UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

# Estudo experimental de ligações entre paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos sujeitas a ações verticais

Eng. WILSON JOSÉ DA SILVA

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, da Universidade Estadual Paulista, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

### **ORIENTADOR:** Prof. Dr. Jefferson Sidney Camacho

Ilha Solteira 2003 "Formular um problema é freqüentemente mais essencial que lhe dar solução, que pode ser questão de habilidade matemática ou experimental. Provocar o aparecimento de novas questões e possibilidades, considerar velhos problemas de um ângulo novo, isso exige uma imaginação criadora e marca um real progresso na ciência".

(Albert Einstein e Leopold Infeld em "L' évolution des idées en physique").

Dedico aos meus Pais Cícero Alves da Silva e Helena Bôffo da Silva.

## Agradecimentos

A DEUS, por conceder-me o dom da vida e a satisfação de viver este momento.

Ao meu orientador, Dr. Prof. Jefferson Sidney Camacho, responsável diretamente pela realização e concretização deste trabalho no qual me orientou com grande dedicação, amizade e conhecimento. Ao professor Dr. José L. P. Melges, que contribuiu com os seus conhecimentos para a análise dos resultados.

À Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo - FAPESP, pelo auxílio concedido para a realização do trabalho experimental.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de nível Superior - CAPES, pela bolsa concedida durante o período de seis meses.

Aos técnicos do Núcleo de Estudo e Pesquisa da Alvenaria Estrutural - NEPAE, Gilberto A. de Brito, Marco A. Cintra e Flávio Rogério Porato; que contribuíram profissionalmente através de seus conhecimentos, com muita responsabilidade, dedicação, e acima de tudo como amigos e companheiros de trabalho.

Aos engenheiros Flávio Hiochio Sato e Rodrigo Piernas Andolfato que estiveram presentes no decorrer deste percurso contribuindo com a grandiosa amizade e com seus conhecimentos computacionais.

Aos amigos de mestrado: Rômulo Menossi, Rodrigo Menossi, Marcos Cossi, Agatha S. de Moraes e Marcio Martins; que estiveram presentes, e ao mesmo tempo compartilharam desta jornada de estudos, dedicação e objetivos.

Aos meus familiares: Washington L. da Silva, Waldecy B. da Silva, Roberto Altafim e Gabriella Silva Altafim, por fazerem parte da minha vida; e à Márcia Cristina Nobukuni por fazer parte do meu presente.

# Sumário

Lista de Figuras	i
Lista de tabelas	iv
Lista de abreviaturas	vi
Lista de siglas	vii
Resumo	viii
Abstract	ix

## Capítulo 1 - Introdução

1.1 - Generalidades	1
1.2 - Alvenaria no Brasil	7
1.3 - Bloco cerâmico estrutural	11
1.4 - Objetivo	12
1.5 - Justificativas	13
1.6 - Estrutura da dissertação	14

## Capítulo 2 - Distribuição das ações verticais

2.1 - Generalidades	.15
2.2 - Interação entre paredes	.17
2.3 - Distribuição das ações verticais	. 19
2.3.a – Paredes isoladas	. 20
2.3.b - Grupo isolado de paredes	
2.3.c - Grupos de paredes com interação	
2.3.d - Grupo total de paredes	23
2.4 - Exemplo numérico	24

## Capítulo 3 – Trabalho Experimental

3.1 - Generalidades	31
3.2 - Primeiro Programa de Ensaios	
3.2.1 - Caracterização do bloco cerâmico	32
3.2.1.a - Ensaio à compressão axial em unidades	34
3.2.1.b - Resultado do ensaio a compressão axial em unidades	36
3.2.2 - Caracterização da argamassa de assentamento	39
3.2.2.a - Preparo da argamassa de assentamento	41
3.2.2.b - Ensaio de compressão axial em argamassa de assentamento	43
3.2.2.c - Resultado do ensaio a compressão axial na argamassa de assentamento	44
3.2.3 - Caracterização do graute	45
3.2.3.a - Caracterização granulométrica do pedrisco	45
3.2.3.b - Caracterização granulométrica da areia	46
3.2.3.c - Preparação e manuseio do graute	48
3.2.3.d - Ensaio de compressão axial no graute	49
	50
3.2.3.e - Resultado do ensalo a compressão axial no graute	
3.2.3.e - Resultado do ensaio a compressão axial no graute 3.2.4 - Grampos metálicos	51
<ul> <li>3.2.3.e - Resultado do ensaio a compressão axial no graute</li></ul>	51
<ul> <li>3.2.3.e - Resultado do ensaio a compressão axial no graute</li> <li>3.2.4 - Grampos metálicos</li> <li>3.2.4.a - Resultado do ensaio à tração no aço</li> <li>3.3 - Segundo Programa de Ensaios</li> </ul>	51 53 54
<ul> <li>3.2.3.e - Resultado do ensaio a compressão axial no graute</li> <li>3.2.4 - Grampos metálicos</li> <li>3.2.4.a - Resultado do ensaio à tração no aço</li> <li>3.3 - Segundo Programa de Ensaios</li> <li>3.3.1 - Ensaio ao cisalhamento em unidades (bloco)</li> </ul>	51 53 54 54
<ul> <li>3.2.3.e - Resultado do ensaio a compressao axial no graute</li> <li>3.2.4 - Grampos metálicos.</li> <li>3.2.4.a - Resultado do ensaio à tração no aço.</li> <li>3.3 - Segundo Programa de Ensaios</li> <li>3.3.1 - Ensaio ao cisalhamento em unidades (bloco)</li> <li>3.3.2 - Prismas de três blocos - PR3B</li> </ul>	51 53 54 54 56
<ul> <li>3.2.3.e - Resultado do ensaio a compressão axial no graute</li> <li>3.2.4 - Grampos metálicos.</li> <li>3.2.4.a - Resultado do ensaio à tração no aço.</li> <li>3.3 - Segundo Programa de Ensaios</li> <li>3.3.1 - Ensaio ao cisalhamento em unidades (bloco)</li> <li>3.3.2 - Prismas de três blocos - PR3B</li> <li>3.3.2. a - Execução e instrumentação dos prismas PR3B.</li> </ul>	51 53 54 54 56 57
<ul> <li>3.2.3.e - Resultado do ensaio a compressão axial no graute</li> <li>3.2.4 - Grampos metálicos</li> <li>3.2.4.a - Resultado do ensaio à tração no aço</li> <li>3.3 - Segundo Programa de Ensaios</li> <li>3.3.1 - Ensaio ao cisalhamento em unidades (bloco)</li> <li>3.3.2 - Prismas de três blocos - PR3B</li> <li>3.3.2. a - Execução e instrumentação dos prismas PR3B</li> <li>3.3.2. b - Ensaio à compressão em prismas PR3B</li> </ul>	51 53 54 54 56 57 58
<ul> <li>3.2.3.e - Resultado do ensaio a compressão axial no graute</li> <li>3.2.4 - Grampos metálicos</li> <li>3.2.4.a - Resultado do ensaio à tração no aço</li> <li>3.3 - Segundo Programa de Ensaios</li> <li>3.3.1 - Ensaio ao cisalhamento em unidades (bloco)</li> <li>3.3.2 - Prismas de três blocos - PR3B</li> <li>3.3.2. a - Execução e instrumentação dos prismas PR3B</li> <li>3.3.2. b - Ensaio à compressão em prismas PR3B</li> <li>3.3.3 - Prismas especiais do tipo "cavalete" - PRCV</li> </ul>	51 53 54 54 56 57 58 58
<ul> <li>3.2.3.e - Resultado do ensaio a compressão axial no graute</li> <li>3.2.4 - Grampos metálicos</li> <li>3.2.4.a - Resultado do ensaio à tração no aço</li> <li>3.3 - Segundo Programa de Ensaios</li> <li>3.3.1 - Ensaio ao cisalhamento em unidades (bloco)</li> <li>3.3.2 - Prismas de três blocos - PR3B</li> <li>3.3.2. a - Execução e instrumentação dos prismas PR3B</li> <li>3.3.2. b - Ensaio à compressão em prismas PR3B</li> <li>3.3.3 - Prismas especiais do tipo "cavalete" - PRCV</li> <li>3.3.3.a - Execução e instrumentação dos prismas PRCV</li> </ul>	51 53 54 54 56 57 58 58 59
<ul> <li>3.2.3.e - Resultado do ensaio a compressão axial no graute</li> <li>3.2.4 Grampos metálicos</li> <li>3.2.4 Resultado do ensaio à tração no aço</li> <li>3.3 - Segundo Programa de Ensaios</li> <li>3.3.1 - Ensaio ao cisalhamento em unidades (bloco)</li> <li>3.3.2 - Prismas de três blocos - PR3B</li> <li>3.3.2. a - Execução e instrumentação dos prismas PR3B</li> <li>3.3.2. b - Ensaio à compressão em prismas PR3B</li> <li>3.3.3 - Prismas especiais do tipo "cavalete" - PRCV</li> <li>3.3.3.a - Execução e instrumentação dos prismas PRCV</li> <li>3.3.3.b - Ensaio de cisalhamento em prismas PRCV</li> </ul>	51 53 54 54 56 57 58 58 59 60
<ul> <li>3.2.3.e - Resultado do ensaio a compressão axial no graute</li> <li>3.2.4.a - Grampos metálicos</li></ul>	51 53 54 54 56 57 58 58 59 60 61
<ul> <li>3.2.3.e - Resultado do ensaio a compressão axial no graute</li> <li>3.2.4 Grampos metálicos</li> <li>3.2.4 Resultado do ensaio à tração no aço</li> <li>3.3 - Segundo Programa de Ensaios</li> <li>3.3.1 - Ensaio ao cisalhamento em unidades (bloco)</li> <li>3.3.2 - Prismas de três blocos - PR3B</li> <li>3.3.2. a - Execução e instrumentação dos prismas PR3B</li> <li>3.3.2. b - Ensaio à compressão em prismas PR3B</li> <li>3.3.3 - Prismas especiais do tipo "cavalete" - PRCV</li> <li>3.3.3.a - Execução e instrumentação dos prismas PRCV</li> <li>3.3.3.b - Ensaio de cisalhamento em prismas PRCV</li> <li>3.4.1 - Generalidades</li> </ul>	51 53 54 54 56 57 58 58 59 60 61 61
<ul> <li>3.2.3.e - Resultado do ensaio a compressao axial no graute</li> <li>3.2.4 - Grampos metálicos</li></ul>	51 53 54 54 56 57 58 58 59 60 61 61
<ul> <li>3.2.3.e - Resultado do ensaio a compressão axiai no graute</li> <li>3.2.4 Grampos metálicos.</li> <li>3.2.4.a - Resultado do ensaio à tração no aço.</li> <li>3.3 - Segundo Programa de Ensaios.</li> <li>3.3.1 - Ensaio ao cisalhamento em unidades (bloco)</li></ul>	51 53 54 54 56 57 58 58 59 60 61 61 61 64

### Capítulo 4 - Resultados Experimentais

4.1 - Generalidades	72
4.2 - Resultados do ensaio ao cisalhamento em unidades	72
4.3 - Resultado do ensaio em prismas de três blocos - PR3B	74
4.4 - Resultado do ensaio em prismas especiais do tipo "cavalete" - PRCV	75
4.5 - Resultados dos ensaios em paredes "H" com amarração direta	78
4.5.a - Ensaio em PHCV 01	
4.5.b - Ensaio em PHCV 02	
4.6 - Resultados dos ensaios em paredes "H" com amarração indireta	90
4.6.a - Ensaio em PHTG 01	93
4.6.b - Ensaio em PHTG 02	95

## Capítulo 5 - Resultados dos modelos reduzidos

5.1 - Generalidades	100
5.2 - Dimensões das unidades e dos grampos metálicos	100
5.3 - Ensaio ao cisalhamento em unidades nas escalas 1:5, 1:3 e 1:1	101
5.4 - Ensaio em prismas de três blocos (PR3B) nas escalas 1:5, 1:3 e 1:1	102
5.5 - Ensaio em prismas tipo "cavalete" (PRCV) nas escalas 1:5, 1:3 e 1:1	103
5.6 - Ensaios em paredes com amarração direta nas escalas 1:5, 1:3 e 1:1	104
5.7 - Ensaios em paredes com amarração indireta nas escalas 1:5. 1:3 e 1:1	106

## Capítulo 6 - Conclusões

6.1 - Generalidades	107
6.2 - Paredes com o formato "H"	107
6.3 - Paredes com amarração direta (PHCV)	107
6.4 - Paredes com amarração indireta (PHTG)	109
6.5 - Análise entre as duas formas de ligações estudadas	110
6.6 - Sugestões para futuras investigações	110

## Capítulo 7 - Referência Bibliográfica

### Anexos

ANEXO A - Calibração dos blocos cerâmicos	118
ANEXO B - Calibração dos grampos metálicos	
ANEXO C - Ensaio à tração no aço	121
ANEXO D - Ensaio em prismas de três blocos (PR3B)	
ANEXO E - Planilha de ensaio (PHCV 01)	
ANEXO F - Planilha de ensaio (PHCV 02) – Célula de carga e relógios	
ANEXO G - Planilha de ensaio (PHCV 02) – Célula de carga e extensômetros	130
ANEXO H - Planilha de ensaio (PHTG 01)	134
ANEXO I - Planilha de ensaio (PHTG 02) – Célula de carga e relógios	136
ANEXO J - Planilha de ensaio (PHTG 02) – Célula de carga e Extensômetros	
ANEXO K - Planilha de ensaio (PHTG 02) – Célula de carga e extensômetros nos	
grampos metálicos	142
ANEXO L - Ensaios em prismas especiais do tipo "cavalete" (PRCV)	143

# Lista de figuras

Figura 1.1 - Alvenaria de Pedras (Stonehenge, 3000 anos a.C.)	2
Figura 1.2 - Coliseu 72 d.C – (Julho, 2000)	2
Figura 1.3 - Monadnock - (Março, 2001)	5
Figura 1.4 - Teatro municipal de São Paulo	8
Figura 1.5 - Conjunto habitacional "Central Parque da Lapa"	9
Figura 1.6 - Torre com 18 pavimentos em alvenaria estrutural armada	10
Figura 2.1 - Interação entre paredes de canto, adaptado de CORRÊA & RAMALHO (1994)	16
Figura 2.2 - Detalhe de amarração direta e indireta entre paredes resistentes	17
Figura 2.3 - Distribuição de cargas segundo a NBR 10837 (1989)	18
Figura 2.4 - Distribuição de cargas em paredes com aberturas segundo a NBR 10837	
(1989)	18
Figura 2.5 - Detalhe de espalhamento de força entre paredes adjacentes segundo	
CURTIN et al.	19
Figura 2.6 - Transferência de cargas verticais para paredes isoladas – Adaptado de	
HENDRY (1981)	20
Figura 2.7 - Transferência de cargas verticais para grupo de paredes – Adaptado de	
HENDRY (1981)	22
Figura 2.8 - Planta baixa para análise, adaptado de CAPUZZO (2000)	24
Figura 2.9 - Tensões em Grupos de paredes	29
Figura 2.10 - Tensões em grupos de paredes com interação	29
Figura 3.1 - Especificações e dimensões dos blocos cerâmicos, adaptado de	
САМАСНО (1995)	32
Figura 3.2 - Ilustração dos blocos cerâmicos	33
Figura 3.3 - Prensa utilizada para ensaio à compressão axial em unidades	36
Figura 3.4 - Detalhe do ensaio de compressão e forma de ruptura	38
Figura 3.5 - Curva granulométrica da areia para argamassa de assentamento	42
Figura 3.6 - Curva granulométrica da areia para graute	47
Figura 3.7 - Corpos-de-prova de graute para ensaio de compressão axial	50
Figura 3.8 - Forma e dimensões dos grampos metálicos	51
Figura 3.9 - Detalhe da calibração dos grampos metálicos	52

Figura 3.10 - Gráfico tensão x Deformação do aço para os grampos metálicos	53
Figura 3.11 - Dispositivo utilizado para ensaio de cisalhamento	55
Figura 3.12 - Detalhe do sistema rotulado para ensaio de cisalhamento	55
Figura 3.13 - Detalhe do gabarito para execução dos prismas PR3B	57
Figura 3.14 - Ensaio de compressão axial em prismas PR3B	58
Figura 3.15 - Detalhe esquemático da posição dos grampos metálicos nos prismas PRCV.	59
Figura 3.16 - Detalhe da instrumentação dos prismas PRCV	60
Figura 3.17 - Detalhe do ensaio em prismas PRCV	60
Figura 3.18 - Bases para paredes em formato "H"	61
Figura 3.19 - Modulação das fiadas para parede com amarração direta - PHCV	62
Figura 3.20 - Modulação das fiadas para parede com amarração indireta - PHTG	63
Figura 3.21 - Detalhe de execução das paredes PHTG	63
Figura 3.22 - Representação esquemática do ensaio em paredes "H"	64
Figura 3.23 - Representação esquemática do ensaio PHCV 01	65
Figura 3.24 - Detalhe em planta dos relógios na instrumentação (PHCV)	67
Figura 3.25 - Detalhes da instrumentação dos blocos cerâmicos	67
Figura 3.26 - Detalhe da instrumentação da parede central – Vista 01	68
Figura 3.27 - Representação esquemática da vista 02 das paredes PHCV	68
Figura 3.28 - Representação esquemática da vista 03 das paredes PHCV	69
Figura 3.29 - Ilustração da instrumentação das vistas 02 e 03 das paredes PHCV	69
Figura 3.30 - Detalhe da posição dos grampos nas paredes PHTG	70
Figura 3.31 - Ilustração da instrumentação e execução das paredes PHTG	71
Figura 4.1 - Esquema do ensaio de cisalhamento em unidades	72
Figura 4.2 - Detalhe do ensaio ao cisalhamento em unidades	73
Figura 4.3 - Forma de ruptura dos prismas PR3B	74
Figura 4.4 - Relação Tensão x Deformação dos ensaios em prismas PR3B	75
Figura 4.5 - Detalhe do prisma PRCV 01 após ruptura	76
Figura 4.6 - Detalhe da forma de ruptura do PRCV 02	76
Figura 4.7 - Forma de ruptura dos prismas PRCV	77
Figura 4.8 - Instante da ruptura da parede PHCV 01	78
Figura 4.9 - Detalhes do ensaio em PHCV 01	79
Figura 4.10 - Desenho esquemático das cargas e fissuras ocorridas na parede PHCV 01	80
Figura 4.11 - Detalhes do ensaio em PHCV 01	80
Figura 4.12 - Detalhes da forma de ruptura – PHCV 01	81

Figura 4.13 - Desenho esquemático das cargas e fissuras ocorridas na PHCV 02	83
Figura 4.14 - Detalhes do ensaio em PHCV 02	83
Figura 4.15 - Detalhes da forma de ruptura – PHCV 02	84
Figura 4.16 - Deformação dos extensômetros na parede central antes da fissuração	
(PHCV 02)	85
Figura 4.17 - Deformação dos extensômetros na parede central após a fissuração	85
Figura 4.18 - Inclinação da biela de tensões e demonstração dos blocos contrafiados	86
Figura 4.19 - Deformação dos extensômetros na aba lateral (C1) antes da fissuração	87
Figura 4.20 - Deformação dos extensômetros na aba lateral (C1) após a fissuração	87
Figura 4.21 - Deformações para a parede central ao longo das fiadas	88
Figura 4.22 - Deformação para a aba lateral próximo à ligação (C1)	89
Figura 4.23 -Deformação dos extensômetros na aba lateral (C2) antes da fissuração	89
Figura 4.24 - Deformação dos extensômetros na aba lateral (C2) após a fissuração	90
Figura 4.25 - Ilustração da transferência de cargas	90
Figura 4.26 - Ilustração da parede PHTG 01 após ruptura	94
Figura 4.27 - Detalhe do ensaio em PHTG 01	94
Figura 4.28 - Ilustração da parede PHTG 02 após a ruptura	96
Figura 4.29 - Gráfico de deformações para os grampos metálicos da parede PHTG 02	96
Figura 4.30 - Deformação dos extensômetros na parede central antes da fissuração	
(PHTG 02)	97
Figura 4.31 - Deformação dos extensômetros na aba lateral (C1) antes da fissuração	98
Figura 4.32 - Deformação dos extensômetros na aba lateral (C2) antes da fissuração	98
Figura 4.33 - Gráfico Força x Deslocamento das paredes "H" – Parede central	99
Figura 5.1 - Forma de ruptura ao cisalhamento nas escalas 1:5 e 1:3	101
Figura 5.2 - Forma de ruptura ao cisalhamento na escala <i>1:1</i>	102
Figura 5.3 - Forma de ruptura para prismas (PR3B) nas escalas 1:5 e 1:3	102
Figura 5.4 - Forma de ruptura para prismas (PR3B) na escala 1:1	102
Figura 5.5 - Detalhe de ensaio em prismas PRCV nas escalas 1:5 e 1:3	103
Figura 5.6 - Detalhe da forma de ruptura para prismas PRCV na escala 1:1	103
Figura 5.7 - Forma de ruptura para parede PHCV na escala 1:5	105
Figura 5.8 - Forma de ruptura para parede PHCV na escala 1:3	105
Figura 5.9 - Forma de ruptura para parede PHCV na escala 1:1	105
Figura 5.10 - Forma de ruptura para parede PHTG na escala 1:3	106

## Lista de tabelas

Tabela 2.1 - Dados do exemplo, com as ações de 01 pavimento – CAPUZZO (2000)	24
Tabela 2.2 - Resultados referentes à paredes isoladas – CAPUZZO (2000)	25
Tabela 2.3 - Cargas dos grupos de paredes referentes a 01 pavimento – CAPUZZO (2000)	25
Tabela 2.4 - Resultados referentes a grupos isolados de paredes – CAPUZZO (2000)	26
Tabela 2.5 - Resultado do grupo de paredes com interação – Adaptado de CAPUZZO (2000).	26
Tabela 2.6 - Comparação das tensões do 1º pavimento pelo três procedimentos citados	28
Tabela 3.1 - Fator de eficiência para vários tipos de unidades – CAMACHO (1995)	35
Tabela 3.2 - Limites de resistência mínima para blocos cerâmicos à compressão -	
NBR 7171 (1992)	35
Tabela 3.3 - Resultados de ensaios à compressão segundo pesquisadores	36
Tabela 3.4 - Resistência média e característica dos blocos cerâmicos em relação à área	
bruta	37
Tabela 3.5 - Traços de argamassa segundo a Norma Inglesa BS 5628	40
Tabela 3.6 - Traços de argamassa segundo a Norma Norte Americana - ASTM	40
Tabela 3.7 - Limites granulométricos do agregado miúdo – NBR 8798 (1985)	41
Tabela 3.8 - Ensaio granulométrico da areia utilizada para a argamassa de assentamento	42
Tabela 3.9 - Características físicas dos materiais utilizados nos ensaios	43
Tabela 3.10 - Resistência à compressão da argamassa de assentamento	44
Tabela 3.11 - Ensaio granulométrico do Pedrisco	46
Tabela 3.12 - Granulometria recomendada do agregado graúdo para o graute	
(ROMAN, 1999)	46
Tabela 3.13 - Ensaio granulométrico do agregado miúdo para graute	47
Tabela 3.14 - Granulometria para agregado miúdo recomendada para o graute por	
Roman (1999)	48
Tabela 3.15 - Exigências mínimas para o graute – NBR 8798 (1985)	49
Tabela 3.16 - Proporções recomendadas para a dosagem do Graute – Roman (1999)	49
Tabela 3.17 - Resistência característica do graute	51
Tabela 3.18 - Resultado dos ensaios de tração nas amostras de aço para grampos metálicos.	53
Tabela 3.19 - Resistência característica ao cisalhamento de paredes solidárias - BS 5628	54

Tabela 4.1 - Resultados do ensaio ao cisalhamento	73
Tabela 4.2 - Resultado dos ensaios de compressão axial em prismas de três blocos (PR3B)	)74
Tabela 4.3 - Resultado dos ensaios em prismas tipo "cavalete" (PRCV)	75
Tabela 4.4 - Informações sobre o ensaio em PHCV 01	79
Tabela 4.5 - Informações sobre o ensaio em PHCV 02	82
Tabela 4.6 - Resultado dos ensaios em paredes PHCV	84
Tabela 4.7 - Deformações em extensômetros ao longo das fiadas	88
Tabela 4.8 - Deformações na aba ao longo das fiadas	91
Tabela 4.9 - Informação sobre o ensaio em PHTG 01	93
Tabela 4.10 - Informação sobre o ensaio em PHTG 02	95
Tabela 4.11 - Resultado dos ensaios em paredes PHTG	95
Tabela 5.1 - Dimensões das unidades nas escalas 1:5, 1:3 e 1:1	. 100
Tabela 5.2 - Dimensões dos grampos metálicos nas escalas 1:5, 1:3 e 1:1	. 100
Tabela 5.3 - Resultados do ensaio de cisalhamento nas escalas 1:5, 1:3 e 1:1	101
Tabela 5.4 - Relação entre PHCV e cisalhamento em unidades	104
Tabela 5.5 - Relação entre PHTG e força de ruptura dos grampos	106

## Lista de abreviaturas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
BIA	Brick Institute of América
BS	British Standard
CESP	Companhia Energética do Estado de São Paulo
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
EPUSP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
FEIS	Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira
IPT	Instituto de Pesquisas Técnológicas
NBR	Norma Brasileira
NCMA	National Masonry Concrete Association
NEPAE	Núcleo de Estudos e Pesquisas da Alvenaria Estrutural
PHCV	Parede "H" com amarração direta
PHTG	Parede "H" com amarração indireta
PRTG	Prisma tipo "cavalete" grauteado
PR3B	Prisma de três blocos
UFRS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
UNESP	Universidade Estadual Paulista
USP	Universidade de São Paulo

# Lista de siglas

$\mathbf{f}_{ak}$	Resistência característica da argamassa à compressão
$\mathbf{f}_{bm}$	Resistência média do bloco à compressão
f <sub>bk</sub>	Resistência característica do bloco à compressão
F <sub>cu</sub>	Carga de ruptura da unidade (bloco) ao cisalhamento
F <sub>fpr</sub>	Carga média de início de fissuração das paredes "H"
$f_{gk}$	Resistência característica do graute à compressão
$\mathbf{f}_{gkj}$	Resistência característica do graute à idade de j dias
$\mathbf{f}_{\mathrm{p}}$	Resistência característica do prisma
F <sub>pr</sub>	Carga máxima das paredes "H"
F <sub>st</sub>	Força de ruptura à tração do aço
$f_v$	Resistência característica ao cisalhamento de paredes solidárias
N <sub>b</sub>	Quantidade de unidades pertencentes à área principal de distribuição de cargas
Ng	Total de grampos metálicos
N <sub>t</sub>	Total de blocos contrafiados
σ	Tensão
η	Eficiência

## Resumo

SILVA, WILSON J. (2003). *Estudo experimental de ligações entre paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos sujeitas a ações verticais*. Ilha Solteira, 144p. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.

Com a finalidade de contribuir para um melhor entendimento sobre a distribuição das ações verticais entre paredes de edifícios de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos, foi desenvolvido no presente trabalho uma série de ensaios que visam a análise da eficiência de dois tipos de ligações usuais entre paredes: as ligações com amarração direta (contrafiada), e as ligações com amarração indireta, através de grampos metálicos e graute. Para a consecução desses objetivos foram desenvolvidos diferentes programas experimentais, que contemplaram desde a caracterização das propriedades mecânicas dos componentes da alvenaria (blocos, argamassa, graute e aço), até a ensaios em corpos-deprova (paredes "H") representativos das formas de ligações em estudo. Com o objetivo de se encontrar correlações com estes tipos de ligações, foram desenvolvidos, em paralelo, ensaios de cisalhamento em unidades (blocos) e ensaios em prismas especiais, aqui chamados prismas cavaletes. Por fim, os resultados experimentais obtidos no presente trabalho foram comparados com os resultados encontrados em modelos reduzidos, nas escalas *1:3* e *1:5*, obtidos da revisão bibliográfica.

Palavras-chave: alvenaria estrutural, blocos cerâmicos, distribuição de cargas verticais, ligações entre paredes.

## Abstract

SILVA, WILSON J. (2003). Experimental study of the connections among structural masonry walls of ceramic blocks submitted to vertical loads. Ilha Solteira, 144p. Dissertation (Mastering). Ilha Solteira Engineering College, São Paulo State University.

With the intend to contribute for a better understanding about the vertical loads spreading between the ceramic blocks walls of a structural masonry building, it was developed within the present work a series of tests aiming the analysis of the efficiency of two usual walls connections, one directly connected (stretcher bond), and the other indirectly connected throughout steel staples and grout. For the attainment of these objectives it was developed different experimental programs, which contemplated since the mechanical properties characterization of the masonry components (blocks, mortar, grout and steel), until the tests on the studying connections representative specimen ("H" walls). Aiming to find the correlations for these types of connections, it was also developed, in parallel, shearing tests on the units (blocks) and tests on special prisms, called here by "rack prisms". At the end, the experimental results obtained upon the present work were matched with the found small-scale results, on the (1:3) and (1:5) scales, obtained from the bibliographic revision.

Key-Words: structural masonry, clay blocks, distributed vertical loads, bond among walls.



### 1.1 - Generalidades

A alvenaria estrutural definida por Sabbatini (1984), como sendo um componente conformado em obra, constituído por tijolos ou blocos unidos entre si por juntas de argamassa, formando um conjunto rígido e coeso, deixou de ser, nestes tempos atuais, um processo desvalorizado, para ser uma alternativa construtiva competitiva em todos os sentidos (VILATÓ citado por CAPUZZO, 2000).

Segundo Accetti (1998) e Peleteiro (2001), a alvenaria está entre as mais antigas formas de construção empregadas pelo homem. Desde a antiguidade ela tem sido largamente utilizada pelo ser humano em suas habitações e na construção de monumentos e templos religiosos.

Dentre os materiais utilizados na alvenaria, segundo Cunha (2001), os que possuem aplicação mais antiga são os blocos de pedra, que foram utilizados pelos egípcios, gregos e romanos na construção de igrejas, fortalezas e pirâmides. Lourenço (1996) cita as construções israelitas como as pioneiras em alvenaria de pedra, as quais compreendiam em cabanas circulares e semi-circulares com diâmetros que variavam de *3* a *9* metros.

Entre as grandes construções com pedras, pode-se citar o monumento de *Stonehenge*, no sul da Inglaterra, com mais de *5000* anos; e a pirâmide de Queóps, construída a mais de *4000* anos a.C., onde foi utilizado mais de dois milhões de blocos de pedra (GOMES, 1974).



Figura 1.1 - Alvenaria de Pedras (Stonehenge, 3000 anos a.C.)

Considerada até o final do século XIX uma das principais formas construtivas empregas pelo homem, a alvenaria tem seus marcos históricos na antiguidade caracterizada por obras monumentais que persistem até os dias de hoje.

O Coliseu (72 d.C.), também conhecido como Anfiteatro Flávian, pode ser citado como exemplo de obra monumental mais importante da Roma antiga. Construído com pedra e tijolos de argila, com diâmetro aproximadamente de 527 m e com altura de 50 m, essa edificação foi palco de luta entre gladiadores da época e animais. Seu projeto, possuindo 80 portais, foi idealizado de modo a permitir a saída de todas as 50.000 pessoas em cinco minutos (GARCIA, 2000).



Figura 1. 2 - Coliseu 72 d.C – (Julho, 2000)

Segundo Gomes (1974), os egípcios possuíam diversas variedades de rochas naturais, enquanto os gregos possuíam o mármore; já os romanos não possuíam grandes jazidas de pedras para a construção, sendo necessário importá-las do Egito e da Grécia.

Por sua vez, os romanos possuíam algumas rochas de origem vulcânica, como a pozolana, que misturada com a cal, água e agregados diversos, faziam um tipo de concreto. Esta mistura foi um fator determinante no desenvolvimento da alvenaria, pois permitiu à mesma uma resistência mínima à tração, além de melhorar a aderência entre os componentes.

Acredita-se que a dificuldade em trabalhar e construir usando pedras de dimensões consideráveis, e também a escassez iminente das rochas naturais fizeram com que os povos daquela época resolvessem a trabalhar com peças de menores dimensões, ou seja, os tijolos.

As dimensões reduzidas e a mistura de agregados diversos com aglomerantes, possibilitaram o aparecimento e o desenvolvimento de obras com arcos e abóbadas, no qual os Assírios parecem ter sido os primeiros a utilizá-los na construção de grandes fortalezas com estrutura totalmente em alvenaria (ROMAN, 1983).

Apesar dos povos que habitavam a região do rio Tigre e Eufrates não possuírem uma grande variedade de rochas naturais, os mesmos eram herdeiros de grandes jazidas de argila; em decorrência disso, as construções Assírias e Persas eram realizadas em tijolos queimados ao sol (adobe). De acordo com Lourenço (1996), no período de *8350* a *7350* a.C., teriam sido desenvolvidos os primeiros tijolos de barro queimados ao sol.

Segundo Smith, citado por Camacho (1995), os Assírios e Caldeus já haviam desenvolvido técnicas apuradas usando tijolos para obras monumentais, enquanto os persas utilizavam-no para construção de abrigos. Os Árabes valorizaram extraordinariamente estes tijolos, a ponto de seu uso caracterizar a arquitetura maometana.

Os romanos, por volta do ano 1000 a.C., passaram a utilizar grandes quantidades de aglomerante de cal e cimento, e através da expansão do seu império passaram a difundir as suas técnicas construtivas e a empregar seus materiais sob os países de seu domínio (ROMAN, 1983).

A tradição mesopotâmica influenciou a arquitetura bizantina e também a Europa meridional; posteriormente os romanos difundiram o uso de tijolos na França, Holanda, Inglaterra e no resto da Europa (GOMES, 1974).

No sul dos Estados Unidos e em algumas regiões do Brasil, de acordo com Muller (1989), a popularização do adobe se deve aos espanhóis. Schneider citado por Gomes (1974), data a primeira construção na Ilha de Manhattam, no norte dos Estados Unidos, em 1633.

