d}$  e  $\frac{e_p}{d}$  satisfazem a expressão 3.8, então:

$$\left( \frac{d}{3z_c} \right)^{\frac{5}{2}} \left[ 3 \left( \frac{d}{3z_c} - 1 \right)^{\frac{1}{2}} \left( \frac{d}{3z_c} \right)^{\frac{3}{2}} - \frac{3}{2} f \left( \frac{d}{3z_c} \right) \left( \frac{4d}{3z_c} - 3 \right) \right] + 2 \left[ \left( \frac{d}{6e_p} \right)^2 \left( \frac{4d}{3z_c} - 3 \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right] = 0 \quad (3.9)$$

Com as expressões 3.8 e 3.9 CHAPMAN e SLATFORD (1957) *apud* HENDRY (1998) obtiveram gráficos adimensionais para as curvas carregamento-flecha para

excentricidade de barras frágeis (Figura 3.3). Nesses diagramas o carregamento é expresso como uma fração da força de Euler  $P_{crít}$ . A linha pontilhada indica o comportamento do elemento estrutural admitindo-se que tenha resistência à tração. O colapso ocorre quando a soma da flecha central e da excentricidade inicial é igual à metade da altura da seção. A linha vertical pontilhada indica o início da fissuração, que é excedido assim que a força é aplicada com uma excentricidade maior que  $\frac{d}{6}$ .

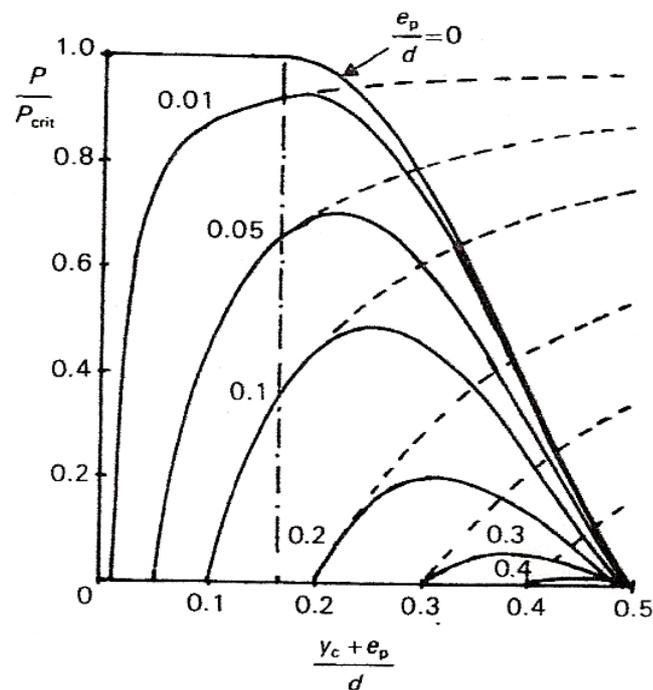


Figura 3.3: Curvas força x flecha para barras submetidas à forças excêntricas; as linhas tracejadas referem-se a barras muito deformáveis (HENDRY, 1998).

O segundo diagrama de CHAPMAN e SLATFORD (1957) *apud* HENDRY (1998) mostra o carregamento de flambagem  $P_{máx}$  de um elemento estrutural, como uma fração da força de Euler  $P_{crít}$  desenhada em função da razão de excentricidades, mostrando a importância da excentricidade como um fator que influencia a resistência à compressão de elementos de alvenaria (Figura 3.4).

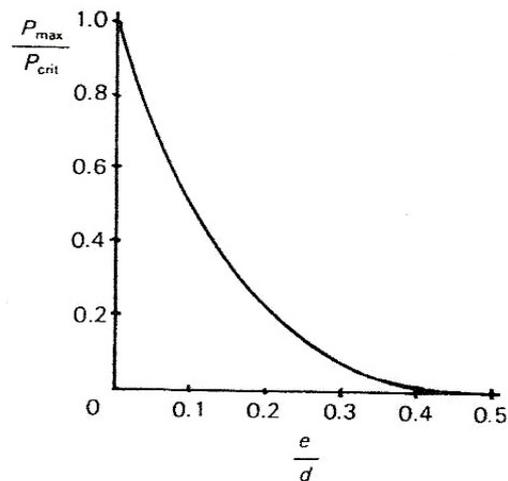


Figura 3.4: Força máxima para a parede submetida à força excêntrica (HENDRY, 1998).

Esse diagrama é obtido por meio de resultados experimentais que consideram uma parede solicitada axialmente, sendo que para um índice de esbeltez  $\frac{h}{d} > 25$  ocorrerá a falha por instabilidade elástica.

Dessa forma é possível ajustar fatores de redução para a esbeltez e a excentricidade, sendo os resultados mostrados na Figura 3.5.

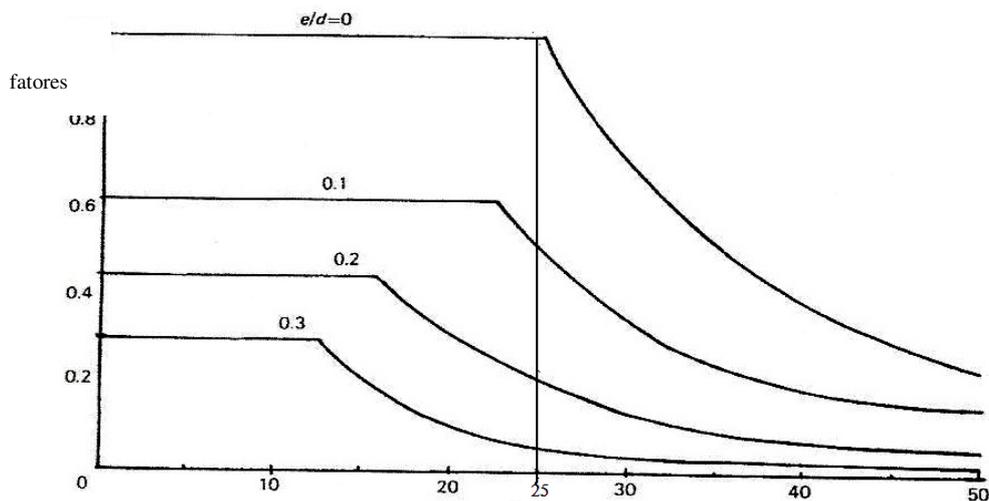


Figura 3.5: Fatores de redução das solicitações para elementos de alvenaria estrutural sob forças de compressão em função do índice de esbeltez e da excentricidade (HENDRY, 1998).

Os fatores de redução para paredes com  $\frac{h}{d} \leq 25$ , com vários graus de excentricidade foram determinados considerando-se a sua flecha e a força axial aplicada, determinando-se a força necessária para atingir à resistência máxima do material. Essas curvas são aproximadas, mas ilustram o comportamento das paredes de alvenaria estrutura solicitadas à compressão excêntrica, as quais foram calibradas com resultados experimentais.

### 3.2 EXCENRICIDADES INICIAIS DAS FORÇAS VERTICAIS

No esquema estático para obtenção das parcelas do momento devido às reações das lajes que são resistidas pelas paredes estruturais, admite-se de forma simplificada que as junções entre esses elementos estruturais formem um nó.

Os cálculos dos pórticos planos provenientes dessas premissas permitem determinar as excentricidades iniciais da força vertical atuante na parede, de modo a se obter os momentos de flexão que as solicitam nas partes superior e inferior em relação à laje, o que leva ao dimensionamento à flexo-compressão.

As excentricidades iniciais  $e_1$  para paredes externas e internas, considerando-se o momento de engastamento perfeito  $M_{eng}$  e a força normal  $N_0$ , advindos das forças verticais atuantes nas lajes e do peso próprio da parede, foram determinadas por CAVALCANTI FILHO (2009) para a região média das paredes, que é a região mais desfavorável para análise.

Admitindo-se um regime elástico e linear, com os materiais componentes da estrutura (parede e laje) não fissurados, tem-se os seguintes parâmetros:

- 1)  $I_{alv}$  – momento de inércia da alvenaria

$$I_{alv} = \frac{b_{alv} t^3}{12} \quad (3.10)$$

onde

$b_{alv}$  – largura da parede de alvenaria estrutural;

$t$  – espessura da parede.

- 2)  $I_L$  – momento de inércia da laje

$$I_L = \frac{b_L h_L^3}{12} \quad (3.11)$$

onde

$b_L$  – largura da laje;

$h_L$  – espessura da laje.

3)  $E_{alv}$  – módulo de elasticidade para a alvenaria.

4)  $E_c$  – módulo de elasticidade do concreto.

A distribuição de rigidezes no nó para parede externa é mostrada na Figura 3.6 e para parede interna na Figura 3.7.

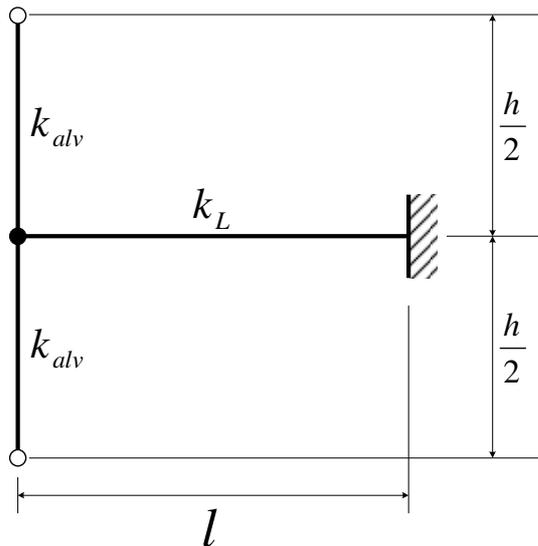


Figura 3.6: Parede externa: distribuição das rigidezes no nó (CAVALCANTI FILHO, 2009).

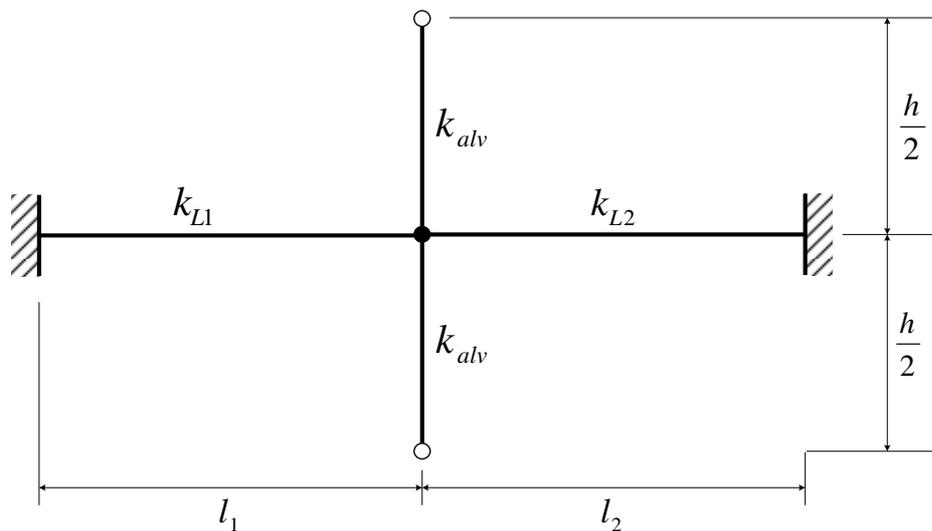


Figura 3.7: Parede interna: distribuição das rigidezes no nó (CAVALCANTI FILHO, 2009).

No Quadro 3.1 tem-se as expressões de  $e_1$  para as análises das paredes externas e internas.

PAREDES	TRECHO MÉDIO DA PAREDE – $N_0$ e $q$	DISTRIBUIÇÃO DE $M_{eng}$	EXCENTRICIDADE $e_1$
EXTERNA			$e_1 = \frac{l}{9} \left( \frac{2}{2 + \frac{2 E_c I_L}{3 E_{alv} I_{alv}} \cdot \frac{h}{l}} \right)$
INTERNA			$e_1 = \frac{1}{9} \left( \frac{q_1 l_1^2 - q_2 l_2^2}{q_1 l_1 + q_2 l_2} \right) \frac{2}{2 + \frac{2 E_c I_L}{3 E_{alv} I_{alv}} \cdot h \left( \frac{l_1 + l_2}{l_1 l_2} \right)}$

QUADRO 3.1: Excentricidade de 1ª ordem –  $e_1$

### 3.3 EXCENTRICIDADE ADICIONAL

A excentricidade de segunda ordem  $e_2$  decorre da configuração deformada do elemento estrutural (Figura 3.8).

Admitindo-se a seção constante e a linha elástica como uma função senoidal tem-se para a deformada do elemento estrutural comprimido axialmente:

$$y = e_2 \operatorname{sen}\left(\frac{\pi}{l}\right)x \quad (3.12)$$

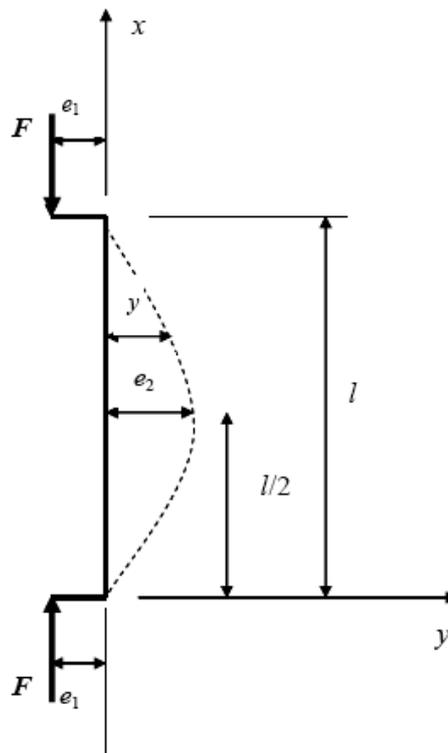


Figura 3.8: Excentricidade adicional  $e_2$ .

Para pequenos deslocamentos laterais  $y$  a curvatura é dada por:

$$\kappa = \frac{1}{r} \cong \frac{d^2 y(x)}{dx^2} \quad (3.13)$$

Derivando-se duas vezes a expressão 3.12 e com as devidas substituições para  $x = \frac{l}{2}$ , tem-se:

$$\frac{1}{r} = e_2 \frac{\pi^2}{l^2} \quad (3.14)$$

donde

$$e_2 = \frac{l^2}{\pi^2 r},$$

Como  $\pi^2 \cong 10$  resulta:

$$e_2 = \frac{l^2}{10r} \quad (3.15)$$

Com essa expressão verifica-se que a excentricidade de segunda ordem é diretamente proporcional à curvatura do elemento estrutural.

Para se determinar a curvatura  $\frac{1}{r}$  é necessário analisar as deformações das seções do elemento estrutural, sendo que para isso admite-se na teoria de flexão o postulado das pequenas deformações.

A excentricidade final  $e_f$  no elemento é a soma dessas três excentricidades de diferentes naturezas (Figura 3.9):

$$e_f = e_1 + e_a + e_2 \quad (3.16)$$

A excentricidade acidental  $e_a$  é proveniente de imperfeições construtivas.

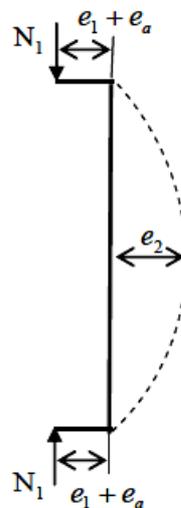


Figura 3.9: Excentricidades de diferentes naturezas.

### 3.4 PRESCRIÇÕES NORMATIVAS

#### 3.4.1 BS 5628-1:1992

A BS 5628-1:1992, para a determinação da excentricidade  $e_1$  devida às reações de apoio das lajes sobre as paredes, supõe que a carga  $W_1$  proveniente dos pavimentos superiores seja centrada e que a carga da laje  $W_2$  atue a uma distância de  $\frac{t}{3}$  da face da parede (Figura 3.10). Daí, aplicando-se a condição do equilíbrio do elemento tem-se:

$$e_1 = \frac{W_2 t}{6W_r} \quad (3.17)$$

$$W_r = W_1 + W_2 \quad (3.18)$$

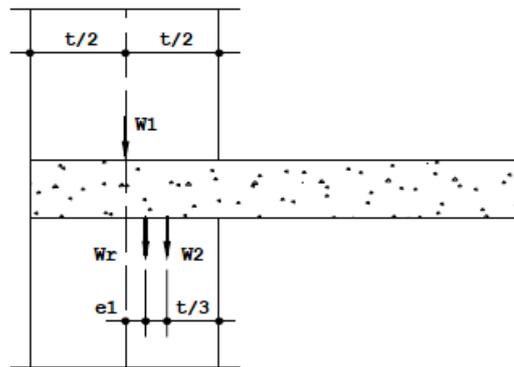


Figura 3.10: Excentricidade no topo da parede.

Para paredes com um índice de esbeltez  $\lambda > 6$ , os efeitos de 2ª ordem são determinados por:

$$e_2 = t \left[ \frac{1}{2.400} \left( \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 - 0,015 \right] \quad (3.19)$$

onde

$t_{ef}$  – espessura efetiva da parede;

$h_{ef}$  – altura efetiva da parede.

A excentricidade adicional  $e_2$  é considerada ocorrer no quinto médio da altura da parede.

A excentricidade final  $e_f$  no elemento é dada por:

$$e_f = 0,6e_1 + e_2 \quad (3.20)$$

Nota-se que  $e_f$  pode assumir valores menores que  $e_1$  e nesse caso, a excentricidade de projeto assume o valor de  $e_1$ .

### 3.4.2 EUROCODE 6:1996

O EUROCODE 6:1996 recomenda que a resistência de cálculo de uma parede de alvenaria, submetida a ações verticais deve ser calculada em função dos fatores de redução  $\phi_i$  ou  $\phi_m$ , que consideram os efeitos da esbeltez da parede e da excentricidade do carregamento, aplicados à capacidade resistente vertical  $N_{Rd}$ , fornecendo a expressão:

$$N_{Rd} = \frac{\phi_{i,m} t f_k}{\gamma_m} \quad (3.21)$$

onde

$\phi_{i,m}$  – coeficiente de redução da capacidade,  $\phi_i$  ou  $\phi_m$ , devido à esbeltez e a excentricidade da parede;

$f_k$  – resistência característica à compressão da alvenaria;

$\gamma_m$  – coeficiente de segurança;

$t$  – espessura da parede.

Caso a área da seção transversal da parede seja inferior a  $0,1 \text{ m}^2$  a resistência característica à compressão da alvenaria  $f_k$  deve ser multiplicada pelo fator  $(0,7 + 0,3A)$ , onde  $A$  é área bruta da seção.

O coeficiente de redução de capacidade  $\phi$  é obtido conforme o local da parede onde é considerado.

No topo ou na base tem-se as seguintes expressões:

$$\phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} \quad (3.22)$$

$$e_i = \frac{M_i}{N_i} + e_{hi} + e_a \geq 0,05t \quad (3.23)$$

$$e_a = \frac{h_{ef}}{450} \quad (3.24)$$

$$h_{ef} = \rho_n h \quad (3.25)$$

onde

$e_i$  – excentricidade no topo ou na base da parede;

$M_i$  – momento de flexão no topo ou na base da parede alvenaria que resulta da excentricidade da reação do pavimento no seu apoio (Figura 3.11);

$N_i$  – força vertical no topo ou na base da parede;

$e_{hi}$  – excentricidade no topo ou na base da parede, caso exista, resultante das ações horizontais;

$e_a$  – excentricidade accidental;

$t$  – espessura da parede;

$h_{ef}$  – altura livre entre pisos;

$\rho_n$  – fator de redução para altura efetiva da parede onde  $n = 2, 3$  ou  $4$  dependendo da ligação entre paredes e pisos ou da rigidez da parede.

Para o parâmetro coeficiente de redução na zona média da altura da parede  $\phi_m$ , o EUROCODE 6:1996 recomenda obtê-lo por meio do ábaco da Figura 3.12, ou por meio das expressões:

$$\Phi_m = \left(1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}\right) \cdot e^{-u^2/2} \quad (3.26)$$

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t} - 2}{23 - 37 \frac{e_{mk}}{t}} \quad (3.27)$$

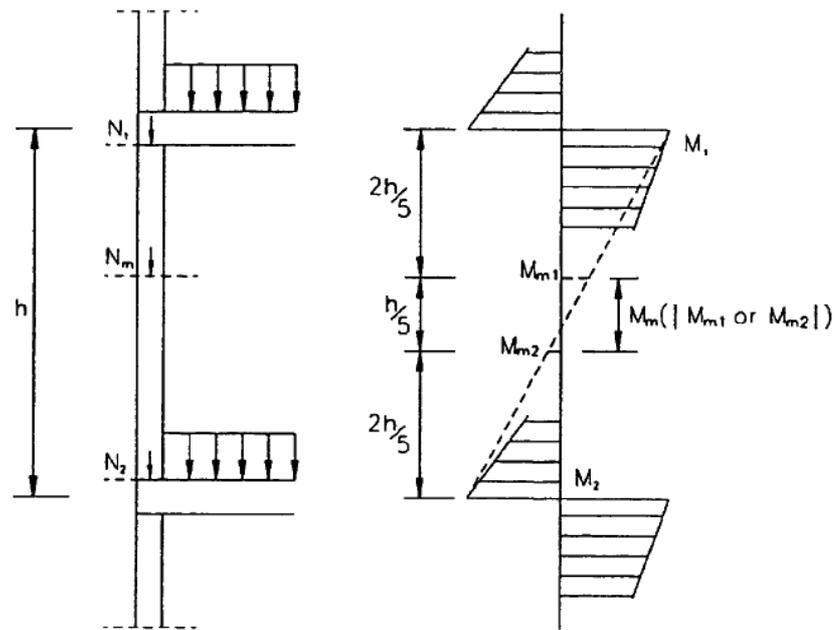


Figura 3.11: Momentos para cálculo das excentricidades (EUROCODE 6:1996).

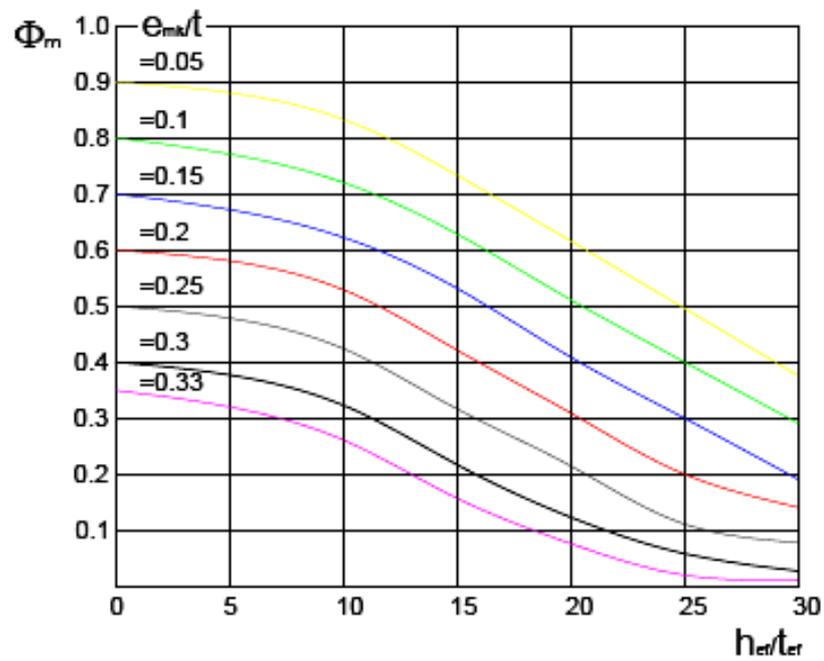


Figura 3.12: Valores de  $\phi_m$  em função da esbeltez (EUROCODE 6:1996).

Segundo o EUROCODE 6:1996 deve-se ter  $\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 27$ .

O valor da excentricidade no quinto médio da altura da parede  $e_{mk}$  é calculado pelas expressões:

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05t \quad (3.28)$$

$$e_m = \frac{M_m}{N_m} + e_{hm} \pm e_a \quad (3.29)$$

$$e_k = 0,002\phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{te_m} \quad (3.30)$$

onde

$e_m$  – excentricidade devida à força vertical;

$M_m$  – valor máximo do momento no quinto médio da altura da parede;

$N_m$  – força vertical no quinto médio da altura da parede;

$e_{hm}$  – excentricidade a meia altura devido às forças horizontais;

$h_{ef}$  – altura efetiva;

$t_{ef}$  – espessura efetiva da parede;

$e_k$  – excentricidade devido à fluência;

$\phi_\infty$  – coeficiente de fluência a tempo infinito.

O EUROCODE 6:1996 recomenda que excentricidade  $e_k$  pode ser considerada nula para paredes de alvenaria cerâmicas e para paredes com  $\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 15$ , e ainda que os valores de  $e_{hi}$  e  $e_{hm}$  não devem ser utilizados para reduzir o valor de  $e_i$  e  $e_m$ , respectivamente.

O anexo C do EUROCODE 6:1996 apresenta um método de cálculo da excentricidade lateral do carregamento em paredes.

Para o cálculo da excentricidade do carregamento em paredes, a ligação entre a parede e o pavimento pode ser analisada de um modo simplificado, considerando-se seções não fissuradas e admitindo-se o comportamento elástico dos materiais; pode-se usar uma análise de pórtico ou uma simples análise de nó.

Esse método permite utilizar uma análise de pórtico simples estudando-se o equilíbrio do nó ou uma simples análise de nó (Figura 3.13). As extremidades dos elementos podem ser consideradas engastadas, desde que não recebam qualquer momento, nesse caso considera-se que as extremidades são articuladas. A expressão fornecida é conservativa, já que não considera o grau de engastamento real da ligação do pavimento.

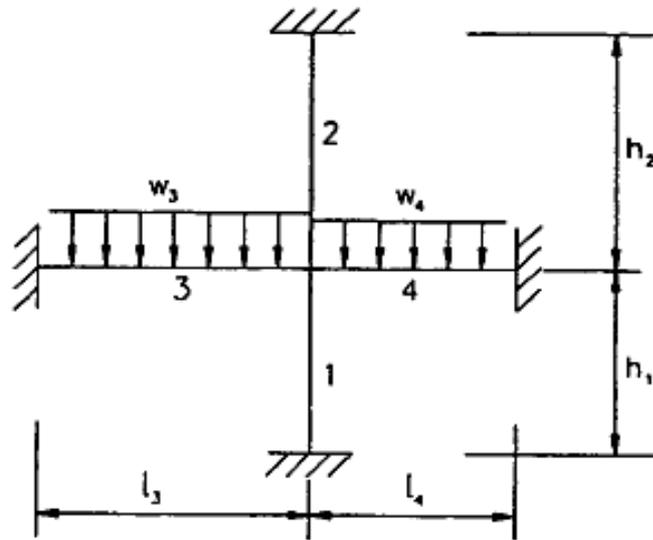


Figura 3.13: Análise simplificada de nó (EUROCODE 6:1996).

A expressão fornecida é:

$$M_1 = \frac{\frac{nE_1 I_1}{h_1}}{\frac{nE_1 I_1}{h_1} + \frac{nE_2 I_2}{h_2} + \frac{nE_3 I_3}{l_3} + \frac{nE_4 I_4}{l_4}} \left[ \frac{w_3 l_3^2}{12} - \frac{w_4 l_4^2}{12} \right] \quad (3.31)$$

onde

$n$  – coeficiente de rigidez do elemento, igual a 4 para elementos engastados em ambas extremidades e igual a 3 em outras situações;

$E_n$  – módulo de elasticidade do elemento  $n$  ( $n = 1, 2, 3$  ou  $4$ );

$I_j$  – momento de inércia no elemento  $j$  ( $j = 1, 2, 3$  e  $4$ );

$h_1$  – altura livre do elemento 1;

$h_2$  – altura livre do elemento 2;

$l_3$  – vão livre do elemento 3;

$l_4$  – vão livre do elemento 4;

$w_3$  – força uniformemente distribuída no elemento 3;

$w_4$  – força uniformemente distribuída no elemento 4.

Para o cálculo de  $M_2$  basta substituir no numerador o termo  $\frac{E_1 I_1}{h_1}$  por  $\frac{E_2 I_2}{h_2}$ .

