



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE PRODUÇÃO

**EFEITO DO NÃO-PREENCHIMENTO DE JUNTAS VERTICAIS NO
DESEMPENHO DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

Autor: Flávio Antônio dos Santos

Orientador: Prof. Humberto Ramos Roman, Ph.D.

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção da Universidade Federal de Santa Catarina como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Doutor em Engenharia.

Florianópolis, Março de 2001.

Flávio Antônio dos Santos

**EFEITO DO NÃO-PREENCHIMENTO DE JUNTAS VERTICAIS
NO DESEMPENHO DE EDIFÍCIOS EM
ALVENARIA ESTRUTURAL**

Florianópolis, Março de 2001.

Flávio Antônio dos Santos

**EFEITO DO NÃO-PREENCHIMENTO DE JUNTAS VERTICAIS NO
DESEMPENHO DE EDIFÍCIOS EM ALVENARIA ESTRUTURAL**

Esta tese foi julgada adequada e aprovada para a obtenção do título de Doutor em Engenharia pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção (PPGEP) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC).

Florianópolis, Fevereiro de 2001.


Prof. RICARDO MIRANDA BÁRCIA, Ph.D.
Coordenador do PPGEP

BANCA EXAMINADORA:


Prof. HUMBERTO RAMOS ROMAN, Ph.D., UFSC, (Orientador)


Prof. BRAJ P. SINHA, Ph.D., University of Edinburgh


Prof. ROBERTO CALDAS DE A. PINTO, Ph.D., UFSC


Prof. HENRIETTE LEBRE LA ROVERE, Ph.D., UFSC


Prof. LUIZ CARLOS PINTO DA SILVA FILHO, Ph.D., UFRGS


Prof. LUIZ FERNANDO M. HEINECK, Ph.D., UFSC

*À Regina e Luciana.
E, em especial, aos meus pais Odilon e Zaida.*

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Humberto Ramos Roman, pela orientação, pela amizade e pelo apoio constante durante todos estes anos, o que tornou este trabalho uma experiência e agradável.

Ao Prof. Braj Sinha pela orientação durante minha estadia na Universidade de Edimburgo, e por incentivar permanentemente as discussões e o andamento do trabalho.

Ao CEFET-MG e à CAPES pelo apoio financeiro, permitindo-me o desenvolvimento deste projeto. Agradecimentos, em particular aos professores Estânia, José Angel, Sérgio Ricardo e Suzana pelo apoio.

Ao Departamento de Engenharia de Produção e ao Núcleo de Pesquisas em Construção (NPC) do Departamento Engenharia Civil, da UFSC, pela infra-estrutura fornecida. Agradecimentos ao apoio de André Sagave e Dênis, Gihad, Itamar e Leslie.

Ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Edimburgo pelo apoio e infra-estrutura. Agradecimentos ao Norie, Chris Burnside e Dawn Potter, Prof. Sekender Ali e, especialmente, ao Paul Huyton, Peter Lehaney e Jim Hutcheson.

Especial agradecimento a Estânia, Fabrice e Cristina. Mais que incentivadores, são grandes amigos que dividiram as angústias e as dificuldades ao longo desse tempo.

Agradeço às contribuições do Eng. Márcio Farias e às sugestões do Prof. Márcio Corrêa (EESC-USP).

Agradeço também aos amigos que acompanharam este trabalho e foram um grande apoio durante todo este tempo ou boa parte dele: Adriano, Ana Augusta, Ana Verônica, Alexandre Baiotto, César Bonatti, Débora, Cristine Mutti, Carminha, Cassandra, Gihad, Itamar, Leca, Sandra, Sofia, Virgínia, Patrycja, os 'Portugas' Miguel e Mónica, Diana Harris e Paul Huyton (também pela revisão dos textos em inglês), Olga Píquer, Greville, Jo Wenger, Katherina, Milena, Dimitri, Karen e Kampanad. De cada um fica um grande aprendizado e a lembrança de um tempo muito agradável.

AGRADECIMENTOS	i
LISTA DE FIGURAS	ii
LISTA DE TABELAS	xiv
RESUMO	xv
ABSTRACT	xvi
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 A UTILIZAÇÃO DE JUNTAS VERTICAIS NÃO PREENCHIDAS NO BRASIL	3
1.3 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO ESTUDO	5
1.4 OBJETIVOS DO ESTUDO	7
1.4.1. Objetivo geral	7
1.4.2 Objetivos específicos	7
1.5 ESTRUTURA DE APRESENTAÇÃO DO TRABALHO	7
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	10
2.1 INTRODUÇÃO	10
2.2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	10
2.2.1 Ações e solicitações	11
2.2.2 Materiais empregados e suas propriedades	12
2.3 FATORES QUE AFETAM A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	15
2.4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE PRISMAS E PEQUENAS PAREDES	19
2.4.1 Testes de pequenos corpos de prova	20
2.4.1.1 Testes de prismas de dois blocos	21
2.4.1.2 Testes de prismas de três e quatro blocos	23
2.4.2 Testes de corpos de prova de grandes dimensões	27
2.5 MODOS DE RUPTURA	27
2.5.1 Prismas	28
2.5.2 Paredes	29
2.6 MÉTODOS DE ANÁLISE TEÓRICA	30
2.7 CONCLUSÕES	33

3	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DE MATERIAIS E PRISMAS	35
3.1	INTRODUÇÃO	35
3.2	PROPRIEDADES DE BLOCOS E ARGAMASSAS	36
3.2.1	Blocos	36
3.2.1.1	Análise dimensional	36
3.2.1.2	Absorção d'água	37
3.2.1.3	Resistência à compressão	38
3.2.2	Argamassa	39
3.2.2.1	Cimento	39
3.2.2.2	Cal	39
3.2.2.3	Areia	39
3.3	RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO SOB COMPRESSÃO	40
3.3.1	Módulo de elasticidade e resistência à compressão	41
3.3.1.1	Perpendicular às juntas de assentamento	41
3.3.1.2	Paralelo às juntas de assentamento	49
3.3.2	Coefficiente de Poisson	52
3.3.3	Módulo de elasticidade transversal	54
3.4	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	56
3.4.1	Ensaio de tripletas	57
3.4.2	Ensaio em <i>shear box</i>	58
3.4.2.1	Estudo teórico	58
3.4.2.2	Resultados experimentais	62
3.5	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	63
3.5.1	Perpendicular às juntas horizontais	64
3.5.2	Paralela às juntas horizontais	66
3.6	CONCLUSÕES	68
4	COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS EM ALVENARIA SOB AÇÃO DE FORÇA HORIZONTAL E PRÉ-COMPRESSÃO: PROGRAMA EXPERIMENTAL	70
4.1	INTRODUÇÃO	70
4.2	CONFIGURAÇÃO DE TESTE	72

4.3	MÉTODO DE CONSTRUÇÃO DAS ESTRUTURAS	74
4.3.1	Paredes	74
4.3.2	Laje de concreto	76
4.4	INSTRUMENTAÇÃO E EQUIPAMENTOS DE TESTE	76
4.5	PROCEDIMENTOS DE TESTE	83
5	ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO E DE RESISTÊNCIA ESTRUTURAS EM ALVENARIA SOB PRÉ-COMPRESSÃO E FORÇA HORIZONTAL	85
5.1	INTRODUÇÃO	85
5.2	MODELOS TEÓRICOS UTILIZADOS NA ANÁLISE	86
5.2.1	Modelamento em Elementos Finitos	86
5.2.1.1	Componentes do modelo	88
5.2.1.2	Tipos de elementos	89
5.2.1.3	Validação do programa computacional	89
5.2.2	Análise linear utilizando Elementos Finitos	90
5.2.2.1	Material isotrópico	91
5.2.2.2	Material ortotrópico	92
5.2.3	Análise não-linear utilizando Elementos Finitos	93
5.2.4	Método do Pórtico Equivalente	95
5.3	ENSAIOS PRELIMINARES DE ESTRUTURAS	95
5.3.1	Estrutura P01	96
5.3.2	Estrutura P02	97
5.3.3	Discussão	99
5.4	DESLOCAMENTOS DAS ESTRUTURAS	100
5.4.1	Relação carga-deslocamento no topo das paredes	100
5.4.1.1	Paredes com juntas verticais preenchidas	100
5.4.1.2	Paredes com juntas verticais não preenchidas	101
5.4.1.3	Influência do nível de pré-compressão	102
5.4.2	Relação carga-deslocamento ao longo da altura	104
5.4.2.1	Paredes com juntas verticais preenchidas	105
5.4.2.2	Paredes com juntas verticais não preenchidas	107
5.4.3	Efeito da pré-compressão	110
5.4.4	Método do Pórtico Equivalente	111

5.5	DISTRIBUIÇÃO DE DEFORMAÇÃO	113
5.5.1	Distribuição de deformação específica vertical devido à pré-compressão	113
5.5.2	Distribuição de deformação específica vertical devido à força horizontal	117
5.5.3	Deformações específicas principais e direções principais	120
5.5.4	Distribuição de tensões de cisalhamento	121
5.6	RELAÇÃO ENTRE PRÉ-COMPRESSÃO E RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	122
5.7	MODOS DE RUPTURA	125
5.7.1	Formação e propagação de fissuras	125
5.7.2	Fissuração e trincas finais	125
5.8	COMPORTAMENTO E RESISTÊNCIA DE UMA ESTRUTURA <i>RETROFITTED</i>	128
5.9	EFEITO DA IDADE NO COMPORTAMENTO DE UMA ESTRUTURA	130
5.10	COMPARAÇÃO COM TRABALHOS ANTERIORES	133
5.10.1	Estudo comparativo com edifício de 5 pavimentos	133
5.10.1.1	Deslocamentos devido à força horizontal	135
5.10.1.2	Distribuição de deformação específica vertical devido à força horizontal	136
5.10.1.3	Distribuição de tensões de cisalhamento devido à força horizontal	137
5.10.2	Paredes de contraventamento acopladas	139
5.11	COMPARAÇÃO COM NORMAS DE CÁLCULO	141
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	145
6.1	Introdução	145
6.2	Conclusões	145
6.3	Sugestões para trabalhos futuros	147
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	149

LISTA DE FIGURAS

- Fig. 2.1 – Arranjo para testes de prismas de dois blocos.
- Fig. 2.2 – Arranjo de teste para determinação da resistência ao cisalhamento na junta.
- Fig. 2.3 – Ensaio para determinação da resistência ao cisalhamento na junta.
- Fig. 2.4 – Ensaio para determinação da resistência ao cisalhamento na junta (prisma de 3 blocos).
- Fig. 2.5 – Teste proposto pela Comissão Europeia de Normatização para o EUROCODE 6 (1988).
- Fig. 2.6 – Aparato de teste proposto por RIDDINGTON & JUKES (1994) para ensaio de cisalhamento na junta.
- Fig. 2.7 – Corpo de prova para ensaio de resistência ao cisalhamento.
- Fig. 3.1 – Blocos cerâmicos empregados nos ensaios.
- Fig. 3.2 – Análise granulométrica da areia usada nos ensaios e limites superior e inferior estabelecidos pelas normas BS 1199 e BS 1200 (BSI, 1976).
- Fig. 3.3 – Localização dos pontos de medição de deformação em um prisma com juntas verticais preenchidas.
- Fig. 3.4 – Localização dos pontos de medição de deformação em um prisma com juntas verticais não preenchidas.
- Fig. 3.5 – Relação tensão-deformação e módulo de elasticidade tangente para prismas com juntas verticais preenchidas (área bruta).
- Fig. 3.6 – Relação tensão-deformação e módulo de elasticidade tangente para prismas com juntas verticais não preenchidas (área bruta).
- Fig. 3.7 – Relação tensão-deformação e módulo de elasticidade tangente para prismas grauteados com argamassa de cimento:areia 1:3 em volume (área bruta).
- Fig. 3.8 – Ruptura das paredes de blocos em ensaio de prisma sob compressão axial.

- Fig. 3.9 – Localização de extensômetros mecânicos para ensaio de compressão axial de prismas paralelo às juntas de assentamento.
- Fig. 3.10 – Módulo de elasticidade tangente paralelo às juntas de assentamento para prismas com juntas verticais preenchidas (área bruta).
- Fig. 3.11 – Módulo de elasticidade tangente paralelo às juntas de assentamento para prismas com juntas verticais não preenchidas (área bruta).
- Fig. 3.12 – Esquema de carregamento para obtenção dos coeficientes de Poisson em direções ortogonais.
- Fig. 3.13 – Instrumentação e aplicação de carregamento para obtenção dos coeficientes de Poisson em direções ortogonais.
- Fig. 3.14 – Esquema de aplicação de carga e de deformação de um elemento sob cisalhamento puro.
- Fig. 3.15 – Ensaio de prisma com juntas verticais não preenchidas para determinação do módulo de elasticidade transversal.
- Fig. 3.16 – Ensaio de cisalhamento na junta.
- Fig. 3.17 – Configuração do ensaio em *shear box* sob pré-compressão.
- Fig. 3.18 – Configuração da malha e configuração deformada em ensaio *shear box*.
- Fig. 3.19 – Distribuição de tensões de cisalhamento na interface bloco-argamassa em ensaio *shear box*.
- Fig. 3.20 – Modelo teórico com blocos sob forças horizontais.
- Fig. 3.21 – Distribuição de tensões de cisalhamento para prismas de 3 blocos na parte superior com juntas verticais não preenchidas.
- Fig. 3.22 – Distribuição de tensões de cisalhamento para prismas de 3 blocos na parte superior com juntas verticais preenchidas.
- Fig. 3.23 – Relação entre pré-compressão e resistência ao cisalhamento obtida por ensaio em *shear box*.
- Fig. 3.24 – Determinação de resistência à tração perpendicular às juntas de assentamento.

- Fig. 3.25 – Esquema de carregamento em ensaio de resistência à tração sob flexão.
- Fig. 3.26 – Determinação de resistência a tração paralela às juntas de assentamento.
- Fig. 3.27 – Ensaio de resistência à tração na flexão paralela às juntas horizontais.
- Fig. 3.28 – Modos de ruptura em ensaio de flexão de corpos de prova com juntas preenchidas e não preenchidas.
- Fig. 4.1 – Planta e elevação das estruturas testadas.
- Fig. 4.2 – Modulação da primeira e segunda fiadas de blocos.
- Fig. 4.3 – Parede construída com juntas verticais não preenchidas.
- Fig. 4.4 – Pórtico de aço utilizado nos experimentos.
- Fig. 4.5 – Distribuição de carga vertical sobre a laje de concreto ao longo do comprimento das paredes (pré-compressão de 0,4 MPa).
- Fig. 4.6 – Aplicação de força horizontal e de pré-compressão nas estruturas.
- Fig. 4.7 – Distribuição de carga vertical sobre as paredes.
- Fig. 4.8 – Localização dos *demec points* nas duas faces do flange.
- Fig. 4.9 – Localização dos *demec points* na parede de contraventamento.
- Fig. 4.10 – Localização de relógios comparadores na parede de contraventamento e laje.
- Fig. 4.11 – Relógios comparadores posicionados no lado de aplicação do carregamento lateral.
- Fig. 5.1 – Discretização da malha utilizada no modelo computacional.
- Fig. 5.2 – Distribuição de tensões ao longo da altura de uma Viga Parede.
- Fig. 5.3 – Relação tensão-deformação para prismas com juntas verticais preenchidas utilizada na análise não-linear por Elementos Finitos.
- Fig. 5.4 – Relação tensão-deformação para prismas com juntas verticais não preenchidas utilizada na análise não-linear por Elementos Finitos.
- Fig. 5.5 – Relação tensão-deformação para prismas grauteados com cimento:areia traço 1:3 (volume) utilizada na análise não-linear por Elementos Finitos.
- Fig. 5.6 – Esquema de ruptura no flange da estrutura P01.

- Fig. 5.7 – Relógio comparador no topo da estrutura.
- Fig. 5.8 – Ruptura no flange da estrutura P02.
- Fig. 5.9 – Linhas de ruptura da estrutura P02 (vista frontal do flange).
- Fig. 5.10 – Relação carga-deslocamento no topo das paredes de contraventamento com juntas verticais preenchidas sob pré-compressão de 0,4 MPa (F01), 1,6 MPa (F02) e 2,1 MPa (F03).
- Fig. 5.11 – Relação carga-deslocamento no topo das paredes de contraventamento com juntas verticais não preenchidas, sob pré-compressão de 0,4 MPa (F01), 1,6 MPa (F02) e 2,1 MPa (F03).
- Fig. 5.12 – Relação carga-deslocamento no topo das paredes de contraventamento com juntas verticais preenchidas (F02) e não preenchidas (U02) sob pré-compressão de 1,7 MPa.
- Fig. 5.13 – Relação carga-deslocamento no topo das paredes de contraventamento com juntas verticais preenchidas (F02) e não preenchidas (U02) sob pré-compressão de 1,7 MPa.
- Fig. 5.14 – Relação carga-deslocamento ao longo da altura das paredes de contraventamento em estruturas com juntas verticais preenchidas sob pré-compressão de 0,4 MPa.
- Fig. 5.15 – Relação carga-deslocamento ao longo da altura das paredes de contraventamento em estruturas com juntas verticais preenchidas sob pré-compressão de 1,7 MPa.
- Fig. 5.16 – Relação carga-deslocamento ao longo da altura das paredes de contraventamento em estruturas com juntas verticais preenchidas sob pré-compressão de 2,1 MPa.
- Fig. 5.17 – Relação carga-deslocamento ao longo da altura das paredes de contraventamento em estruturas com juntas verticais não preenchidas sob pré-compressão de 0,4 MPa.
- Fig. 5.18 – Relação carga-deslocamento ao longo da altura nas extremidades das paredes de contraventamento em estruturas com juntas verticais não preenchidas sob pré-compressão de 1,7 MPa.

- Fig. 5.19 – Relação carga-deslocamento ao longo da altura nas extremidades das paredes de contraventamento em estruturas com juntas verticais não preenchidas sob pré-compressão de 2,1 MPa.
- Fig. 5.20 – Relação carga-deslocamento teórica e experimental ao longo de uma parede de contraventamento devido à força horizontal de 4348 N para estruturas com juntas verticais preenchidas e não preenchidas.
- Fig. 5.21 – Deslocamento ao longo da altura das paredes de contraventamento com juntas verticais preenchidas e não preenchidas, obtidos experimentalmente e por análise não-linear utilizando Elementos Finitos.
- Fig. 5.22 – Efeito da pré-compressão nos deslocamentos no topo de estruturas em alvenaria (força horizontal de 4348 N).
- Fig. 5.23 – Comparação entre deslocamentos obtidos pelo Método do Pórtico Equivalente, experimentalmente e por Elementos Finitos, ao longo da parede de contraventamento sob força horizontal de 4348 N.
- Fig. 5.24 – Distribuição de deformação ao longo da parede de contraventamento com juntas preenchidas e não preenchidas sob pré-compressão de 2,1 MPa (F03).
- Fig. 5.25 – Distribuição de deformação ao longo da parede de contraventamento com juntas preenchidas e não preenchidas sob pré-compressão de 1,7 MPa (U02).
- Fig. 5.26 – Distribuição de deformação ao longo da parede de contraventamento com juntas preenchidas e não preenchidas sob pré-compressão de 2,2 MPa (U03).
- Fig. 5.27 – Distribuição de tensões normais na estrutura devido à aplicação de carga vertical.
- Fig. 5.28 – Deformação ao longo da base das paredes de contraventamento com juntas verticais não preenchidas, sob pré-compressão de 2,1 MPa (F03).
- Fig. 5.29 – Deformação ao longo da base das paredes de contraventamento com juntas verticais não preenchidas, sob pré-compressão de 1,7 MPa (U02).
- Fig. 5.30 – Deformação ao longo da base das paredes de contraventamento com juntas verticais não preenchidas, sob pré-compressão de 2,2 MPa (U03).
- Fig. 5.31 – Deformação ao longo da base da parede de contraventamento obtida por Elementos Finitos e experimentalmente para uma força horizontal de 4348 N.

- Fig. 5.32 – Deformação ao longo da parede com juntas verticais preenchidas obtida por análise não-linear e experimentalmente para uma força lateral de 11455 N.
- Fig. 5.33 – Deformação ao longo da parede com juntas verticais não preenchidas obtida por análise não-linear e experimentalmente para uma força lateral de 11455 N.
- Fig. 5.34 – Distribuição de deformações principais e respectivas direções principais nas diagonais comprimida e tracionada das paredes de contraventamento com juntas preenchidas sob pré-compressão de 2,1 MPa (F03) e força horizontal de 11455 N.
- Fig. 5.35 – Distribuição de deformações principais e respectivas direções principais nas diagonais comprimida e tracionada das paredes de contraventamento com juntas não preenchidas sob pré-compressão de 2,2 MPa (U03) e força horizontal de 11455 N.
- Fig. 5.36 – Distribuição de tensão de cisalhamento ao longo do comprimento da parede de contraventamento obtido por Elementos Finitos e por valor médio (força/área).
- Fig. 5.37 – Distribuição de tensão de cisalhamento na parede de contraventamento obtido por Elementos Finitos.
- Fig. 5.38 – Relação entre resistência ao cisalhamento e pré-compressão para estruturas em alvenaria com juntas verticais preenchidas e não preenchidas.
- Fig. 5.39 – Ruptura de parede de contraventamento com juntas verticais preenchidas sob pré-compressão de 0,4 MPa (F01).
- Fig. 5.40 – Ruptura de parede de contraventamento com juntas verticais não preenchidas sob pré-compressão de 0,4 MPa (U01).
- Fig. 5.41 – Ruptura de parede de contraventamento com juntas verticais preenchidas sob pré-compressão de 1,6 MPa (F02).
- Fig. 5.42 – Ruptura de parede de contraventamento com juntas verticais não preenchidas sob pré-compressão de 1,7 MPa (U02).
- Fig. 5.43 – Ruptura de parede de contraventamento com juntas verticais preenchidas sob pré-compressão de 2,1 MPa (F03).

- Fig. 5.44 – Ruptura de parede de contraventamento com juntas verticais não preenchidas sob pré-compressão de 2,2 MPa (U03).
- Fig. 5.45 – Estrutura *retrofitted* após ruptura sob força horizontal.
- Fig. 5.46 – Relação carga-deslocamento ao longo da altura de uma estrutura *retrofitted* com juntas verticais preenchidas sob pré-compressão de 2,1 MPa.
- Fig. 5.47 – Estrutura *retrofitted* testada sob força horizontal e pré-compressão de 2,1MPa.
- Fig. 5.48 – Deformação na base da parede de contraventamento devido à pré-compressão de 1,33 MPa (F1A).
- Fig. 5.49 – Relação carga-deslocamento ao longo da altura das paredes de contraventamento: comparação para diferentes tipos de argamassa.
- Fig. 5.50 – Planta e elevação do edifício analisado.
- Fig. 5.51 – Comparação entre deslocamentos obtidos experimentalmente e por Elementos Finitos considerando o material como isotrópico e ortotrópico.
- Fig. 5.52 – Distribuição de deformação teórica e experimental na base da parede de contraventamento de um edifício de 5 pavimentos.
- Fig. 5.53 – Comparação entre distribuição de tensões de cisalhamento média e obtida por Elementos Finitos (Parede A).
- Fig. 5.54 – Comparação entre distribuição de tensões de cisalhamento média e obtida por Elementos Finitos (Parede B).
- Fig. 5.55 – Planta e elevação da estrutura com paredes acopladas.
- Fig. 5.56 – Distribuição de tensões de cisalhamento na base ao longo das paredes de contraventamento obtida por Elementos Finitos (Parede A).
- Fig. 5.57 – Distribuição de tensões de cisalhamento na base ao longo das paredes de contraventamento obtida por Elementos Finitos (Parede B).
- Fig. 5.58 – Comparação entre os resultados experimentais de resistência ao cisalhamento sob pré-compressão e prescrições das normas BS 5628 (BSI, 1992) e EUROCODE (1995).
- Fig. 5.59 – Comparação entre os resultados experimentais de resistência ao cisalhamento sob pré-compressão e prescrições da Norma NBR 10837 (ABNT,1989).

LISTA DE TABELAS

- Tab. 2.1 – Valores de τ_0 e μ para diferentes tipos de blocos e argamassas.
- Tab. 3.1 – Análise dimensional de blocos usados nos ensaios.
- Tab. 3.2 – Índices de absorção d'água dos blocos, em massa.
- Tab. 3.3 – Resistência à compressão axial dos blocos.
- Tab. 3.4 – Módulo de elasticidade tangente (E_y) perpendicular às juntas (área bruta).
- Tab. 3.5 – Resistência à compressão axial (f_c) de prismas (área bruta).
- Tab. 3.6 – Módulo de elasticidade tangente (E_x) paralelo às juntas (área bruta).
- Tab. 3.7 – Coeficiente de Poisson para prismas com juntas preenchidas e não preenchidas nas direções perpendicular (ν_x) e paralela (ν_y) às juntas horizontais.
- Tab. 3.8 – Resistência ao cisalhamento na junta (área líquida).
- Tab. 3.9 – Resistência ao cisalhamento na junta para diferentes níveis de pré-compressão (área líquida).
- Tab. 3.10 – Resistência à tração perpendicular às juntas em ensaio de flexão.
- Tab. 3.11 – Resistência à tração paralela às juntas em ensaio de flexão.
- Tab. 4.1 – Dimensões finais das estruturas testadas.
- Tab. 5.1 – Propriedades mecânicas dos materiais utilizadas na análise isotrópica.
- Tab. 5.2 – Propriedades mecânicas dos materiais nas direções ortogonais.
- Tab. 5.3 – Resistência ao cisalhamento das estruturas testadas (área bruta).
- Tab. 5.4 – Resistência ao cisalhamento das estruturas testadas (área líquida).
- Tab. 5.5 – Propriedades isotrópicas dos materiais utilizadas no modelo computacional.
- Tab. 5.6 – Propriedades ortotrópicas dos materiais utilizadas no modelo computacional.

Apresenta-se o resultado de um programa experimental e sua análise teórica desenvolvidos para estudar o efeito do não-preenchimento de juntas verticais no comportamento e resistência de estruturas em alvenaria. Onze estruturas foram construídas em laboratório e ensaiadas sob ação combinada de força lateral e diferentes níveis de pré-compressão. Prismas e pequenas paredes foram ensaiados para se determinar as propriedades mecânicas nas direções paralela e perpendicular às juntas de assentamento, resistência à tração em ensaio de flexão e resistência ao cisalhamento na junta, com e sem pré-compressão. Os resultados de ensaios mostraram uma redução na resistência à compressão e módulo de elasticidade de prismas com juntas verticais não preenchidas, comparando-se àqueles com juntas verticais preenchidas, bem como uma redução na resistência a tração em ensaios de flexão paralela e perpendicular às juntas de argamassa. Os deslocamentos ao longo da altura das estruturas testadas são aproximadamente 50% maiores quando as juntas verticais não são preenchidas e apresentam uma boa concordância com resultados obtidos por Elementos Finitos, desde que sejam consideradas as propriedades ortotrópicas da alvenaria. A distribuição de deformação ao longo do comprimento das paredes é não-linear, mesmo para níveis iniciais de carregamento. Foi também observada uma redução na resistência ao cisalhamento em relação às estruturas com juntas verticais preenchidas. Os resultados são comparados com o teste de um edifício de 5 pavimentos e com situações nas quais as paredes são acopladas, bem como com prescrições de normas para projeto.

ABSTRACT

The effect of not filling vertical joints on the strength and behaviour of masonry structures built with hollow clay blocks is not known although the practice is common in some countries. This thesis describes a series of experiments to study the effect of unfilled vertical mortar joints on the compressive strength, the flexural tensile strengths in two orthotropic directions, and the shear strength of masonry elements. To study the behaviour of structures under shear, one-third scale-model masonry structures with filled and unfilled vertical mortar joints were built and tested under combined compression and shear. Results show that the compressive and the flexural strengths in two orthogonal directions are substantially lower compared to filled vertical mortar joints. The deflection of the structure is up to 50% higher than structures built with filled vertical mortar joints under lateral loading. The ultimate shear strength is also lower compared to the structures built with filled vertical mortar joints. Finite Element analysis was carried out and gives very good agreement with experimental results provided the orthotropic properties of masonry are taken into account. Considering masonry as isotropic, the top deflection and the stresses along the wall at the bottom are underestimated. From the experiments it seems that the strain along the length of shear wall is non-linear even at very low levels of shear load. Results are compared to previous tests of a 5-storey and a single-storey building and to provisions made by some codes of practice.

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A utilização da alvenaria como material estrutural é tão antiga quanto a própria construção em alvenaria: os primeiros construtores de pontes e de edifícios consideravam em seus projetos, já àquela época, parâmetros como carregamentos, vãos e tensões, ainda que sob base empírica (HENDRY *et al.*, 1997).

O projeto dentro dos princípios modernos da engenharia de estruturas é, entretanto, bastante recente, apesar da forte influência da ação dos esforços sobre as paredes e, conseqüentemente, da importância destes para a concepção arquitetônica e para o projeto de estruturas.

Já no final do século XVIII e início do século XIX eram feitos testes em paredes e prismas, em diversos países, buscando criar subsídios para projetos mais racionais. O conhecimento acumulado continuava sob base empírica, o que resultava no projeto de paredes com grandes espessuras, na perda de espaço interno e no consumo elevado de tempo e mão-de-obra no processo construtivo.

A construção de um edifício de 16 pavimentos em Chicago, nos Estados Unidos, em 1891, com paredes de 1,80 m de espessura na base, mostrou o limite para se obter estabilidade lateral pelo uso de grandes quantidades de material. A ação do vento e de sismos foi reconhecida como o fator limitante para a altura dos edifícios em alvenaria. Isto levou, mais tarde, ao desenvolvimento do conceito de diafragmas rígidos como elementos de transmissão de forças laterais às paredes, as quais, conseqüentemente, devem resistir ao cisalhamento devido aos esforços horizontais, além de suportar as ações verticais.

Motivado pelo surgimento de novos materiais como o concreto, o aço e a madeira, que passaram a dominar grande parte das construções, o uso de alvenaria estrutural em edifícios sofre um grande declínio até a Segunda Guerra, sendo retomado na

década de 50, quando foi construído na Suíça, em 1953, um edifício de 13 pavimentos e outro de 18 pavimentos, em 1957.

A partir da metade do século XX, os resultados de ensaios em diversos países permitiram que fossem estabelecidos códigos e normas de cálculo incorporando dados essenciais ao projeto, como a resistência de paredes levando em conta a esbeltez e excentricidade de carregamentos, o que marcou a passagem para uma base mais racional do conhecimento sobre a alvenaria estrutural. Diversos edifícios altos foram construídos com base nesses procedimentos de cálculo, que forneciam, principalmente, as informações básicas para o projeto de elementos comprimidos.