Grandes obras foram construídas no decorrer dos séculos utilizando-se a alvenaria, entretanto, as construções daquela época eram executadas segundo regras puramente empíricas e intuitivas, baseadas nos conhecimentos adquiridos ao longo do tempo.

Apesar da alvenaria ser um material utilizado desde a antiguidade, somente no século passado foram desenvolvidas teorias racionais visando o dimensionamento das edificações. De acordo com Franco (1987), o primeiro relato do uso racional da alvenaria estrutural realizado com estudos teóricos e experimentais foi publicado na Índia em 1923 por A. Brebner. A partir desta época um grande número de pesquisas foi desenvolvido com o intuito de equacionar o comportamento da alvenaria estrutural (MULLER, 1989).

Explica Sabbatini (2002), que no dimensionamento racional da alvenaria estrutural, assim como no dimensionamento de estruturas reticuladas, empregam-se modelos matemáticos que simulam o comportamento das edificações e permitem, através de métodos determinísticos e semiprobabilísticos, inferir a segurança das estruturas e prever o grau de risco de falência estrutural. Para que o nível de segurança teórico seja obtido na etapa de construção, como nas estruturas em concreto armado, são estabelecidos com rigor as características estruturais, os processos e métodos construtivos e a metodologia de controle tecnológico a ser empregada.

Segundo Camacho (1995), com a evolução dos conhecimentos, estudiosos passaram a se preocupar com o comportamento estrutural das construções, criando teorias que vieram explicar corretamente alguns detalhes isolados, como por exemplo, a teoria de Aristóteles para os arcos que resistiam às cargas gravitacionais; a teoria de Leonardo da Vinci para explicar o mecanismo interno de ação entre os elementos de um arco e a teoria matemática de Euller que equacionou a carga de flambagem de colunas.

Entre os séculos XIX e XX, obras de maior porte foram construídas em alvenaria com base em modelos racionais, servindo como exemplo clássico o edifício "Monadnock" (figura 1.3), projetado e construído por D. H. Burnham em Chicago entre 1889 e 1891, com dezesseis pavimentos e 65 metros de altura, cujas paredes inferiores possuem *180* cm de espessura.

A partir do início do século passado, com o advento do concreto e do aço, que possibilitaram a construção de estruturas esbeltas e de grande altura, com peças de reduzidas dimensões, a utilização da alvenaria não foi tratada na forma de sistema construtivo técnico como as construções de concreto armado. Em conseqüência as pesquisas e o desenvolvimento da alvenaria se estagnaram e neste período a sua utilização ficou relegada a construções de pequeno porte.

Segundo Accetti (1998), na década de 50 a utilização de alvenaria ganhou novo impulso após a realização de uma série de experimentações realizadas na Europa. Com isto foi possível a criação de novas normas para projeto e execução de obras, fazendo com que as mesmas se tornassem competitivas, quando comparadas às demais técnicas existentes.



Figura 1.3 - Monadnock - (Março, 2001)

Na Inglaterra, em 1948, foi elaborada a primeira norma consistente para o cálculo de alvenaria de tijolos, a qual foi reformulada em 1970 e passou a ser a CP-111 ("*Structural Recomendations for load bearing walls*"), baseada nas tensões admissíveis. Em 1978, foi criada a BS 5628 ("*Structural use for Masonry*"), que substitui a última versão do CP-111 de 1970, abandonando o conceito de tensões admissíveis e substituindo-o pela filosofia dos estados limites.

Em 1951, o engenheiro suíço Paul Haller dimensionou e construiu na Basiléia um edifício de treze pavimentos em alvenaria não armada, com paredes resistentes internas de *15* cm e externas de *37,5* cm de espessura, o qual passou a ser considerado como um marco na alvenaria estrutural não armada.

Na Alemanha, a DIN 1053, surgiu em 1952 e foi modificada nos anos de 1962 e 1974. Na verdade é mais uma série de recomendações construtivas do que uma norma de cálculo (GOMES, 1974). Um grande avanço para a história da alvenaria estrutural foi a publicação do "Building Code Requeriments for Engineered Brick Masonry", publicado nos Estados Unidos em 1966 pelo "Structural Clay Products Institute"; sendo que em 1969 essas recomendações foram incluídas no "Recommended Practice for Engineered Brick Masonry" do BIA ("Brick Institute of América").

Na França diversas publicações tem sido feitas recentemente pela "Federation Nationale du Bâtiment", tentando estudar os tijolos e blocos cerâmicos. Já na Itália, onde as grandes construções foram erguidas no passado, a norma mais completa é de 1980, "Raccomandazian per la progettazione e calcolo delle costruzioni a murata portante in laterizio".

Na década de 70 do século passado, surgiu a primeira norma que trata especificamente do cálculo da alvenaria de blocos de concreto, designada como "*Spedification for the design and construction of load-baring Concrete Masonry Design*", sendo esta norma a que mais teve influência no Brasil. Posteriormente o "*American Concrete Institute*" publicou uma série de recomendações semelhantes às do "*National Masonry Concrete Association*" (NCMA).

As normas mais antigas não faziam distinção entre alvenaria de tijolos e de blocos de concreto. Atualmente , além da NCMA, existem normas australianas e a BS 5628, que tratam pormenorizadamente das alvenarias de blocos de concreto.

A maioria das normas citadas anteriormente tratam basicamente dos tijolos maciços e vazados, não havendo preocupação especial com as peculiaridades dos blocos cerâmicos. As normas que se referem aos blocos cerâmicos encontram-se no *"Uniform Building Code Specifications"*, nas normas italianas, e nas normas francesas; nas quais têm-se recomendações sobre o cálculo estrutural, além das características básicas dos blocos cerâmicos.

#### 1.2 - Alvenaria no Brasil

No início do século passado, com o advento do concreto e do aço, a alvenaria estrutural permaneceu sub-utilizada por muitos anos no Brasil. Isso ocorreu devido ao avanço tecnológico do concreto armado e da pouca divulgação do sistema construtivo no conteúdo programático das universidades brasileiras.

Segundo Gomes (1974), em 1931, o instituto de engenharia de São Paulo designou uma comissão especial para elaborar uma tentativa de especificação dos tijolos comuns de fabricação manual e mecânica. Estes estudos , de acordo com o autor, não englobavam os tijolos furados, mas somente os maciços.

A comissão elaborou um texto básico e delineou os ensaios necessários, que couberam ao laboratório de ensaios de materiais da Escola Politécnica realizar. O trabalho da comissão, segundo Muller (1989), baseou-se no estudo do código de Saboya e no caderno de obrigações da prefeitura do distrito federal, além de várias publicações estrangeiras. Como decorrência dos estudos realizados pela comissão, surgiram na década de 40 do século XX, as primeiras especificações e métodos de ensaios dos tijolos de barro cozido no Brasil.

No século passado, em meados dos anos 60, os esforços da construção civil no país direcionaram-se no sentido de buscar uma maior racionalização dos sistemas construtivos procurando a minimização de custos. Devido as suas vantagens técnicas e econômicas a alvenaria estrutural passou a ter novo impulso como sistema construtivo (ROMAN, 1996). Foi nessa época que ocorreram as primeiras experiências com a alvenaria estrutural (CAMACHO, 1995).

Segundo Sabbatini (1984), a alvenaria estrutural no Brasil, em sua fase inicial, foi dimensionada empiricamente porque não se baseava em pesquisas nacionais para as técnicas e materiais aqui utilizados, procurando-se fazer analogias. Um exemplo de empirismo foi a utilização da alvenaria estrutural armada de edifícios de baixa altura devido a influência americana. Os cálculos norte-americanos especificavam que a alvenaria deveria ser armada, sendo que esta armadura tem como finalidade dar ductilidade à estrutura, evitando uma ruptura frágil durante a ação sísmica. Entretanto muitos profissionais brasileiros entendiam que esta armadura tinha a função principal de aumentar a resistência à compressão dos elementos (CAMACHO, 1986).

Segundo Sabbatini (2002), o exemplo mais destacado em São Paulo, na utilização da alvenaria estrutural, é o teatro municipal (figura 1.4), cuja construção foi realizada por Ramos de Azevedo entre os anos de 1903 e 1911.



Figura 1.4 - Teatro municipal de São Paulo

Sabbatini (1984) cita o estado de São Paulo como o grande precursor da alvenaria estrutural no país, pois em 1966, foram construídos os primeiros prédios em alvenaria armada de blocos de concreto, estes possuíam quatro pavimentos e foram construídos no conjunto habitacional "Central Parque da Lapa".

Nesse período, por não haver pesquisas nacionais sobre materiais aqui existentes e por não existir normalização da alvenaria como elemento estrutural, foram seguidos padrões estrangeiros para os dimensionamentos (GARCIA, 2000).

As pesquisas nacionais nesta área iniciaram-se no século XX, no final da década de 70, tendo sido os primeiros estudos publicados no início da década de 80. A Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), o Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT) e a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) foram os centros de pesquisa pioneiros. Atualmente a Universidade Estadual de São Paulo (UNESP), a Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC – USP), e a Universidade Federal de São Paulo (EESC – USP), e a Universidade Federal de São Paulo (EESC – USP), e a Universidade federal de São Pa

A alvenaria estrutural atingiu seu apogeu, no Brasil, na década de 80 do século XX, quando diversas construtoras investiram nesta tecnologia para torná-la mais vantajosa. Em 1977, as indústrias produtoras de blocos de concreto e o comitê brasileiro de construção civil, CB-2 da ABNT, oficializaram uma comissão de estudos para desenvolver as normas nacionais de alvenaria estrutural (SÁNCHEZ citado por ARAÚJO, 2001).

O primeiro trabalho foi realizado com a construtora Tebas de São Paulo, no qual a Universidade de São Paulo (USP), através de inúmeras pesquisas, propiciaram o desenvolvimento do processo produtivo na indústria de blocos cerâmicos.

Posteriormente, a extinta construtora Encol, novamente em parceria com a USP, solicitou um estudo de todo seu sistema construtivo, desde a produção dos blocos de concreto até a manutenção dos edifícios, culminando no maior trabalho de pesquisa científica de sistemas construtivos já realizados no país.

Segundo o manual técnico de alvenaria 1990, no Brasil a alvenaria estrutural com blocos de concreto iniciou-se em fins dos anos 60 com a montagem de grandes fábricas produtoras de blocos de concreto (ARAÚJO, 2001).

A produção de blocos estruturais cerâmicos no Brasil, iniciou-se em 1980, quando foram instaladas as primeiras indústrias em solo nacional. A partir de então se inicia o estudo sistemático da alvenaria com a revisão das antigas normas de tijolos de barro cozido e a elaboração das normas para alvenaria estrutural (MULLER, 1989).

No ano de 1972, foram construídos quatro edificios com doze pavimentos no conjunto habitacional do "Central Parque da Lapa", os quais são considerados, por muitos pesquisadores, como um marco nacional em alvenaria estrutural.

No ano de 1977 foi construído em São Paulo o edifício "Jardim Prudência", considerado por Franco (1987) como obra pioneira no Brasil para a alvenaria estrutural não armada, constando de nove pavimentos com paredes de 24 cm de espessura em blocos sílico-calcário, no qual utilizou-se tecnologia importada (MULLER, 1989).



Figura 1.5 - Conjunto habitacional "Central Parque da Lapa"

No Brasil a norma nacional foi editada em 1989, a NB-1228, atual NBR 10837 (*Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto*), que trata do cálculo da alvenaria estrutural, armada ou não armada, de blocos vazados de concreto.

Por ser um sistema construtivo de forma racionalizada que tem demonstrado vantagens técnicas e econômicas pode-se verificar no Brasil uma expressiva quantidade de edifícios projetados e construídos em alvenaria estrutural.

Araújo (1995), cita a estimativa de que no período compreendido entre 1964 e 1976 mais de dois milhões de unidades habitacionais foram construídas em alvenaria estrutural.

Segundo Rocha e Cozza citado por Cunha (2001), a economia pode chegar a 25% e 30% respectivamente, se comparado com o sistema convencional em concreto armado. Contudo, Faria (1998) cita que a redução de custos da alvenaria estrutural, se comparado com o sistema convencional em concreto armado, está em torno de 17%.

A figura 1.6, segundo Camacho (2002), ilustra a construção de uma Torre em alvenaria estrutural armada em blocos de concreto com *18* pavimentos, construída em São Paulo na década de 80 do século passado.



Figura 1. 6 - Torre com 18 pavimentos em alvenaria estrutural armada

### 1.3 - Bloco cerâmico estrutural

Os blocos cerâmicos estruturais ("*Structural hollow clay tile*") foram desenvolvidos na Europa em 1870 e produzidos em New Jersey em 1875. No Brasil a partir de 1980 surgiram as primeiras indústrias cerâmicas que hoje produzem blocos com fins estruturais, além dos tijolos convencionais (GOMES, 1974).

Na Europa, realizaram se as primeiras tentativas de normalização dos ensaios em 1876. Um pouco depois, entre 1882 e 1906, cerca de *173* pilares de alvenaria foram ensaiados no "*Watertown Arsenal*" em Massachusetts, nos Estados Unidos. Apesar da realização destes estudos, até o início do século passado, todas as estruturas de alvenaria foram dimensionadas empiricamente implicando custos mais altos do que os necessários devido ao superdimensionamento dos elementos estruturais.

Os blocos cerâmicos foram estudados no início do século passado na Itália, França e particularmente nos Estados Unidos. Após o terremoto que abalou a Califórnia em 1933, provou-se que as paredes destes materiais se comportavam de modo excessivamente frágil, por este motivo foram relegados a segundo plano. Com a retomada dos estudos sobre a alvenaria no mundo inteiro, notou-se a possibilidade de se armar as paredes de blocos cerâmicos, fazendo com que a fragilidade da mesma perante as solicitações impostas fossem reduzidas.

O desenvolvimento de produtos cerâmicos novos para alvenaria estrutural, além de aspectos técnicos favoráveis, tem relevância econômica bastante clara no contexto brasileiro. A abundância e a qualidade das jazidas existentes no país, tornam os produtos cerâmicos bastante competitivos.

Uma grande vantagem do tijolo ou bloco cerâmico em relação ao bloco de concreto é a obtenção de alta resistência à compressão sem aumento considerável no custo de produção. Para blocos de concreto, a obtenção de resistências elevadas fica condicionada ao aumento do teor de cimento, com conseqüente aumento dos custos de produção (MENDES, 1998).

#### 1.4 - Objetivo

O objetivo principal do trabalho realizado foi uma investigação experimental da distribuição das ações verticais entre paredes construídas com blocos cerâmicos estruturais, com a finalidade de avaliar a eficiência das ligações quando as paredes são submetidas à ação de uma carga uniformemente distribuída.

Para o estudo em questão foram analisados dois tipos de ligações usuais: a primeira se refere à amarração direta com blocos contrafiados sem graute no encontro; e a segunda à amarração indireta com a utilização de grampos metálicos e graute.

Para a análise das ligações foram construídos corpos-de-prova em paredes de alvenaria estrutural com o formato "H". Além das paredes em formato "H", foram realizados ensaios em prismas de três blocos, em prismas especiais do tipo "cavalete" e ensaios ao cisalhamento em unidades (blocos).

Com os ensaios em prismas tipo cavalete procurou-se levantar uma possível correlação entre a resistência ao cisalhamento dos cavaletes e a resistência ao cisalhamento das paredes em formato "H" com amarração indireta. Já com os ensaios de cisalhamento em unidades, procurou-se levantar uma possível correlação com as paredes em formato "H" com amarração direta.

Os resultados obtidos no presente trabalho foram comparados com os resultados encontrados em escalas reduzidas ( $1:5 \ e \ 1:3$ ) por Camacho (2002), com o intuito de se encontrar possíveis correlações com a escala real.

Nos ensaios em modelos reduzidos, as mesmas correlações, já citadas, foram objetos de estudo, e o material utilizado e desenvolvido foi realizado tomando-se como base os materiais descritos no presente trabalho.

### 1.5 - Justificativas

No processo de análise do comportamento estrutural da alvenaria, e nas etapas subseqüentes das verificações, é de fundamental importância que a interação entre paredes resistentes e a devida distribuição das ações seja adequadamente estabelecida.

Com o conhecimento da interação entre as paredes resistentes e da real distribuição das ações verticais, podem ser obtidos modelos de cálculo mais próximos do comportamento real da estrutura, conduzindo a dimensionamentos mais adequados, propiciando assim, maior confiabilidade no sistema construtivo e redução de custos.

Por outro lado, o desconhecimento da real taxa de interação entre as paredes pode fazer com que projetistas e calculistas tomem decisões equivocadas, visto que a não consideração da interação entre as paredes pode resultar em níveis de carregamento significativamente diferentes. Já a adoção de taxas exageradas de transferência pode resultar em uniformizações irreais das ações. De modo geral, diferenças significativas entre cargas teóricas e reais nas paredes podem conduzir a uma situação anti-econômica quando os valores reais são inferiores aos teóricos, ou então, pecar contra a segurança se a situação for oposta.

Conforme exposto acima, o desenvolvimento de estudos que permitam a melhor compreensão do mecanismo de distribuição das ações verticais entre paredes resistentes, para as variadas formas de amarrações usuais existentes em nosso país, são fatores fundamentais e de grande importância para a realização do dimensionamento estrutural da alvenaria.

Apesar da importância do assunto, poucos estudos têm sido conduzidos nesta direção. Acredita-se que em outros países esse fato seja justificado pela tradição de construir edifícios de alvenaria de pequena altura, onde a distribuição das ações verticais não seria o fator relevante no projeto ou no custo da obra. Porém, no Brasil, tem se verificado a construção de edifícios relativamente altos, o que evidencia a necessidade de compreender melhor a distribuição das ações verticais entre paredes resistentes.

Embasados nestas premissas e no crescimento de investimentos aplicados neste sistema racional, é imprescindível o conhecimento da transferência das ações verticais entre as paredes resistentes para diferentes níveis de solicitação presentes na estrutura e para diferentes formas de amarração entre paredes usualmente utilizadas em nosso país.

### 1.6 - Estrutura da dissertação

Neste capítulo encontra-se a abordagem, de forma genérica, do caminho percorrido pela alvenaria, com seus marcos iniciais no Brasil, e a sua trajetória no que diz respeito à sua utilização.

O capítulo 2 está direcionado à análise das distribuições de ações verticais entre paredes de alvenaria estrutural.

No capítulo 3, encontra-se toda a descrição do trabalho experimental, no qual especificam-se os materiais e equipamentos envolvidos, assim como os métodos de ensaios realizados e suas respectivas normalizações.

Para facilitar a apresentação, o capítulo 3 foi dividido em três partes:

- a) caracterização dos componentes da alvenaria (bloco, argamassa, graute e grampo metálico) e ensaio de compressão em unidades (blocos);
- b) ensaios em prismas de três blocos, ensaios em prismas especiais do tipo "cavalete",
  e ensaios de cisalhamento em unidades (blocos);
- c) ensaio de paredes com o formato "H", utilizando-se dois tipos de ligações usuais, de ligações diretas com blocos contrafiados e as de ligações indiretas com utilização de grampos metálicos e graute.

Como os resultados obtidos da caracterização dos materiais constituintes da alvenaria, e utilizados ao longo da pesquisa estão apresentados no capítulo 3, destina-se o capítulo 4 para apresentação dos resultados referentes ao segundo e terceiro programa de ensaios.

No capítulo 5, apresentam-se os resultados dos modelos reduzidos obtidos por Camacho (1995) e as possíveis relações com o modelo em escala real (1:1).

No capítulo 6 estão expostas as conclusões da dissertação, assim como as sugestões para futuras pesquisas correlacionadas ao assunto. Já no capítulo 7, apresenta-se a referência bibliográfica utilizada para a realização da dissertação.



## Distribuição das ações verticais

### 2.1 - Generalidades

Levando-se em conta a distribuição das cargas atuantes em edifícios de alvenaria estrutural, as paredes resistentes são normalmente solicitadas de forma bastante diferenciada. Devido a este fator, para um mesmo pavimento da edificação, teríamos diferentes especificações de blocos estruturais segundo a sua resistência, o que não é recomendável. Se assim for, a resistência dos blocos a serem utilizados para todas as paredes do pavimento seria a definida em função da parede mais solicitada, onerando o custo da obra.

Estudos realizados por Oliveira Jr. & Pinheiro (1994) mostraram que as paredes resistentes, trabalhando em conjunto com as lajes, conduzem a efeitos favoráveis na redução das resistências necessárias às unidades (blocos). Este fator baseia-se na capacidade das lajes de redistribuir as ações, fazendo com que as paredes mais carregadas sejam aliviadas e as menos solicitadas sofram um acréscimo de tensões.

A distribuição de cargas e a uniformização ao longo da altura da edificação levariam à redução das resistências dos blocos a serem especificados, proporcionando assim a redução de custos. Entretanto, Accetti (1998) salienta que se a suposta uniformização não ocorrer na prática, corre-se o risco de uma significativa redução da segurança da edificação e, para que esta uniformização ocorra efetivamente, é preciso que as paredes estejam interligadas.

Corrêa & Ramalho (1994) expõem que as considerações da interação de forças podem ser resumidas em dois casos principais: a interação de cantos e extremidades e a interação por aberturas.

No caso de cantos e extremidades, a característica principal a ser analisada, para se verificar a interação entre as paredes, é avaliar a engrenagem entre os componentes estruturais, ou seja, entre os blocos. Para que possam existir estas interações, os deslocamentos relativos entre as paredes devem ser praticamente nulos (figura 2.1); caso contrário, a homogeneização das cargas estará comprometida.

No caso de aberturas, Corrêa & Ramalho (1994) salienta que, para se considerar as interações, deve-se projetar outros meios de ligações, entre as paredes, que possam substituir a engrenagem dos blocos e garantir a homogeneização das cargas pelas mesmas.

Segundo Corrêa & Ramalho (1994), através de estudos em modelagem por elementos finitos, a distribuição das tensões entre paredes de alvenaria estrutural está diretamente influenciada pelo tipo de amarração realizada e, além disso, a amarração serve de contraventamento para as paredes, consistindo assim num dos mecanismos essenciais no que diz respeito ao conjunto da edificação. Sendo assim, as paredes resistentes podem apresentar diferentes distribuições de ações verticais, que se tornam delineadas em função da forma de amarração e conseqüentemente da interação entre as mesmas.



Figura 2.1 - Interação entre paredes de canto, adaptado de CORRÊA & RAMALHO (1994)

Capuzzo (2000) cita que há pelo menos duas formas no meio técnico de se considerar a interação de paredes para o dimensionamento estrutural. Uma das formas adotada pelas normas internacionais BS 5628 (1978), EUROCODE 6 (1997) e pela NBR 10837 (1989), é considerar o enrijecimento de uma parede por outras que a interceptam.

A outra forma mais utilizada no Brasil, é a que relata a influência na trajetória das ações verticais segundo as interações existentes entre as paredes. No presente trabalho, será analisada apenas a segunda forma, visto que o interesse em questão se resume na análise de ligações entre paredes.

### 2.2 - Interação entre paredes

A união e a solidarização de paredes que se cruzam podem ocorrer por dois métodos definidos pela NBR 10837 (1989): amarração direta ou amarração indireta (figura 2.2).

A amarração direta está definida como a intersecção de paredes, onde 50% dos blocos penetram alternadamente na parede interceptada; já na amarração indireta, utilizam-se outros meios de ligação, como grampos metálicos, telas soldadas e outros artifícios. A NBR 10837 (1989) preconiza que estas ligações indiretas devem ser feitas à distância máxima de três fiadas uma da outra.

Corrêa e Ramalho (1994), citado por Capuzzo (2000), considera que além das amarrações citadas anteriormente, existe, na prática, a presença de cintas, que são fiadas compostas por blocos do tipo canaletas preenchidos com graute e armadura, cuja finalidade é a de transmitir esforços uniformes à parede que lhe dá apoio ou servir de travamento e amarração.



Figura 2. 2 - Detalhe de amarração direta e indireta entre paredes resistentes

A NBR 10837 (1989) não aborda a transferência de cargas entre paredes interligadas e preconiza que uma carga concentrada ou parcialmente distribuída (figura 2.3) pode ser suposta repartida uniformemente em seções horizontais limitadas por dois planos inclinados a 45° sobre a vertical e passando pelo ponto de aplicação de carga ou pelas extremidades da faixa de aplicação.



Figura 2.3 - Distribuição de cargas segundo a NBR 10837 (1989)

Já nas seções horizontais acima e abaixo de eventuais aberturas, a distribuição da carga é feita excluindo as zonas limitadas por planos inclinados a 45°, tangentes às bordas da abertura (figura 2.4).



Figura 2. 4 - Distribuição de cargas em paredes com aberturas segundo a NBR 10837 (1989)

Segundo Curtin et al. (1984), as paredes construídas com amarração **direta** permitem a distribuição das ações verticais e laterais ao longo do comprimento e altura dos painéis de alvenaria e, portanto, pode-se admitir que parte das forças é transferida paras as paredes adjacentes, tendo um espalhamento a 45° da vertical (figura 2.5).



Figura 2.5 - Detalhe de espalhamento de força entre paredes adjacentes segundo CURTIN et al.

#### 2.3 - Distribuição das ações verticais

As ações verticais, permanentes e acidentais, existentes em edifícios de múltiplos pavimentos construídos em alvenaria estrutural, são suportadas pelas paredes resistentes que além da função divisória e de vedação também tem a função de constituir a estrutura dos mesmos.

Para que se possa analisar a transferência das ações verticais entre os elementos estruturais, ou seja, entre as paredes resistentes, deve-se realizar inicialmente a análise da solidariedade entre as paredes interligadas e a sua interação pertinente.

A transferência das ações verticais pode ser considerada de formas distintas, que serão descritas nos tópicos seguintes e demonstradas através de um método numérico comparativo realizado por Capuzzo (2000) e Accetti (1998).

### 2.3. a - Paredes isoladas

Uma forma de se considerar a transferência das ações verticais é supor que cada parede seja responsável única e exclusivamente pelo seu peso próprio e pelas cargas permanentes e acidentais a ela transmitida pelas lajes que nela se apóiam, ou seja, considerase que não haja interação entre as paredes.

Para calcular as cargas que serão aplicadas em cada parede, pode-se fazer uso dos procedimentos convencionais para cálculo de concreto armado, subdividindo-se as lajes em triângulos e trapézios (figura 2.6), em cada pavimento, e cuja área estará relacionada ao quinhão de carga a ser aplicada nas paredes correspondentes, sem considerar as ligações existentes entre as mesmas. Dessa forma, a carga em cada parede se torna o somatório do que ocorre em cada pavimento, ao longo da altura do edifício até a fundação.

Para lajes retangulares, embora seja provável, Hendry (1981) salienta que a distribuição das tensões não é uniforme ao longo do comprimento da parede, sendo que na verdade estas se concentram na região central; no entanto, nos pavimentos inferiores de edifícios, esta não uniformidade tende a diminuir gradualmente ao longo da altura da parede.



Figura 2.6 - Transferência de cargas verticais para paredes isoladas – Adaptado de HENDRY (1981)
Mesmo que as cargas de lajes não carreguem as paredes de modo uniforme, estudos realizados através de simulações teóricas, com a utilização do método dos elementos finitos, por Corrêa & Ramalho (1990-1992), indicaram que, devido aos vínculos promovidos pelas outras paredes, associadas entre si pelas lajes, as diferenças nas cargas aplicadas tendem a desaparecer à medida que se afastam da região de aplicação.

Corrêa & Ramalho (1994) caracterizam esta forma como um modo bastante simples e seguro de se considerar a distribuição das cargas verticais, no entanto, este procedimento, conforme descrito no item 2.1, leva a algumas deficiências, uma vez que surgem paredes com altos valores de cargas próximas a paredes vizinhas com baixa solicitação. Esse fato gera, via de regra, um dimensionamento não uniforme da estrutura, tendo como resultado a elevação dos custos da obra, além das dificuldades para a avaliação da distribuição das ações verticais entre os pontos de fundações.

Frasson (2000) salienta que a alvenaria estrutural, por se tratar de um sistema estrutural com pequena ductilidade, sofre notável influência das estruturas de fundação, e quaisquer deslocamentos que porventura possam ocorrer podem ocasionar danos significativos às paredes.

### 2.3. b – Grupo isolado de paredes

Já em 1969, Sutherland propunha que as paredes resistentes fossem subdivididas em grupos de paredes (figura 2.7), tratados como elemento único, com carga correspondente à área de influência do grupo, considerando-se também o efeito da excentricidade da resultante em relação ao centróide da área do grupo de paredes (CAMACHO, 1987).

As mesmas recomendações, e um exemplo semelhante, são dados por Corrêa & Ramalho (1994), que supõem o espraiamento ocorrendo em paredes ortogonais, desde que estas estejam ligadas por um contrafiado perfeito, onde a amarração entre os blocos seria condição necessária e suficiente para que o fenômeno possa ocorrer.

Camacho (1995), através de resultados teóricos, aponta para o fato de que nos pavimentos inferiores dos edifícios de maior altura, as cargas verticais tendem a se uniformizar entre as paredes interligadas pertencentes ao mesmo grupo.

Stockbridge citado por Hendry (1981), através de ensaios realizados em um edifício de cinco pavimentos, também encontrou evidências de que, em edifícios altos, há uma tendência das tensões se uniformizarem nos pavimentos inferiores, tanto em paredes isoladas, como em grupos de paredes interligadas.

Segundo Accetti (1998), este procedimento é bastante interessante, pois considera que as paredes interligadas sofrem interação, com tendência de uniformização de tensões ao longo da altura da edificação, tornando-se, no entanto, um procedimento inseguro dependendo dos grupos considerados.

Segundo Corrêa & Ramalho (1994), normalmente é considerado que estes elementos são definidos por comprimentos de alvenaria estrutural sem aberturas ou mudança em sua direção. Portanto, uma mudança de direção, ou então, a ocorrência de uma abertura define o limite entre as paredes.

Assim, a estrutura inteira de um edifício seria dividida em um certo número destes elementos estruturais, que seriam considerados como os objetos básicos para a análise da edificação.



Figura 2.7 - Transferência de cargas verticais para grupo de paredes – Adaptado de HENDRY (1981)

### 2.3. c - Grupos de paredes com interação

Segundo Corrêa & Ramalho (1994), paredes de grupos distintos podem interagir devido à presença de lintéis ou da própria laje, que funciona como diafragmas, a vinculá-las em planos horizontais. Estes grupos reunidos constituem o que se denomina pelo autor em macrogrupos.

A diferença entre este procedimento e o citado anterior, explica Accetti (1998), é que os grupos anteriormente definidos agora interagem segundo uma taxa pré-definida, formando os macrogrupos; isto baseado no fato de que há interação de grupos quando houver alvenaria entre a abertura e a laje. A taxa de interação representa a parcela da diferença de cargas que deve ser uniformizada em cada nível entre os grupos que interagem.

Capuzzo (2000) cita que neste procedimento há a liberdade de se utilizar a taxa de interação do macrogrupo de acordo com o tipo de ligação dos grupos. Deste modo, as taxas referentes a aberturas diferentes possuirão valores diferentes. Uma outra possível utilização, cita o autor, é a consideração de que cada parede seja admitida como um grupo. Assim, ao invés de haver uniformização total, pode-se considerar uma taxa de interação das paredes.

### 2.3. d - Grupo total de paredes

Outro procedimento, extremo ao citado no item 2.3a (paredes isoladas), conforme Corrêa & Ramalho (1994), é a distribuição completamente uniforme de cargas verticais que agem em um edifício entre suas várias paredes. Neste caso, é como se não existisse diferenciação entre as paredes resistentes. Ou seja, é como se todas as paredes fossem consideradas sobre a mesma tensão, fazendo com que a carga total do edifício pudesse ser dividida pela área de todas as paredes.

Esse procedimento, conforme o autor citado, é um procedimento de análise muito simples e econômico, pois tem como resultado uma melhor uniformização das ações verticais entre as paredes resistentes. Sua grande desvantagem refere-se ao fator segurança, pois, para a ocorrência deste procedimento, as interações entre as paredes devem ser absolutamente perfeitas, ou seja, admite-se que as ligações sejam solidárias, suportando em conjunto as ações verticais e assim realizando a distribuição das mesmas através das ligações existentes em seus encontros.

### 2.4 – Exemplo numérico

Com o intuito de demonstrar com maior clareza os procedimentos de distribuição das ações verticais citados anteriormente, será demonstrado um exemplo numérico realizado por Corrêa & Ramalho (1998b) e adaptado por Capuzzo (2000). O mesmo exemplo, com diferentes cargas, foi referenciado por Accetti (1998).

Para as análises foi considerada uma edificação de sete pavimentos em alvenaria estrutural executada com blocos de *14* cm de espessura (figura 2.8). Os comprimentos considerados para as paredes e as ações atuantes estão demonstrados e organizados na tabela 2.1. A amarração considerada entre as paredes foi a **direta**, e os valores, segundo Capuzzo (2000), podem ser considerados representativos de uma situação típica de projeto.



Figura 2.8 - Planta baixa para análise, adaptado de CAPUZZO (2000)

Parede	Comprimento (m)	Laje (kN/m)	Peso Próprio (kN/m)	Total (kN/m)	Ações das Vergas (kN)	Total (kN)
P1	2,55	7,50	5,50	13,00	15,60	48,75
P2	3,60	12,00	5,50	17,50	18,70	81,70
Р3	0,75	7,50	5,50	13,00	7,80	17,55
P4	3,45	6,00	5,50	11,50	0,00	39,70
P5	2,25	15,25	5,50	20,75	9,35	56,05

Tabela 2. 1 – Dados do exemplo, com as ações de 01 pavimento – CAPUZZO (2000)

Utilizando-se o processo das **paredes isoladas**, para encontrar a carga de solicitação, basta multiplicar a carga de um pavimento pela quantidade de pavimentos existentes; e para se encontrar as tensões normais basta dividir o valor da carga distribuída pela espessura da parede. Estes valores estão indicados na tabela abaixo (tabela 2.2).