O EUROCODE 6:1996 permite reduzir a excentricidade obtida considerando-se o momento determinado pela expressão 3.31, multiplicando-a por  $(1 - k/4)$ , desde que o valor médio da tensão atuante seja superior a  $0,25 \text{ N/mm}^2$  e  $k \leq 2$ , sendo:

$$k = \frac{\frac{E_3 I_3}{I_3} + \frac{E_4 I_4}{I_4}}{\frac{E_1 I_1}{h_1} + \frac{E_2 I_2}{h_2}} \quad (3.32)$$

Caso a excentricidade calculada, admitindo-se a redução do momento  $M_1$ , seja superior a  $0,4t$ , ou a tensão vertical de cálculo seja menor que  $0,25 \text{ N/mm}^2$ , o dimensionamento pode ser baseado na hipótese do valor da força ser resistida pelo valor mínimo exigido da largura do apoio, mas não maior que  $0,2t$  (Figura 3.14).

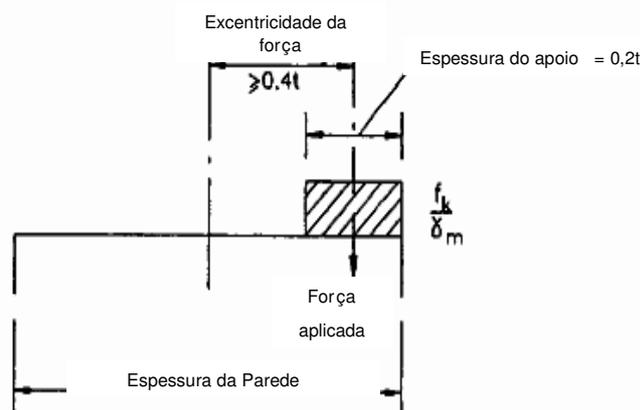


Figura 3.14: Excentricidade obtida a partir do valor de cálculo da força resistida pela região comprimida da parede (EUROCODE 6:1996).

### 3.4.3 Normalização Brasileira

A NBR 15812-1:2010, blocos cerâmicos, e a NBR 15961-1:2011, blocos de concreto, estabelecem a influência da esbeltez, na parede ou no pilar, expressa considerando-se um fator de redução  $R$ . Ressalta-se que esse fator de redução é função apenas do índice de esbeltez da parede  $\lambda$ , desconsiderando-se as ligações entre parede e pisos, o tipo de parede, externa ou interna, e a excentricidade accidental, originária de imperfeições executivas.

A força normal resistente de cálculo da parede é dada por:

$$N_{Rd} = f_d R A \quad (3.33)$$

$$R = 1 - \left( \frac{\lambda}{40} \right)^3 \quad (3.34)$$

onde

$f_d$  – resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

$A$  – área da seção resistente.

A expressão para cálculo da força normal resistente de cálculo do pilar é obtida de forma similar à da parede, mas com uma redução de 10%, assim:

$$N_{Rd} = 0,9 f_d R A \quad (3.35)$$

A Figura 3.15 mostra a variação do fator de redução  $R$  em função do índice de esbeltez da parede.

Para valores do índice esbeltez  $\lambda \leq 24$  tem-se alvenaria não armada e para  $24 < \lambda \leq 30$  tem-se alvenaria armada.

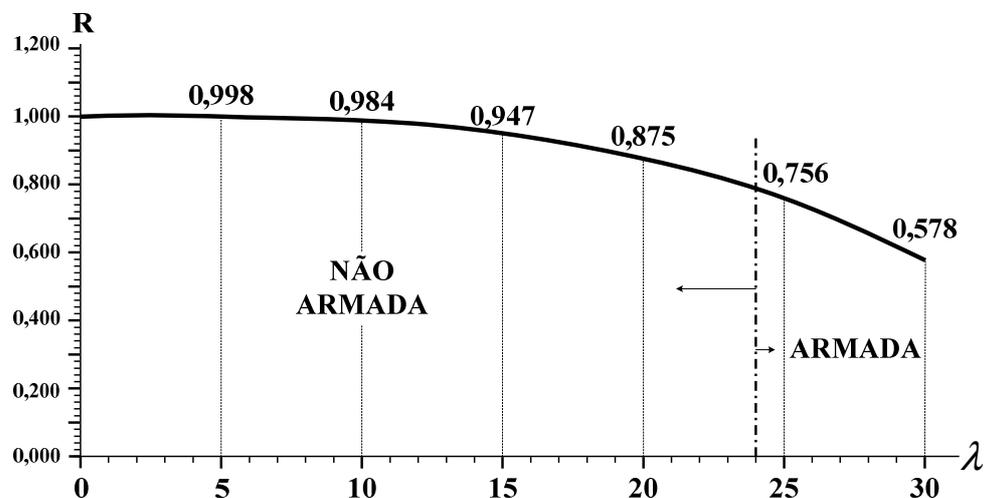


Figura 3.15: Curva de  $R$  versus  $\lambda$ .

### 3.4.4 ACI 530:2011

O ACI 530:2011 determina como fator de influência na esbeltez das paredes, um fator  $R$  semelhante ao adotado pelas normas brasileiras. Esse fator é função da altura efetiva da parede  $h_{ef}$  (Fig. 2.9) e do raio de giração  $r$ .

Para alvenarias armadas e não armadas tem-se:

$$R = \left[ 1 - \left( \frac{h_{ef}}{140r} \right)^2 \right] \quad \text{para} \quad \frac{h_{ef}}{r} \leq 99 \quad (3.35)$$

e

$$R = \left( \frac{70r}{h_{ef}} \right)^2 \quad \text{para} \quad \frac{h_{ef}}{r} > 99 \quad (3.36)$$

onde

$h_{ef}$  – altura efetiva da parede;

$r$  – raio de giração.

A expressão 3.35 é obtida por meio de uma curva de ajuste dos resultados experimentais (Figura 3.16) e a expressão 3.36 considerando-se a Teoria da Estabilidade Elástica.

Ressalta-se que a expressão 3.35 representa o ajuste de 22 resultados experimentais, e a expressão 3.36 de apenas cinco resultados.

Essa formulação colocada em termos do índice de esbeltez da parede leva ao fator de redução  $R$  (expressão 3.34) adotado nas normas estadunidenses e brasileiras.

A tensão de compressão  $F_a$  de uma parede comprimida axialmente com os extremos rotulados é avaliada por

$$F_a = 0,25 f_p R \quad (3.37)$$

onde

$f_p$  – resistência média do prisma.

A Figura 3.16 mostra a influência da esbeltez  $\lambda$  na tensão de compressão da parede, considerada como a razão entre a tensão resistente da parede  $F_a$  e a resistência média à compressão do bloco.

**Razão entre a resistência da parede e a resistência do bloco**

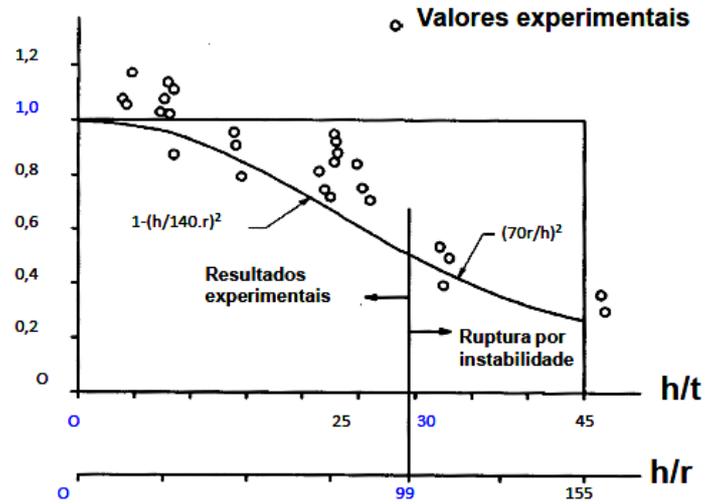


Figura 3.16: Influência da esbeltez na resistência à compressão da parede.

## 4 ANÁLISE DIMENSIONAL E SIMILITUDE ENTRE O MODELO E O PROTÓTIPO

### 4.1 NOTAS INICIAIS

Um dos problemas importantes dentro da análise dimensional é estabelecer relações entre as grandezas, de forma que com um número mínimo de grandezas independentes, possa-se descrever todas as outras.

O “Sistema Internacional de Unidades” – SI é um sistema absoluto. Nesse, as unidades fundamentais são: metro  $m$ , quilograma  $kg$  e segundo  $s$ . As demais unidades de grandezas mecânicas são derivadas dessas.

O princípio da homogeneidade dimensional consiste em que toda expressão que estabeleça uma lei física ou descreva um processo físico deve ser homogênea, relativamente a cada grandeza de base. Desse modo essa expressão continuará válida, se forem mudadas as magnitudes das unidades fundamentais.

A Tabela 4.1 mostra as relações entre grandezas fundamentais e derivadas para o sistema absoluto de unidades mecânicas, “Sistema Internacional de Unidades” – SI.

A análise dimensional é incapaz, por si só, de descobrir a formulação completa de uma lei física, e fornece indicações preciosas sobre combinações dos parâmetros envolvidos, de modo a reduzir o número total de variáveis a incluir nas expressões.

Tabela 4.1: Relações entre grandezas fundamentais e derivadas.

	Grandeza	Expressão	Dimensão	SI
Fundamentais	Comprimento	–	$L$	$m$
	Massa	–	$M$	$kg$
	Tempo	–	$T$	$s$
Derivadas	Velocidade	$v = \frac{dx}{dt}$	$LT^{-1}$	$m/s$
	Aceleração	$a = \frac{d^2x}{dt^2}$	$LT^{-2}$	$m/s^2$
	Força	$F = ma$	$MLT^{-2}$	$N (kgm/s^2)$
	Tensão	$\sigma = \frac{F}{A}$	$ML^{-1}T^{-2}$	$N/m^2$
	Deformação	$\Delta l = l - l_0$	$L$	$m$
	Deformação Específica	$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0}$	–	–
	Módulo de Elasticidade	$E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$	$ML^{-1}T^{-2}$	$N/m^2$
	Coefficiente de Poisson	$\nu = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$	–	–

#### 4.2 TEOREMA DE BUCKINGHAM (TEOREMA DOS NÚMEROS $\Pi$ )

A determinação da dependência entre as grandezas que interferem num fenômeno físico é realizada por meio da aplicação do Teorema de Buckingham.

De acordo com esse teorema a relação funcional matemática que descreve um processo físico envolverá, no caso mais geral, produtos de potência designados como números  $\Pi$ . Nas relações entre grandezas físicas de um mesmo tipo com uma delas escolhida como representativa, designadas como fatores de forma, e funções que são expressas em forma adimensional, descrevendo a variação contínua de um mesmo tipo de grandeza física, designadas como funções de forma.

Na análise dimensional é sempre adotada a forma explícita em que uma das variáveis, a variável dependente é a incógnita do problema. Todas as demais variáveis e

constantes físicas universais ou específicas constituem os dados do problema e devem ser consideradas, em bloco, como variáveis independentes. A variável dependente deverá figurar em apenas um número  $\Pi$ , que é a incógnita do problema em forma adimensional.

Para que um modelo possa representar o protótipo, isto é, para que os resultados obtidos nos ensaios com modelos possam ser estendidos aos protótipos, é preciso que haja semelhança, a começar pela semelhança geométrica. Em princípio todos os “números  $\Pi$ ”, fatores de forma e funções devem ter no modelo o mesmo valor que apresentam no protótipo. Em muitos casos introduzem-se distorções, isto é, adotam-se no modelo escalas diferentes para grandezas de um mesmo tipo, e as consequências dessas distorções devem ser cuidadosamente analisadas para se evitar erros de interpretação dos resultados.

O Teorema dos Números  $\Pi$  ou Teorema de Buckingham exprime que num problema físico envolvendo  $n$  grandezas as quais comparecem  $r$  dimensões, as grandezas devem ser agrupadas em  $n-r$  parâmetros independentes.

Se em um fenômeno físico tomam parte  $n$  grandezas que podem ser expressas em função de  $r$  grandezas fundamentais, então existem  $n-r$  números puros que são expressos como produto de potenciadas das  $n$  grandezas.

Sejam  $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$  as grandezas envolvidas, tais como força, tensão, deslocamento, etc. Sabe-se que todas essas grandezas são essenciais à solução devendo pois existir alguma relação funcional

$$f(A_1, A_2, A_3, \dots, A_n) = 0 \quad (4.1)$$

Se  $\Pi_1, \Pi_2, \dots$ , representam grupos adimensionais das grandezas  $A_1, A_2, A_3, \dots$ , com  $r$  dimensões envolvidas, então existe uma equação do tipo

$$\Phi(\Pi_1, \Pi_2, \Pi_3, \dots, \Pi_{n-r}) = 0 \quad (4.2)$$

onde os termos  $\Pi_1, \Pi_2, \dots, \Pi_n$  são produtos adimensionais das variáveis físicas e geométricas  $A_1, A_2, \dots, A_n$ .

### 4.3 SIMILITUDE

Uma das principais aplicações da análise dimensional é o estabelecimento das condições de semelhança física, que devem relacionar os protótipos com os modelos utilizados nos ensaios.

Se dois processos físicos são semelhantes, é possível prever o comportamento de um deles quando é conhecido o comportamento do outro. Na experimentação por meio de modelos, os dois processos físicos semelhantes são o protótipo e seu modelo; neste caso utiliza-se o modelo por ser mais fácil de ensaiá-lo em laboratório do que ensaiar diretamente o protótipo. Em geral os modelos são em escala geométrica reduzida, mas há casos em que se adotam modelos maiores do que os protótipos.

A similitude relaciona as variáveis do modelo e do protótipo (estrutura), assim por meio do Teorema de Buckingham tem-se:

$$\Pi_1 = \Phi(\Pi_2, \Pi_3, \dots, \Pi_n) \quad (4.4)$$

que em termos do modelo e protótipo fica

$$\frac{\Pi_{1p}}{\Pi_{1m}} = \frac{\Phi(\Pi_{2p}, \Pi_{3p}, \dots, \Pi_{np})}{\Phi(\Pi_{2m}, \Pi_{3m}, \dots, \Pi_{nm})} \quad (4.5)$$

onde os índices  $p$  e  $m$  denotam os termos adimensionais do protótipo e do modelo, respectivamente.

A similitude completa entre o modelo e o protótipo ocorre quando se tem:

$$\begin{aligned} \Pi_{2p} &= \Pi_{2m} \\ \Pi_{3p} &= \Pi_{3m} \\ &\cdot \\ &\cdot \\ &\cdot \\ \Pi_{np} &= \Pi_{nm} \end{aligned}$$

donde

$$\frac{\Pi_{1p}}{\Pi_{1m}} = \frac{\Phi(\Pi_{2p}, \Pi_{3p}, \dots, \Pi_{np})}{\Phi(\Pi_{2m}, \Pi_{3m}, \dots, \Pi_{nm})} = 1 \quad (4.6)$$

isto é,

$$\Pi_{1p} = \Pi_{1m} \quad (4.7)$$

#### 4.4 FATOR DE ESCALA

A primeira condição para a semelhança física é a semelhança geométrica, mas essa não é suficiente: um modelo não é simples maquete. As dimensões correspondentes relacionam-se pela escala geométrica.

O fator de escala é definido como a razão

$$S_i = \frac{i_p}{i_m} \quad (4.8)$$

onde  $i_p$  e  $i_m$  são, respectivamente, a escala do protótipo e a escala do modelo.

Em geral a escala é representada como fração tendo a unidade como numerador, assim

$$k_i = \frac{1}{S_i} = \frac{1}{i_p / i_m} = 1 : \left( \frac{i_p}{i_m} \right) \quad (4.9)$$

No caso do comprimento de um elemento estrutural tem-se o fator de escala

$$S_l = \frac{l_p}{l_m} \quad (4.10)$$

onde  $l$  denota comprimento, sendo que essa razão controla a similitude geométrica do protótipo.

Em se tratando do módulo de elasticidade do material tem-se:

$$S_E = \frac{E_p}{E_m} = S_\sigma \quad (4.11)$$

onde  $E$  denota o parâmetro analisado, e essa razão controla a similitude do material.

A Tabela 4.2 mostra as dimensões e fatores de escala para diversos parâmetros geométricos e físicos.

Tabela 4.2: Dimensões e fatores de escala (Sistema LFT).

PARÂMETRO	DIMENSÃO	FATOR DE ESCALA
Módulo de Elasticidade $E$	$FL^{-2}$	$S_E$
Tensão $\sigma$	$FL^{-2}$	$S_E$
Deformação Específica $\varepsilon$	–	1
Coefficiente de Poisson $\nu$	–	1
Comprimento $l$	L	$S_l$
Deslocamento $\delta$	L	$S_l$
Deslocamento Angular $\alpha$	–	1
Área $A$	$L^2$	$S_l^2$
Momento de Inércia $I$	$L^4$	$S_l^4$
Força Concentrada $P$	F	$S_E S_l^2$
Força Uniformemente Distribuída $q$	$FL^{-1}$	$S_E S_l$
Pressão $p$	$FL^{-2}$	$S_E$
Momento $M$	FL	$S_E S_l^3$
Força Cortante $V$	F	$S_E S_l^2$

#### 4.5 ALVENARIA ESTRUTURAL

A utilização de modelos reduzidos no estudo de Alvenaria Estrutural permite analisar o seu comportamento elástico e inelástico, e determinar o seu modo de ruptura.

Essa técnica deve ser adequada aos tipos de materiais usados nos modelos e os seus processos de fabricação.

Nesta tese será realizada uma análise estática de paredes submetidas a carregamento monotônico e crescente, até a ruptura do modelo estrutural.

A Tabela 4.3 mostra os principais parâmetros, suas dimensões e fatores de escala para a análise estática.

Tabela 4.3: Parâmetros para a Alvenaria Estrutural.

GRUPO	PARÂMETRO	DIMENSÃO	CARREGAMENTO ESTÁTICO	
			Modelo Real	Modelo Usual
Carregamentos	Força concentrada $P$	F	$S_\sigma S_l^2$	$S_l^2$
	Carregamento uniformemente distribuído $q$	$FL^{-1}$	$S_\sigma S_l$	$S_l$
	Pressão $p$	$FL^{-2}$	$S_\sigma$	1
	Momento $M$	FL	$S_\sigma S_l^3$	$S_l^3$
Geometria	Comprimento $l$	L	$S_l$	$S_l$
	Deslocamento $\delta$	L	$S_l$	$S_l$
	Deslocamento angular $\alpha$	–	1	1
	Área $A$	$L^2$	$S_l^2$	$S_l^2$
	Momento de Inércia $I$	$L^4$	$S_l^4$	$S_l^4$
Materiais	Tensão na alvenaria $\sigma_{ALV}$	$FL^{-2}$	$S_\sigma$	1
	Deformação específica na alvenaria $\varepsilon_{ALV}$	–	1	1
	Módulo de elasticidade na alvenaria $E_{ALV}$	$FL^{-2}$	$S_\sigma$	1
	Coefficiente de Poisson na alvenaria $\nu_{ALV}$	–	1	1
	Peso específico $\rho_{ALV}$	$FL^{-3}$	$S_\sigma / S_l$	$1 / S_l$
	Tensão na argamassa $\sigma_a$	$FL^{-2}$	$S_\sigma$	1
	Deformação específica na argamassa $\varepsilon_a$	–	1	1
	Módulo de elasticidade na argamassa $E_a$	$FL^{-2}$	$S_\sigma$	1
	Coefficiente de Poisson na argamassa $\nu_a$	–	1	1
	Tensão na armadura $\sigma_s$	$FL^{-2}$	$S_\sigma$	1
	Deformação específica na armadura $\varepsilon_s$	–	1	1
	Módulo de elasticidade na armadura $E_s$	$FL^{-2}$	$S_\sigma$	1

Na Tabela 4.3 a coluna que fornece os fatores de escala, modelo real, permite analisar de forma ampla a similitude do comportamento estrutural da alvenaria, incluindo-se os efeitos da fissuração dos elementos (blocos e juntas de argamassa) e o escoamento dos aços das armaduras.

Admitindo-se que o peso próprio da Alvenaria Estrutural seja desprezível na análise, podem ser adotados os valores dos fatores de escalas mostrados na Tabela 4.3, que é o modelo usual.

## 5 PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 5.1 NOTAS INICIAIS

O programa experimental desenvolvido visa descrever o comportamento mecânico das paredes de alvenaria estrutural quando solicitadas à flexo-compressão, e analisar a sua resposta à flambagem, buscando-se informações e subsídios para o dimensionamento à flexão com compressão das paredes estruturais no Estado Limite Último.

As principais características estudadas foram:

a) análise da resistência do bloco, do prisma e da parede, construídos em escala reduzida 1:6 do bloco  $19\text{ cm} \times 19\text{ cm} \times 39\text{ cm}$ , assentados com argamassa, com resistência de catálogo de  $9,0\text{ MPa}$ , confeccionada pela empresa ARGAMIL ([www.argamil.com.br](http://www.argamil.com.br)) especialmente para a realização desta pesquisa;

b) variação da excentricidade  $e_1$  e do índice de esbeltez  $\lambda$ , avaliando-se as tensões resistentes das paredes.

Na fase inicial do programa foi realizada a caracterização dos materiais constituintes das paredes de alvenaria estrutural.

Posteriormente estudou-se um arranjo básico para os ensaios, de modo a definir três etapas: execução das formas, preparo das séries de paredes e planejamento dos ensaios.

Na terceira etapa tratou-se da execução dos ensaios e calibração de modelos encontrados na literatura.

O programa experimental abrangeu:

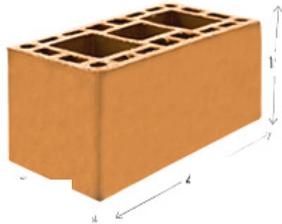
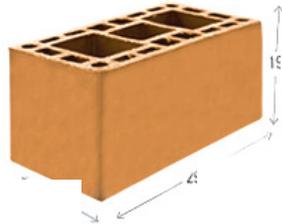
- a) ensaio dos blocos à compressão;
- b) ensaio dos blocos à tração;
- c) ensaio para determinação e verificação da resistência à compressão da argamassa;
- d) construção de prismas com três blocos, utilizando-se argamassa ARGAMIL, e ensaiando-os à compressão;
- e) construção de 27 paredes variando-se o índice de esbeltez  $\lambda$  e utilizando-se o mesmo tipo de argamassa, submetendo-as ao ensaio de flexo-compressão.

Os ensaios em blocos, prismas e paredes foram conduzidos até a ruptura, para que por meio da medição dos deslocamentos laterais (flechas), distribuição das tensões e modo de ruptura, seja possível a comparação de comportamento e resistência entre as diferentes paredes, com variação de  $e_1$  e de  $\lambda$ .

## 5.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS EMPREGADOS NOS ENSAIOS

### 5.2.1 Blocos

Os blocos cerâmicos foram fornecidos pela cerâmica *Selecta*. Os blocos em escala reduzida 1:6 da modulação 20 cm – largura 19 cm, são mostrados no Quadro 5.1, onde se tem as dimensões reais e as dimensões reduzidas para os blocos utilizados.

Tipo	Dimensões reais (cm)	Dimensões reduzidas (cm)
BE40/19		
BE20/19		

Quadro 5.1: Dimensões dos Blocos.

Fonte: SELECTA ([www.selectabloco.com.br](http://www.selectabloco.com.br)).

#### 5.2.1.1 Determinação das dimensões efetivas, área líquida e absorção de água

A NBR 15270-3:2005 apresenta os procedimentos para a determinação das características geométricas dos blocos. Na determinação das dimensões efetivas dos blocos, esses devem ser colocados sobre uma superfície plana e medidas suas três dimensões principais: largura  $L$ , altura  $H$  e comprimento  $C$  com um paquímetro de precisão mínima de  $0,05\text{ mm}$ . Os valores de  $L$ ,  $H$  e  $C$  são obtidos realizando-se as medições nos pontos indicados (Figura 5.1).

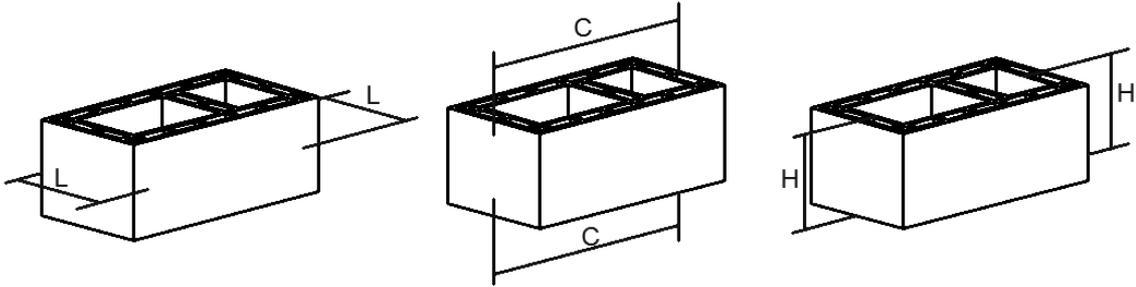


Figura 5.1: Medidas das dimensões dos blocos.

Neste ensaio determinaram-se as dimensões de 14 blocos utilizando-se um paquímetro digital da marca *Pantec*. A Tabela 5.1 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 5.1: Dimensões efetivas.

Blocos	Comprimento (mm)	Largura (mm)	Altura (mm)
	C	L	H
B1 01	64,57	31,46	32,12
B1 02	64,89	30,99	32,45
B1 03	64,75	31,15	31,21
B1 04	64,73	31,02	31,87
B1 05	64,57	31,37	31,81
B1 06	64,67	30,40	31,54
B1 07	64,64	31,16	31,51
B1 08	64,82	31,09	31,41
B1 09	64,64	31,00	32,28
B1 10	64,49	31,16	31,51
B1 11	64,27	30,68	31,43
B1 12	64,59	31,6	31,23
B1 13	64,34	30,71	31,41
B1 14	64,49	31,25	32,25
$\mu$	64,59	31,07	31,72
$\sigma$	0,17	0,31	0,40
COV. (%)	0,26	0,99	1,25

A área bruta de cada bloco é obtida pela multiplicação da largura L pelo comprimento C. A área bruta corresponde à área de cálculo das solicitações e não considera as aberturas/furos existentes nos blocos.

A área líquida é a seção de assentamento dos blocos, delimitada pelas arestas do bloco e com o desconto da área dos furos. A determinação da área líquida foi realizada conforme a recomendação da norma NBR 15270-3:2005. Os blocos foram imersos em água à temperatura ambiente por 24 horas. Depois de saturados suas massas foram obtidas, com os mesmos imersos em água definindo-se assim sua massa aparente  $m_a$  (Figura 5.2). Em seguida os blocos foram retirados, enxugados superficialmente com um pano úmido e suas massas aferidas imediatamente, obtendo-se sua massa saturada  $m_{u,s}$ .

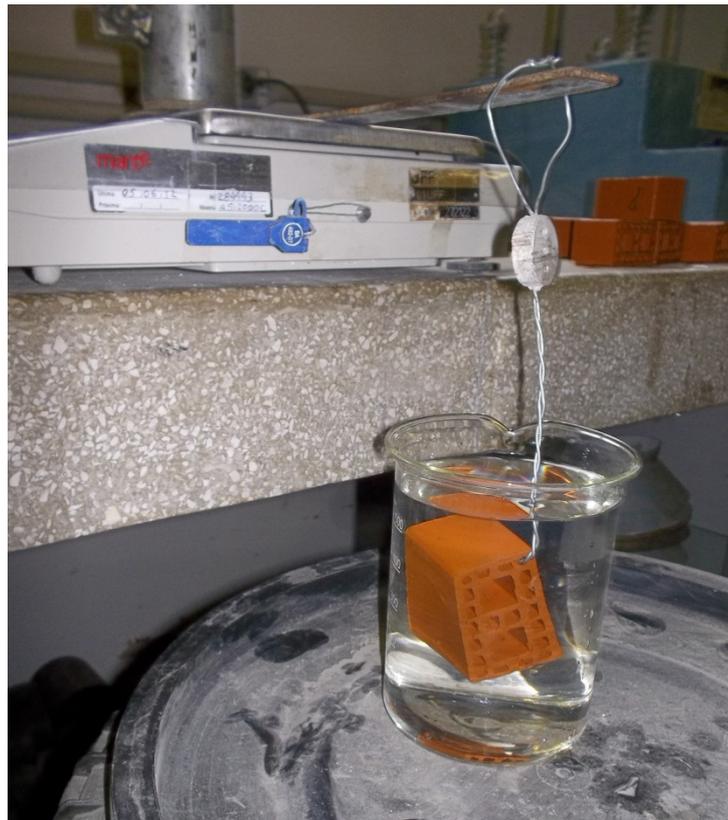


Figura 5.2: Aferição da massa submersa dos blocos.

Na Tabela 5.2 têm-se os valores medidos.