Apesar de representarem um grande avanço, incorporando resultados de pesquisas, estes procedimentos eram limitados em sua abrangência e, em grande parte, ainda baseados na experiência dos construtores (HENDRY *et al.*, 1997).

Enquanto os métodos de cálculo foram sendo desenvolvidos, o entendimento do comportamento das alvenarias à compressão e ao cisalhamento foi evoluindo, fazendo com que as normas passassem a basear-se no resultado de experimentos.

A partir da década de 60, o uso da alvenaria como material estrutural acentuou-se em diversos países e, nos últimos anos os avanços mais consideráveis têm sido nos países em desenvolvimento.

No Brasil, a partir da década de 70, devido à melhoria da qualidade dos materiais e do processo construtivo, a tecnologia em alvenaria desenvolveu-se consideravelmente. Isto se reflete, dentre outros aspectos, pela disponibilização de insumos em larga escala no mercado, pelo volume e conteúdo de publicações técnicas e científicas e pelos diversos eventos técnicos que passaram a ser realizados de forma periódica.

A redução de custos devida, principalmente, à racionalização dos projetos e ao fato de as paredes serem utilizadas com várias funções simultâneas, levou diversas empresas a adotarem o sistema construtivo em alvenaria estrutural, em busca de maior competitividade e qualidade, já que, em diversas situações, esta era uma vantagem significativa comparativamente às construções convencionais. Além disso, o material apresenta custo relativamente baixo, não requerendo aporte de capital elevado. As pequenas dimensões das unidades (tijolos e blocos) oferecem flexibilidade ao

projetista, além de superfícies de acabamento atraentes sob o ponto de vista plástico e estético. Acrescente-se ainda o fato de o material, projeto e construção oferecerem vantagens e perspectivas sob o ponto de vista do meio-ambiente (RILEM, 1999).

1.2 A UTILIZAÇÃO DE JUNTAS VERTICAIS NÃO PREENCHIDAS NO BRASIL

No início dos anos 90, uma nova etapa de desenvolvimento da alvenaria estrutural se inicia, no Brasil, alavancado pela Construtora Encol S.A. A origem deste desenvolvimento está no projeto Girassol, que consistiu na construção de conjuntos de edifícios de 3 ou 4 pavimentos¹, baseados em uma tipologia arquitetônica padronizada, em geral do tipo I ou H, para apartamentos de 2 ou 3 quartos, visando atender a uma camada da população de renda média à baixa.

Diversas patologias surgidas nestas obras, principalmente fissuras e trincas no pavimento superior, levaram à pesquisa e ao desenvolvimento de um novo processo construtivo, denominado Poli-Encol², de modo a incorporar a experiência adquirida pela empresa e permitir a construção de edifícios mais altos que os construídos em alvenaria estrutural, até então, pela referida construtora.

Um dos aspectos que parece ter motivado a adoção e aperfeiçoamento do processo construtivo em alvenaria estrutural pela Construtora Encol S.A. foi um estudo comparativo de custo que envolveu a construção de 2 edifícios de 6 pavimentos, com projetos idênticos, sendo um utilizando o processo convencional de construção, com estrutura em concreto armado e alvenaria de vedação, e outro em alvenaria estrutural. O projeto e construção do edifício em alvenaria estrutural incorporou, dentre outros, conceitos de modulação de fiadas, de revestimento de paredes com pequena espessura de reboco e de utilização de equipamentos e ferramentas adequados à esse processo construtivo. Ambos foram construídos em uma mesma época e cidade, pela mesma empresa, de modo a gerar parâmetros mais confiáveis para comparação de custos. O resultado indicou que a alvenaria estrutural proporcionava um custo global 17% menor que a estrutura convencional em concreto armado.

¹ Edifícios de 4 pavimentos construídos com o pavimento térreo em concreto armado (pilotis).

² A denominação deve-se ao fato de o sistema ter sido desenvolvido pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (Poli-USP) para implantação nas obras da Construtora Encol S.A.

O desenvolvimento deste sistema construtivo contemplou algumas inovações, como a utilização de famílias de blocos com comprimento de 145 mm, 295 mm e 445 mm que permitissem a modulação de paredes, a definição de blocos com uma geometria e peso adequados, o desenvolvimento de ferramentas mais apropriadas ao processo construtivo e a compatibilização de projetos. Várias destas inovações passaram a ser de uso corrente na construção civil, incorporadas por diversas empresas.

Dentre as proposições daquele sistema construtivo, incluía-se a utilização de juntas verticais sem o preenchimento com argamassa, o que foi feito na construção de conjuntos residenciais de até 20 edifícios de 6 e 8 pavimentos, nas cidades de Goiânia (GO) e São José dos Campos (SP). Tal procedimento, em princípio, provocaria uma redução na resistência ao cisalhamento das alvenarias, mas não na resistência à compressão, sendo portanto, sob o aspecto estrutural, aceitável para edifícios onde a ação de cargas laterais não é significativa.

Observava-se, entretanto, o aparecimento de fissuras e trincas nas paredes dos edifícios construídos, geralmente inclinadas a 45°, em forma de degraus através das juntas. Mesmo durante a construção, tais fissuras ocorriam sempre no pavimento inferior àquele em que era construída a laje, ou no pavimento superior, após a construção do edifício. Outros componentes, onde tipicamente surgiam patologias deste tipo, eram paredes de pequeno comprimento, como as próximas a vãos de portas e aberturas em geral.

Embora os diversos estudos não tenham permitido diagnosticar com precisão as causas desta fissuração, a implementação simultânea de um conjunto de mudanças no processo construtivo reduziu o aparecimento destas manifestações patológicas. Tais mudanças foram: a utilização de lajes independentes com menores dimensões no pavimento superior; a utilização de um cintamento de concreto na altura média das paredes do último pavimento; a utilização de uma lâmina betuminosa na interface laje-parede do último pavimento e a criação de um sistema de ventilação para o colchão de ar formado entre o telhado e a laje de cobertura. Fez-se ainda, eventualmente, o grauteamento de faixas verticais onde o aparecimento de patologias era recorrente.

O comportamento da estrutura parecia indicar a existência de esforços de cisalhamento nas paredes e, as ações tomadas, apontam para a hipótese de uma movimentação térmica da laje que, por sua vez, transmitiria esforços de cisalhamento às paredes devido à aderência na interface. Tal pressuposto parecia ser razoável quando se observava um maior número de trincas na direção paralela à maior direção das lajes.

Para a construção de edifícios mais altos que os de até então, sem o preenchimento de juntas verticais, era necessário entender melhor o comportamento ao cisalhamento das paredes. Embora não tenha sido feito um estudo completo do comportamento de estruturas sem o preenchimento das juntas verticais, apesar da série de patologias relatadas, foram construídos, em São José dos Campos (SP) e Caldas Novas, edifícios de 10 e 11 pavimentos, respectivamente.

A utilização de juntas verticais não preenchidas disseminou-se por várias cidades e estados do Brasil. Vários são os exemplos. Em 1995, a Empresa Noroeste iniciou a construção de um conjunto de 40 edifícios residenciais de 12 pavimentos, na cidade de Lins (SP). Na cidade de São Paulo, encontra-se em fase final, a construção de um edifício de 12 pavimentos, pela Construtora BKO e de 10 pavimentos pela Construtora Nassar, em Itaquera. Em Minas Gerais, na cidade de Juiz de Fora, foram construídos 200 edifícios de 4 pavimentos, alguns com história de patologia. Outras experiências podem ser encontradas em Mato Grosso do Sul, na cidade de Corumbá (MS), e no Estado de Santa Catarina.

1.3 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO ESTUDO

Em edifícios altos em alvenaria estrutural, as paredes de contraventamento são utilizadas para resistir à ação de forças horizontais, como o vento, o efeito do desaprumo inerente ao processo construtivo e os efeitos de segunda ordem, além das ações verticais, como o peso próprio e a sobrecarga decorrentes da utilização.

Como estas paredes são os principais elementos resistentes aos esforços atuantes, elas devem ser construídas com blocos adequadamente solidarizados pelo uso de

argamassa. O efeito do não-preenchimento de juntas pode ter um efeito não desejado na resistência e comportamento da estrutura.

A resistência e comportamento de paredes em alvenaria são função de um grande número de variáveis como tipo de bloco, tipo de argamassa, nível de tensões de pré-compressão, taxa de absorção inicial de água e fator água/cimento da argamassa. Diversos estudos foram conduzidos para avaliar a influência destas variáveis, entretanto não há informação na literatura nacional ou internacional que ampare a eliminação da argamassa destas juntas verticais de assentamento.

Isto tem levado à uma grande discussão nos meios acadêmico e da Construção Civil sobre a necessidade de preenchimento ou não das juntas verticais. Tais discussões são, quase sempre, fundamentadas em modelos teóricos nem sempre aplicáveis à materiais que apresentam um comportamento complexo, como é o caso da alvenaria estrutural, dadas suas propriedades de anisotropia e heterogeneidade.

Evidentemente que o uso de materiais com fins estruturais requer o conhecimento da resistência aos esforços solicitantes de modo a garantir a segurança dos usuários dentro de limites desejáveis de conforto. Uma resposta mais completa ao comportamento e resistência estrutural, entretanto, só pode ser obtida pelo teste de estruturas, incorporando a multiplicidade de variáveis existentes, e não de paredes ou elementos isolados. Deve-se, ainda, considerar o efeito de ações verticais e horizontais combinadas. Neste trabalho, onde as estruturas foram testadas sob ação de esforços verticais e horizontais combinados, o nível de pré-compressão aplicado às estruturas corresponde às solicitações encontradas em edifícios residenciais com uma altura de aproximadamente 18 pavimentos³, o que parece razoável dentro das perspectivas de utilização da alvenaria estrutural.

Finalizando, é importante conhecer se ocorre redução na resistência ao cisalhamento e, em ocorrendo, se ela é significativa. Embora a redução no consumo de materiais e no custo seja pouco significativa, o não-preenchimento de juntas tornou-se uma prática corrente em muitas construções no Brasil, sem que um programa de pesquisa mais abrangente tenha sido desenvolvido para validá-la.

³ Considerando condições normais de utilização de edifícios residenciais segundo a NBR 6118 (ABNT)

1.4 OBJETIVOS DO ESTUDO

1.4.1 Objetivo geral

Estudar o comportamento e resistência de paredes de contraventamento em alvenaria com juntas verticais não preenchidas submetidas à ação combinada de força horizontal e pré-compressão.

1.4.2 Objetivos específicos

- (a) Determinar a resistência da alvenaria estrutural sem argamassa de preenchimento nas juntas verticais sob cargas laterais e diferentes níveis de pré-compressão;
- (b) Determinar os deslocamentos das estruturas em alvenaria devido à ação de força horizontal para diversos níveis de pré-compressão;
- (c) Determinar a distribuição de tensões em alvenarias estruturais sem preenchimento da junta vertical de argamassa devido à ação de cargas verticais e forças horizontais;
- (d) Determinar a resistência de painéis de alvenaria com juntas de argamassa não-preenchidas e preenchidas sob a ação de forças perpendiculares ao seu próprio plano;
- (e) Determinar a relação entre pré-compressão e resistência ao cisalhamento para as estruturas sob ação combinada de força horizontal e vertical;
- (f) Comparar o comportamento de estruturas testadas com o comportamento de estruturas de edifícios em alvenaria estrutural;
- (g) Desenvolver modelo teórico para previsão de resultados a partir de ensaios de laboratório;
- (h) Comparar os resultados experimentais obtidos com as recomendações para procedimentos de cálculo (normas e especificações).

1.5 ESTRUTURA DE APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho é dividido em 6 capítulos. No Capítulo 1 apresentam-se as considerações gerais acerca do tema de pesquisa e define-se o escopo do trabalho.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão da literatura abrangendo a investigação experimental e análise teórica. Inclui aparatos de ensaio e corpos de prova empregados, as propriedades dos materiais que são importantes na definição do comportamento estrutural e os procedimentos de teste empregados nos ensaios de caracterização da alvenaria. Inclui ainda ensaios de paredes e estruturas e uma revisão dos modelos teóricos relacionados ao objeto de estudo.

O Capítulo 3 apresenta e discute os resultados de ensaios de caracterização física e mecânica dos materiais e prismas incluindo:

- (a) Resistência à compressão de blocos;
- (b) Absorção d' água (imersão 24 horas);
- (c) Absorção d' água (imersão 5 horas em água fervente);
- (d) Análise dimensional de blocos;
- (e) Módulo de elasticidade longitudinal de prismas;
- (f) Módulo de elasticidade transversal;
- (g) Ensaio à compressão paralela e perpendicular de prismas;
- (h) Resistência à tração na flexão paralela às juntas;
- (i) Resistência à tração na flexão perpendicular às juntas;
- (j) Resistência ao cisalhamento de prismas;
- (k) Ensaio em *shear box*;
- (l) Coeficiente de Poisson;
- (m) Resistência à compressão de argamassa;

Estes resultados são utilizados para definição e detalhamento do programa principal de testes de estruturas em alvenaria, como apresentado no capítulo seguinte.

O Capítulo 4 descreve o programa experimental, incluindo materiais, equipamentos e procedimentos de ensaio empregados. Neste capítulo são apresentados:

- (a) Definição da geometria, carregamento e instrumentação utilizando:
 - Método dos Elementos Finitos
 - Análise linear clássica (baseada na Resistência dos Materiais);
- (b) Projeto e montagem de pórtico em laboratório;
- (c) Construção de laje de concreto;
- (d) Calibração inicial de equipamentos;
- (e) Construção e ensaio de estruturas preliminares ;
 - Análise preliminar de resultados;
 - Definição de nova geometria e instrumentação;
- (f) Construção e teste de estruturas;
 - Marcação e construção de paredes;
 - Instrumentação e preparação de pórtico de reação;
 - Calibração de equipamentos;
 - Ensaio de estrutura;

O Capítulo 5 apresenta os resultados de testes agrupados da seguinte forma:

- (a) Deslocamentos ao longo da altura das paredes de contraventamento para os diversos níveis de pré-compressão;
- (b) Distribuição de deformação ao longo da base das paredes de contraventamento;
- (c) Tensões e direções principais ao longo das diagonais comprimida e tracionada das paredes de contraventamento;
- (d) Modos de ruptura;
- (e) Análise do resultado de teste uma estrutura *retrofitted* e uma testada com idade de 12 meses.
- (f) Análise teórica dos resultados utilizando:
 - Método dos Elementos Finitos (análise linear e não-linear);
 - Método do Pórtico Equivalente;
- (g) Comparação dos resultados obtidos com existentes na literatura:
 - Estrutura de paredes conjugadas e edifício de 5 pavimentos;
 - Prescrições para projeto de estruturas.

Conclusões e recomendações para trabalhos futuros são apresentadas no Capítulo 6.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

Apresenta-se neste capítulo uma revisão da literatura sobre o comportamento e resistência ao cisalhamento de alvenaria estrutural não armada, sob ação de forças no seu próprio plano. O objetivo é estabelecer o marco teórico para estudar o comportamento de estruturas em alvenaria com paredes construídas com juntas verticais preenchidas com argamassa e juntas não preenchidas.

Como o estudo da resistência de alvenarias sem o preenchimento de juntas verticais é incipiente, com poucos registros de estudo, esta revisão de literatura é baseada na situação em que as juntas verticais e horizontais são preenchidas.

Os seguintes aspectos são abordados:

- (a) características dos materiais importantes na definição do comportamento de prismas e paredes resistentes;
- (b) procedimentos de ensaios empregados na avaliação do comportamento estrutural das alvenarias, bem como suas vantagens e limitações;
- (c) comportamento da alvenaria sob diferentes níveis de pré-compressão e de força lateral atuantes no seu próprio plano;
- (d) modos de ruptura prováveis para as diversas situações sob ação de força vertical e lateral no plano da parede;
- (e) modelos computacionais empregados na análise do comportamento de alvenaria.

2.2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As estruturas em alvenaria são submetidas, predominantemente, a esforços de compressão. Frequentemente sofrem, porém, a ação de forças laterais. Nesta situação,

a sua resistência deve ser considerada, levando-se em conta as tensões combinadas de cisalhamento e compressão.

O estágio do conhecimento sobre o comportamento da alvenaria sob tensões de cisalhamento está muito menos avançado que o comportamento à compressão, apesar de ser o modo de ruptura dominante em muitas situações. Isto pode ser notado pelos baixos valores de resistência ao cisalhamento admitidos pelos procedimentos de cálculo (BSI, 1992; EUROCODE 6, 1988; ACI, 1994). Observa-se também uma grande variabilidade nestes valores quando se analisam resultados de ensaios de diferentes pesquisadores e diferentes especificações técnicas para projeto.

Quando se comparam os testes especificados pelas diferentes normas, verifica-se uma grande variação nos procedimentos de ensaios e corpos de prova. Embora esta variação deva-se, em parte, à independência no desenvolvimento dos procedimentos de cálculo e às variações na prática de execução de alvenaria nos diversos países, isso dificulta o desenvolvimento de modelos analíticos, contribuindo ainda mais para este estágio menos avançado do conhecimento sobre o comportamento sob solicitações de cisalhamento.

2.2.1 Ações e solicitações

Os edifícios em alvenaria devem ser contraventados de tal forma que os deslocamentos relativos entre a base da edificação e seu topo não ultrapassem certos limites. Dentre as solicitações a serem consideradas encontra-se as decorrentes da ação do vento.

O efeito do vento é particularmente importante na avaliação da estabilidade global de edifícios altos e da resistência de painéis isolados. Em geral, os procedimentos de cálculo consideram uma força estática equivalente (ABNT, 1987; BSI, 1972-b), determinada a partir de coeficientes aerodinâmicos e calculada separadamente para os elementos de vedação, partes da estrutura ou para a estrutura como um todo.

O sistema estrutural dos edifícios em alvenaria pode ser classificado como laminar, constituído de lajes e paredes estruturais. Paredes dispostas convenientemente nas duas direções da ação do vento (paredes de contraventamento ou *shear walls*) devem

ser rígidas e resistentes o suficiente para absorver os esforços transmitidos pelos diafragmas. As forças laterais atuantes sobre a fachada são transmitidas para as lajes e redistribuídas para as paredes estruturais. Esta distribuição dos esforços depende da rigidez dos diafragmas e da posição do centro de massa e do centro de torção do sistema. Quando estes não são coincidentes surgem esforços de torção.

Os esforços transmitidos pelos diafragmas produzem esforços de flexão e de cisalhamento no plano da parede. Produzem também esforços axiais, como no caso de paredes acopladas por meio de flanges.

Nos edifícios, as tensões e deslocamentos destas paredes podem ser determinados basicamente através de cinco métodos ou técnicas de cálculo, quais sejam: a Analogia da Viga em Balanço, o Método do Pórtico Equivalente, a Analogia da Coluna, a Técnica do Meio Contínuo e o Método dos Elementos Finitos (HENDRY *et al.*, 1997).

Outros efeitos que podem produzir importantes tensões e deformações são os decorrentes do desaprumo durante o processo construtivo, os provenientes de deslocamentos de segunda ordem (efeito $P-\Delta$) e de sismos.

2.2.2 Materiais empregados e suas propriedades

A alvenaria pode ser considerada um material compósito. Suas propriedades são, portanto, definidas com base nas características individuais dos seus constituintes, quais sejam, dos blocos e argamassas, do graute (quando houver) e na interação entre eles.

Os blocos são geralmente prismáticos retangulares, produzidos em vários tamanhos e empregando diferentes matérias-primas como argila, concreto e silicato de cálcio. Devem obedecer às especificações relevantes como a BS 3921 (blocos cerâmicos), BS 187 (blocos sílico-calcáreos) e BS 6073: Part 1 (blocos de concreto) em termos de propriedades físicas e mecânicas.

Os blocos cerâmicos, de interesse para o programa experimental aqui proposto, podem ser classificados, quanto ao processo de produção, como:

- (a) prensados a seco em forma metálica com a 10 a 12% de umidade;

- (b) prensados úmidos com 14 a 17% de umidade;
- (c) extrudados com furos utilizando argila plástica com umidade entre 15 e 25%.

Uma descrição do processo de fabricação é feita por FLANAGAN *et al.* (1993).

As argamassas são utilizadas como material de solidarização dos blocos e de absorção de variações dimensionais. De um modo geral são menos resistentes e mais deformáveis que os blocos, mas seu coeficiente de Poisson é maior. Suas propriedades são afetadas pelos seu constituintes, quais sejam:

- (a) cimento: vários tipos de cimento Portland podem ser empregados sem exigências especiais;
- (b) areia: tem efeito na trabalhabilidade, na durabilidade e na qualidade da alvenaria. Para atender exigências de resistência, a areia deve ter menos de 10% de material que passa na peneira de malha 75 micra e menos de 1% retido na peneira de malha 2,36 mm. Quando não estiver dentro destes limites, são recomendados ensaios de resistência da argamassa em laboratório;
- (c) cal: contribui para melhorar a trabalhabilidade, a aderência e a retenção de água da argamassa, além de absorver deformações, reduzindo a fissuração nos blocos;
- (d) água: deve ser potável. Argamassas com maiores teores de umidade são desejáveis para preenchimento de irregularidades presentes nas superfícies dos blocos;
- (e) plastificantes e outros aditivos: quando usados corretamente podem ter efeitos vantajosos como melhoria da trabalhabilidade e variação no tempo de início de pega. Dosagem e tempo de mistura excessivo podem provocar redução na resistência mecânica.

Fatores como tempo de mistura, tipo de cura e idade influenciam significativamente as propriedades das argamassas que são caracterizadas principalmente por (HENDRY *et al.*, 1997):

- (a) desenvolvimento de resistência à baixa idade;

- (b) trabalhabilidade, principalmente no que se refere à capacidade de se espalhar facilmente;
- (c) retenção de água, ou seja, capacidade de reter água em oposição à sucção dos blocos;
- (d) desenvolvimento de aderência bloco-argamassa. Esta aderência é dependente da taxa de sucção do bloco e da capacidade e retenção d'água da argamassa, além da capacidade da argamassa se espalhar sobre a superfície do bloco;
- (e) características de fissuração e penetração de água;
- (f) resistência ao congelamento e ataque químico;
- (g) aparência imediata e de longo prazo;
- (h) características de deformação em relação aos blocos.

As propriedades das argamassas nas juntas podem diferir daquelas dos corpos de prova (ou das paredes), uma vez que variáveis como taxa de sucção dos blocos, compactação da argamassa e condições de mistura e de endurecimento no canteiro de obras nem sempre são as mesmas presentes nas condições de laboratório.

As propriedades dos materiais dependem de sua microestrutura. O comportamento mecânico, sob ação de esforços, resulta da heterogeneidade do material, com diferentes fases e defeitos de encurtamento, da retração no processo de cura e à presença de agregado. As argilas, em particular, contêm inclusões e microfissuras devidas à retração que ocorre no processo de queima.

Quando o material é submetido a deformações progressivas, as tensões iniciais e microfissuras são inicialmente estáveis, crescendo até a formação de macrofissuras. Essas são instáveis e podem crescer descontroladamente, mesmo sob força constante. Nos ensaios à deformações controladas, o crescimento das macrofissuras provoca um aumento gradual da resistência mecânica sob deformação contínua (LOURENÇO *et al.*, 1998) e uma concentração de fissuras em uma pequena região, enquanto o restante do corpo de prova sofre um alívio de deformações. Este alívio é altamente

dependente das condições de contorno do carregamento e das dimensões do corpo de prova.

2.3 FATORES QUE AFETAM A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

O comportamento de paredes de contraventamento sob força lateral e vertical depende de diversos fatores. Um grande número de pesquisadores tem realizado testes de corpos de prova de pequenas dimensões, de paredes e de estruturas em escala natural ou reduzida. Isto tem mostrado que a resistência ao cisalhamento é dependente de variáveis tais como tipo de bloco, traço de argamassas e das tensões normais devidas à pré-compressão das juntas de argamassa (GHAZALI & RIDDINGTON, 1988).

As características anisotrópicas do material tornam este comportamento ainda mais complexo. O nível de pré-compressão, entretanto é a variável de maior importância quando as tensões de cisalhamento são significativas.

Para pré-compressão de até 2 MPa a resistência ao cisalhamento (τ) da alvenaria pode ser expressa pela teoria de Coulomb, representada pela Eq. 2.1, onde τ_0 é a tensão de aderência inicial, sem a pré-compressão aplicada; μ é o coeficiente de atrito interno e σ a tensão devida à pré-compressão normal à junta de argamassa.

$$\tau = \tau_0 + \mu\sigma \quad (\text{Eq. 2.1})$$

A resistência inicial ao cisalhamento depende da aderência entre blocos e argamassa (GROOT & LARBI, 2000) e aumenta em função da pré-compressão. Segundo ROMAN (1991), para pré-compressão elevada, o coeficiente de atrito parece reduzir e a teoria de Coulomb não é mais aplicável.

O valor de τ_0 é influenciado por todos os fatores que afetam a aderência, tais como o tipo de bloco e de argamassa. O valor de μ é definido pelo tipo de bloco.

RIDDINGTON & GHAZALI (1988) obtiveram as relações apresentadas na Eq. 2.2 e Eq. 2.3 para paredes de 5 e 9 blocos de altura e comprimento de 90 mm usando

argamassa tipo *ii* (BS, 1985), com relação água/cimento de 0,9. A força lateral foi aplicada tanto no topo quanto na base e a força vertical no topo.

$$\tau = 0.25 + 0.70 \sigma \text{ (para } \sigma < 1,5 \text{ MPa)} \quad (\text{Eq. 2.2})$$

$$\tau = 0.96 + 0.25 \sigma \text{ (para } \sigma > 1,5 \text{ MPa)} \quad (\text{Eq. 2.3})$$

Outros pesquisadores também apresentaram valores de τ_0 e μ para diferentes combinações de blocos e argamassas, como mostra a Tab. 2.1.

Tab. 2.1 – Valores de τ_0 e μ para diferentes tipos de blocos e argamassas.

Fonte	Bloco	Argamassa*	τ_0	μ
HENDRY <i>et al.</i>	cerâmico 20 a 50 MPa	1:0.25:3	0,3	0,4 a 0,6
HENDRY <i>et al.</i>	cerâmico 20 a 50 MPa	1:1:6	0.2	0,4 a 0,6
HENDRY & SINHA	cerâmico	1:0,25:3	0,28	0,47
CHINWAH	cerâmico	1:0,25:3	0,25	0,34
PIEPER & TRUTSCH	concreto	1:2:8	0,2	0,84
	concreto	1:0:4	0,7	1,04
SCHNEIDER	sílico-calcáreo	1:1:6	0,14	0,3
RIDDINGTON & GHAZALLI	-	tipo (ii)	0,25	0,70
		BS 5628	0,96	0,25
YOURULMAZ & ATAN	cerâmico	1:0:4	0,5	0,45
		1:2:8	0,4	0,48

(*) Argamassa de cimento: cal e areia (em volume).

Para a maior parte das situações, as propriedades das argamassas são as determinantes da resistência ao cisalhamento da alvenaria, mais que as propriedades dos blocos.

KHALAF & NAYSMITH (1994) usaram prismas de 2 blocos para estudar o efeito do aumento da resistência das argamassas na resistência ao cisalhamento na junta, sob diferentes níveis de pré-compressão, usando tijolos de 215 mm x 103 mm x 66 mm com 3 furos. Os resultados indicaram que, até um certo limite, um aumento na resistência da argamassa tem efeito significativo no aumento da aderência inicial. Este incremento na resistência, entretanto, torna-se menos significativo para argamassas de

maior resistência. O acréscimo de resistência passa a ser, então, devido a um aumento no coeficiente de atrito.

Um grande número de testes (CHINWAH, 1976; SCHNEIDER & SCHNELL, 1978) de prismas sob a ação combinada de cisalhamento e compressão apresenta boa concordância com a relação apresentada na Eq. 2.4.

$$\frac{\tau_{av}}{\tau_t} = \sqrt{1 + \frac{\sigma}{\sigma_t}} \quad (\text{Eq. 2.4})$$

onde τ_t é a tensão de tração principal na ruptura, σ_t é a resistência à tração da unidade σ é a tensão normal aplicada. A partir destes resultados HENDRY (1978) propôs que

$$\sigma_t = \sigma_o + 0.05 \sigma \quad (\text{Eq. 2.5})$$

onde σ_o é o valor de σ_t para $\sigma = 0$, sendo este igual à tensão última de cisalhamento, τ_o , em condição de cisalhamento puro.

Da Eq. 2.4 e Eq. 2.5 uma relação não-linear foi proposta por HENDRY (1978) como mostra a Eq. 2.6.

$$\tau = \tau_o^2 + 1.1\tau_o\sigma + 0.053 \sigma^2 \quad (\text{Eq. 2.6})$$

Esta relação tem a vantagem de requerer somente τ_o , que corresponde ao cisalhamento quando não há pré-compressão aplicada, e que pode ser determinado por um teste simples de prisma.

Uma teoria para se determinar a tensão de ruptura (σ_R), baseada no equilíbrio e resistência de unidades dentro de uma parede, foi desenvolvida por (MANN & MULLER, 1980) e é representada por

$$\sigma_R = 0.45 \sigma_t \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{\sigma_t}} \quad (\text{Eq. 2.7})$$

onde σ_t é a resistência a tração da unidade e σ_n é a tensão normal. Para blocos maciços e praticamente maciços, a resistência a tração é $0,033 f_b$ e, $0,02 f_b$ para blocos com alto índice de furos, onde f_b é a resistência à compressão dos blocos.

PIEPER & TRAUTSCH (1971) mostraram que a resistência ao cisalhamento aumenta com a espessura das paredes e reduz com seu comprimento. SINHA (1967) mostrou que a saturação de blocos durante o assentamento tem um efeito na resistência inicial da junta (aderência). Para blocos completamente secos ou totalmente saturados a resistência é menor e mais variável.

MELI *et al.* (1971), testando prismas de diferentes tipos de blocos, observou que a aderência na junta é dependente do bloco e do tipo de argamassa. A influência da geometria do bloco é maior quando a anisotropia é mais significativa e quando os furos representam uma parte significativa da área bruta.

A espessura da junta é outra variável que tem um papel importante na resistência da alvenaria. Quanto maior a junta, menor a resistência da alvenaria. A altura do bloco, para uma espessura fixa de junta, tem influência semelhante, portanto, variações na relação altura do bloco/espessura da junta reduz ou aumenta a influência da junta de argamassa.

Para paredes esbeltas, a resistência à compressão se torna menos importante devido à instabilidade lateral.

ROMAN (1991) observou que as propriedades mecânicas de blocos e argamassas têm um efeito pequeno sobre a resistência ao cisalhamento na junta, enquanto CARASEK & CASCUDO (1994) reportam que, para blocos de mesma geometria, mas com diferentes taxas de sucção inicial, textura e taxa de absorção d'água, a resistência é significativamente diferente.