Parede	Carga Dist. (kN/m)	Tensão - 7º Pav. (kN/m <sup>2</sup> )	Tensão - 1º Pav. (kN/m <sup>2</sup> )
P1	19,12	136,6	956
P2	22,70	162,1	1135
P3	23,40	167,1	1170
P4	11,50	82,1	575
P5	24,90	177,9	1245

Tabela 2. 2 - Resultados referentes à paredes isoladas - CAPUZZO (2000)

Para o procedimento de **grupos isolados de paredes**, considerando-se os grupos definidos pela figura 2.8, o cálculo consiste em se determinar as cargas totais de cada parede, e assim as cargas totais para cada grupo.

Para o cálculo das tensões normais nas paredes componentes de cada grupo, deve-se realizar o cálculo das cargas distribuídas para o mesmo. Para isto, a carga do grupo deverá ser dividida pelo comprimento total correspondente ao grupo e pela espessura da parede. Os dados referentes a estes cálculos estão expressos nas tabelas 2.3 e 2.4.

Grupo	Parede	Comprimento (m)	Ação Parede (kN)	Ação Grupo (kN)
<u>C1</u>	P1	2,55	48,75	120.45
Gl	P2	3,60	81,70	130,45
	P3	0,75	17,55	
G2	P4 3,45		39,70	113,30
	Р5	2,25	56,05	

Tabela 2.3 - Cargas dos grupos de paredes referentes a 01 pavimento - CAPUZZO (2000)

Pav.	Grupo	Comprimento (m)	Carga total (kN)	Carga Dist. (kN/m)	Tensão (kN/m <sup>2)</sup>
-0	G1	6,15	130,45	21,2	152
7 <sup>°</sup>	G2	6,45	113,30	17,6	125
	G1	6,15	913,15	148,5	1061
1°	G2	6,45	793,10	123,0	878

Tabela 2. 4 - Resultados referentes a grupos isolados de paredes – CAPUZZO (2000)

Para o procedimento do **grupo de paredes com interação**, deve ser adotada uma taxa de uniformização. Neste exemplo, esta taxa correspondeu à *30%*. Porém Accetti (1998) relata um exemplo numérico no qual afirma que a consideração de taxas alternativas de interação leva a diferenças apreciáveis nos resultados de cargas e tensões nas paredes, podendo afetar de maneira significativa a segurança e a economia da edificação.

Accetti (1998) também afirma que este procedimento de grupos de paredes com interação é o mais econômico de todos, e que, em simulações realizadas, a taxa de 20% parece ser segura para interação de grupos próximos, ressaltando que pesquisas estão sendo desenvolvidas para indicar qual a taxa de interação mais adequada.

Na tabela 2.5, onde estão indicados os resultados deste procedimento, foi calculada a carga média para o grupo, sendo que esta carga corresponde a média ponderada das cargas de cada grupo, com o ponderador correspondente ao comprimento total das paredes do grupo.

Para melhor exemplificar os valores demonstrados na tabela 2.5, apresenta-se a seguir o cálculo realizado para o sétimo pavimento.

A carga média ( $C_m$ ) foi obtida de acordo com à expressão genérica dada abaixo;  $C_{G1}$  e  $C_{G2}$  correspondem, respectivamente, às cargas totais do grupo 01 e do grupo 02, (tabela 2.4), e  $C_{CG1}$ ,  $C_{CG2}$  correspondem aos comprimentos totais das paredes pertencentes respectivamente a cada grupo.

$$C_m = \frac{C_{G1} \times C_{CG1} + C_{G2} \times C_{CG2}}{C_{CG1} + C_{CG2}}$$
(eq. Genérica)

$$C_m = \frac{21,2 \times 6,15 + 17,6 \times 6,45}{6,15 + 6,45} = 19,35 \text{ KN/m}$$
 (Sétimo Pavimento)

Pav.	Carga média (kN/m)	Grupo	Carga (kN/m)	Diferencial de carga (kN/m)	Carga Uniformizada (kN/m)	Tensão (kN/m <sup>2</sup> )
	10.05	G1	21,20	-0,555	20,65	147,5
10	19,35	G2	17,60	0,525	18,13	129,5
-0		G1	41,85	-0,945	40,91	292,2
6°	38,70	G2	35,73	0,891	36,62	261,6
-0		G1	62,11	-1,218	60,89	434,9
5° 58,05	G2	54,22	1,149	55,37	395,5	
		G1	82,09	-1,317	80,77	576,3
4° 77,40	G2	72,97	1,329	74,30	530,7	
		G1	101,88	-1,539	100,34	716,7
3°	96,75	G2	91,90	1,455	93,36	666,8
		G1	121,54	-1,632	119,91	856,5
2° 116,1	G2	110,95	1,545	112,50	803,8	
		G1	141,11	-1,698	139,41	995,8
1°	135,45	G2	130,13	1,596	131,73	940,9

Tabela 2. 5 - Resultado do grupo de paredes com interação - Adaptado de CAPUZZO (2000)

O diferencial de carga ( $\Delta_c$ ) foi obtido de acordo com a expressão dada abaixo. O valor  $T_i$  corresponde à taxa de uniformização adotada no exemplo e  $C_{Gi}$  corresponde à carga total do respectivo grupo.

$$\Delta_c = (C_m - C_{Gi}) \times T_i \qquad (eq. \text{ Genérica})$$
  

$$\Delta_c = (19,35 - 21,20) \times 0,30 = -0,555 \qquad (Para o G_1 \text{ do sétimo pavimento})$$
  

$$\Delta_c = (19,35 - 17,60) \times 0,30 = 0,525 \qquad (Para o G_2 \text{ do sétimo pavimento})$$

Encontrado o valor correspondente ao diferencial de carga, basta fazer a correção e encontrar a carga uniformizada. Para os pavimentos subseqüentes, adota-se a carga total do grupo levando-se em consideração a carga com uniformização, conforme demonstram as equações abaixo.

$$C_{G1(\text{sexto pav.})} = C_{uniformizada(\text{setimo pav.})} + C_{G1(\text{setimo pav.})}$$

$$C_{G1(\text{quinto pav.})} = C_{uniformizada(\text{sexto pav.})} + C_{G1(\text{setimo pav.})}$$

A tabela 2.6 apresenta as comparações realizadas com os procedimentos citados anteriormente.

Grupo	Parede	Procedimento	Tensão	Variações
Olupo	1 ur cu c	Tiocouniento	$(kN/m^2)$	(%)
		Paredes isoladas	956,00	-
	P1	Grupos de Paredes	1060,60	+ 10,90
1		Grupos com interação	995,80	+ 4,20
1		Paredes isoladas	1135,00	-
	P2	Grupos de Paredes	1060,60	- 6,60
		Grupos com interação	995,80	- 12,30
	Р3	Paredes isoladas	1170,00	-
		Grupos de Paredes	878,30	-24,90
		Grupos com interação	940,90	-19,60
	P4	Paredes isoladas	575,00	-
2		Grupos de Paredes	878,30	+ 52,70
		Grupos com interação	940,90	+ 63,60
		Paredes isoladas	1245,00	-
	Р5	Grupos de Paredes	878,30	-29,50
		Grupos com interação	940,90	-24,40

Tabela 2. 6 - Comparação das tensões do 1º pavimento pelo três procedimentos citados

Conforme citado no item *2.3.a*, pode-se verificar, através deste exemplo numérico, que o procedimento de paredes isoladas gera grandes diferenças de solicitação, podendo-se observar também que as paredes P3 e P4 possuem tensões diferenciais da ordem de *49%*, correspondente, respectivamente, a 1170 kN/m<sup>2</sup> e 575 kN/m<sup>2</sup>. Esta diferença, explica Capuzzo (2000), devem-se ao pequeno comprimento da parede P3 e à ação da carga de verga.

Se a especificação da resistência dos blocos deste pavimento fosse feita considerandose as paredes com estas tensões, certamente resultaria em um valor elevado, pois sua determinação seria feita em função da parede mais solicitada.

Ao se considerar o procedimento do grupo de paredes isolado, ou seja sem interação, pode-se observar que as tensões dentro do grupo tendem a se igualar (figura 2.9). Este fato se deve à interação entre paredes, onde as mais solicitadas fazem uso das menos solicitadas para aliviarem as suas tensões.

Pode-se observar que no grupo 01 a parede P1 sofreu um acréscimo de 10,9% em relação ao primeiro procedimento; já a parede P2 foi aliviada em 6,6%. As tensões se equilibraram em 1060,60 kN/m<sup>2</sup>.



Figura 2.9 - Tensões em Grupos de paredes

No terceiro procedimento, considerou-se que as paredes do grupo 01 interagiram com as do grupo 02, segundo uma taxa de uniformização de *30%*. Isto significa que as paredes mais carregadas (grupo 01) transferiram esforços para o grupo menos solicitado (grupo 02), ficando assim, menos solicitadas que no caso anterior.

Deste modo, pode-se observar que a diferença de tensão entre os dois grupos diminui, passando de 182,3 kN/m<sup>2</sup> para 54,9 kN/m<sup>2</sup> (tabela 2.5), ou seja, tendo-se uma redução de 70% (CAPUZZO, 2000). As conclusões obtidas por Capuzzo (2000) e Accetti (1998) foram praticamente as mesmas com relação aos procedimentos citados. A figura 2.10 ilustra as tensões para os grupos isolados e para os grupos interagindo-se a uma taxa pré-definida de 30%.



Figura 2. 10 - Tensões em grupos de paredes com interação

Outros pesquisadores, como Parsekian & Franco (2002), apresentam um método para a distribuição de esforços entre paredes, baseado na idéia de que tensões aplicadas no topo de paredes se distribuem para regiões inferiores, considerando uma linha de dispersão do carregamento com inclinação a 45°, conforme recomendação da norma brasileira.

Para o método sugerido, são definidos parâmetros para a consideração da distribuição das ações, baseados nas características geométricas das paredes, tais como comprimento, número de pavimentos, existência de aberturas e altura do pavimento. Segundo os autores, através da análise por elementos finitos, a comparação do método proposto com os métodos de paredes isoladas e grupo de paredes levaram a resultados que comprovam um comportamento intermediário entre as duas considerações.

Segundo Andolfato (2002), embora métodos numéricos sejam utilizados para as análises estruturais, engenheiros calculistas não podem fazer uso de programas computacionais sem que tenham o conhecimento de dados essenciais, tais como o módulo de deformação, o coeficiente de Poisson e a taxa de transferência das ações entre as paredes resistentes.

Apesar de alguns experimentos realizados na Escócia, conduzidos por Sinhá (1979), terem concluído que a solidariedade entre paredes ortogonais e a conseqüente transferência de cargas verticais entre elas é extremamente pequena, da ordem de 5 a 6%, vários pesquisadores brasileiros têm afirmado que, pela importância de que se reveste o assunto, esse comportamento deve contar na pauta de novas investigações.



## **Trabalho** Experimental

### 3.1 - Generalidades

Neste capítulo encontra-se toda a descrição do trabalho experimental, no qual envolve os procedimentos e métodos de ensaio adotados, as devidas especificações de normas e equipamentos utilizados, assim como a caracterização dos componentes envolvidos.

Para melhor direcionamento dos ensaios experimentais, optou-se por realizar três etapas de ensaios, definidos como programa de ensaios. O primeiro programa de ensaios refere-se aos componentes da alvenaria estrutural e tem por objetivo a caracterização dos mesmos.

Os blocos cerâmicos (unidades), a argamassa de assentamento e o graute foram ensaiados à compressão axial; já o aço utilizado para a execução dos grampos metálicos foi ensaiado à tração.

O segundo programa de ensaios refere-se aos de cisalhamento nas unidades (blocos), aos ensaios de prismas de três blocos (PR3B) e aos prismas especiais do tipo "cavalete" (PRCV).

Conforme já citado, pretende-se, através dos ensaios de prismas PR3B, levantar a resistência básica da alvenaria à compressão; já com os ensaios em prismas PRCV, pretendese levantar uma possível correlação entre a resistência ao cisalhamento dos cavaletes e a resistência ao cisalhamento das paredes em formato "H" com amarração indireta (PHTG). Para as paredes em formato "H" com amarração direta (PHCV) pretende-se levantar uma possível correlação com os ensaios de cisalhamento nas unidades (blocos).

O terceiro programa de ensaios refere-se às paredes compostas em formato de "H", e tem por finalidade o estudo da transferência das ações verticais entre as paredes interligadas, objetivo principal deste trabalho. Serão analisados dois tipos de amarrações: amarração direta com blocos contrafiados (PHCV), e amarração indireta com a utilização de grampos metálicos e graute (PHTG).

### Primeiro Programa de Ensaios

### 3.2 - Primeiro Programa de Ensaios

### 3.2.1 - Caracterização do bloco cerâmico

Os blocos cerâmicos estruturais ou portantes são componentes construtivos utilizados em alvenaria com a finalidade de consistir a estrutura resistente da edificação. Os mesmos são normalmente produzidos com argilas ricas em juta e argilas montmorilonitas, sendo que a conformação ocorre por extrusão, onde a massa de argila é pressionada através do molde que dará a forma da seção transversal. A coluna extrudada obtida, passa por um cortador, onde se tem a dimensão do componente, perpendicular a seção transversal. Posteriormente os blocos são submetidos à secagem e a queima, onde nestas, as temperaturas variam entre *900* °C e *1100* °C.

Para os estudos desenvolvidos, foram utilizadas duas dimensões modulares de bloco cerâmico (figura 3.1): os blocos inteiros com dimensões de 14 cm x 14 cm x 29 cm, com área bruta nominal de  $40600 \text{ mm}^2$ , e os chamados meios-blocos, com dimensões de 14 cm x 14 cm x 14 cm (largura x altura x comprimento), com área bruta nominal de  $19600 \text{ mm}^2$ .



Figura 3.1 - Especificações e dimensões dos blocos cerâmicos, adaptado de CAMACHO (1995)

Além de dois furos limitando um septo central de *25 mm* de espessura, o mesmo possui diversos furos redondos e pequenos nas partes laterais, introduzidos para aliviar as tensões e evitar fissuras da argila durante o processo construtivo, contribuindo desta forma para a diminuição no peso total do elemento e para uma melhor uniformização de queima.

A relação entre a área líquida e a área bruta foi obtida segundo a NBR 8043 (1983) e corresponde a 0,62 para os blocos inteiros e 0,65 para os meios-blocos. Com isto, estas unidades se enquadram dentro da classificação de blocos vazados.



Figura 3. 2 - Ilustração dos blocos cerâmicos

As especificações da unidade estrutural, como forma, dimensões e composições, devem ser pormenorizadas quando se pretende projetar em alvenaria estrutural, pois, de acordo com Garcia (2000), as mesmas interferem na própria resistência da unidade e conseqüentemente na resistência final do conjunto.

Para melhores informações sobre a forma e dimensões dos blocos cerâmicos, deve-se consultar as normas NBR 8042 (1992) e NBR 7171 (1992).

### 3.2.1. a - Ensaio à compressão axial em unidades

Dentre os fatores que exercem influência na resistência à compressão dos painéis de paredes, a resistência dos blocos tem caráter predominante, segundo Sutherland citado por Camacho (1987).

Existem três formas básicas normalizadas de ensaios para se obter a resistência à compressão da alvenaria estrutural: os ensaios em unidades, os ensaios em prismas e os ensaios de paredes em escala real. No presente trabalho, visto o objetivo e custos relacionados ao mesmo, foi feito o uso das duas primeiras.

Muller (1989) explica que, embora a resistência à compressão das unidades, obtida em ensaios individuais, não seja uma medida direta da sua resistência na parede, pois o modo de ruptura é diferente nas duas situações, existe, em geral, uma proporcionalidade entre as resistências nominais dos blocos e as da alvenaria. Com base em valores experimentais, Prudêncio Jr. (1986) concluiu haver um crescimento não linear da resistência à compressão da alvenaria com a resistência das unidades.

Prudêncio Jr. (1986), com base em resultados de seus ensaios, confirmou que o incremento na resistência à compressão da alvenaria (prismas e paredes) relacionando ao aumento da resistência das unidades é tanto menor quanto mais alta for a faixa de resistência a qual pertence o bloco utilizado.

Segundo Sahlin citado por Muller (1989), de modo geral, a resistência da alvenaria cerâmica de tijolos fica entre 25% e 50% da resistência da unidade, sendo o valor inferior referente a uma alvenaria com argamassa "fraca" e o valor superior a uma argamassa de alta resistência.

A relativa importância do ensaio padronizado de compressão de blocos para a avaliação do desempenho mecânico da alvenaria ficou comprovada por Foster & Bridgeman, que encontraram resistências à compressão mais baixas para prismas, moldados com tijolos, com valores de resistências *60*% mais altos que os apresentados pelos tijolos usados na confecção de outros prismas (MULLER, 1989).

A relação entre resistências à compressão de paredes ou prismas e a resistência da parede é conhecida na literatura técnica como fator de eficiência. De acordo com Camacho (1995), vários pesquisadores fornecem valores dos fatores de eficiência para diferentes tipos de unidades, conforme demonstra a tabela a seguir (tabela 3.1).

Unidades	Fator de Eficiência (%)	Autor
Tijolo Cerâmico	25 a 50	Salhin
Tijolo Cerâmico	10 a 40	Monk
Tijolo Cerâmico	17 a 28	Prudêncio
Bloco de Concreto	60 a 90	Monk
Bloco de Concreto	65 a 100	Sutherland
Bloco Cerâmico	16 a 39	Gomes
Bloco Cerâmico	11 a 13	Muller

Tabela 3.1 – Fator de eficiência para vários tipos de unidades – CAMACHO (1995)

Para a realização do ensaio de compressão axial, os corpos-de-prova (unidades) foram preparados conforme preconiza a NBR 6461 (1983), referente ao item *5.1.2*. No entanto, para a obtenção do paralelismo e da uniformidade das faces, realizou-se o capeamento através da utilização de gesso.

De acordo com Camacho & Maurício (2003), estudos realizados no Núcleo de Estudos e Pesquisas da Alvenaria Estrutural (NEPAE) demonstraram que a forma de ruptura à compressão de blocos estruturais de concreto capeados com gesso e com enxofre foram semelhantes, "podendo-se dizer que o gesso e o enxofre atuam de forma similar no ensaio de compressão axial em unidades".

A NBR 7171 (1992) estabelece os limites de resistências mínimas à compressão, em função de sua classe, para os blocos cerâmicos, os quais estão indicados na tabela 3.2.

Classe	Resistência à compressão Área bruta (MPa)
10	1,0
15	1,5
25	2,5
45	4,5
60	6,0
70	7,0
100	10,0

Tabela 3.2 - Limites de resistência mínima para blocos cerâmicos à compressão – NBR 7171 (1992)

O ensaio à compressão axial foi realizado com a utilização de uma máquina de ensaio da marca *LOSENHAUSENWERK*, com capacidade para *5000 k*N (figura 3.3), a qual pertence ao Laboratório de Engenharia Civil da Companhia Energética do Estado de São Paulo (CESP).



Figura 3.3 – Prensa utilizada para ensaio à compressão axial em unidades

### 3.2.1. b - Resultado do ensaio a compressão axial nas unidades

Para a obtenção da resistência média à compressão  $(f_{bm})$  foram ensaiados 15 corposde-prova (blocos cerâmicos).

A tabela abaixo (tabela 3.3) apresenta os valores de ensaios à compressão realizados por Muller e Camacho, em unidades com a mesma composição, forma e dimensões das que foram ensaiadas no presente trabalho.

Pesquisadores	N° de CPs.	Resistência Média (MPa)	Coeficiente de variação (%)
MULLER (1989)	10	23,30	24,50
CAMACHO (1995)	15	15,49	10,16

 Tabela 3. 3 – Resultados de ensaios à compressão segundo pesquisadores

Para a realização do ensaio à compressão axial, os corpos-de-prova foram submetidos

ao carregamento seguindo-se o método preconizado pela NBR 6461 (1983). A taxa de carregamento foi de 17 kN/s. A tabela 3.4 apresenta os resultados obtidos.

СР	F (kN)	σ (MPa) <b>CP</b>		F (kN)	σ (MPa)		
1	720,0	17,73	9	950,0	23,40		
2	780,0	19,21	10	965,0	23,77		
3	800,0	19,70	11	990,0	24,38		
4	860,0	21,18	12	1020,0	25,12		
5	865,0	21,31	13	1150,0	28,33		
6	890,0	21,92	14	1255,0	30,91		
7	930,0	22,91	15	1440,0	35,47		
8	950,0	23,40					
Resistência média à compressão (f <sub>bm</sub> ): <b>23,9</b> MPa							
Coet	Coeficiento de veriesão: 10 4 %						

Tabela 3. 4 - Resistência média e característica dos blocos cerâmicos em relação à área bruta

Conforme apresentado na tabela acima, a resistência média dos blocos cerâmicos à compressão foi de **23,9 MPa** e a resistência característica correspondente a **17,2 MPa**. Se comparado com os valores obtidos por Muller (1989), indicados na tabela 3.3, nota-se que a diferença entre os resultados é desprezível. A diferença entre os resultados, se comparado com Camacho (1995), foi devido ao ponto de consideração de ruptura da unidade, sendo que para este a mesma foi caracterizada pelos estalos e pelo desprendimento de placas da unidade.

No decorrer dos ensaios pode-se observar que à aproximadamente 41% da carga de ruptura média, correspondente a 400 kN, surgiram "estalos" que podem caracterizar uma possível fissuração interna; já a aproximadamente 62% da mesma carga, os corpos-de-prova apresentaram estilhaços que se desprendiam em forma de placas. A forma de ruptura dos blocos cerâmicos foi semelhante ao descrito por Muller (1989) e Camacho (1995), de forma frágil e com rompimento brusco.

Segundo Roman (1983), é desejável que o valor do coeficiente de variação (c.v.) em uma amostra não seja grande para que esta se mostre aceitável, e, quanto maior o padrão de qualidade de determinado produto, tanto menor será o seu coeficiente de variação. Os níveis de variação, segundo Fusco citado por Roman (1983), podem caracterizar o produto segundo o seu padrão de qualidade. Na construção civil, em geral, podem ser considerados os seguintes níveis: até *15%* para produtos com padrão de qualidade rigoroso, até *20%* para produtos com padrão de qualidade razoável, e, para *25%* o produto é considerado como regular. Acima de 25% há o indício de uma grande variabilidade nos valores da resistência e possivelmente a inexistência de um bom controle de qualidade de produção.



Figura 3. 4 - Detalhe do ensaio de compressão e forma de ruptura

### 3.2. 2 - Caracterização da argamassa de assentamento

Conforme define a NBR 8798 (1985), a argamassa de assentamento é o elemento utilizado na ligação entre blocos, garantindo distribuição uniforme de esforços, composto de cimento, agregado miúdo, água e cal ou outra adição destinada a conferir plasticidade e retenção de água de hidratação à mistura.

Segundo Davison citado por Sabbatini (1986), a função fundamental da argamassa de assentamento é unir as unidades de alvenaria constituindo um todo monolítico. Portanto, a argamassa de assentamento tem uma influência crítica no desempenho funcional de uma parede resistente. Este fato leva pesquisadores a estudarem suas principais características, bem como a avaliação das composições recomendadas.

Garcia (2000) cita que, em estudos realizados para a verificação da influência da argamassa de assentamento no comportamento de paredes submetidas à compressão axial, três fatores se destacaram em níveis consideráveis de importância: a espessura das juntas, a área de preenchimento das juntas e a resistência à compressão da argamassa.

Com relação à espessura das juntas, foi comprovado que a resistência da parede decresce com o aumento da espessura, (segundo FRANCIS citado por GOMES (1974)). Isso se explica pelo fato de que, ao aumentar a espessura da junta, aumentam-se as tensões de tração no bloco. Sahlin citado por Camacho (1995) afirma que a cada aumento de 0,30 cm na espessura da junta ocorre uma redução de 15 % na resistência do conjunto.

No que diz respeito à área de preenchimento de juntas, o não preenchimento correto das mesmas pode reduzir a resistência da alvenaria em até *33* %, segundo Roman (1996). Já em relação às juntas verticais, Sutherland citado por Camacho (1995) afirma que pesquisas têm demonstrado que o não preenchimento das mesmas pouco interfere na resistência de painéis de parede à compressão, Cunha (2001), no entanto, ressalta a contribuição do preenchimento das juntas verticais com a resistência ao cisalhamento e à flexão da parede, além de propiciar a vedação das juntas contra a umidade e promover um melhor isolamento térmico e acústico.

Com relação à resistência da argamassa de assentamento, Gomes (1974) chegou à conclusão de que a argamassa deve ter como resistência mínima 70 % da resistência do bloco à compressão e como resistência máxima a própria resistência do bloco.

Isto se explica pelo fato de que argamassas muito resistentes promovem a concentração dos efeitos das deformações diferenciais e a ruptura se torna excessivamente frágil, não havendo ductilidade suficiente para acomodações da estrutura diante dos esforços.

Franco (1987), esclarece que as argamassas "fracas" acomodam-se melhor a pequenos movimentos e, no surgimento de fissuras, estas se distribuem mais uniformemente; porém salienta que argamassas de baixa resistência apresentam menor capacidade de aderência e maior desgaste de sua superfície quando não se fizer uso de revestimento externo.

Nas tabelas 3.5 e 3.6 estão apresentados os traços recomendados pela norma inglesa (BS 5628) e pela norte-americana (ASTM), respectivamente. A designação da argamassa encontra-se especificada nas normas referidas.

Designação	Tipo de Argamassa (volume)			Resistência à compressão aos 28 dias (MPa)	
	Cimento	Cal	Areia	Laboratório	Obra
(i)	1	0 a 1/4	3	16,0	11
(ii)	1	1/2	4 a 4,5	6,5	4,5
(iii)	1	1	5 a 6	3,6	2,5
(iv)	1	2	8 a 9	1,5	1,0

Tabela 3. 5 – Traços de argamassa segundo a Norma Inglesa BS 5628

Tabela 3. 6 – Traços de argamassa segundo a Norma Norte Americana - ASTM

D	]	Tipo de Argan	Resistência à compressão	
Designação	Cimento	Cal	Areia	aos 28 dias (MPa)
М	1	1/4		17,2
S	1	1/4 a 1/2	De 2,25 a 3 vezes	12,4
Ν	1	1/2 a 1,25	a soma dos volumes	5,2
0	1	1,25 a 2,5	de cimento e cal	2,4
К	1	2,5 a 4		0,5

Rosello citado por Sabbatini (1986) considera que "As medidas diretas da resistência da argamassa não são válidas para se conhecer a qualidade da obra...", e os motivos para ainda hoje se ensaiar a resistência à compressão cubos e cilindros de argamassa empregados na alvenaria estrutural são que os ensaios permitem um maior controle estatístico da qualidade da argamassa em si. Isberner citado por Sabbatini (1986) justifica os ensaios em argamassa à compressão porque estes refletem o grau de hidratação, que, por sua vez, tem influência em outras características de desempenho, como a durabilidade da própria argamassa, por exemplo.

### 3.2.2.a - Preparo da argamassa de assentamento

No presente trabalho, ao longo de todos os ensaios, a argamassa de assentamento utilizada foi a argamassa mista, confeccionada com cimento Portland CP II F 32, cal hidratada e areia silicosa natural. O traço em massa utilizado foi de *1:1:6* (cimento:cal:areia), dando-se assim continuidade aos ensaios realizados em modelos reduzidos por Camacho (2002).

A NBR 8798 (1985) apresenta a especificação sobre a produção e o manuseio das argamassas de assentamento, não fazendo distinção do tipo de cimento a ser utilizado. Sabbatini (1986) esclarece que a utilização de diferentes tipos e marcas de cimentos Portland fabricados no Brasil não provoca grandes modificações nas propriedades mais interessantes da argamassa de assentamento mista, visto o pequeno teor de cimento empregado na dosagem, e em função das características razoavelmente constantes dos cimentos Portland normalizados.

A mistura dos componentes da argamassa foi realizada a seco, para que fosse mantido um maior controle da água de amassamento durante os ensaios. A condição plástica e a trabalhabilidade adequada foi encontrada com a relação a/c (água / cimento) correspondente a **1,62**. Para a argamassa de assentamento, segundo a NBR 8798 (1985), a granulometria do agregado miúdo (areia) deve cumprir os limites de somente uma das zonas indicadas na tabela 3.7.

	Retido Acumulado (%)				
ABNT	Zona 01	Zona 02	Zona 03	Zona 04	
(mm)	muito fina	fina	Média	grossa	
9,5	0	0	0	0	
6,3	0 - 3	0 - 7	0-7	0 - 7	
4,8	0 - 5	0 - 10	0-11	0 - 12	
2,4	0 - 5	0 - 15	0-25	5 - 40	
1,2	0 - 10	0 - 25	10-45	30 - 70	
0,6	0 - 20	21 - 40	41 - 65	66 - 85	
0,3	50 - 85	60- 85	70 - 92	80 - 95	
0,15	85 - 100	90 - 100	90 - 100	90 - 100	

Tabela 3.7 - Limites granulométricos do agregado miúdo - NBR 7211 (1983)

A areia utilizada para a confecção da argamassa foi a mesma para todos os ensaios e a sua caracterização granulométrica, assim como o módulo de finura, foram obtidos segundo a NBR 7217 (1987), sendo apresentadas na tabela abaixo (tabela 3.8).

Peneira (mm)	Massa (g)	Retido (%)	Ret. Acumulado (%)
9,5	0,00	0,0	0
4,8	0,00	0,0	0
2,4	0,00	0,0	0
1,2	12,00	1,2	1
0,6	100,00	10,0	11
0,3	493,30	49,3	61
0,15	380,02	38,0	99
Fundo	14,68	1,5	100
Total	1000,00	100	
Mód	ulo de Finu	1,72	
Dimensão n	náxima cara	1,2 mm	

 Tabela 3.8 - Ensaio granulométrico da areia utilizada para a argamassa de assentamento



Figura 3.5 – Curva granulométrica da areia para argamassa de assentamento

Conforme demonstrado, a areia utilizada para a argamassa de assentamento apresentou o módulo de finura correspondente a *1,72*, com a dimensão máxima característica igual a *1,2* mm.

Segundo Sabbatini (1986), muitos fatores relativos ao agregado miúdo podem influenciar as propriedades da argamassa de assentamento, dentre eles a composição granulométrica, as dimensões e a forma dos grãos; portanto torna-se mais viável medir as propriedades que as argamassas apresentam ao serem compostas por uma dada areia do que procurar inferir certas propriedades à mesma.

Sabbatini (1986) relata que, em linhas gerais, a areia que apresenta melhor potencial para produzir uma argamassa de assentamento adequada é a que tem granulometria contínua, com a predominância de grãos arredondados, sendo classificada como média. O módulo de finura deve estar compreendido entre 1,8 e 2,8.

A tabela 3.9, apresenta as características físicas dos materiais constituintes da argamassa utilizada nos ensaios.

	Características Básicas			
Materiais	Massa Unitária g/cm <sup>3</sup>	Módulo de Finura		
Cimento	1,05	-		
Cal	0,67	-		
Areia	1,48	1,72		

Tabela 3.9 – Características físicas dos materiais utilizados nos ensaios

### 3.2.2.b – Ensaio de compressão axial em argamassa de assentamento

Os corpos-de-prova usados para a realização do ensaio de compressão axial foram preparados conforme preconiza a NBR 5738 (1994) no que diz respeito à moldagem, cura e capeamento.

O ensaio de compressão axial foi realizado conforme preconiza a NBR 5739 (1994), sendo que os corpos-de-prova foram submetidos ao carregamento com a utilização de uma máquina universal de ensaios da marca Heckert, modelo EU 100, com capacidade para *1000* kN, pertencente ao laboratório da FEIS.

A máquina de ensaio citada foi equipada com dois pratos de aço, sendo que o prato superior foi assentado em rótula esférica, e o outro se caracterizou como um bloco rígido e plano, conforme especifica a referida norma.

# 3.2.2.c - Resultado do ensaio a compressão axial na argamassa de assentamento

No decorrer da realização dos modelos em estudo foram moldados 24 corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 5 cm x 10 cm (diâmetro x altura), os quais foram submetidos à compressão axial aos 28 dias.

Para a realização do ensaio, aplicou-se continuadamente a carga com velocidade de carregamento correspondente a 1,0 kN/s, visto que a NBR 5739 (1994), no item 4.2.2, preconiza que o carregamento seja aplicado com velocidade de 0,30 a 0,80 MPa por segundo.

Os procedimentos adotados para a obtenção da resistência à compressão da argamassa de assentamento foram os preconizados pela NBR-5739 (1994). A tabela 3.10 demonstra os resultados obtidos, sendo que a resistência média à compressão foi de *3*,7 MPa, com um coeficiente de variação correspondente a *29,2 %*.

Componente	СР	Força (kN)	Resistência (MPa)	СР	Força (kN)	Resistência (MPa)
		Ruptura	Ruptura		Ruptura	Ruptura
	1	4,40	2,24	13	6,90	3,51
	2	4,60	2,34	14	7,00	3,57
	3	5,00	2,55	15	7,90	4,02
	4	5,10	2,60	16	8,00	4,07
B	5	5,20	2,65	17	8,10	4,13
mass	6	5,50	2,80	18	8,80	4,48
Argai	7	5,60	2,85	19	9,20	4,69
7	8	5,70	2,90	20	9,40	4,79
	9	6,20	3,16	21	9,40	4,79
	10	6,40	3,26	22	10,00	5,09
	11	6,40	3,26	23	11,40	5,81
	12	6,70	3,41	24	11,90	6,06
Resistência média à compressão (f <sub>am</sub> ): <b>3,7 MPa</b>						

Tabela 3.10 - Resistência à compressão da argamassa de assentamento

Coeficiente de variação: 29,2 %

### 3.2.3 - Caracterização do graute

O graute, conforme define a NBR 8798 (1985), é o elemento para preenchimento dos vazios dos blocos e canaletas, visando a solidarização da armadura a estes elementos e proporcionando um aumento da capacidade resistente. Ele é composto de cimento, agregado miúdo, agregado graúdo, água e cal ou outra adição destinada a conferir trabalhabilidade e reter a água de hidratação à mistura.