Tabela 5.2: Massas dos blocos.

Blocos	Massa seca $m_s$ (g)	Massa saturada $m_u$ (g)	Massa aparente $m_a$ (g)
B1 01	57,84	65,74	36,47
B1 02	57,88	65,73	36,46
B1 03	55,47	63,34	34,96
B1 04	56,59	64,57	35,67
B1 05	55,95	63,73	35,27
B1 06	55,54	63,32	35,01
B1 07	55,26	63,18	34,87
B1 08	56,35	63,98	35,04
B1 09	56,80	64,88	35,68
B1 10	56,54	64,16	35,51
B1 11	55,97	63,59	35,18
B1 12	56,84	64,47	35,75
B1 13	55,63	63,45	35,00
B1 14	57,27	65,25	36,07
$\mu$	56,42	64,24	35,50
$\sigma$	0,82	0,85	0,52
COV. (%)	1,45	1,33	1,48

A área líquida em  $cm^2$  é dada por:

$$A_{liq} = \frac{m_u - m_a}{\gamma \cdot H} \quad (5.1)$$

onde

$m_u$  – massa saturada do bloco;

$m_a$  – massa aparente do bloco;

$\gamma = 1,0 \text{ g} / \text{cm}^3$  – massa específica da água;

$H$  (cm) – altura do bloco.

Na Tabela 5.3 têm-se as áreas bruta e líquida dos blocos.

Tabela 5.3: Áreas dos blocos.

Blocos	Área bruta $A (cm^2)$	Área líquida $Aliq (cm^2)$
Bl 01	20,31	9,11
Bl 02	20,11	9,02
Bl 03	20,17	9,09
Bl 04	20,08	9,07
Bl 05	20,26	8,95
Bl 06	19,66	8,98
Bl 07	20,14	8,98
Bl 08	20,15	9,21
Bl 09	20,04	9,05
Bl 10	20,10	9,09
Bl 11	19,72	9,04
Bl 12	20,41	9,20
Bl 13	19,76	9,06
Bl 14	20,15	9,05
$\mu$	20,08	9,06
$\sigma$	0,21	0,07
COV. (%)	1,06	0,81

A absorção de água das unidades foi calculada por meio da razão entre a massa do bloco seco e do bloco saturado em água, conforme especificação contida no Anexo B da NBR 15270-3:2010, assim:

$$AA = \frac{m_u - m_s}{m_s} \quad (5.2)$$

Essa avaliação permite constatar a capacidade de absorção dos blocos em relação à água, o que a torna útil para a dosagem das argamassas e também na estimativa de durabilidade desses elementos, uma vez que quanto maior a absorção menor será a sua vida útil e também sua resistência mecânica.

A Tabela 5.4 apresenta os resultados obtidos. Para esse tipo de bloco o índice de absorção de água ficou compreendido entre 8 % e 22 %, ou seja, dentro dos limites prescritos pela NBR 15270-1:2005.

Tabela 5.4: Absorção de água dos blocos cerâmicos.

Blocos	Absorção de água AA (%)
Bl 01	13,66
Bl 02	13,56
Bl 03	14,19
Bl 04	14,10
Bl 05	13,91
Bl 06	14,01
Bl 07	14,33
Bl 08	13,54
Bl 09	14,23
Bl 10	13,48
Bl 11	13,61
Bl 12	13,42
Bl 13	14,06
Bl 14	13,93
$\mu$ (%)	13,86
$\sigma$	0,30
COV. (%)	2,13

#### 5.2.1.2 Ensaio de resistência à compressão de blocos

Para a realização do ensaio de compressão foram separados 14 blocos para serem submetidos ao ensaio de compressão axial. Os blocos são testados de acordo com o Anexo C da NBR 15270-3:2005, observando-se a seguinte sequência:

- os blocos foram capeados com pasta de cimento, e para evitar fissuras usou-se 30% de areia retida na peneira 0,15 mm;
- depois de capeadas ambas as faces, os corpos-de-prova foram imersos em água por 24 horas;
- antes da realização do ensaio retirou-se o excesso de água com pano seco, efetuando-se a seguir as medições do bloco;
- os blocos foram ensaiados de modo que a carga seja aplicada na direção da solicitação que o bloco deverá resistir durante o seu emprego, no caso foi aplicada na face destinada ao assentamento (Figura 5.3);

- o ensaio de compressão foi realizado com os comandos da prensa regulados de forma que a tensão aplicada calculada em relação à área bruta se elevasse progressivamente à razão de  $(0,05 \pm 0,01)MPa/s$ .

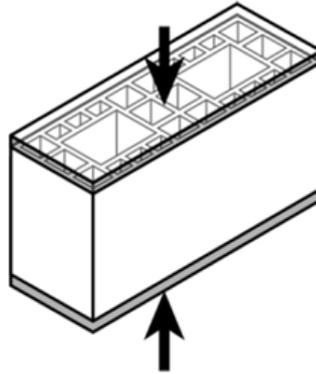


Figura 5.3: Compressão axial de bloco.

A Tabela 5.5 mostra os resultados obtidos nos ensaios, onde  $f_b$  – resistência à compressão do bloco em função da área bruta;  $f_b^*$  – resistência à compressão do bloco em função da área líquida.

Tabela 5.5: Ensaio de compressão de blocos.

Blocos	$f_b$ (MPa)	$f_b^*$ (MPa)
B1 01	17,03	37,98
B1 02	14,07	31,37
B1 03	17,78	39,45
B1 04	12,40	27,45
B1 05	16,54	37,43
B1 06	16,23	35,52
B1 07	15,44	34,63
B1 08	15,04	32,90
B1 09	11,78	26,08
B1 10	14,03	31,02
B1 11	13,79	30,09
B1 12	18,47	40,98
B1 13	13,51	29,47
B1 14	19,10	42,54
$\mu$	15,57	34,07
$\sigma$	2,24	5,11
COV. (%)	14,41	15,01

A Figura 5.4 apresenta o modo de ruptura dos blocos, caracterizado pelo cisalhamento diagonal e estilhaçamento do material.

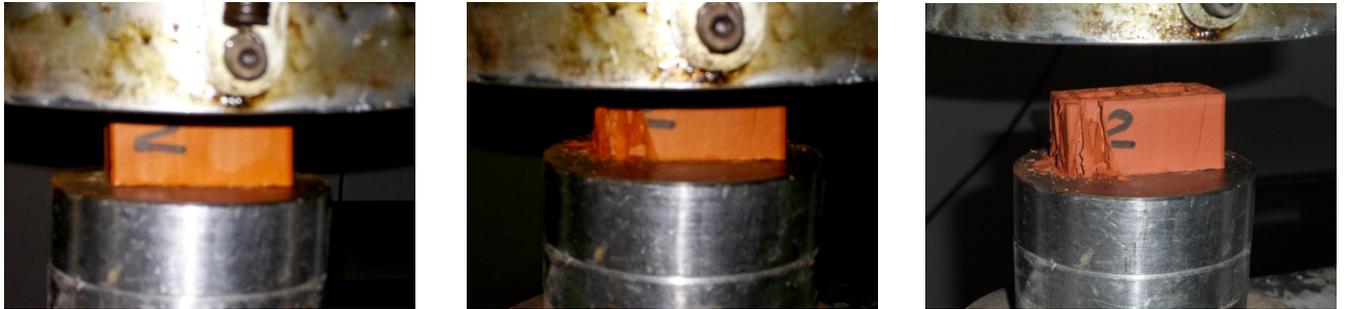


Figura 5.4: Ensaio de compressão axial do bloco.

Para os blocos cerâmicos estruturais a NBR 15.270-2:2005 especifica uma resistência característica mínima de 3 MPa, referida à área bruta.

Cabe aqui destacar a preocupação com a variação dos resultados, embora não seja obrigatória pela norma, mas comum em ensaios de laboratório, que foi aplicada neste trabalho. Ao contrário de se propor valores máximos de coeficientes de variação da resistência, em todos os ensaios, procurou-se determinar se havia valores espúrios ou anômalos (*outliers*).

Valor anômalo é um ou mais valores individuais de resultados que, por estarem muito dispersos dos outros resultados, não pode ser considerado como contido na mesma distribuição que produziu os demais, sendo então retirado da análise estatística (BARROS NETO *et al.*, 2003).

Para se determinar a existência de algum valor anômalo, existem muitos testes, como o de *Dixon*, *Modelos de discordância*, *Z-scores* e outros. Foi utilizado o teste de Grubbs, recomendado pela *International Organisation for Standardization* – a *ISO* (BARROS NETO *et al.*, 2003), que encontra-se descrito no ANEXO A desta tese.

Verificando-se por meio do teste de Grubbs os valores de  $f_b$ , observa-se a não existência de valores espúrios na amostra (Tabela A.2).

Por se tratar de um estudo de laboratório específico, foi considerada a resistência média dos blocos, como a resistência do lote, e não a resistência característica ( $f_{bk}$ ) citada na NBR 15270-2:2005. Para todos os materiais ensaiados (blocos, argamassas e prismas) a resistência média foi considerada como a resistência da amostra.

### 5.2.1.3 Ensaio de resistência à tração de blocos

Para a obtenção da resistência à tração do bloco cerâmico foi utilizado o ensaio indireto de tração por compressão da norma ASTM C 1006:1984. As barras de aço cilíndricas previstas para o ensaio devem ter o diâmetro 1/8 a 1/12 da altura da amostra, e com comprimento maior que a largura do mesmo. O diâmetro da barra adotada foi de 4 mm.

A velocidade de carregamento aplicada foi de 0,33 MPa / min. A resistência à tração foi determinada a partir da expressão

$$f_T = \frac{2P}{\pi LH} \quad (5.3)$$

onde

$f_T$  – resistência à tração por compressão (MPa);

$P$  – carga aplicada (kN);

$L$  – comprimento (mm);

$H$  – altura da amostra.

A Figura 5.5 mostra o esquema utilizado e ilustra a realização do ensaio de resistência à tração indireta .

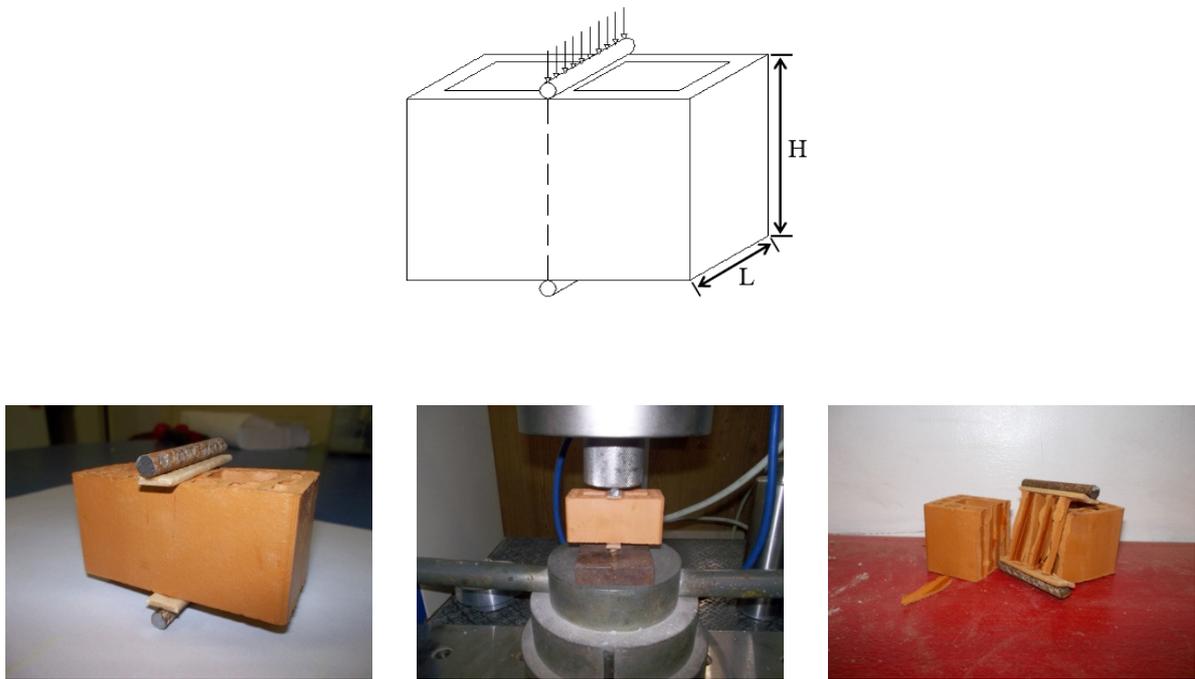


Figura 5.5: Ensaio de resistência à tração indireta de blocos cerâmicos.

A Tabela 5.6 mostra os valores obtidos no ensaio.

Tabela 5.6: Resistência à tração dos blocos cerâmicos

Blocos	Largura ( <i>mm</i> ) <i>L</i>	Altura ( <i>mm</i> ) <i>H</i>	Carga ( <i>kN</i> ) <i>P</i>	Resistência ( <i>MPa</i> ) <i>f<sub>T</sub></i>
B1 01	30,86	31,21	2,52	1,67
B1 02	31,07	31,34	2,98	1,95
B1 03	30,78	31,58	3,52	2,31
B1 04	30,75	32,12	2,55	1,64
B1 05	30,80	32,15	3,15	2,03
B1 06	30,76	31,7	3,15	2,06
$\mu$	30,84	31,69	2,98	1,94
$\sigma$	0,12	0,39	0,39	0,25
COV. (%)	0,39	1,23	12,97	12,98

Nos dados da Tabela A.3 não foi detectado nenhum valor espúrio na amostra de resistência à tração dos blocos.

O resultado mostra a razão  $\frac{f_T}{f_b}=0,12$ .

### 5.2.2 Argamassa

A argamassa utilizada para o assentamento foi a fornecida pela empresa ARGAMIL. O fator água/cimento é ajustado para se obter a trabalhabilidade desejada.

Para verificar a resistência à compressão axial da argamassa são moldados corpos de prova prismáticos de  $4\text{ cm} \times 4\text{ cm} \times 16\text{ cm}$ , seguindo as recomendações contidas na NBR 13279:2005 para avaliação da resistência à compressão aos 28 dias. De acordo com a norma brasileira deve-se realizar o ensaio à compressão após o corpo de prova prismático ter-se rompido à flexão, sendo cada uma das partes quebradas submetidas ao ensaio de compressão em uma área de  $4\text{ cm} \times 4\text{ cm}$ . Como não é necessário o ensaio de flexão para controle da obra, as normas de execução de alvenaria permitem moldagem e ensaio direto do cubo de  $4\text{ cm}$  (PARSEKIAN *et al*, 2012). A cura dos corpos de prova deu-se ao ar livre, em ambiente de laboratório durante 28 dias (Figura 5.6).

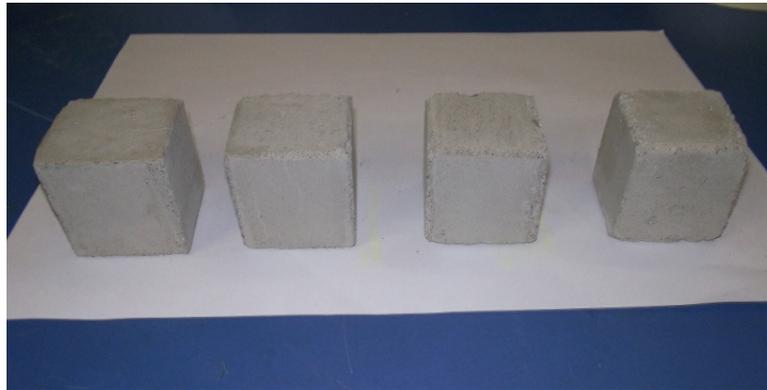


Figura 5.6: Corpos de prova para o ensaio à compressão da argamassa.

A resistência à compressão axial é obtida por:

$$f_c = \frac{F}{A} \quad (5.3)$$

onde

$f_c$  – resistência à compressão axial (MPa);

$F$  – força máxima obtida no ensaio (N);

$A$  – área da seção transversal do corpo de prova ( $mm^2$ ).

A execução do ensaio à compressão da argamassa é mostrada na Figura 5.7.



Figura 5.7: Ensaio à compressão da argamassa.

A Tabela 5.7 mostra os resultados obtidos.

Tabela 5.7: Ensaio de compressão axial da argamassa.

Corpo de Prova	Força (kN)	$f_a$ (MPa)
CP 01	8,23	5,14
CP 02	8,80	5,50
CP 03	14,50	9,06
CP 04	11,03	6,89
CP 05	10,19	6,37
CP 06	11,72	7,33
CP 07	9,83	6,14
CP 08	11,48	7,18
CP 09	8,83	5,52
CP 10	14,44	9,03
CP 11	8,02	5,01
CP 12	10,68	6,68
CP 13	11,49	7,18

CP 14	12,45	7,78
CP 15	9,80	6,13
CP 16	8,48	5,30
CP 17	11,49	7,18
CP 18	9,76	6,10
CP 19	8,40	5,25
CP 20	12,82	8,01
CP 21	15,86	9,91
CP 22	11,47	7,17
CP 23	9,18	5,74
CP 24	9,01	5,63
$\mu$	10,75	6,72
$\sigma$	2,13	1,33
COV. (%)	19,84	19,49

Analisando-se os valores apresentados na Tabela A.4 por meio da aplicação do teste de Grubbs, verifica-se a não existência de valores espúrios no ensaio de compressão axial da argamassa.

### 5.2.3 Prismas

Foram confeccionados prismas com três fiadas e junta a prumo. Para a determinação da resistência à compressão de alvenaria de blocos a normalização brasileira padroniza o prisma com dois blocos e argamassa em toda face do bloco. Optou-se pelo emprego de prismas com três blocos por esses amenizarem os efeitos gerados pelo confinamento dos pratos da prensa aos blocos das extremidades. Nesses prismas o bloco central, geralmente livre do efeito de confinamento dos pratos da prensa, representa melhor o tipo de ruptura da alvenaria (RIZZATTI, 2003). A Figura 5.8 ilustra o tipo de prisma empregado.



Figura 5.8: Prisma de três fiadas.

Nos ensaios foram empregadas amostras com argamassamento total, que é aquele no qual todas as paredes do bloco em sua seção transversal são preenchidas com argamassa (Figura 5.9). Mantendo-se a junta de argamassa constante. Durante a execução dos prismas realizou-se a verificação do nivelamento e do prumo, sendo todos os prismas executados pelo mesmo profissional.

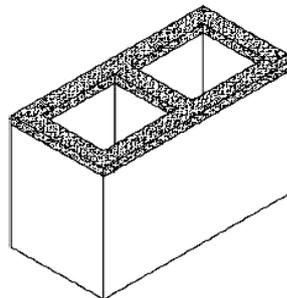


Figura 5.9: Tipo de argamassamento utilizado na construção dos prismas: *argamassamento total*.

Antes do ensaio à compressão (48 horas) as faces do prisma em contato com as placas da prensa foram regularizadas uniformemente com capeamento de espessura média inferior a  $3,0\text{ mm}$ , conforme prescreve a NBR 15812-2:2010 em seu anexo A. O ensaio dos prismas foi realizado em prensa com capacidade máxima de  $30\text{ kN}$  (PRENSA EMIC DL 3000) com mais de 28 dias de idade. A velocidade utilizada foi de  $1,0\text{ mm/min}$ , obedecendo à norma brasileira, os comandos da prensa foram regulados de forma que a tensão aplicada, calculada em relação à área bruta, tenha um acréscimo à razão de  $0,05 \pm 0,01\text{ MPa/s}$ .

Nos prismas ensaiados verificou-se o surgimento e desenvolvimento de fissuras predominantemente verticais (Figura 5.10).

Ressalta-se que nos ensaios de prisma o aumento na rigidez da argamassa de assentamento desenvolve uma tendência de equilíbrio entre as proporções de forças absorvidas pelo bloco e pela junta. Contudo, esse fato reduz a deformabilidade do conjunto podendo levar ao rompimento prematuro do bloco. Logo, quanto menos resistente for a argamassa, maior será a razão entre sua deformação e a do bloco. Deve-se atentar que é muito pequeno o acréscimo de resistência do prisma em função do incremento de resistência da argamassa (SANT'ANNA ALVARENGA e SANTOS em SÁNCHEZ, 2013).

A Tabela 5.8 mostra os resultados obtidos nos ensaios à compressão axial de prismas de três blocos.

Tabela 5.8: Compressão de prismas com três blocos.

Prisma	Força (kN)	$f_p$ (MPa)
PR 01	16,41	8,17
PR 02	16,69	8,31
PR 03	17,25	8,59
PR 04	20,30	10,11
PR 05	19,43	9,68
PR 06	20,47	10,19
PR 07	17,59	8,76
PR 08	19,77	9,85
PR 09	21,92	10,92
PR 10	20,23	10,07
PR 11	23,93	11,92
PR 12	23,24	11,57
PR 13	21,62	10,77
PR 14	24,64	12,27
PR 15	24,68	12,29
PR 16	19,44	9,68
PR 17	21,04	10,48
PR 18	24,92	12,41
$\mu$	20,75	10,34
$\sigma$	2,75	1,37
COV. (%)	13,27	13,27

A Figura 5.10 ilustra o ensaio.

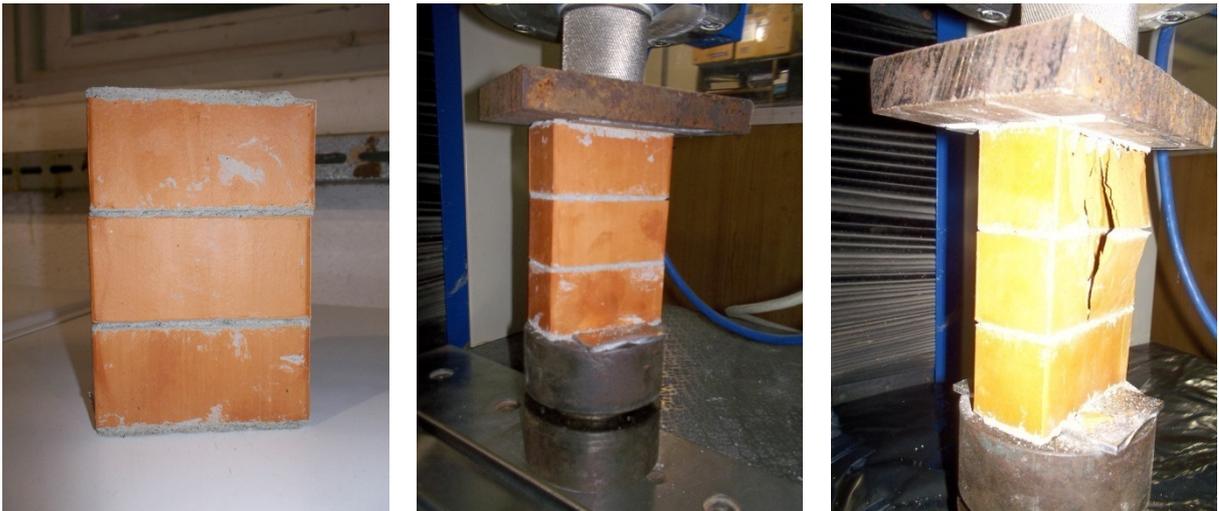


Figura 5.10: Ensaio de resistência à compressão de prismas com três blocos cerâmicos.

A Tabela A.5 mostra que não foram encontrados valores espúrios na amostra de resistência à compressão dos prismas.

A normalização brasileira não menciona tabelas de razão entre as resistências prisma-bloco ou fator de eficiência  $\eta$ ; ao contrário, indica que ensaios de caracterização de prisma e de bloco devem ser executados antes do início de uma construção, ou pelo menos pelo fabricante de blocos a cada seis meses (PARSEKIAN *et al*, 2012).

RAMALHO e CORRÊA (2003) comentam que a prática corrente no Brasil é a adoção de valores de eficiência prisma-bloco  $\eta = \frac{f_p}{f_b}$  no intervalo de 0,5 a 0,9 para blocos de concreto, e de 0,3 a 0,6 para o caso de blocos cerâmicos.

Para os ensaios realizados, considerando-se os valores médios encontrados para a resistência à compressão do bloco  $\bar{f}_b = 15,57 MPa$  e para a resistência à compressão do prisma  $\bar{f}_p = 10,34 MPa$ , obteve-se um fator de eficiência  $\eta = 0,66$ , dentro da margem aceitável.

Observa-se que para os blocos os dados da resistência à tração tiveram menor coeficiente de variação,  $COV. = 11,85\%$ , do que os resultados da resistência à compressão,  $COV. = 13,90\%$ . Obteve-se

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{COV. } f_p = 12,90\% < \text{COV. } f_b = 13,90\% \\ \text{COV. } f_p = 12,90\% > \text{COV. } f_T = 11,85\% \end{array} \right.$$

porém, todos os COV. foram próximos.

#### 5.2.4 Paredes

Foram construídas 27 paredes com altura variável e quatro blocos de comprimento. A modulação da primeira e segunda fiadas na construção das paredes está mostrada na Figura 5.11.



Figura 5.11: Modulação da primeira e segunda fiada.

Todas as paredes foram construídas pelo mesmo profissional com o auxílio de um aparato para auxiliar na execução, conforme mostra a Figura 5.12, utilizando-se ainda prumo de face e nível para manter o alinhamento, a verticalidade e o nivelamento das fiadas, observando o que recomenda a NBR 8949:1985.



Figura 5.12: Aparato utilizado para auxiliar a construção das paredes.

A confecção das paredes obedece a seguinte distribuição:

- 9 paredes com 14 fiadas correspondente a uma parede em escala real com altura igual a 2,80 m e índice de esbeltez  $\lambda = 14$  (Figura 5.13);
- 9 paredes com 18 fiadas correspondente a uma parede em escala real com altura igual a 3,40 m e índice de esbeltez  $\lambda = 18$  (Figura 5.14);
- 9 paredes com 20 fiadas correspondente a uma parede em escala real com altura igual a 3,80 m e índice de esbeltez  $\lambda = 20$  (Figura 5.15).

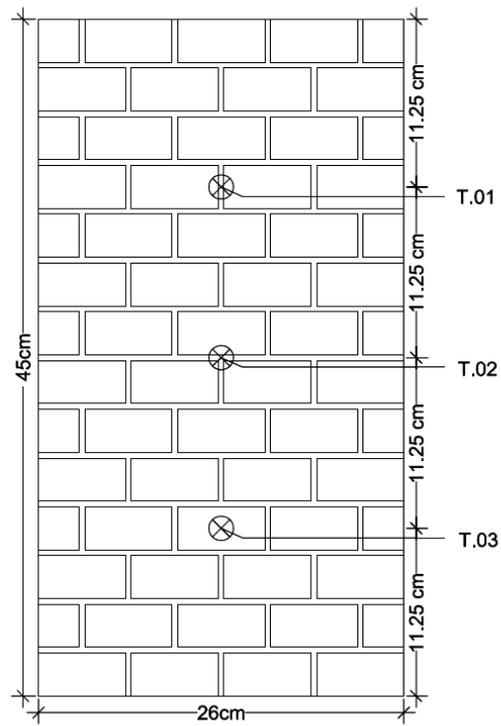


Figura 5.13: Parede com 14 fiadas,  $\lambda=14$ .

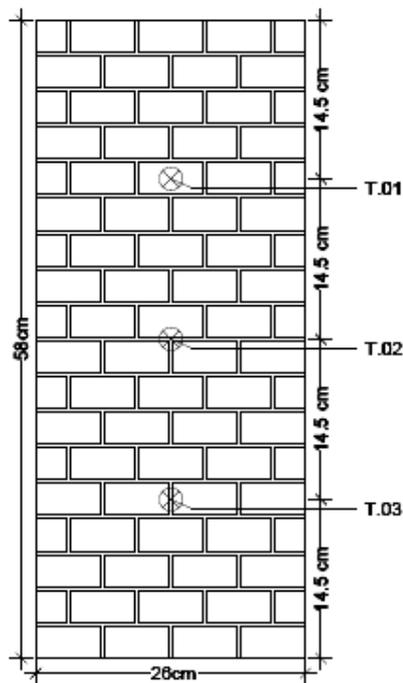


Figura 5.14: Parede com 18 fiadas,  $\lambda=18$ .