KHALAF & NAYSMITH (1994) testaram 5 tipos de blocos de mesmas dimensões (215 mm x 103 mm x 66 mm), mas com diferentes geometrias de furos. Não foram observadas diferenças significativas na resistência ao cisalhamento na junta embora um melhor desempenho de blocos com maior número de furos fosse esperada devido a aderência bloco-argamassa.

Propriedades físicas como dilatação, eflorescência e permeabilidade também são importantes no desempenho de estruturas em alvenaria.

Uma importante propriedade na resistência ao cisalhamento de blocos cerâmicos é a taxa de absorção inicial ou taxa de absorção d'água. Blocos com sucção inicial elevada absorvem uma parte considerável da água de amassamento das argamassas, tornando difícil o trabalho do pedreiro e retirando água necessária à hidratação do cimento. Blocos com baixa absorção inicial não desenvolvem aderência adequada com a argamassa, mesmo quando são pré-molhados.

Blocos cerâmicos podem apresentar alta variação na taxa de absorção inicial, de 0,8 a 6,2 kg/m²/min para blocos maciços, e de 0,2 a 1,9 kg/m²/min para blocos extrudados. Valores desejáveis estão na faixa de 0,5 a 1,5 kg/m²/min (DHANASEKAR, 1985).

2.4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE PRISMAS E PEQUENAS PAREDES

De um modo geral, os testes de alvenarias são desenvolvidos com diferentes funções, tais como o desenvolvimento de produtos e controle de produção, determinação de propriedades mecânicas e físicas para fins de projeto, controle de qualidade em canteiros de obra e pesquisa em Engenharia.

Os testes podem ser feitos em materiais isoladamente, em pequenos corpos de prova ou em estruturas em escala natural ou reduzida. Em todas estas situações deve-se considerar, além dos custos de realização dos ensaios, a simplicidade de preparação e manuseio dos corpos de prova, a facilidade de teste, a disponibilidade de equipamentos e pessoal qualificado, a facilidade de execução dos ensaios, a reprodutibilidade e a precisão dos resultados. Além disso, os testes devem, também, permitir uma melhor compreensão do comportamento estrutural sob tensão.

Diferentes procedimentos de testes têm surgido em vários países e têm sido padronizados através de normas internacionais, de modo que as propriedades dos materiais, os dados de projeto e os resultados de pesquisas possam ser compreendidos independentemente dos países dos quais são originários ou nos quais são utilizados.

Os procedimentos de cálculo consideram, em geral, os testes de prismas como a base para o projeto de estruturas, uma vez que o teste de unidades (blocos e argamassas) não apresenta uma boa correlação com o comportamento estrutural.

Quando a relação entre resultados de testes e procedimentos de projeto precisa ser estabelecida, as diferenças entre corpo de prova e estrutura, decorrentes da imprecisão e de diferenças na geometria, devem ser consideradas.

Devido ao efeito inevitável da presença de um grande número de variáveis, a melhor estimativa para a resistência à compressão é obtida quando são testadas paredes e estruturas. Os testes deveriam representar a situação real de campo, entretanto, testes de paredes e estruturas de maior porte são de difícil preparação, consomem um tempo elevado e requerem aparatos específicos, além de apresentarem, também, custo elevado. Apesar de serem desejáveis, não podem ser uma rotina para obtenção de parâmetros de resistência das alvenarias.

2.4.1 Testes de pequenos corpos de prova

Vários ensaios relacionados ao cisalhamento da alvenaria têm sido desenvolvidos para medição da resistência ao cisalhamento na junta. A maioria destes procedimentos de ensaio fornece valores tanto para τ_0 e μ , embora alguns somente procurem medir a tensão de aderência inicial (τ_0) ou o coeficiente de atrito (μ).

A resistência ao cisalhamento tem sido medida, em diferentes ensaios, usando pequenos corpo de prova, e os resultados têm se mostrado consistentes com aqueles de testes de estruturas em grande escala.

Nos últimos anos, diferentes corpos de prova de dois, três e quatro blocos têm sido propostos para estudar a resistência ao cisalhamento e para obter a resistência biaxial de prismas e alvenaria.

Um esquema de carregamento de teste adequado deve produzir tensões normais e de cisalhamento na junta, de modo que a ruptura se inicie simultaneamente em todos os pontos ao longo de seu comprimento. Apesar de os métodos propostos não produzirem este estado ideal de tensões, alguns testes, como discutido a seguir, apresentam, comparativamente, algumas vantagens.

2.4.1.1 Testes de prismas de dois blocos

Os prismas de dois blocos parecem ser o mais simples e mais econômico arranjo de teste que tem sido usado para determinação da resistência ao cisalhamento. Neste tipo de teste a carga é aplicada de modo que a ruptura ocorra na junta. Entretanto, a carga que produz o cisalhamento não pode ser aplicada no mesmo alinhamento da junta e, como consequência, um momento é induzido.

Vários pesquisadores (MURTHY & HENDRY, 1965; SINHA & HENDRY, 1966) usaram um teste feito em uma caixa de cisalhamento (*shear box*), como mostra a Fig. 2.1-a, modificado a partir de ensaios de caracterização mecânica de solos, tanto com pré-compressão quanto sem pré-compressão. Neste procedimento de teste, a posição do carregamento não é definida com precisão. Para baixa pré-compressão, o momento induzido tende a produzir tensão de tração na junta, o que pode levar à ruptura.

Outro teste de prisma de dois blocos foi proposto por HOFFMANN & STOCKL (1986) visando produzir uma distribuição de tensões mais uniforme ao longo da junta (Fig. 2.1-b). RIDDINGTON & JUKES (1994) e JUKES (1997) usaram este mesmo teste acrescentando um aparato eletrônico para ajustar, continuamente, a carga aplicada por duas células de carga, de modo que o momento produzido no corpo de prova se anule com a força de cisalhamento aplicada

HOBBS & ROMAN (1988) estudaram o efeito da uniformidade de tensões em juntas comprimidas na resistência ao cisalhamento fora do plano que contém a parede. O aparato mostrado na Fig. 2.1-c foi usado para produzir diferentes graus de excentricidade (ROMAN & HOBBS, 1991).

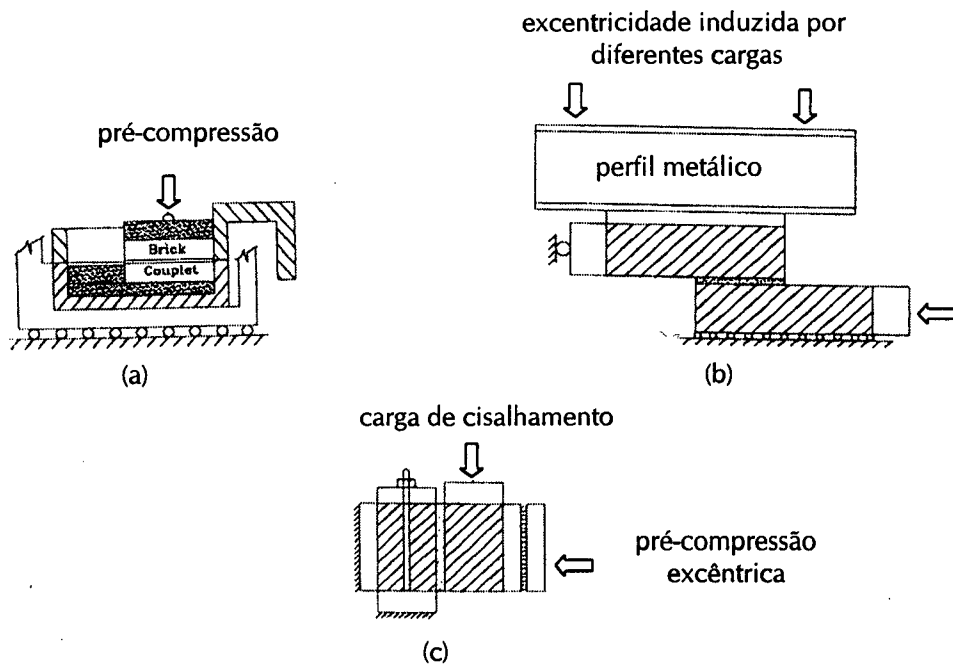


Fig. 2.1 – Arranjo para testes de prisma de dois blocos.

KHALAF & NAYSMITH (1994) usaram o aparato mostrado na Fig. 2.2 para algumas investigações.

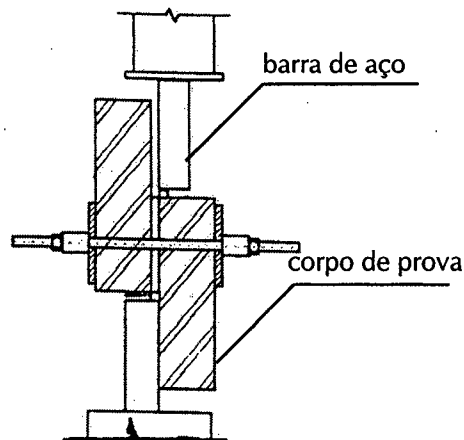


Fig. 2.2 – Arranjo de teste para determinação da resistência ao cisalhamento na junta.

Usando este aparato, que é relativamente simples de ser construído, cinco tipos de blocos cerâmicos foram testados, com 3 traços diferentes de argamassas (1:1:6; 1;0.5:5 e 1:0.25:3, em volume), bem como 185 prismas com uma idade de 28 dias. Para testes com pré-compressão, o módulo de elasticidade longitudinal do tirante metálico foi determinado e sua deformação foi levada em consideração para se calcular a

tensão devida à pré-compressão. Os teste apresentaram uma boa consistência com uma pequena variabilidade nos resultados. De acordo com os autores citados, este método de teste parece ser válido para se determinar a resistência ao cisalhamento na junta.

2.4.1.2 Testes de prismas de três e quatro blocos

Procedimentos de testes usando prismas de 3 ou 4 blocos (tripletas), interligados por 2 juntas de argamassa, foram também propostos por vários pesquisadores.

MELI *et al.* (1971) usaram o aparato mostrado na Fig. 2.3-a para estudar a aderência inicial e o atrito na junta, para diferentes tipos de argamassas e blocos, e observaram que a aderência é dependente tanto do bloco quanto da argamassa. Este aparato foi também usado por HAMID *et al.* (1979).

SINHA & HENDRY (1975) e ANDERSON (1976) usaram um aparato semelhante (Fig. 2.3-b) para medir a aderência inicial (τ_0) com a vantagem de obter uma melhor distribuição de tensões. Embora melhor, o estado de tensão em ambos os casos da Fig. 2.3 é muito complexo, com distribuição não-uniforme de tensões normais à junta de argamassa. Portanto, os resultados de ensaios representam uma média do comportamento do material uma vez que, durante o ensaio, ocorre uma redistribuição de tensões.

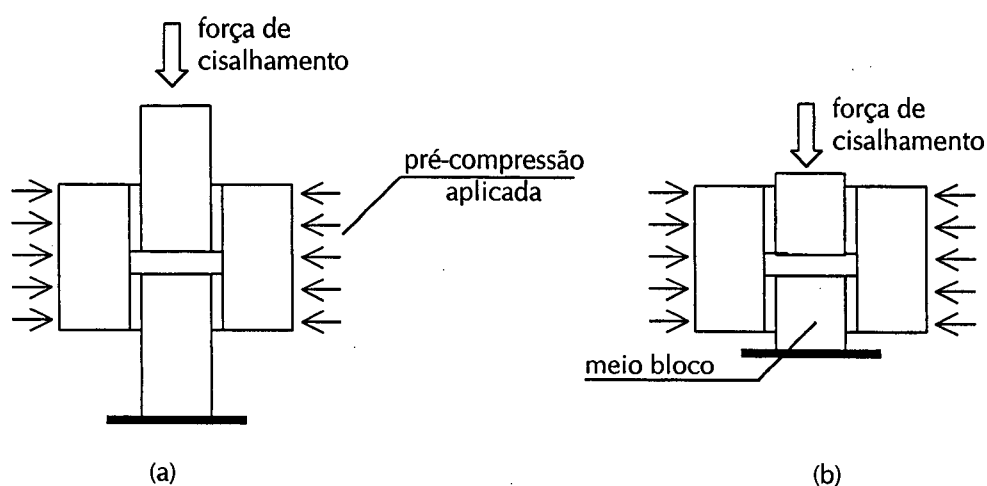


Fig. 2.3 – Ensaio para determinação da resistência ao cisalhamento na junta.

HEGEMIER *et al.* (1978) analisaram a resistência ao cisalhamento nas juntas de argamassa usando uma tripleta com a metade da configuração apresentada na Fig. 2.3, como mostra a Fig. 2.4.

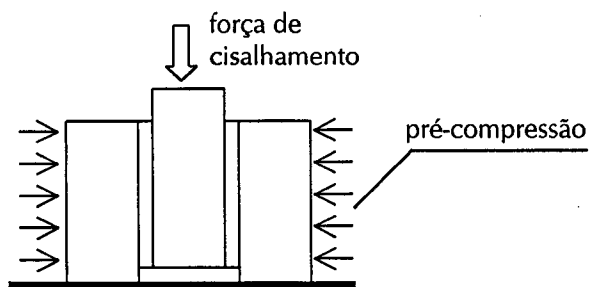


Fig. 2.4 – Ensaio para determinação da resistência ao cisalhamento na junta.

Usando a configuração apresentada na Fig. 2.3, ROMAN & SINHA (1994) testaram blocos cerâmicos de 295 mm x 145 mm x 145 mm com resistência à compressão de 6,5 MPa e argamassa com traço 1:2:6 (em volume) sob pré-compressão de 10, 20, 40, 60 e 80% da resistência à compressão dos blocos. Este procedimento de teste parece ser capaz de identificar as fronteiras dos possíveis modos de ruptura.

A Comissão Europeia de Normatização (CEN), criada para dar apoio ao desenvolvimento do EUROCODE 6 (1988), propôs o teste de um prisma de 3 blocos para determinar τ_{ov} , como mostrado na Fig. 2.5. Entretanto, o aparato desenvolve um considerável grau de flexão no corpo de prova, que é variável com a relação altura/comprimento do bloco.

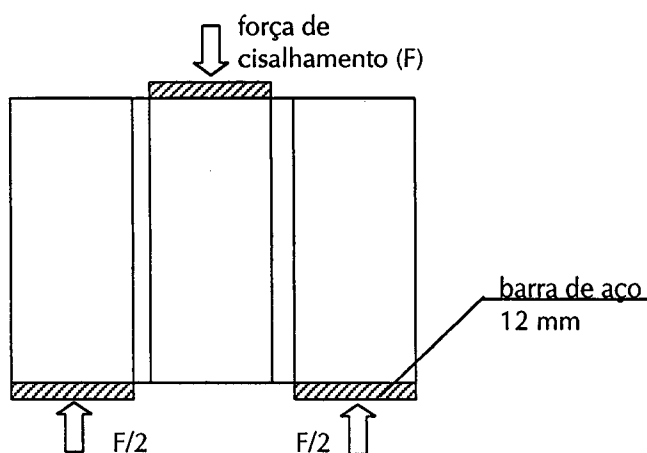


Fig. 2.5 – Teste proposto pela Comissão Europeia de Normatização para o EUROCODE 6 (1988).

RIDDINGTON and JUKES (1994) propuseram um novo arranjo para aplicar a carga de modo a reduzir a flexão. O aparato foi desenvolvido e, mais tarde, padronizado pela RILEM (1996). São apresentados os procedimentos para ensaios sob pré-compressão (Fig. 2.6) e recomendações com relação ao número de ensaios, procedimentos para preparação dos corpos de prova e aparato de teste.

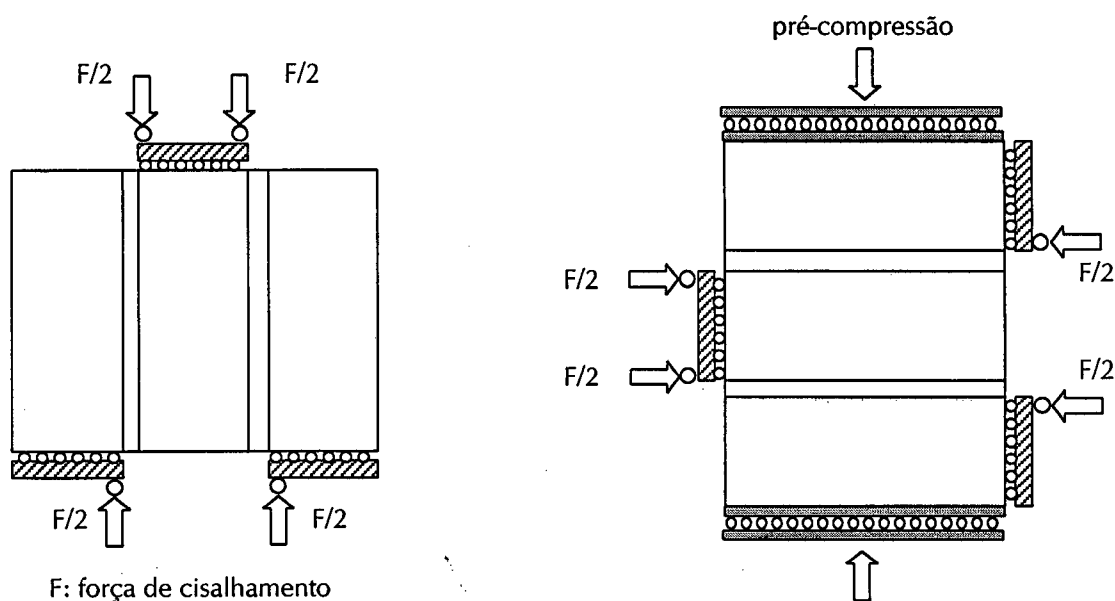


Fig. 2.6 – Aparato de teste proposto por RIDDINGTON & JUKES (1994) para ensaio de cisalhamento na junta.

Apesar de τ_0 ser calculado como a média de tensão ao longo do comprimento, JUKES & RIDDINGTON (1998) mostraram que, sob pré-compressão, a tensão de aderência pode ser até 50% maior que a média calculada, mas para testes sem pré-compressão, o valor do coeficiente de atrito interno, usando a tensão média, representa uma boa aproximação.

Entretanto, os corpos de prova propostos tanto pela Comissão Europeia de Normatização quanto o modificado por RIDDINGTON & JUKES (1994) não são fáceis de serem manuseados e a resistência é baseada na ruptura simultânea das juntas.

Vários pesquisadores (MELI *et al.*, 1971, YOKEL & FATAL, 1976; NUSS *et al.*, 1978) têm usado pequenas paredes com juntas inclinadas em relação à direção da força aplicada (Fig. 2.7) para estudar a resistência ao cisalhamento na junta.

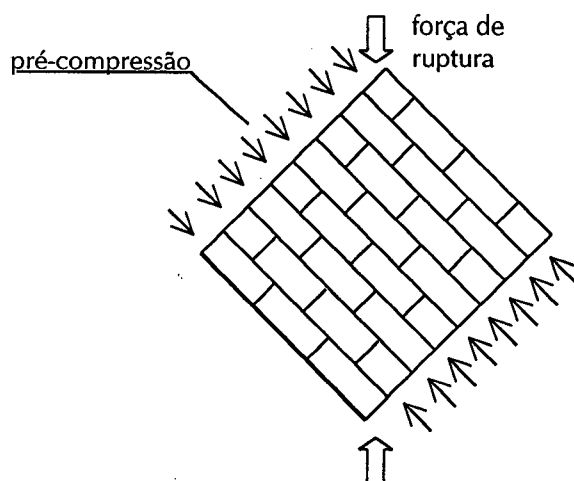


Fig. 2.7 – Corpo de prova para ensaio de resistência ao cisalhamento.

A resistência ao cisalhamento de prismas grauteados e não-grauteados foi estudada por HAMID *et al.* (1979), também usando a configuração mostrada na Fig. 2.7. Os resultados mostraram que o coeficiente de atrito reduz quando se aumenta a pré-compressão e que corpos de prova grauteados produzem um coeficiente de atrito mais elevado, como era de se esperar.

NUSS *et al.* (1978) determinaram a resistência de corpos de prova com juntas inclinadas extraídos de prismas. Os estudos permitiram identificar a influência do tipo de argamassa, da relação água/cimento, da superfície do bloco e dos procedimentos de preparação dos corpos de prova. Prismas foram testados sob compressão aplicada a ângulos de 45°, 50°, 55°, 60° e 65° com a direção horizontal.

GHAZALI & RIDDINGTON (1988) apresentaram um procedimento de teste para medir os parâmetros para a resistência ao cisalhamento usando um equipamento relativamente simples. O objetivo era introduzir alguma flexibilidade na determinação de valores de resistência característica ao cisalhamento para uso em projetos. Os autores compararam resultados de testes de tripletas usando os dois procedimentos e concluíram que os valores de τ_0 e μ obtidos em teste de tripletas sob pré-compressão menor que 2 MPa, são similares aos valores obtidos em testes de tripletas sem pré-compressão mais o coeficiente de atrito obtidos pelo teste simplificado. Todavia, este método requer testes de tripletas com pré-compressão e teste do prisma rompido para determinação do coeficiente de atrito interno.

RIDDINGTON & JUKES (1994) usaram um teste simples, inicialmente proposto por GHAZALI & RIDDINGTON (1988), para determinar, experimentalmente, se o método era capaz de reproduzir τ_0 e μ para diversos níveis de pré-compressão e várias combinações de blocos e argamassas. Tal método consiste em fazer deslizar blocos sob um plano inclinado e determinar a aderência inicial e o coeficiente de atrito entre as superfícies. Para blocos com pequenas dimensões e superfícies muito rugosas, os resultados apresentaram uma boa correlação. Porém, os resultados não foram satisfatórios para blocos com baixa rugosidade quando sob pré-compressão.

2.4.2 Testes de corpos de prova de grandes dimensões

Para simular o comportamento de paredes sob ação de cisalhamento no seu próprio plano o *racking test* foi desenvolvido, sendo utilizado por vários pesquisadores (SINHA & HENDRY, 1969; MELI, 1971; DAWE & MCBRIDE, 1985). Os resultados de testes de paredes têm sido geralmente interpretados como dados de resistência ao cisalhamento para projeto de estruturas, embora, poucas estruturas tenham sido testadas, o que não gera dados para estudos estatísticos.

Embora os resultados de teste de paredes sejam influenciados pelo estado de tensão complexo e pelo gradiente de tensão presente (MAYES & CLOUGH, 1975a-b *apud* ANDREAUS, 1996), eles são um procedimento importante para se obter informação sobre o comportamento estrutural de componentes e da própria estrutura.

Pesquisas usando estruturas em escala natural ou reduzida são, entretanto, muitas vezes desenvolvidas para se estudar o comportamento global das estruturas, de seus componentes, ou de parte da estrutura.

A utilização de modelos em escala reduzida para se estudar o comportamento da alvenaria encontra-se bastante consolidada.

2.5 MODOS DE RUPTURA

Através de ensaios de caracterização mecânica de blocos, argamassas, prismas, painéis de alvenaria e de estruturas de edifícios procura-se associar o modo de ruptura do corpo de prova ao estado de tensões desenvolvido sob a ação de carregamentos. Entretanto, as possibilidades de modos de ruptura em corpos de prova de pequenas

dimensões são limitadas, devido à presença de um menor número de variáveis, tais como existência de poucas juntas de argamassa e inexistência de fenômenos de instabilidade. Isto induz à ocorrência de ruptura, em geral na junta, ou na direção da força aplicada, ou ainda em diagonal, também através nas juntas. Nas paredes, outras possibilidades podem ocorrer como ruptura local e ruptura devido à propagação de trincas na interface bloco-argamassa.

2.5.1.1 Prismas

Para prismas de 3 blocos ensaiados para se determinar a resistência ao cisalhamento, o modo de ruptura tem as seguintes características (CARASEK & CASCUDO, 1994):

- (a) a ruptura é brusca, frágil, sem deformações consideráveis, exceto em situações de pré-compressão elevada;
- (b) a ruptura pode ocorrer:
 - devido ao deslizamento entre a argamassa e bloco como consequência da ruptura prematura na aderência de interface. De um modo geral, a ruptura ocorre na interface superior, que é o contato entre a argamassa e o bloco colocado sobre ela;
 - devido ao cisalhamento na argamassa, quando a resistência da interface é maior que a resistência ao cisalhamento na argamassa;
 - no bloco, quando a aderência bloco-argamassa é suficiente para resistir aos esforços aplicados e o bloco é submetido a um carregamento maior que a sua resistência à compressão ou ao cisalhamento.

ROMAN & SINHA (1994) observaram uma mudança no modo de ruptura quando os prismas eram submetidos à pré-compressão elevada. Para valores de pré-compressão de até 0,5 MPa, a ruptura ocorre na junta de argamassa, tanto por tração diagonal quanto por cisalhamento. A relação entre carga e deformação na junta, para baixos níveis de carregamento, é linear e aumenta rapidamente quando se aproxima da força de ruptura.

Para pré-compressão de 1,0 MPa, a curva carga-deslocamento apresentou dois intervalos diferentes, sendo linear para tensões de cisalhamento de até 0,5 MPa. Para valores maiores, ocorreu uma queda abrupta após este nível de pré-compressão e um novo aumento na resistência, até a ruptura brusca.

Para pré-compressão mais elevada, o modo de ruptura foi misto. Para pré-compressão de 2,9 MPa (40% da resistência a compressão do bloco), a ruptura ocorreu na junta de argamassa. Para valores de pré-compressão de até 7,9 MPa a ruptura ocorreu invariavelmente nos blocos. Quando o bloco rompe, a resistência ao cisalhamento deixa de ser mobilizada.

Para testes sem pré-compressão aplicada, a deformação nas juntas é muito pequena e a ruptura é brusca quando a carga atinge um pico.

2.5.2 Paredes

Três modos de ruptura são possíveis para paredes em alvenaria não armada devidos ao cisalhamento:

- (a) ruptura devido à tração diagonal, através da argamassa;
- (b) deslizamento da junta horizontal de argamassa;
- (c) ruptura na forma de degraus, alternando entre juntas verticais e horizontais.

De um modo geral, painéis de alvenaria rompem devido à tração diagonal (HENDRY, 1978). Sob baixa pré-compressão a ruptura tende a ocorrer à 45°, embora possa, também, ocorrer ao longo do comprimento. Quando a pré-compressão aumenta, a componente de tração torna-se mais inclinada, em relação à horizontal e a ruptura pode ocorrer verticalmente através dos blocos e argamassas.

Para argamassas sob estado biaxial de tensões, vários critérios de ruptura foram propostos (YOKEL & FATAL, 1976; HAMID & DRYSDALE, 1981; SAMARASINGHE *et al.*, 1982 e DRYSDALE *et al.*, 1993).

YOKEL & FATAL (1976) estudaram a resistência de painéis de paredes de blocos cerâmicos de 1220 mm x 1220 mm x 94 mm sob força de compressão e diagonal

combinadas. Foram realizados 32 testes, observando-se modos de ruptura. Foi notado, pela análise dos resultados, que a resistência pode ser associada com níveis hipotéticos de tensão na ruptura, baseado em um modelo isotrópico elástico-linear. As várias combinações de tensão levaram à ruptura na junta devido à aderência, sob baixo nível de pré-compressão, ou à fissuração após um certo nível de carga de pré-compressão.

A ruptura na interface devido à aderência apresenta uma boa concordância com a teoria de Coulomb para um valor de μ de 0,4. A ruptura devido à fissuração pode ser razoavelmente prevista pela hipótese de que ela se inicia no centro do painel para σ/τ entre -1 e -5.

Um resumo dos modos de ruptura de blocos cerâmicos sob carregamento biaxial é apresentado por DHANASEKAR *et al.* (1985). Diferentes modos de ruptura e diferentes resistências foram observados. Um programa para estudo do comportamento de paredes sob força vertical e lateral foi desenvolvido por GANZ & THURLIMANN (1988) e por THURLIMANN & GUGGISBERG (1988) para blocos cerâmicos maciços e sílico-calcáreos. Um resumo é apresentado por HENDRY (1998).

JUKES & RIDDINGTON (1998) observaram que, para paredes de alvenaria, diferentemente de prismas, a fissuração propaga-se em qualquer direção na interface bloco-argamassa. Também concluíram que, na ruptura, as tensões de cisalhamento médias são menores que em triplêtas e que, para pré-compressão elevada, a ruptura passa de escorregamento na junta para ruptura por tração na argamassa.

2.6 MÉTODOS DE ANÁLISE TEÓRICA

A análise do comportamento da alvenaria tem tornado-se progressivamente mais sofisticada com o desenvolvimento de técnicas numéricas.

As análises inicialmente eram simples, no sentido de incorporar as diversas propriedades mecânicas dos materiais nos modelos teóricos. A alvenaria era sempre considerada um contínuo elástico e isotrópico, não incorporando mecanismos de ruptura. A análise usando este modelos era útil na previsão de deformações e tensões a baixos níveis de tensão, mas inadequada a altos níveis de tensão, quando ocorre

uma redistribuição das solicitações devido ao comportamento não-linear do material e às rupturas localizadas.

Com a evolução de técnicas numéricas, como as utilizadas pelo Método dos Elementos Finitos, tornou-se possível estudar o comportamento de estruturas em alvenaria, levando em conta o efeito de concentração de deformações em regiões localizadas, simulando redistribuição de tensões, rupturas localizadas e colapso progressivo, de modo a se prever o comportamento e resistência na ruptura final dos elementos estruturais (DHANASEKAR *et al.*, 1985). Isto tem contribuído para uma melhor compreensão do comportamento das estruturas em alvenaria, permitindo controlar o estado limite de utilização, entender os mecanismos de ruptura e estabelecer limites de segurança mais confiáveis.

Esta evolução, em boa parte, tem sido dificultada pela falta de integração entre pesquisadores da área experimental e os que atuam na análise computacional (LOURENÇO & ROTS, 1997) e, devido à utilização corrente de diferentes procedimentos de ensaio, tem-se gerado resultados experimentais que muitas vezes não são os desejáveis para a análise numérica.

Ao contrário do que acontece com o concreto, os modelos analíticos sobre o comportamento da alvenaria estrutural não são numerosos. A maior parte dos trabalhos publicados refere-se à utilização de modelos contínuos anisotrópicos nos quais a alvenaria é considerada um material compósito: os efeitos da junta de argamassa e da fissuração são tomados de forma homogênea no conjunto bloco-argamassa (LAFUENTE, 1993).

Para estudar o efeito de cargas laterais, LAFUENTE *et al.* (1993) consideraram a alvenaria como um material heterogêneo e modelaram as juntas e blocos separadamente, detalhando o esquema de fissuração que caracteriza a ruptura nesta situação. Sob carga lateral, observaram que ocorre uma zona importante de concentração de tensões em torno da diagonal principal.