A NBR 8798 (1985) distingue o tipo de graute de acordo com a dimensão máxima do agregado a ser utilizado. Ela considera como graute fino os que possuem agregado com diâmetro máximo inferior ou igual a *4,8 mm*, e, como graute grosso, os que possuem diâmetro superior a *4,8 mm*. Esta distinção se deve ao fato de uma melhor adequação à utilização do graute de acordo com o local de grauteamento.

Uma das propriedades relevantes do graute é a trabalhabilidade, onde a fluidez e a coesão, duas propriedades contrárias, devem estar em um estado de equilíbrio, para se possa obter um graute eficiente (CALÇADA citado por CUNHA, 2001).

A trabalhabilidade do graute está também ligada a outras propriedades como a consistência e plasticidade. Com isto, um dos parâmetros usados para se medir a trabalhabilidade do graute é a sua consistência, que é determinada através do ensaio de abatimento do tronco de cone, regulamentado pela NBR 7223 (1992).

Segundo Drysdale et al. citado por Cunha (2001), o abatimento pelo ensaio do tronco de cone deve ser de 200 a 250 mm; já a NBR 8798 (1985) determina um abatimento de  $200 \pm 30$  mm.

### 3.2.3.a - Caracterização granulométrica do pedrisco

De acordo com a NBR 8798 (1985), o agregado graúdo usado na confecção do graute deve ter dimensão máxima característica inferior a 1/3 da menor dimensão do furo, sendo recomendado um tamanho inferior a 9,5 mm.

O ensaio granulométrico foi realizado conforme preconiza a NBR 7217 (1987) e os resultados obtidos são apresentados na tabela 3.11. Através do ensaio granulométrico, pode-se observar que o graute utilizado nos ensaios corresponde ao graute fino, devido a dimensão máxima do agregado graúdo. O módulo de finura encontrado para este agregado foi de *4,23*.

Peneira (mm)	Massa (g)	Retido (%)	Acumulado (%)
19,0	0	0,0	0,00
9,5	0	0,00	0,00
4,8	10	0,10	0,10
2,4	3295	32,95	33,05
1,2	5660	56,60	89,65
Fundo	1035	10,35	100,00
Total	10000	100	100,00
M		4,23	
Dimensão	rística	4,8 mm	

Tabela 3. 11 - Ensaio granulométrico do Pedrisco

A granulometria recomendada para o agregado graúdo, segundo Roman (1999), está apresentada na tabela 3.12.

Peneira (mm)	Retido Acumulado (%)
12,5	0
9,5	0 - 15
4,8	70 - 90
2,4	90 - 100
1,2	95 - 100

Tabela 3. 12 - Granulometria recomendada do agregado graúdo para o graute (ROMAN, 1999)

### 3.2.3.b - Caracterização granulométrica da areia

Para a confecção do graute é recomendado que o agregado miúdo, no caso a areia, possua características que conduzam a menor quantidade de cimento, pois assim proporcionará ao graute uma menor retração durante o endurecimento. Segundo Cunha (2001), encaixam-se nestas areias as que possuem módulo de finura entre *2,3* e *3,1*.

A caracterização granulométrica da areia utilizada para a confecção do graute foi realizada conforme preconiza a NBR 7217 (1987) e está demonstrada na tabela 3.13.

Peneira (mm)	Massa (g)	Retido (%)	Ret. Acumulado (%)
9,5	0,00	0,00	0,00
4,8	0,00	0,00	0,00
2,4	2,59	0,26	0,26
1,2	17,10	1,71	1,97
0,6	128,00	12,80	14,77
0,3	619,10	61,91	76,68
0,15	189,76	18,98	95,66
Fundo	43,45	4,35	100,00
Total 1000,00		100,00	
Mó	dulo de Finura	1,89	
Dimensão	máxima caracte	1,2 mm	

Tabela 3. 13 - Ensaio granulométrico do agregado miúdo para graute



Figura 3. 6 - Curva granulométrica da areia para graute

Na tabela 3.14, a norma ASTM C404 indica faixas granulométricas ideais para as areias a serem utilizadas na confecção do graute para a alvenaria estrutural.

<b>D</b> · ( )	Percentagem Retida Acumulada (em massa)			
Peneira (mm)	Tipo 1	Tipo 2		
9,5	0	0		
4,8	0-5	0		
2,4	0-20	0 - 5		
1,2	15 - 50	0 - 30		
0,6	40 - 75	25 - 60		
0,3	70 - 90	65 - 90		
0,15	90 - 98	85 - 98		
0,075	95 - 100	95 - 100		

Tabela 3. 14 - Granulometria para agregado miúdo recomendada para o graute por Roman (1999)

### 3.2.3.c - Preparação e manuseio do graute

Para se dar continuidade aos estudos e ensaios realizados por Camacho (2002) em modelos reduzidos na escala *1:3* e *1:5*, realizados na FEIS, procurou-se manter todas as características para a confecção do mesmo, sendo que este foi realizado no traço em massa *1:2:2*; cimento Portland CP II F 32, areia silicosa natural e pedrisco, respectivamente.

Conforme recomenda a NBR 8798 (1985), a mistura entre os agregados e o cimento foi realizada a seco de maneira a se obter cor uniforme; em seguida, adicionou-se aos poucos a água necessária controlada através de uma proveta graduada, prosseguindo a mistura até a obtenção de uma massa com aspecto uniforme.

Para se manter o controle da dosagem dos constituintes do graute, os mesmos foram pesados e armazenados em sacos plásticos na ausência de umidade.

Para a realização dos ensaios, adotou-se a relação a/c (água / cimento) igual a 0,70, buscando-se uma resistência para o graute, a mais próxima possível da resistência do bloco em área bruta, e mantendo-se também a mesma relação para os ensaios realizados em modelos reduzidos por Camacho (2002).

O graute confeccionado foi submetido ao ensaio de abatimento de cone, no qual se obteve um abatimento médio de *240 mm*, estando dentro do intervalo determinado por Drysdale et al. citado por Cunha (2001).

### 3.2.3.d – Ensaio de compressão axial no graute

A resistência do graute à compressão é de grande importância para a resistência da alvenaria. Devido à necessidade de se obter um graute com boa trabalhabilidade, o mesmo passa a ter relações a/c (água / cimento) altas, em torno de 0,8 a 1,2 (CUNHA, 2001), fazendo com que a resistência tenda a diminuir, Gallegos citado por Cunha (2001) afirma que, com a absorção da água por parte do bloco, a relação a/c fica em torno de 0,5 a 0,6. Esta diminuição do fator a/c, salientada pelo autor, não pode ser considerada como fator de ganho na resistência da alvenaria, pois a sucção de água pelo bloco cria uma interface bloco-graute porosa, que resulta em uma menor área de contato entre estes componentes, diminuindo a capacidade resistente da alvenaria.

A tabela 3.15, extraída da NBR 8798 (1985), apresenta as exigências mínimas para o graute no que diz respeito à consistência e resistência à compressão axial.

	Graute			
Propriedades	Exigência	Método		
Consistência	$20 \pm 3$ cm <sup>(A)</sup>	NBR 7223		
Resistência à compressão axial	$\geq$ 14 MPa ou $\geq$ $f_{gkj}$ $^{(B)}$	NBR 5739		

Tabela 3. 15 - Exigências mínimas para o graute – NBR 8798 (1985)

(A) De 17 a 20 cm para adensamento por apiloamento; de 20 a 23 cm para adensamento pelo peso próprio do material; quando for usado vibrador mecânico adequado, a consis - tência deve ser a menos fluída possível.

(B)  $f_{gkj}$  é a resistência característica à idade de j dias expressas no projeto da obra.

Materiais Constituintes							
Discriminação Cimento Areia Brita 0							
Sem agregado graúdo	1	3 a 4					
com agregado graúdo	1	2 a 3	1 a 2				

Tabela 3. 16 - Proporções recomendadas para a dosagem do Graute – Roman (1999)

O graute, aqui caracterizado, foi utilizado em todos os ensaios que o envolveram, e, se comparado com a recomendação para a dosagem citada por Roman (1999), se encontra dentro da faixa pré-estabelecida (tabela 3.16).

### 3.2.3.e - Resultado do ensaio à compressão axial no graute

Para a determinação da resistência média do graute à compressão axial foram moldados *12* corpos-de-prova cilíndricos de *10 cm x 20 cm* (diâmetro x altura), de acordo com a NBR 5738 (1994).

Após a moldagem, as amostras permaneceram em câmara úmida até a idade de ensaio, que correspondeu a 28 dias. O ensaio de compressão axial foi realizado com a utilização da prensa universal citada anteriormente e os procedimentos adotados foram os preconizados pela NBR 5739 (1994), sendo que as suas superfícies foram regularizadas com o prévio capeamento de enxofre (figura 3.7).



Figura 3.7 - Corpos-de-prova de graute para ensaio de compressão axial

A tabela 3.17 apresenta os resultados obtidos no ensaio de compressão axial do graute, onde se pode observar que a resistência média obtida foi de *12,2* MPa, com um coeficiente de variação correspondente a *18,6* %.

Apesar do graute utilizado ter apresentado uma baixa resistência à compressão, este fator não causou interferência nos estudos em questão, visto que, no presente trabalho, a função básica do mesmo foi propiciar a ancoragem aos grampos metálicos utilizados nas amarrações indiretas. A razão de se ter encontrado uma resistência inferior à esperada pode ser conseqüência da utilização de agregados que não apresentaram granulometria satisfatória, conforme o recomendado.

Componente	СР	Força (kN) Ruptura	Resistência (MPa) Ruptura	СР	Força (kN) Ruptura	Resistência (MPa) Ruptura
	1	72,00	9,17	7	97,50	12,41
Blocos	2	80,00	10,19	8	108,00	13,75
	3	81,00	10,31	9	112,00	14,26
	4	81,30	10,35	10	112,00	14,26
	5	81,50	10,38	11	112,00	14,26
	6	83,00	10,57	12	126,00	16,04
Resistência média à compressão (fgm): 12,2 MPa						
Coeficiente de variação: 18,6 %						

Tabela 3. 17 - Resistência característica do graute

### 3.2.4 - Grampos metálicos

Conforme preconiza a NBR 10837 (1989), tem-se por necessidade a utilização de armaduras horizontais, telas ou grampos, quando se realiza uma parede de alvenaria estrutural com amarrações indiretas.

Os grampos metálicos aqui caracterizados foram utilizados na execução das paredes "H" com amarração indireta (PHTG) e nos prismas especiais denominados cavaletes (PRCV), que representam modelos de ligações indiretas.

A NBR 10837 (1989) também especifica que o diâmetro da armadura longitudinal não deve exceder a metade da espessura da camada de argamassa na qual a barra será colocada.

A forma e dimensão dos grampos utilizados (figura 3.8) foram definidas mantendo-se a relação correspondente aos ensaios realizados em modelos reduzidos por Camacho (1995). Foi usado vergalhão CA 60, com diâmetro de *5 mm*.



Figura 3. 8- Forma e dimensões dos grampos metálicos

O aço utilizado para a confecção dos grampos metálicos foi ensaiado à tração com deformação controlada, conforme preconiza a NBR 8548 (1984).

Alguns grampos metálicos utilizados nas paredes PHTG e nos prismas PHCV foram instrumentados com extensômetros elétricos ("Strain gages") do tipo KFG - 5 - 120 - C1 - 11, da marca *KYOWA*, com o intuito de analisar as deformações ocorridas nos mesmos durante a realização dos ensaios; maiores detalhes da instrumentação serão descritos posteriormente.

Após a fixação dos extensômetros nos grampos metálicos os mesmos foram submetidos à calibração (figura 3.9) para que posteriormente pudesse se realizar a análise das leituras obtidas. As planilhas referentes à calibração encontram-se no anexo B.



Figura 3.9 - Detalhe da calibração dos grampos metálicos

### 3.2.4.a - Resultado do Ensaio à tração no aço

Conforme já citado, os grampos metálicos utilizados nos prismas especiais PRCV e nas paredes PHTG foram realizados com aço CA 60. Para a caracterização do mesmo, foram ensaiadas 06 amostras à tração com deformação controlada. Na tabela 3.18 estão indicados os valores referentes à força de ruptura (F<sub>r</sub>) e ao módulo de elasticidade (E). Os dados referentes ao ensaio encontram-se no anexo C.

Aço	F <sub>r</sub> - Força de Ruptura (kN)	Módulo (E) (MPa)
AM 01	13,65	240408
AM 02	13,94	265752
AM 03	12,67	217322
AM 04	14,06	254270
AM 05	13,28	228937
AM 06	13,08	218046
Média:	13,45 kN	237456

Tabela 3. 18 - Resultado dos ensaios de tração nas amostras de aço para grampos metálicos



Figura 3. 10 - Gráfico Tensão x Deformação do aço para os grampos metálicos

## Segundo Programa de Ensaios

### 3.3 - Segundo Programa de Ensaios

### **3.3.1 - Ensaio ao cisalhamento em unidades (bloco)**

O ensaio ao cisalhamento do bloco cerâmico foi realizado com o objetivo de se analisar uma possível correlação entre a resistência do mesmo e a resistência apresentada pelas paredes tipo "H" com amarração contrafiada direta (PHCV). Destaca-se que a capacidade cisalhante de paredes de alvenaria estrutural é uma propriedade indispensável à análise da distribuição de cargas verticais.

Apesar de poucas considerações feitas sobre o cisalhamento direto de estruturas de alvenaria, a norma inglesa BS 5628 (1978) fixa como resistência característica ao cisalhamento ( $f_v$ ) de paredes solidárias os valores indicados na tabela 3.19.

Descrição	f <sub>v</sub> (MPa)	Argamassa
Tijolo cerâmico maciço	0,7	(i) e(ii)
Tijolo cerâmico maciço	0,5	( iii ) e ( iv )
Bloco maciço de concreto <sup>(1)</sup>	0,35	( i ), ( ii ) e ( iii )
(1) Blocos com resistência mínima à compressão de 7.0 MPa		

Tabela 3. 19 - Resistência característica ao cisalhamento de paredes solidárias - BS 5628

Para a realização dos ensaios de cisalhamento em unidades não se seguiu nenhuma norma brasileira específica, visto a não existência da mesma. Os ensaios foram executados com a utilização de um dispositivo desenvolvido para a finalidade própria (figura 3.11), tendo como base outro "aparelho" já utilizado na FEIS, para a realização de ensaios de cisalhamento em peças de madeira e em modelos reduzidos de blocos cerâmicos.

Para evitar o surgimento de esforços de flexão, aplicou-se a carga próxima à região de engaste, fazendo-se assim com que as tensões pudessem se concentrar nesta região. Tomou-se a precaução de se fixar o dispositivo na base da prensa para reduzir a possibilidade de aplicações de cargas em pontos diferenciados dos corpos-de-prova.



Figura 3.11 - Dispositivo utilizado para ensaio de cisalhamento

Os corpos-de-prova tiveram suas faces regularizadas através do capeamento realizado com a utilização de gesso, no qual foi encontrado, para a obtenção da consistência desejada, a proporção de *500 g* de gesso em pó para *130 ml* de água.

Para a aplicação da carga de ensaio utilizou-se a prensa universal de ensaios da FEIS, sendo que a velocidade de aplicação de carga foi de 0,20 kN/s. Utilizou-se também um sistema rotulado (figura 3.12), que possibilitou a eliminação de possíveis cargas excêntricas.



Figura 3.12 - Detalhe do sistema rotulado para ensaio de cisalhamento

### 3.3.2 - Prismas de três blocos - PR3B

A NBR 8949 (1985) regulamenta a determinação das tensões admissíveis de compressão axial na alvenaria por meio de ensaios de paredes. Porém, como salienta Accetti (1998), os ensaios em prismas geram resultados suficientes para a caracterização das tensões na alvenaria, além de possuírem um menor custo e dispêndio laboratorial. Justifica-se, assim, a sua larga utilização em pesquisas atuais.

Conforme a NBR 10837 (1989), as tensões admissíveis para a alvenaria estrutural devem ser baseadas na resistência dos prismas ( $f_p$ ) aos 28 dias ou na idade na qual a estrutura estará submetida ao carregamento total. Não havendo normas específicas para os ensaios de prismas em blocos cerâmicos, fez-se uso da NBR-8215 (1983) – Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural – Preparo e ensaio à compressão.

Nos ensaios de compressão axial, fez-se uso do prisma vazio, o qual a NBR-8215 (1983) o define como o conjunto composto pela justaposição de dois blocos de concreto unidos por junta de argamassa, destinado ao ensaio de compressão axial.

Apesar das normas brasileiras não citarem os prismas de três blocos, a norma americana ASTM E447-84 (1984) recomenda que os prismas possuam pelo menos duas juntas de argamassa horizontal.

Conforme afirma Colville citado por Mendes (1998), os ensaios em prismas devem ter pelo menos três unidades para representar mais eficazmente a parede e minimizar o confinamento imposto pelos pratos da prensa. Salienta-se também que a relação entre a resistência do prisma e a da parede varia conforme o número de fiadas (CAPUZZO, 2000).

Diante dos argumentos citados e devido à utilização comum de prismas de três blocos em pesquisas atuais, foram utilizados no presente trabalho o uso dos mesmos.
### 3.3.2. a - Execução e instrumentação dos prismas PR3B

Os prismas PR3B foram realizados com os componentes caracterizados no primeiro programa de ensaios, no que se refere a unidades (blocos) e argamassa de assentamento.

Segundo Camacho (1987), os parâmetros relativos à alvenaria, como prumo e espessura das juntas de argamassa, afetam consideravelmente os resultados dos ensaios.

Para se manter um maior controle destes fatores fez se uso de um gabarito de metal (figura 3.13), no qual foi possível controlar as juntas de assentamento na espessura de 1,0 cm, e também realizar o controle do prumo e nível durante a execução dos prismas.

As unidades (blocos) foram previamente imersas em água por aproximadamente 10 minutos, evitando-se assim com que a água de amassamento da argamassa fosse absorvida, visto que ensaios realizados por Camacho (1995) indicaram que a absorção do mesmo corresponde a *13,4%*.

Para a obtenção do módulo de elasticidade dos prismas, foi realizada a instrumentação através de *02* transdutores de deslocamento digitais com precisão de *1/1000 mm* (milésimo de milímetro), sendo que os mesmos foram fixados em faces opostas e transversalmente (figura 3.14).



Figura 3. 13 - Detalhe do gabarito para execução dos prismas PR3B

#### 3.3.2. b - Ensaio à compressão em prismas PR3B

Para a realização do ensaio a compressão axial, a NBR 8215 (1983) recomenda que seja realizado pelo menos três prismas por condição de ensaio. Deste modo, foram realizados e preparados *06* corpos-de-prova, os quais tiveram as suas faces capeadas no próprio local de ensaio com a utilização de gesso.

Para a realização do ensaio de compressão, foi utilizada a máquina universal de ensaio da FEIS, citada anteriormente. A taxa de carregamento utilizada foi de 0,60 kN/s.



Figura 3. 14 - Ensaio de compressão axial em prismas PR3B

# 3.3.3 - Prismas especiais do tipo "cavalete" - PRCV

Os ensaios em prismas tipo cavalete (PRCV) foram realizados em modelos reduzidos nas escalas *1:5* e *1:3* por Camacho (1995), com o intuito de se obter uma possível correlação entre a resistência ao cisalhamento dos cavaletes e a resistência ao cisalhamento das paredes "H" com amarração indireta (PHTG).

Para a realização dos ensaios, não se seguiu nenhuma norma específica devido a não existência da mesma. No entanto, procurou-se manter todos os parâmetros utilizados nas escalas reduzidas.

#### 3.3.3.a - Execução e instrumentação dos prismas PRCV

Os prismas PRCV foram executados com a utilização dos componentes (bloco, argamassa, graute e grampos metálicos) caracterizados no primeiro programa de ensaios.

Para a execução dos mesmos, tomaram-se os cuidados referentes ao controle das espessuras das juntas (gabaritos), assim como o controle de nível e prumo. Antes do assentamento dos blocos, os mesmos foram previamente molhados para evitar a absorção da água de amassamento da argamassa. Antes da realização do grauteamento dos septos, os mesmos foram limpos com a retirada das "rebarbas" de argamassa.

Foram executados 06 cavaletes como corpos-de-prova, sendo que em cada cavalete foram utilizados 02 grampos metálicos na junta intermediária (figura 3.15). Para 04 corposde-prova, foram utilizados grampos metálicos instrumentados com extensômetros elétricos do tipo KFG-5-120-C11 (item 3.2.4).



Figura 3.15 - Detalhe esquemático da posição dos grampos metálicos nos prismas PRCV

A instrumentação dos cavaletes foi realizada com a utilização de 02 transdutores de deslocamento com precisão de *1/1000 mm* (milésimo de milímetro), sendo que estes foram fixados em faces opostas transversalmente (figura 3.16).

Para o controle da carga de ensaio, foi utilizado uma célula de carga com capacidade para 300 kN. Esta célula, os transdutores e os grampos metálicos foram ligados a um sistema de aquisição de dados para a posterior análise dos deslocamentos e deformações ocorridas durante o ensaio. O sistema de aquisição utilizado foi o DAQbook 120 da Iotech, com interface ao programa DASYLab 5.0.



Figura 3.16 - Detalhe da instrumentação dos prismas PRCV

#### 3.3.3.b - Ensaio de cisalhamento em prismas PRCV

A regularização das superfícies dos prismas PRCV foi realizada através do capeamento no próprio local de ensaio com a utilização de gesso.

Os cavaletes foram submetidos à compressão axial com a utilização da máquina universal da FEIS. O carregamento vertical foi imposto ao cavalete de forma uniforme sobre o bloco central, fazendo-se assim com que toda a carga aplicada fosse transmitida à junta de ligação em estudo.

Devido à aplicação da carga distribuída sobre o bloco central ter sido feita por meio de uma viga de elevada rigidez, podem-se desprezar as tensões devidas à flexão, atribuindo-se a ruptura somente ao cisalhamento. A taxa de carregamento utilizada foi de 0,05 kN/s.



Figura 3.17 - Detalhe do ensaio em prismas PRCV

# **Terceiro Programa de Ensaios**

## 3.4 - Terceiro Programa de Ensaios

# 3.4.1 - Generalidades

Conforme citado no item 3.1, este programa de ensaios refere-se às paredes compostas em formato de "H" e tem por finalidade a análise da transferência das ações verticais entre as paredes interligadas através das ligações em estudo.

O formato "H" foi adotado visando à redução de possíveis excentricidades e para dar continuidade à forma utilizada em modelos reduzidos por Camacho (2002). Ressalta-se que consta como parte do objetivo deste trabalho a realização da análise comparativa entre os modelos reduzidos e o modelo em escala real.

## 3.4.2 - Execução das paredes "H"

Para que o carregamento imposto à parede central pudesse ser transferido às paredes laterais através das ligações em estudo, a mesma não poderia possuir apoio em sua base. Sendo assim, foram realizadas bases em concreto armado com o respectivo rebaixo para a parede central, possibilitando a realização do ensaio e também uma melhor forma de se deslocar os corpos-de-prova para a posição de ensaio. As bases foram executadas sobre a laje de reação do laboratório do Núcleo de estudos e Pesquisas da Alvenaria Estrutural (NEPAE), no próprio local de ensaio, visando eliminar as irregularidades do piso.



Figura 3. 18 - Bases para paredes em formato "H"

Devido a grande absorção de água pelos blocos cerâmicos, conforme já citado, os mesmos foram imersos em água antes do assentamento por aproximadamente *10* minutos, procurando-se assim evitar que parte da água de amassamento da argamassa fosse absorvida.

Os componentes (blocos, argamassa, graute, grampos metálicos) utilizados nos modelos correspondem aos elementos caracterizados no primeiro programa de ensaios, ressaltando-se que os corpos-de-prova (paredes "H") foram executados tomando-se todos os cuidados imprescindíveis à realização da alvenaria estrutural, onde se procurou o controle de juntas, prumo, nível e esquadro.

As paredes PHCV e PHTG foram executadas de acordo com a modulação ilustrada nas figuras 3.19 e 3.20. As mesmas foram executadas em *09* fiadas, possuindo a altura final de *135 cm* e as dimensões indicadas na ilustração das modulações.



Figura 3. 19 - Modulação das fiadas para parede com amarração direta - PHCV

Conforme preconiza a NBR 10837 (1989), não se permite a ocorrência de mais de três juntas a prumo consecutivas. Portanto, para a realização das paredes PHCV, fez-se uso do bloco em trânsito (ACCETTI, 1998), que consiste na utilização do ½ bloco com intercalações próximas à amarração, conforme pode-se observar nas fiadas esquemáticas de modulação.



Figura 3. 20 - Modulação das fiadas para parede com amarração indireta - PHTG

Conforme preconiza a NBR 10837 (1989), tem-se por necessidade a utilização de armaduras horizontais, telas ou grampos quando se realiza parede de alvenaria estrutural com amarrações indiretas. Portanto, para as paredes PHTG, foram utilizados grampos metálicos nas juntas de ligações entre a parede central e as abas laterais, sendo que os septos dos blocos no local da ligação foram grauteados com a utilização do graute caracterizado anteriormente no item *3.2.3* (figura 3.21). Vale ressaltar que as juntas verticais dos corpos-de-prova em formato "H" foram totalmente preenchidas.



Figura 3. 21 - Detalhe de execução das paredes PHTG

#### 3.4.3 - Descrição do ensaio em paredes "H"

Os ensaios consistiram em aplicar um carregamento vertical uniformemente distribuído sobre a parede central, de forma que todo o carregamento a ela imposta pudesse ser transferido integralmente às paredes laterais através das ligações em estudo, conforme representação esquemática da figura 3.22.



Figura 3. 22 - Representação esquemática do ensaio em paredes "H"

Conforme já citado, para o estudo em questão foram analisadas duas maneiras distintas de ligações entre paredes, sendo a primeira correspondente à amarração contrafiada direta (PHCV), e a segunda correspondente à amarração indireta (PHTG). No caso da amarração indireta foram utilizadas barras de aço em forma de grampos metálicos e graute, conforme especificação anterior.

Para a análise da eficiência destas ligações, foram executados 02corpos-de-prova para cada modelo de ligação em estudo.

Após o posicionamento do corpo-de-prova no local de ensaio, foi realizado o nivelamento superficial da parede central através do capeamento em gesso, e, sobre este, foi assentada uma viga metálica de elevada rigidez para realizar a distribuição uniforme do carregamento introduzido.

No primeiro ensaio realizado foi utilizado 02 cilindros hidráulicos de 500 kN (figura 3.23), porém, observou-se que a distribuição inicial do carregamento, controlado por células de carga, não foi uniforme. Para evitar esta ocorrência, nos ensaios subseqüentes, foi realizada a substituição dos 02 cilindros por apenas 01, com capacidade de 1000 kN.

Durante os ensaios foram registradas todas as informações necessárias, tais como deformações, deslocamentos e fissuração.



Figura 3. 23 - Representação esquemática do ensaio PHCV 01

#### 3.4.4 - Instrumentação das paredes "H"

As paredes "H" foram instrumentadas com a utilização de relógios transdutores de deslocamentos e de extensômetros elétricos. Apenas *01* corpo-de-prova, para cada modelo, foi instrumentado com extensômetros.

Para a instrumentação das paredes "H" e realização dos ensaios foram utilizados os seguintes equipamentos:

- pórticos metálicos sobre laje de reação;
- ponte rolante com capacidade máxima de 7,5 toneladas;
- viga metálica, para uniformização de cargas;
- bomba hidráulica, para aplicação de carga;
- cilindros hidráulicos de capacidade nominal de 500 kN e 1000 kN;
- células de carga com capacidades de 500 kN e 1000 kN;
- transdutores de deslocamentos, com sensibilidade de 0,01 mm e curso máximo de 20 mm;
- ♦ extensômetros elétricos do tipo KFG 30 120 C1 11, para leitura de deformações nas unidades (blocos);
- ♦ extensômetros elétricos do tipo KFG 5 120 C1 11, para leitura de deformações em grampos metálicos;
- indicador de deformação, modelo T.832 da Transdutec, para a realização da calibração dos extensômetros elétricos;
- banco de aquisição de dados DAQBook 120, utilizado para armazenagem de dados, (deformações, deslocamentos e carga) no decorrer dos ensaios;
- computador para armazenagem de dados.

Os dois corpos-de-prova para as paredes PHCV e PHTG foram instrumentados com 07 transdutores de deslocamento da marca Kyowa, com sensibilidade de 0,01 mm, com curso máximo de 20 mm. Quatro deles foram instalados nas abas laterais com distância fixa entre os pontos, os quais foram utilizados para o controle dos deslocamentos verticais das abas; outros dois foram instalados na parede central com ponto fixo no piso, para a obtenção do deslocamento vertical e para a verificação de um possível deslocamento diferencial da mesma.

O sétimo transdutor de deslocamento foi instalado na parede central, com ponto fixo no piso, para a verificação de possíveis deslocamentos horizontais.

A figura 3.24 representa esquematicamente a posição dos transdutores de deslocamentos para as paredes PHCV e PHTG.



Figura 3. 24 - Detalhe em planta dos relógios na instrumentação (PHCV)

Em um dos modelos de parede PHCV e PHTG, realizou-se a instrumentação dos blocos através de extensômetros elétricos do tipo KFG - 30 - 120 - C1 - 11.

A colagem destes extensômetros (figura 3.25) foi realizada antes do assentamento dos blocos, visto que os mesmos foram submetidos a um pré-carregamento, com a utilização da máquina universal de ensaios da FEIS, para a realização da calibração.



Figura 3. 25 - Detalhes da instrumentação dos blocos cerâmicos

A figura 3.26 representa o detalhe esquemático e a ilustração da instrumentação da parede central (vista 01), na qual observa-se a posição dos blocos instrumentados com extensômetros e a posição dos relógios 05 e 07. A figura 3.27 representa o detalhe esquemático da instrumentação das abas laterais (vista 02), no qual pode-se observar a posição dos extensômetros nos blocos.



Figura 3. 26 - Detalhe da instrumentação da parede central - Vista 01



Figura 3. 27 - Representação esquemática da vista 02 das paredes PHCV

A figura 3.28 representa esquematicamente a vista 03 (externa - PHCV), na qual se observa a posição dos transdutores de deslocamento 03 e 04 e os blocos em trânsito para evitar a ocorrência de mais de três juntas a prumo consecutivas. Já a figura 3.29 ilustra a instrumentação das vistas 02 e 03.



Figura 3. 28 - Representação esquemática da vista 03 das paredes PHCV



Figura 3. 29 - Ilustração da instrumentação das vistas 02 e 03 das paredes PHCV

Para um dos modelos de parede PHTG, além da instrumentação dos blocos foi realizada a instrumentação de grampos metálicos com extensômetros elétricos do tipo KFG - 5 - 120 - C1 - 11, conforme citado no item 3.2.4.

Para cada ligação entre a parede central e as paredes laterais (abas) foram utilizados 09 grampos metálicos, sendo que em uma das ligações, foram instrumentados 05 grampos. Estes grampos estão localizados no topo das fiadas impares.

As figuras 3.30 e 3.31 ilustram, respectivamente, a esquematização dos grampos metálicos e a execução das paredes PHTG com a devida instrumentação.



Figura 3. 30 - Detalhe da posição dos grampos nas paredes PHTG



Figura 3. 31 - Ilustração da instrumentação e execução das paredes PHTG



# **Resultados Experimentais**

# 4.1 - Generalidades

Conforme especificado no item *1.3*, este tópico tem como objetivo apresentar e analisar todos os resultados obtidos nos ensaios experimentais referentes ao segundo e terceiro programa de ensaios, que se resumem nos ensaios ao cisalhamento em unidades, prismas de três blocos (PR3B), prismas especiais (PRCV) e paredes "H".

### 4. 2 - Resultados do ensaio ao cisalhamento em unidades

Para a obtenção da tensão correspondente a cada corpo-de-prova foi considerada a área cisalhante em função da espessura média da parede de todas as unidades ensaiadas (figura 4.1), o qual correspondeu a **89,60** cm<sup>2</sup>.



Figura 4.1 – Esquema do ensaio de cisalhamento em unidades

Os resultados obtidos nos ensaios estão demonstrados abaixo (tabela 4.1), no qual foi obtida a resistência média à ruptura de *6,20* MPa, com um coeficiente de variação equivalente a *13,27* %. Na figura 4.2, estão ilustrados alguns detalhes do ensaio realizado, assim como a forma característica da ruptura ocorrida.

Bloco	СР	Carga (kN) Fissuração	Carga (kN)	Resistência (MPa)	
		1 ISSUIAÇão	Kuptula	Kuptura	
	1	25,00	39,50	4,41	
	2	11,20	49,50	5,52	
	3	31,50	51,00	5,69	
	4	31,50	51,00	5,69	
1:1	5	37,25	53,00	5,92	
Esc	6	39,50	53,00	5,92	
- SOJ	7	48,00	57,50	6,42	
Blo	8	28,00	60,50	6,75	
	9	19,00	61,00	6,81	
	10	30,00	63,00	7,03	
	11	38,00	63,00	7,03	
	12	25,00	64,50	7,20	
Média: 30,27 55,54					
Área Cisalhante média (cm <sup>2</sup> ) : <b>89,60</b>					
	Resistência média à Ruptura (MPa): 6,20				
	Coeficiente de Variação (%) : 13,27				

Tabela 4.1 - Resultados do ensaio ao cisalhamento

A carga média de ruptura para os blocos foi de 55,54 kN, sendo que, com aproximadamente 54,5% desta carga pode-se observar que ocorreram "estalos". É possível que estes ruídos indiquem o surgimento de fissuras internas, tendo-se, então, definida a carga de fissuração para os blocos.