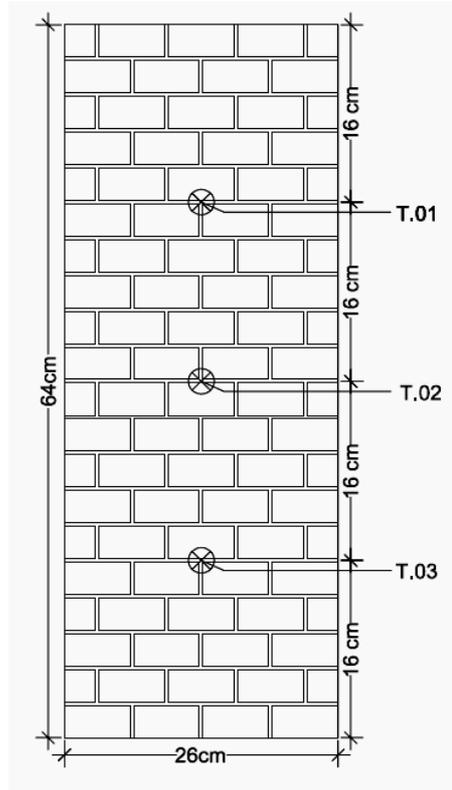


Figura 5.15: Parede com 20 fiadas,  $\lambda = 20$ .

No esquema proposto para o ensaio, as paredes serão submetidas à variação da excentricidade  $e_1$  e do índice de esbeltez  $\lambda$ . A cada grupo de nove paredes com o mesmo índice de esbeltez  $\lambda$ , foram ensaiadas três paredes à compressão centrada ( $e_1 = 0$ ), três à flexo-compressão com  $e_1 = 0,5$ , e outras três paredes com  $e_1 = 1,0$  (Figura 5.16).

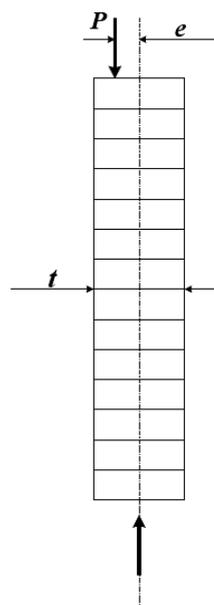


Figura 5.16 :Esquema de ensaio com variação da excentricidade  $e_1$ .

As paredes permaneceram em ambiente de laboratório até a data dos ensaios (Figura 5.17).

As paredes foram ensaiadas, com no mínimo 28 dias de idade, à compressão com uma bomba hidráulica ENERPAC 2500 aplicando pressão no atuador FAREX 60 t. Todas as paredes foram construídas pelo mesmo profissional (Figuras 5.18).



Figura 5.17: Armazenamento das paredes.



Figura 5.18: Esquema de ensaio com atuador FAREX 60 t.

A Figura 5.19 mostra o aparato utilizado para atenuar os efeitos localizados causados pela carga aplicada pelo atuador (Princípio de Saint-Venant). Foi utilizado:

- ① – chapa metálica com dimensões  $26\text{ cm} \times 13\text{ cm}$ ;
- ② – rótula;
- ③ – célula de carga;
- ④ – atuador hidráulico FAREX 60 t.

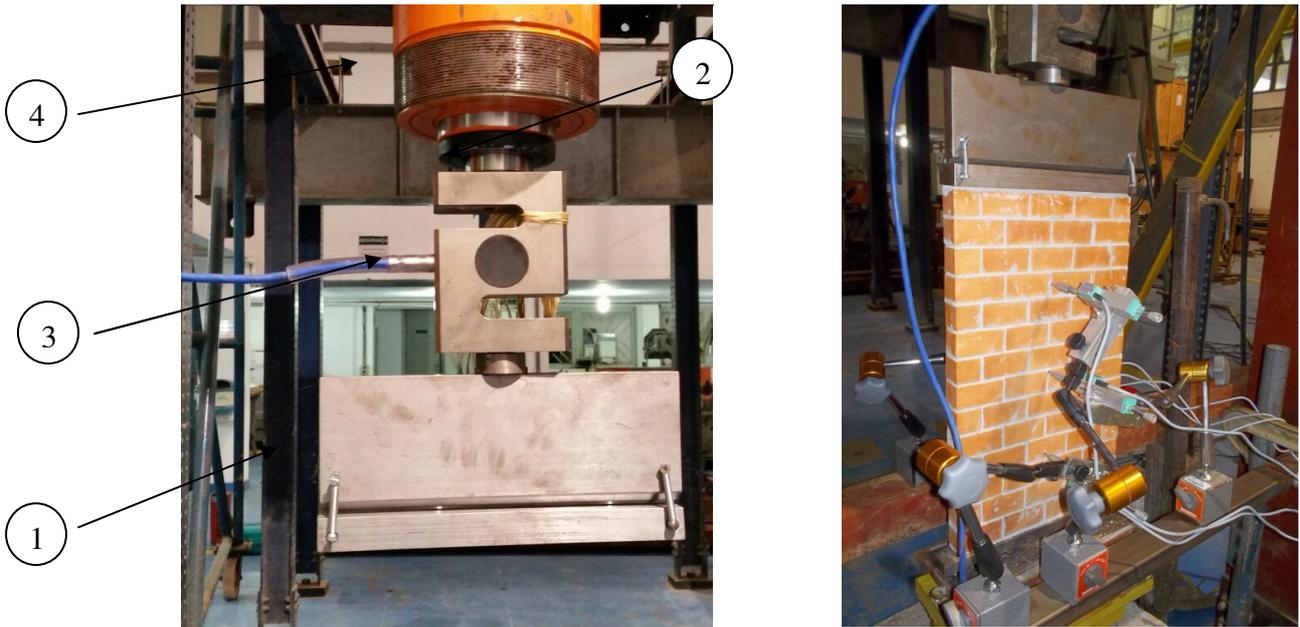


Figura 5.19: Esquema de distribuição da carga do atuador sobre a parede.

As flechas foram medidas em três posições ao longo da altura da parede (Figuras 5.13, 5.14 e 5.15). A Figura 5.20 mostra as posições dos seis transdutores perfazendo um total de três pontos de medidas em cada lado da parede, com a finalidade de se medir as flechas. Foram utilizados transdutores de deslocamento linear resistivo – MOD. PY-2-F-050-S01M.



Figura 5.20: Medição das flechas.

A Figura 5.21 mostra o ensaio de uma parede com  $\lambda = 14$  no ensaio à flexo-compressão com  $e_1 = 0,5$ . Nota-se a ocorrência de flecha máxima no ponto médio da parede.



Figura 5.21: Parede com  $\lambda = 14$  ensaiada à flexo-compressão para  $e_1 = 0,5$ .

Na Figura 5.22 tem-se o ensaio à flexo-compressão de uma parede com  $\lambda = 20$  e  $e_1 = 1,0$ . O rompimento ocorre na altura média da parede.



Figura 5.22: Parede com  $\lambda = 20$  ensaiada à flexo-compressão para  $e_1 = 1,0$ .

Com os valores obtidos nos diversos ensaios realizados é feita a análise dos resultados por meio de gráficos comparativos entre resistência do bloco, resistência da parede, excentricidade e índice de esbeltez.

## 6 ANÁLISE DE RESULTADOS

### 6.1 NOTAS INICIAIS

As análises apresentadas visam estabelecer os critérios para julgamento e escolha das cargas e deslocamentos últimos para cada parede.

### 6.2 ENSAIO DE COMPRESSÃO CENTRADA ( $e_1 = 0$ )

As paredes foram selecionadas em função do índice de esbelteza  $\lambda$ , sendo ensaiadas três paredes para cada  $\lambda$ . Os transdutores foram colocados dos dois lados da parede, posicionados em três pontos conforme mostra a Figura 6.1.

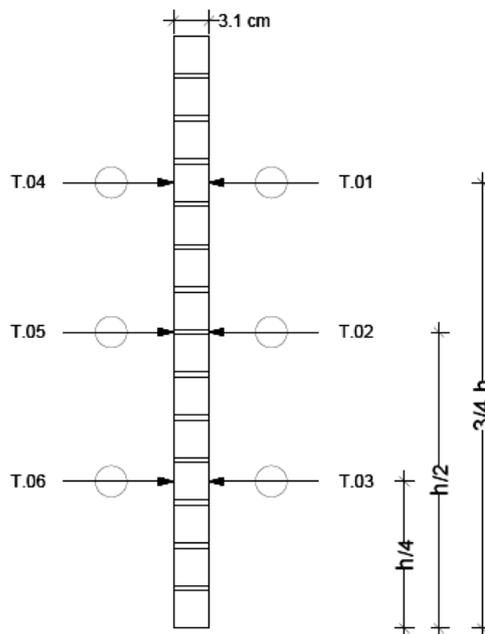


Figura 6.1: Posicionamento dos transdutores de deslocamento.

A seguir têm-se os gráficos carga *versus* flecha para cada parede ensaiada obtendo-se a carga máxima de ruptura.

#### 6.2.1 Parede 14 ( $\lambda = 14$ )

As paredes foram denominadas como Parede 14C – A, Parede 14C – B e Parede 14C – C. São tomadas as leituras positivas dos transdutores, indicando-se o lado da parede que se deformou. As Figuras 6.2, 6.3 e 6.4 mostram o comportamento da curva força *versus* deslocamento para cada parede.

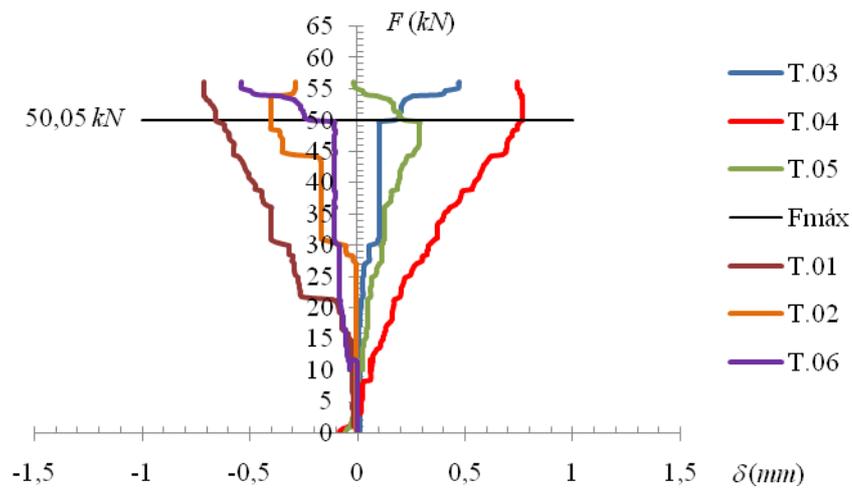


Figura 6.2: Parede 14C-A; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 50,05 kN$ .

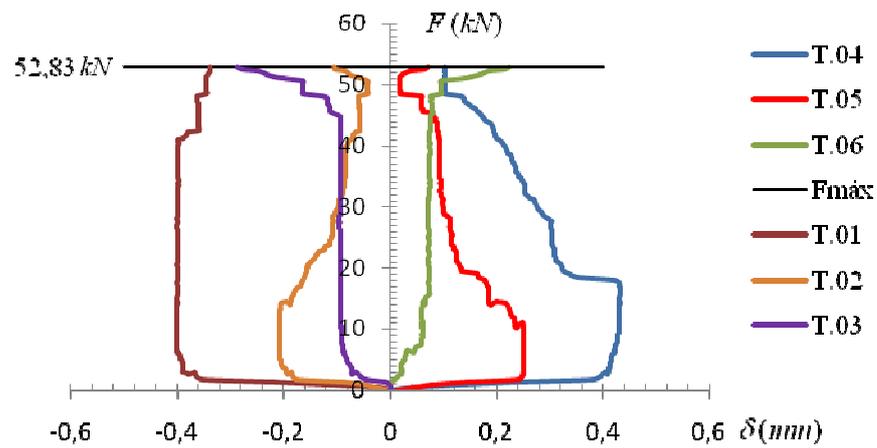


Figura 6.3: Parede 14C-B; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 52,83 kN$ .

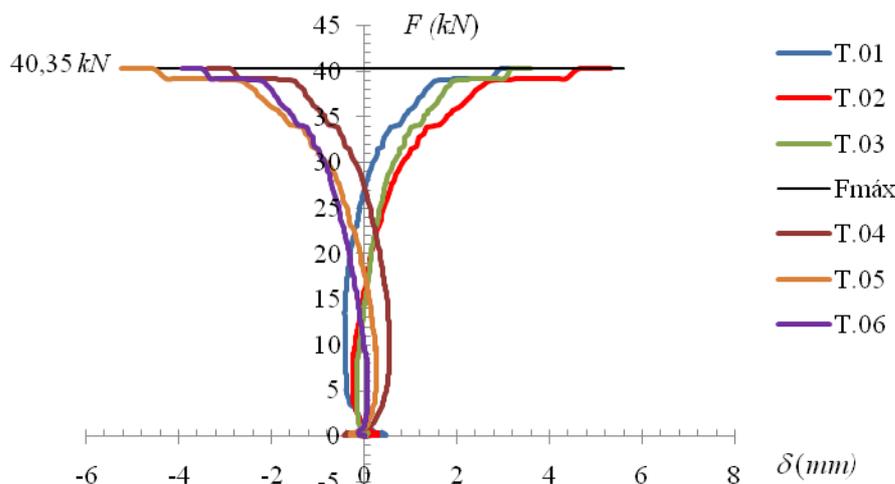


Figura 6.4: Parede 14C-C; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 40,35 \text{ kN}$ .

Na Tabela 6.1, são mostrados os valores médios alcançados.

Tabela 6.1: Compressão centrada de paredes com  $\lambda = 14$ .

C.P.	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$f_{par}$ (MPa)	$\frac{f_{par}}{f_b}$	$\frac{f_{par}}{f_p}$
PAR 14C – A	50,05	5,58	0,36	0,54
PAR 14C – B	52,83	5,89	0,38	0,57
PAR 14C – C	40,35	4,50	0,29	0,44
$\mu$	47,74	5,32	0,34	0,52
$\sigma$	6,55	0,73	0,05	0,07
COV. (%)	13,72	13,71	13,76	13,17

A Tabela A.6 mostra os resultados do teste de Grubbs, indicando que não foram encontrados valores espúrios na amostra de resistência à compressão axial para paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 14$ .

### 6.2.2 Parede 18 ( $\lambda = 18$ )

As paredes foram denominadas como Parede 18C – A, Parede 18C – B e Parede 18C – C. Nas amostras 18C – A e 18C – C a deformação ocorreu no lado direito da parede (leitura positiva observada nos transdutores T 01, T 02 e T 03). Na amostra 18C – B as flechas foram

medidas pelos transdutores T 04, T 05 e T 06, localizados no lado esquerdo da parede (Figura 6.1). As Figuras 6.5, 6.6 e 6.7 mostram o comportamento da curva força *versus* deformação para cada parede.

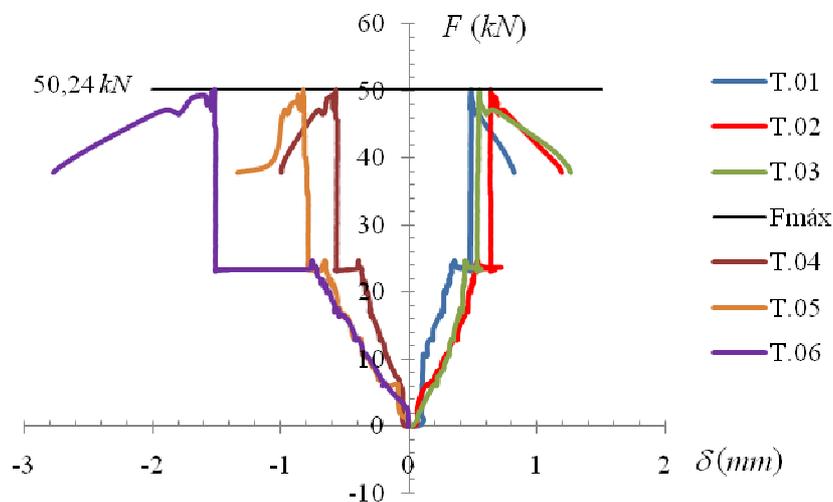


Figura 6.5: Parede 18C-A; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 50,24 \text{ kN}$ .

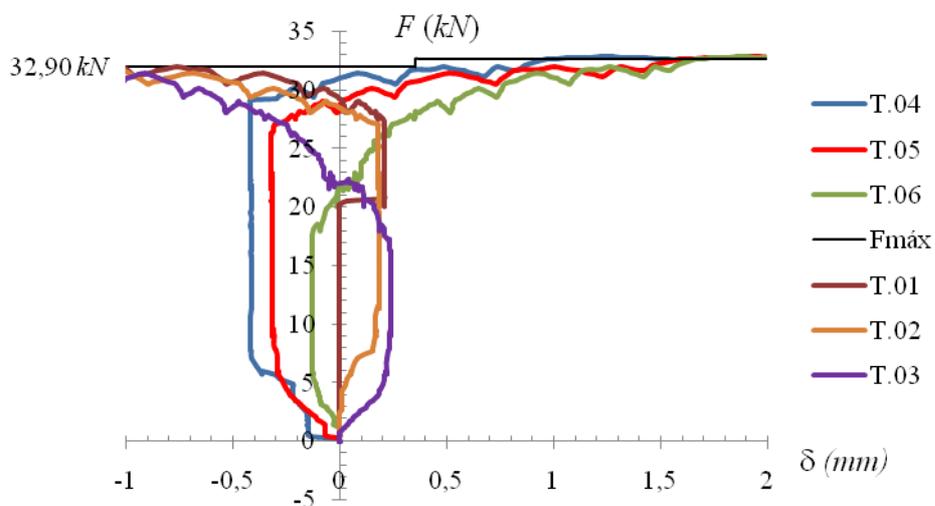


Figura 6.6: Parede 18C-B; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 32,90 \text{ kN}$ .

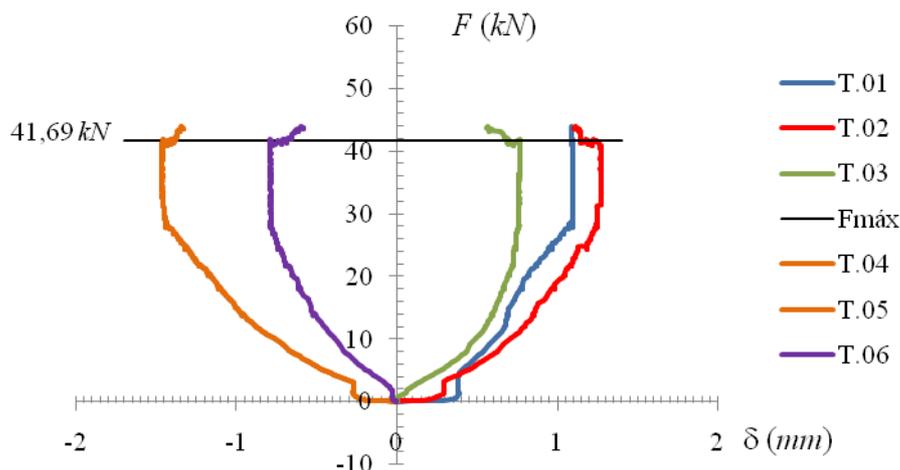


Figura 6.7: Parede 18C-C; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 41,69 \text{ kN}$ .

Na Tabela 6.2, s\~{a}o mostrados os valores m\~{e}dios alcan\~{c}ados.

Tabela 6.2: Compress\~{a}o centrada de paredes com  $\lambda = 18$ .

C.P.	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$f_{par}$ (MPa)	$\frac{f_{par}}{f_b}$	$\frac{f_{par}}{f_p}$
PAR 18C – A	50,24	5,60	0,36	0,54
PAR 18C – B	32,90	3,67	0,24	0,35
PAR 18C – C	41,69	4,64	0,30	0,44
$\mu$	41,61	4,64	0,30	0,44
$\sigma$	8,67	0,97	0,06	0,10
COV. (%)	20,84	20,81	20,00	21,44

A Tabela A.7 mostra os resultados do teste de Grubbs, indicando que n\~{a}o foram encontrados valores esp\~{u}rios na amostra de resist\~{e}ncia \~{a} compress\~{a}o axial para paredes com \~{i}ndice de esbeltez  $\lambda = 18$ .

### 6.2.3 Parede 20 ( $\lambda = 20$ )

As paredes foram denominadas como Parede 20C – A, Parede 20C – B e Parede 20C – C. Na amostra 20C – A a deformac\~{a}o ocorreu no lado direito da parede (leitura positiva observada nos transdutores T 01, T 02 e T 03). Nas amostras 20C – B e 20C – C as flechas foram medidas pelos transdutores T 04, T 05 e T 06, localizados no lado esquerdo da parede

(Figura 6.1). As Figuras 6.8, 6.9 e 6.10 mostram o comportamento da curva força *versus* deformação para cada parede.

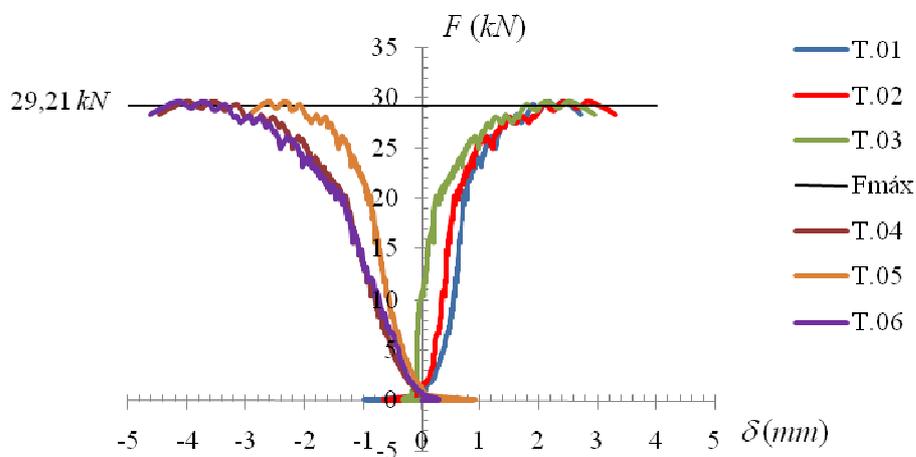


Figura 6.8: Parede 20C-A; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 29,21 \text{ kN}$ .

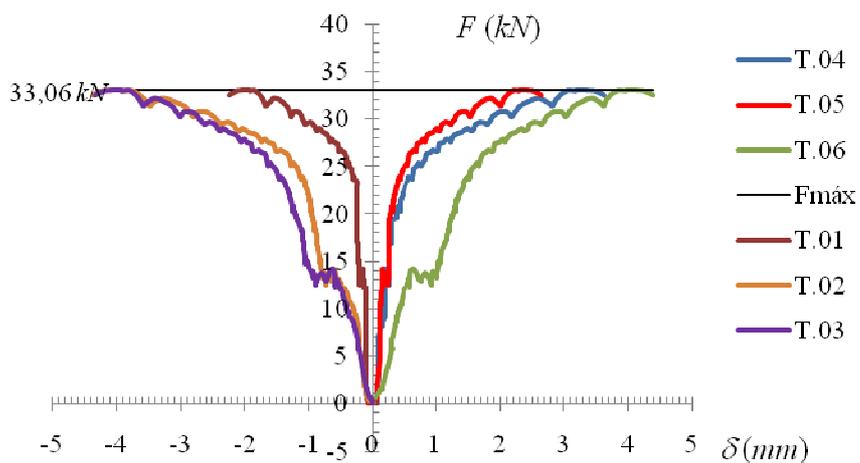


Figura 6.9: Parede 20C-B; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 33,06 \text{ kN}$ .

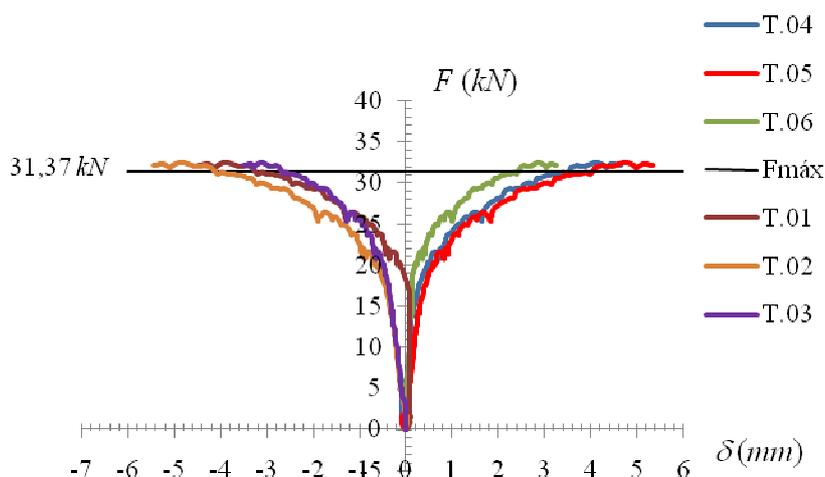


Figura 6.10: Parede 20C-C; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 31,37 \text{ kN}$ .

Na Tabela 6.3, s\~{a}o mostrados os valores m\~{e}dios alcan\~{c}ados.

Tabela 6.3: Compress\~{a}o centrada de paredes com  $\lambda = 20$ .

C.P.	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$f_{par}$ (MPa)	$\frac{f_{par}}{f_b}$	$\frac{f_{par}}{f_p}$
PAR 20C – A	29,21	3,25	0,21	0,31
PAR 20C – B	33,06	3,68	0,24	0,36
PAR 20C – C	31,37	3,49	0,22	0,34
$\mu$	31,21	3,47	0,22	0,34
$\sigma$	1,93	0,22	0,02	0,03
COV. (%)	6,18	6,20	6,84	7,48

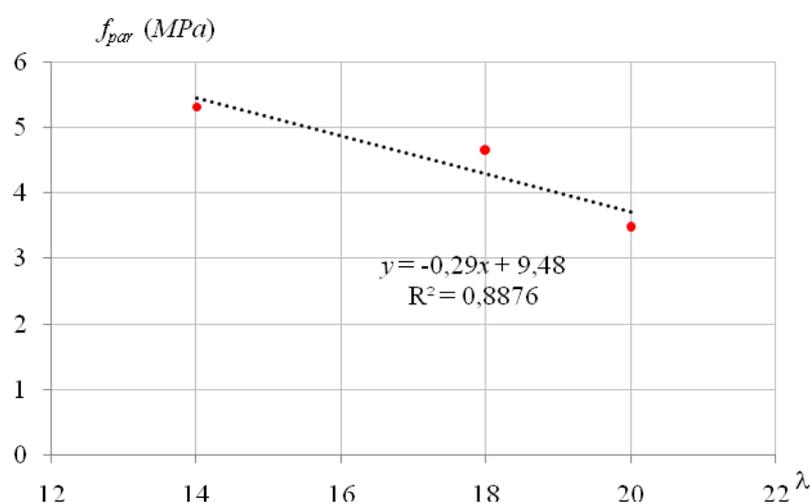
A Tabela A.8 mostra os resultados do teste de Grubbs, indicando que n\~{a}o foram encontrados valores esp\~{u}rios na amostra de resist\~{e}ncia \~{a} compress\~{a}o axial para paredes com \~{i}ndice de esbeltez  $\lambda = 20$ .

Na Tabela 6.4 tem-se uma rela\~{c}\~{a}o entre os \~{i}ndices de esbeltez  $\lambda$ , os valores experimentais m\~{e}dios da tens\~{a}o de compress\~{a}o m\~{e}dia da parede  $\bar{f}_{par}$  e os valores te\~{o}ricos  $F_a$  (express\~{a}o 3.37).

Tabela 6.4: Tensão resistente das paredes.

$\lambda$	$\bar{f}_{par}$ (MPa)	$F_a$ (MPa)	$\frac{\bar{f}_{par}}{F_a}$
14	5,32	2,47	2,15
18	4,64	2,35	1,97
20	3,47	2,26	1,36

Na Figura 6.11 tem-se o comportamento da curva  $\bar{f}_{par} \times \lambda$  mostrando a expressão da linha de ajuste da curva.

Figura 6.11: Comportamento da curva  $\bar{f}_{par} \times \lambda$ .

Na expressão 6.1 têm-se os valores de  $\bar{f}_{par}$  em função do índice de esbeltez  $\lambda$ .

$$\bar{f}_{par} = -0,29\lambda + 9,48 \quad (6.1)$$

Essa expressão traduz o comportamento da curva tensão resistente das paredes *versus* índice de esbeltez  $f \times \lambda$  considerando-se os valores experimentais e os teóricos (expressão 3.36), que é analisado comparativamente no diagrama da Figura 6.12.

Essa figura mostra o comportamento da curva  $\bar{f}_{par} \times \lambda$  extrapolado até  $\lambda = 25$ . Ressalta-se, entretanto, que acima de  $\lambda = 20$  os valores obtidos com essa expressão devem ser analisados com a devida precaução.