Diversos modelos propostos por LOURENÇO (1996) baseiam-se em um micromodelamento, no qual se faz uma homogeneização das propriedades do bloco e

argamassa. Por outro lado, diferentes mecanismos de ruptura da alvenaria, como trincas e deslizamentos nas juntas, trincas nos blocos e esmagamento da alvenaria, não são completamente reproduzidos no macromodelo (LOURENÇO *et al.*, 1998). Além disso, uma comparação com resultados experimentais torna-se mais difícil que no caso do micromodelamento, uma vez que os blocos e juntas de argamassa são homogeneizados.

Segundo LOURENÇO *et al.* (1998) para uma análise mais precisa em termos computacionais de estruturas em alvenaria usando macromodelamento é necessária uma descrição de todos os estados de tensão do material. Ensaio sob condições controladas de deformação são necessários para se obter os parâmetros elásticos que definem o modelo, além de testes adicionais para sua calibração. Os testes em pequenas paredes devem fornecer a resistência à compressão e de tração paralela e perpendicular às juntas, de modo a se determinar os parâmetros de resistência dos materiais.

De acordo com LOURENÇO (1996) um micromodelamento deve incluir todos os mecanismos básicos de falhas da alvenaria, quais sejam:

- (a) fissuração ou ruptura nas juntas;
- (b) deslizamento ao longo da junta, sob baixos valores de tensão;
- (c) fissuração e ruptura dos blocos na direção da carga aplicada;
- (d) tração diagonal nos blocos sob valores de tensão normal suficientes para desenvolvimento de atrito nas juntas;
- (e) rupturas localizadas.

HAGSTEIN & NIELSEN (2000) consideraram, no modelamento computacional de paredes sob força lateral e pré-compressão combinadas, as propriedades dos materiais e da interface, reproduzindo os deslocamentos e linhas de ruptura com boa concordância com resultados experimentais.

Para análise do comportamento global das estruturas, informações sobre a interação entre blocos e argamassa geralmente não são necessárias, o que permite um macromodelamento, no qual se estabelece uma relação média entre tensões e deformações. Assim sendo, os parâmetros do material devem ser obtidos de ensaios em paredes com dimensões suficientemente grandes sob um estado de tensões homogêneo (LOURENÇO *et al.*, 1998).

2.7 CONCLUSÕES

- (a) Não há relato de pesquisas, na literatura nacional ou internacional, de programas experimentais suficientemente amplos desenvolvidos com o intuito de se conhecer o comportamento de paredes de estruturas em alvenaria sem a presença de juntas verticais de argamassa;
- (b) O conhecimento sobre o comportamento ao cisalhamento da alvenaria parece menos avançado que o conhecimento acerca do comportamento à compressão, apesar de ser o modo de ruptura dominante em várias situações. Isto pode ser observado pela variabilidade destes valores, quando os vários procedimentos de cálculo (BSI, 1992; EUROCODE 6, 1996; ACI, 1994) são comparados entre si.
- (c) Uma comparação dos ensaios para determinação de resistência ao cisalhamento propostos por diferentes normas mostra que há uma diferença significativa entre os procedimentos experimentais adotados;
- (d) As várias categorias de ensaios, relacionados às construções em alvenaria apresentadas, evidenciam uma falta de padronização de corpos de prova e procedimentos de ensaio, de modo a permitir que os resultados obtidos pelos diversos pesquisadores possam ser comparados;
- (e) As propostas de testes iniciais para ensaios de resistência ao cisalhamento na junta apresentavam pouca preocupação com a posição de aplicação da carga. Proposições mais recentes definem melhor esta posição que afeta a distribuição de tensões e, conseqüentemente, a carga de ruptura;

- (f) Análises usando o método dos Elementos Finitos têm demonstrado que mesmo o teste de tripletas, que tem sido adotado com grande frequência, não produz uma distribuição uniforme de tensões ao longo da junta. Conseqüentemente a tensão de cisalhamento calculada através da média de tensões é menor que tensões localizadas de cisalhamento;
- (g) Uma grande variedade de testes tem sido usados, nos últimos anos, para medir a resistência ao cisalhamento na junta, entretanto, para uma mesma combinação de bloco-argamassa, cada método produz diferentes valores de τ_0 e μ , uma vez que as distribuições de tensões normais e de cisalhamento geradas são diferentes.

CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DE MATERIAIS E PRISMAS

3.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta os resultados de ensaios de caracterização física e mecânica dos materiais utilizados nos testes de estruturas em alvenaria, bem como a caracterização mecânica de prismas e pequenas paredes com juntas verticais preenchidas e não preenchidas.

Com base nestes resultados foi projetado e detalhado o programa experimental, apresentado no capítulo 4, e feita a análise teórica do comportamento e resistência das estruturas que o compõem.

As principais propriedades dos materiais empregados, aqui apresentadas, são:

- (a) análise dimensional dos blocos;
- (b) taxa de absorção dos blocos;
 - imersão em água por 24 horas;
 - imersão em água fervente por 5 horas;
- (c) resistência à compressão axial dos blocos;
- (d) análise granulométrica da areia;

A caracterização física e mecânica de prismas e pequenas paredes com juntas verticais preenchidas e não-preenchidas inclui:

- (a) relação tensão-deformação de prismas em ensaio de compressão;
 - paralelo às juntas de argamassa;
 - perpendicular às juntas de argamassa;
- (b) resistência à compressão de prismas:
 - paralela às juntas de argamassa;
 - perpendicular às juntas de argamassa;
- (c) resistência ao cisalhamento de prismas;
 - tripletas;
 - testes em *shear box*;

- (d) resistência de paredes à tração em ensaio de flexão:
 - paralela às juntas de argamassa;
 - perpendicular às juntas de argamassa;
- (e) coeficiente de Poisson;
- (f) módulo de cisalhamento.

Os ensaios foram feitos de acordo com normas britânicas, sob condições controladas de temperatura e umidade, nos Laboratórios de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Edimburgo (Escócia).

3.2 PROPRIEDADES DE BLOCOS E ARGAMASSAS

3.2.1 Blocos

Foram usados blocos cerâmicos¹ extrudados em escala reduzida 1:3 em todos os testes, como mostrado na Fig. 3.1.

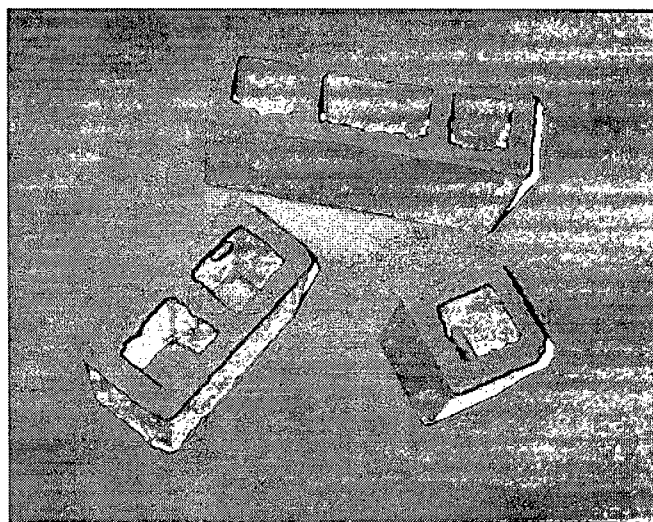


Fig. 3.1 – Blocos cerâmicos empregados nos ensaios.

3.2.1.1 Análise dimensional

Para cada tipo de bloco empregado foi ensaiada uma amostra aleatória de 12 blocos para determinação das propriedades dimensionais. Os ensaios foram realizados de acordo com a norma BS 3921 (BSI, 1985). Os resultados dos ensaios são apresentados, resumidamente, na Tab. 3.1.

¹ Blocos foram fabricados no Brasil pela Cerâmica Seleta (São Paulo).

Tabela 3.1 – Análise dimensional de blocos usados nos ensaios.

Bloco	Dimensões	Varição (mm)	Média (mm)	Desvio padrão (mm)
1 furo	Comprimento	46,7 – 47,2	46,9	0,2
	Espessura	45,5 – 49,5	47,2	1,9
	Altura	63,1 – 64,1	63,6	0,3
2 furos	Comprimento	96,4 – 97,8	97,0	0,5
	Espessura	46,9 – 47,5	47,2	0,2
	Altura	63,5 – 64,7	64,0	0,4
3 furos	Comprimento	148,3 – 149,7	149,0	0,4
	Espessura	46,9 – 47,5	47,2	0,2
	Altura	63,6 – 64,3	63,9	0,2

A área líquida dos blocos de 1, de 2 e de 3 furos é 1329 mm², 2102 mm² e 3699 mm², respectivamente, que corresponde a 60,0%, 54,1% e 52,6% da área bruta.

3.2.1.2 Absorção d'água

Dois métodos foram usados, de acordo com a norma BS 3921 (BSI, 1985), para determinação dos índices de absorção d'água e coeficiente de saturação (Tab. 3.2) de uma amostra aleatória de 10 blocos, quais sejam:

- (a) imersão em água por 24 horas;
- (b) imersão em água fervente por 5 horas.

Tab. 3.2 – Índices de absorção d'água dos blocos, em massa.

Tipo de bloco	Ensaio	Absorção d'água, em porcentagem de massa dos blocos		
		Mínima e máxima	Média	Desvio Padrão
1 furo	Absorção por imersão em água 24 horas	14,1 – 15,7	15,0	0,6
	Absorção água fervente 5 horas	15,1 – 16,4	15,8	0,5
	Coeficiente de saturação	0,94 – 0,96	0,95	0,01
2 furos	Absorção por imersão em água 24 horas	13,9 – 16,0	15,0	0,8
	Absorção água fervente 5 horas	14,8 – 16,5	15,8	0,7
	Coeficiente de saturação	0,94 – 0,97	0,95	0,01
3 furos	Absorção por imersão em água 24 horas	14,0 – 15,7	14,9	0,5
	Absorção água fervente 5 horas	14,9 – 16,2	15,6	0,4
	Coeficiente de saturação	0,94 – 0,97	0,95	0,01

O coeficiente de saturação é definido pela relação entre a absorção após imersão por 24 horas em água fria e a absorção após 5 horas em água fervente.

3.2.1.3 Resistência à compressão

A resistência à compressão de blocos é geralmente utilizada pelos diversos procedimentos de cálculo para classificá-los, fornecendo um indicativo da qualidade do material (KIEKER, 2000).

Resultados de ensaios de compressão axial dos diversos tipos de blocos são apresentados na Tab. 3.3. Estes ensaios foram realizados de acordo com a norma BS 3921 (BSI, 1985), exceto que, ao invés de capeamento com argamassa, utilizou-se um compensado de madeira de espessura 6 mm no topo e base dos blocos, visando uma distribuição de tensões mais uniforme.

Tab. 3.3 – Resistência à compressão axial dos blocos.

Tipo de bloco	Resistência à compressão axial (área bruta)		Resistência à compressão axial (área líquida)	
	Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)
1 furo	24,17	2,98	40,27	4,97
2 furos	15,78	3,99	29,16	7,38
3 furos	13,19	2,41	25,07	4,59
Bloco grauteado*	41,00	5,50	41,00	5,50

(*) Blocos com 2 furos grauteados com argamassa cimento:areia 1:3 em volume.

Uma comparação entre os diversos tipos de blocos mostra que os blocos canaleta apresentam resistência à compressão significativamente menor que os demais. Devido às diferentes geometrias e, conseqüentemente, aos diferentes estados de confinamento dos blocos durante o ensaio, a resistência à compressão de blocos de 1, de 2 e de 3 furos aumenta à medida que a área da seção transversal dos mesmos diminui.

A ruptura típica dos blocos foi caracterizada por fissuras verticais nas suas paredes ao longo da altura.

3.2.2 Argamassa

Foi utilizada uma argamassa 1:1:6 de cimento: cal: areia (em volume) para todos os ensaios. A relação água/cimento foi ajustada pelo pedreiro para se obter a trabalhabilidade desejada e mantida constante em todas as misturas.

Três cubos de argamassa (de aresta 100 mm) foram moldados a partir de cada traço preparado. Foram retirados do molde após 24 horas e curados imersos em água até 30 minutos antes de serem ensaiados à compressão conforme a norma BS 4551 (BSI, 1998).

3.2.2.1 Cimento

Foi usado um cimento de alta resistência inicial em conformidade com as prescrições da norma BS 12 (BSI, 1996).

3.2.2.2 Cal

Para preparação de todas argamassas foi usada cal hidratada, produzida de acordo as prescrições da norma BS 890 (BSI, 1995).

3.2.2.3 Areia

A areia empregada em todos os ensaios é de uso comum na construção civil, com granulometria próxima ao limite inferior especificado pelas normas BS 1199 e 1200 (BSI, 1976). A análise granulométrica é apresentada na Fig. 3.2, juntamente com os limites estabelecidos pela referida norma.

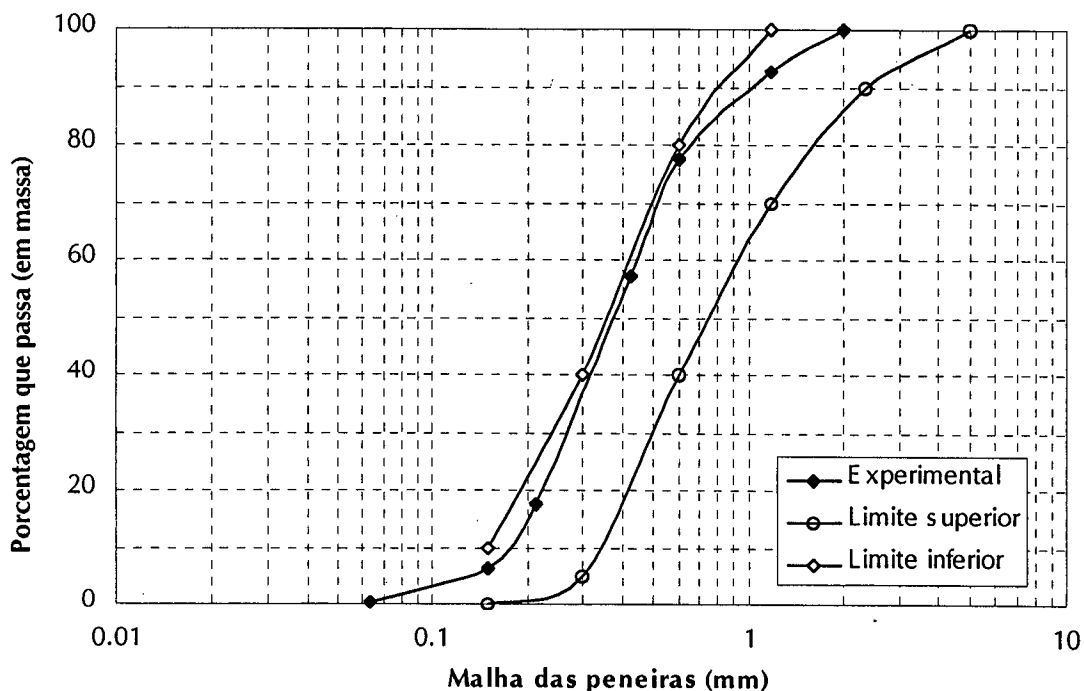


Fig. 3.2 – Análise granulométrica da areia usada nos ensaios e limites superior e inferior estabelecidos pelas normas BS 1199 e 1200 (BSI, 1976).

3.3 RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO SOB COMPRESSÃO

A relação tensão-deformação para prismas com juntas verticais preenchidas e não preenchidas foi estabelecida através de ensaios de compressão axial. Os prismas foram ensaiados sob carregamento uniaxial, para determinar os módulos de elasticidade, resistência à compressão e coeficientes de Poisson nas direções paralela e perpendicular às juntas horizontais de argamassa. Foram ensaiados prismas sob estado biaxial de tensões para determinação do módulo de cisalhamento (G).

Foram ensaiados um total de 24 prismas, com juntas verticais de argamassa preenchidas e não preenchidas, curados sob uma folha de polietileno sob temperatura de $(20 \pm 3)^\circ \text{C}$, em laboratório, sendo a umidade relativa do ar de $(60 \pm 10)\%$. O capeamento foi feito com pasta de gesso nas faces de aplicação do carregamento. A carga foi aplicada por uma máquina universal devidamente calibrada. As deformações foram medidas usando um extensômetro mecânico com comprimento nominal de 150 mm ou extensômetros elétricos com comprimentos de 10 mm e 60 mm.

Os cubos de argamassa extraídos durante a preparação da mistura foram ensaiados no dia correspondente ao do teste dos prismas.

3.3.1 Módulo de elasticidade e resistência à compressão

3.3.1.1 Perpendicular às juntas de assentamento

Todos os prismas foram construídos com 5 fiadas e 2 blocos de largura. Para definição do número de fiadas foi feita uma análise da distribuição de deformações nas seções transversais sob carga axial, utilizando o Método dos Elementos Finitos. Com base nesta análise e em resultados experimentais publicados anteriormente (SINHA, 1968) foi definido o número de fiadas dos prismas e os pontos de medição de deformação, localizados em região de fluxo uniforme de deformação.

A instrumentação foi feita como mostrado na Fig. 3.3. Foram usados extensômetros mecânicos com comprimento nominal de 150 mm. Para cada incremento de carga de compressão axial foram medidas 6 deformações, sendo 3 em cada face do prisma.

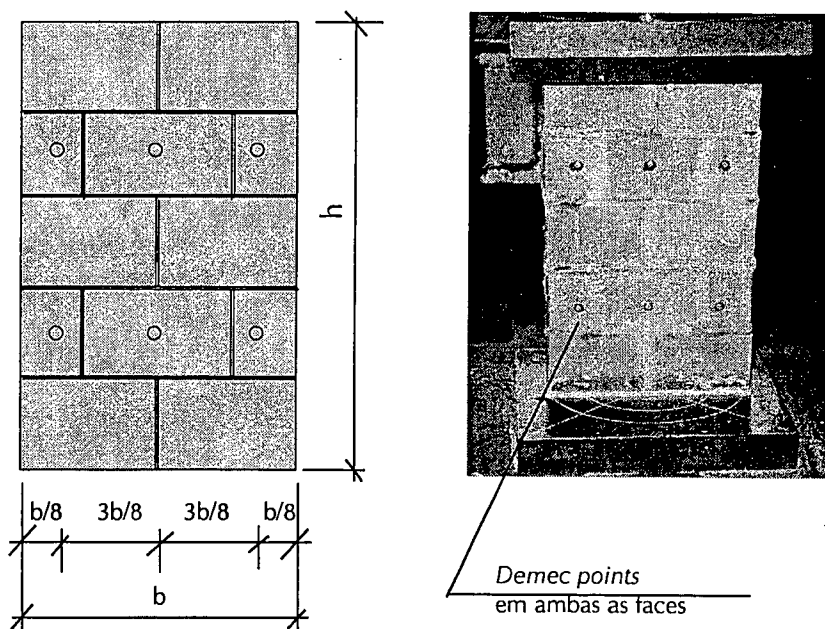


Fig. 3.3 – Localização dos pontos de medição de deformação em um prisma com juntas verticais preenchidas.

Para corpos de prova com juntas verticais não preenchidas foram feitas medições de deformação adicionais de cada lado dos prismas, nas proximidades das juntas verticais, como mostra a Fig. 3.4. O objetivo era identificar um eventual efeito

localizado do não preenchimento das juntas na distribuição de deformação, o que não foi observado nas medições utilizando extensômetros mecânicos.

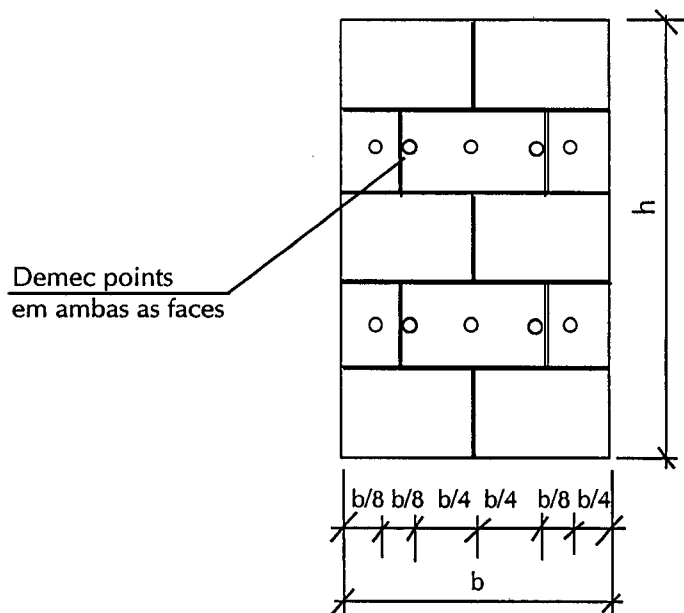


Fig. 3.4 – Localização dos pontos de medição de deformação em um prisma com juntas verticais não preenchidas.

A carga de compressão foi aplicada em pequenos incrementos e mantida constante enquanto se fazia a leitura de deformação. No estágio inicial de carregamento, as deformações em ambas as faces eram comparadas para se verificar a existência de possíveis excentricidades na aplicação da carga. Em ocorrendo, o ensaio era interrompido para se efetuar as devidas correções.

As relações tensão-deformação foram estabelecidas até um limite de aproximadamente 90% da carga de ruptura. De um modo geral, testes de prismas têm mostrado uma curva descendente em níveis de carregamento próximos à ruptura. Isto, entretanto, só foi observado para alguns corpos de prova, devido às limitações do método de medição utilizado. Porém, sob o ponto de vista prático, o nível de tensão de interesse localiza-se sempre abaixo dos valores de pico.

As relações tensão-deformação para os prismas são apresentadas graficamente nas Fig. 3.5 a 3.7. Um resumo dos resultados obtidos para o módulo de elasticidade longitudinal é apresentado na Tab. 3.4, enquanto a Tab. 3.5 apresenta a resistência à compressão axial dos mesmos.

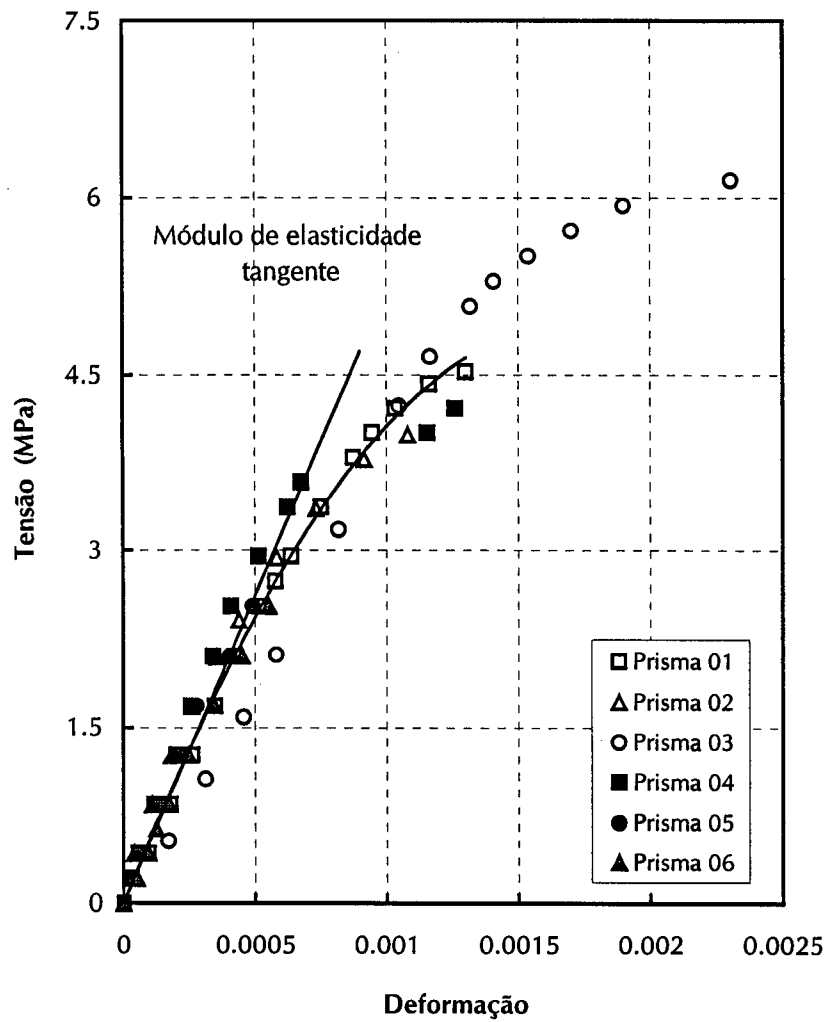


Fig. 3.5 – Relação tensão-deformação e módulo de elasticidade tangente para prismas com juntas verticais preenchidas (área bruta).

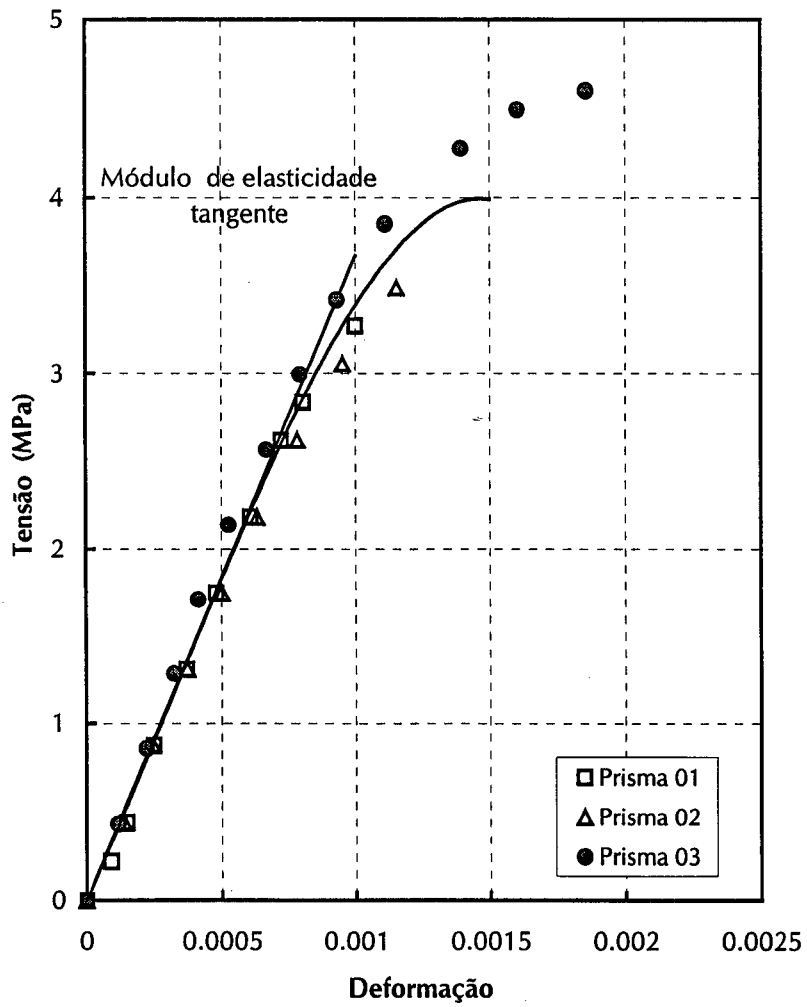


Fig. 3.6 – Relação tensão-deformação e módulo de elasticidade tangente para prismas com juntas verticais não preenchidas (área bruta).

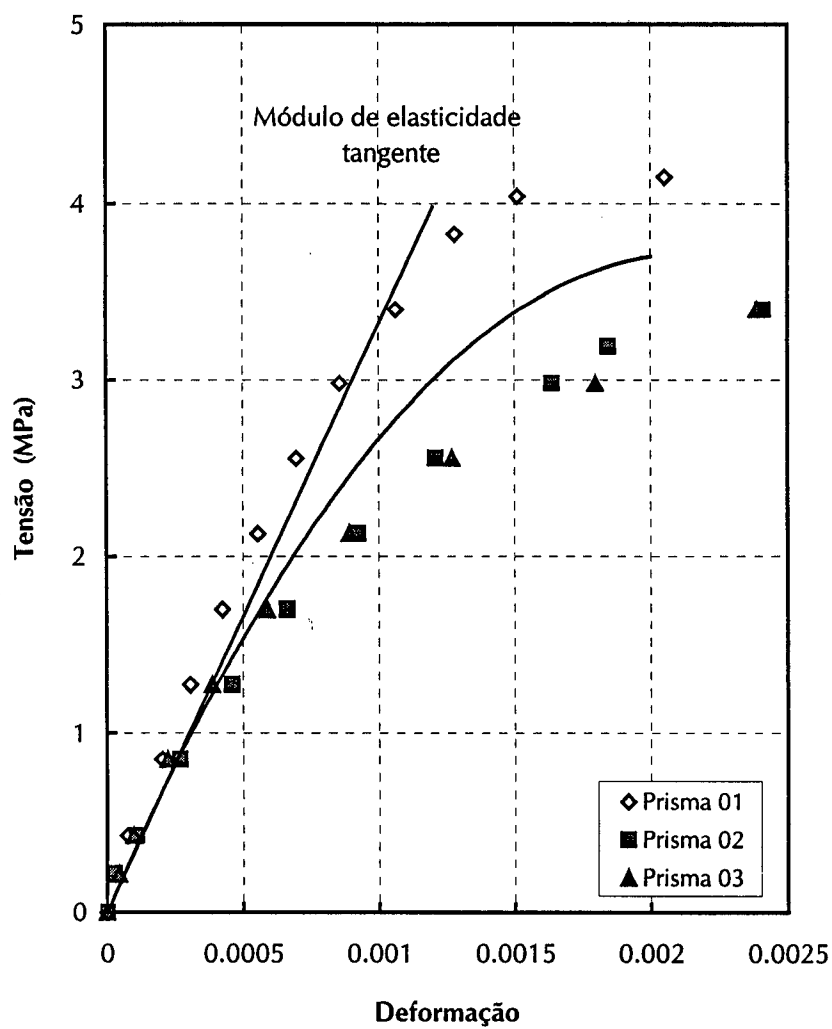


Fig. 3.7 – Relação tensão-deformação e módulo de elasticidade tangente para prismas grauteados com argamassa de cimento:areia 1:3 em volume (área bruta).

Para determinação do módulo de elasticidade tangente foram definidas as curvas tensão-deformação utilizando o método dos mínimos quadrados, a partir do resultado dos ensaios de prismas à compressão axial.

Nestes ensaios, onde foram tomadas as medidas de deformação nas duas faces dos prismas, verificava-se a existência ou não de excentricidade na aplicação da carga fazendo-se uma comparação das deformações medidas nas duas faces, para uma mesma carga, no estágio inicial de carregamento. Havendo excentricidade, o teste era interrompido e reiniciado após as devidas adequações.