Figura 4.2 - Detalhe do ensaio ao cisalhamento em unidades

# 4.3 - Resultado do ensaio em prismas de três blocos - PR3B

A tabela abaixo (tabela 4.2) apresenta os resultados obtidos nos ensaios em prismas PR3B, indicando os valores das resistências de ruptura e as deformações referentes a 40% da carga de ruptura. Os dados de ensaio encontram-se no anexo D.

СР	Resistência de Ruptura (Mpa)	* Deformação (x10 <sup>-4</sup> )	* Módulo de Elasticidade (MPa)	
PR3B-1	6,40	3,97	6454	
PR3B-2	7,73	3,47	8913	
PR3B-3	5,76	4,43	5211	
PR3B-4	5,03	2,57	7831	
PR3B-5	7,69	3,73	8223	
PR3B-6	7,34	2,93	10023	
Resistência média à compressão: 6,66 MPa				
* Referente a 40% da carga de ruptura				

Tabela 4.2 - Resultado dos ensaios de compressão axial em prismas de três blocos (PR3B)

Através da análise dos resultados pode-se observar que a carga média de ruptura foi de aproximadamente 270 kN, e que, em torno de 86,4% desta carga, surgiram fissuras visíveis. A figura 4.3 ilustra a forma de ruptura ocorrida.



Figura 4.3 - Forma de ruptura dos prismas PR3B



Figura 4. 4 - Relação Tensão x Deformação dos ensaios em prismas PR3B

# 4.4 - Resultado do ensaio em prismas especiais do tipo "cavalete" - PRCV

A tabela 4.3 apresenta os resultados obtidos nos ensaios em prismas especiais (PRCV).

Prismas	Carga (kN) Estalo	Carga (kN) Ruptura	
PRCV 01	23,00	38,50	
PRCV 02	36,50	50,70	
PRCV 03	52,00	72,70	
PRCV 04	37,00	41,80	
PRCV 05	-	30,70	
PRCV 06	-	72,90	
Carga média de ruptura (kN): 51,22			

Tabela 4.3 - Resultado dos ensaios em prismas tipo "cavalete" (PRCV)

Foram ensaiados 06 corpos-de-prova, sendo que todos apresentaram ruptura dúctil. A ruptura dos prismas PRCV foi caracterizada em função do deslocamento vertical dos blocos carregados. Observou-se que os grampos metálicos não se romperam e não sofreram o processo de arrancamento junto ao graute.



Figura 4.5 – Detalhe do prisma PRCV 01 após ruptura

Conforme indicado na tabela 4.3, a carga de ruptura média foi de 51,2 kN. Através dos resultados, pôde-se observar que a aproximadamente 72,5 % da carga média de ruptura, os corpos de prova apresentaram "estalos".

O corpo-de-prova PRCV 02 teve a forma de ruptura diferenciada dos demais. Com aproximadamente *86,5% (44,0 kN)* de sua carga de ruptura, apareceram fissuras no meio do bloco, que podem ser devidas a uma possível ação de flexão, ou então falha no elemento (unidade).



Figura 4.6 – Detalhe da forma de ruptura do PRCV 02

Para o PRCV 05 observou-se que ocorreu, na aplicação da carga, uma pequena excentricidade, fazendo com que a carga de ruptura decrescesse.

Em todos os corpos-de-prova houve o desprendimento da argamassa na junta vertical da ligação. As figuras abaixo representam a forma de ruptura para os corpos-de-prova.



Figura 4.7 – Forma de ruptura dos prismas PRCV

# 4.5 - Resultados dos ensaios em paredes "H" com amarração direta

#### 4.5.a - Ensaio em PHCV 01

A parede PHCV 01 foi submetida ao carregamento com a utilização de dois cilindros hidráulicos com capacidade de 500 kN; já para os outros ensaios em paredes "H" optou-se por substituir os dois cilindros hidráulicos por apenas um, com capacidade de 1000 kN. A taxa de carregamento para todos os ensaios em paredes "H" foi de aproximadamente 0,20 kN/s. Procurou-se manter a aplicação da carga constante, porém, houve pausas no carregamento para que pudessem ser feitas as anotações nas regiões de fissura.

Os relógios comparadores, instalados conforme indicado no item instrumentação, foram interligados a um sistema de aquisição de dados para que fosse possível a análise dos resultados.

O corpo-de-prova PHCV 01, conforme descrito anteriormente, foi instrumentado através de 07 transdutores de deslocamento e duas células de carga. O relógio 07, utilizado para o controle de possíveis deslocamentos horizontais, não apresentou deslocamentos representativos, sendo que os mesmos permaneceram na faixa de 06 centésimos de milímetros. As informações referentes ao ensaio estão apresentadas na tabela 4.4, sendo que os dados referentes ao ensaio encontram-se no anexo E. As figuras 4.9 a 4.11 ilustram os detalhes descritos.



Figura 4.8 – Instante da ruptura da parede PHCV 01

PAREDE PHCV 01 - AMARRAÇÃO DIRETA			
Carga (kN)	Observações		
200,40	Primeiro "estalo", sem fissuras visuais;		
215,00	Segundo "estalo", sem fissuras visuais;		
217,88	Retirada dos relógios;		
232,40	Surgimento da primeira fissura, 9º Fiada (L <sub>1</sub> );		
249,80	Fissura na $6^{\circ}$ e $5^{\circ}$ Fiadas (L <sub>1</sub> );		
261,50	61,50 Fissura na 8º Fiada ( $L_1$ ); Surgimento de físsura na 4º e 3º Fiadas ( $L_2$ ):		
307,90	307,90 Fissura na $2^{\circ}$ , $3^{\circ}$ , $4^{\circ}$ , $7^{\circ}$ e $9^{\circ}$ Fiadas (L <sub>1</sub> ), Fissura na $3^{\circ}$ , $5^{\circ}$ e $7^{\circ}$ Fiadas (L <sub>2</sub> ), Giro na $9^{\circ}$ Fiada (L <sub>1</sub> ); Início do desprendimento da argamassa vertical (L <sub>1</sub> ):		
325,40	Fissura na 6° Fiada ( $L_1$ ), Fissura na 9° e 6° Fiada ( $L_2$ );		
366,00	Giro considerável na $9^{\circ}$ fiada (L <sub>1</sub> );		
379,30	Ruptura brusca; Desprendimento da 1º Fiada (L <sub>1</sub> ) com a base; Giro na 1º Fiada (L <sub>2</sub> ).		
* I lada	aarraanandanta à mintura.		

Tabela 4. 4 - Informações sobre o ensaio em PHCV 01

\* L<sub>1</sub>, lado correspondente à ruptura;

\* L<sub>2</sub>, lado oposto à ruptura;



Figura 4.9 - Detalhes do ensaio em PHCV 01



Figura 4. 10 – Desenho esquemático das cargas e fissuras ocorridas na parede PHCV 01



Figura 4. 11 - Detalhes do ensaio em PHCV 01



Figura 4. 12 - Detalhes da forma de ruptura – PHCV 01

#### 4.5.b – Ensaio em PHCV 02

Durante o ensaio da parede PHCV 02 constatou-se que houve um deslocamento horizontal da parede central (relógio 07). Deste modo, o ensaio foi interrompido à carga de 46,0 kN, para que fosse verificada a possível causa.

Constatou-se que havia um pequeno desaprumo no cilindro hidráulico, e, após a devida correção, o ensaio foi reiniciado. Os detalhes registrados durante o ensaio estão descritos na tabela abaixo (tabela 4.5) e os dados referentes encontram-se nos anexos F e G.

Carga (kN)	Observações
167,00	Surgimento das primeiras físsuras, $3^{\circ}$ , $4^{\circ}$ , $6^{\circ}$ e $7^{\circ}$ Fiadas (L <sub>2</sub> );
190,00	Fissura na 5° Fiada (L <sub>2</sub> ); Fissura na 5°, 6° e 8° Fiadas (L <sub>1</sub> ); Oueda de carga para 180.00 kN:
192,70	Retirada dos relógios
200,00	Fissura na $4^\circ$ , $7^\circ e 9^\circ$ Fiadas (L <sub>1</sub> );
210,00	Fissura na 1°e 3° Fiadas (L <sub>1</sub> ); Fissura na 8° Fiada (L <sub>2</sub> );
220,00	Giro na 1º Fiada ( $L_1$ ); Fissura na 5º, 7º e 8º Fiadas ( $L_1$ );
240,00	Fissura na 4°, 6°, 8° e 9° Fiadas ( $L_1$ ); Fissura na 9° Fiada ( $L_2$ );
300,00	Queda de carga para 296,00 kN;
305,00	Ruptura brusca
* L <sub>1</sub> , lado	correspondente à ruptura
* L <sub>2</sub> , lado	oposto à ruptura

 Tabela 4. 5 - Informações sobre o ensaio em PHCV 02

A figura 4.13 representa esquematicamente o comportamento do modelo, durante o ensaio, descrito na tabela 4.5; já as figuras 4.14 e 4.15 ilustram, respectivamente, os detalhes do ensaio e a forma de ruptura da parede PHCV 02.

PAREDE PHCV 02 - AMARRAÇÃO DIRETA



Figura 4. 13 - Desenho esquemático das cargas e fissuras ocorridas na PHCV 02



Figura 4. 14 – Detalhes do ensaio em PHCV 02



Figura 4.15 - Detalhes da forma de ruptura - PHCV 02

A forma de ruptura das paredes PHCV foi brusca e os valores de fissuração e ruptura estão indicados na tabela abaixo (tabela 4.6).

PHCV	Carga de Fissuração (kN)	Carga de Ruptura (kN)
PHCV 01	200,40	379,30
PHCV 02	167,00	305,40
Média (kN):	183,70	342,35

 Tabela 4. 6 - Resultado dos ensaios em paredes PHCV

Através da imagem mostrada nas figuras 4.12 e 4.15, e das deformações registradas nos extensômetros fixados nos blocos, pode-se observar que surgiram bielas de tensões segundo a uma inclinação aproximada de 30° sobre a vertical (figura 4.18); esta inclinação, provavelmente está relacionada com a relação entre a altura e o vão da parede central, que foi submetida ao carregamento.

As figuras 4.16 e 4.17 ilustram as deformações ocorridas na parede central ao longo das fiadas da parede PHCV 02. Para melhor análise foram representadas as deformações em diferentes níveis de carga, e, com isso, pôde-se analisar o comportamento antes e após a fissuração.



Figura 4. 16 - Deformação dos extensômetros na parede central antes da fissuração (PHCV 02)



Figura 4. 17 – Deformação dos extensômetros na parede central após a fissuração

Conforme observado na figura 4.16 (parede central), o comportamento das deformações para os diferentes níveis de carga foi mantido. Devido à aplicação do carregamento na região superior da parede central (9<sup>ª</sup> fiada), esta apresentou maiores deformações, sendo que ao longo das fiadas, as mesmas tenderam a reduzir. Essa redução das deformações se explica pela transferência das cargas da parede central para as paredes laterais (abas), através dos blocos contrafiados (figura 4.18).

Observa-se também que, após a fissuração, as deformações registradas nos extensômetros pertencentes à área principal de transferência de cargas, correspondentes às fiadas 9, 7 e 5 ( $n^{os}$  3, 6 e 9 respectivamente), tenderam a se uniformizar.



Figura 4. 18 - Inclinação da biela de tensões e demonstração dos blocos contrafiados

Na figura 4.17, pode-se observar que o extensômetro n° 15 (1ª fiada) apresentou maior deformação se comparado com o extensômetro n° 12 (3ª fiada). Esta ocorrência provavelmente se deu porque a unidade com o extensômetro n° 15 apresentou-se parcialmente apoiada sobre a base em concreto armado. Apesar desta ocorrência, o comportamento de deformações permaneceu inalterado.

As figuras 4.19 e 4.20 ilustram as deformações ao longo das fiadas, ocorridas nos extensômetros que estavam fixados na aba lateral próximo à ligação em estudo (C1), os quais encontram-se em destaque.



Figura 4. 19 - Deformação dos extensômetros na aba lateral próxima à ligação (C1) antes da fissuração



Figura 4. 20 - Deformação dos extensômetros na aba lateral próxima à ligação (C1) após a fissuração

Analisando as deformações registradas nos extensômetros em questão, pode-se observar que, além da semelhança de comportamento para diferentes níveis de carregamento, foram obtidos numericamente valores que comprovam a transferência de cargas para as abas laterais.

Para melhor compreensão, tomemos os valores das deformações para a carga de 90 kN, referente às fiadas que foram instrumentadas ( $n^{os}$  1,3, 5, 7 e 9). Na figura 4.21 (parede central) temos que a somatória das deformações correspondem a 141,88 µɛ; já para a coluna de extensômetros fixados na aba lateral próximo à ligação (figura 4.22), temos que a somatória das deformações correspondem a 69,76 µɛ; analisando-se estes valores pode-se observar que a somatória das deformações na aba corresponde praticamente à metade das deformações registradas na parede central, o que indica a transferência simétrica para as paredes laterais, visto que a instrumentação foi realizada em apenas um lado da aba lateral.

Deformações	Parede Central	Extensômetro	Aba Lateral	Extensômetro
9 Fiada	56,99	03	9,06	02
7 Fiada	41,88	06	23,43	05
5 Fiada	23,21	09	14,11	08
3 Fiada	14,19	12	12,17	11
1 Fiada	5,61	15	10,99	14

Tabela 4.7 - Deformações em extensômetros ao longo das fiadas



Figura 4. 21 - Deformações para a parede central ao longo das fiadas



Figura 4. 22 – Deformação para a aba lateral próximo à ligação

As figuras 4.23 e 4.24 ilustram as deformações ocorridas ao longo das fiadas nos extensômetros que estavam fixados na aba lateral, na coluna "mais distante" (C2) da ligação em estudo, os quais encontra-se em destaque.



Figura 4. 23 -Deformação dos extensômetros na aba lateral (C2) antes da fissuração



Figura 4. 24 - Deformação dos extensômetros na aba lateral (C2) após a fissuração

Observa-se, através das figuras 4.23 e 4.24, que o comportamento das deformações não se alterou após a carga de fissuração, visto que apenas a parede central sofreu o processo de fissuração. Analisando-se numericamente pôde-se concluir que a ordem de grandeza das deformações entre os extensômetros situados em colunas e fiadas diferentes foram as mesmas, conforme demonstra a figura 4.25.



Figura 4.25 - Ilustração da transferência de cargas

Somando-se os valores das deformações, para a carga de 90 kN, tem-se para a coluna de extensômetros próxima a ligação (C<sub>1</sub>), com exceção do extensômetro de número 14 (1<sup>ª</sup> fiada da aba), o valor correspondente à 58,77  $\mu\epsilon$ ; comparando-se este valor com a somatória dos extensômetros 04, 07, 10 e 13 (C<sub>2</sub>), pertencentes à mesma linha vertical, tem-se a somatória correspondente a 59,75  $\mu\epsilon$ , o que indica, novamente, a existência da transferência de cargas através das bielas principais de tensões com ângulo aproximado de 45°.

Deformações	Aba lateral (C1)	Extensômetro	Aba Lateral (C2)	Extensômetro
9 Fiada	9,06	02	-	-
7 Fiada	23,43	05	7,36	04
5 Fiada	14,11	08	22,53	07
3 Fiada	12,17	11	12,5	10
1 Fiada	-	-	17,36	13
Somatória (µɛ):	58,77		59,75	

Tabela 4.8 – Deformações na aba ao longo das fiadas

Conforme demonstrado na figura 4.18, as paredes PHCV foram executadas em nove fiadas contrafiadas, sendo que, para cada ligação entre a parede central e a aba lateral, houve a inserção de cinco blocos da parede central (submetida ao carregamento) na aba lateral, resultando no total de dez blocos contrafiados.

Comparando-se as resistências finais das paredes (PHCV) e dos blocos submetidos ao ensaio de cisalhamento, é razoável supor que exista uma distribuição de forças ao longo da ligação da parede carregada com a aba lateral, sendo a resistência do bloco ao cisalhamento o parâmetro que define a resistência final da ligação em estudo.

Considerando-se o exposto acima, a resistência ao cisalhamento da ligação poderia ser estimada pelo somatório da resistência ao cisalhamento das unidades (blocos) efetivamente contrafiados. Apesar de existirem dez unidades contrafiadas, pode-se notar que somente seis blocos se encontram dentro do que foi definido como "área principal de distribuição de cargas" (figura 4.18).

Em valores numéricos, extraídos do presente trabalho (tabela 4.1), a carga média de ruptura ao corte dos blocos foi de **55,5** kN, que, multiplicado por seis unidades, resulta em uma força de **333,24** kN. Conforme demonstrado (tabela 4.6), a resistência média entre as paredes com amarração direta (PHCV) resultou em **342,35** kN.

Conforme descrito no item 4.2, no decorrer dos ensaios ao cisalhamento das unidades foi observado que surgiram estalos a 54,5 % da carga média de ruptura, correspondente a 30,27 kN. Se for feita a mesma analogia descrita anteriormente, tem-se a carga de 181,62 kN, correspondente às seis unidades pertencentes à área principal de distribuição de cargas.

Para as paredes PHCV, conforme demonstrado na tabela 4.6, foi obtido para a carga média de fissuração o valor de **183,70** kN; portanto, pode-se supor que a força média de fissuração das paredes com amarração direta (PHCV) corresponde praticamente à carga de fissuração da unidade multiplicada pelo número de blocos contrafiados pertencentes à área principal de distribuição de cargas.

Se analisarmos a relação entre a força de ruptura média e a força de fissuração média  $(F_{pr}/F_{fpr})$ , para os ensaios de cisalhamento nas unidades e para as paredes PHCV, tem-se, respectivamente, os valores de 1,83 e 1,86; que são valores equivalentes.
# 4.6 - Resultados dos ensaios em paredes "H" com amarração indireta

#### 4.6.a - Ensaio em PHTG 01

Com o intuito de facilitar a visualização do aparecimento de fissuras durante o ensaio, a parede PHTG 01 foi caiada em 50% de sua superfície. Os detalhes do ensaio estão descritos na tabela 4.9.

	PAREDE PHTG 01 - AMARRAÇÃO INDIRETA
Carga (kN)	Observações
135,00	Fissura na argamassa 9º Fiada, em apenas um lado;
140,00	Aparecimento de Fissura na argamassa nos dois lados;
160,00	Retirada dos relógios das abas;
177,00	Deslocamento da parede central em 1,0 cm;
212,00	Estalo com queda de carga para 200,00 kN; Retirada dos relógios da parede central;
219,00	Estalo com queda de carga para 206,00 kN;
206,00	Estalo com queda de carga para 197,00 kN;
220,00	Estalo com queda de carga para 180,00 kN;
180,00	Perda de carga;
154,00	Dois estalos consecutivos, queda de carga para 128,00 kN
133,00	Estalo com queda de carga para 120,00 kN
120,00	Dois estalos consecutivos, queda de carga para 117,00 kN
117,00	Estalo com queda de carga para 92,00 kN;
92,00	Estalo com queda de carga para 90,00 kN; Desprendimento parcial das paredes.

Tabela 4.9 – Informação sobre o ensaio em PHTG 01

Como era de se esperar, pode-se observar que o surgimento das fissuras se deu na argamassa, junto à ligação entre a parede central e as abas laterais. Isto fez com que a parede central sofresse deslocamento vertical de modo uniforme.

Após o ensaio, as paredes PHTG foram desmanchadas e observou-se que os estalos que surgiram durante o ensaio foram devido ao rompimento de grampos metálicos. A figura abaixo (figura 4.26) ilustra a parede e o esquema representativo dos grampos após o ensaio. Pode-se observar que não houve o arrancamento dos grampos metálicos junto ao graute e que os mesmos apenas foram rompidos após sofrer estricção.



Figura 4.26 - Ilustração da parede PHTG 01 após ruptura

Conforme ilustram os detalhes mostrados na figura 4.27, observa-se o surgimento de fissuras nas abas laterais e o giro das duas fiadas superiores em uma das abas laterais (9º e  $8^{\circ}$  fiadas).



Figura 4. 27 - Detalhe do ensaio em PHTG 01

#### 4.6.b - Ensaio em PHTG 02

Os dados referentes ao ensaio na parede PHTG 02 estão descritos na tabela 4.10.

	PAREDE PHTG 02 - AMARRAÇAO INDIRETA
Carga (kN)	Observações
138,00	Fissura na argamassa;
139,00	Os extensômetros dos grampos ficaram inativos;
207,00	Surgimento do primeiro estalo e fissuras consideráveis na argamassa;
227,00	Estalo com queda de carga para 223,00 kN;
223,00	Estalo com queda de carga para 206,00 kN;
214,00	Estalo com queda de carga para 213,00 kN;
213,00	Estalo com queda de carga para 198,00 kN;
198,00	Estalo com queda de carga para 185,00 kN;
185,00	Estalo com queda de carga para 183,00 kN;
183,00	Dois estalos consecutivos com queda de carga para 127,00 kN;
100,00	Deslocamento visual da parede central;
109,00	Estalo com queda de carga para 89,00 kN;
89,00	Estalo com queda de carga para 81,00 kN;
81,00	Perda de carga;
( <b>-</b> 00	Estalo, deslocamento da parede central em 6,0 cm;
67,00	Desprendimento parcial das paredes.

Tabela 4. 10 - Informação sobre o ensaio em PHTG 02

Conforme descrito na tabela 4.10, observou-se que, após o aparecimento das fissuras nas juntas laterais, os extensômetros dos grampos metálicos foram danificados. O extensômetro do bloco situado na primeira fiada na coluna C2 (n° 13) não apresentou leituras durante o ensaio. Os valores de fissuração e ruptura para as paredes PHTG estão indicados na tabela abaixo (tabela 4.11).

PHCV	Carga de Fissura (kN)	Carga Máxima (kN)
PHTG 01	135,00	220,10
PHTG 02	138,00	228,10
Média (kN):	136,50	224,10

Tabela 4. 11 - Resultado dos ensaios em paredes PHTG

O ensaio na parede PHTG 02 teve a mesma forma e característica de ruptura da parede PHTG 01, sendo que na parede PHTG 02 não houve o surgimento de fissuras nas abas laterais e o giro descrito para a parede PHTG 01.



Figura 4.28 - Ilustração da parede PHTG 02 após a ruptura

A figura 4.29 demonstra o gráfico das deformações obtidas nos extensômetros dos grampos metálicos ao longo das fiadas com diferentes níveis de carga.



Figura 4. 29 - Gráfico de deformações para os grampos metálicos da parede PHTG 02

Conforme descrito no item 3.2.4.*a* (tabela 3.18), foi obtido no ensaio à tração do aço a força média de ruptura correspondente a 13,45 kN. Comparando-se com a carga média máxima obtida nos ensaios em paredes PHTG, correspondente a 224,10 kN (tabela 4.11), e levando-se em consideração os 18 grampos metálicos (figura 3.30), tem-se, pela divisão, um valor correspondente a 12,45 kN, o que indica que provavelmente a carga máxima esteja correlacionada com a força de ruptura do grampo.

Conforme apresentado na tabela 4.11, tem-se como força de fissuração média para as paredes PHTG o valor correspondente a 136,50 kN. Considerando-se uma distribuição uniforme do carregamento entre todos os 18 grampos utilizados, têm-se a força de 7,58 kN, o que leva a uma tensão no grampo de 38,69 kN/cm<sup>2</sup>. Analisando os dados referentes ao ensaio à tração no aço e conforme demonstra figura 3.10, pôde-se verificar que a carga de fissura corresponde aproximadamente ao limite de proporcionalidade do aço.

A figura 4.30 ilustra as deformações registradas nos extensômetros dos blocos da parede central da PHTG 02 (submetida ao carregamento), para diferentes níveis de carga antes do aparecimento das fissuras.



Figura 4.30 - Deformação dos extensômetros na parede central antes da fissuração (PHTG 02)



Nas figuras 4.31 e 4.32 estão ilustradas as deformações ocorridas ao longo da aba lateral, relacionadas às colunas de extensômetros em destaque.

Figura 4. 31 - Deformação dos extensômetros na aba lateral (C1) antes da fissuração



Figura 4. 32 - Deformação dos extensômetros na aba lateral (C2) antes da fissuração

Conforme demonstrado na figura 4.33, observa-se que a mudança de comportamento nas paredes PHTG 01 e PHTG 02 correspondem ao momento de fissuração nas paredes (136,50 kN), que, está associado também às tensões de limite de proporcionalidade do aço.



Figura 4. 33 - Gráfico Força x Deslocamento das paredes "H" - Parede central



## 5.1 - Generalidades

Os ensaios em modelos reduzidos foram realizados por Camacho (1995/2002) e neste capítulo serão apresentados os resultados julgados de maior importância no que diz respeito à análise entre os modelos reduzidos e a escala real (1:1).

### 5.2 - Dimensões das unidades e dos grampos metálicos

Os blocos cerâmicos em escala reduzida foram produzidos em laboratório, por meio de uma pequena extrusora e queimados em forno elétrico. As suas dimensões estão apresentadas na tabela 5.1.

Escala	Dimensões (mm) Comp. X Larg. X Altura
1:5	58 x 28 x 28
1:3	96 x 46 x 46
1:1	290 x 140 x 140

Tabela 5.1 - Dimensões das unidades nas escalas 1:5, 1:3 e 1:1

Os materiais utilizados para a confecção dos grampos metálicos foram ensaiados à tração por deformação controlada e as suas dimensões, bem como força de ruptura média para as amostras, estão apresentadas na tabela 5.2.

Tabela 5. 2 - Dimensões dos grampos metálicos nas escalas 1:5, 1:3 e 1:1

Γ	Dimensões dos gra	ampos metálico	s e força média de 1	ruptura
Escala	Largura (mm)	Altura (mm)	Diâmetro (mm)	Força (kN)
1:5	32	25	1,65	0,352
1:3	53	46	2,70	0,521
1:1	160	140	5,00	13,45

#### 5.3 - Ensaio ao cisalhamento em unidades nas escalas 1:5, 1:3 e 1:1

Para os modelos reduzidos, foram ensaiados 15 corpos-de-prova para cada escala. Já para a escala real foram ensaiados 12 corpos-de-prova. A tabela 5.3 apresenta os resultados obtidos em modelos reduzidos e na escala real. Os resultados referentes aos corpos-de-prova em escala real foram apresentados no item 4.2.

Escala	Força de Ruptura (kN)	Força de Fissuração (kN)	Área (cm <sup>2</sup> ) Cisalhante	Resistência Média (MPa)
1:5	1,14	-	3,58	3,18
1:3	3,77	-	9,81	3,84
1:1	55,54	30,27	89,60	6,20

Tabela 5.3 - Resultados do ensaio de cisalhamento nas escalas 1:5, 1:3 e 1:1

A área cisalhante indicada na tabela 5.3, para os modelos reduzidos, foi encontrada considerando-se as mesmas proporções se comparado com a espessura das paredes laterais das unidades em escala real.

A resistência média de ruptura ao cisalhamento para a escala real (1:1) apresentou-se em ordem de grandeza diferenciada das demais escalas reduzidas (tabela 5.6). Porém, para os modelos reduzidos, não foi observada a ocorrência de estalos no decorrer dos ensaios.

Conforme já citado, nos ensaios realizados na escala real, foi observado que a 54,5% da carga de ruptura surgiram estalos que podem caracterizar o surgimento de fissuras internas. Portanto, considerando-se esta carga média de fissuração, igual a 30,27 kN, tem-se uma resistência de cisalhamento igual a 3,38 MPa, que por sua vez, é equivalente para as três escalas estudadas. A forma de ruptura para todas as escalas analisadas foi semelhante e estão ilustradas nas figuras abaixo.



Figura 5.1 - Forma de ruptura ao cisalhamento nas escalas 1:5 e 1:3



Figura 5. 2 - Forma de ruptura ao cisalhamento na escala 1:1

# 5. 4 - Ensaio em prismas de três blocos (PR3B) nas escalas 1:5, 1:3 e 1:1

Apesar dos resultados obtidos nos ensaios em prismas de três blocos, para as três escalas, não apresentarem o mesmo fator de eficiência, pode-se observar que a forma de ruptura, para todas as escalas, foi semelhante, conforme ilustram as figuras 5.3 e 5.4.



Figura 5.3 - Forma de ruptura para prismas (PR3B) nas escalas 1:5 e 1:3



Figura 5. 4 - Forma de ruptura para prismas (PR3B) na escala 1:1

# 5. 5 - Ensaio em prismas tipo "cavalete" (PRCV) nas escalas 1:5, 1:3 e 1:1

A forma de ruptura para todas as escalas foi semelhante, sendo de forma dúctil e com o aparecimento de fissuras na argamassa. As figuras 5.5 e 5.6 ilustram o ensaio e a forma de ruptura dos prismas nas três escalas.



Figura 5.5 - Detalhe de ensaio em prismas PRCV nas escalas 1:5 e 1:3



Figura 5.6 - Detalhe da forma de ruptura para prismas PRCV na escala 1:1

### 5.6 - Ensaios em paredes com amarração direta nas escalas 1:5, 1:3 e 1:1

Nos ensaios em paredes com amarração direta (PHCV) não foi possível encontrar a relação numérica entre as escalas analisadas. Porém, pode-se observar que a forma de ruptura foi semelhante em todas as escalas, sendo de modo frágil, caracterizando-se pelo desprendimento de toda a aba lateral. Foi possível observar a formação de linhas de fissura que delimitaram uma área, no qual define-se, no presente trabalho, como "área principal de distribuição de cargas".

Para a escala real (1:1) foi possível correlacionar os ensaios em paredes PHCV com os ensaios de cisalhamento nas unidades (blocos), levando-se em consideração a formação da área principal de distribuição de cargas. Nas escalas reduzidas  $(1:5 \ e \ 1:3)$ , a mesma relação não foi obtida.

A tabela 5.4 apresenta os resultados obtidos nos ensaios em paredes PHCV para as escalas analisadas e a relação entre a força máxima das paredes e a força máxima ao cisalhamento nas unidades. As figuras 5.7 e 5.8 ilustram a forma de ruptura para as escalas reduzidas (1:5 e 1:3) e a figura 5.9 ilustra a forma de ruptura para a escala real.

Escalas	F <sub>mp</sub> (kN) PHCV	F <sub>cu</sub> (kN) Unidades	F <sub>mp</sub> / F <sub>cu</sub>
1:1	342,35	55,54	6,16
1:3	39,58	3,77	10,50
1:5	23,00	1,14	20,18
E Forc	a máxima na	narede	. ,

Tabela 5.4 - Relação entre PHCV e cisalhamento em unidades

F<sub>cu</sub> : Força máxima ao cisalhamento na unidade



Figura 5.7 - Forma de ruptura para parede PHCV na escala 1:5



Figura 5.8 - Forma de ruptura para parede PHCV na escala 1:3



Figura 5.9 - Forma de ruptura para parede PHCV na escala 1:1

## 5.7 - Ensaios em paredes com amarração indireta nas escalas 1:5. 1:3 e 1:1

No caso das paredes com amarração indireta (PHTG), as relações entre as escalas estudadas também não se verificaram. No entanto, pode-se observar que a forma de ruptura foi semelhante em todas as escalas, semelhante ao ocorrido nos ensaios em paredes PHCV.

A forma de ruptura foi dúctil, caracterizando-se pelo excessivo deslocamento vertical da parede central. Foi comum, para todas as escalas analisadas, o surgimento de fissuras horizontais nas fiadas superiores das abas laterais, fazendo com que os blocos fossem conduzidos ao giro (figura 5.10).

A tabela 5.5 apresenta os resultados obtidos nos ensaios em paredes PHTG para as escalas analisadas e a relação entre a força média máxima das paredes e a força média máxima à tração nos grampos. A figura 5.10 ilustra a forma de ruptura para a escala *1:3* 

Escalas	F <sub>mp</sub> (kN) PHTG	F <sub>mg</sub> (kN) Grampo	F <sub>mp</sub> / F <sub>mg</sub>				
1:1	224,10	13,45	16,66				
1:3	41,92	0,521	80,46				
1:5	19,49	0,352	55,37				
F <sub>mp</sub> : Força máxima na parede							

Tabela 5. 5 - Relação entre PHTG e força de ruptura dos grampos

F<sub>mg</sub>: Força máxima no grampo



Figura 5. 10 - Forma de ruptura para parede PHTG na escala 1:3

# Conclusões



#### 6.1 - Generalidades

Lembrando que o principal objetivo do presente trabalho foi a realização de uma investigação experimental com a finalidade de avaliar a eficiência de diferentes ligações entre paredes construídas com blocos cerâmicos, quando submetidas às ações verticais, serão apresentados, neste tópico, as conclusões consideradas mais importantes dentro dos objetivo propostos.

Serão expostas também as dúvidas que não puderam ser esclarecidas com os resultados obtidos, além das que surgiram da análise desses resultados, e para as quais não foi possível obter conclusões de forma mais segura. Também ficarão registradas sugestões para trabalhos complementares, com o objetivo de consolidar o conhecimento acerca do estudo em questão.

#### 6.2 - Paredes com o formato "H"

Inicialmente cabe esclarecer que a condição de não apoio da parede central nas paredes em formato "H" é uma situação irreal de projeto. Contudo, essa situação foi adotada com o objetivo de quantificar a capacidade máxima de transferência de carga entre as paredes, para cada tipo de ligação estudada, eliminando outras interferências tais como a presença de cintas, lajes e rigidez dos apoios envolvidos. A consideração desses iria dificultar ainda mais a análise dos resultados experimentais e conseqüentemente afastar o trabalho do objetivo principal.

### 6.3 - Paredes com amarração direta (PHCV)

 ✓ A carga máxima das paredes (F<sub>pr</sub>) foi de aproximadamente 61% do painel (90x90)cm ensaiado à compressão (ver resultados, CAMACHO (1995)). ✓ A carga de ruptura das paredes (F<sub>pr</sub>) correspondeu à aproximadamente à carga média de ruptura ao cisalhamento das unidades (F<sub>cu</sub>) pertencentes à área principal de transferência de cargas.

 $\mathbf{F}_{pr} = \mathbf{F}_{cu} \mathbf{x} \mathbf{N}_{b}$ ; sendo N<sub>b</sub> a quantidade de blocos pertencentes à área principal de transferência de cargas.