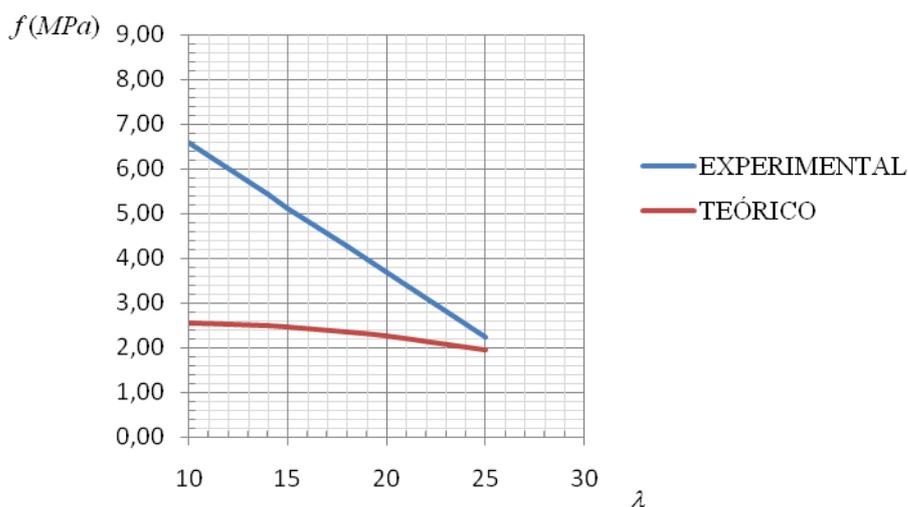


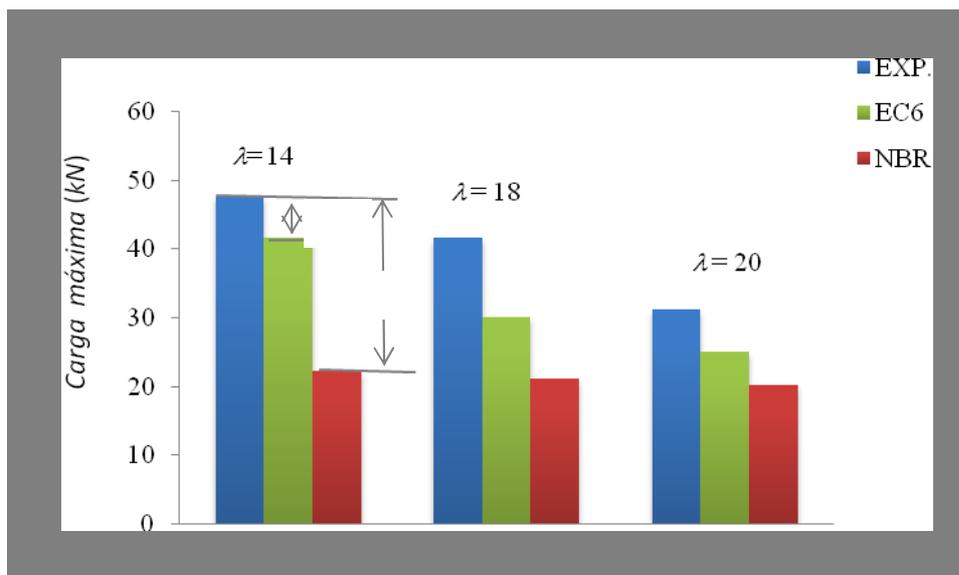
Figura 6.12: Comportamento da curva  $f \times \lambda$ .

Observa-se da Tabela 6.4 e da Figura 6.12 que para  $\lambda=14$  tem-se a razão  $\psi = \frac{f_{\text{exp}}}{f_{\text{teórico}}} = 2,15$ , que decresce com o aumento da esbeltez da parede. Para  $\lambda=20$ , próximo ao valor limite entre alvenaria não armada e alvenaria armada ( $\lambda=24$ ), tem-se  $\psi = 1,36 \approx 1,0$ .

A Tabela 6.5 e a Figura 6.13 relacionam a carga máxima resistente da parede com o índice de esbeltez  $\lambda$ , comparando os resultados médios experimentais com os recomendados pela NBR 15961-1:2011 (expressão 3.33) e pelo EUROCODE 6:1996 (expressão 3.21). Neste trabalho tem-se para o coeficiente parcial de segurança  $\gamma_m = 1,0$ .

Tabela 6.5: Carga máxima: valores comparativos.

$\lambda$	Carga máxima resistente da parede		
	Experimental $F_{\text{máx}} (kN)$	NBR 15961-1:2011 $N (kN)$	EUROCODE 6:1996 $P (kN)$
14	47,74	22,17	41,76
18	41,61	21,09	30,07
20	31,21	20,29	25,14



$\lambda$	$\Delta_1$	$\Delta_2$
14	5,98 kN	25,57 kN
18	11,54 kN	20,52 kN
20	6,07 kN	10,92 kN

Figura 6.13: Carga Máxima: variação entre os valores experimentais e normativos.

### 6.3 ENSAIO DE FLEXO – COMPRESSÃO ( $\epsilon_1 = 0,5$ )

Procedeu-se do mesmo modo que no ensaio à compressão centrada, ensaiando-se três paredes para cada índice de esbeltez  $\lambda$ . Com os valores de carga máxima e flecha determinados, buscou-se uma equação que representasse o comportamento das flechas ao longo da parede, comparando-a com o comportamento da coluna modelo comentado no item 3.3 deste trabalho. A seguir são apresentadas as tabelas com os valores finais médios; os gráficos carga *versus* deformação encontram-se no Anexo B.

#### 6.3.1 Parede 14 ( $\lambda = 14$ )

As paredes receberam a denominação Parede 14E1 – A, Parede 14E1 – B e Parede 14E1 – C. Os transdutores T 01, T 02 e T 03, localizados do lado direito da parede (Figura 6.1), deram a leitura das flechas.

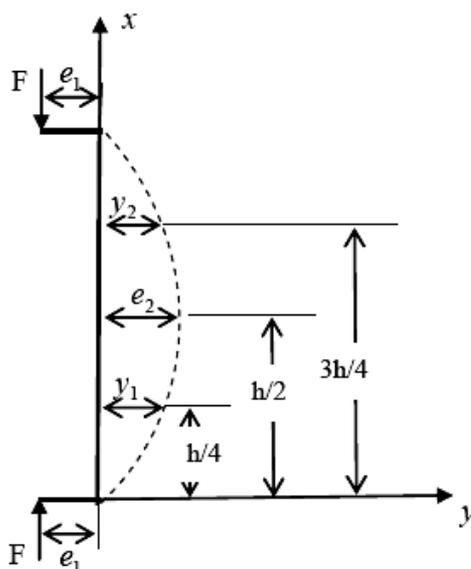


Figura 6.14: Posição das flechas medidas.

Na Tabela 6.6, são mostrados os valores médios alcançados.

Tabela 6.6: Flexo-compressão de paredes com  $\lambda = 14$  e  $e_1 = 0,5$ .

C.P.	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$f_{par}$ (MPa)	$\frac{f_{par}}{f_b}$	$\frac{f_{par}}{f_p}$
PAR 14E1 – A	25,69	2,86	0,18	0,28
PAR 14E1 – B	36,22	4,04	0,26	0,39
PAR 14E1 – C	29,30	3,26	0,21	0,32
$\mu$	30,40	3,39	0,22	0,33
$\sigma$	5,35	0,60	0,04	0,06
COV. (%)	17,60	17,72	18,58	17,21

A Tabela A.9 mostra por meio do teste de Grubbs, a inexistência de valores espúrios na amostra de flexo-compressão com  $e_1 = 0,5$  para paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 14$ .

Os valores teóricos determinados através da expressão 3.12, para as posições  $y_1$  e  $y_2$  (Figura 6.14) são comparados com os valores médios das flechas medidas pelos transdutores T 01, T 02 e T 03 (Tabela B.1).

A curva de ajuste representativa das flechas obtidas no ensaio para paredes com  $\lambda = 14$  (Figura C.1) é dada por:

$$\delta = -0,0087h^2 + 0,3945h - 0,103 \quad (6.2)$$

A Figura 6.15 mostra as curvas das flechas obtidas com os valores experimentais (Tabela B.1), com a expressão 6.2 e com os valores de calibração do modelo teórico determinados pela expressão 3.12.

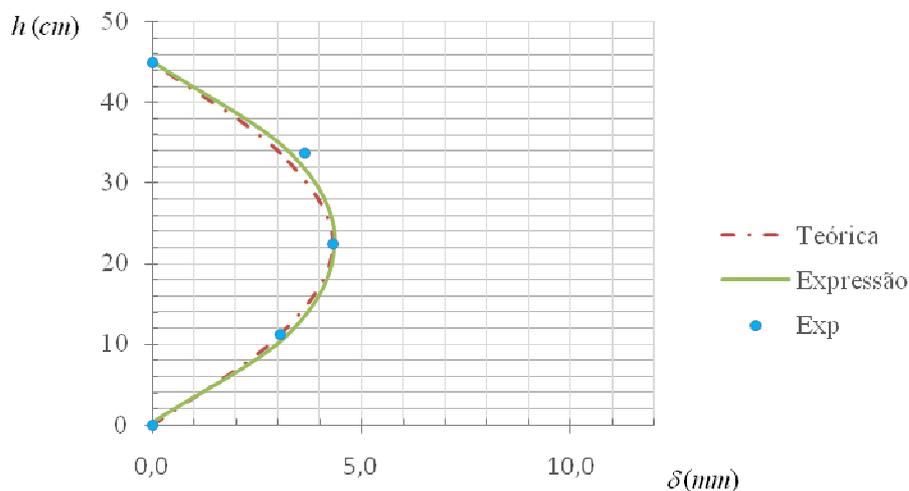


Figura 6.15: Comportamento da curva de flechas para a parede com  $\lambda = 14$  e  $e_1 = 0,5$ .

Observando-se a Figura 6.15 verifica-se a semelhança de comportamento entre as curvas teórica e experimental, o que atesta a validade da expressão 6.2.

### 6.3.2 Parede 18 ( $\lambda = 18$ )

As paredes receberam a denominação Parede 18E1 – A, Parede 18E1 – B e Parede 18E1 – C. As flechas foram obtidas através das leituras nos transdutores T 01, T 02 e T 03 (Figura 6.1).

A Tabela 6.7 apresenta os resultados alcançados para os valores médios da carga máxima e da resistência da parede.

Tabela 6.7: Flexo-compressão de paredes com  $\lambda = 18$  e  $e_1 = 0,5$ .

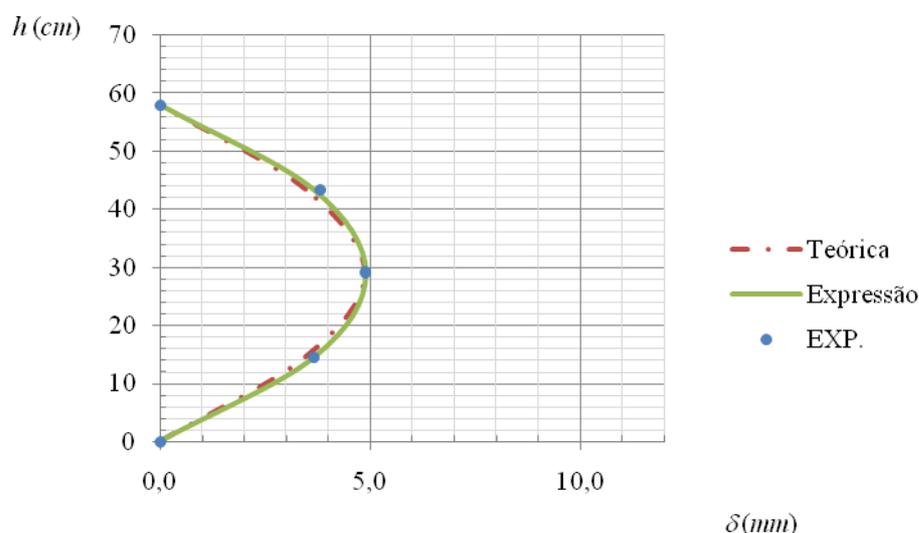
C.P.	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$f_{par}$ (MPa)	$\frac{f_{par}}{f_b}$	$\frac{f_{par}}{f_p}$
PAR 18E1 – A	16,41	1,83	0,12	0,18
PAR 18E1 – B	34,24	3,81	0,24	0,37
PAR 18E1 – C	31,56	3,52	0,23	0,34
$\mu$	27,40	3,05	0,20	0,30
$\sigma$	9,61	1,07	0,07	0,10
COV. (%)	35,08	35,08	35,08	35,08

A Tabela A.10 mostra os resultados do teste de Grubbs, indicando que não foram encontrados valores espúrios na amostra de flexo-compressão com  $e_1 = 0,5$  para paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 18$ .

A curva que representa as flechas da parede obtidas no ensaio para  $\lambda = 18$  é ajustada pela expressão (Figura C.2):

$$\delta = -0,0059h^2 + 0,3406h - 0,0216 \quad (6.3)$$

Na Figura 6.16 tem-se as curvas das flechas das paredes obtidas com os valores experimentais (Tabela B.2), com a expressão 6.3 e com os valores de calibração do modelo teórico determinados pela expressão 3.12.

Figura 6.16: Comportamento da curva de flechas para a parede com  $\lambda = 18$  e  $e_1 = 0,5$ .

O diagrama mostrado na Figura 6.16 mostra a semelhança de comportamento entre as curvas teórica e experimental, atestando a validade da expressão 6.3.

### 6.3.3 Parede 20 ( $\lambda = 20$ )

As paredes receberam a denominação Parede 20E1 – A, Parede 20E1 – B e Parede 20E1 – C. As flechas foram obtidas por meio das leituras dos transdutores T 01, T 02 e T 03 (Figura 6.1).

Na Tabela 6.8 são mostrados os valores médios alcançados.

Tabela 6.8: Flexo-compressão de paredes com  $\lambda = 20$  e  $e_1 = 0,5$ .

C.P.	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$f_{par}$ (MPa)	$\frac{f_{par}}{f_b}$	$\frac{f_{par}}{f_p}$
PAR 20E1 – A	19,96	2,22	1,28	1,93
PAR 20E1 – B	16,46	1,83	1,06	1,59
PAR 20E1 – C	18,25	2,03	1,17	1,76
$\mu$	18,22	2,03	1,17	1,76
$\sigma$	1,75	0,19	0,11	0,17
COV. (%)	9,60	9,60	9,60	9,60

Na Tabela A.11 os resultados do teste de Grubbs, indicam que não foram detectados valores espúrios na amostra de flexo-compressão com  $e_1 = 0,5$  para paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 20$ .

A expressão 6.4 traduz o comportamento da curva das flechas para a parede com  $\lambda = 20$  (Figura C.3).

$$\delta = -0,0053h^2 + 0,3335h + 0,1726 \quad (6.4)$$

O diagrama da Figura 6.17 mostra o comportamento da curva considerando os valores experimentais (Tabela B.3), os resultantes da expressão 6.3 e os valores de calibração do modelo teórico (expressão 3.12).

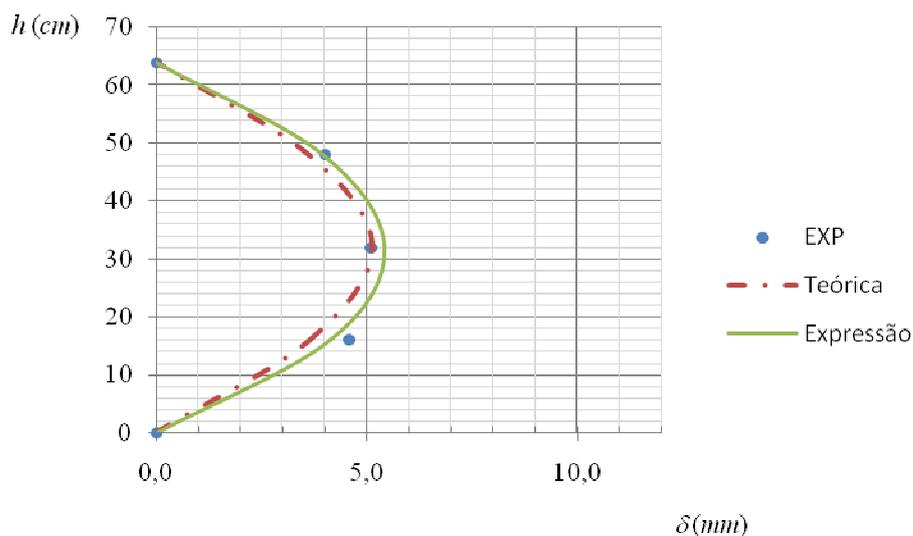


Figura 6.17: Comportamento da curva de flechas para a parede com  $\lambda = 20$  e  $e_1 = 0,5$ .

#### 6.4 ENSAIO DE FLEXO – COMPRESSÃO ( $e_1 = 1,0$ )

Seguindo-se o mesmo procedimento ensaiaram-se três paredes para cada índice de esbeltez  $\lambda$ . Com os valores de carga máxima e flecha determinados buscou-se uma expressão que representasse o comportamento das flechas ao longo da parede, comparando-a com o comportamento da coluna modelo comentado no item 3.3 deste trabalho. A seguir são apresentadas as tabelas com os valores finais médios; os gráficos carga *versus* deformação encontram-se no Anexo B.

##### 6.4.1 Parede 14 ( $\lambda = 14$ )

As paredes receberam a denominação Parede 14E2 – A, Parede 14E2 – B e Parede 14E2 – C. Os transdutores T 01, T 02 e T 03, localizados do lado direito da parede (Figura 6.1), deram a leitura das flechas. Os resultados experimentais encontram-se mostrados na Tabela 6.9.

Tabela 6.9: Flexo-compressão de paredes com  $\lambda = 14$  e  $e_1 = 1,0$ .

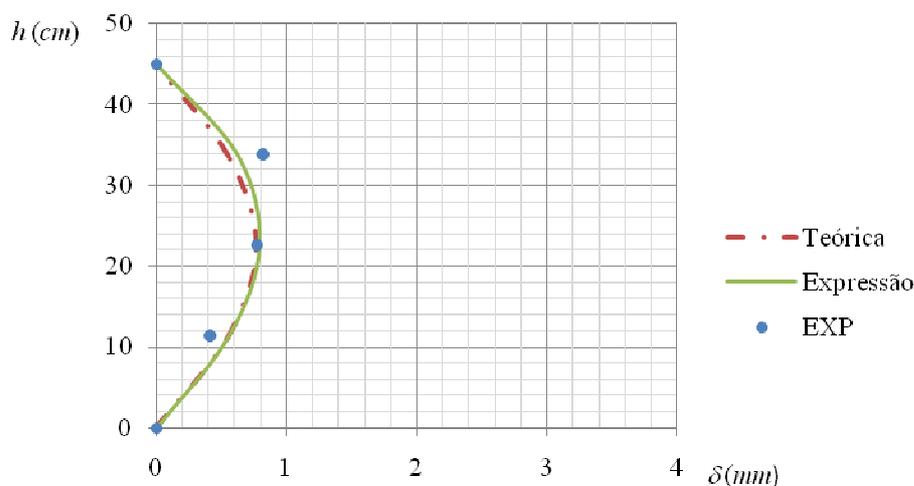
C.P.	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$f_{par}$ (MPa)	$\frac{f_{par}}{f_b}$	$\frac{f_{par}}{f_p}$
PAR 14E2 – A	6,95	0,77	0,050	0,075
PAR 14E2 – B	3,81	0,42	0,027	0,041
PAR 14E2 – C	3,26	0,36	0,023	0,035
$\mu$	4,67	0,52	0,033	0,050
$\sigma$	1,99	0,22	0,014	0,021
COV. (%)	42,60	42,60	42,60	42,60

A Tabela A.12 mostra os resultados do teste de Grubbs, indicando não terem sido detectados valores espúrios na amostra de flexo-compressão com  $e_1 = 1,0$  para paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 14$ .

A curva que representa as flechas da parede obtidas no ensaio para  $\lambda = 14$  é ajustada pela expressão (Figura C.4):

$$\delta = -0,0016h^2 + 0,0747h - 0,0767 \quad (6.5)$$

O diagrama da Figura 6.18 mostra uma análise do comportamento da curva de flechas considerando os valores experimentais (Tabela B.4), os obtidos da expressão 6.4 e os valores de calibração do modelo teórico (expressão 3.12).

Figura 6.18: Comportamento da curva de flechas para a parede com  $\lambda = 14$  e  $e_1 = 1,0$ .

### 6.4.2 Parede 18 ( $\lambda = 18$ )

As paredes receberam a denominação Parede 18E2 – A, Parede 18E2 – B e Parede 18E2 – C. As flechas foram obtidas através das leituras dos transdutores T 01, T 02 e T 03 (Figura 6.1).

Na Tabela 6.10 são mostrados os valores médios alcançados.

Tabela 6.10: Flexo-compressão de paredes com  $\lambda = 18$  e  $e_1 = 1,0$ .

C.P.	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$f_{par}$ (MPa)	$\frac{f_{par}}{f_b}$	$\frac{f_{par}}{f_p}$
PAR 18E2 – A	1,41	0,16	0,010	0,015
PAR 18E2 – B	2,44	0,27	0,017	0,026
PAR 18E2 – C	3,76	0,42	0,027	0,041
$\mu$	2,54	0,28	0,018	0,027
$\sigma$	1,18	0,13	0,008	0,013
COV. (%)	46,44	46,44	46,44	46,44

A Tabela A.13 por meio dos resultados obtidos no teste de Grubbs, mostra que não foram encontrados valores espúrios na amostra de flexo-compressão com  $e_1 = 1,0$  para paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 18$ .

A curva das flechas de ajuste da parede com  $\lambda = 18$  (Figura C.5) é dada por:

$$\delta = -0,0021h^2 + 0,1235h - 0,0168 \quad (6.6)$$

O diagrama da Figura 6.19 mostra uma análise comparativa do comportamento da curva considerando-se os valores experimentais (Tabela B.5), os resultantes da expressão 6.5 e os valores de calibração do modelo teórico (expressão 3.12).

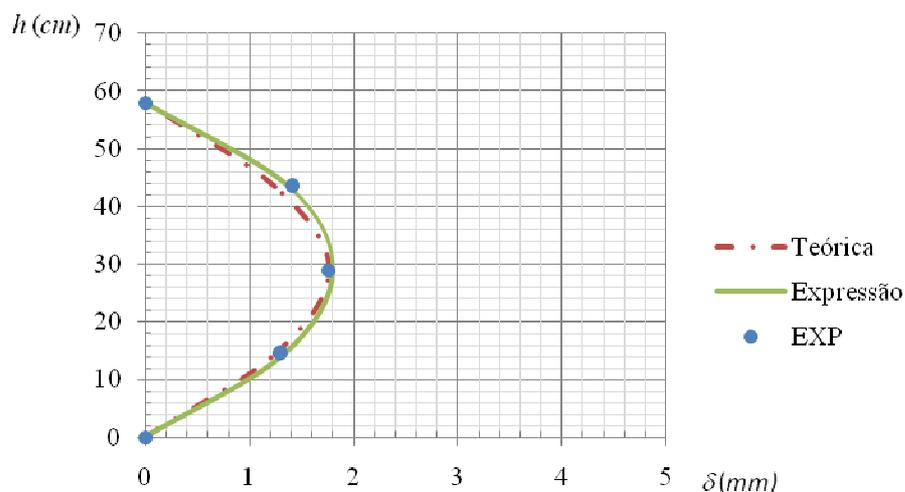


Figura 6.19: Comportamento da curva de flechas para a parede com  $\lambda = 18$  e  $e_1 = 1,0$ .

A semelhança de comportamento atesta a validade da expressão 6.6.

#### 6.4.3 Parede 20 ( $\lambda = 20$ )

Por questões operacionais do laboratório só foram ensaiadas duas paredes com  $\lambda = 20$ .

As paredes receberam a denominação Parede 20E2 – A, Parede 20E2 – B. Os transdutores T 01, T 02 e T 03 (Figura 6.1) deram a leitura das flechas.

A Tabela 6.11 apresenta os resultados alcançados para os valores médios da carga máxima e da resistência da parede.

Tabela 6.11: Flexo-compressão de paredes com  $\lambda = 20$  e  $e_1 = 1,0$ .

C.P.	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$f_{par}$ (MPa)	$\frac{f_{par}}{f_b}$	$\frac{f_{par}}{f_p}$
PAR 20E2 – A	2,12	0,24	0,14	0,21
PAR 20E2 – B	2,04	0,23	0,13	0,20
$\mu$	2,08	0,23	0,13	0,20
$\sigma$	0,057	0,006	0,004	0,005
COV. (%)	2,72	2,72	2,72	2,72

Ressalta-se que não foi calculado o teste de Grubbs, pois esse só é válido para no mínimo três experimentos.

Os valores teóricos determinados através da expressão 3.2, para as posições  $y_1$  e  $y_2$  (Figura 6.14) são comparados com os valores médios das flechas medidas pelos transdutores T 01, T 02 e T 03 (Tabela B.6).

A curva representativa das flechas obtidas no ensaio para paredes com  $\lambda = 14$  (Figura C.6) é dada por:

$$\delta = -0,0014h^2 + 0,0899h - 0,058 \quad (6.7)$$

O comportamento da curva das flechas considerando-se os valores experimentais (Tabela B.6), os resultantes da expressão 6.7 e os valores de calibração do modelo teórico (expressão 3.12), é analisado comparativamente no diagrama da Figura 6.20.

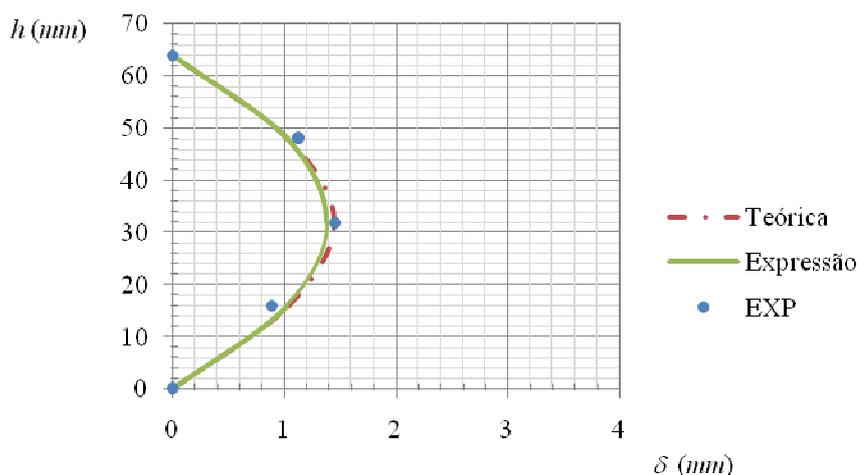


Figura 6.20: Comportamento da curva de flechas para a parede com  $\lambda = 20$  e  $e_1 = 1,0$ .

A semelhança entre as curvas atesta a validade da expressão 6.6 e a consistência nos resultados do ensaio.

Nas Figuras 6.21 e 6.22 tem-se as curvas das flechas experimentais em relação aos índice de esbeltez e excentricidades.

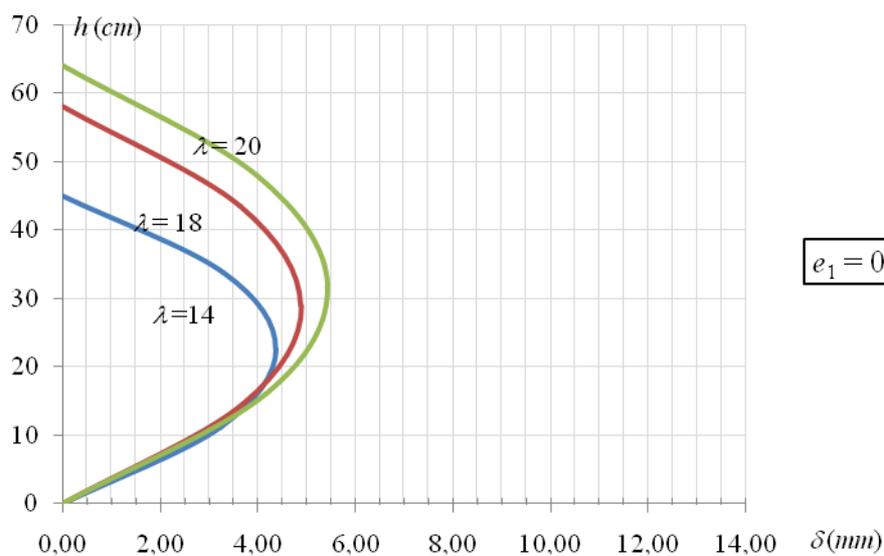


Figura 6.21: Curvas das flechas experimentais para  $e_1 = 0,5$ .