Os valores de deformação apresentados nas Fig. 3.5 a 3.7 são a média dos valores medidos nas duas faces, para um total de aproximadamente 15 incrementos de carga, aplicados até a ruptura.

Uma vez estabelecidas as curvas tensão–deformação para cada tipo de prisma, definiu-se uma reta tangente à curva passando pela origem do sistema de eixos coordenados. O módulo de elasticidade tangente é dado pela inclinação angular desta reta.

No caso de prismas com juntas verticais não preenchidas, quando foram colocados *demec points* adicionais (Fig. 3.4), os valores de deformação obtidos naqueles pontos não foram considerados para se estabelecer a relação tensão-deformação, uma vez que não alteravam significativamente a curva obtida ou o módulo de elasticidade tangente. Isto também permitiria uma melhor comparação com os resultados obtidos nos ensaios de prismas com juntas verticais preenchidas.

Tab. 3.4 – Módulo de elasticidade tangente (E_y) perpendicular às juntas (área bruta).

Tipos de prismas	Prisma	E_y (MPa)	Média de E_y (MPa)	Resistência da argamassa à compressão (MPa)	
				Média de 6 ensaios	Desvio padrão
Juntas preenchidas	01	4990	5888	5,19	0,11
	02	6414			
	03	4907			
	04	6571			
	05	6340			
	06	6103			
Juntas não preenchidas	01	3564	3675	5,30	0,46
	02	3421			
	03	4039			
Grauteados	01	4108	3310	5,47	0,15
	02	2714			
	03	3109			

Tab. 3.5 – Resistência à compressão axial (f_c) de prismas (área bruta).

Tipos de prismas	Prisma	Carga de ruptura (N)	f_c (MPa)	Média de f_c (MPa)	Resistência da argamassa à compressão (MPa)	
					Média de 6 ensaios	Desvio padrão
Juntas preenchidas	01	45400	4,76	5,03	5,19	0,11
	02	39800	4,17			
	03	58900	6,17			
Juntas não preenchidas	01	30800	3,35	3,99	5,30	0,46
	02	36900	4,00			
	03	43100	4,61			
Grauteados	01	39800	4,22	3,81	5,47	0,15
	02	33000	3,50			
	03	35000	3,71			

Durante os testes, as fissuras iniciais foram observadas geralmente sob a junta vertical na direção axial, correspondendo a 75% da carga de ruptura². Entretanto, a propagação destas fissuras e o modo de ruptura final foram diferentes para cada tipo de prisma testado.

Para corpos de prova com juntas verticais preenchidas e sem grauteamento, as fissuras iniciais ocorreram nos blocos e propagaram para a junta vertical de argamassa até a ruptura. Foram observadas em ambas as faces inicialmente e, posteriormente, nas laterais dos corpos de prova.

Para corpos de prova com juntas verticais não preenchidas, as fissuras ocorreram inicialmente nos blocos, na quarta fiada, sob a junta não preenchida, propagando-se na direção da carga aplicada. Fissuras nas duas faces laterais foram também observadas, posteriormente.

A ruptura final dos prismas foi caracterizada pelo lascamento das paredes dos blocos, como mostrado na Fig. 3.8.



Fig. 3.8 – Ruptura das paredes de blocos em ensaio de prisma sob compressão axial.

² A carga de ruptura é aqui considerada como sendo o valor máximo de carga medido no ensaio de compressão axial.

Para todos os prismas, a ruptura foi explosiva ou caracterizada por uma queda brusca na medição da carga aplicada, seguida pelo seu esmagamento.

3.3.1.2 Paralelo às juntas de assentamento

As paredes em alvenaria apresentam propriedades mecânicas diferentes nas direções ortotrópicas. O efeito da diferença entre os módulos de elasticidade transversal e longitudinal no seu comportamento e resistência não pode ser negligenciado quando a contribuição das deformações por cisalhamento é significativa.

Por isto, foi determinado experimentalmente o módulo de elasticidade paralelo à direção das juntas horizontais de prismas, através de ensaio de compressão uniaxial. Foram ensaiados 6 prismas, sendo 3 com juntas verticais preenchidas e 3 com juntas verticais não preenchidas. Os corpos de prova foram capeados e nivelados com pasta de gesso. As medições de deformação foram feitas em 8 pontos, 4 de cada lado, para cada incremento de carga aplicado. A localização dos *demec points* é apresentada na Fig. 3.9.

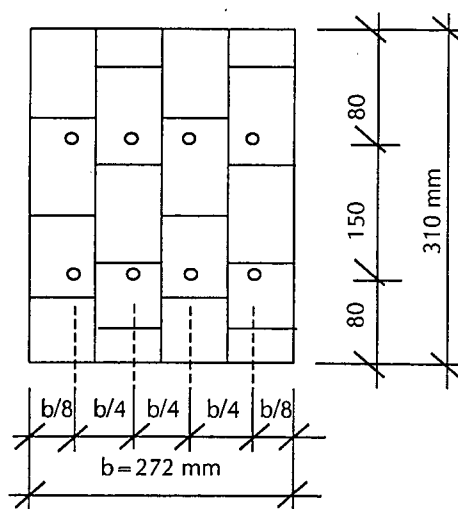


Fig. 3.9 – Localização de extensômetros mecânicos para ensaio de compressão axial de prismas paralelo às juntas de assentamento.

O carregamento foi aplicado utilizando-se uma célula de carga de 5000 N calibrada antes do teste. Os corpos de prova foram carregados até aproximadamente 30% da

carga de ruptura esperada³. A carga foi aplicada em pequenos incrementos, verificando-se a existência de eventuais excentricidades pela comparação das deformações nas duas faces dos prismas, nos níveis iniciais de carregamento.

A relação tensão-deformação obtida é apresentada na Fig. 3.10 para os corpos de prova com juntas verticais preenchidas e, na Fig. 3.11, para corpos de prova com juntas verticais não preenchidas. Uma regressão linear usando o método dos mínimos quadrados foi feita para se determinar os módulos de elasticidade tangente, apresentados na Tab. 3.6.

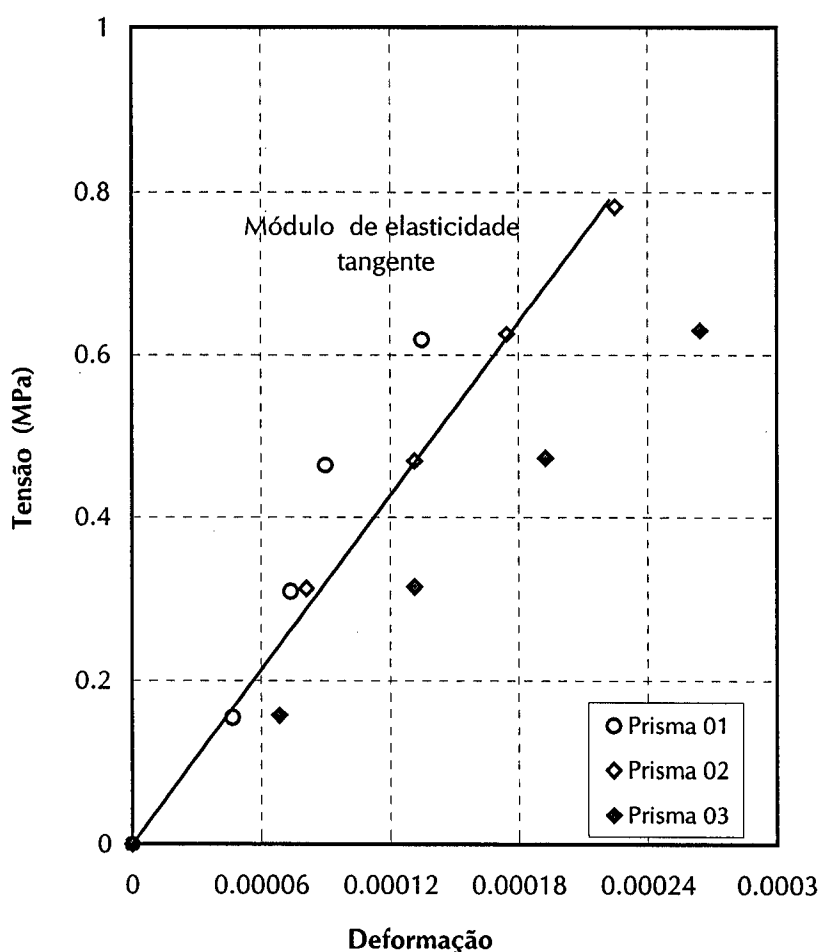


Fig. 3.10 – Módulo de elasticidade tangente paralelo às juntas de assentamento para prismas com juntas verticais preenchidas (área bruta).

³ Foram ensaiados 2 prismas preliminarmente para se avaliar a carga de ruptura.

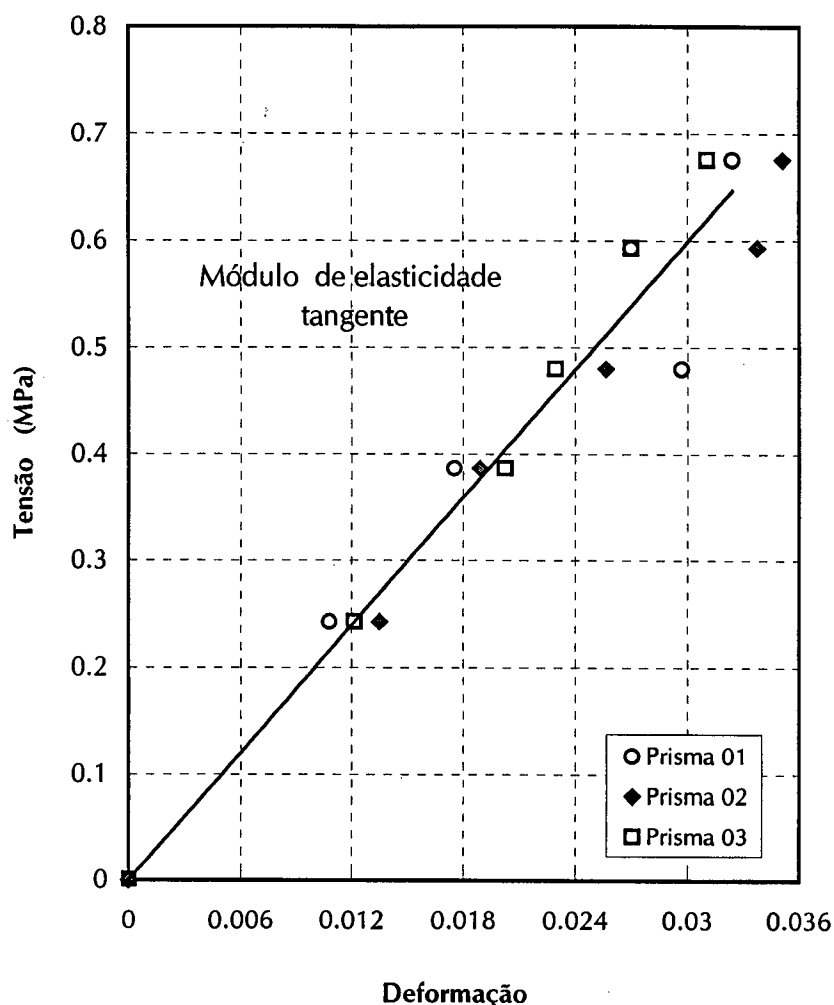


Fig. 3.11 – Módulo de elasticidade tangente paralelo às juntas de assentamento para prismas com juntas verticais não preenchidas (área bruta).

Tab. 3.6 – Módulo de elasticidade tangente (E_x) paralelo às juntas (área bruta).

Juntas de argamassa	Corpo de prova	Módulo de elasticidade E_x (MPa)	Média de módulo de elasticidade (MPa)	Resistência à compressão da argamassa (MPa)	
				Média de 6 ensaios	Desvio padrão
Preenchidas	01	4573	3503	5,19	0,11
	02	3548			
	03	2403			
Não preenchidas	01	1995	1995	5,19	0,11
	02	2180			
	03	1810			

Comparando-se os valores médios de módulo de elasticidade paralelo às juntas de assentamento de prismas com juntas verticais preenchidas (3503 MPa) e não preenchidas (1995 MPa), observa-se uma redução de aproximadamente 40% quando as juntas não são preenchidas.

3.3.2 Coeficiente de Poisson

Para materiais isotrópicos e homogêneos, o coeficiente de Poisson é constante em todas as direções e pode ser determinado pela relação entre as deformações em duas direções ortogonais em ensaio de compressão axial. Este coeficiente e os módulos de elasticidade transversal e longitudinal são interdependentes, como expresso pela Eq. 3.2.

$$G = \frac{E}{2(1+\lambda)} \quad (\text{Eq. 3.2})$$

Entretanto, se o material apresenta propriedades mecânicas diferentes nas direções ortogonais, como é o caso da alvenaria, uma caracterização mais completa é necessária para se obter as relações constitutivas entre tensão e deformação, necessárias à análise do comportamento e resistência de paredes.

Três corpos de prova foram usados para determinação dos coeficiente de Poisson (Tab. 3.7) nas direções ortogonais (v_x , v_y), como mostrado nas Fig. 3.12 e 3.13. Como para o nível de carregamento aplicado, as deformações produzidas nas direções ortogonais são pequenas, foram utilizados extensômetros elétricos.

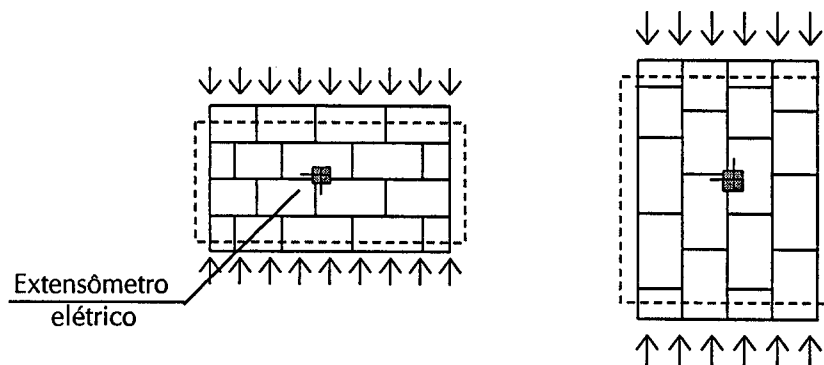


Fig 3.12 – Esquema de carregamento para obtenção dos coeficientes de Poisson em direções ortogonais.

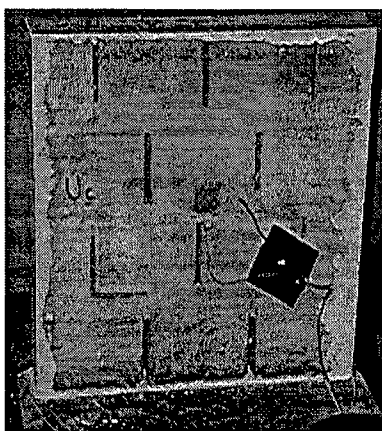


Fig 3.13 – Instrumentação e aplicação de carregamento para obtenção dos coeficientes de Poisson em direções ortogonais.

Tabela 3.7 – Coeficiente de Poisson para prismas com juntas preenchidas e não preenchidas nas direções perpendicular (ν_x) e paralela (ν_y) às juntas horizontais.

Juntas de argamassa	Corpo de prova	ν_x (média de 3 ensaios)	ν_y (média de 3 ensaios)	Resistência à compressão da argamassa (MPa)	
				Média de 6 ensaios	Desvio padrão
Preenchidas	1	0,17	0,12	5,19	0,11
	2	0,11	0,15		
	3	0,20	0,13		
Não preenchidas	1	0,19	0,19	5,19	0,11
	2	0,17	0,22		
	3	0,15	0,29		

Os valores de ν_x e ν_y são interdependentes uma vez que, por definição, o produto de $\nu_y E_x$ deve ser igual a ν_x multiplicado por E_y . A medição de deformação usando extensômetros elétricos captura o efeito ao longo de um comprimento menor que aquele obtido quando se utiliza extensômetros mecânicos. Apesar de menor, o efeito da presença da junta de argamassa é parcialmente capturado devido à compatibilização de deformações na interface bloco-argamassa. Devido a isto, observa-se uma diferença entre os valores dos módulos de elasticidade obtidos desta forma e utilizando-se extensômetros mecânicos.

3.3.3 Módulo de elasticidade transversal

Para determinação do módulo de cisalhamento, foi realizado um ensaio sob estado biaxial de tensões como esquematizado na Fig. 3.14. O elemento $abcd$, submetido as tensões σ_1 e σ_2 assume a posição deformada $a'b'c'd'$.

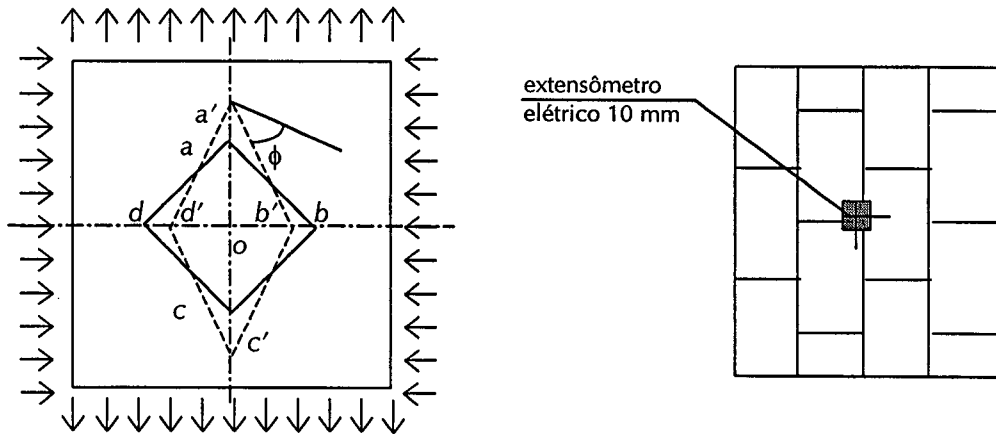


Fig. 3.14 – Esquema de aplicação de carga e de deformação de um elemento sob cisalhamento puro.

Por definição

$$\phi = \frac{\tau}{G_{xy}} \tag{Eq. 3.3}$$

onde ϕ é o ângulo formado, como na Fig. 3.14, e τ é a tensão de cisalhamento no elemento $abcd$ devido aos esforços aplicados. O valor do ângulo de distorção ϕ pode ser obtido por relações trigonométricas, sendo expresso pela Eq. 3.4.

$$\frac{ob'}{oa'} = \frac{1 - \tan \frac{\phi}{2}}{1 + \tan \frac{\phi}{2}} - \frac{1 - \frac{\phi}{2}}{1 + \frac{\phi}{2}} \tag{Eq. 3.4}$$

O esquema experimental montado para medição das deformações nas direções dos carregamentos aplicados é apresentado na Fig. 3.15. Foram usados extensômetros elétricos com precisão de 10^{-6} .

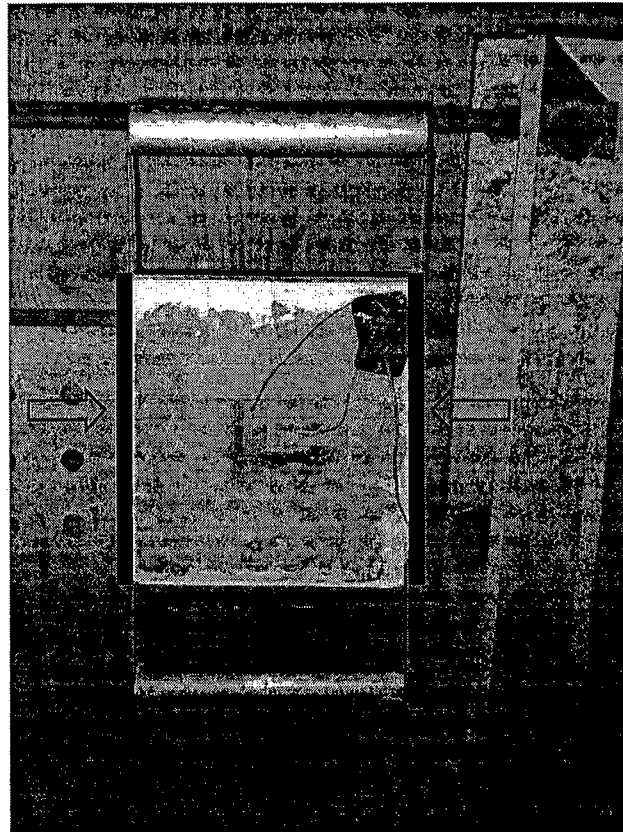


Fig. 3.15 – Ensaio de prisma com juntas verticais não preenchidas para determinação do módulo de elasticidade transversal.

Os resultados obtidos, entretanto, não foram consistentes entre os vários corpos de prova ensaiados, não sendo aqui apresentados. Os valores de módulo de elasticidade utilizados na análise dos resultados são calculados a partir dos valores obtidos para os módulos de elasticidade longitudinal e coeficientes de Poisson nas direções ortogonais, associados pela Eq. 3.5, para materiais ortotrópicos (CHEN & SALEEB, 1992).

$$\frac{1}{G_{xy}} = \frac{1}{E_x} + \frac{1+2\nu_{xy}}{E_y} \quad (\text{Eq. 3.5})$$

Os valores de G_{xy} são respectivamente 1831 MPa e 1059 MPa para prismas com juntas verticais preenchidas e não preenchidas, tomando-se os valores médios obtidos experimentalmente de módulo de elasticidade longitudinal, nas direções paralela e perpendicular às juntas de assentamento, e os valores médios de coeficiente de Poisson, também obtidos experimentalmente.

3.4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A aderência na interface entre argamassa e blocos é de natureza mecânica, decorrente da formação de cristais de etringite (GROOT, 1993). Estudo sobre a formação destes cristais, suas dimensões e porosidade dos blocos são essenciais para se entender os fundamentos do mecanismo de adesão. Entretanto, os métodos usados para se obter os efeitos destes vários fatores na resistência ao cisalhamento nas interfaces apresentam custo elevado e demandam um tempo relativamente grande. Outros métodos são, portanto, utilizados (SINHA, 1983).

Dois tipos de testes foram feitos para se determinar a tensão de aderência na junta: ensaios de triplas sem pré-compressão e em *shear box*, com e sem pré-compressão.

3.4.1 Ensaios de quadripletas

Cinco quadripletas foram preparadas e ensaiadas, como esquematizado na Fig. 3.16. A resistência à compressão média da argamassa foi de 5,19 MPa, com desvio padrão de 0,11 MPa.

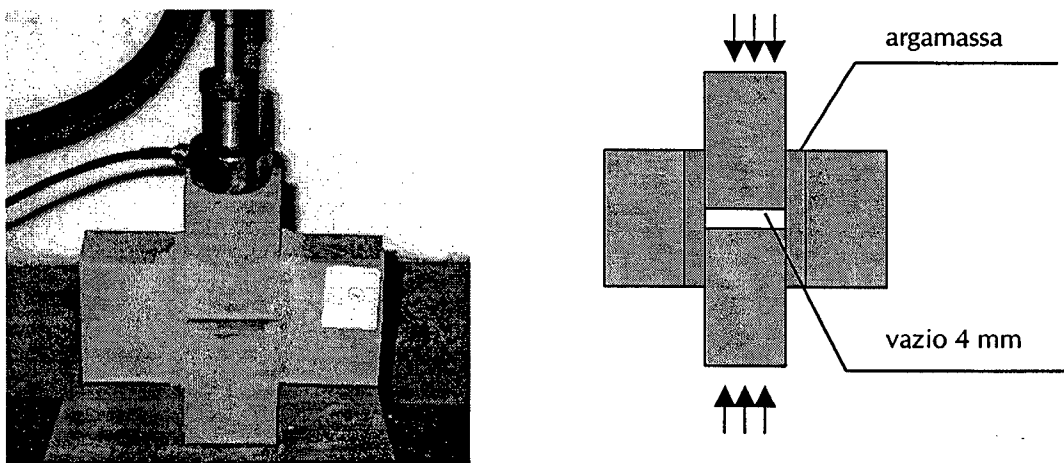


Fig. 3.16 – Ensaio de cisalhamento na junta.

O excesso de argamassa no vazio existente entre os blocos foi removido e a carga foi aplicada axialmente até a ruptura, utilizando-se uma célula de carga com capacidade de 5000 N, previamente calibrada. Os resultados obtidos são apresentados na Tab. 3.8.

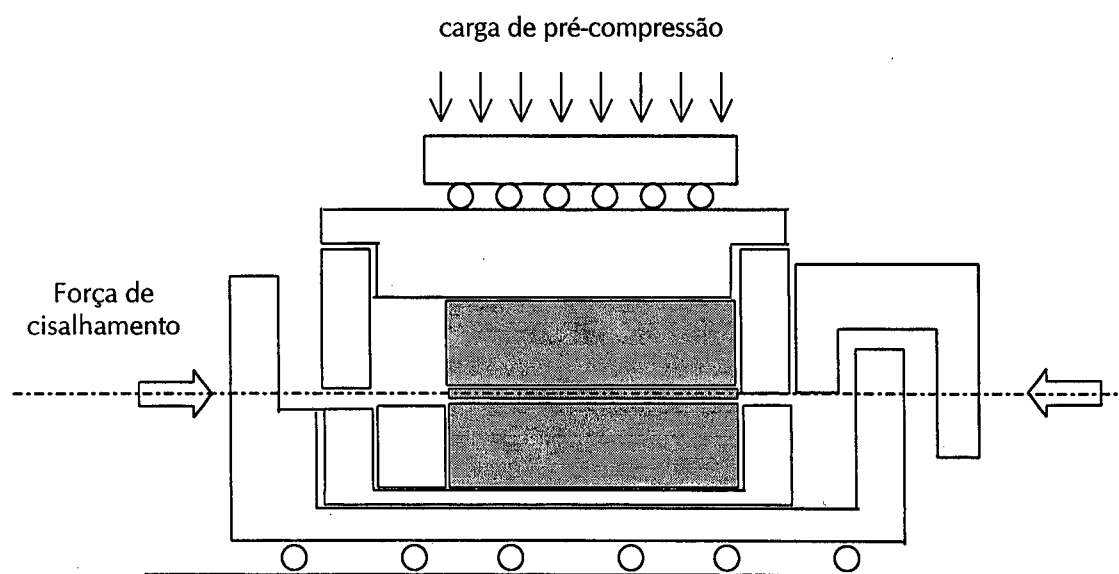
Tab. 3.8 – Resistência ao cisalhamento na junta (área líquida).

Corpo de prova	Carga de ruptura (N)	Área das juntas (mm ²)	Resistência ao cisalhamento na junta (MPa)	Resistência ao cisalhamento na junta (MPa)	
				Média	Desvio padrão
01	280	1637	0,17	0,36	0,18
02	340	1643	0,21		
03	613	1627	0,38		
04	653	1646	0,40		
05	1026	1648	0,62		

Pela Tab. 3.8 pode-se observar uma grande variação nos resultados de resistência ao cisalhamento dos corpos de prova na junta. Esta variação é também observada em diversos resultados existentes na literatura (ATKINSON *et al.*, 1989; HULSE *et al.*, 1982; SINHA, 1983).

3.4.2 Ensaio em *shear box*

Ensaio em *shear box*, derivados da Mecânica dos Solos, têm sido usados para caracterizar aderência na interface de blocos e argamassa. O ensaio consiste na aplicação de esforço horizontal sobre as extremidades dos corpos de prova usando uma caixa de cisalhamento, como mostrado na Fig. 3.17.

Fig. 3.17 – Configuração do ensaio em *shear box* sob pré-compressão.

3.4.2.1 Estudo teórico

Um estudo teórico do *shear box test* foi feito para se determinar a distribuição de deformação na interface bloco-argamassa. O objetivo era determinar a distribuição de tensões de cisalhamento e estabelecer a forma como resultados experimentais devem ser tratados, identificando eventuais concentrações de tensões nas extremidades dos prismas ou regiões de aplicação dos esforços. O estudo também pretendeu determinar e extensão da região onde a distribuição de tensões pode ser considerada uniforme.

Um micro-modelamento foi feito utilizando-se o Método dos Elementos Finitos¹, sendo a malha discretizada em elementos bidimensionais, com quatro nós nas extremidades dos elementos e integração em 4 pontos, sob estado plano de tensões. Um estudo da convergência de malha foi feito. Duas placas rígidas foram consideradas nas extremidades dos corpos de prova, como ocorre no experimento. O esforço horizontal foi aplicado sobre estas placas. A configuração inicial da malha e a configuração deformada são apresentadas na Fig. 3.18.

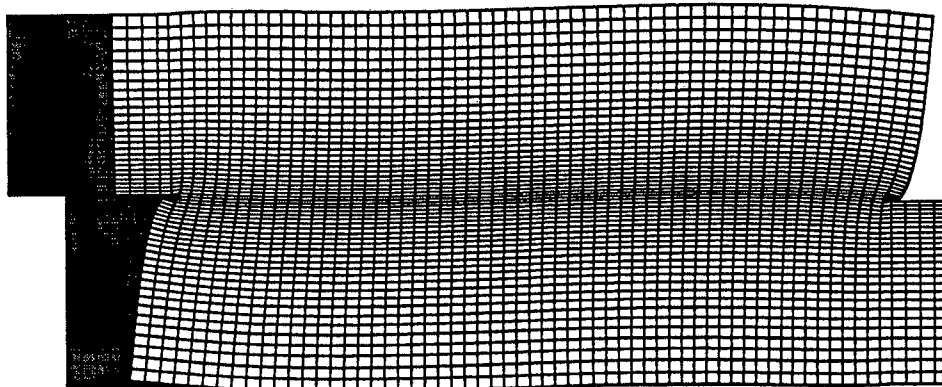


Fig. 3.18 – Configuração da malha e configuração deformada em ensaio *shear box*.

Um estudo paramétrico foi feito para se verificar a influência do módulo de elasticidade da argamassa na distribuição de tensões de cisalhamento na interface bloco-argamassa. Para uma relação entre o módulo de elasticidade dos blocos (E_b) e da argamassa (E_m) de até 3, variações na distribuição de tensões podem ser negligenciadas. Entretanto, para relações E_b/E_m maiores que 3, a área de tensão de

¹ Detalhes sobre o programa computacional utilizado são apresentados no capítulo 5.

cisalhamento constante reduz-se significativamente. Para os materiais usados a relação E_b/E_m é de aproximadamente 1,5.