342,35 ≅ 55,54 x 6 ⇔ 342,35 ≅ 333,24 (kN)

✓ A carga média de início de fissuração das paredes (F<sub>fpr</sub>) correspondeu aproximadamente à carga média de fissuração das unidades ao cisalhamento (F<sub>fcu</sub>), pertencentes à área principal de transferência de cargas.

 $F_{fpr} = F_{fcu} \times N_b;$  183,70  $\cong$  30,27 x 6  $\Rightarrow$  183,70  $\cong$  181,62 (kN)

- ✓ A forma de ruptura ocorreu de modo frágil, podendo ser observada a formação de linhas de fissuras principais na parede central, com inclinação aproximada de 60° em relação à direção horizontal, formando assim o que foi definido no presente trabalho como área principal de transferência de cargas.
- Apesar da forma de ruptura ter sido semelhante para todas as escalas analisadas, não foi possível a definir uma correlação numérica entre as mesmas.

Para a escala reduzida *1:3*, a carga média de ruptura ao cisalhamento das unidades ( $F_{cu}$ ) teve relação direta com a quantidade total de blocos contrafiados do modelo.

 $\mathbf{F}_{pr} = \mathbf{F}_{cu} \mathbf{x} \mathbf{N}_{t}$ ; sendo N<sub>t</sub> o total de blocos contrafiados no modelo.

$$39,58 \cong 3,77 \ge 39,58 \cong 37,70 \text{ (kN)}$$

Para a escala 1:5 a carga média de ruptura ao cisalhamento das unidades ( $F_{cu}$ ) não teve relação com a quantidade total de blocos contrafiados no modelo.

$$\mathbf{F}_{pr} = \mathbf{F}_{cu} \mathbf{x} \mathbf{N}_{t}$$
; 23,00  $\neq$  1,14 x 10  $\Rightarrow$  23,00  $\neq$  11,40 (kN)

#### 6.4 - Paredes com amarração indireta (PHTG)

- ✓ A carga média máxima das paredes (F<sub>pr</sub>) foi de aproximadamente 40% do painel ensaiado à compressão (ver resultados, CAMACHO (1995)).
- ✓ A carga média máxima atingida pelas paredes (F<sub>pr</sub>) correspondeu, aproximadamente, à somatória da força média de ruptura do aço à tração (F<sub>st</sub>).

 $\mathbf{F}_{pr} = \mathbf{F}_{st} \mathbf{x} \mathbf{N}_{g}$ ; sendo  $N_{g}$  a quantidade total de grampos.

224,10 ≅ 13,45 x 18 ⇔ 224,10 ≅ 242,10 (kN)

- ✓ A carga média de início de fissuração das paredes (F<sub>fpr</sub>) está associada à tensão de limite de proporcionalidade do aço e também com a mudança de comportamento das paredes (figura 4.33).
- ✓ Para os modelos reduzidos (1:5 e 1:3), embora a analogia realizada acima não tenha se verificado, talvez pelo fato de se utilizar nestes modelos grampos metálicos com materiais de diferentes comportamentos, a forma de ruptura para estas escalas foi semelhante à ocorrida na escala real (1:1).
- ✓ A forma de ruptura ocorreu de modo dúctil, não havendo a separação brusca entre a parede central e as paredes laterais. Não foi verificado, nas paredes PHTG, o surgimento de quaisquer linhas de fissuras na parede central. Mesmo após a ruptura, a parede resistia ao carregamento imposto, com diminuição gradativa de sua capacidade resistente à medida que os grampos metálicos se rompiam.

Conforme mencionado no objetivo do presente trabalho, procurou-se levantar uma possível correlação entre a resistência ao cisalhamento dos cavaletes (PRCV) e a resistência ao cisalhamento das paredes com amarração indireta (PHTG). No entanto, com os resultados obtidos, não foi possível encontrar relações satisfatórias.

#### 6.5 - Análise entre as duas formas de ligações estudadas

- ✓ Foi observado que à transferência de cargas entre a parede central e as abas laterais, para as ligações estudadas, apresentou comportamento diferenciado ao longo da altura das paredes, conforme ilustram as figuras 4.19 e 4.31. Provavelmente, este comportamento está relacionado com a diferença de rigidez das ligações.
- Na análise realizada pôde-se verificar que a carga de fissuração para as paredes com amarração direta foi aproximadamente 34% superior às paredes com amarração indireta. Já para a carga máxima atingida, esta porcentagem se eleva a aproximadamente 53%.
- Apesar das paredes com amarração direta (PHCV) possuírem cargas de fissuração e ruptura superiores às de amarração indireta (PHTG), a forma dúctil de ruptura das paredes PHTG é mais propícia e desejada.

#### 6.6 - Sugestões para futuras investigações

- Variar a relação (altura / vão) da parede central para verificação da formação da área de transferência de cargas.
- Realizar novos ensaios em paredes com o formato "H", com a parede central apoiada, de modo a se propor um modelo de cálculo de transferência das ações verticais entre as paredes.

Comparando-se as duas formas de ligações estudadas, têm-se a constatação de que as ligações têm capacidade de redistribuir as ações verticais entre as paredes resistentes. Uma vez estabelecido critérios de projeto, com base em um conjunto maior de estudos, poderão ser minimizadas as diferenças de cargas entre paredes no desenvolvimento de projetos de edifícios.

Considerando a capacidade de redistribuição das cargas verticais entre as paredes, através de suas ligações, seria possível reduzir o valor da resistência característica das unidades exigida em projeto, ou até mesmo a taxa de grauteamento de septos verticais utilizados como forma de aumentar a resistência das paredes mais solicitadas.

Como limite de carga nas paredes, para efeito de critérios de projeto, devem ser consideradas as cargas de fissuração, nos dois casos de ligação estudadas.



# Referências

ACCETTI, K.M. *Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria*. São Carlos, 1998. 247p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS ASTM E447 – Standard test methods for compressive strength of masonry prisms. Philadelphia: ASTM, 1984. (ASTM E447).

ANDOLFATO, R.P. Desenvolvimento das técnicas de produção de blocos de concreto para alvenaria estrutural na escala (1:4). Ilha Solteira, 2002. 110p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.

ARAÚJO, F. E. Técnicas construtivas de edifícios residenciais em alvenaria estrutural não armada de blocos vazados de concreto. Florianópolis, 2001. 180p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5738* – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos ou prismáticos de concreto. Rio de Janeiro, 1994. 11p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739 – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto. Rio de Janeiro, 1994. 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6136 – Bloco de concreto simples para alvenaria estrutural*. Rio de Janeiro, 1994. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6461 – Bloco cerâmico para alvenaria verificação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1983. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7171 – Bloco cerâmico para alvenaria. Rio de Janeiro, 1992. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7217 – Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7223 – Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1992. 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8042 – Bloco cerâmico para alvenaria – Formas e dimensões. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8043 – Bloco cerâmico portante para alvenaria – Determinação da área líquida*. Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8215 – Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural – Preparo e ensaio à compressão. Rio de Janeiro, 1983. 2p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8548 – Barras de aço destinado a armaduras para concreto armado com emenda mecânica ou por solda – Determinação da resistência à tração. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR* 8798 – *Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto*. Rio de Janeiro, 1985. 15p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8949 – Paredes de alvenaria estrutural – Ensaio à compressão simples. Rio de Janeiro, 1985. 7p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10837 - Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro, 1989. 20p.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION (1978). *BS* 5628 – *Code of practice for Structural use of masonry*. Part 1. Unreiforced masonry. Londres, Inglaterra.

CAMACHO, J.S. Alvenaria estrutural não armada – parâmetros básicos a serem considerados no projeto dos elementos resistentes. Porto Alegre, 1986. 183p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

CAMACHO, J.S. Fatores que afetam a resistência à compressão da alvenaria. In: SIMPÓSIO NACIONAL DE TECNOLOGIA DA CONSTRUÇÃO: o uso da alvenaria como estrutura, 6, 1987. São Paulo. 10p.

CAMACHO, J.S. *Contribuição ao estudo de modelos físicos reduzidos de alvenaria estrutural cerâmica*. São Paulo, 1995. 157p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

CAMACHO, J.S.; RAMALHO, M.A.; ANDOLFATO, R.P. An experimental study of the interaction among walls submitted to vertical loads. In: AUSTRALIAN MANSORY CONFERENCE, 6, 2001, Adelaide. *Proceedings*... Adelaide: Adelaide University, 2001. p. 95-104.

CAMACHO, J.S. *Avaliação da eficiência das ligações entre paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos em escala reduzida sujeitas a ações verticais.* Ilha Solteira, 2002. 53p. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira - FEIS, Universidade Estadual Paulista. (Relatório de Pesquisa – FAPESP).

CAMACHO, J.S. & MAURÍCIO, R.M. *Investigação experimental da influência do capeamento na resistência de blocos de concreto para alvenaria estrutural.* Ilha Solteira, 2003. 51p. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira - FEIS, Universidade Estadual Paulista. (Relatório de Pesquisa – FAPESP).

CAPUZZO, N.V. *Estudo teórico e experimental da interação de paredes de alvenaria estrutural submetida a ações verticais.* São Carlos, 2000. 111p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

CUNHA, E. H. Análise experimental do comportamento de prismas grauteados em alvenaria estrutural. Goiânia, 2001. 149p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás.

CURTIN, W.G.; SHAW, G.; BECK, J.K.; PARKISON, G.I. *Structural masonry detailing*. Londres: Granada Publishing, 1984.

CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A. Procedure for the analysis of masonry buildings under vertical loads. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING CONTRIES, 6, 1994, Florianopolis. *Proceedings*... Florianópolis: Universidade Federal. Santa Catarina, 1994. p. 305-374.

EUROCODE 6 (1997). *Design of masonry structures*. Part 1-1: General rules for buildings. Rules for reinforced and unreinforced masonry. Madrid, Espanha.

FARIA, M.S. *Alvenaria estrutural: Implantação de processo construtivo*. Curso internacional de alvenaria estrutural. São Paulo, 1998. Associação Brasileira de Cimento Portland.

FRANCO, L.S. Desempenho estrutural do elemento parede de alvenaria empregado na alvenaria estrutural não armada, quando submetido a esforços de compressão. São Paulo, 1987. 136p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica de São Paulo, Universidade de São Paulo.

FRASSON, A. J. *Proposta de metodologia de dosagem e controle do processo produtivo de blocos de concreto para alvenaria estrutural*. Florianópolis, 2000. 146p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Santa Catarina.

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

GOMES, N.S. *A resistência das paredes de alvenaria*. São Carlos, 1974. 191p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

HENDRY, A.W.; SINHA, B.P.; DAVIES, S.R. *An introduction to load bearing brickwork design*. New York: Ellis Horwood, 1981. 34p.

MENDES, R.J.K. *Resistência à compressão de alvenarias de blocos cerâmicos*. Florianópolis, 1998. 200p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Santa Catarina.

MULLER, M.S.K. Estudo das correlações entre resistências à compressão de paredes e prismas de alvenaria estrutural cerâmica não armada submetidos a esforços de compressão axial. São Paulo, 1989. 246p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

OLIVEIRA, JR.; PINHEIRO, L. M. Método prático para a distribuição das ações verticais em paredes de alvenaria. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING CONTRIES, 5, 1994, Florianopolis. *Proceedings*... Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, 1994. p. 315-322.

PARSEKIAN, G.A.; FRANCO, L.S. *Método para distribuição de esforços verticais entre paredes de edifícios de alvenaria estrutural*. Revista de Tecnologia e Negócios da Construção (téchne), São Paulo, v.61, p. 48-53, 2002.

PELETEIRO, S.C. Contribuições à modelagem numérica de alvenaria estrutural. São Carlos,
2001. 143p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de
São Paulo.

PRUDÊNCIO JR., L. R. Resistência à compressão da alvenaria e correlação entre resistência de unidades, prismas e paredes. Porto Alegre, 1986. 123p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

ROMAN, H.R. Determinação das características físicas e análise estatística da capacidade resistente de tijolos cerâmicos maciços. Porto Alegre, 1983. 102p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

ROMAN, H.R. & MOHAMAD, G. *Alvenaria estrutural – Classificação e materiais*. Florianópolis, 1999. Universidade Federal de Santa Catarina.

SABBATINI, F.H. *O processo construtivo de edifícios de alvenaria estrutural sílico-calcária*.
São Paulo, 1984. 298p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica de São Paulo, Universidade de São Paulo.

SABBATINI, F. H. *Argamassas de assentamento para paredes de alvenaria resistente*. São Paulo: Epusp, 1986. 26p. (Boletim técnico do Departamento de Engenharia de Construção Civil, 02/86).

SABBATINI, F. H. *Requisitos e critérios mínimos a serem atendidos para solicitação de financiamento de edifícios em alvenaria estrutural junto à caixa econômica federal.* Brasília, 2002. Capturado em 05 Mar. 2003. Online. Disponível na Internet http://www.geocities.com/alvenariaestrutural/tese.htm.

SINHA, B. P.; HENDRY, A. W. Compressive strength of axially loaded brick walls stiffened along their vertical edges. In: INTERNATIONAL BRICK MASONRY CONFERENCE, 5, 1979, Washington. *Proceedings*... Washington: Brick Institute of América, 1979. p. 254-261.

# **Bibliografia complementar**

COZZA, E. *Filão estruturado*. Revista de Tecnologia e Negócios da Construção (téchne), São Paulo, v.34, p. 16-31, 1998.

DAVISON, J.I. *Masonry mortar*. Otawa, National research council of Canadá, 1974. Canadian building digest-163.

DRYSDALE, R.G. et al. *Masonry structures behavior and design*. New Jersey, Prentice-Hall & Inc., 1993.

FOSTER, P.K.; BRIDGEMAN, D.O. *Prism tests for the design and control of brick masonry*. New Zeland Pottery and Ceramics Research Association, 1973. 22p.

FRANCIS, J.A et al. *The efect of joint thickness and others factors on the compressive strengh of brickwork.* International conference on masonry structural systems. Universidade do Texas, publicação n<sup>o</sup> 5, Austin, 1967.

FUSCO, P.C. Fundamentos estatísticos da segurança das estruturas. São Paulo, 1977. Macgraw-Hill.

GALLEGOS, H. *Albañilería estrutural*. Lima, 1991. Pontificia Universidad Católica Del Peru.

ISBERNER, A.W. *Properties of masonry cement mortars*. In: Designing engineering and constructing with masonry products. Houston, Gulf, 1969. p. 42-50.

ROCHA, S. *Paredes estruturais*. Revista de Tecnologia e Negócios da Construção (téchne), São Paulo, v.24, p. 22-24, 1996.

ROSELLO, M.T.V. *Morteros de cemento para Albañileira*. Madrid, Instituto Eduardo Torroja, 1976. Monografia 337.

SANCHEZ, E. *Histórico sobre pesquisas e elaboração de novas normas no Brasil sobre alvenaria estrutural.* In: 5<sup>th</sup> International seminar on structural masonry for developing countries, Proceedings. Florianópolis, 1994.

SAHLIN, S. Structural masonry. Englewood Cliffs, Prentice-Hall, 1971. 290p.

SCHNEIDER, R.R. e DICKEY, W.L. *Reinforced masonry design*. Prentice-Hall, Inc., 1<sup>a</sup> Edição, 1980.

SMITH, S.T. *Model brick wall study: final year research Project*. Parkville, 1968. University of Melbourne / Civil Engineering Departament.

SUTHERLAND, R.J.M. Design engineer's approach to masonry construction. In: JOHNSON, F.B. (Ed.) *Designing, engineering and constructing with masonry products*. Houston: Gulf, 1969. p.375-385.

VILATÓ, R.R. . *Estudo da metodologia do projeto para edifícios em alvenaria estrutural não armada*. São Paulo, 1998. 175p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica de São Paulo, Universidade de São Paulo.

# ANEXOS

# ANEXO A - Calibração dos blocos cerâmicos

Calibração de Blocos Cerâmicos - PHTG									
Bloco 01	Fa	ase 01	Fa	ase 02	Bloco 02	Fa	ase 01	Fa	ase 02
Kgf	Carga	Descarga	Carga	Descarga	Kgf	Carga	Descarga	Carga	Descarga
0	49876	49878	49878	49879	0	49191	49192	49192	49193
2500	49925	49928	49928	49928	2500	49238	49248	49237	49242
5000	49982	49982	49987	49987	5000	49293	49293	49292	49292
Leitu	ura após assentamento: 49790		49790	Leitu	ra após a	assentament	.0:	49139	
Bloco 03	Fa	ase 01	Fa	ase 02	Bloco 04	Bloco 04 Fase 01		Fa	ase 02
Kgf	Carga	Descarga	Carga	Descarga	Kgf	Carga	Carga Descarga		Descarga
0	50655	50656	50656	50655	0	50177	50176	50176	50177
2500	50690	50695	50691	50694	2500	50231	50233	50232	50234
5000	50733	50733	50733	50733	5000	50296	50296	50298	50298
Leitu	ra após a	assentament	:0:	50603	Leitu	ra após a	assentament	:0:	50092
Bloco 05	Fa	ase 01	Fa	ase 02	Bloco 06	Fa	ase 01	Fa	ase 02
Kgf	Carga	Descarga	Carga	Descarga	Kgf	Carga	Descarga	Carga	Descarga
0	50810	50812	50812	50810	0	50716	50715	50715	50717
2500	50858	50861	50855	50858	2500	50763	50762	50764	50766
5000	50917	50917	50911	50911	5000	50820	50820	50821	50821
Leitu	ra após a	assentament	:0:	50741	Leitu	ra após a	assentament	:0:	50645
Bloco 07	Fa	ase 01	Fa	ase 02	Bloco 08	Fa	ase 01	Fa	ase 02
Kgf	Carga	Descarga	Carga	Descarga	Kgf	Carga	Descarga	Carga	Descarga
0	50626	50626	50626	50626	0	50555	50555	50555	50555
2500	50693	50694	50698	50698	2500	50576	50581	50578	50583
5000	50770	50770	50775	50775	5000	50610	50610	50615	50615
Leitu	ra após a	assentament	:0:	50551	Leitu	ra após a	assentament	:0:	50500
Bloco 09	Fa	ase 01	Fa	ase 02	Bloco 10	Fa	ase 01	Fa	ase 02
Kgf	Carga	Descarga	Carga	Descarga	Kgf	Carga	Descarga	Carga	Descarga
0	50806	50806	50806	50808	0	50827	50827	50827	50827
2500	50848	50851	50847	50850	2500	50855	50858	50860	50864
5000	50896	50896	50892	50892	5000	50887	50887	50899	50899
Leitu	ra após a	assentament	.0:	50977	Leitu	ra após a	assentament	.0:	50740

		С	alibraçâ	io de Bloco	s Cerâmico	os - PHT	G		
Bloco 11	Fa	ase 01	Fa	ase 02	Bloco 12	Fa	ase 01	Fa	ase 02
Kgf	Carga	Descarga	Carga	Descarga	Kgf	Carga	Descarga	Carga	Descarga
0	50807	50807	50807	50808	0	49878	49879	49879	49878
2500	50881	50881	50883	50884	2500	49925	49928	49926	49927
5000	50963	50963	50965	50965	5000	49979	49979	49979	49979
Leitu	ra após a	assentament	to:	50740	Leitu	ra após a	assentament	to:	49843
Bloco 13	Fa	ase 01	Fa	ase 02	Bloco 14	Bloco 14 Fase 01		Fase 02	
Kgf	Carga	Descarga	Carga	Descarga	Kgf	Carga	Descarga	Carga	Descarga
0	50409	50409	50409	50408	0	50576	50575	50575	50575
2500	50467	50471	50466	50470	2500	50651	50649	50651	50652
5000	50539	50539	50540	50540	5000	50742	50742	50742	50742
Leitu	ra após a	assentament	to:	50341	Leitu	ra após a	assentament	to:	50500
Bloco 15	Fa	ase 01	Fa	ase 02					
Kgf	Carga	Descarga	Carga	Descarga					
0	49845	49845	49845	49846					
2500	49909	49910	49908	49910					
5000	49976	49976	49977	49977					
Leitu	ra após a	assentament	to:	49760					

(	Calibra	ção de Grai	npos Metá	licos para os	prismas	especiai	s do tipo ca	valete - PR	CV
		Garra	s Abertas				Garra	as Abertas	
	Iníci	o: 49350	Término	o: 49363		Iníci	o: 49529	Término	o: 49529
0 01	Kgf		Leituras		0 02	Kgf		Leituras	
amp	0	49220	49205	49181	amp	0	49519	49519	49518
Gr	300	48440	48437	48427	Ğ	300	48986	48984	48975
	500	47857	47844	47850		500	48459	48458	48452
	Leitura após assentamento: 49297					Leitu	ra após asse	ntamento:	49560
	Garras Abertas						Garra	as Abertas	
	Início: 49170 Término: 49135				Iníci	o: 49038	Término	o: 49038	
0 03	Kgf		Leituras		0 04	Kgf		Leituras	
amp	0	49070	49120	49123	dme.	0	48932	48935	48933
6r	300	48766	48778	48784	G	300	48505	48492	48487
	500	48278	48287	48287		500	47958	47950	47943
	Leitu	ra após asse	ntamento:	49156		Leitu	ra após asse	ntamento:	48980
	Calibr	ação de Gr	ampos Met	álicos para p	aredes c	om ama	rração ind	ireta - PHT	G
		Garra	s Abertas				Garra	as Abertas	
01	Kgf		Leituras		02	Kgf		Leituras	
) odu	0	50877	50877	50578	odu	0	51025	51027	51027
Gran	300	50205	50208	50209	Gran	300	50407	50420	50422
	500	49637	49643	49641		500	49820	49808	49805
	Leitu	ra após asse	ntamento:	50834		Leitura após assentamento: 510			51049
		Garra	s Abertas				Garra	as Abertas	
13	Kgf		Leituras		4	Kgf		Leituras	
) odu	0	49822	49825	49825	odu	0	50362	50362	50390
Gran	300	50266	49198	49195	Gran	300	49945	49956	49948
	500	49700	48628	48619		500	49411	49418	49416
	Leitu	ra após asse	ntamento:	49820		Leitu	ra após asse	ntamento:	50351
		Garra	s Abertas						
05	Kgf		Leituras						
odu	0	50945	50942	50942					
Gran	300	50292	50285	50287					
-	500	49713	49715	49714					
	Leitu	ra após asse	ntamento:	50926					

# ANEXO B - Calibração dos grampos metálicos

	AM 01			AM 02	
Carga	Deformação	Tensão	Carga	Deformação	Tensão
(kN)	(‰)	(MPa)	(kN)	(‰)	(MPa)
0,999	0,214	51,0	0,996	0,120	50,8
1,999	0,420	102,0	1,995	0,296	101,8
3,002	0,626	153,2	3,010	0,504	153,6
4,009	0,847	204,6	4,009	0,708	204,6
5,001	1,068	255,2	4,997	0,922	255,0
6,001	1,282	306,2	6,001	1,151	306,2
7,004	1,495	357,3	7,008	1,372	357,5
8,000	1,717	408,1	8,003	1,593	408,3
9,010	1,938	459,7	9,003	1,815	459,3
10,021	2,190	511,3	9,998	2,051	510,1
11,002	2,571	561,3	11,002	2,349	561,3
12,001	3,990	612,3	12,001	3,241	612,3
12,566	6,416	641,1	12,703	6,354	648,1
F <sub>Ruptura</sub> :	13,653 kN	-	F <sub>Ruptura</sub> :	13,943 kN	-
	AM 03			AM 04	1
Carga	AM 03 Deformação	Tensão	Carga	AM 04 Deformação	Tensão
Carga (kN)	AM 03 Deformação (‰)	Tensão (MPa)	Carga (kN)	AM 04 Deformação (‰)	Tensão (MPa)
Carga (kN) 0,999	AM 03 Deformação (‰) 0,275	Tensão (MPa) 51,0	Carga (kN) 0,996	AM 04 Deformação (‰) 0,191	Tensão (MPa) 50,8
Carga (kN) 0,999 1,995	AM 03 Deformação (‰) 0,275 0,465	Tensão (MPa) 51,0 101,8	Carga (kN) 0,996 2,003	AM 04 Deformação (‰) 0,191 0,397	Tensão (MPa) 50,8 102,2
Carga (kN) 0,999 1,995 3,002	AM 03 Deformação (‰) 0,275 0,465 0,702	Tensão (MPa) 51,0 101,8 153,2	Carga (kN) 0,996 2,003 2,998	AM 04 Deformação (‰) 0,191 0,397 0,587	Tensão (MPa) 50,8 102,2 153,0
Carga (kN) 0,999 1,995 3,002 4,005	AM 03 Deformação (‰) 0,275 0,465 0,702 0,938	Tensão (MPa) 51,0 101,8 153,2 204,4	Carga (kN) 0,996 2,003 2,998 4,005	AM 04 Deformação (‰) 0,191 0,397 0,587 0,793	Tensão (MPa) 50,8 102,2 153,0 204,4
Carga (kN) 0,999 1,995 3,002 4,005 5,001	AM 03 Deformação (‰) 0,275 0,465 0,702 0,938 1,175	Tensão (MPa) 51,0 101,8 153,2 204,4 255,2	Carga (kN) 0,996 2,003 2,998 4,005 5,009	AM 04 Deformação (‰) 0,191 0,397 0,587 0,793 0,992	Tensão (MPa) 50,8 102,2 153,0 204,4 255,5
Carga (kN) 0,999 1,995 3,002 4,005 5,001 6,001	AM 03 Deformação (‰) 0,275 0,465 0,702 0,938 1,175 1,404	Tensão (MPa) 51,0 101,8 153,2 204,4 255,2 306,2	Carga (kN) 0,996 2,003 2,998 4,005 5,009 5,997	AM 04 Deformação (‰) 0,191 0,397 0,587 0,793 0,992 1,213	Tensão (MPa) 50,8 102,2 153,0 204,4 255,5 306,0
Carga (kN) 0,999 1,995 3,002 4,005 5,001 6,001 7,000	AM 03 Deformação (%) 0,275 0,465 0,702 0,938 1,175 1,404 1,640	Tensão (MPa) 51,0 101,8 153,2 204,4 255,2 306,2 357,1	Carga (kN) 0,996 2,003 2,998 4,005 5,009 5,997 6,996	AM 04 Deformação (‰) 0,191 0,397 0,587 0,793 0,992 1,213 1,434	Tensão (MPa) 50,8 102,2 153,0 204,4 255,5 306,0 357,0
Carga (kN) 0,999 1,995 3,002 4,005 5,001 6,001 7,000 7,996	AM 03 Deformação (%) 0,275 0,465 0,702 0,938 1,175 1,404 1,640 1,884	Tensão (MPa) 51,0 101,8 153,2 204,4 255,2 306,2 357,1 407,9	Carga (kN) 0,996 2,003 2,998 4,005 5,009 5,997 6,996 7,996	AM 04 Deformação (‰) 0,191 0,397 0,587 0,793 0,992 1,213 1,434 1,656	Tensão (MPa) 50,8 102,2 153,0 204,4 255,5 306,0 357,0 407,9
Carga (kN) 0,999 1,995 3,002 4,005 5,001 6,001 7,000 7,996 8,999	AM 03 Deformação (%) 0,275 0,465 0,702 0,938 1,175 1,404 1,640 1,884 2,113	Tensão (MPa) 51,0 101,8 153,2 204,4 255,2 306,2 357,1 407,9 459,1	Carga (kN) 0,996 2,003 2,998 4,005 5,009 5,997 6,996 7,996 8,995	AM 04 Deformação (‰) 0,191 0,397 0,587 0,793 0,992 1,213 1,434 1,656 1,884	Tensão (MPa) 50,8 102,2 153,0 204,4 255,5 306,0 357,0 407,9 458,9
Carga (kN) 0,999 1,995 3,002 4,005 5,001 6,001 7,000 7,996 8,999 10,006	AM 03 Deformação (‰) 0,275 0,465 0,702 0,938 1,175 1,404 1,640 1,884 2,113 2,358	Tensão (MPa) 51,0 101,8 153,2 204,4 255,2 306,2 357,1 407,9 459,1 510,5	Carga (kN) 0,996 2,003 2,998 4,005 5,009 5,997 6,996 7,996 8,995 10,006	AM 04 Deformação (%) 0,191 0,397 0,587 0,793 0,992 1,213 1,434 1,656 1,884 2,106	Tensão (MPa) 50,8 102,2 153,0 204,4 255,5 306,0 357,0 407,9 458,9 510,5
Carga (kN) 0,999 1,995 3,002 4,005 5,001 6,001 7,000 7,996 8,999 10,006 10,998	AM 03 Deformação (%) 0,275 0,465 0,702 0,938 1,175 1,404 1,640 1,884 2,113 2,358 2,701	Tensão (MPa) 51,0 101,8 153,2 204,4 255,2 306,2 357,1 407,9 459,1 510,5 561,1	Carga (kN) 0,996 2,003 2,998 4,005 5,009 5,997 6,996 7,996 8,995 10,006 10,998	AM 04 Deformação (‰) 0,191 0,397 0,587 0,793 0,992 1,213 1,434 1,656 1,884 2,106 2,365	Tensão (MPa) 50,8 102,2 153,0 204,4 255,5 306,0 357,0 407,9 458,9 510,5 561,1
Carga (kN) 0,999 1,995 3,002 4,005 5,001 6,001 7,000 7,996 8,999 10,006 10,998 11,997	AM 03 Deformação (‰) 0,275 0,465 0,702 0,938 1,175 1,404 1,640 1,884 2,113 2,358 2,701 4,005	Tensão (MPa) 51,0 101,8 153,2 204,4 255,2 306,2 357,1 407,9 459,1 510,5 561,1 612,1	Carga (kN) 0,996 2,003 2,998 4,005 5,009 5,997 6,996 7,996 8,995 10,006 10,998 11,997	AM 04 Deformação (‰) 0,191 0,397 0,587 0,793 0,992 1,213 1,434 1,656 1,884 2,106 2,365 2,922	Tensão (MPa) 50,8 102,2 153,0 204,4 255,5 306,0 357,0 407,9 458,9 510,5 561,1 612,1
Carga (kN) 0,999 1,995 3,002 4,005 5,001 6,001 7,000 7,996 8,999 10,006 10,998 11,997 12,306	AM 03 Deformação (‰) 0,275 0,465 0,702 0,938 1,175 1,404 1,640 1,884 2,113 2,358 2,701 4,005 6,851	Tensão (MPa) 51,0 101,8 153,2 204,4 255,2 306,2 357,1 407,9 459,1 510,5 561,1 612,1 627,9	Carga (kN) 0,996 2,003 2,998 4,005 5,009 5,997 6,996 7,996 8,995 10,006 10,998 11,997 12,589	AM 04 Deformação (‰) 0,191 0,397 0,587 0,793 0,992 1,213 1,434 1,656 1,884 2,106 2,365 2,922 5,272	Tensão (MPa) 50,8 102,2 153,0 204,4 255,5 306,0 357,0 407,9 458,9 510,5 561,1 612,1 642,3

# ANEXO C - Ensaio à tração no aço.

	AM 05		AM 06				
Carga	Deformação	Tensão	Carga	Deformação	Tensão		
(kN)	(‰)	(MPa)	(kN)	(‰)	(MPa)		
1,003	0,259	51,2	0,973	0,214	49,6		
2,003	0,481	102,2	1,999	0,443	102,0		
2,998	0,687	153,0	3,002	0,671	153,2		
4,005	0,900	204,4	3,998	0,900	204,0		
5,001	1,106	255,2	5,005	1,152	255,4		
6,001	1,343	306,2	6,008	1,404	306,5		
7,012	1,595	357,7	7,000	1,663	357,1		
7,996	1,854	407,9	7,996	1,900	407,9		
9,003	2,090	459,3	8,995	2,159	458,9		
10,002	2,350	510,3	10,002	2,457	510,3		
10,998	2,731	561,1	10,998	3,037	561,1		
11,990	5,158	611,7	11,666	5,066	595,2		
F <sub>Ruptura</sub> :	13,283 kN		F <sub>Ruptura</sub> :	13,081 kN	· · ·		

		PR3B-01		PR3B-02				
Carga	Resistência	Deslocamento	Deslocamento Deformação Carga Resistênci		Resistência	Deslocamento	Deformação	
(kN)	(kN/cm <sup>2</sup> )	$\Delta_{ m L}$	(‰)	(kN)	(kN/cm <sup>2</sup> )	$\Delta_{ m L}$	(‰)	
0	0,000	0,000	0,000	0	0,000	0,000	0,000	
10	0,074	0,012	0,040	10	0,025	0,006	0,020	
20	0,049	0,023	0,077	20	0,049	0,014	0,047	
30	0,074	-	-	30	0,074	0,021	0,070	
40	0,099	-	-	40	0,099	0,029	0,097	
50	0,123	0,056	0,187	50	0,123	0,037	0,123	
60	0,148	0,069	0,230	60	0,148	0,046	0,153	
70	0,172	0,082	0,273	70	0,172	0,055	0,183	
80	0,197	0,093	0,310	80	0,197	0,065	0,217	
90	0,222	0,105	0,350	90	0,222	0,075	0,250	
100	0,246	0,119	0,397	100	0,246	0,084	0,280	
110	0,271	0,132	0,440	110	0,271	0,094	0,313	
120	0,296	0,145	0,483	120	0,296	0,104	0,347	
130	0,320	0,161	0,537	130	0,320	0,114	0,380	
140	0,345	0,178	0,593	140	0,345	0,125	0,417	
150	0,369	0,191	0,637	150	0,369	0,136	0,453	
160	0,394	0,206	0,687	160	0,394	0,148	0,493	
170	0,419	0,225	0,750	170	0,419	0,159	0,530	
240	Fissura no 1	meio do bloco		180	0,443	0,171	0,570	
260	Ruptura do	prisma com estil	haços	244	"Estalo"			
* A últ	ima leitura ind	dica a retirada dos	s relógios	314	Ruptura con	n fissura		