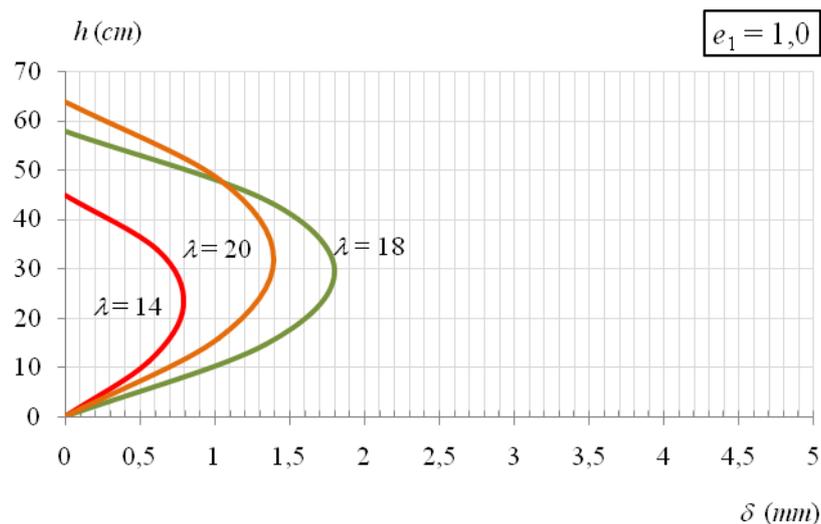


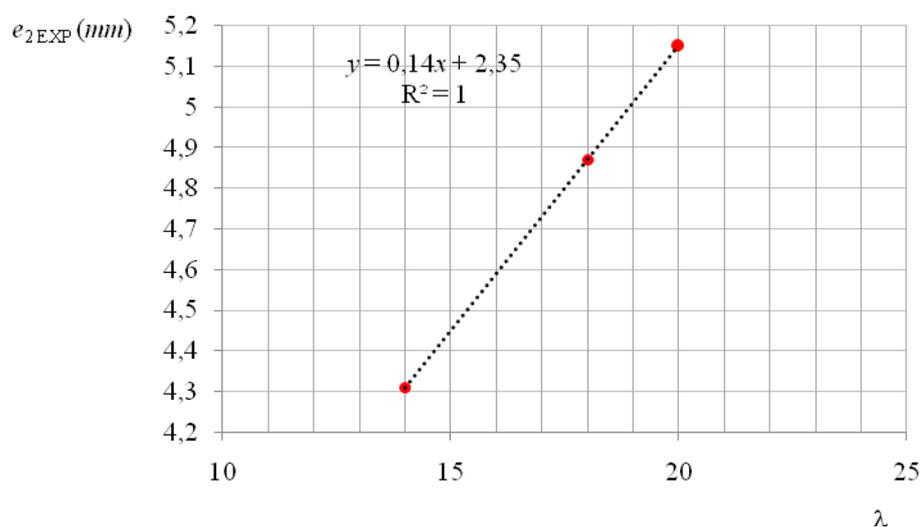
Figura 6.22: Curvas das flechas experimentais para  $e_1 = 1,0$ .

A Tabela 6.12 relaciona a flecha no ponto médio da parede  $e_2$  com o índice de esbeltez  $\lambda$ , comparando os valores médios experimentais  $e_{2EXP}$  (Tabelas B.1, B.2 e B.3) com os determinados pela BS 5628-1:1992 (expressão 3.19).

Tabela 6.12: Flecha no ponto médio da parede ( $e_1 = 0,5$ ).

$\lambda$	$e_2$ (mm)	
	Experimental	BS 5628-1:1992
14	4,31	2,09
18	4,88	3,77
20	5,14	4,76

Na Figura 6.23 tem-se o comportamento da curva  $e_{2EXP} \times \lambda$  mostrando a expressão da linha de ajuste da curva.

Figura 6.23: Comportamento da curva  $e_{2EXP} \times \lambda$  ( $e_1 = 0,5$ ).

Os valores de  $e_2$  em função do índice de esbeltez  $\lambda$  são dados por:

$$e_2 = 0,14\lambda + 2,35 \quad (6.8)$$

O comportamento da curva  $e_2 \times \lambda$  considerando-se os resultados da expressão 6.7, definida por meio dos valores experimentais de  $e_2$ , e os definidos pela BS 5628-1:1992 (expressão 3.19), são mostrados nos diagramas da Figura 6.24.

Nessa figura tem-se a curva extrapolada até  $\lambda = 25$ , mas ressalta-se que para  $\lambda > 20$  os valores obtidos com essa expressão devem ser analisados com cautela.

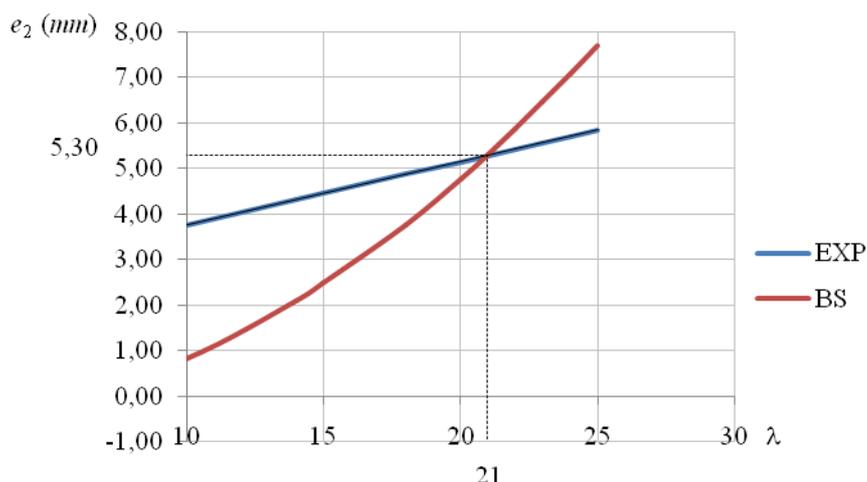


Figura 6.24: Comportamento da curva  $e_2 \times \lambda$ .

A Tabela 6.13 relaciona a flecha no ponto médio da parede  $e_2$  com o índice de esbeltez  $\lambda$ , comparando os resultados médios experimentais  $e_{2EXP}$  (Tabelas B.4, B.5 e B.6) com os determinados pela BS 5628-1:1992 (expressão 3.19).

Tabela 6.13: Flecha no ponto médio da parede ( $e_1 = 1,0$ ).

$\lambda$	$e_2 (mm)$	
	Experimental	BS 5628-1:1992
14	0,77	2,09
18	1,76	3,77
20	1,46	4,76

Na Figura 6.25 tem-se o comportamento da curva  $e_{2EXP} \times \lambda$  mostrando a expressão da linha de ajuste da curva.

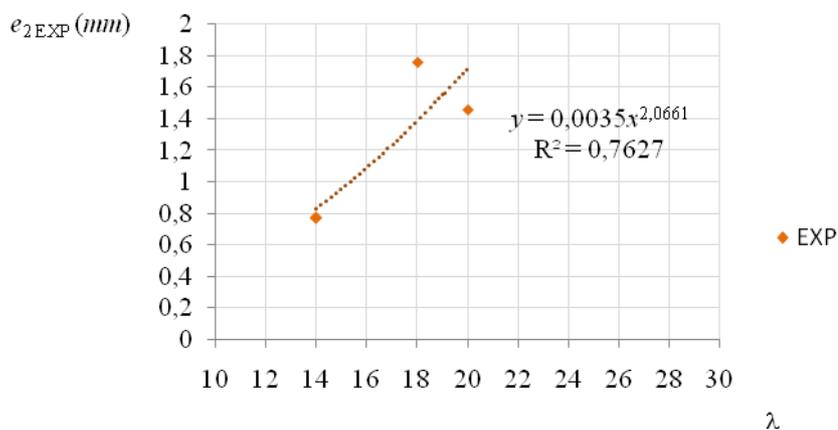


Figura 6.25: Comportamento da curva  $e_{2EXP} \times \lambda$  ( $e_1 = 1,0$ ).

Para  $\lambda = 20$ , ao que tudo indica, ocorreu algum comportamento anômalo no ensaio pois o valor de  $e_{2EXP}$  deveria ser maior do que o obtido para  $\lambda = 18$ . Assim a expressão de ajuste (Figura 6.25) é apenas ilustrativa, não tem respaldo experimental para se tirar conclusões.

A NBR 15812-1:2010 e o EUROCODE 6:1996 não fazem menção à excentricidade de 2ª ordem  $e_2$ .

A Tabela 6.14 mostra a variação dos valores médios experimentais para a resistência da parede  $f_{par}$  com a excentricidade  $e_1$  e o índice de esbeltez  $\lambda$ .

Tabela 6.14: Variação de  $f_{par}$  com  $e_1$  e  $\lambda$ .

$\lambda$	$f_{par}$ (MPa)		
	$e_1 = 0$	$e_1 = 0,5$	$e_1 = 1,0$
14	5,32	3,39	0,52
18	4,64	3,05	0,28
20	3,47	2,03	0,23

Na Figura 6.26 tem-se o comportamento da curva  $f_{par} \times \lambda$  para cada valor de  $e_1$  ensaiado, mostrando a expressão da linha de ajuste da curva.

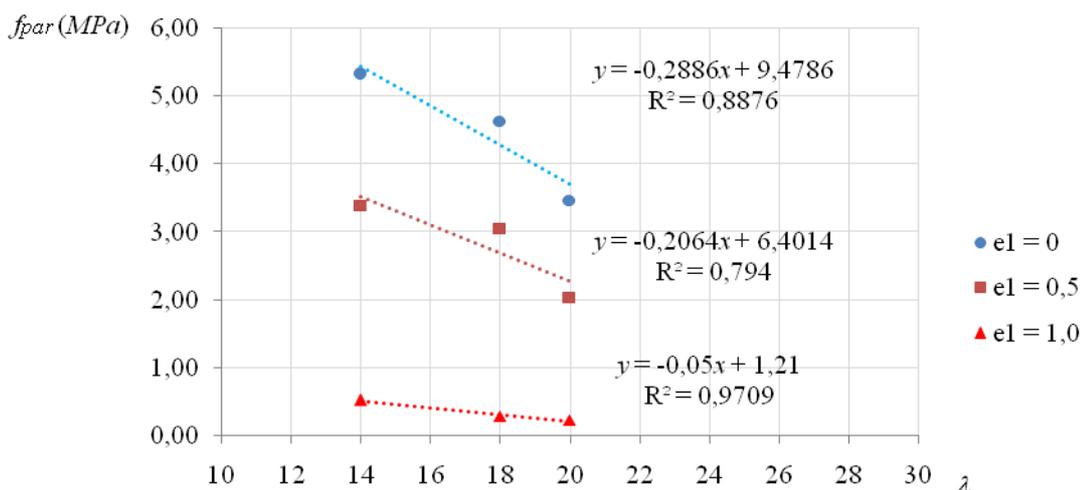


Figura 6.26: Comportamento das curvas de ajuste  $f_{par} \times \lambda$ .

A curva representativa da resistência da parede  $f_{par}$  obtida no ensaio para  $e_1 = 0$  é dada por:

$$f_{par} = -0,29\lambda + 9,48 \quad (6.9)$$

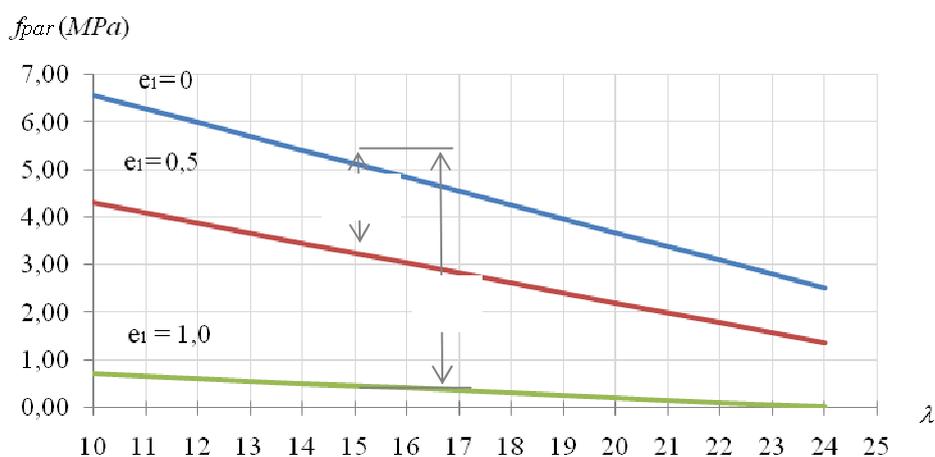
Para  $e_1 = 0,5$  tem-se:

$$f_{par} = -0,21\lambda + 6,40 \quad (6.10)$$

E para  $e_1 = 1,0$  a curva fica definida pela:

$$f_{par} = -0,05\lambda + 1,21 \quad (6.11)$$

A Figura 6.27 mostra o comportamento da curva  $f_{par} \times \lambda$  extrapolada até  $\lambda = 24$ , limite para alvenaria não armada. Entretanto, ressalta-se que acima de  $\lambda = 20$  os valores obtidos com essa expressão devem ser analisados com a devida precaução.



$\lambda$	$\Delta_1$	$\Delta_2$
14	1,96 MPa	4,91 MPa
18	1,64 MPa	3,95 MPa
20	1,48 MPa	3,47 MPa

Figura 6.27: Comportamento da curva  $f_{par} \times \lambda$ .

Observa-se que para  $\lambda > 20$   $f_{par}$  aproxima-se de zero. A curva deve ser então truncada para  $\lambda = 24$ , valor limite entre a alvenaria armada e não armada.

## 6.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para as razões  $\frac{f_{par}}{f_b}$  e  $\frac{f_{par}}{f_p}$  os coeficientes de variação determinados são, respectivamente, 13,76% e 13,17% (Tabela 6.1); 20,00% e 21,44% (Tabela 6.2); 6,84% e 7,18% (Tabela 6.3), indicando que os resultados são consistentes e coerentes com os obtidos em paredes com dimensões usuais.

A Figura 6.22 indica ter ocorrido um comportamento anômalo no ensaio, pois o valor de  $\delta^{(18)}$  deveria ser menor do que o valor de  $\delta^{(20)}$ .

A NBR 15812-1:2010 estabelece como valor máximo do índice de esbeltez para a alvenaria não armada  $\lambda = 24$ . Observa-se que para  $\lambda \leq 21$  (próximo a  $\lambda = 24$ ) a excentricidade adicional  $e_2$  dada pela curva dos dados experimentais (expressão 6.8), apresenta valores maiores dos que os determinados pela BS 5628-1:1992 (expressão 3.19). Desse ponto em diante a excentricidade  $e_2$  calculada pelas recomendações dessa norma é maior do que a determinada pela expressão 6.8 obtida com os resultados do ensaio (Figura 6.24).

Do comportamento da curva  $e_2 \times \lambda$  (Figura 6.24) observa-se que para  $\lambda = 15$  tem-se entre os valores de  $e_2$ , uma razão  $\psi = \frac{e_{2exp}}{e_{2BS}} = 1,98$ . Entretanto, quando  $\lambda = 21$  essa razão é igual a 1, daí se deduz que no valor limite da esbeltez para as condições de alvenaria armada e não armada, deve haver uma mudança na sistemática de dimensionamento.

## 7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

### 7.1 CONCLUSÕES

Buscou-se neste trabalho descrever o comportamento mecânico das paredes de alvenaria estrutural e sua resposta quando submetida à flexo-compressão.

A razão entre os resultados encontrados para a resistência do bloco e do prisma (Tabelas 5.5 e 5.7) resultaram num fator de eficiência  $\eta = 0,66$  dentro da faixa de variação adotada no Brasil (RAMALHO e CORRÊA, 2003) o que corrobora a eficiência na utilização do modelo reduzido.

Os coeficientes de variação mostrados nas Tabelas 6.6 e 6.7 para as razões  $\frac{f_{par}}{f_b}$  e  $\frac{f_{par}}{f_p}$  são maiores dos que os encontrados no ensaio à compressão centrada (Tabelas 6.1, 6.2 e 6.3) o que leva numa rápida análise, a concluir que os coeficientes de variação são maiores quando se tem excentricidade. No entanto, a Tabela 6.8 mostra para as razões  $\frac{f_{par}}{f_b}$  e  $\frac{f_{par}}{f_p}$ , coeficientes de variação menores do que os encontrados no ensaio à compressão centrada. Conclui-se que a análise da variação dos coeficientes de variação indica que esses valores não têm relação com a variação da excentricidade  $e_1$  e o índice de esbeltez  $\lambda$ . O aumento dos coeficientes de variação para  $e_1 = 0,5$  pode ser atribuído à variabilidade dos dados obtidos nas leituras.

Com a variação da excentricidade para  $e_1 = 1,0$  os coeficientes de variação para as razões  $\frac{f_{par}}{f_b}$  e  $\frac{f_{par}}{f_p}$ , mostram um aumento acentuado (Tabelas 6.9 e 6.10), mas não foi apurada nenhuma relação dessa variabilidade com  $e_1$  e  $\lambda$ .

Entretanto, os comportamentos desses valores indicam que quando  $e_1$  aumenta em conjunto com o aumento de  $\lambda$  esses coeficientes de variação tendem a aumentar. Conclui-se que são necessários mais ensaios para dirimir essa questão.

Com relação aos dados da Tabela 6.11 conclui-se que com apenas dois ensaios não foi possível verificar a variabilidade dos coeficientes de variação em função de  $e_1$  e  $\lambda$ .

O comportamento da curva  $\bar{f}_{par} \times \lambda$ , com bom ajuste, indica que os resultados obtidos são coerentes com o comportamento esperado (Figura 6.11).

Nota-se uma variação acentuada com relação à tensão de resistência à compressão da parede. Pela NBR 15812-1:2010 a tensão praticamente não apresenta variação com o índice de esbeltez  $\lambda$  (menos de 3%). A análise experimental mostra a tensão de resistência da parede para  $\lambda \leq 18$ , tomando valores cerca do dobro dos valores normativos, mas para  $\lambda > 18$  a tensão cai acentuadamente e se aproxima do valor da norma para  $\lambda > 24$ , valor limite entre alvenaria armada e não armada (Figura 6.12).

Da Figura 6.13 observa-se:

- 1) a variação  $\Delta_1$  entre os valores experimentais e os determinados pelo EUROCODE 6: 1996 para  $\lambda=14$  é menor do que para  $\lambda=18$ , cerca de 50% menor;
- 2) a variação  $\Delta_1$  entre os valores experimentais e os determinados pelo EUROCODE 6: 1996 para  $\lambda=14$  é praticamente igual para  $\lambda=20$ ;
- 3) a variação  $\Delta_2$  entre os valores experimentais e os determinados pela NBR 15812-1: 2010 para  $\lambda=14$  é maior do que para  $\lambda=18$ , cerca de 25% maior;
- 4) a variação  $\Delta_2$  entre os valores experimentais e os determinados pela NBR 15812-1: 2010 para  $\lambda=14$  é maior do que para  $\lambda=20$ , cerca de 134% maior.

Conclui-se que os valores de carga máxima resistente à compressão das paredes prescritos pela NBR 15812-1: 2010 apresentam pouca variabilidade em relação ao índice de esbeltez, confirmando o conservadorismo da norma brasileira.

As curvas de ajuste das excentricidades apresentam uma similaridade de comportamento com a curva teórica originária da análise da coluna modelo. Pode-se concluir que as expressões para essa curva, determinadas a partir dos dados experimentais atestam a veracidade desse comportamento (Figura 6.15 a Figura 6.20).

O comportamento das curvas de ajuste variando em relação ao índice de esbeltez e excentricidade (Figura 6.21) permite concluir que a flecha  $\delta$  aumenta quando  $\lambda$  aumenta,

sendo que para a flecha  $e_2$  no ponto médio da parede, tem-se a razão  $\frac{\delta^{(18)}}{\delta^{(14)}} = 12\%$  e a razão

$$\frac{\delta^{(20)}}{\delta^{(14)}} = 24\% .$$

A adoção de  $R = 1 - \left(\frac{\lambda}{40}\right)^3$  (NBR 15812-1:2010) não é consistente, pois é válida para ambos os tipos de dimensionamento.

Das Figuras 6.26 e 6.27 conclui-se:

- 1) as três curvas são coerentes, isto é, as expressões apresentam boa correlação;
- 2) o aumento de  $e_1$  diminui consideravelmente a resistência da parede;
- 3) a variação  $\Delta_1$  entre os valores de  $\bar{f}_{par}$  para  $e_1 = 0$  e  $e_1 = 0,5$  diminuem com  $\lambda$  mantendo uma razão da ordem de 10%;
- 4) a variação  $\Delta_2$  entre os valores de  $\bar{f}_{par}$  para  $e_1 = 0$  e  $e_1 = 1,0$  diminuem com  $\lambda$  com valores bem maiores do que os encontrados para  $\Delta_1$ , da ordem de 50% para  $\lambda = 14$ ; 40% para  $\lambda = 18$  e cerca de 34% para  $\lambda = 20$ , mostrando o decréscimo de  $\bar{f}_{par}$  com  $e_1$  e com  $\lambda$ .

O procedimento preconizado pela NBR 15812-1:2010, no qual se tem o fator  $R$  para a resistência da parede mostra-se inconsistente. Pelo estudo apresentado verifica-se que a resistência da parede varia acentuadamente com o valor de  $\lambda$ , com valores cerca do dobro dos valores normativos para  $\lambda \leq 18$ , e aproximando-se do valor de norma para  $\lambda > 24$ , valor limite entre alvenaria armada e não armada.

No capítulo 3, no estudo das rigidezes dos elementos (paredes e lajes) tem-se a sistemática de cálculo de  $M_1$ , que permite calcular  $e_1$ , que nesta tese foi arbitrado para a realização dos ensaios.

Entretanto, ressalta-se que é fundamental que a análise e dimensionamento das paredes sejam efetuados considerando-se essas rizezas.

## 7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para aprimoramento do estudo realizado e obtenção de conclusões complementares recomenda-se:

- 1) a realização de mais ensaios com essa configuração de parede e aparato de ensaio;

- 2) a realização de ensaios com paredes formando abas laterais à parede ensaiada, de modo a se verificar a modificação à esbeltez em função dessas paredes adicionais;
- 3) a mudança do aparato de ensaio com a colocação de engaste na base da parede;
- 4) a execução de ensaios com os blocos da parede preenchidos com grout;
- 5) a compilação de resultados de ensaios das paredes em dimensões usadas nas estruturas para comparação com os resultados obtidos em modelos reduzidos.

## REFERÊNCIAS

### OBRAS CITADAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 530. **Building Code Requirements for Masonry Structures**. ACI Standart, USA, 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C 1006-84: **Standard test method for splitting tensile strength of masonry units**. Philadelphia. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.

\_\_\_\_\_. **Bloco Cerâmico para Alvenaria: Especificação**. NBR 7171, Rio de Janeiro. 1992.

\_\_\_\_\_. **Execução e Controle de Obras em Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto: Procedimento**. NBR 8798, Rio de Janeiro. 1985.

\_\_\_\_\_. **Paredes de Alvenaria Estrutural – Verificação da Resistência à Flexão Simples ou à Flexo-Compressão**: NBR 14322, Rio de Janeiro. 1999.

\_\_\_\_\_. **Paredes de Alvenaria Estrutural – Determinação da Resistência ao Cisalhamento**: NBR 14321, Rio de Janeiro. 1999.

\_\_\_\_\_. Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto – Parte 1: Projetos: NBR 15961-1, Rio de Janeiro. 2011.

\_\_\_\_\_. Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto – Parte 2: Execução e Controle de Obras: NBR 15961-1, Rio de Janeiro. 2011.

\_\_\_\_\_. Alvenaria Estrutural – Blocos Cerâmicos – Parte 1: Projetos: NBR 15812-1, Rio de Janeiro. 2010.

\_\_\_\_\_. Alvenaria Estrutural – Blocos Cerâmicos – Parte 2: Execução e Controle de Obras: NBR 15812-2, Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. Paredes de Alvenaria Estrutural – Ensaio à Compressão Simples: NBR 8949, Rio de Janeiro. 1985.

\_\_\_\_\_. Componentes cerâmicos Parte 1: Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação – Terminologia e requisitos: NBR 15270-1, Rio de Janeiro. 2005.

\_\_\_\_\_. Componentes cerâmicos Parte 2: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural – Terminologia e requisitos: NBR 15270-2, Rio de Janeiro. 2005.

\_\_\_\_\_. Componentes cerâmicos Parte 3: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural e de vedação – Métodos de ensaio: NBR 15270-3, Rio de Janeiro. 2005.

\_\_\_\_\_. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Preparo da mistura e determinação do índice de consistência: NBR 13276, Rio de Janeiro, 2002.

\_\_\_\_\_. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da retenção de água: NBR 13277, Rio de Janeiro, 1995.

\_\_\_\_\_. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da densidade de massa e do teor de ar incorporado: NBR 13278, Rio de Janeiro, 1995.

\_\_\_\_\_. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e a compressão: NBR 13279, Rio de Janeiro, 2005.

\_\_\_\_\_. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Requisitos: NBR 13281, Rio de Janeiro, 2001.

\_\_\_\_\_. Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação: NBR 8522, Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA. Manual Técnico de Alvenaria. São Paulo. 1990.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. Code of practice for structural use of masonry – Part 1 – Structural use of unreinforced masonry – BS 5628: part 1. Reino Unido, 1992.

BARROS NETO, B.; SCARMINO, I. S.; BRUNS, R. E. Como fazer experimentos: Pesquisa e Desenvolvimento na Ciência e na Indústria. Campinas: Editora Unicamp. 2003.

CARNEIRO, FERNANDO LOBO. Análise Dimensional e Teoria da Semelhança e dos Modelos Físicos. Rio de Janeiro: Editora UFRJ. 1993.

CAVALCANTI FILHO, CARY CASSIANO. Estudo da Flambagem de Paredes de Alvenaria Estrutural. Niterói: UFF. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal Fluminense. 2009.

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

DIN 1053-1: Masonry - Part 1: Design and construction. 1996.

EUROCODE N°6. Common Unified Rules for Masonry Structures, Report EUR 9988 EN. 1992.

EUROCODE N°6. Design of Masonry Structures – Part 1-1: General Rules for Building – Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry, ENV 1996-1-1. 1995.

FRANCO, LUIZ SERGIO. **Desempenho da Alvenaria à Compressão**. São Paulo: Boletim Técnico da Escola Politécnica, Universidade de São Paulo BT – 20/88. 1988.

GOMES, NELSON DOS SANTOS. **A Resistência das Paredes de Alvenaria**. São Paulo: USP. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 1983.

HENDRY, ARNOLD W. **Structural Brickwork**. Edited by Halsted Press book. John Wiley & Sons. New York.USA.1981.

HENDRY, ARNOLD W. **Structural Masonry**. Macmillan Press Ltd. Printed in Hong Kong. 1998.

HILSDORF, H. K. **An investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression**. Designing, engineering and construction with masonry products. Proceedings of an International Conference on Masonry Structural Systems (1969), pp. 34–41 Huston, Texas.

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

MOHAMAD, GIHAD; LOURENÇO, PAULO BRANDÃO; ROMAN, HUMBERTO RAMOS. **Juntas Verticais: Influência no Comportamento Mecânico da Alvenaria Estrutural**. REVISTA PRISMA, n° 29. 2008.

PARSEKIAN, GUILHERME ARIS, HAMID, AHMAD AHMAD, DRYSDALE, ROBERT GEORGE. **Comportamento e Dimensionamento de Alvenaria Estrutural**. São Carlos: EduFSCar, 2012.

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

SÁNCHEZ, EMIL (organizador). **Nova Normalização Brasileira para a Alvenaria Estrutural**. Rio de Janeiro: Interciência. 2013.

## **OBRAS CONSULTADAS**

ANDRADE, ALMIR AMORIM. **Comportamento Estrutural das Paredes de Alvenaria**. São Paulo: USP. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.

\_\_\_\_\_. **Projeto de Estruturas de Concreto: Procedimento**. NBR 6118, Rio de Janeiro. 2003.

\_\_\_\_\_. **Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto: Procedimento**. NBR 10837, Rio de Janeiro. 1989.

\_\_\_\_\_. **Bloco Vazado de Concreto Simples para Alvenaria Estrutural: Especificação**. NBR 6136, Rio de Janeiro. 1994.