A distribuição de tensão ao longo do comprimento na interface bloco-argamassa é apresentada na Fig. 3.19. Ela é aproximadamente constante em torno de 70% da extensão. A tensão de cisalhamento média, obtida dividindo-se o valor da carga total aplicada pela área da interface, apresenta uma ótima concordância com o modelo comparando-se com a área sob a curva integrada ao longo do comprimento, no modelo teórico.

Um pico de tensão pode ser observado nas extremidades dos corpos de prova na interface bloco-argamassa, que cai abruptamente para zero na superfície livre, como esperado. Se a área submetida às tensões de cisalhamento acima do valor médio de tensão for negligenciada, a força horizontal de cisalhamento deverá, então, ser resistida por 76% da área na interface bloco-argamassa.

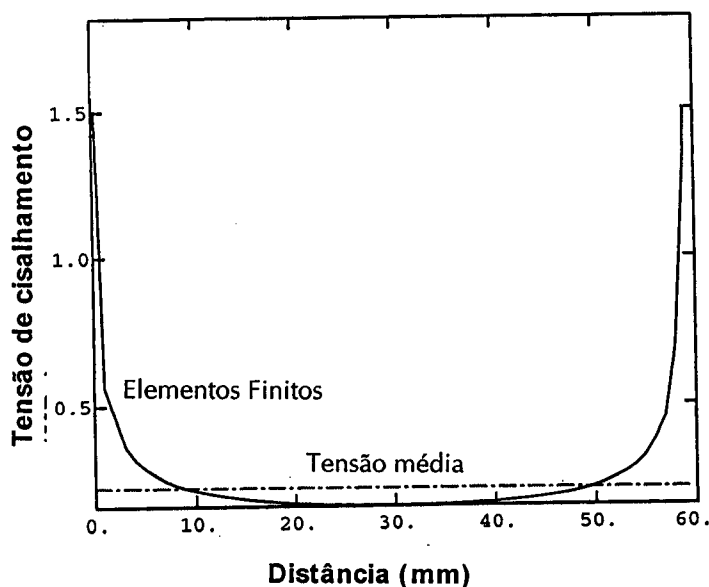


Fig. 3.19 – Distribuição de tensões de cisalhamento na interface bloco-argamassa em ensaio *shear box*.

Embora o ensaio de *shear box* possa ser usado para fazer a caracterização da aderência bloco-argamassa na interface, não é possível realizar ensaio para se obter o efeito do não preenchimento de juntas. Para isto, um modelo teórico utilizando elementos finitos foi feito considerando as mesmas propriedades de materiais,

carregamento e condições de contorno. Foi modelado um prisma com 3 blocos na parte superior, como mostrado na Fig. 3.20, com juntas verticais não preenchidas e argamassa na junta horizontal.

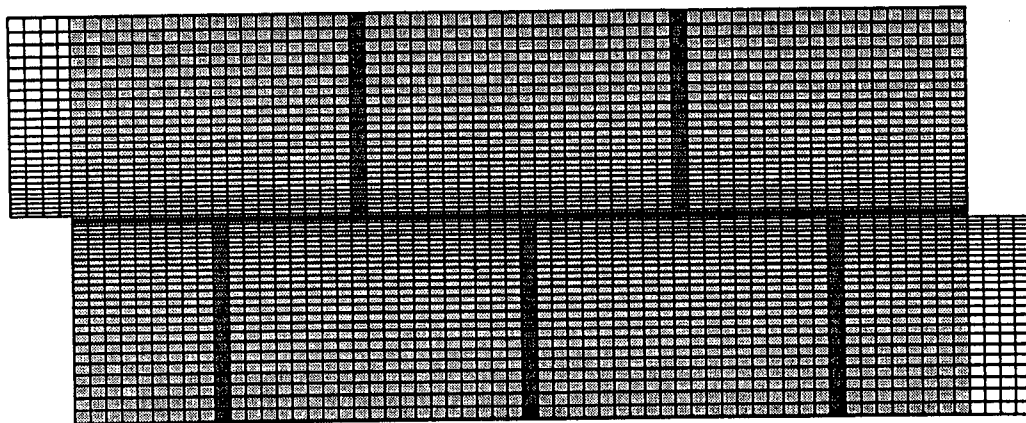


Fig. 3.20 – Modelo teórico com blocos sob forças horizontais.

Para a região central, a distribuição de tensões é bastante uniforme, com picos de deformação observados nas juntas de argamassa. A interface entre o bloco central e sua junta de argamassa, que corresponde a 33% da área sob esforço de cisalhamento, absorve 36% do esforço horizontal, o que significa que os valores de tensões são bastante próximos aos de tensões médias de cisalhamento ao longo do comprimento. O pico de tensão, entretanto, é também observado nas extremidades dos corpos de prova.

Para prismas com juntas verticais não preenchidas, a distribuição de tensões mantém a mesma forma ao longo do comprimento das unidades, com tensões complementares variando de sentido (de positivo a negativo). As distribuições de tensões de cisalhamento são apresentadas nas Fig. 3.21 e 3.22 para um prisma com juntas verticais preenchidas e não preenchidas.

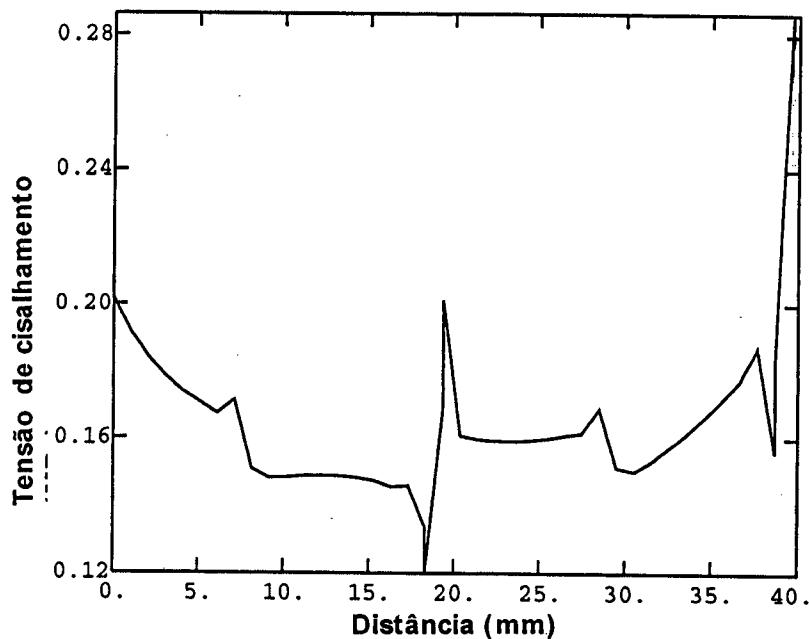


Fig. 3.21 – Distribuição de tensões de cisalhamento para prismas de 3 blocos na parte superior com juntas verticais não preenchidas.

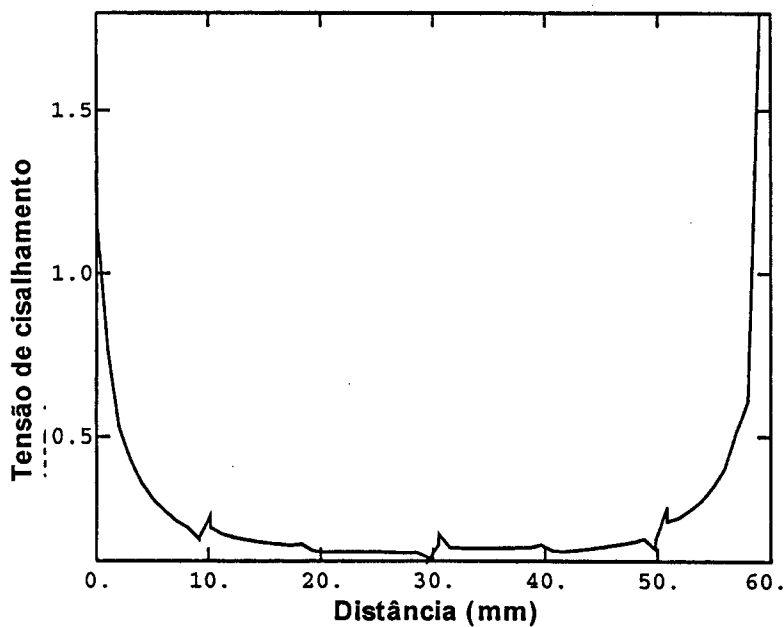


Fig. 3.22 – Distribuição de tensões de cisalhamento para prismas de 3 blocos na parte superior com juntas verticais preenchidas.

3.4.2.2 Resultados experimentais

Os resultados de ensaio de 15 prismas, testados sob 5 diferentes níveis de pré-compressão usando uma célula de carga de 15000 N são apresentados na Tab. 3.9 e, graficamente, na Fig. 3.23.

Tab. 3.9 – Resistência ao cisalhamento na junta para diferentes níveis de pré-compressão (área líquida).

Corpo de prova	Pré-compressão (MPa)	Carga de ruptura (N)	Resistência ao cisalhamento na junta (MPa)	Resistência ao cisalhamento na junta (MPa)	
				Média	Desvio padrão
1	0	429	0,37	0,43	0,11
2		421	0,36		
3		658	0,56		
4	0,17	500	0,43	0,51	0,07
5		657	0,57		
6		629	0,54		
7	0,34	886	0,76	0,69	0,07
8		814	0,70		
9		714	0,62		
10	0,60	857	0,74	0,80	0,06
11		943	0,81		
12		1000	0,86		
13	1,03	1214	1,05	1,05	0,02
14		1243	1,07		
15		1200	1,03		

Obs: Área líquida dos corpos de prova é 1160 mm² ; área bruta é 2785 mm².

Observa-se que a resistência ao cisalhamento na junta sem pré-compressão é 19% maior que aquela obtida em ensaios de quadripletas.

Este mesmo valor é obtido para a resistência por aderência inicial quando se estabelece a relação entre pré-compressão e resistência ao cisalhamento, para vários níveis de pré-compressão.

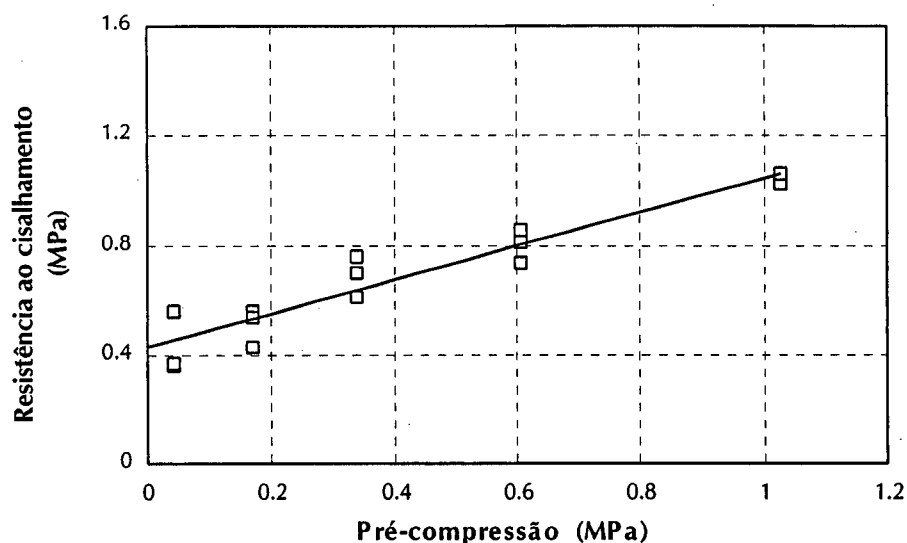


Fig. 3.23 – Relação entre pré-compressão e resistência ao cisalhamento obtida por ensaio em *shear box*.

3.5 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

A resistência e comportamento de paredes de contraventamento são dependentes da resistência à tração da alvenaria, uma vez que tensões de tração desenvolvem-se na direção perpendicular à diagonal principal destas paredes onde, em geral, ocorre a ruptura. Interessa, portanto, conhecer sua magnitude para melhor compreender o comportamento estrutural das paredes de contraventamento.

Ensaio de flexão têm recebido considerável atenção nos últimos anos para se determinar a resistência de painéis submetidos a esforços atuantes fora dos planos que os contém, tanto nas direções paralela quanto perpendicular à junta de argamassa de assentamento (HENDRY, 1998). Estes mesmos ensaios podem, também, ser usados para se determinar a resistência à tração de paredes.

Foram ensaiadas 20 pequenas paredes com juntas verticais preenchidas e não preenchidas, sendo 10 com aplicação do carregamento paralelo e 10 perpendicular à junta horizontal. Os testes foram feitos com os prismas na posição horizontal (LAWRENCE, 1995) e não na posição vertical como recomendado pela BS 5628 (BSI, 1986), para se evitar que o prisma testado sofresse restrição rotacional na base devido ao peso próprio. Embora este efeito do peso próprio seja ignorado pela referida

norma, o peso próprio foi considerado neste trabalho, para se calcular os momentos fletores.

Apesar de SINHA e DUARTE (1993) observarem uma boa relação entre o módulo de elasticidade obtidos em ensaio de compressão e de flexão, somente foram determinados, nos ensaios aqui apresentados, os valores de resistência última à tração. A carga de ruptura para cada parede testada é apresentada nesta seção.

Foi utilizada argamassa 1:1:6 de cimento: cal: areia (em volume) para preparação dos prismas. Cubos de argamassa foram extraídos de cada mistura e ensaiados na data correspondente ao ensaio. A resistência média à compressão foi de 8,42 MPa com desvio padrão de 0,42 MPa.

3.5.1 Perpendicular às juntas horizontais

Foram preparados corpos de prova de 9 fiadas com dois blocos na largura. O esquema de carregamento é apresentado na Fig. 3.24 e Fig. 3.25. A carga foi aplicada gradualmente. A ruptura ocorreu na região de momento constante, sempre nas juntas horizontais.

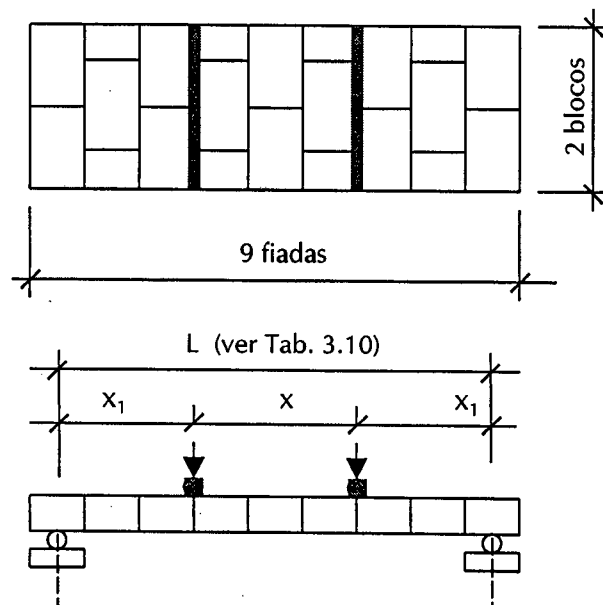


Fig. 3.24 – Determinação de resistência à tração perpendicular às juntas de assentamento.

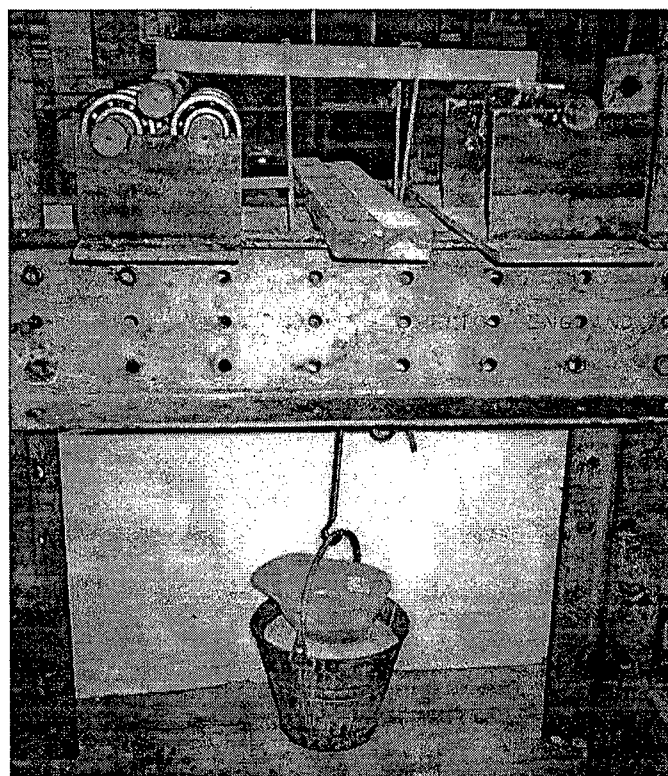


Fig. 3.25 – Esquema de carregamento em ensaio resistência à tração sob flexão.

Tab. 3.10 – Resistência à tração perpendicular às juntas em ensaio de flexão.

Tipo de juntas	Corpo de prova	Carga de ruptura (N)	L (mm)	x (mm)	b (mm)	Resistência à tração, em MPa (área bruta)		
						ft	Média	Desvio padrão
Preenchidas	1	311	500	250	200	0,26	0,40	0,12
	2	387	570	300	200	0,35		
	3	467	590	210	200	0,60		
	4	304	590	210	200	0,39		
	5	313	590	210	200	0,40		
Não preenchidas	1	98	590	210	200	0,13	0,17	0,03
	2	159	590	210	200	0,20		
	3	127	590	210	200	0,16		
	4	145	590	210	200	0,19		
	5	166	420	80	195	0,19		

Observa-se, pela Tab. 3.10, que a resistência à tração paralela às juntas para prismas com juntas não preenchidas é 58% menor que a resistência quando as juntas são preenchidas.

O modo de ruptura ocorreu tipicamente nas juntas de argamassa (horizontais) de assentamento, na região de momento máximo e constante, tanto para corpos de prova com juntas verticais preenchidas quanto para os com juntas não preenchidas.

3.5.2 Paralela às juntas horizontais

O aparato de teste mostrado na Fig. 3.26 foi usado para se determinar a resistência à tração paralela em ensaio de flexão de corpos de prova, construídos com 4 fiadas de altura. Foram testados 5 corpos de prova com juntas verticais preenchidas e 5 com juntas verticais não preenchidas. A carga foi aplicada por meio macaco hidráulico com uma célula de carga de 5000 N de capacidade, calibrada antes da realização do ensaio.

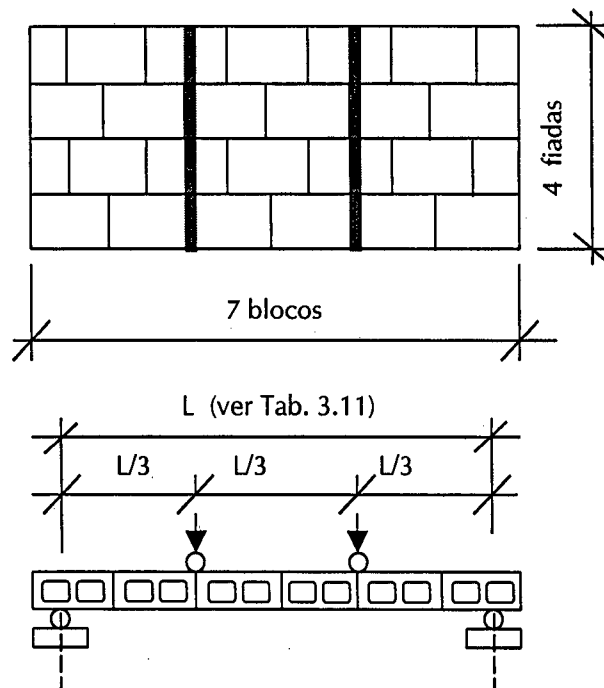


Fig. 3.26 – Determinação de resistência à tração paralela às juntas de assentamento.

O esquema do ensaio é apresentado na Fig. 3.27. Os resultados experimentais são apresentados na Tab. 3.11.

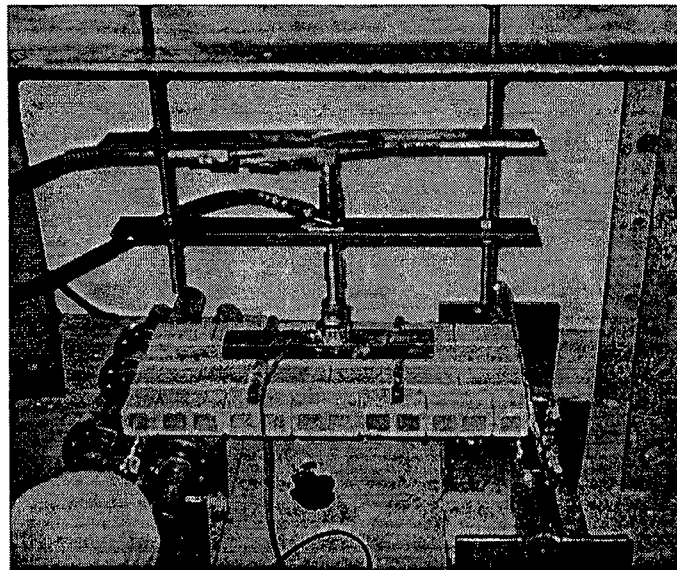


Fig. 3.27 – Ensaio de resistência à tração na flexão paralela às juntas horizontais.

Tab. 3.11 – Resistência à tração paralela às juntas em ensaio de flexão.

Tipo de junta	Corpo de prova	Carga de ruptura (N)	L (mm)	x (mm)	b (mm)	Resistência à tração (MPa)		
						fc (**)	Média	Desvio padrão
Preenchidas	1	815	570	300	270	0,55	0,63	0,09
	2	875	570	300	270	0,59		
	3	856	590	230	275	0,75		
	4	749	590	210	272	0,70		
	5	571	590	210	270	0,54		
Não-preenchidas	1	604	570	300	270	0,41	0,43	0,02
	2	462	590	210	270	0,44		
	3	471	590	210	270	0,45		
	4	456	590	210	270	0,43		
	5	(*)	590	210	270	(*)		

(*) Rompido antes do teste (**) Espessura do corpo de prova: 47,2 mm

Pela Tab. 3.10 observa-se que a resistência dos corpos de prova testados com juntas verticais não preenchidas é 32% menor que quando estas são preenchidas. A resistência é obtida somente pelas juntas preenchidas, submetidas a esforços de torção, e pela resistência do bloco. Isto explica esta grande redução na resistência à tração.

Dois modos de ruptura foram observados, através dos blocos e juntas, ou através de juntas em zig-zag. Para juntas não preenchidas a ruptura ocorreu sempre como na Fig. 3.28-b. Para ambas as situações a ruptura foi sempre brusca.

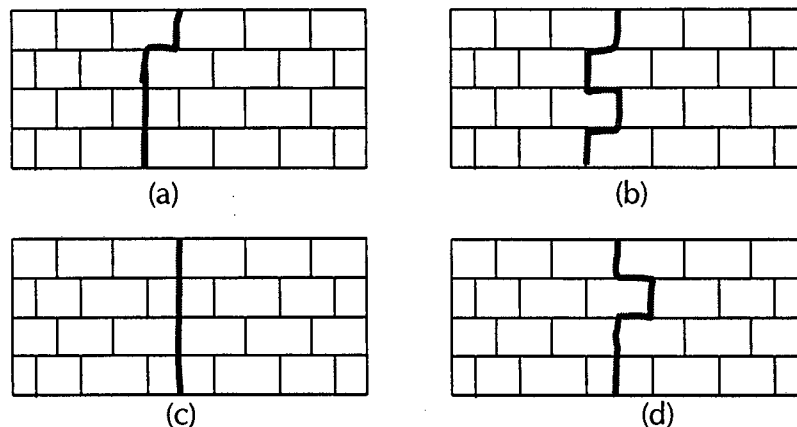


Fig. 3.28 – Modos de ruptura em ensaio de flexão de corpos de prova com juntas preenchidas e não preenchidas.

3.6 CONCLUSÕES

As seguintes conclusões são evidenciadas com base nos resultados dos ensaios de caracterização de materiais e prismas utilizados:

- (a) O módulo de elasticidade longitudinal tangente de prismas com juntas não preenchidas é significativamente menor (38%) que o de prismas com juntas preenchidas;
- (b) A resistência à compressão axial de prismas reduz em 21% quando as juntas verticais não são preenchidas;
- (c) A resistência à compressão de prismas grauteados com argamassa de cimento: areia 1:3 (em volume) é aproximadamente 24% menor que à resistência à compressão de prismas com juntas preenchidas;
- (d) A resistência à tração em ensaios de flexão paralela às juntas horizontais, quando as juntas verticais não são preenchidas, é 32% menor que quando as juntas são preenchidas;

(e) A resistência à tração em ensaios de flexão perpendicular às juntas horizontais, com juntas verticais não preenchidas, é 58% menor que quando estas não são preenchidas.

COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS EM ALVENARIA SOB AÇÃO DE FORÇA HORIZONTAL E PRÉ-COMPRESSÃO: PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, o aumento rápido da altura dos edifícios, tanto residenciais quanto comerciais, gerou a necessidade de se conhecer as complexas interações entre paredes, lajes e aberturas, de modo a garantir a segurança e conforto dos usuários.

À medida que se aumenta a altura dos edifícios, torna-se importante, em termos de comportamento estrutural, assegurar uma rigidez lateral adequada. Esta rigidez pode ser obtida de várias maneiras. Em estruturas aporticadas, é obtida pela rigidez das barras, dos nós ou pela ação conjunta dos pórticos e paredes.

Uma simplificação óbvia deste último caso é o uso de paredes de contraventamento trabalhando isoladamente, na qual a rigidez oferecida no seu próprio plano é empregada para resistir às forças laterais. Neste caso, as lajes, que são significativamente rígidas no seu próprio plano, servem não somente para receber e distribuir as forças laterais para as paredes, mas, através de uma complexa interação estrutural, também aumentam a rigidez lateral das estruturas, funcionando como diafragmas rígidos.

Uma forma usual de se obter resistência lateral nas construções em alvenaria é tirar proveito estrutural da resistência oferecida pelas paredes externas e internas, necessárias por razões funcionais. Estas paredes em geral contêm aberturas para portas e janelas e corredores, podendo ser descontínuas e apresentar, em algumas regiões, concentrações de tensões. O conhecimento sobre estas tensões permite que sejam projetados reforços e feitas adequações nos projetos.

Dependendo das sobrecargas de utilização, da altura e do peso próprio, os edifícios podem ser submetidos a diferentes níveis de pré-compressão. As solicitações são, portanto, resultantes da ação combinada de esforços laterais e verticais.

O objetivo do programa experimental aqui apresentado é investigar o comportamento e a resistência de paredes de contraventamento presentes nas estruturas em alvenaria, submetidas à ação combinada de força lateral e diferentes níveis de pré-compressão. Estas paredes são construídas com juntas verticais de argamassa preenchidas e não preenchidas

Neste capítulo apresenta-se a configuração de teste, o método de construção das estruturas, os equipamentos utilizados e a instrumentação, bem como os procedimentos de ensaio.

O programa experimental abrange o ensaio de 11 estruturas, sendo:

- (a) teste preliminar de 02 estruturas, de modo a verificar a adequação da geometria, da instrumentação e dos procedimentos de ensaio previstos;
- (b) teste de 04 estruturas em alvenaria com juntas verticais preenchidas, ensaiadas até a ruptura sob pré-compressão de 0,4 MPa (área líquida¹), 1,2 MPa, 1,7 MPa e 2,1 MPa, mantida constante enquanto se aplicava-se a força horizontal;
- (c) teste de 03 estruturas em alvenaria com juntas verticais não preenchidas ensaiadas até a ruptura sob condições similares àsquelas com juntas verticais preenchidas, testadas sob pré-compressão de 0,4 MPa (área líquida²), 1,7 MPa e 2,1 MPa, visando obter parâmetros para comparação de comportamento e resistência;
- (d) teste de uma estrutura *retrofitted*³ após ruptura;
- (e) teste de uma estrutura com idade de 12 meses.

Através dos testes, obtém-se a medição de deslocamentos, a distribuição de deformações e tensões, e os modos de ruptura. Baseado nos resultados de ensaios, estabelece-se a relação entre resistência ao cisalhamento e pré-compressão.

Para avaliar o comportamento das estruturas em alvenaria, como as que foram testadas, e para se ter uma indicação de como estruturas similares devem ser tratadas,

¹ Quando não especificado o contrário, todas as tensões são calculadas com base na área líquida.

² Quando não especificado o contrário, todas as tensões são calculadas com base na área líquida.

³ Utiliza-se o termo *retrofitted*, ao invés de 'recuperada' (que parece inadequado), uma vez que o comportamento e resistência das estruturas não são restabelecidos.

uma análise teórica é feita baseando-se no Método dos Elementos Finitos e no Método do Pórtico Equivalente, utilizando-se um programa computacional (ABAQUS, 1999). O programa é validado comparando-se resultados disponíveis na literatura com o comportamento de Vigas Altas ou *Deep Beams*.

É apresentada uma descrição geral dos modelos teóricos, incluindo as leis constitutivas para a análise elástico-linear e detalhes de como a relação tensão-deformação no regime não-linear foi considerada.

4.2 CONFIGURAÇÃO DE TESTE

A investigação é feita em laboratório a partir de uma configuração de estrutura relativamente típica nas construções em alvenaria. Além dos testes preliminares, para definição da geometria e do carregamento a ser aplicado, uma análise elástica foi feita inicialmente, obedecendo-se as seguintes condições:

- (a) não deveria ocorrer tensão normal de tração na base da parede ou, em ocorrendo, deveria ser mantida dentro de limites admissíveis para se evitar a ruptura prematura da estrutura;
- (b) para evitar esmagamento, a pré-compressão máxima nas paredes deveria ser o fator crítico de resistência;
- (c) a tensão máxima de cisalhamento foi estimada com base na teoria de fricção de Coulomb, levando em conta a aderência na interface bloco-argamassa e a resistência devido ao atrito interno.

Foram realizados testes preliminares para se obter o módulo de elasticidade longitudinal, resistência ao cisalhamento na junta, resistência à compressão axial de prismas e resistência à tração em ensaio de flexão de pequenas paredes, como apresentado no capítulo 3.

A seguinte notação é adotada para as estruturas ensaiadas:

- P01 e P02: estruturas testadas preliminarmente com juntas verticais de argamassa preenchidas sob pré-compressão de 0,4 MPa;

F01, F1A, F02 e F03: estruturas com juntas verticais de argamassa preenchidas, sob pré-compressão de 0,4 MPa, 1,3 MPa, 1,6 MPa e 2,1 MPa, respectivamente;

U01, U02 e U03: estruturas em alvenaria com juntas verticais não preenchidas, sob pré-compressão de 0,4 MPa, 1,7 MPa e 2,2 MPa, respectivamente.

Após analisar diferentes configurações geométricas a estrutura típica, mostrada na Fig. 4.1, foi projetada e construída com as dimensões finais apresentadas na Tab. 4.1.