# ANEXO D - Ensaio em prismas de três blocos (PR3B)

		PR3B-03		PR3B-04				
Carga	Tensão	Deslocamento	Deformação	ormação Carga Tensão Deslocamen		Deslocamento	Deformação	
(kN)	(kN/cm <sup>2</sup> )	$\Delta_{ m L}$	(‰)	(kN)	(kN/cm <sup>2</sup> )	$\Delta_{ m L}$	(‰)	
0	0,000	0,000	0,000	0	0,000	0,000	0,000	
10	0,025	0,013	0,043	10	0,025	0,006	0,020	
20	0,049	0,029	0,097	20	0,049	0,014	0,047	
30	0,074	0,044	0,147	30	0,074	0,023	0,077	
40	0,099	0,059	0,197	40	0,099	0,033	0,110	
50	0,123	0,073	0,243	50	0,123	0,043	0,143	
60	0,148	0,087	0,290	60	0,148	0,053	0,177	
70	0,172	-	-	70	0,172	0,065	0,217	
80	0,197	0,119	0,397	80	0,197	0,077	0,257	
90	0,222	0,133	0,443	90	0,222	0,090	0,300	
100	0,246	0,149	0,497	100	0,246	0,103	0,343	
110	0,271	0,164	0,547	110	0,271	0,117	0,390	
120	0,296	0,180	0,600	120	0,296	0,134	0,447	
130	0,320	0,196	0,653	130	0,320	0,151	0,503	
140	0,345	0,213	0,710	140	0,345	0,169	0,563	
150	0,369	0,230	0,767	150	0,369	0,191	0,637	
160	0,394	0,250	0,833	160	0,394	0,212	0,707	
170	0,419	0,272	0,907	196	Fissura			
180	0,443	0,295	0,983	204	Ruptura			
200	"Estalo"							
224	"Estalo con	n fissura"						
234	Ruptura							

		PR3B-05		PR3B-06				
Carga	Tensão	Deslocamento	Deformação	Carga	Tensão	Deslocamento	Deformação	
(kN)	(kN/cm <sup>2</sup> )	$\Delta_{ m L}$	(‰)	(kN)	$(kN/cm^2)$	$\Delta_{ m L}$	(‰)	
0	0,000	0,000	0,000	0	0,000	0,000	0,000	
10	0,025	0,007	0,023	10	0,025	0,001	0,003	
20	0,049	0,017	0,057	20	0,049	0,007	0,023	
30	0,074	0,025	0,083	30	0,074	0,012	0,040	
40	0,099	0,035	0,117	40	0,099	0,019	0,063	
50	0,123	0,044	0,147	50	0,123	0,027	0,090	
60	0,148	0,053	0,177	60	0,148	0,035	0,117	
70	0,172	0,063	0,210	70	0,172	0,043	0,143	
80	0,197	0,073	0,243	80	0,197	0,051	0,170	
90	0,222	0,082	0,273	90	0,222	0,060	0,200	
100	0,246	0,092	0,307	100	0,246	0,068	0,227	
110	0,271	0,102	0,340	110	0,271	0,078	0,260	
120	0,296	0,112	0,373	120	0,296	0,088	0,293	
130	0,320	0,123	0,410	130	0,320	0,098	0,327	
140	0,345	0,133	0,443	140	0,345	0,108	0,360	
150	0,369	0,145	0,483	150	0,369	0,119	0,397	
160	0,394	0,157	0,523	160	0,394	0,131	0,437	
170	0,419	0,171	0,570	170	0,419	0,144	0,480	
180	0,443	0,186	0,620	180	0,443	0,158	0,527	
190	0,468	0,201	0,670	238	"Estalo co	m fissura"		
260	"Estalo co	om fissura"		298	Ruptura			
312	Ruptura							

# ANEXO E – Planilha de ensaio (PHCV 01)

DASYLab - V 5.03.34											
WOR	WORKSHEET: Parede PHCV 01										
Reco	rding Da	nte : 14	4/12/200	2, 09:50	:57						
Fator	de Corr	eção: 0,5	581								
Tempo	Rel. 01	Rel. 02	Rel. 03	Rel. 04	Rel. 05	Rel. 06	Rel. 07	Cilindro 01	Cilindro 02	Carga	
rempo	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)	
01:36,0	0,00	0,03	0,07	-0,03	0,00	-0,15	0,00	0,00	0,00	0,00	
02:36,0	0,03	0,00	0,10	-0,03	-0,03	0,03	0,03	2,91	1,74	4,65	
03:36,0	0,00	0,00	0,00	-0,03	0,00	0,00	0,06	2,91	2,32	5,23	
04:36,0	0,03	0,03	0,00	-0,03	-0,03	-0,06	0,03	7,55	6,39	13,94	
05:36,0	0,03	0,00	0,07	-0,03	0,04	0,21	0,00	9,30	8,72	18,01	
06:36,0	0,03	0,00	-0,03	0,00	-0,03	0,18	0,03	14,53	13,94	28,47	
07:36,0	0,03	0,00	0,07	0,03	0,04	0,00	0,03	20,34	20,34	40,67	
08:36,0	0,05	0,03	-0,06	0,00	0,04	0,06	0,03	26,15	25,56	51,71	
09:36,0	0,05	0,03	-0,03	0,00	0,10	0,21	0,03	29,63	29,63	59,26	
10:36,0	0,05	0,00	0,04	0,03	0,07	0,03	0,03	32,54	34,28	66,82	
11:36,0	0,05	0,03	-0,03	0,00	0,10	0,24	0,03	36,02	37,18	73,21	
12:36,0	0,05	0,00	0,04	0,03	0,07	0,12	0,03	42,41	42,99	85,41	
13:36,0	0,08	0,00	0,00	0,00	0,13	0,12	0,03	47,06	49,97	97,03	
14:36,0	0,03	0,03	0,00	0,03	0,13	0,09	0,00	52,29	54,61	106,90	
15:36,0	0,05	0,00	0,04	0,00	0,16	0,18	0,03	56,94	59,84	116,78	
16:36,0	0,08	0,03	0,00	0,00	0,16	0,18	0,00	62,75	65,65	128,40	
17:36,0	0,05	0,00	0,00	0,03	0,23	0,21	0,00	67,98	71,46	139,44	
18:36,0	0,05	0,03	0,00	0,00	0,23	0,09	0,03	72,63	76,11	148,74	
19:36,0	0,05	0,00	0,00	0,00	0,23	0,12	0,03	77,85	80,76	158,61	
20:36,0	0,05	0,00	0,00	0,00	0,23	0,24	0,06	79,60	83,08	162,68	
21:36,0	0,05	0,00	0,00	0,03	0,26	0,42	0,00	82,50	85,99	168,49	
22:36,0	0,03	0,03	0,04	0,00	0,29	0,12	0,06	85,41	88,89	174,30	
23:36,0	0,05	0,00	0,07	0,03	0,29	0,39	0,03	91,22	94,12	185,34	
24:36,0	0,05	0,00	-0,15	0,00	0,35	0,27	0,03	96,45	100,51	196,96	
25:36,0	0,05	0,00	0,10	0,00	0,35	0,18	0,06	99,93	102,84	202,77	
26:36,0	0,03	0,00	0,04	0,00	0,38	0,39	0,00	101,68	105,74	207,42	
27:36,0	0,03	0,00	0,00	0,00	0,38	0,51	0,03	105,16	108,65	213,81	
28:36,0	0,05	0,00	-0,12	0,00	0,45	0,48	0,03	108,65	112,71	221,36	
29:36,0	-10,20	-9,88	-10,01	-10,14	0,48	-10,06	-10,16	106,32	110,39	216,71	

-	-		-		-	r	-	-	r	-
30:36,0	-10,14	-9,91	-9,82	-10,14	-10,04	-10,09	-10,16	107,49	111,55	219,04
31:36,0	-10,14	-9,88	-10,07	-10,14	-10,04	-10,21	-10,19	115,04	119,11	234,14
32:36,0	-10,20	-9,88	-10,04	-10,14	-10,04	-10,15	-10,16	118,52	121,43	239,95
33:36,0	-10,20	-9,91	-10,01	-10,14	-10,04	-10,09	-10,16	120,27	123,17	243,44
34:36,0	-10,20	-9,88	-10,07	-10,14	-10,04	-10,06	-10,16	123,17	126,66	249,83
35:36,0	-10,20	-9,91	-9,89	-10,14	-10,04	-10,27	-10,16	121,43	125,50	246,93
36:36,0	-10,20	-9,88	-9,92	-10,14	-10,04	-10,24	-10,19	123,17	127,82	250,99
37:36,0	-10,20	-9,88	-9,92	-10,14	-10,04	-10,24	-10,19	129,56	131,89	261,45
38:36,0	-10,20	-9,91	-10,01	-10,14	-10,04	-10,21	-10,19	128,98	131,31	260,29
39:36,0	-10,20	-9,91	-9,92	-10,14	-10,04	-10,09	-10,16	135,37	138,86	274,23
40:36,0	-10,20	-9,88	-9,92	-10,08	-10,04	-9,97	-10,19	138,86	144,09	282,95
41:36,0	-10,20	-9,91	-10,01	-10,14	-10,04	-9,91	-10,16	149,90	153,38	303,28
42:36,0	-10,20	-9,91	-9,89	-10,14	-10,04	-10,12	-10,19	154,55	158,03	312,58
43:36,0	-10,20	-9,91	-9,92	-10,14	-10,04	-10,06	-10,19	150,48	154,55	305,03
44:36,0	-10,20	-9,91	-9,92	-10,14	-10,04	-10,06	-10,19	149,90	153,38	303,28
45:36,0	-10,20	-9,91	-9,92	-10,14	-10,04	-10,06	-10,16	148,16	152,22	300,38
46:36,0	-10,20	-9,91	-9,92	-10,14	-10,04	-9,97	-10,19	149,32	152,80	302,12
47:36,0	-10,20	-9,91	-9,79	-10,14	-10,04	-10,09	-10,22	162,10	165,59	327,68
48:36,0	-10,20	-9,91	-9,89	-10,14	-10,04	-10,06	-10,16	167,33	170,81	338,14
49:36,0	-10,20	-9,91	-9,89	-10,14	-10,04	-10,12	-10,16	164,42	167,91	332,33
50:36,0	-10,20	-9,91	-10,07	-10,14	-10,04	-9,94	-10,16	172,56	177,21	349,76
51:36,0	-10,20	-9,91	-9,89	-10,14	-10,04	-10,09	-10,19	180,11	183,60	363,71
52:36,0	-10,20	-9,91	-9,76	-10,14	-10,04	-9,94	-10,16	184,18	188,24	372,42
53:30,0	-10,20	-9,88	-10,11	-10,14	-10,04	-10,06	-10,16	188,24	190,57	378,81
53:33,0	-10,20	-9,91	-9,92	-10,14	-10,04	-10,06	-10,19	187,66	191,73	379,39
53:36,0	-10,20	-9,94	-9,70	-10,14	-10,04	-10,09	-10,19	188,24	189,99	378,23
53:39,0	-10,20	-9,91	-10,01	-10,14	-10,04	-10,12	-10,19	188,83	190,57	379,39
53:42,0	-10,20	-9,88	-10,11	-10,14	-10,07	-10,09	-10,19	187,66	189,99	377,65
53:45,0	-10,20	-9,91	-9,89	-10,14	-10,04	-9,97	-10,16	187,66	189,99	377,65
53:48,0	-10,20	-9,91	-9,92	-10,14	-10,04	-10,09	-10,16	187,66	189,41	377,07
53:51,0	-10,20	-9,91	-10,01	-10,14	-10,04	-10,21	-10,16	187,66	189,99	377,65
53:54,0	-10,20	-9,88	-10,04	-10,14	-10,07	-9,94	-10,19	187,66	190,57	378,23
53:57,0	-10,20	-9,91	-9,95	-10,08	-10,04	-10,15	-10,22	187,66	189,41	377,07
54:00,0	-10,20	-9,91	-9,92	-10,14	-10,04	-10,09	-10,16	4,07	3,49	7,55

DASYLab - V 5.03.34											
WORKSHEET: Parede PHCV 02 - Célula de carga e Relógios											
Recordin	Recording Date : 22/1/2003, 14:49:10										
Tempo	Carga	Rel. 01	Rel. 02	Rel. 03	Rel. 04	Rel. 05	Rel. 06	Rel. 07			
Tempe	(kN)	(mm)									
00:03,0	0,00	0,00	0,02	0,03	0,02	0,00	-0,02	-0,01			
01:03,0	7,60	0,01	0,03	0,03	0,01	0,05	0,02	-0,01			
02:03,0	14,40	0,01	0,02	0,02	0,03	0,07	0,05	-0,03			
03:03,0	19,40	0,00	0,02	0,01	0,02	0,09	0,07	-0,02			
04:03,0	33,30	0,02	0,01	0,02	0,02	0,13	0,08	-0,03			
05:03,0	40,80	0,02	0,02	0,03	0,02	0,13	0,10	-0,02			
06:03,0	46,80	0,01	0,03	0,03	0,02	0,16	0,10	-0,04			
07:03,0	56,80	0,02	0,03	0,03	0,03	0,20	0,18	-0,04			
08:03,0	61,10	0,02	0,04	0,02	0,03	0,24	0,22	-0,05			
09:03,0	71,50	0,02	0,04	0,03	0,03	0,30	0,27	-0,08			
10:03,0	80,60	0,02	0,05	0,03	0,04	0,33	0,33	-0,09			
11:03,0	88,00	0,03	0,06	0,04	0,04	0,39	0,36	-0,11			
12:03,0	97,80	0,04	0,05	0,03	0,04	0,44	0,42	-0,11			
13:03,0	104,80	0,03	0,05	0,03	0,04	0,48	0,47	-0,11			
14:03,0	115,30	0,03	0,06	0,02	0,03	0,51	0,51	-0,14			
15:03,0	118,70	0,03	0,05	0,02	0,04	0,55	0,54	-0,14			
16:03,0	128,50	0,02	0,05	0,03	0,05	0,59	0,56	-0,15			
17:03,0	138,30	0,02	0,05	0,01	0,04	0,63	0,62	-0,17			
18:03,0	147,70	0,02	0,06	0,02	0,04	0,68	0,65	-0,21			
19:03,0	157,20	0,03	0,06	0,01	0,03	0,73	0,70	-0,21			
20:03,0	163,60	0,03	0,04	0,01	0,05	0,77	0,74	-0,24			
21:03,0	166,80	0,02	0,05	-0,03	0,01	0,84	0,80	-0,27			
22:03,0	170,10	0,02	0,05	-0,05	0,00	0,87	0,82	-0,28			
23:03,0	169,30	0,02	0,03	-0,06	0,02	0,90	0,83	-0,28			
24:03,0	169,20	0,01	0,04	-0,05	0,01	0,91	0,83	-0,28			
25:03,0	179,60	0,01	0,03	-0,08	-0,01	0,94	0,87	-0,31			
26:03,0	187,50	0,00	0,03	-0,11	-0,04	0,99	0,90	-0,31			
27:03,0	189,00	-0,01	0,03	-0,16	-0,05	1,08	1,00	-0,34			
28:03,0	193,30	0,00	0,04	-0,17	-0,07	1,10	1,05	-0,35			
29:03,0	197,00	-0,04	-0,01	-0,22	-0,10	1,18	1,16	-0,38			

# ANEXO F – Planilha de ensaio (PHCV 02) – Célula de carga e relógios
	r							
30:03,0	190,50	-10,05	-0,04	-10,01	-9,92	1,22	0,01	-0,42
31:03,0	186,90	-10,08	-0,05	-10,03	-9,96	-0,22	-0,04	-9,88
32:03,0	190,60	-10,09	-0,04	-10,02	-9,95	-0,22	-0,04	-9,89
33:03,0	200,90	-10,10	-0,04	-10,03	-9,94	-0,20	-0,04	-9,88
34:03,0	207,10	-10,10	-0,05	-10,02	-9,97	-0,23	-0,04	-9,90
35:03,0	213,10	-10,10	-0,04	-10,03	-9,95	-0,23	-0,04	-9,88
36:03,0	219,70	-10,10	-0,06	-10,03	-9,95	-0,22	-0,04	-9,90
37:03,0	220,00	-10,10	-0,04	-10,03	-9,95	-0,22	-0,04	-9,89
38:03,0	226,30	-10,09	-0,05	-10,03	-9,95	-0,21	-0,02	-9,89
39:03,0	233,00	-10,10	-0,06	-10,02	-9,96	-0,21	-0,05	-9,90
40:03,0	241,20	-10,09	-0,05	-10,03	-9,96	-0,21	-0,03	-9,89
41:03,0	235,50	-10,09	-0,04	-10,03	-9,96	-0,21	-0,04	-9,89
42:03,0	243,90	-10,09	-0,05	-10,03	-9,97	-0,23	-0,03	-9,90
43:03,0	254,60	-10,10	-0,03	-10,03	-9,97	-0,22	-0,03	-9,89
44:03,0	263,50	-10,10	-0,04	-10,03	-9,97	-0,22	-0,03	-9,90
45:03,0	269,80	-10,10	-0,04	-10,03	-9,98	-0,22	-0,03	-9,89
46:03,0	276,10	-10,10	-0,04	-10,03	-9,96	-0,22	-0,02	-9,89
47:03,0	291,00	-10,10	-0,03	-10,03	-9,98	-0,18	-0,03	-9,91
48:03,0	301,20	-10,10	-0,06	-10,03	-9,99	-0,22	-0,03	-9,89
49:03,0	298,40	-10,10	-0,05	-10,03	-9,98	-0,21	-0,02	-9,89
49:42,0	305,40	-10,10	-0,05	-10,03	-9,99	-0,23	-0,02	-9,90
49:50,5	305,00	-10,10	-0,04	-10,03	-9,98	-0,23	-0,02	-9,89
49:51,0	304,90	-10,10	-0,06	-10,03	-9,97	-0,22	-0,03	-9,90
49:52,5	299,20	-10,10	-0,05	-10,03	-9,97	-0,23	-0,02	-9,90
49:53,0	294,80	-10,10	-0,03	-10,03	-9,97	-0,23	-0,03	-9,90
49:53,5	181,90	-10,10	-0,05	-10,03	-9,97	-0,23	-0,03	-9,89
49:54,0	70,20	-10,10	-0,07	-10,03	-9,97	-0,22	-0,04	-9,89
49:54,5	69,70	-10,10	-0,03	-10,03	-9,98	-0,22	-0,04	-9,90
50:03,0	69,80	-10,10	-0,04	-10,03	-9,98	-0,20	-0,03	-9,90
50:40,0	27,90	-10,10	-0,07	-10,02	-9,97	-0,11	-0,03	-9,90
50:40,5	13,20	-10,10	-0,08	-10,03	-9,98	-0,11	-0,03	-9,90
50:41,0	2,10	-10,10	-0,06	-10,03	-9,97	-0,11	-0,02	-9,88

DASYLab - V 5.03.34									
WORKS	SHEET: Pa	rede PHC	V 02 - Célu	ıla e Exten	sômetros 1	nos blocos (	(01 a 08)		
Recordin	ng Date: 22	2/1/2003, 1	4:49:10			r			
Tempo	Ext. 01	Ext. 02	Ext. 03	Ext. 04	Ext. 05	Ext. 06	Ext. 07	Ext. 08	Carga
1 ompo	με	με	με	με	με	με	με	με	(kN)
00:03,0	-3,90	-4,41	-4,44	-2,25	-1,11	-1,89	1,18	-1,55	0,00
01:03,0	-2,50	-3,48	-2,58	-2,71	-3,90	-7,00	-1,61	-2,02	7,60
02:03,0	-2,50	-6,27	-6,76	-3,64	-3,90	-6,54	-3,00	-2,02	14,40
03:03,0	-3,00	-4,41	-11,41	-4,11	-8,09	-11,19	-3,00	-3,41	19,40
04:03,0	-3,00	-5,34	-21,64	-5,97	-9,48	-16,77	-8,12	-5,27	33,30
05:03,0	-2,50	-7,66	-25,36	-5,97	-14,13	-20,95	-12,77	-4,81	40,80
06:03,0	-3,00	-5,34	-29,08	-5,97	-13,67	-23,28	-11,84	-7,60	46,80
07:03,0	-2,50	-7,66	-37,45	-5,97	-16,46	-26,07	-13,70	-9,93	56,80
08:03,0	-1,60	-6,73	-37,92	-6,43	-17,85	-29,32	-16,02	-9,46	61,10
09:03,0	-3,40	-8,59	-46,29	-6,90	-20,18	-32,11	-18,35	-11,32	71,50
10:03,0	-1,60	-8,59	-50,01	-6,90	-21,11	-36,30	-19,74	-12,25	80,60
11:03,0	-3,90	-7,20	-55,59	-7,36	-23,43	-38,62	-23,93	-13,65	88,00
12:03,0	-4,30	-7,20	-58,85	-6,90	-22,50	-43,27	-25,79	-15,97	97,80
13:03,0	-2,50	-8,59	-63,03	-9,22	-26,69	-46,07	-28,11	-15,04	104,80
14:03,0	-3,40	-9,52	-66,75	-9,22	-31,34	-51,65	-30,90	-17,83	115,30
15:03,0	-1,10	-9,99	-70,47	-10,15	-30,41	-53,97	-31,37	-16,44	118,70
16:03,0	-2,00	-11,38	-72,33	-10,15	-29,48	-57,69	-33,23	-20,16	128,50
17:03,0	-2,50	-10,92	-77,45	-11,08	-34,59	-67,92	-36,02	-19,69	138,30
18:03,0	-3,00	-13,71	-79,31	-9,22	-34,13	-79,55	-39,27	-26,20	147,70
19:03,0	-2,00	-15,10	-83,03	-12,94	-35,99	-88,85	-42,99	-28,99	157,20
20:03,0	-2,00	-15,57	-86,75	-12,94	-37,85	-98,61	-46,25	-35,50	163,60
21:03,0	-3,00	-16,96	-99,77	-18,99	-37,85	-107,45	-67,18	-53,64	166,80
22:03,0	-0,60	-17,43	-102,09	-18,06	-40,18	-108,38	-72,76	-59,22	170,10
23:03,0	-1,60	-16,96	-102,09	-18,52	-40,18	-110,24	-76,94	-58,75	169,30
24:03,0	-2,00	-16,96	-100,23	-19,92	-40,18	-109,77	-76,94	-59,22	169,20
25:03,0	-1,10	-16,03	-117,44	-21,78	-43,43	-119,07	-89,03	-66,19	179,60
26:03,0	-0,20	-18,36	-120,70	-22,25	-46,69	-125,59	-101,12	-71,77	187,50
27:03,0	0,30	-17,43	-125,35	-24,11	-44,83	-128,84	-115,07	-60,15	189,00
28:03,0	-1,10	-18,82	-123,95	-24,57	-44,36	-131,17	-122,98	-55,03	193,30
29:03.0	-2,00	-19.29	-134.18	-25.50	-46.22	-135.82	-136.00	-50.85	197.00

#### ANEXO G - Planilha de ensaio (PHCV 02) – Célula de carga e extensômetros

	-	-	-					-	
30:03,0	-1,10	-18,36	-125,81	-22,71	-42,97	-132,56	-141,11	-48,99	190,50
31:03,0	-2,50	-17,89	-123,95	-23,18	-43,43	-131,63	-140,65	-48,06	186,90
32:03,0	-1,60	-16,50	-125,81	-24,57	-44,83	-133,03	-143,91	-48,06	190,60
33:03,0	-0,20	-17,89	-136,04	-23,64	-46,22	-137,68	-150,42	-54,10	200,90
34:03,0	-1,60	-18,82	-138,37	-25,04	-44,36	-141,40	-159,25	-58,75	207,10
35:03,0	-1,60	-20,68	-137,90	-27,83	-42,97	-146,05	-166,23	-68,52	213,10
36:03,0	-3,40	-20,68	-142,09	-28,76	-44,83	-149,77	-175,53	-76,89	219,70
37:03,0	-2,00	-17,89	-135,11	-28,76	-36,92	-144,19	-186,69	-83,40	220,00
38:03,0	-1,60	-18,82	-141,62	-30,62	-35,52	-146,98	-189,48	-88,52	226,30
39:03,0	-2,00	-21,15	-146,27	-29,69	-33,20	-151,63	-195,06	-94,56	233,00
40:03,0	-2,00	-22,08	-151,39	-31,55	-33,20	-158,14	-202,03	-98,28	241,20
41:03,0	-3,40	-25,80	-141,16	-27,83	-43,90	-152,09	-192,73	-103,40	235,50
42:03,0	-4,30	-25,33	-149,06	-31,55	-47,62	-160,93	-198,31	-106,19	243,90
43:03,0	-4,30	-29,52	-159,76	-30,15	-49,94	-169,30	-200,64	-109,44	254,60
44:03,0	-6,20	-26,26	-162,08	-31,55	-52,27	-178,60	-192,27	-115,95	263,50
45:03,0	-5,30	-30,45	-170,92	-33,87	-54,13	-188,83	-188,55	-117,35	269,80
46:03,0	-4,80	-32,77	-173,24	-35,73	-55,52	-195,80	-191,34	-119,21	276,10
47:03,0	-5,70	-24,87	-181,15	-32,48	-53,20	-215,34	-182,97	-124,79	291,00
48:03,0	-6,70	-22,08	-188,59	-32,48	-56,92	-231,15	-176,46	-129,44	301,20
49:03,0	-6,70	-8,13	-162,55	-11,08	-27,62	-270,67	-65,78	-87,59	298,40
49:42,0	-6,70	-7,66	-171,38	-9,22	-18,78	-279,51	-43,46	-96,89	305,40
49:50,5	-4,30	-7,20	-176,03	-7,83	-19,25	-281,37	-42,53	-99,68	305,00
49:51,0	-5,30	-5,80	-173,71	-6,90	-18,32	-281,37	-42,53	-101,54	304,90
49:52,5	-5,70	-7,20	-169,52	-7,83	-17,39	-274,86	-39,27	-99,21	299,20
49:53,0	-5,30	-7,20	-170,92	-6,43	-16,92	-272,53	-40,20	-99,68	294,80
49:53,5	-7,10	-7,66	-132,32	-5,97	-10,88	-189,76	-28,11	-85,26	181,90
49:54,0	-9,00	-6,27	-79,77	-4,57	-4,83	-62,34	-9,98	-62,01	70,20
49:54,5	-9,50	-8,13	-77,45	-5,04	-5,30	-62,34	-11,84	-61,08	69,70
50:03,0	-9,00	-7,20	-70,47	-4,11	-4,37	-61,88	-12,30	-59,22	69,80
50:40,0	-8,50	-9,06	-25,83	-3,64	-2,97	-19,56	-9,98	-32,25	27,90
50:40,5	-10,90	-10,45	-17,92	-6,43	-7,62	-12,12	-10,44	-21,55	13,20
50:41,0	-8,10	-8,13	-2,11	-4,11	-6,23	-7,00	-7,65	-6,20	2,10

DASYLab - V 5.03.34										
WORKSHEET: Parede PHCV 02 - Célula e Extensômetros nos blocos (09 a 15)										
Recordin	g Date: 22/	1/2003, 14	:49:10							
Tempo	Ext. 09	Ext. 10	Ext. 11	Ext. 12	Ext. 13	Ext. 14	Ext. 15	Carga		
rempo	με	με	με	με	με	με	με	(kN)		
00:03,0	-4,15	-3,66	-5,19	-3,49	3,10	-0,76	-1,89	0,00		
01:03,0	-4,15	-2,27	-4,73	-3,96	-3,87	1,57	-0,96	7,60		
02:03,0	-4,61	-3,66	-5,19	-3,96	-4,80	1,57	-2,82	14,40		
03:03,0	-6,47	-4,13	-5,19	-3,96	-5,27	1,10	-2,35	19,40		
04:03,0	-8,80	-5,06	-5,66	-6,75	-8,99	-3,08	-3,75	33,30		
05:03,0	-9,73	-7,85	-8,91	-10,00	-8,52	-5,41	-2,35	40,80		
06:03,0	-13,91	-9,25	-9,84	-8,61	-12,24	-4,48	-3,28	46,80		
07:03,0	-16,24	-10,18	-9,84	-9,54	-10,85	-7,27	-3,28	56,80		
08:03,0	-16,24	-8,32	-9,38	-9,07	-11,78	-6,34	-4,68	61,10		
09:03,0	-22,28	-8,78	-12,17	-10,93	-14,10	-8,66	-4,21	71,50		
10:03,0	-23,68	-13,43	-12,17	-11,40	-15,96	-6,80	-3,28	80,60		
11:03,0	-29,26	-13,43	-14,96	-11,86	-17,36	-7,73	-1,89	88,00		
12:03,0	-26,00	-12,97	-13,56	-15,58	-17,36	-11,45	-5,61	97,80		
13:03,0	-26,00	-15,76	-14,96	-17,44	-22,47	-13,78	-6,07	104,80		
14:03,0	-31,12	-14,36	-14,96	-18,84	-27,59	-16,10	-7,93	115,30		
15:03,0	-32,51	-17,15	-16,35	-19,30	-25,73	-18,43	-7,47	118,70		
16:03,0	-34,37	-18,55	-16,82	-22,10	-29,45	-17,50	-7,00	128,50		
17:03,0	-41,35	-17,62	-18,21	-24,42	-34,10	-26,80	-10,26	138,30		
18:03,0	-53,44	-22,27	-15,42	-23,49	-34,10	-24,47	-7,47	147,70		
19:03,0	-57,62	-21,80	-9,84	-23,49	-40,14	-25,40	-12,58	157,20		
20:03,0	-68,32	-24,59	-9,84	-22,10	-41,07	-26,80	-7,00	163,60		
21:03,0	-89,71	-36,68	-32,16	-35,58	-39,68	-0,76	-26,54	166,80		
22:03,0	-94,36	-43,66	-39,14	-29,54	-39,21	-0,76	-27,47	170,10		
23:03,0	-94,83	-43,66	-40,53	-29,54	-37,82	-4,01	-26,07	169,30		
24:03,0	-98,55	-43,19	-41,93	-28,61	-40,14	-0,29	-26,54	169,20		
25:03,0	-106,45	-46,91	-50,76	-24,42	-36,42	-1,22	-30,72	179,60		
26:03,0	-116,68	-54,82	-57,27	-24,42	-41,07	-0,29	-33,51	187,50		
27:03,0	-117,61	-61,33	-62,85	-27,21	-43,40	2,50	-32,58	189,00		
28:03,0	-124,59	-66,44	-66,11	-26,28	-50,84	0,17	-36,30	193,30		
29:03,0	-125,52	-68,77	-68,90	-27,68	-63,86	-3,08	-35,84	197,00		
30:03,0	-121,33	-65,98	-66,57	-22,56	-68,98	-0,29	-35,84	190,50		

	-	-	-					
31:03,0	-119,94	-65,05	-65,64	-20,70	-75,95	-5,41	-36,77	186,90
32:03,0	-125,52	-66,91	-63,32	-21,63	-72,23	-2,62	-39,09	190,60
33:03,0	-130,17	-71,56	-68,44	-25,35	-80,14	-0,29	-36,77	200,90
34:03,0	-130,63	-72,49	-68,90	-28,14	-84,79	-1,69	-40,49	207,10
35:03,0	-135,75	-75,74	-63,78	-34,65	-87,11	-2,15	-43,74	213,10
36:03,0	-139,93	-80,39	-63,78	-41,63	-88,97	-3,55	-46,53	219,70
37:03,0	-144,12	-78,07	-60,99	-53,72	-87,58	-0,29	-53,51	220,00
38:03,0	-146,44	-78,53	-62,85	-61,62	-92,69	-5,41	-57,69	226,30
39:03,0	-151,10	-80,39	-65,18	-69,06	-94,09	-4,01	-60,48	233,00
40:03,0	-153,42	-86,44	-64,71	-76,50	-96,41	-4,01	-64,20	241,20
41:03,0	-154,35	-75,74	-65,64	-82,08	-99,67	-3,08	-66,06	235,50
42:03,0	-157,14	-73,88	-69,37	-87,66	-102,92	-5,41	-71,64	243,90
43:03,0	-157,61	-77,60	-72,16	-92,78	-104,78	-5,41	-76,29	254,60
44:03,0	-162,72	-77,14	-67,97	-96,50	-110,83	-4,94	-79,55	263,50
45:03,0	-163,65	-76,21	-68,44	-103,01	-113,62	-7,73	-82,34	269,80
46:03,0	-167,37	-77,60	-71,69	-106,27	-119,66	-3,55	-86,06	276,10
47:03,0	-174,35	-77,60	-75,41	-115,57	-121,99	-11,92	-93,50	291,00
48:03,0	-174,35	-79,00	-81,92	-134,63	-145,71	-15,17	-117,22	301,20
49:03,0	-215,73	-41,33	-84,71	-165,32	-150,36	-17,03	-142,79	298,40
49:42,0	-210,15	-42,26	-90,29	-174,62	-168,96	-21,68	-153,49	305,40
49:50,5	-205,04	-46,91	-91,69	-169,51	-169,89	-25,87	-153,95	305,00
49:51,0	-206,43	-46,91	-92,15	-170,90	-168,96	-24,01	-157,21	304,90
49:52,5	-202,71	-48,31	-92,15	-172,30	-174,07	-25,87	-156,74	299,20
49:53,0	-198,99	-51,10	-90,76	-172,76	-175,93	-26,33	-158,14	294,80
49:53,5	-139,00	-45,52	-89,83	-154,16	-181,05	-19,82	-146,05	181,90
49:54,0	-61,34	-23,66	-73,09	-107,20	-150,82	-9,59	-118,15	70,20
49:54,5	-59,95	-24,59	-73,55	-103,48	-150,82	-11,45	-120,01	69,70
50:03,0	-54,83	-24,13	-70,30	-99,76	-146,17	-9,13	-118,15	69,80
50:40,0	-30,19	-14,36	-36,81	-43,02	-88,97	-5,41	-84,20	27,90
50:40,5	-24,61	-9,71	-28,91	-19,77	-62,47	-10,99	-71,18	13,20
50:41,0	-15,77	-4,60	-18,21	-0,70	-44,79	-5,87	-46,53	2,10