\_\_\_\_\_. **Ações e Segurança nas Estruturas: Procedimento**. NBR 8681, Rio de Janeiro. 2003.

AZAR, J. J.; PEERY, D. J. **Aircraft Structures**. McGraw-Hill, Inc., 1982.

BARRETO, ADRIANO SIEBRA PAES. Análise Numérica de Painéis de Alvenaria Estrutural Utilizando Técnicas de Homogeneização. Recife: UFPE. Dissertação (Mestrado) – GTG, Engenharia Civil - Universidade Federal de Pernambuco. 2002.

CAMACHO, JEFFERSON SIDNEY. Alvenaria Estrutural Não-Armada: Parâmetros Básicos a Serem Considerados no Projeto dos Elementos Resistentes. Porto Alegre: UFRGS. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 1986.

CAMACHO, JEFFERSON SIDNEY. Contribuição ao Estudo de Modelos Físicos Reduzidos de Alvenaria Estrutural Cerâmica. São Paulo: USP. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 1995.

CURTIN, W. G.; SHAW, G.; BECK, J. K.; BRAY, W. A. Structural Masonry Designers' Manual. Printed in Singapore. 2006.

DUARTE, RONALDO BASTOS. Recomendações para o Projeto e Execução de Edifícios de Alvenaria Estrutural. Porto Alegre: ANICER. 1999.

DRYSDALE, R.G.; HAMID, A.A. Behavior of concrete block masonry under axial compression. In: American Concrete Institute Journal. June. p. 707-721. 1979.

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

EL NASCHIE, MOHAMED S. Stress, Stability and Chaos in Structural Engineering. McGraw-Hill Book Company. Printed in Singapore. 1992.

FONSECA, MARIA HEMÍLIA. Curso de Metodologia na Elaboração de Trabalhos Acadêmicos. Rio de Janeiro. Editora Ciência Moderna Ltda. 2009.

FRANCO, LUIZ SERGIO. Desempenho Estrutural do Elemento Parede de Alvenaria Empregado Estrutural Não Armado Quando Submetido à Esforços de Compressão. São Paulo: USP. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 1983.

FRANCO, LUIZ SERGIO, Parâmetros Utilizados nos Projetos de Alvenaria Estrutural. São Paulo: Texto Técnico, Escola Politécnica da USP, São Paulo, 1993.

FUSCO, PÉRICLES BRASILIENSE. Estruturas de Concreto: Solicitações Normais. Rio de Janeiro: Guanabara Dois. 1981.

GRANVILLE, WILLIAM A.; SMITH PERCEY F.; LONGLEY WILLIAM R. Elementos de Cálculo Diferencial e Integral. Rio de Janeiro: Editora Científica. 1961.

GERE, JAMES M. Mecânica dos Materiais. São Paulo: Pioneira Thomson Learning. 2003.

HIBBELER, R. C. Resistência dos Materiais. São Paulo: Pearson Prentice Hall. 2004.

JUSTE, ANDREA ELIZABETH. Estudo da Resistência e da Deformabilidade da Alvenaria de Blocos de Concreto Submetida a Esforços de Compressão. São Carlos: USP. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2001.

MAIA, L. P. M. Análise Dimensional. Rio de Janeiro: Editora Nacionalista. 1960.

MAMEDE, FABIANA CRISTINA. Utilização de Pré-Moldados em Edifícios de Alvenaria Estrutural. São Carlos: USP. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2001.

\_\_\_\_\_. Masonry Designers' Guide . The Mansory Society. Colorado. 1983.

\_\_\_\_\_. Masonry Structural Design for Buildings. Unified Facilities Criteria (UFC). Washington. 2005.

MANN, W. Grundlagen der vereinfachten und der genaueren Bemessung von Mauerwerk nach DIN 1053-1, Ausgabe November 1996. Mauerwerk-Kalender. Ernest & Sohn. 1988.

MOHAMAD, GIHAD. Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto. 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1998.

MOURA, LUIS FERNANDO. Excel para Engenharia. São Paulo: EdUFSCar. 2007.

OLIVEIRA, LUCIANE MARCELA FILIZOLA. Estudo Teórico e Experimental do Comportamento das Interfaces Verticais de Paredes Interconectadas de Alvenaria Estrutural. São Paulo: USP. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2014.

PFEIL, WALTER. Concreto Armado – Dimensionamento. (2ª edição) Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. 1976.

RABELO, ANTÔNIO CARLOS NOGUEIRA. Dimensionamento de Alvenaria Estrutural Segundo Recomendações do EUROCODE 6. Belo Horizonte: UFMG. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais. 2004.

RAMALHO, MÁRCIO A.; CORRÊA, MÁRCIO R. S. Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural. São Paulo: Editora Pini. 2003.

RAMOS, JOSÉ LUÍS FERREIRA DA SILVA. Análise Experimental e Numérica de Estruturas Históricas de Alvenaria. Portugal. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia da Universidade do Minho. 2002.

REIS, ANTÓNIO; CAMOTIM, DINAR. Estabilidade Estrutural. Portugal: McGraw-Hill. 2000.

ROMAN, HUMBERTO RAMOS. Manual de Alvenaria. UFSC. Florianópolis. 1994.

SABBATINI, FERNANDO HENRIQUE. Alvenaria Estrutural – Requisitos e Critérios Mínimos a serem Atendidos para Solicitação de Financiamento de Edifícios em Alvenaria Estrutural junto à Caixa Econômica Federal. Brasília/DF. 2002.

SABNIS, GAJANAN M.; HARRIS, HARRY G.; WHITE N. RICHARD; MIRZA, M. SAEED. Structural Modeling and Experimental Techniques. Prentice-Hall, Inc. U.S.A. 1983.

SÁNCHEZ, EMIL (organizador). Alvenaria Estrutural: Novas Tendências Técnicas e de Mercado. Rio de Janeiro: Interciência. 2002.

SANTOS, MAURO JOEL FRIEDERICH. Análise da Resistência de Prismas e Pequenas Paredes. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, 2008.

SHAMES, IRVING HERMAN. Mecânica dos Fluidos. Volume I. São Paulo: Edgard Blücher, 1973.

STREETER, VICTOR LYLE; WYLIE, E. BENJAMIN. Mecânica dos Fluidos. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1982.

TAUIL, CARLOS ALBERTO; RACCA, CID LUIZ. Alvenaria Armada. São Paulo: Projeto. 1981.

TIMOSHENKO, STEPHEN P. Mecânica dos Sólidos. Volumes 1 e 2. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. 1983.

TIMOSHENKO, STEPHEN P. Resistência dos Materiais. Volumes I e II. Rio de Janeiro: Ao Livro Técnico. 1974.

VILATÓ, ROLANDO RAMIREZ; FRANCO, LUIZ SERGIO. As Juntas de Movimentação na Alvenaria Estrutural. São Paulo: EPUSP. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, BT/PCC/227. 1998.

## SÍTIOS DA INTERNET

ARGAMIL – [www.argamil.com.br](http://www.argamil.com.br).

CERÂMICA SELECTA – [www.selectablocos.com.br](http://www.selectablocos.com.br).

KALIL, SÍLVIA MARIA BAPTISTA (2005). **Tópicos Especiais: Alvenaria Estrutural**. Acedido em 08 de maio de 2008, em: [www.pucrs.br/feng/civil/professores](http://www.pucrs.br/feng/civil/professores).

TMS. **The Masonry Society**. Disponível na internet via página URL: [www.masonrysociety.org/html/about/awards/haller/](http://www.masonrysociety.org/html/about/awards/haller/). Publicado por: The Masonry Society. Texto capturado em Julho de 2012.

**ANEXOS**

## ANEXO A

### TESTE DE VALOR ESPÚRIO (*Grubbs*)

Este teste é desenvolvido para verificar a presença de valores extremos em observações amostrais.

O teste de Grubbs admite a distribuição normal e compara a distância, medida em desvios padrão, do valor suspeito em relação à média do conjunto de valores. desvio padrão e média calculados com o valor suspeito. Se essa distância for maior do que um certo limite crítico tabelado  $G_c$ , o valor suspeito é considerado anômalo.

Para esse teste, utiliza-se a expressão A.1.

$$G = \frac{|x_i - \mu|}{\sigma} \quad (\text{A.1})$$

onde

$G$  – valor do teste de Grubbs;

$x_i$  – observação da amostra  $x_1, x_2, \dots, x_n$ ;

$\mu$  – média amostral;

$\sigma$  – desvio padrão amostral.

A Tabela A.1 contém os valores críticos  $G_c$  para o teste de Grubbs, com nível de significância  $\alpha = 5\%$ . Essa tabela tem incrementos unitários para tamanhos de amostra entre 3 e 40 observações, e incrementos de 10 unidades entre amostras com 40 e 140 observações.

Tabela A.1: Valores Críticos de Grubbs ( $\alpha = 5\%$ ).

$n$	$G_c$	$n$	$G_c$	$n$	$G_c$	$n$	$G_c$
3	1,15	15	2,55	27	2,86	39	3,03
4	1,48	16	2,59	28	2,88	40	3,04
5	1,71	17	2,62	29	2,89	50	3,13
6	1,89	18	2,65	30	2,91	60	3,20
7	2,02	19	2,68	31	2,92	70	3,26
8	2,13	20	2,71	32	2,94	80	3,31
9	2,21	21	2,73	33	2,95	90	3,35
10	2,29	22	2,76	34	2,97	100	3,38
11	2,34	23	2,78	35	2,98	110	3,42
12	2,41	24	2,80	36	2,99	120	3,44
13	2,46	25	2,82	37	3,00	130	3,47
14	2,51	26	2,84	38	3,01	140	3,49

Tem-se a seguir a verificação de valores espúrios para um nível de confiabilidade de 95% ( $\alpha = 5\%$ ).

1) Ensaio de blocos à compressão:  $n = 14$ ,  $G_c = 2,51$  (Tabela A.1).

Tabela A.2: Verificação de valores espúrios no ensaio de blocos à compressão.

Blocos	$f_b$ (MPa)	$G$	Espúrio
Bl 01	17,03	0,65	Não
Bl 02	14,07	0,67	Não
Bl 03	17,78	0,99	Não
Bl 04	12,40	1,42	Não
Bl 05	16,54	0,43	Não
Bl 06	16,23	0,29	Não
Bl 07	15,44	0,06	Não
Bl 08	15,04	0,24	Não
Bl 09	11,78	1,69	Não
Bl 10	14,03	0,69	Não
Bl 11	13,79	0,79	Não
Bl 12	18,47	1,29	Não
Bl 13	13,51	0,92	Não
Bl 14	19,10	1,58	Não
$\mu$	15,57	—	—
$\sigma$	2,24	—	—
COV. (%)	14,41	—	—

2) Ensaio de blocos à tração:  $n = 6$ ,  $G_c = 1,89$  (Tabela A.1).

Tabela A.3: Verificação de valores espúrios no ensaio de blocos à tração.

Blocos	$f_T$ (MPa)	$G$	Espúrio
Bl 01	1,67	1,09	Não
Bl 02	1,95	0,04	Não
Bl 03	2,31	1,47	Não
Bl 04	1,64	1,18	Não
Bl 05	2,03	0,34	Não
Bl 06	2,06	0,47	Não
$\mu$	1,94	—	—
$\sigma$	0,25	—	—
COV. (%)	12,98	—	—

3) Ensaio de argamassa:  $n = 24$ ,  $G_c = 2,80$  (Tabela A.1).

Tabela A.4: Verificação de valores espúrios no ensaio de argamassa.

Corpo de Prova	$f_a$ (Mpa)	$G$	Espúrio
CP 01	5,14	1,19	Não
CP 02	5,50	0,92	Não
CP 03	9,06	1,76	Não
CP 04	6,89	0,13	Não
CP 05	6,37	0,26	Não
CP 06	7,33	0,45	Não
CP 07	6,14	0,43	Não
CP 08	7,18	0,34	Não
CP 09	5,52	0,90	Não
CP 10	9,03	1,73	Não
CP 11	5,01	1,28	Não
CP 12	6,68	0,03	Não
CP 13	7,18	0,35	Não
CP 14	7,78	0,80	Não
CP 15	6,13	0,45	Não
CP 16	5,30	1,07	Não
CP 17	7,18	0,35	Não
CP 18	6,10	0,47	Não
CP 19	5,25	1,11	Não
CP 20	8,01	0,97	Não
CP 21	9,91	2,40	Não
CP 22	7,17	0,34	Não
CP 23	5,74	0,74	Não
CP 24	5,63	0,82	Não
$\mu$	6,72	—	—
$\sigma$	1,33	—	—
COV. (%)	19,49	—	—

4) Ensaio de prismas:  $n = 18$ ,  $G_c = 2,65$  (Tabela A.1).

Tabela A.5: Verificação de valores espúrios no ensaio de prisma.

Prisma	$f_p$ (MPa)	$G$	Espúrio
PR 01	8,17	1,58	Não
PR 02	8,31	1,48	Não
PR 03	8,59	1,28	Não
PR 04	10,11	0,17	Não
PR 05	9,68	0,48	Não
PR 06	10,19	0,11	Não
PR 07	8,76	1,15	Não

PR 08	9,85	0,36	Não
PR 09	10,92	0,42	Não
PR 10	10,07	0,19	Não
PR 11	11,92	1,15	Não
PR 12	11,57	0,90	Não
PR 13	10,77	0,31	Não
PR 14	12,27	1,41	Não
PR 15	12,29	1,42	Não
PR 16	9,68	0,48	Não
PR 17	10,48	0,10	Não
PR 18	12,41	1,51	Não
$\mu$	10,34	—	—
$\sigma$	1,37	—	—
COV. (%)	13,27	—	—

- 5) Ensaio à compressão axial de paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 14$ :  $n = 3$ ,  $G_c = 1,15$  (Tabela A.1).

Tabela A.6: Verificação de valores espúrios no ensaio à compressão axial de paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 14$ .

C.P.	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$G$	<i>Espúrio</i>
PAR 14C – A	50,05	0,35	Não
PAR 14C – B	52,83	0,78	Não
PAR 14C – C	40,35	1,13	Não
$\mu$	47,74	—	—
$\sigma$	6,55	—	—
COV. (%)	13,72	—	—

- 6) Ensaio à compressão axial de paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 18$ :  $n = 3$ ,  $G_c = 1,15$  (Tabela A.1).

Tabela A.7: Verificação de valores espúrios no ensaio à compressão axial de paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 18$ .

C.P.	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	G	Espúrio
PAR 18C – A	50,24	1,00	Não
PAR 18C – B	32,90	1,00	Não
PAR 18C – C	41,69	0,01	Não
$\mu$	41,61	—	—
$\sigma$	8,67	—	—
COV. (%)	20,84	—	—

- 7) Ensaio à compressão axial de paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 20$ :  $n = 3$ ,  $G_c = 1,15$  (Tabela A.1).

Tabela A.8: Verificação de valores espúrios no ensaio à compressão axial de paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 20$ .

C.P.	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	G	Espúrio
PAR 20C – A	29,21	1,04	Não
PAR 20C – B	33,06	0,96	Não
PAR 20C – C	31,37	0,08	Não
$\mu$	31,21	—	—
$\sigma$	1,93	—	—
COV. (%)	6,18	—	—

- 8) Ensaio à flexo-compressão ( $\epsilon_1 = 0,5$ ) de paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 14$ :  $n = 3$ ,  $G_c = 1,15$  (Tabela A.1).

Tabela A.9: Verificação de valores espúrios no ensaio à flexo-compressão ( $\epsilon_1 = 0,5$ ) de paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 14$ .

C.P.	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	G	Espúrio
PAR 14E1 – A	25,69	0,88	Não
PAR 14E1 – B	36,22	1,09	Não
PAR 14E1 – C	29,30	0,21	Não
$\mu$	30,40	—	—
$\sigma$	5,35	—	—
COV. (%)	17,60	—	—

9) Ensaio à flexo-compressão ( $\epsilon_1 = 0,5$ ) de paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 18$  :  $n = 3$  ,  $G_c = 1,15$  (Tabela A.1).

Tabela A.10: Verificação de valores espúrios no ensaio à flexo-compressão ( $\epsilon_1 = 0,5$ ) de paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 18$ .

C.P.	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	G	Espúrio
PAR 18E1 – A	16,41	1,14	Não
PAR 18E1 – B	34,24	0,71	Não
PAR 18E1 – C	31,56	0,43	Não
$\mu$	27,4	—	—
$\sigma$	9,61	—	—
COV. (%)	35,08	—	—

10) Ensaio à flexo-compressão ( $\epsilon_1 = 0,5$ ) de paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 20$  :  $n = 3$  ,  $G_c = 1,15$  (Tabela A.1).

Tabela A.11: Verificação de valores espúrios no ensaio à flexo-compressão ( $\epsilon_1 = 0,5$ ) de paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 20$ .

C.P.	$F_{máx}$ (kN)	G	Espúrio
PAR 20E1 – A	19,96	0,99	Não
PAR 20E1 – B	16,46	1,01	Não
PAR 20E1 – C	18,25	0,02	Não
$\mu$	18,22	—	—
$\sigma$	1,75	—	—
COV. (%)	9,60	—	—

11) Ensaio à flexo-compressão ( $\epsilon_1 = 1,0$ ) de paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 14$  :  $n = 3$  ,  $G_c = 1,15$  (Tabela A.1).

Tabela A.12: Verificação de valores espúrios no ensaio à flexo-compressão ( $\epsilon_1 = 1,0$ ) de paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 14$ .

C.P.	$F_{máx}$ (kN)	G	Espúrio
PAR 14E2 – A	6,95	1,15	Não
PAR 14E2 – B	3,81	0,43	Não
PAR 14E2 – C	3,26	0,71	Não
$\mu$	4,67	—	—
$\sigma$	1,99	—	—
COV. (%)	42,6	—	—

12) Ensaio à flexo-compressão ( $\epsilon_1 = 1,0$ ) de paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 18 : n = 3$ ,  $G_c = 1,15$  (Tabela A.1).

Tabela A.13: Verificação de valores espúrios no ensaio à flexo-compressão ( $\epsilon_1 = 1,0$ ) de paredes com índice de esbeltez  $\lambda = 18$ .

C.P.	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	G	Espúrio
PAR 18E2 – A	1,41	0,96	Não
PAR 18E2 – B	2,44	0,08	Não
PAR 18E2 – C	3,76	1,03	Não
$\mu$	2,54	—	—
$\sigma$	1,18	—	—
COV. (%)	46,44	—	—

## ANEXO B

### ENSAIOS DE PAREDES – CURVAS CARGA *VERSUS* FLECHA

#### B.1 EXCENTRICIDADE $e_1 = 0,5$

- $\lambda = 14$

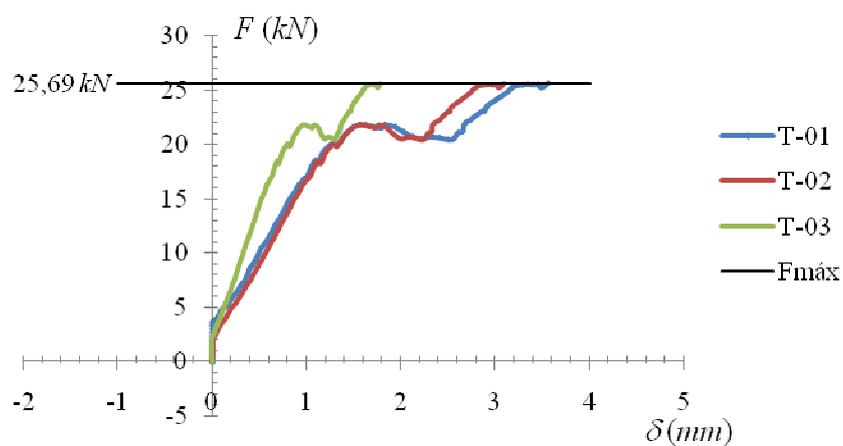


Figura B.1: Parede 14E1-A; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 25,69 \text{ kN}$ .

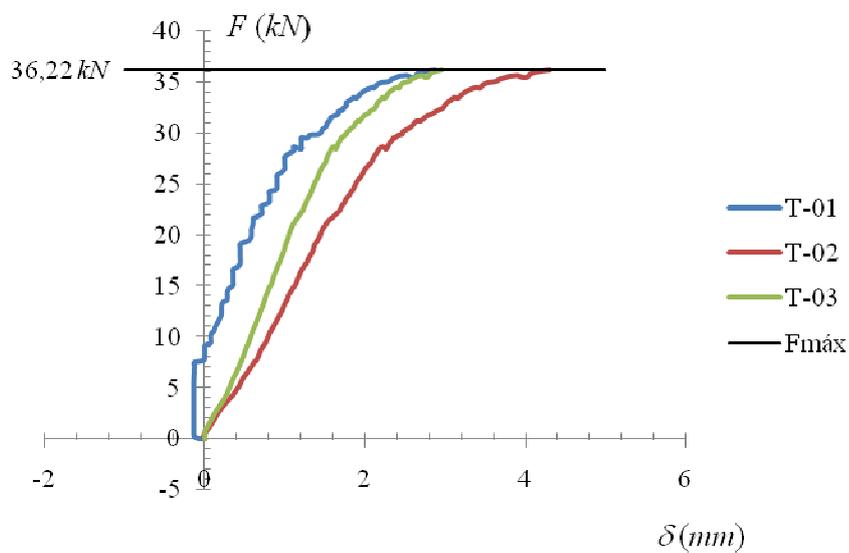


Figura B.2: Parede 14E1-B; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 36,22 \text{ kN}$ .

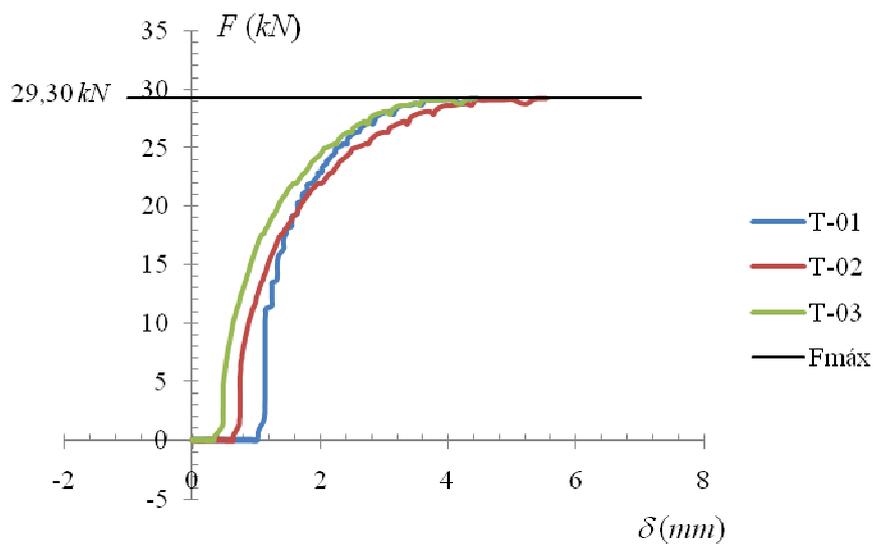


Figura B.3: Parede 14E1-C; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 29,30 \text{ kN}$ .

Tabela B.1: Leitura dos transdutores no ensaio de paredes com  $\lambda = 14$  e  $e_1 = 0,5$ .

C.P.	$\delta_{m\acute{a}x} \text{ (mm)}$		
	T 01	T 02	T 03
PAR 14E1 – A	3,56	3,09	1,79
PAR 14E1 – B	2,88	4,30	2,96
PAR 14E1 – C	4,48	5,55	4,44
$\mu$	3,64	4,31	3,06

- $\lambda = 18$

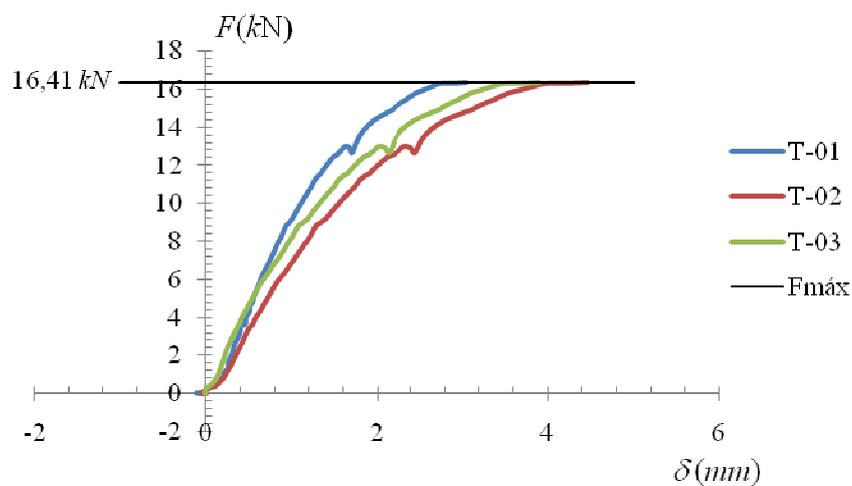


Figura B.4: Parede 18E1-A; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 16,41 \text{ kN}$ .

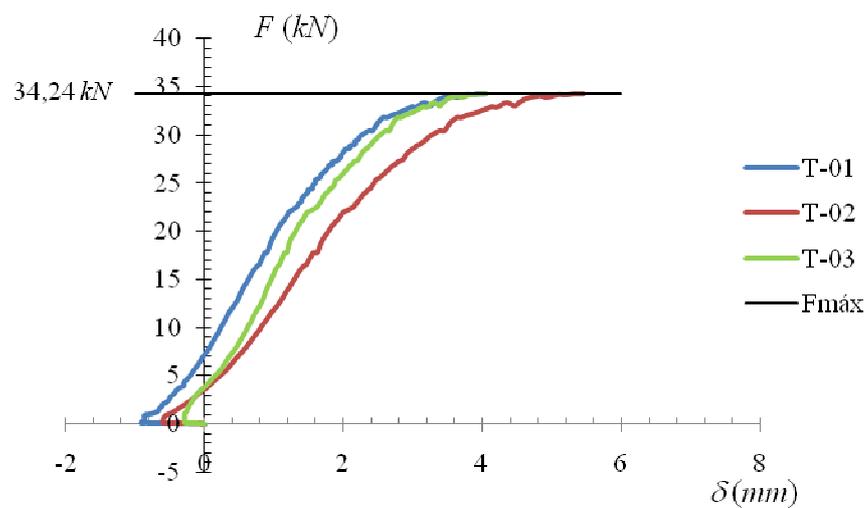


Figura B.5: Parede 18E1-B; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 34,24 \text{ kN}$ .

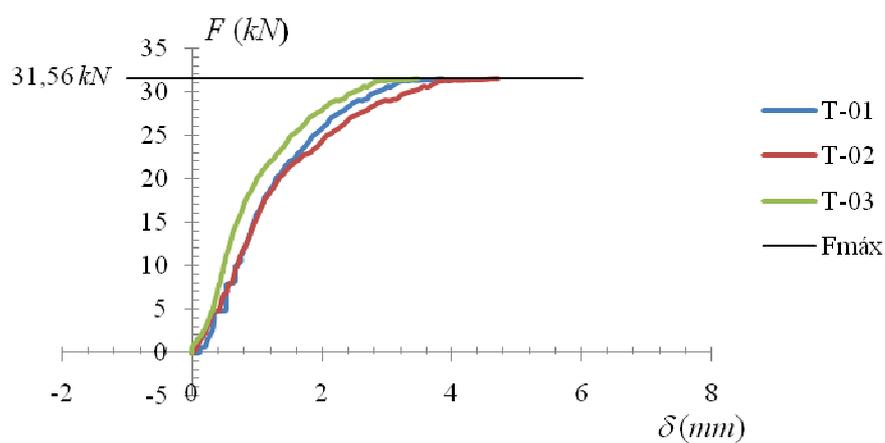


Figura B.6: Parede 18E1-C; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 31,56 \text{ kN}$ .

Tabela B.2 – Leitura dos transdutores no ensaio de paredes com  $\lambda = 18$  e  $e_1 = 0,5$ .