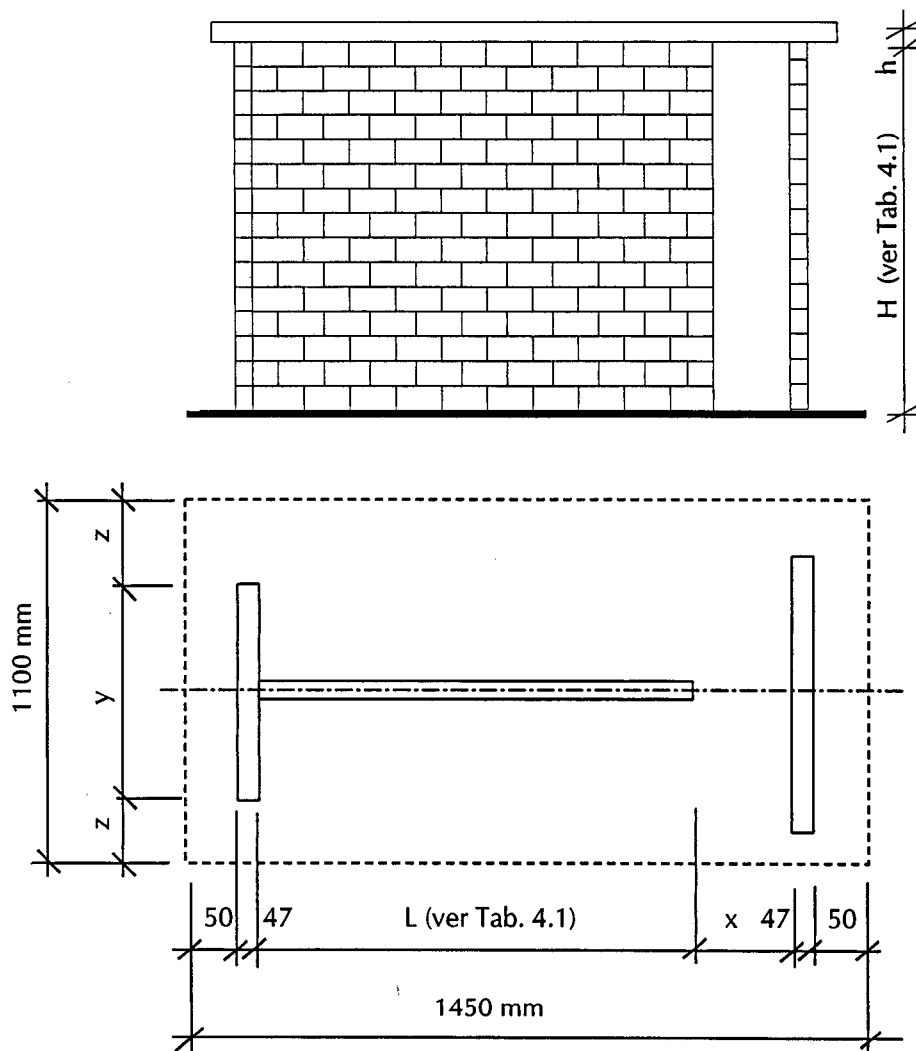


Fig. 4.1 - Planta e elevação das estruturas testadas.

O vão entre as paredes foi projetado para simular a abertura de uma porta. A parede paralela ao flange foi construída para apoiar a laje.

Tab. 4.1 – Dimensões finais das estruturas testadas.

Estrutura	Comprimento (mm)		Largura (mm)		Altura (mm)	
	L	x	y	z	H	h
P01	1020	250	980	120	1030	1080
P02	1020	250	360	370	1030	1080
F01	1020	250	360	370	1030	1080
F1A	1020	250	360	370	1030	1080
F02	1020	250	360	370	1040	1090
F03	1030	240	360	370	1040	1090
U01	990	290	360	370	1040	1090
U02	1000	270	360	370	1040	1090
U03	990	280	360	370	1040	1090

Pequenas variações nas dimensões das paredes podem ser observadas pela Tab. 4.1. Comparando estruturas com juntas verticais de argamassas preenchidas e não preenchidas, nota-se que ocorrem pequenas variações no comprimento das paredes de contraventamento, decorrentes da mão de obra e do tamanho dos blocos.

Após o teste da estrutura P01, o comprimento do flange foi reduzido, como mostra a Tab. 4.1. Isto é apresentado e discutido no capítulo V.

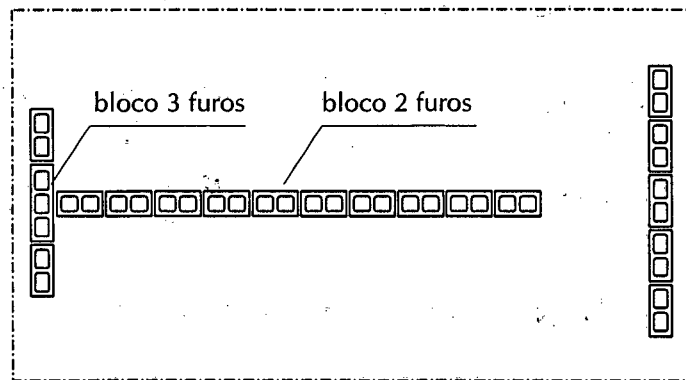
Para simular um diafragma rígido foi projetada uma laje de concreto com armadura dupla de aço. A laje foi construída e curada em laboratório antes da construção das paredes.

4.3 MÉTODO DE CONSTRUÇÃO DAS ESTRUTURAS

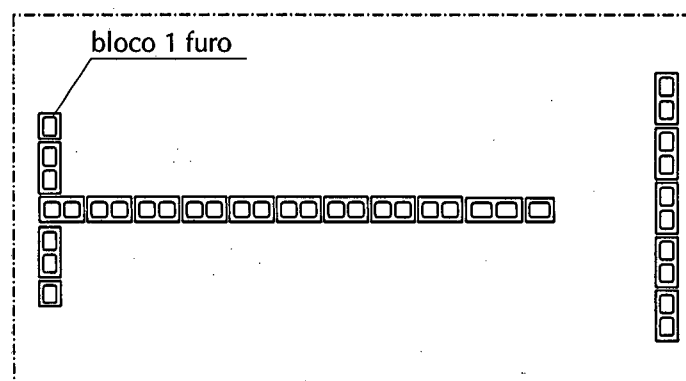
4.3.1 Paredes

As paredes de todas as estruturas foram construídas por um pedreiro experiente sobre laje rígida de reação em laboratório. Os blocos foram imersos em água antes do assentamento. Usou-se prumo de face, nível e linha para manter o alinhamento, verticalidade e nivelamento das fiadas.

O assentamento dos blocos foi feito com argamassamento total e em juntas alternadas. A alma foi ligada ao flange também em fiadas alternadas, como mostra a Fig. 4.2.



(a) primeira fiada de blocos



(b) segunda fiada de blocos

Fig. 4.2 – Modulação da primeira e segunda fiadas de blocos.

A Fig. 4.3 mostra a construção de uma parede com juntas verticais não preenchidas.

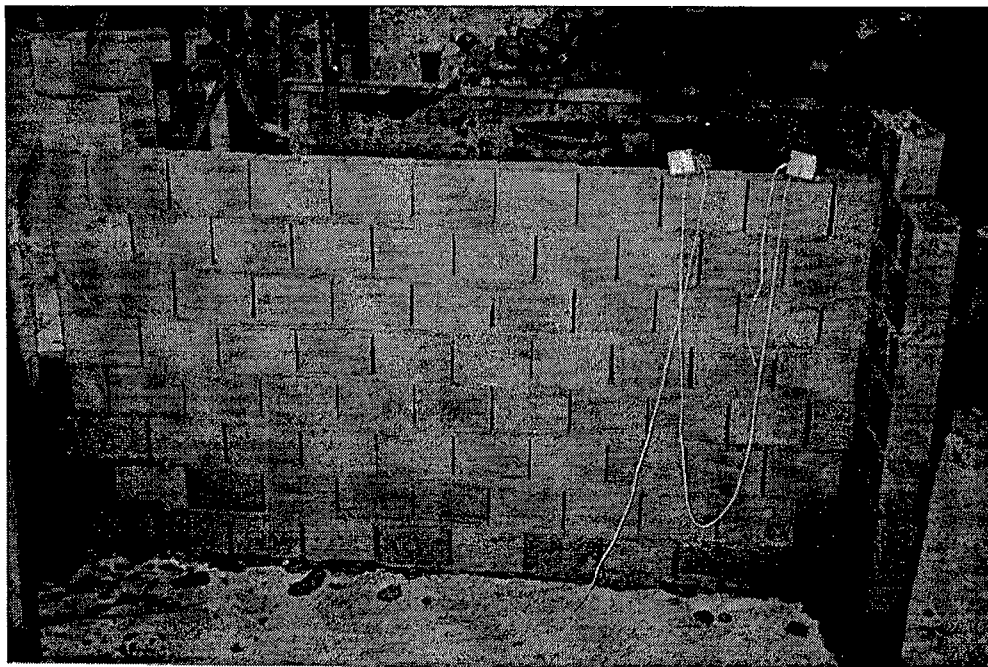


Fig. 4.3 – Parede construída com juntas verticais não preenchidas.

As juntas verticais dos flanges de todas as estruturas foram preenchidas com argamassa. Um vazio de aproximadamente 3 mm foi deixado entre os blocos nas paredes com juntas verticais não preenchidas.

Os flanges foram grauteados para se evitar que sofressem ruptura prematura. Para isto utilizou-se argamassa de cimento e areia 1:3 (volume) a cada 3 fiadas, lançadas à medida que as paredes iam sendo construídas, exceto para as estruturas P01 e P02, que não foram grauteadas.

Foram preparados três cubos de argamassa (arestas de 100 mm), extraídos de cada mistura, e testados na data correspondente ao ensaio das paredes.

4.3.2 Laje de concreto

Uma laje única de concreto com armadura dupla foi utilizada em todas as estruturas testadas. Usou-se uma armadura dupla de 5,0 mm de diâmetro com malha de 10 cm. O concreto foi preparado em laboratório com uma mistura 1:2:3 de cimento: areia: brita (volume). A laje foi curada em laboratório por 28 dias sob uma folha de polietileno, antes de ser usada no primeiro teste.

Três cubos de concreto foram extraídos de cada mistura, curados imersos em água e rompidos a 28 dias. A resistência média à compressão foi de 39,53 MPa com desvio padrão de 0,57 MPa.

Para cada estrutura, a laje foi cuidadosamente colocada sobre as paredes, 3 dias após a construção destas. A argamassa de ligação laje-parede foi espalhada sobre a última fiada antes da colocação da laje, preenchendo-se os furos e vazios remanescentes imediatamente após sua colocação. A fixação da laje às paredes com argamassa à base de epoxy foi feita para se evitar a ruptura naquela interface durante a aplicação da força horizontal.

4.4 INSTRUMENTAÇÃO E EQUIPAMENTOS DE TESTE

Um pórtico de aço foi projetado e montado em laboratório para realização dos experimentos. Foram utilizados perfis metálicos contraventados com cantoneiras e conectados por parafusos a uma laje rígida de reação, como apresentado na Fig. 4.4.

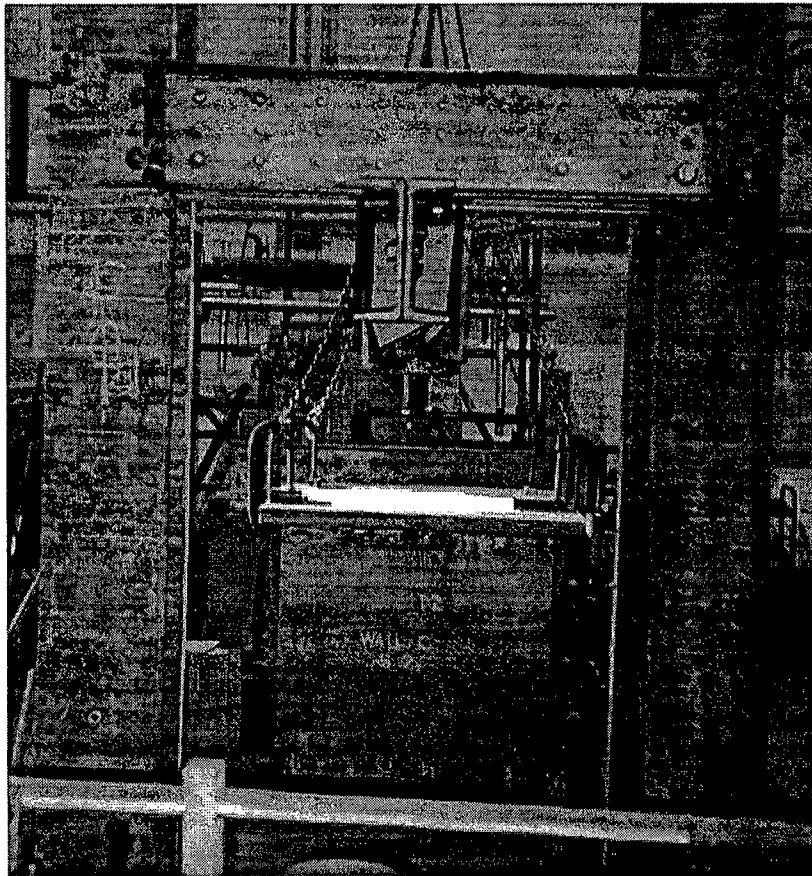


Fig. 4.4 – Pórticos de aço utilizados nos experimentos.

Uma célula de carga com capacidade de 60 kN foi utilizada para aplicar o carregamento lateral nas estruturas P01 e P02, e de 30 kN para as demais estruturas. As células de carga foram calibradas em uma máquina universal Avery antes da realização dos ensaios.

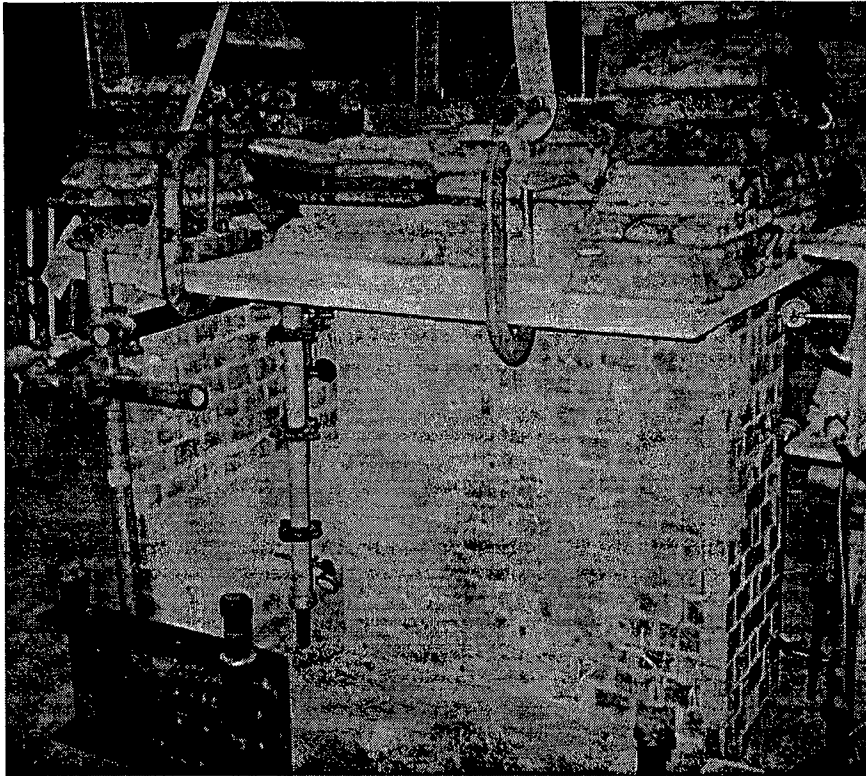


Fig. 4.5 – Distribuição de carga vertical sobre a laje de concreto ao longo do comprimento das paredes (pré-compressão de 0,4 MPa).

Para estruturas com pré-compressão acima de 0,4 MPa, células de carga de 30 kN e de 100 kN foram usadas para aplicação da carga vertical no flange e na alma, respectivamente. A Fig. 4.6 mostra como a carga foi aplicada nas estruturas usando o pórtico de reação.

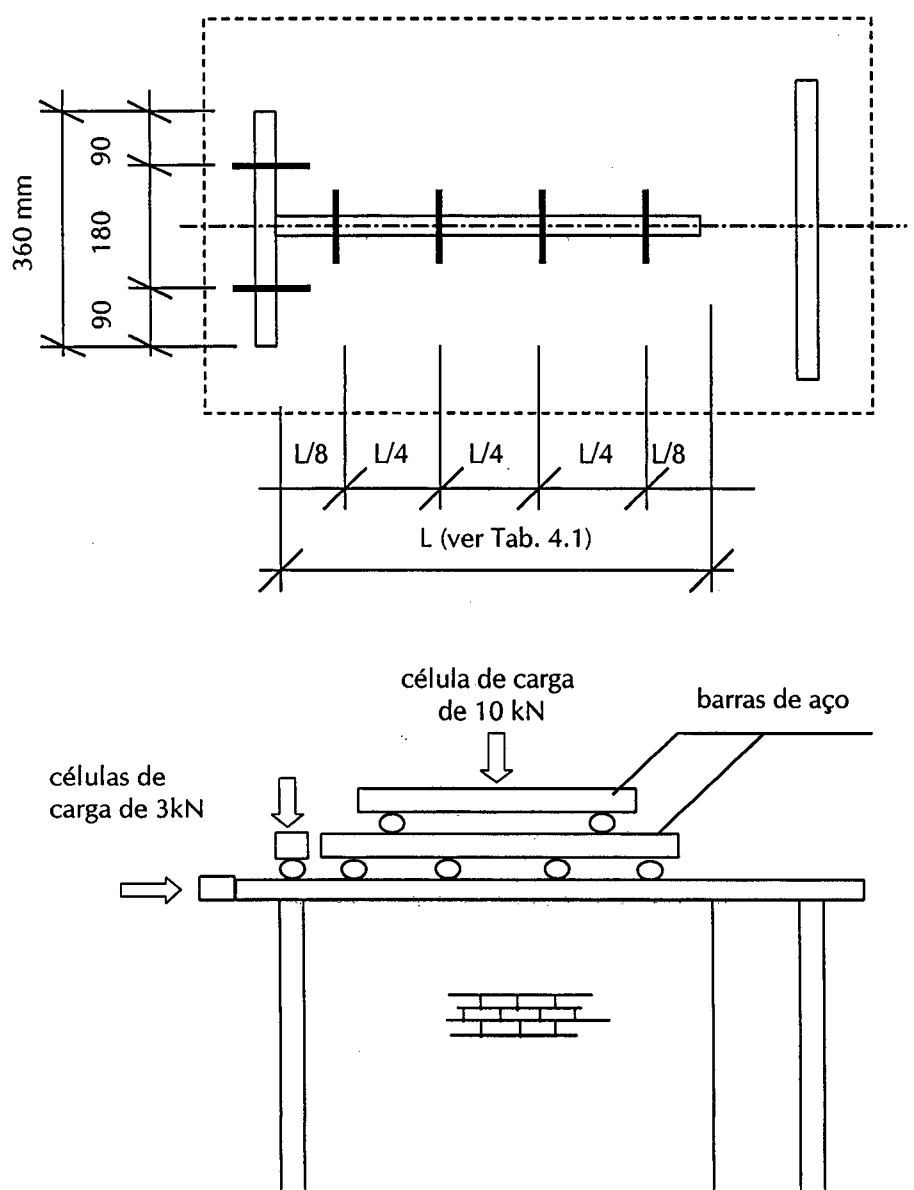


Fig. 4.6 – Aplicação de força horizontal e de pré-compressão nas estruturas.

A carga foi aplicada utilizando-se um macaco hidráulico. Um voltímetro digital foi usado para medir a carga aplicada pelas células de carga. A Fig. 4.7 apresenta uma vista geral dos equipamentos de teste.

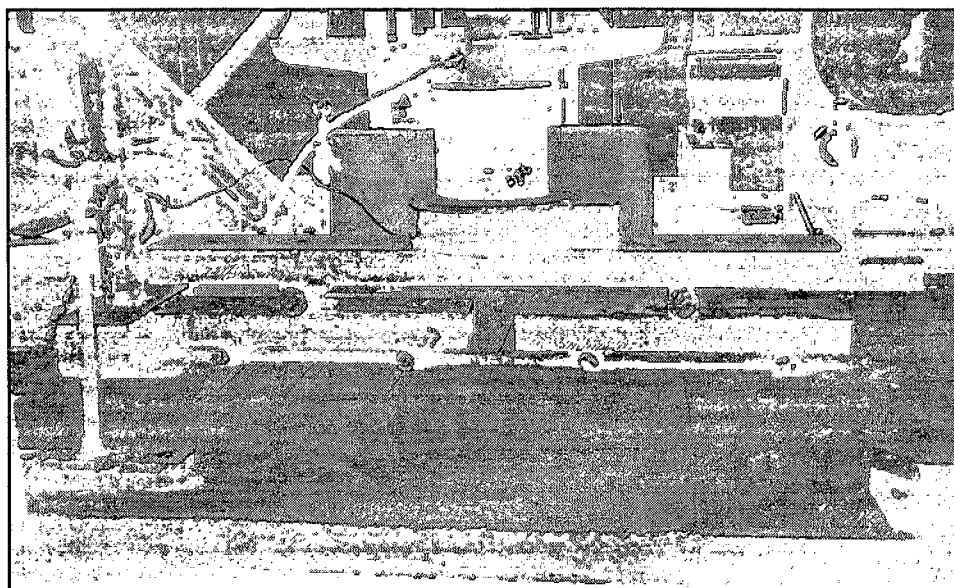


Fig. 4.7 – Distribuição de carga vertical sobre as paredes.

Foram utilizados extensômetros mecânicos (*demec gauges*) com comprimento nominal de 150 mm para medição das deformações nas paredes, uma vez que com este comprimento era possível abranger a extensão de dois blocos e duas juntas horizontais de argamassa entre dois pontos de medição (*demec points*). Os pontos de medição foram colocados em ambas as faces das paredes, opostos uns aos outros, sendo colados com adesivo à base de cianocrilato. As superfícies foram preparadas utilizando-se lixa d'água. As Fig. 4.8 e 4.9 mostram a locação dos pontos de medição nas paredes.

Para se obter a distribuição de deformação ao longo do comprimento das paredes de contraventamento, as deformações foram medidas em 14 pontos, sendo 7 de cada lado. A locação dos extensômetros mecânicos é apresentada na Fig. 4.9.

Deformações em três direções foram medidas ao longo das diagonais comprimida e tracionada das paredes de contraventamento para se obter a distribuição de tensões principais. Duas rosetas foram colocadas em regiões de maior concentração de tensões, correspondendo às extremidades da diagonal comprimida (Fig. 4.9).

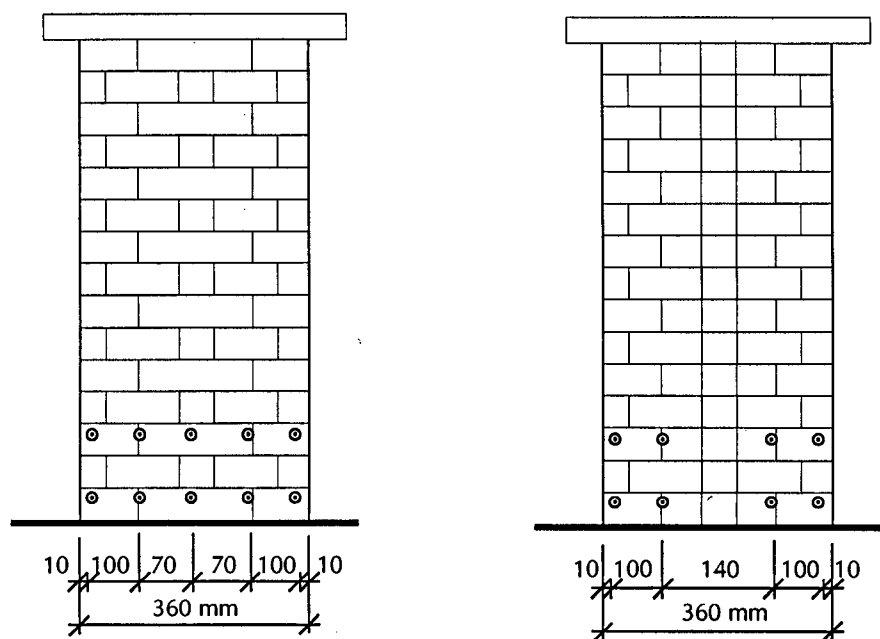


Fig. 4.8 – Locação dos *demec points* nas duas faces do flange.

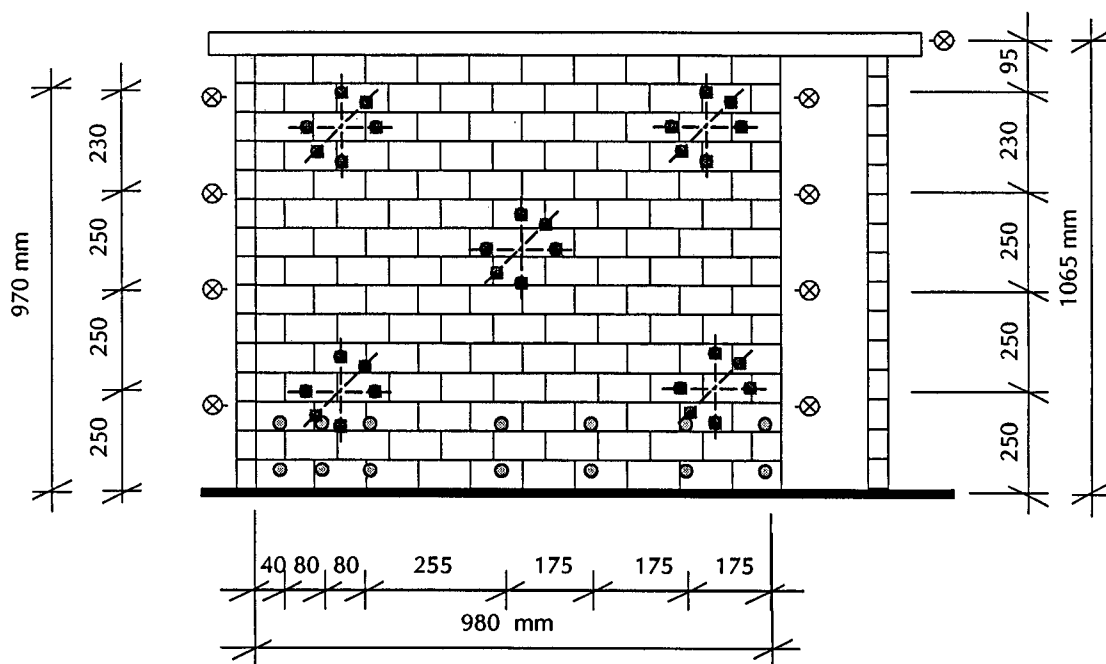


Fig.4.9 - Localização dos *demec points* na parede de contraventamento.

Seis relógios comparadores com precisão de 0,002 mm foram colocados no flange e na alma das estruturas P01 e P02 para medir os deslocamentos ao longo da altura das paredes de contraventamento. Uma chapa fina de aço de aproximadamente 20 mm x 20 mm foi colada nos blocos com adesivo à base de cianocrilato para eliminar o efeito

de eventuais imperfeições na superfície dos blocos. Os relógios comparadores foram locados nestes pontos.

Um relógio comparador adicional foi colocado no nível da laje, em todas as demais estruturas, exceto P01. Isto foi decidido após a ruptura daquela estrutura no flange e na interface laje-parede, o que permitiu, também, determinar o deslocamento da estrutura ate o seu topo.

Para estruturas F02, U02, F03 e U03 oito relógios comparadores foram posicionados ao longo da altura das paredes de contraventamento, sendo 04 no lado de aplicação do carregamento e 04 no seu lado oposto, locados dois a dois a uma mesma altura, como mostrado na Fig. 4.10. O objetivo foi determinar o comportamento global da estrutura em termos de deslocamentos e identificar uma possível ruptura durante a aplicação de carregamento lateral, detectando-se eventuais diferenças significativas nos deslocamentos medidos no lado de aplicação de carregamento e no seu lado oposto.

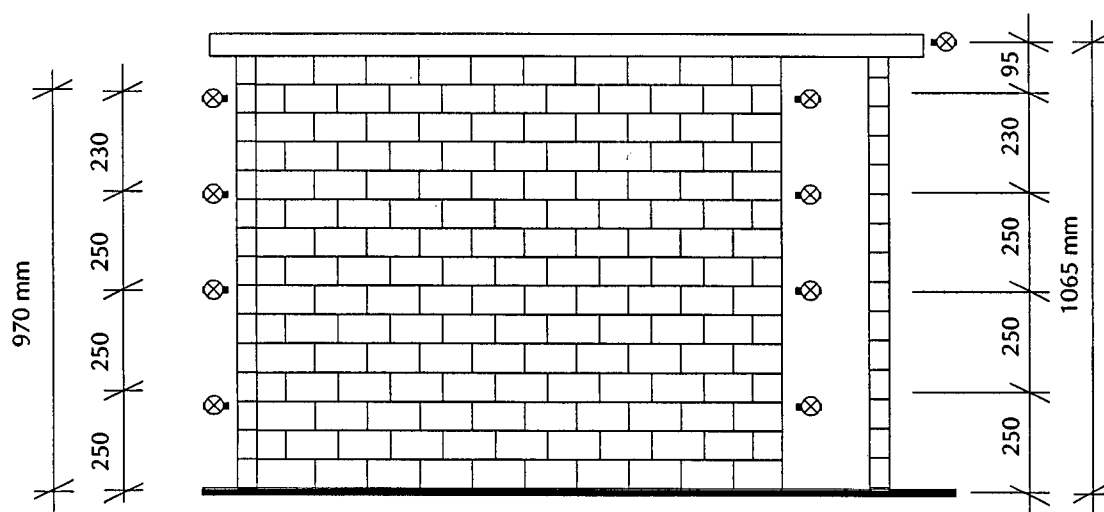


Fig. 4.10 – Localização de relógios comparadores na parede de contraventamento e laje.