### ANEXO H - Planilha de ensaio (PHTG 01)

DASYLab - V 5.03.34									
Recording	neer: PH	1G 01 1/2003 14	·38·50						
Recording	Carga	Rel 01	Rel 02	Rel 03	Rel 04	Rel 05	Rel 06	Rel 07	
Tempo	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
00:23,0	0.00	0.00	-0,01	0.00	-0,01	0,01	0,00	0,00	
01:23.0	6,10	-0,02	0.01	0.00	-0,01	0,01	0,01	0,02	
02:23,0	12,40	0,00	0,01	0,00	-0,01	0,04	0,03	0,02	
03:23,0	20,20	-0,01	0,00	-0,01	0,00	0,07	0,07	0,01	
04:23,0	29,30	0,00	0,01	-0,03	0,00	0,13	0,10	0,04	
05:23,0	37,80	0,00	0,03	-0,01	-0,01	0,19	0,16	0,08	
06:23,0	39,40	0,01	0,01	-0,03	0,00	0,21	0,17	0,09	
07:23,0	49,80	0,00	0,02	-0,03	-0,02	0,28	0,22	0,16	
08:23,0	57,80	0,00	0,03	-0,03	-0,01	0,32	0,28	0,22	
09:23,0	62,60	0,00	0,03	-0,06	-0,01	0,37	0,31	0,26	
10:23,0	77,20	0,01	0,04	-0,08	-0,01	0,42	0,37	0,31	
11:23,0	77,40	0,00	0,02	-0,08	-0,02	0,43	0,40	0,32	
12:23,0	94,40	0,00	0,04	-0,06	0,00	0,50	0,43	0,31	
13:23,0	98,10	0,00	0,04	-0,06	-0,01	0,54	0,49	0,31	
14:23,0	111,30	0,02	0,03	-0,07	0,00	0,62	0,54	0,30	
15:23,0	119,10	0,00	0,04	-0,09	-0,02	0,82	0,66	0,29	
16:23,0	122,70	0,00	0,02	-0,10	-0,03	1,01	0,72	0,30	
17:23,0	134,50	0,00	0,02	-0,11	-0,04	1,46	0,98	0,31	
18:23,0	135,00	-0,06	-0,01	-0,18	-0,08	2,21	1,78	0,31	
19:23,0	129,50	-0,08	-0,02	-0,17	-0,07	2,71	2,24	0,29	
20:23,0	136,10	-0,12	-0,04	-0,18	-0,07	3,06	2,56	0,30	
21:23,0	139,60	-0,16	-0,05	-0,17	-0,06	3,54	3,05	0,31	
22:23,0	141,80	-0,17	-0,07	-0,17	-0,06	4,42	3,90	0,31	
24:23,0	148,70	-0,24	-0,09	-0,17	-0,06	6,61	6,06	0,31	
25:23,0	149,60	-10,15	-0,11	-0,18	-0,06	7,38	6,79	0,32	
26:23,0	150,30	-10,17	-9,99	-10,08	-9,89	-10,07	-9,99	-11,56	
27:23,0	147,50	-10,14	-9,95	-10,04	-9,89	-9,92	-9,90	-13,25	
28:23,0	90,70	-10,13	-9,95	-10,06	-9,91	-9,93	-9,93	-13,25	
29:23,0	26,70	-10,14	-9,96	-10,03	-9,91	-9,97	-9,94	-13,26	
30:23,0	14,30	-10,12	-9,95	-10,05	-9,94	-9,94	-9,98	-13,26	

DASYLab - V 5.03.34									
WORKSI	HEET: PH	TG 01							
Recording	g Date: 27/	1/2003, 15:	:27:57						
Tempo	Carga	Rel. 01	Rel. 02	Rel. 03	Rel. 04	Rel. 05	Rel. 06	Rel. 07	
	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
00:00,0	15,40	-10,15	-9,95	-10,07	-9,93	-0,01	0,00	-13,26	
01:00,0	48,90	-10,16	-9,95	-10,07	-9,92	0,14	0,14	-13,26	
02:00,0	69,00	-10,16	-9,94	-10,05	-9,93	0,26	0,24	-13,27	
03:00,0	109,40	-10,16	-9,95	-10,08	-9,92	0,47	0,41	-13,26	
04:00,0	146,10	-10,15	-9,93	-10,06	-9,93	0,79	0,69	-13,25	
05:00,0	148,30	-10,11	-9,88	-10,01	-9,88	0,99	0,91	-13,29	
06:00,0	152,40	-10,15	-9,92	-10,05	-9,93	1,18	1,04	-13,26	
07:00,0	156,20	-10,16	-9,93	-10,09	-9,92	1,63	1,50	-13,26	
08:00,0	158,90	-10,16	-9,92	-10,05	-9,94	2,06	1,98	-13,25	
09:00,0	161,60	-0,42	-9,92	-10,06	-9,93	2,40	2,30	-13,27	
10:00,0	164,80	-0,41	-9,92	-10,08	-9,92	2,81	2,72	-13,26	
11:00,0	166,60	-0,43	-9,91	-10,08	-9,94	3,25	3,14	-13,27	
12:00,0	169,30	-0,42	-9,90	-10,08	-9,92	3,69	3,55	-13,28	
13:00,0	172,10	-0,43	-9,92	-10,06	-9,93	4,12	3,98	-13,27	
14:00,0	174,60	-0,43	-9,92	-10,07	-9,93	4,52	4,40	-13,26	
15:00,0	176,80	-0,43	-9,92	-10,06	-9,93	4,92	4,80	-13,26	
16:00,0	179,60	-0,43	-9,94	-10,09	-9,95	5,31	5,19	-13,24	
17:00,0	181,70	-0,42	-9,92	-10,08	-9,94	5,68	5,56	-13,25	
18:00,0	183,30	-0,44	-9,92	-10,07	-9,93	6,06	5,94	-13,27	
19:00,0	185,40	-0,43	-9,92	-10,06	-9,92	6,44	6,29	-13,26	
20:00,0	187,80	-0,43	-9,93	-10,08	-9,91	6,79	-13,97	-13,29	
21:00,0	190,00	-0,45	-9,92	-10,06	-9,94	7,13	-13,93	-13,27	
22:00,0	206,00	-0,44	-9,92	-10,09	-9,93	9,07	-13,94	-13,28	
23:00,0	209,20	-0,46	-9,91	-10,08	-9,94	-10,03	-13,95	-13,28	
23:55,5	220,10	-0,45	-9,93	-10,05	-9,96	-10,00	-13,94	-13,27	
24:00,0	218,60	-0,46	-9,91	-10,07	-9,95	-9,99	-13,96	-13,29	
25:00,0	179,50	-0,46	-9,92	-10,09	-9,96	-10,00	-13,95	-13,28	
26:00,0	120,30	-0,46	-9,92	-10,08	-9,95	-10,03	-13,95	-13,28	
27:00,0	96,80	-0,47	-9,92	-10,06	-9,96	-10,00	-13,96	-13,28	

30:59,0

197,40

-0,27

-0,30

-0,04

-0,03

12,45

11,89

-0,07

#### DASYLab - V 5.03.34 WORKSHEET: Parede PHTG 02 Recording Date : 31/1/2003, 10:37:19 Rel. 07 Rel. 02 Rel. 03 Rel. 04 Rel. 05 Rel. 06 Carga Rel. 01 Tempo (kN) (mm) (mm) (mm) (mm) (mm) (mm) (mm) 00:59,0 0,00 -0,01 0,00 -0,01 0,00 0,00 0,01 -0,02 01:59,0 13,50 -0,02-0,01 0,00 0,01 0,00 0,06 -0,02 -0,01 0,00 0,00 0,00 02:59,0 22,20 -0,010,11 -0,02 03:59,0 23,60 0,00 -0,01 -0,03 0,00 0,00 0,12 -0,01 -0,020,00 -0,02 0,01 -0,01 04:59,0 27,60 0,12 -0,02 05:59,0 39,60 -0,02 0,00 0,01 0,00 -0,010,15 -0,02 49,00 0,00 0,00 06:59,0 -0,020,00 0,01 0,19 -0,03 07:59,0 59,90 0,00 -0,01 0,00 0,00 0,00 0,23 -0,02 08:59,0 71,80 0,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,27 -0,04 09:59,0 80,90 -0,02 -0,01 0,00 0,00 0,00 0,32 -0,02 10:59,0 80,00 0,00 0,00 0,00 0,00 0,33 0,32 -0,03 11:59,0 92,40 0,01 0,00 0,00 0,00 0,37 0,37 -0,04 103,10 0,01 0,01 0,00 0,00 12:59,0 0,41 0,41 -0,06 13:59,0 116,80 0,01 0,00 0,00 0,00 0,47 0,48 -0,08 15:59,0 128,00 -0,01 -0,01 0,01 -0,01 0,89 -0,14 0,71 -0,02 -0,01 16:59,0 135,40 -0,04 -0,01 1,11 0,86 -0,15 17:59,0 138,90 -0,03 -0,04 -0,01 0,00 1,36 1,10 -0,17 18:59,0 137,40 0,00 -0,010,00 -0,041,64 1,42 -0,17 19:59,0 138,10 -0,03 -0,03 -0,02 -0,03 2,12 1,92 -0,15 20:59,0 138,10 -0,03 -0,05 -0,03 -0,04 2,65 2,44 -0,17 -0,04 -0,04 21:59,0 139,20 -0,04-0,06 3,16 2,92 -0,15 22:59,0 -0,05 141,00 -0,04-0,07 -0,06 3,65 3,42 -0,15 23:59,0 143,90 -0,05 -0,07 -0,05 -0,07 4,14 3,86 -0,15 -0,06 -0,06 24:59,0 146,60 -0,09 -0,08 4,62 4,29 -0,16 25:59,0 152,20 -0,08 -0,10-0,06 -0,06 5,15 4,80 -0,15 26:59,0 163,00 -0,09 -0,13 -0,07 -0,07 6,75 6,32 -0,16 27:59,0 171,50 -0,15 -0,08 -0,08 8,30 7,84 -0,08 -0,1828:59,0 182,50 -0,18 -0,24 -0,06 -0,07 9,70 9,20 -0,05 29:59,0 191,60 -0,04 -0,25 -0,28 -0,06 11,04 10,49 -0,06

#### ANEXO I - Planilha de ensaio (PHTG 02) - Célula de carga e relógios

						*		
31:59,0	207,40	-0,26	-0,29	-0,03	-0,01	13,67	13,13	-0,10
32:59,0	216,30	-0,26	-0,30	-0,02	0,00	14,86	14,27	-0,11
33:59,0	223,90	-0,28	-0,30	0,00	0,01	16,07	15,41	-0,13
34:38,5	228,10	-0,28	-0,33	-0,01	0,01	16,92	16,22	-0,16
34:59,0	218,30	-0,33	-0,36	0,01	0,02	17,61	16,74	-0,19
35:59,0	212,50	-0,34	-0,37	0,01	0,03	19,07	18,28	-0,27
36:59,0	214,30	-0,31	-0,35	-0,03	0,01	0,49	0,24	-0,30
37:59,0	215,30	-0,24	-0,31	-0,04	-0,01	2,11	1,87	-0,33
38:59,0	184,80	-10,01	-0,19	-9,91	-0,06	4,15	3,95	-0,42
39:59,0	128,30	-10,05	-9,93	-9,88	-9,93	6,55	6,88	-0,58
40:59,0	128,10	-10,02	-9,92	-9,87	-9,92	8,40	8,79	-3,16
41:59,0	128,40	-10,03	-9,95	-9,89	-9,93	10,21	10,65	-3,16
42:59,0	126,20	-10,04	-9,90	-9,87	-9,93	0,00	15,79	-3,17
43:59,0	115,90	-10,01	-9,93	-9,87	-9,93	0,51	-0,15	-3,19
44:59,0	101,00	-10,03	-9,93	-9,85	-9,93	0,50	-0,14	-3,18
45:59,0	106,30	-10,02	-9,94	-9,90	-9,94	0,51	-0,15	-3,19
46:59,0	109,10	-10,04	-9,92	-9,89	-9,93	0,51	-0,15	-3,19
47:59,0	93,60	-10,04	-9,91	-9,88	-9,94	0,51	-0,15	-3,20
48:59,0	53,90	-10,05	-9,92	-9,89	-9,93	0,52	-0,14	-3,19
49:59,0	63,40	-10,07	-9,96	-9,90	-9,93	0,52	-0,14	-3,19
50:59,0	65,20	-10,05	-9,95	-9,87	-9,94	0,51	-0,15	-3,20
51:59,0	58,10	-10,03	-9,93	-9,88	-9,94	0,50	-0,15	-3,19
52:59,0	62,80	-10,06	-9,97	-9,87	-9,93	0,51	-0,15	-3,21
53:13,0	69,10	-10,07	-9,91	-9,88	-9,95	0,51	-0,15	-3,18
53:13,5	3,20	-10,04	-9,95	-9,87	-9,94	0,51	-0,15	-3,18

# ANEXO J - Planilha de ensaio (PHTG 02) – Célula de carga e Extensômetros

DASYLab - V 5.03.34										
Recording	HEET: Par g Date : 31	ede PHTG /1/2003, 10	02 - Celula 0:37:19	e Extensom	ietros nos b	locos ( 01 a	a 07)			
Tempo	Carga	Ext. 01	Ext. 02	Ext. 03	Ext. 04	Ext. 05	Ext. 06	Ext. 07		
	(kN)	με	με	με	με	με	με	με		
00:59,0	0,00	-3,76	-7,43	-0,26	0,35	-1,39	-2,64	-0,05		
01:59,0	13,50	-2,36	-8,82	-14,68	-0,58	-1,39	-8,22	-1,44		
02:59,0	22,20	-3,76	-6,03	-20,26	-1,51	-6,04	-11,01	-3,3		
03:59,0	23,60	-2,82	-6,96	-18,87	-2,91	-6,51	-11,94	-1,44		
04:59,0	27,60	-5,62	-8,82	-25,38	-1,98	-7,44	-12,87	-2,84		
05:59,0	39,60	-4,22	-8,82	-32,35	-4,77	-8,83	-19,85	-3,77		
06:59,0	49,00	-4,22	-9,75	-37	-4,77	-9,3	-22,17	-4,23		
07:59,0	59,90	-3,76	-8,82	-42,58	-7,09	-12,09	-29,15	-9,81		
08:59,0	71,80	-6,55	-10,22	-43,05	-5,23	-15,34	-35,2	-10,74		
09:59,0	80,90	-3,29	-10,22	-48,63	-8,02	-19,53	-39,85	-13,53		
10:59,0	80,00	-4,69	-8,36	-46,3	-8,02	-19,53	-40,78	-15,86		
11:59,0	92,40	-2,82	-10,22	-49,09	-10,81	-20,92	-42,64	-17,25		
12:59,0	103,10	-5,15	-11,15	-50,95	-10,81	-25,11	-42,64	-19,58		
13:59,0	116,80	-2,82	-9,29	-51,88	-14,53	-27,9	-37,52	-24,69		
14:59,0	130,20	-3,76	-7,89	-46,3	-16,39	-32,55	-35,66	-29,35		
15:59,0	128,00	-3,76	-4,64	-50,02	-15,93	-26,04	-43,57	-33,07		
16:59,0	135,40	-3,76	-4,64	-55,6	-18,72	-27,9	-47,75	-36,79		
17:59,0	138,90	-5,62	-4,17	-60,72	-19,65	-30,69	-50,54	-39,11		
18:59,0	137,40	-4,22	-2,31	-57	-16,86	-29,76	-52,87	-44,69		
19:59,0	138,10	-6,55	-1,85	-63,51	-19,18	-30,22	-54,26	-48,41		
20:59,0	138,10	-7,48	-6,03	-63,04	-20,11	-33,01	-55,66	-49,81		
21:59,0	139,20	-7,01	-6,03	-63,04	-22,44	-37,2	-56,12	-52,6		
22:59,0	141,00	-6,08	-4,64	-61,18	-22,44	-38,59	-57,98	-52,6		
23:59,0	143,90	-4,69	-4,64	-64,9	-22,9	-41,38	-60,31	-53,99		
24:59,0	146,60	-4,69	-2,78	-64,44	-24,3	-43,24	-60,31	-53,06		
25:59,0	152,20	-6,08	-5,57	-68,16	-23,83	-42,78	-63,1	-52,6		
26:59,0	163,00	-4,69	-4,64	-68,16	-26,62	-50,68	-66,35	-56,32		
27:59,0	171,50	-6,08	-6,5	-70,48	-27,09	-56,73	-67,75	-59,11		
28:59,0	182,50	-5,62	-6,96	-73,27	-28,95	-58,59	-67,28	-62,36		
29:59,0	191,60	-4,69	-7,89	-78,85	-27,55	-56,73	-68,21	-58,18		

30:59,0	197,40	-6,08	-6,96	-80,25	-26,16	-53,94	-78,44	-56,32
31:59,0	207,40	-3,29	-6,96	-88,62	-23,37	-52,08	-86,35	-53,53
32:59,0	216,30	-7,48	-6,03	-92,81	-23,83	-49,75	-91,46	-50,27
33:59,0	223,90	-4,69	-7,89	-98,85	-22,9	-50,22	-98,44	-50,27
34:59,0	218,30	-5,62	-8,82	-94,2	-23,83	-66,96	-101,23	-43,76
35:59,0	212,50	-7,48	-8,82	-100,25	-23,83	-71,61	-97,97	-47,02
36:59,0	214,30	-7,94	-9,29	-101,18	-28,95	-75,8	-98,44	-51,67
37:59,0	215,30	-6,08	-8,82	-101,18	-34,07	-82,77	-95,65	-57,25
38:59,0	184,80	-7,48	-10,22	-89,55	-26,16	-84,17	-81,7	-57,25
39:59,0	128,30	-5,62	-13,01	-85,83	-24,3	-54,4	-90,07	-48,88
40:59,0	128,10	-7,01	-13,01	-92,34	-25,69	-55,8	-91,46	-48,88
41:59,0	128,40	-6,08	-13,01	-93,74	-27,09	-56,73	-91,93	-49,81
42:59,0	126,20	-6,55	-14,4	-83,97	-23,83	-58,12	-89,14	-47,48
43:59,0	115,90	-7,01	-13,01	-79,32	-25,23	-58,59	-68,68	-44,69
44:59,0	101,00	-7,48	-14,87	-60,72	-28,48	-59,05	-41,71	-47,95
45:59,0	106,30	-7,01	-13,47	-61,18	-17,32	-61,38	-44,5	-49,34
46:59,0	109,10	-7,48	-14,87	-63,97	-31,28	-65,1	-43,57	-52,6
47:59,0	93,60	-5,62	-14,87	-69,09	-32,21	-66,5	-51,01	-53,99
48:59,0	53,90	-7,01	-10,68	-38,4	-2,44	-7,9	-44,03	-2,84
49:59,0	63,40	-7,48	-11,61	-52,81	-5,7	-9,76	-52,87	-1,44
50:59,0	65,20	-8,41	-10,68	-51,42	-4,77	-8,83	-56,59	-3,3
51:59,0	58,10	-6,08	-8,82	-43,05	-6,16	-7,9	-54,26	-6,09
52:59,0	62,80	-10,27	-11,61	-50,49	-4,3	-7,9	-58,45	-4,7
53:13,0	69,10	-6,08	-13,47	-42,12	-5,23	-9,3	-58,45	-6,09
53:13,5	3,20	-7,94	-11,15	-15,61	-3,37	-3,72	-11,48	-7,95

DASYLa	DASYLab - V 5.03.34								
WORKS	HEET: Pa	rede PHTC	5 02 - Célu	la e Extens	sômetros n	os blocos (	08 a 15)		
Recordin	g Date : 3	1/1/2003, 1	0:37:19			1			
Tempo	Carga	Ext. 08	Ext. 09	Ext. 10	Ext. 11	Ext. 12	Ext. 13	Ext. 14	Ext. 15
· · ·	(kN)	με	με	με	με	με	με	με	με
00:59,0	0,00	-2,48	-3,71	0,74	-5,82	-0,69	0,45	-1,53	-4,54
01:59,0	13,50	-5,73	-8,83	0,74	-10	-2,55	0,45	-3,85	-12,91
02:59,0	22,20	-4,34	-5,57	0,27	-10,47	-1,62	0,45	-4,78	-21,74
03:59,0	23,60	-6,2	-8,83	-1,12	-11,4	-3,48	0,45	-5,25	-22,21
04:59,0	27,60	-6,66	-8,36	-0,66	-13,72	-2,09	0,45	-5,25	-24,53
05:59,0	39,60	-7,13	-12,55	-5,31	-18,37	-3,48	0,45	-4,32	-31,51
06:59,0	49,00	-8,99	-17,66	-5,77	-23,02	-2,55	0,45	-7,57	-36,16
07:59,0	59,90	-8,06	-20,45	-10,42	-26,74	-4,41	0,45	-8,5	-42,21
08:59,0	71,80	-11,31	-26,5	-16,47	-29,53	-6,74	0,45	-9,9	-47,79
09:59,0	80,90	-10,85	-31,61	-19,26	-32,79	-7,2	0,45	-10,83	-47,79
10:59,0	80,00	-12,71	-28,36	-17,4	-30,93	-5,34	0,45	-12,22	-48,72
11:59,0	92,40	-14,1	-33,47	-22,05	-35,58	-8,13	0,45	-12,69	-51,04
12:59,0	103,10	-15,03	-37,19	-22,05	-38,83	-10,92	0,45	-11,29	-52,9
13:59,0	116,80	-17,82	-42,77	-24,84	-44,88	-17,43	0,45	-11,29	-56,62
14:59,0	130,20	-16,89	-46,49	-28,09	-49,53	-13,25	0,45	-12,69	-55,23
15:59,0	128,00	-18,75	-39,52	-7,17	-43,95	-9,53	0,45	-7,57	-19,88
16:59,0	135,40	-21,08	-38,12	-3,45	-48,6	-11,39	0,45	-10,36	-15,7
17:59,0	138,90	-21,54	-43,24	-5,77	-51,39	-13,25	0,45	-9,43	-16,63
18:59,0	137,40	-19,68	-43,24	-9,49	-53,71	-12,78	0,45	-13,62	-19,88
19:59,0	138,10	-19,68	-45,1	-6,7	-54,18	-13,71	0,45	-13,62	-18,49
20:59,0	138,10	-21,08	-44,63	-4,38	-52,32	-15,11	0,45	-11,76	-15,7
21:59,0	139,20	-21,54	-43,7	-2,98	-50,46	-13,71	0,45	-13,15	-13,84
22:59,0	141,00	-19,22	-40,91	-0,66	-47,2	-15,57	0,45	-16,41	-11,05
23:59,0	143,90	-19,68	-41,84	-0,19	-43,48	-15,11	0,45	-13,62	-11,51
24:59,0	146,60	-18,29	-39,05	-0,19	-39,3	-14,18	0,45	-15,01	-8,72
25:59,0	152,20	-19,68	-41,38	2,6	-39,3	-13,25	0,45	-12,69	-5
26:59,0	163,00	-18,75	-37,66	3,06	-35,11	-1,62	0,45	-17,8	-4,07
27:59,0	171,50	-18,75	-41,38	0,74	-38,37	-3,95	0,45	-14,55	-2,21
28:59,0	182,50	-15,03	-41,38	3,99	-39,3	-0,69	0,45	-17,8	-0,35
29:59,0	191,60	-12,71	-40,45	6,32	-40,69	-0,22	0,45	-16,87	-1,28
30:59,0	197,40	-16,89	-42,31	2,13	-43,48	-3,48	0,45	-19,2	-5,47

	r.	P		P				2	
31:59,0	207,40	-18,29	-41,84	1,2	-44,41	-5,81	0,45	-19,66	-7,79
32:59,0	216,30	-22,01	-43,7	2,13	-43,02	-4,41	0,45	-22,45	-6,4
33:59,0	223,90	-23,87	-42,77	5,85	-43,02	-4,88	0,45	-22,45	-4,54
34:59,0	218,30	-31,77	-29,75	10,97	-23,95	-4,41	0,45	-22,45	-0,35
35:59,0	212,50	-33,63	-36,73	9,57	-27,67	-4,41	0,45	-23,38	-1,75
36:59,0	214,30	-34,56	-35,8	5,85	-29,07	-4,41	0,45	-26,17	-4,07
37:59,0	215,30	-35,03	-39,52	5,39	-30,93	-4,88	0,45	-26,17	-6,4
38:59,0	184,80	-41,07	-31,15	10,5	-12,33	-6,27	0,45	-25,71	-0,35
39:59,0	128,30	-40,61	-42,31	-12,75	-28,6	-7,2	0,45	-25,71	-31,04
40:59,0	128,10	-46,19	-44,17	-16	-27,21	-17,43	0,45	-26,64	-31,98
41:59,0	128,40	-46,19	-43,24	-16,93	-29,07	-21,62	0,45	-23,38	-33,84
42:59,0	126,20	-45,26	-39,98	-7,63	-23,49	-17,9	0,45	-17,34	-19,88
43:59,0	115,90	-32,7	-30,68	1,67	-26,28	-10,92	0,45	-3,85	-6,4
44:59,0	101,00	-10,38	-30,22	8,64	-28,6	-7,67	0,45	-5,71	-11,98
45:59,0	106,30	-13,64	-28,82	7,25	-29,53	-3,48	0,45	-5,25	-14,3
46:59,0	109,10	-10,38	-31,61	7,25	-27,67	-7,2	0,45	-3,85	-15,7
47:59,0	93,60	-10,85	-37,19	3,06	-35,58	-3,48	0,45	-5,25	-9,19
48:59,0	53,90	-14,57	-2,78	8,64	-15,12	-3,95	0,45	-5,25	-28,25
49:59,0	63,40	-20,15	-3,71	8,18	-14,19	-6,27	0,45	-3,85	-25,93
50:59,0	65,20	-21,54	-0,92	9,11	-10,93	-3,95	0,45	-5,71	-25,46
51:59,0	58,10	-19,68	0,01	5,39	-12,33	-4,41	0,45	-2,46	-26,39
52:59,0	62,80	-27,12	0,47	10,5	-14,19	-4,88	0,45	-10,83	-21,74
53:13,0	69,10	-26,66	0,94	6,32	-10,47	-7,2	0,45	-17,34	-25,93
53:13,5	3,20	-7,59	-5,57	3,99	-12,33	-7,67	0,45	-8,5	-29,65

metálicos								
DASYLab - V 5.03.34								
WORKSHEET: Parede PHTG 02 - Extensômetros dos grampos								
Recording Date: 31/1/2003, 10:37:19								
Tempo	Carga	Ext. 9F	Ext. 7F	Ext. 5F	Ext. 3F	Ext. 1F		
	(kN)	με	με	με	με	με		
00:59,0	0,00	-2,15	0,75	-0,94	-1,69	-1,88		
01:59,0	13,50	-10,06	-0,18	3,71	0,17	13,93		
02:59,0	22,20	-10,52	0,75	8,36	7,15	18,12		
03:59,0	23,60	-11,92	0,75	8,36	7,15	20,91		
04:59,0	27,60	-12,38	1,68	8,36	7,61	19,05		
05:59,0	39,60	-17,50	0,28	13,48	13,19	24,17		
06:59,0	49,00	-28,20	2,14	27,43	25,75	29,75		
07:59,0	59,90	-34,24	25,39	71,14	56,44	36,26		
08:59,0	71,80	-45,87	49,57	139,50	81,09	39,98		
09:59,0	80,90	-55,17	82,13	209,72	109,92	46,95		
10:59,0	80,00	-54,70	90,96	221,81	115,97	47,42		
11:59,0	92,40	-66,79	111,42	281,80	148,98	53,00		
12:59,0	103,10	-67,26	195,13	436,19	221,06	110,20		
13:59,0	116,80	-79,81	238,84	424,10	209,44	143,68		
14:59,0	130,20	-80,74	289,53	511,99	288,03	236,22		
15:59,0	128,00	-5,87	308,13	969,11	880,01	371,08		
17:59,0	138,90	22,49	10848,03	1144,89	1035,33	448,74		
18:59,0	137,40	48,53	10848,03	1244,41	1213,90	471,99		
19:59,0	138,10	121,08	10848,03	1350,44	1791,93	9494,03		
20:59,0	138,10	205,25	10848,03	9534,03	2772,68	9494,03		
21:59,0	139,20	260,12	10848,03	9534,03	4430,98	9494,03		
22:59,0	141,00	10002,03	10848,03	9534,03	9889,03	9494,03		
23:59,0	143,90	10002,03	10848,03	9534,03	9889,03	9494,03		

# ANEXO K - Planilha de ensaio (PHTG 02) – Célula de carga e extensômetros nos grampos metálicos

DASYLab - V 5.03.34				DASYLab - V 5.03.34			
WORKSHEET: Cavalete 03				WORKSHEET: Cavalete 04			
Recording Date: 24/2/2003, 16:38:59				Recording Date: 25/2/2003, 09:51:52			
Tempo	Carga	Deslocamento	Ext.	Tempo	Carga	Deslocamento	Ext.
	(kN)	(mm)			(kN)	(mm)	
00:24,0	0,00	0,00	1,18	00:06,0	0,00	0,00	-9,32
00:27,0	0,20	0,00	-1,14	00:30,0	5,00	0,00	-10,87
01:27,0	3,50	0,00	-4,24	01:00,0	8,30	0,00	-10,87
02:27,0	9,60	0,00	-9,67	01:30,0	10,90	0,00	-8,54
03:27,0	15,30	0,00	-9,67	02:00,0	14,10	0,00	-12,42
04:27,0	20,70	0,01	-11,99	02:30,0	16,80	0,00	-10,09
05:27,0	26,40	0,02	-12,77	03:00,0	19,80	0,01	-8,54
06:27,0	32,00	0,02	-18,19	03:30,0	22,80	0,02	-6,99
07:27,0	37,50	0,02	-18,97	04:00,0	25,80	0,02	-9,32
08:27,0	43,30	0,03	-19,74	04:30,0	28,60	0,03	-4,67
09:27,0	49,10	0,04	-15,87	05:00,0	31,60	0,02	-7,77
10:27,0	54,60	0,04	-20,52	05:30,0	34,50	0,02	-2,34
11:03,0	58,20	0,05	-21,29	06:00,0	37,50	0,02	-2,34
11:06,0	58,20	-	-22,84	06:30,0	40,50	0,04	272,03
11:27,0	60,60	-	-12,77	06:45,0	41,80	0,06	299,93
12:27,0	66,20	-	-11,99	06:48,0	38,30	0,13	382,08
13:36,0	72,70	-	-10,44	06:51,0	3,40	-	241,80
13:39,0	64,50	-	140,69	06:54,0	0,00	-	204,60
13:42,0	29,60	-	1691,57	F <sub>máximo</sub> :	41,80	kN	
13:45,0	29,70	-	1666,77				
13:48,0	36,00	-	6209,33				
13:51,0	29,60	-	8448,45				
F <sub>máximo</sub> : 72,70 kN							

# ANEXO L – Ensaios em prismas especiais do tipo "cavalete" (PRCV)

DASYLab - V 5.03.34				DASYLab - V 5.03.34				
WORKSHEET: Cavalete 05				WORKSHEET: Cavalete 06				
Recording Date:25/2/2003, 13:58:02				Recording Date: 25/2/2003, 16:09:28				
Tempo	Carga	Deslocamento	Ext. Tempo	Carga	Deslocamento	Ext.		
Tempe	(kN)	(mm)	με	Tempo	(kN)	(mm)	με	
00:15,0	0,00	0,00	1,85	00:33,0	0,00	0,00	-10,49	
00:45,0	2,80	0,00	3,40	01:00,0	2,30	0,00	-11,27	
01:15,0	5,80	0,00	1,85	01:30,0	5,20	0,00	-12,82	
01:45,0	8,30	0,01	-2,03	02:00,0	7,10	0,00	-8,17	
02:15,0	11,30	0,03	-4,36	02:30,0	10,50	0,00	-15,14	
02:45,0	14,40	0,04	-16,76	03:00,0	13,30	0,00	-16,69	
03:15,0	17,30	0,19	-89,61	03:30,0	16,20	0,00	-14,37	
03:45,0	19,90	1,70	4311,12	04:00,0	19,20	0,00	-15,14	
03:48,0	21,10	0,94	8668,45	04:30,0	22,40	0,00	-16,69	
03:51,0	21,20	1,06	8668,45	05:00,0	25,30	0,00	-20,57	
03:54,0	21,40	1,33	-	05:30,0	28,10	0,00	-15,14	
04:00,0	20,90	1,81	-	06:00,0	30,70	0,00	-15,14	
04:30,0	22,50	2,56	-	06:30,0	33,70	0,00	-17,47	
04:39,0	23,40	2,66	-	07:00,0	36,80	0,00	-20,57	
04:42,0	23,70	-	-	07:30,0	39,60	0,00	-15,14	
05:00,0	25,50	-	-	08:00,0	42,70	0,00	-15,92	
05:30,0	28,20	-	-	08:30,0	45,40	0,00	-17,47	
05:54,0	30,70	-	-	09:00,0	48,70	0,00	-14,37	
05:57,0	30,40	-	-	09:30,0	51,20	0,00	-14,37	
06:00,0	24,20	-	-	10:00,0	54,30	0,00	-9,72	
06:12,0	0,00	-	-	10:30,0	57,20	0,00	-6,62	
F <sub>máximo</sub> : 30,70 kN				11:00,0	60,00	0,00	-4,29	
				11:30,0	62,90	0,00	-3,52	
				12:00,0	65,90	0,00	1,13	
				12:30,0	68,80	0,01	3,46	
				13:00,0	71,80	0,01	4,23	
				13:15,0	72,90	0,02	9,66	
				13:18,0	52,60	0,25	2837,81	
				13:21,0	0,00	0,70	8496,45	
				F <sub>máximo</sub> :	72,90	kN		