C.P.	$\delta_{m\acute{a}x} \text{ (mm)}$		
	T 01	T 02	T 03
PAR 18E1 – A	3,06	4,46	3,90
PAR 18E1 – B	4,05	5,45	4,06
PAR 18E1 – C	3,88	4,73	3,48
$\mu$	3,66	4,88	3,81

- $\lambda = 20$

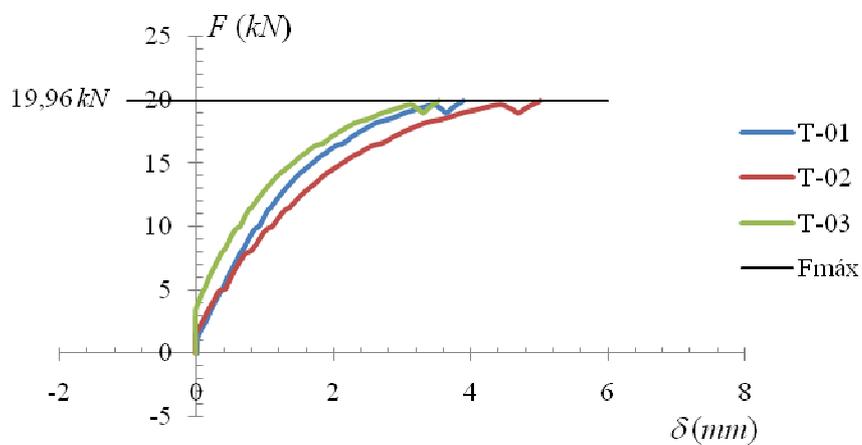


Figura B.7: Parede 20E1-A; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{\max} = 19,96 \text{ kN}$ .

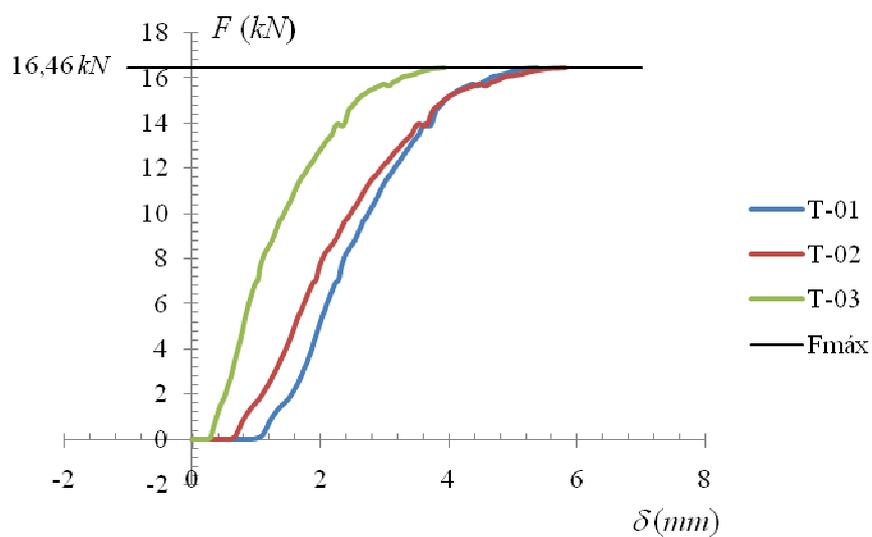


Figura B.8: Parede 20E1-B; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{\max} = 16,46 \text{ kN}$ .

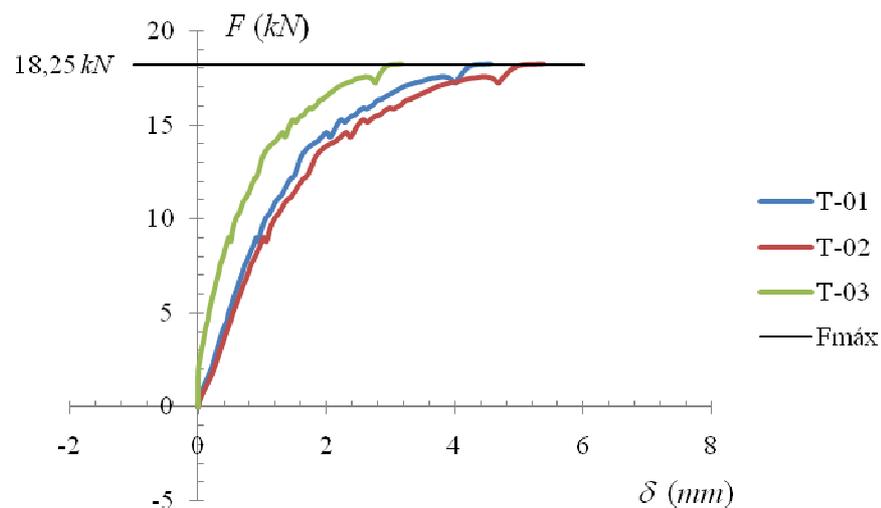


Figura B.9: Parede 20E1-C; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 18,25 \text{ kN}$ .

Tabela B.3: Leitura dos transdutores no ensaio de paredes com  $\lambda = 20$  e  $e_1 = 0,5$ .

C.P.	$\delta_{m\acute{a}x} \text{ (mm)}$		
	T 01	T 02	T 03
PAR 20E1 – A	3,90	5,02	3,53
PAR 20E1 – B	5,38	5,83	3,94
PAR 20E1 – C	4,55	4,55	4,55
$\mu$	4,61	5,13	4,01

## B.2 EXCENTRICIDADE $e_1 = 1,0$

- $\lambda = 14$

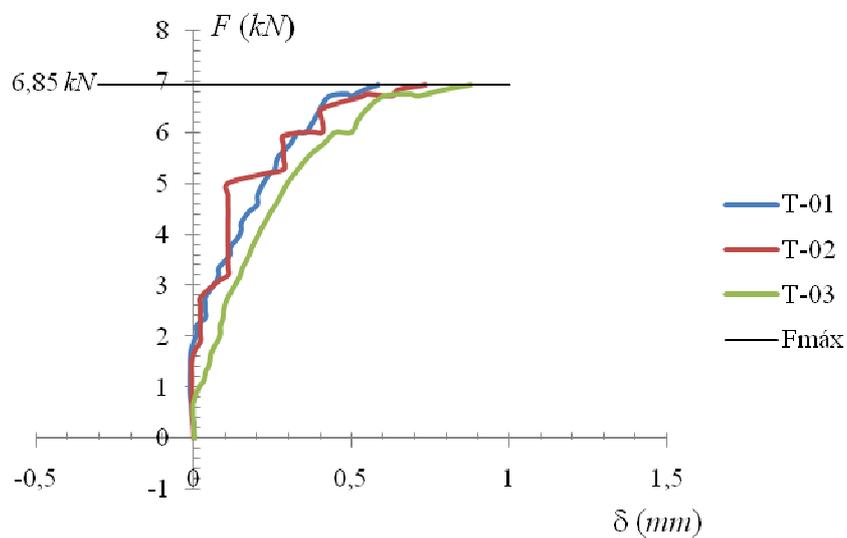


Figura B.10: Parede 14E2-A; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 6,85 kN$ .

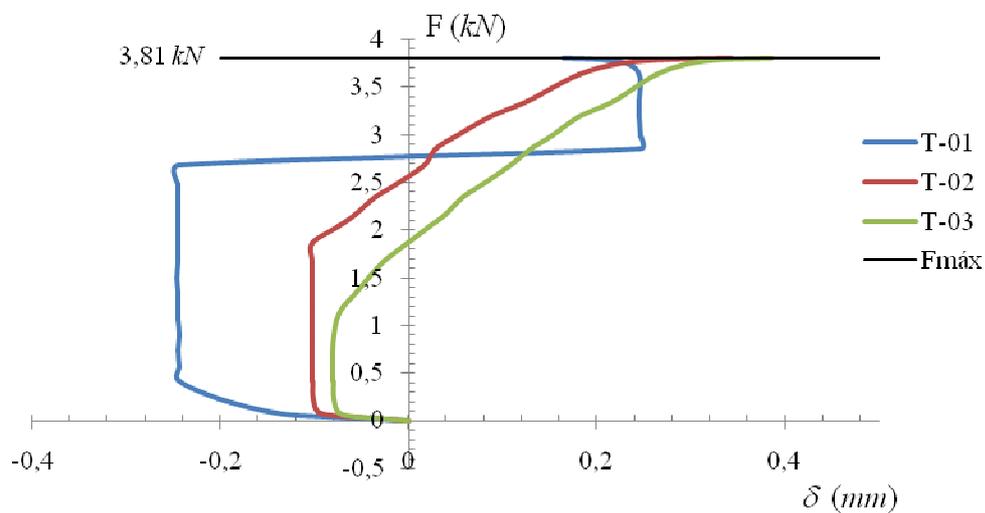


Figura B.11: Parede 14E2-B; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 3,81 kN$ .

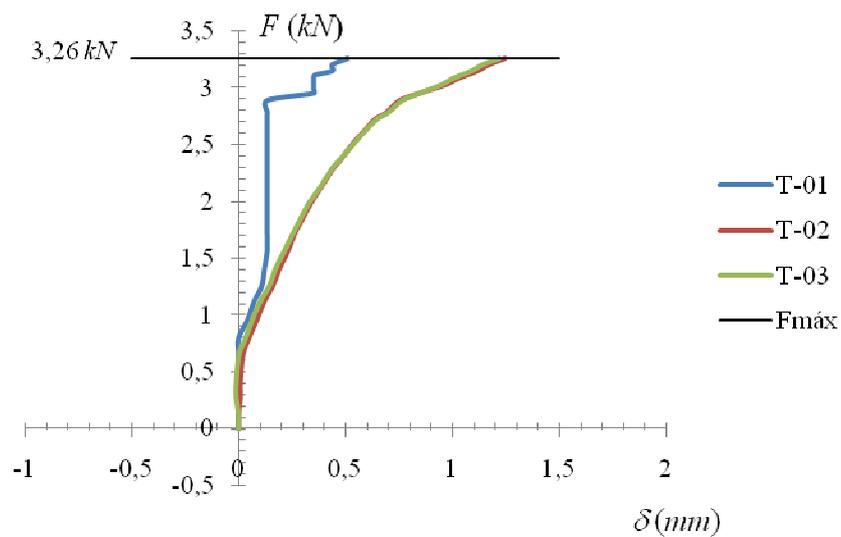


Figura B.12: Parede 14E2-C; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 3,26 \text{ kN}$ .

Tabela B.4: Leitura dos transdutores no ensaio de paredes com  $\lambda = 14$  e  $e_1 = 1,0$ .

C.P.	$\delta_{m\acute{a}x} \text{ (mm)}$		
	T 01	T 02	T 03
PAR 14E2 – A	0,58	0,73	0,88
PAR 14E2 – B	0,16	0,34	0,39
PAR 14E2 – C	0,51	1,25	1,22
$\mu$	0,42	0,77	0,83

- $\lambda = 18$

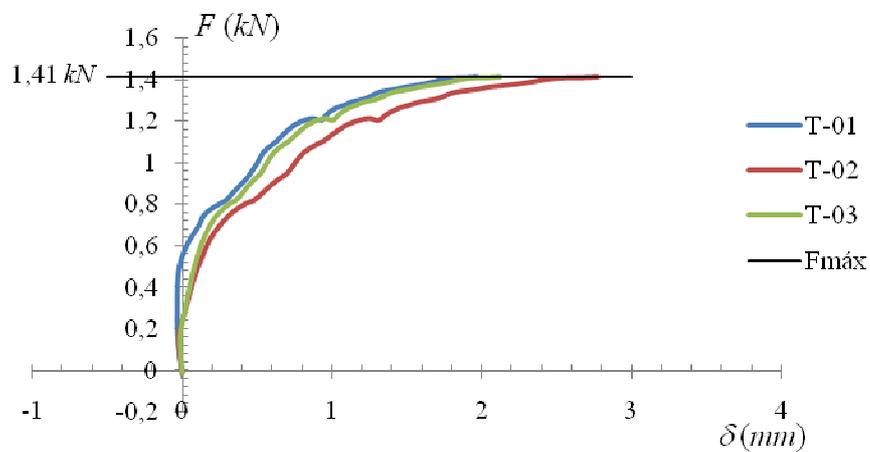


Figura B.13: Parede 18E2-A; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 1,41 \text{ kN}$ .

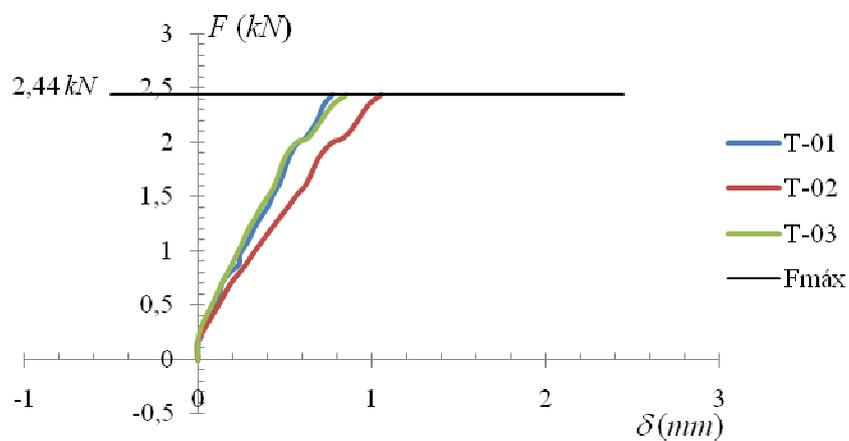


Figura B.14: Parede 18E2-B; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 2,44 \text{ kN}$ .

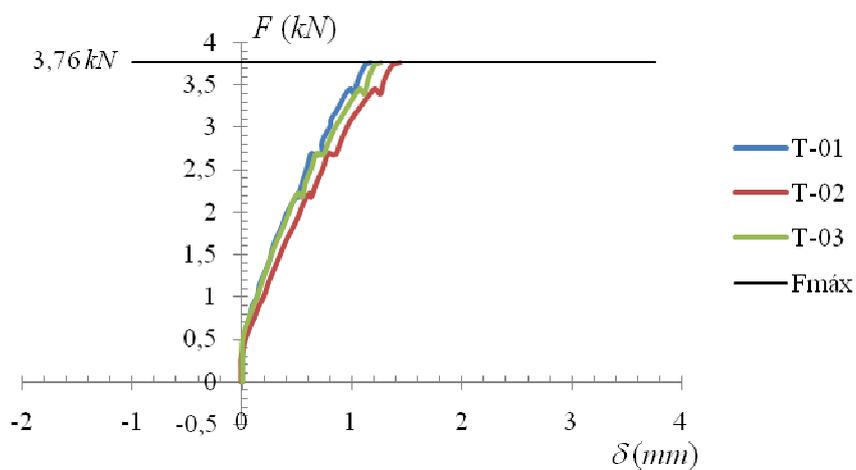


Figura B.15: Parede 18E2-C; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 3,76 \text{ kN}$ .

Tabela B.5: Leitura dos transdutores no ensaio de paredes com  $\lambda = 18$  e  $e_1 = 1,0$ .

C.P.	$\delta_{m\acute{a}x} \text{ (mm)}$		
	T 01	T 02	T 03
PAR 18E2 – A	1,96	2,77	2,12
PAR 18E2 – B	0,77	1,05	0,85
PAR 18E2 – C	1,18	1,45	1,26
$\mu$	1,30	1,76	1,41

- $\lambda = 20$

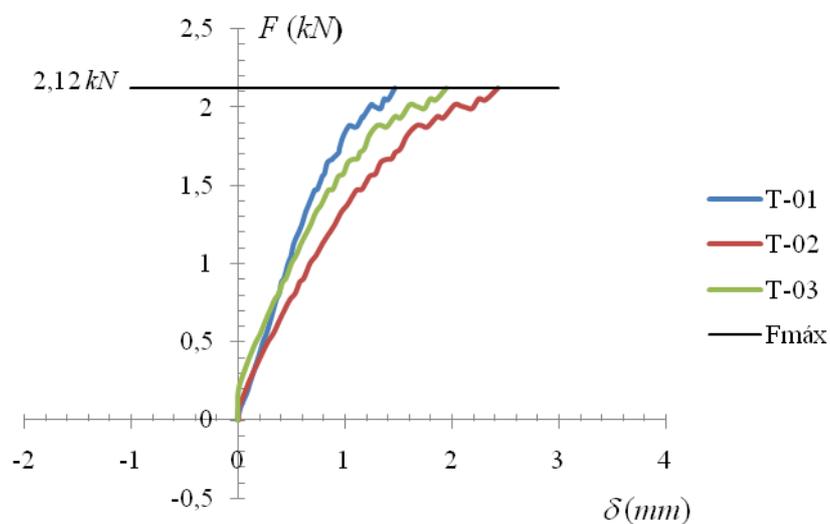


Figura B.16: Parede 20E2-A; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 2,12 kN$ .

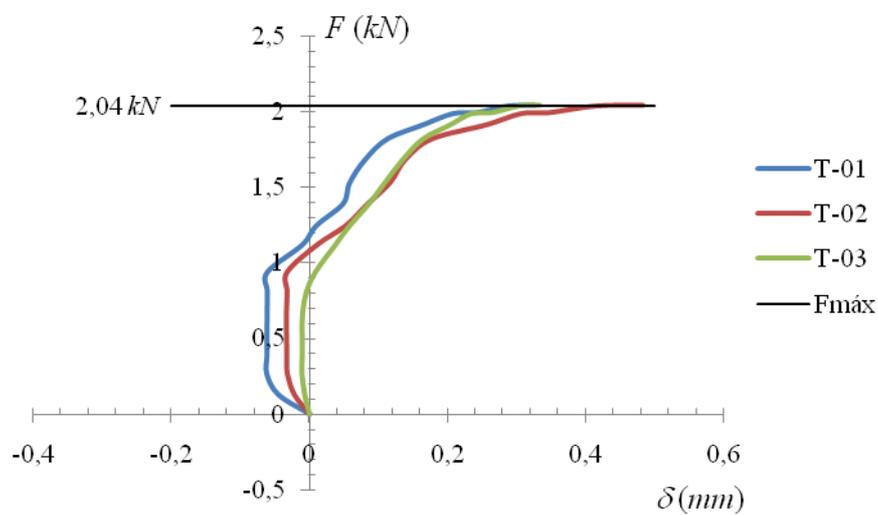


Figura B.17: Parede 20E2-B; comportamento da curva  $F \times \delta$  obtendo-se  $F_{m\acute{a}x} = 2,04 kN$ .

Tabela B.6: Leitura dos transdutores no ensaio de paredes com  $\lambda = 20$  e  $e_1 = 1,0$ .

C.P.	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)		
	T 01	T 02	T 03
PAR 20E2 – A	1,46	2,43	1,95
PAR 20E2 – B	0,33	0,48	0,33
$\mu$	0,90	1,46	1,14

## ANEXO C

## CURVAS REPRESENTATIVAS DAS FLECHAS

C.1 EXCENTRICIDADE  $e_1 = 0,5$ 

- Dados Experimentais – Tabela B.1

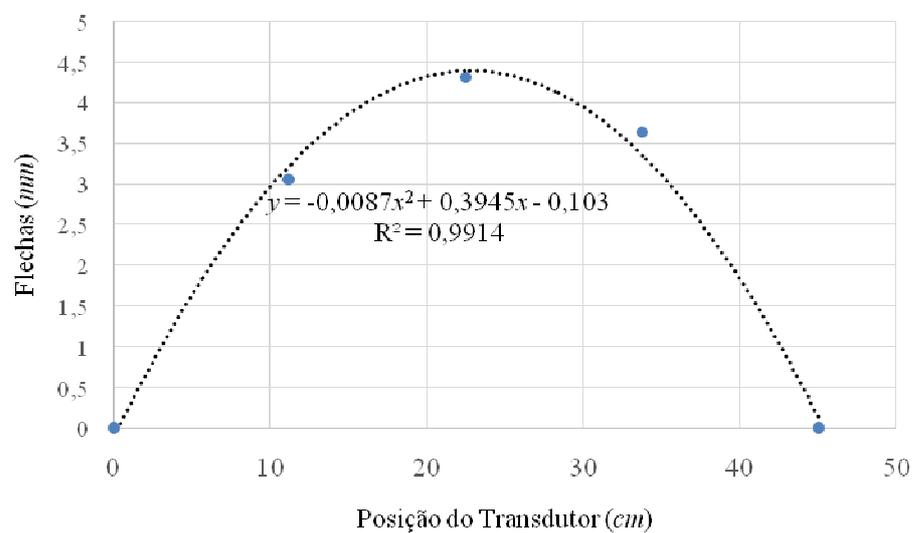


Figura C.1: Expressão de ajuste para os valores experimentais da Tabela B.1.

- Dados Experimentais – Tabela B.2

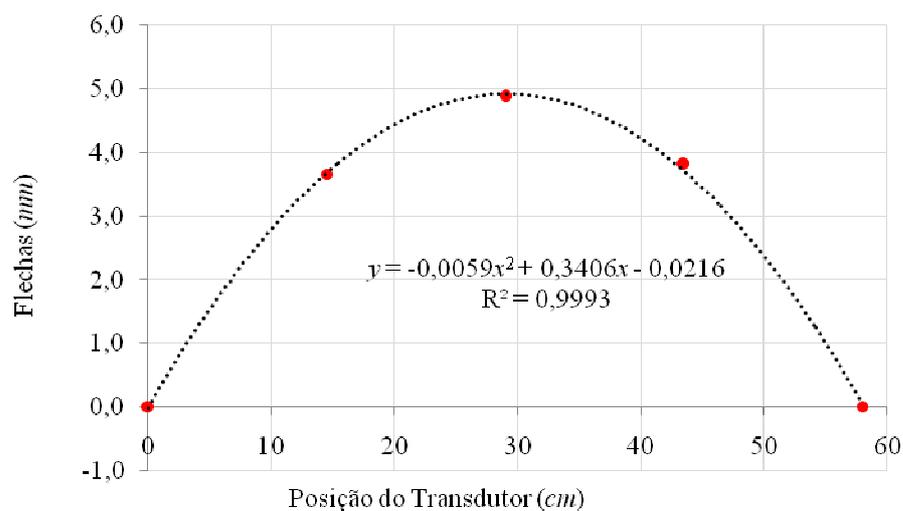


Figura C.2: Expressão de ajuste para os valores experimentais da Tabela B.2.

- Dados Experimentais – Tabela B.3

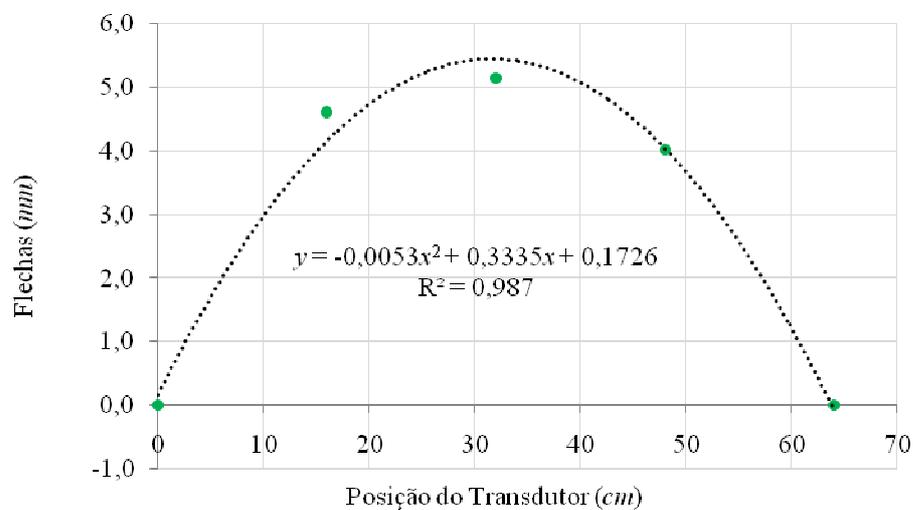


Figura C.3: Expressão de ajuste para os valores experimentais da Tabela B.3.

## C.2 EXCENRICIDADE $e_1 = 1,0$

- Dados Experimentais – Tabela B.4

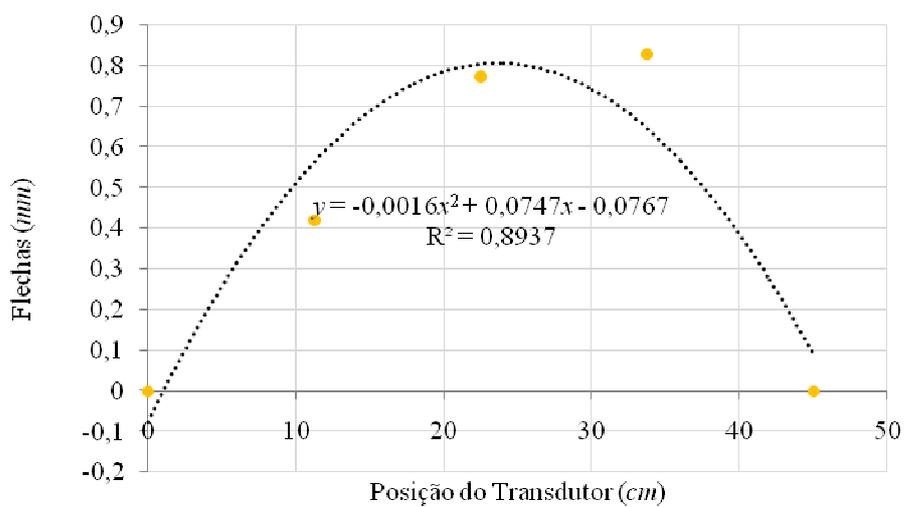


Figura C.4: Expressão de ajuste para os valores experimentais da Tabela B.4.

- Dados Experimentais – Tabela B.5

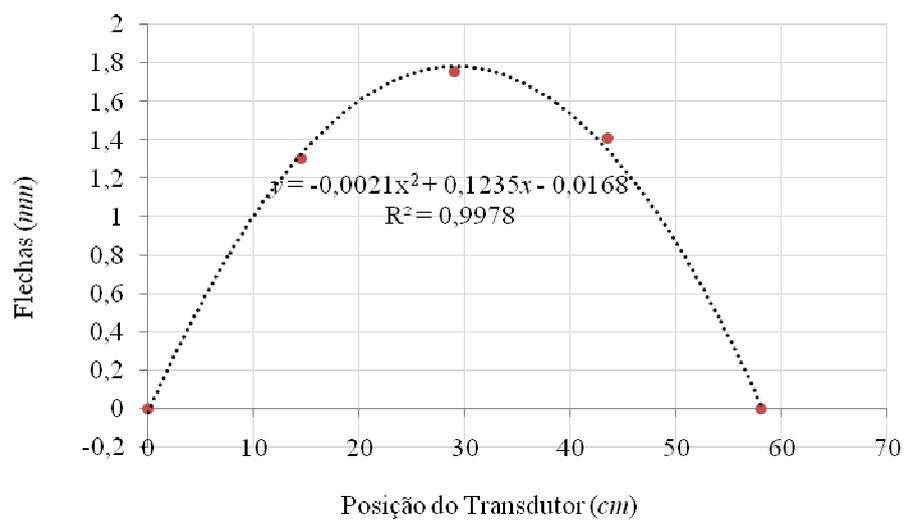


Figura C.5: Expressão de ajuste para os valores experimentais da Tabela B.5.

- Dados Experimentais – Tabela B.6

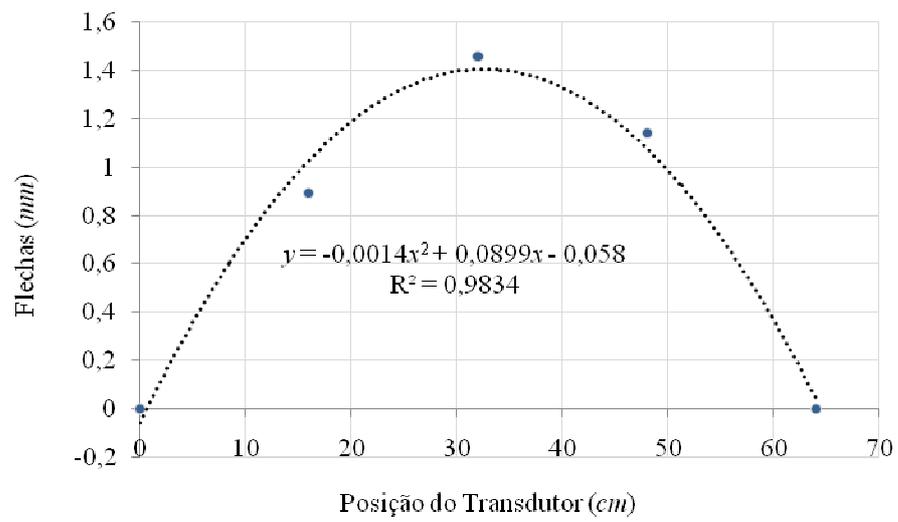


Figura C.6: Expressão de ajuste para os valores experimentais da Tabela B.6.