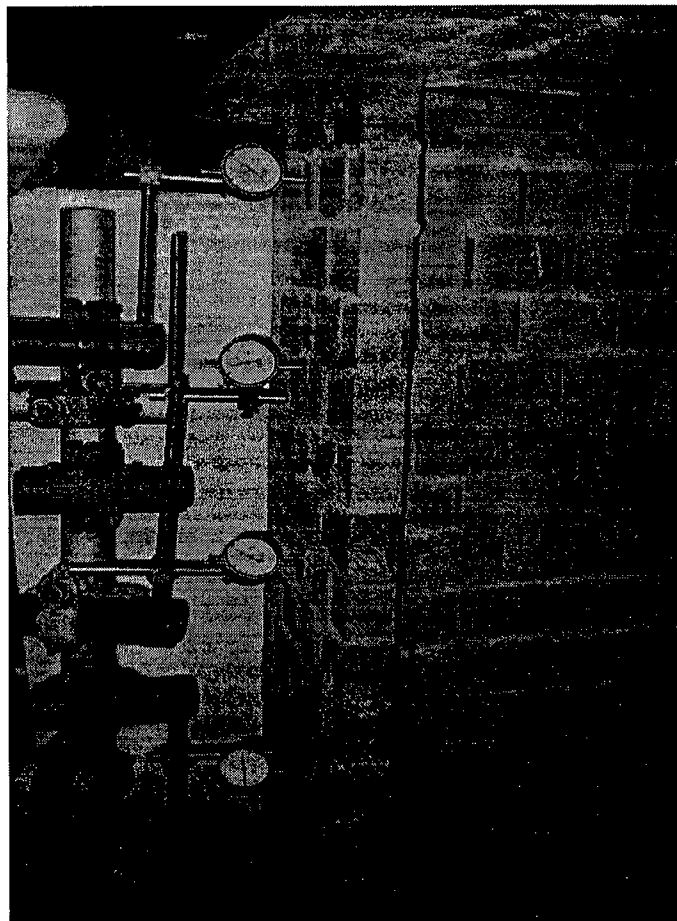


Fig. 4.11 – Relógios comparadores posicionados no lado de aplicação do carregamento lateral.

4.5 PROCEDIMENTOS DE TESTE

As estruturas foram testadas com uma idade mínima de 21 dias após o término da construção. Antes de cada teste foi feito ensaio de resistência à compressão da argamassa para assegurar que a resistência desejada tinha sido obtida. Os corpos de prova restantes eram ensaiados após a ruptura da estrutura.

Para todos os pontos de medida de deformação foi feita uma leitura inicial, em ambas as faces das paredes. A deformação para um dado ponto foi obtida subtraindo-se deste valor inicial, os valores obtidos nas leituras subseqüentes, levando-se em conta a constante de calibração do equipamento.

A carga vertical foi aplicada até o nível desejado de pré-compressão nas paredes de contraventamento e no flange. Ambas foram aplicadas em pequenos incrementos,

gradualmente, alternado-se entre flange e parede de contraventamento. A leitura das células de carga foi monitorada por um voltímetro digital.

Após a aplicação do nível de pré-compressão desejado e, antes da aplicação da força horizontal, as medições de deformações foram tomadas de modo a obter a distribuição de deformações na base do flange e da parede de contraventamento. As leituras iniciais dos relógios comparadores foram feitas após aplicação da pré-compressão.

A força horizontal foi aplicada gradualmente na estrutura, em pequenos incrementos, e mantida constante enquanto as leituras de deformação e deslocamentos eram feitas. Os deslocamentos foram medidos para cada incremento de força horizontal interrompendo-se, por razões de segurança, ao aproximar-se da força de ruptura, detectada pela presença e propagação de fissuras. De um modo geral, 14 incrementos de força horizontal foram aplicados até a ruptura. As medições de deformação foram feitas em cinco diferentes níveis de força horizontal.

A fissuração inicial e sua propagação foram marcadas nas estruturas testadas. De um modo geral, ocorria sempre uma redução na carga vertical e na força horizontal correspondente ao aparecimento das primeiras fissuras observadas a olho nu. A carga era, então, aumentada até o nível de pré-compressão inicial e a força horizontal era aplicada.

Em alguns casos, as deformações pós-fissuração eram medidas, correspondendo à aplicação de aproximadamente 65% da força horizontal de ruptura ou 90% da força horizontal que provocava as fissuras iniciais observadas.

ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO E RESISTÊNCIA DE ESTRUTURAS EM ALVENARIA SOB PRÉ-COMPRESSÃO E FORÇA LATERAL

5.1 INTRODUÇÃO

O interesse em se determinar o comportamento de estruturas decorre, em geral, da necessidade de se estabelecer limites para as tensões e deslocamentos, de modo a garantir condições de segurança e desempenho para as edificações. Ainda, como condição de segurança, é de interesse conhecer o comportamento das estruturas em termos de fissuração e modos de ruptura, bem como sua resistência máxima, de modo que possam ser estabelecidos parâmetros de projeto e, no limite, em caso de falhas iminentes, garantir a segurança dos usuários.

Visando abranger tais aspectos, este capítulo apresenta os resultados experimentais do teste de 11 estruturas em alvenaria, submetidas à ação combinada de força horizontal e pré-compressão, bem como sua análise teórica, agrupadas em termos de deslocamentos, deformações, resistência e modos de ruptura.

Para isto, o capítulo é dividido em três seções principais, quais sejam:

- (a) descrição dos métodos teóricos utilizados na análise de resultados;
- (b) apresentação, análise e discussão dos resultados do teste das estruturas em alvenaria, incluindo duas estruturas testadas preliminarmente, uma estrutura *retrofitted* e uma estrutura testada com idade de 12 meses.
- (c) análise dos resultados obtidos comparando-os aos resultados de trabalhos anteriormente publicados (edifício de andares múltiplos e paredes de contraventamento acopladas) e comparação com as prescrições para cálculo em alvenaria estrutural das normas britânica e brasileira.

Um programa computacional foi usado (ABAQUS, 1999) na análise pelo Método dos Elementos Finitos e Pórtico Equivalente.

5.2 MODELOS TEÓRICOS UTILIZADOS NA ANÁLISE

Cinco métodos são geralmente utilizados para analisar o comportamento de estruturas em alvenaria sob a ação de força lateral.

Uma comparação com resultados de testes de estruturas em escalas real e reduzida mostra que a analogia da viga em balanço superestima os valores de deslocamentos e deformações (HENDRY & SINHA, 1969, SINHA *et al.*, 1970; SINHA & HENDRY, 1978; SINHA *et al.*, 1975) que, por sua vez, são subestimados pela técnica do meio contínuo (CHITTY, 1947, ERIKSON, 1961, MAGNUS, 1965).

A analogia da coluna, ou Método das Ligações Rígidas, (FRISCHMANN *et al.*, 1969) é um refinamento do Método do Pórtico Equivalente que considera barras de rigidez infinita interligadas entre o centro de massa e a face das paredes de contraventamento e, portanto, são inadequadas para análise de paredes de contraventamento com 01 pavimento, como as que foram testadas.

O Método dos Elementos Finitos, apesar de não ser freqüentemente utilizado nas situações convencionais, possibilita uma boa concordância com resultados experimentais, assim como o Método do Pórtico Equivalente. Estes parecem, portanto, adequados para a análise do comportamento das estruturas testadas.

5.2.1 Modelamento em Elementos Finitos

No modelamento da alvenaria dois métodos têm sido adotados: o micro e o macromodelamento (LOURENÇO & ROTS, 1997). O micromodelamento considera a alvenaria como material compósito e incorpora a representação dos blocos, argamassa e da interface, considerando as leis constitutivas específicas para cada elemento finito. Esta abordagem é empregada, em geral, no modelamento de pequenos elementos estruturais. As propriedades dos constituintes são obtidas em laboratórios por meio de testes de corpos de prova de pequenas dimensões.

O conhecimento acerca do comportamento da interface bloco-argamassa, em geral não é necessário para o entendimento do comportamento estrutural global. O material

pode ser considerado um sólido monolítico, governado por uma lei constitutiva, com características mecânicas do conjunto, e não individualmente.

A análise numérica utilizando o Método dos Elementos Finitos depende de uma validação adequada do modelo constitutivo para o material usado. No programa experimental aqui apresentado, os parâmetros requeridos foram determinados experimentalmente por meio de corpos de prova suficientemente grandes, sob um estado de tensão praticamente homogêneo.

Para estudar o comportamento global das paredes de contraventamento utilizou-se um macromodelamento. A estrutura foi idealizada como elementos retangulares conectados entre si por pontos, ou nós. A necessidade de compatibilidade de deslocamentos, como no método da rigidez, é usada para determinar os deslocamentos dos nós em termos de esforços aplicados. A variação de deslocamentos em cada elemento é conhecida em termos de deslocamentos dos nós e uma solução completa para o problema é obtida.

Um esquema da malha de elementos utilizada no modelo computacional é apresentado na Fig. 5.1.

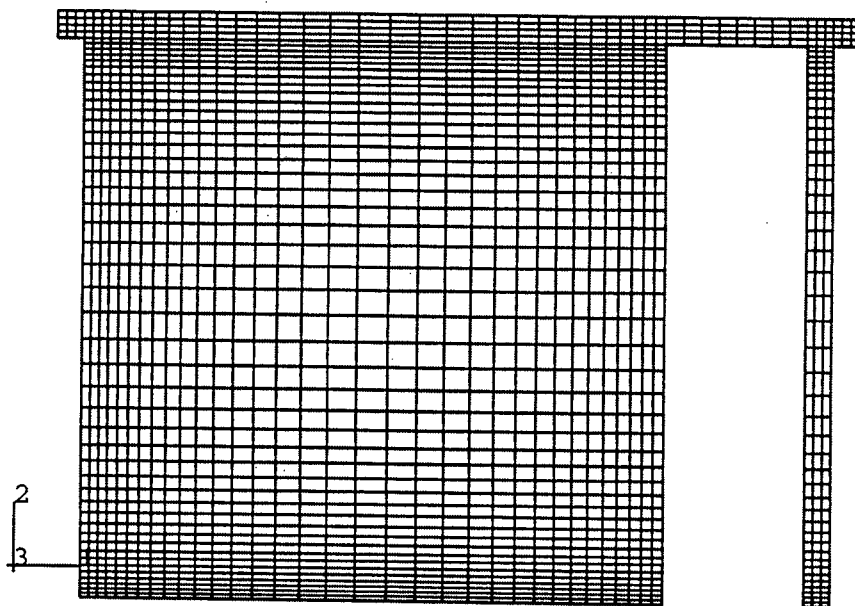


Fig. 5.1 – Discretização da malha utilizada no modelo computacional.

5.2.1.1 Componentes do modelo

As informações fornecidas para a simulação numérica foram:

(a) Geometria

É definida pelos nós e elementos. Cada elemento representa uma porção discreta da estrutura, que por sua vez é representada por vários elementos interconectados. Os elementos são interligados por um ou mais nós comuns. As coordenadas dos nós e a conectividade dos elementos compõem a geometria.

Um estudo de convergência de malha foi feito para o modelo computacional utilizado na análise das estruturas. A densidade de malha foi aumentada nas regiões de altos gradientes de deformação. A malha final é composta de 1965 nós e 1836 elementos, discretizados em um modelo bidimensional.

(b) Propriedades dos elementos

O comprimento do flange, a largura da laje e espessura da parede de contraventamento foram fornecidos como dados de entrada, uma vez que a geometria dos elementos não é definida completamente pelas coordenadas dos nós em um modelo bidimensional. Esta consideração mostrou-se pertinente, uma vez que o esforço horizontal é atuante no plano da parede de contraventamento e o centro de massa da seção transversal, no modelo, desloca-se na direção do flange, coincidindo com os valores obtidos pela teoria clássica da Resistência dos Materiais

(c) Propriedade dos materiais

As propriedades dos materiais para todos os elementos foram especificados como a média de valores obtidas experimentalmente, como apresentado no Capítulo 3.

(d) Carregamento e condições de contorno

Todas as forças foram aplicadas nos nós correspondendo à posição nas quais foram aplicadas nas situações de teste. As translações, tanto nas direções vertical quanto horizontal, na base das paredes, foram restringidas como condições de contorno.

(e) Relatórios de saída

Obteve-se, como resultado da análise, deslocamentos, tensões e deformações principais, tensões e deformações normais e de cisalhamento, que foram visualizadas através de um programa pós-processador.

5.2.1.2 Tipos de elementos

Os elementos da malha estão submetidos a um estado biaxial de tensões produzido por forças aplicadas no seu próprio plano. O estado plano de tensões assume que as tensões fora do plano são nulas e, como consequência, são adequadas ao modelamento de estruturas testadas. Para esse estado de tensão, elementos retangulares são apropriados e foram utilizados neste modelo (ZIENKIEWICZ, 1989; ABAQUS, 1999; SAMARASINGHE *et al.* 1982).

A formulação dos elementos foi baseada na descrição de Lagrange. O material associado ao elemento permanece associado a este durante todo o processamento computacional.

Os elementos possuem liberdade de translação em cada nó, no próprio plano. Cada continuum é integrado em quatro pontos.

5.2.1.3 Validação do programa computacional

O programa computacional usado fornece uma boa documentação (ABAQUS THEORY MANUAL, 1999) estabelecendo como as técnicas numéricas são utilizadas para solução do problema analítico no modelo por elementos finitos. Entretanto, é prudente verificar a validade do programa comparando-se seus resultados com os disponíveis na literatura.

Para isto, fez-se uma comparação entre a distribuição de tensões ao longo da altura de uma Viga Parede obtidos por CHEUNG (1971) e os resultados obtidos através do programa computacional ABAQUS (1999). As distribuições de tensão normal ao longo da altura para viga com relação comprimento/altura (L/h) de 4, de 2 e 1 apresentaram uma boa concordância com, como esquematizado na Fig. 5.2.

A discretização da malha, os tipos de elementos e de integração numérica utilizada no modelo são como os utilizados no modelo de análise das estruturas em alvenaria testadas, descritos na seção 5.2.

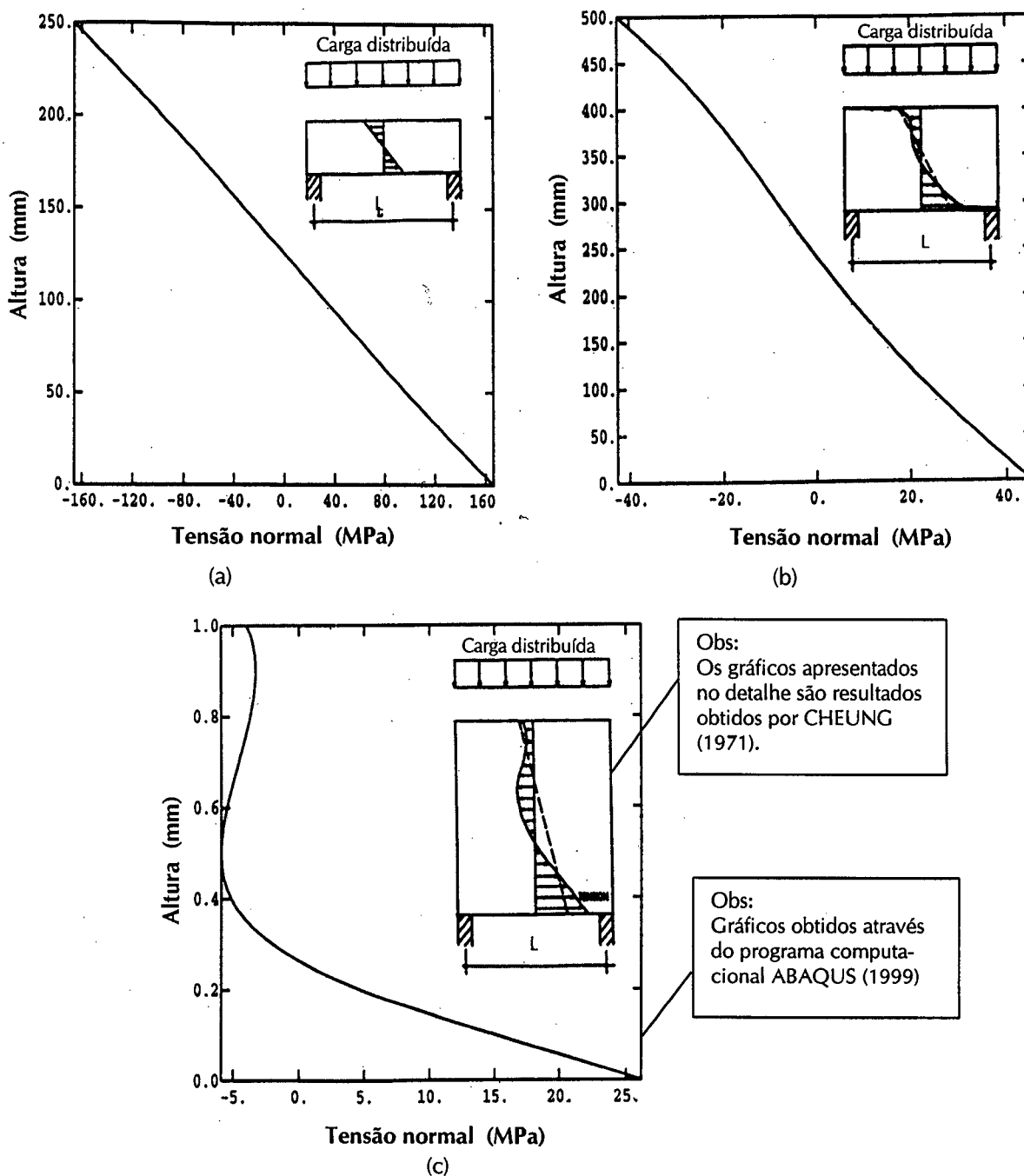


Fig. 5.2 - Distribuição de tensões ao longo da altura de uma Viga Parede para relação comprimento altura (L/h) igual a (a) 4, (b) 2 e (c) 1.

5.2.2 Análise linear utilizando Elementos Finitos

A maioria das análises teóricas com fins práticos considera um modelo linear para descrever o comportamento de paredes em alvenaria. Isto parece ser adequado, uma

vez que a relação entre tensão e deformação é linear até aproximadamente 2/3 da carga de ruptura.

Apesar de a alvenaria ser, geralmente, considerada um material isotrópico, o comportamento de paredes de contraventamento é, de certa forma, dependente das suas propriedades nas direções ortotrópicas. Os parâmetros necessários à consideração de ortotropia no modelo foram determinados e seu efeito é significativo no comportamento das estruturas testadas. A análise usando elementos finitos é, portanto, composta de:

(a) Análise linear:

- Material isotrópico;
- Material ortotrópico;

(b) Análise não-linear:

- Material ortotrópico.

5.2.2.1 Material isotrópico

As propriedades consideradas na análise isotrópica foram determinadas através de corpos de prova submetidos à carregamento perpendicular às juntas horizontais. O módulo de elasticidade longitudinal (E), coeficiente de Poisson (ν) e o módulo de elasticidade transversal (G) não são propriedades independentes, sendo associados pela Eq. 5.1.

$$E = 2(1 + \nu)G \quad (\text{Eq. 5.1})$$

As tensões no elemento são obtidas multiplicando-se a deformação pelas propriedades elásticas do material, como na Eq. 5.2 onde $\{\sigma\}$ é o vetor de tensão, $\{\varepsilon\}$ é o vetor de deformação e $[D]$ é a matriz constitutiva.

$$\{\sigma\} = [D] \{\varepsilon\} \quad (\text{Eq. 5.2})$$

A lei constitutiva é estabelecida pela Eq. 5.3.

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E}{1-\nu^2} & \frac{\nu E}{1-\nu^2} & 0 \\ \frac{\nu E}{1-\nu^2} & \frac{E}{1-\nu^2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{E}{2(1+\nu)} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} \quad (\text{Eq. 5.3})$$

Os parâmetros empregados na análise e correspondentes à matriz constitutiva são apresentados na Tab. 5.1.

Tab. 5.1 – Propriedades mecânicas dos materiais utilizadas na análise isotrópica.

Elemento	E (MPa)	ν^*	G (MPa)**
Flange grauteado	3310	0,16	1427
Paredes com juntas verticais preenchidas	5888	0,13	2605
Paredes com juntas verticais não-preenchidas	3675	0,17	1570
Lajes de concreto	29000	0,18	12288

(*) Valores de acordo com Tab. 3.7

(**) Valores de acordo com Eq. 5.1.

5.2.2.2 Material ortotrópico

As lei constitutiva que estabelecem a relação entre tensões e deformações é dada pela Eq. 5.2 e explicitada pela Eq. 5.5.

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = \frac{1}{1-\nu_x\nu_y} \begin{bmatrix} E_x & \nu_y E_x & 0 \\ \nu_x E_y & E_y & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu_x\nu_y)G \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} \quad (\text{Eq. 5.4})$$

Os parâmetros correspondentes à matriz elástica, empregados no modelamento computacional, foram obtidos experimentalmente (Tab. 3.7) e são apresentados na Tab. 5.2.

Tab. 5.2 – Propriedades mecânicas dos materiais nas direções ortogonais.

Elemento	Ex (MPa)	Ey (MPa)	ν_x	ν_y	Gxy (MPa)
Juntas verticais preenchidas	3508	5888	0,16	0,13	1831
Juntas verticais não-preenchidas	1995	3675	0,17	0,23	1059
Laje de concreto	29000	29000	0,18	0,18	13914

5.2.3 Análise não-linear utilizando Elementos Finitos

Dois tipos principais de não-linearidade são encontrados nos problemas de análise estrutural, quais sejam: as não-linearidades geométricas e de materiais. Neste trabalho, onde as deformações são pequenas, as não-linearidades geométricas não são consideradas.

A técnica básica pra solução de não-linearidades são a incremental, a iterativa ou uma combinação de ambas. No método incremental, a carga é dividida em pequenos incrementos e, para cada incremento, um problema elástico é resolvido. O equilíbrio é restabelecido até se obter a convergência dos resultados. Os deslocamentos, em qualquer dos incrementos, é a soma dos deslocamentos até aquele incremento.

No método iterativo, a estrutura é submetida ao carregamento total a cada iteração. Um valor constante de rigidez aproximada é usado para a solução do problema numérico. As iterações são combinadas para satisfazer às condições de equilíbrio. Esta é a técnica utilizada nesta análise (ABAQUS THEORY MANUAL, 1999).

As curvas tensão-deformação utilizadas na análise computacional são apresentadas nas Fig. 5.3 a 5.5.

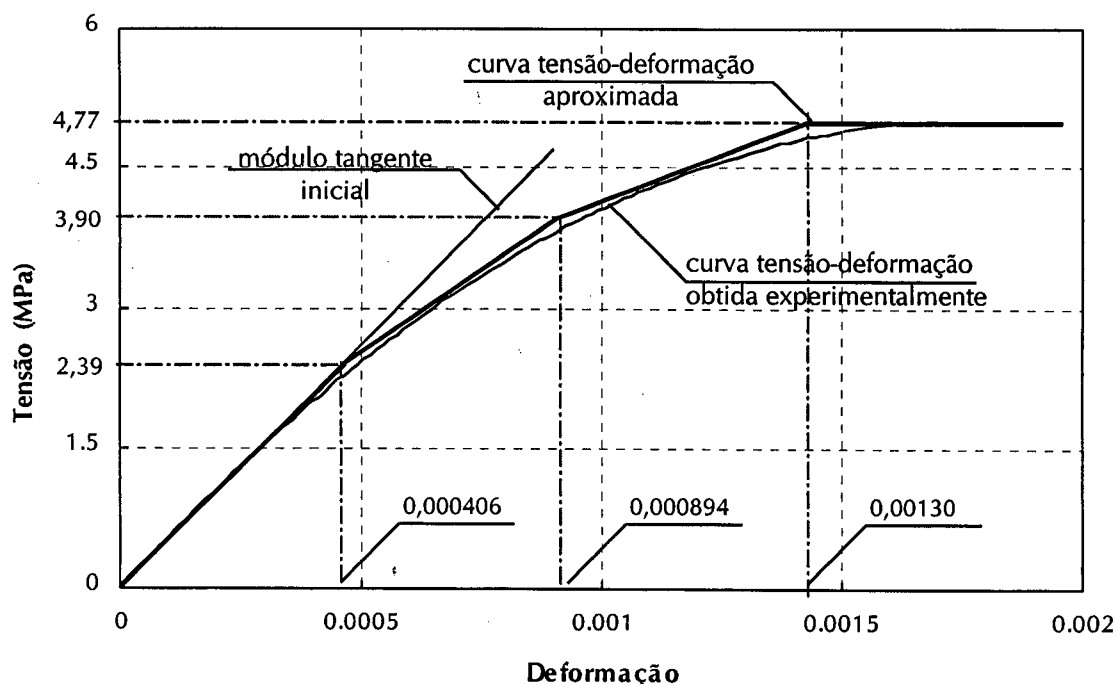


Fig. 5.3 – Relação tensão-deformação para prismas com juntas verticais preenchidas utilizada na análise não-linear por Elementos Finitos.

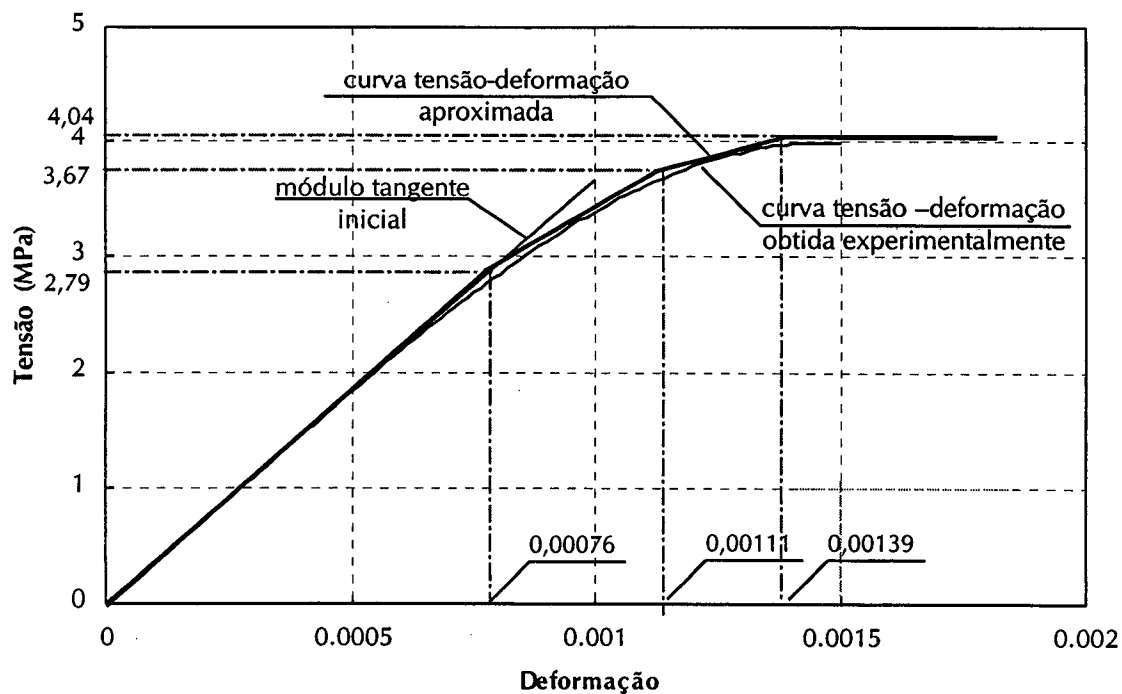


Fig. 5.4 – Relação tensão-deformação para prismas com juntas verticais não preenchidas utilizada na análise não-linear por Elementos Finitos.

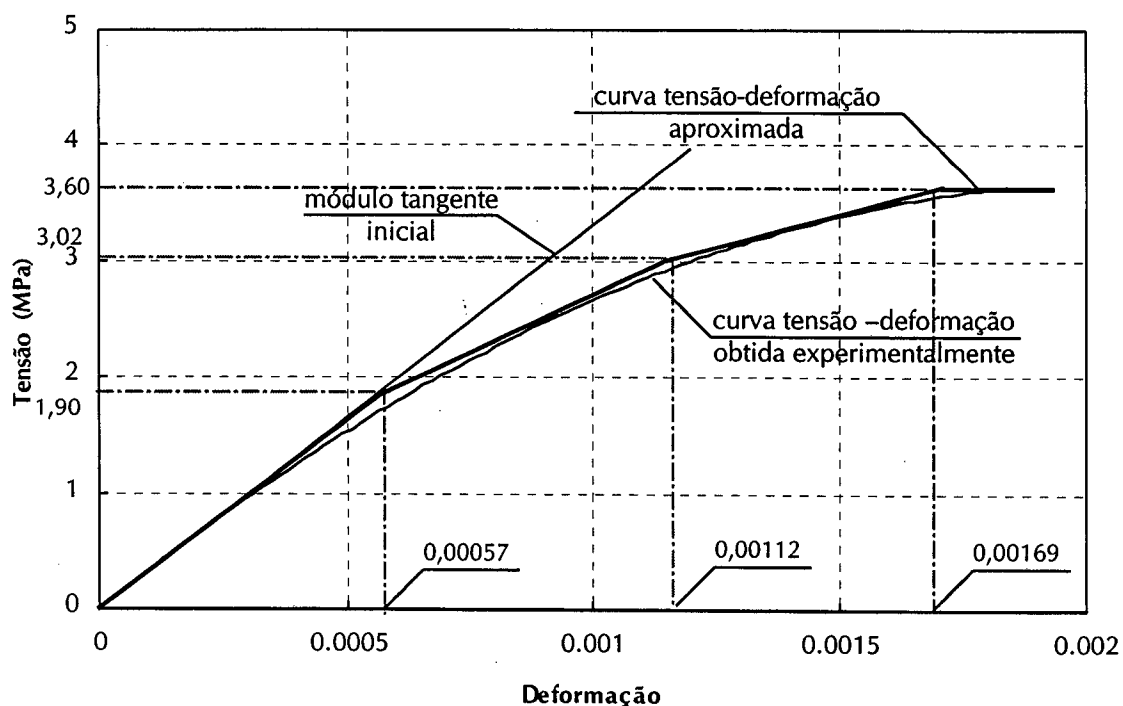


Fig. 5.5 – Relação tensão-deformação para prismas grauteados com cimento:areia traço 1:3 (volume) utilizada na análise não-linear por Elementos Finitos.

As curvas tensão-deformação obtidas através de ensaio de prismas à compressão axial foram divididas em intervalos sendo, o primeiro, correspondente ao módulo de elasticidade tangente inicial e, o final, correspondente à plastificação da seção, ou do elemento.

5.2.4 Método do Pórtico Equivalente

Para a análise das estruturas testadas, submetidas à ações laterais, foi utilizado a analogia com um pórtico equivalente. As colunas são consideradas na posição correspondente ao centro de massa das paredes, e o vão entre elas é a distância entre as suas linhas de centro. As colunas e vigas são consideradas com a mesma rigidez das respectivas paredes e lajes.

A análise é feita considerando elementos de viga deformáveis por cisalhamento (*shear deformable*) e as propriedades mecânicas dos materiais e geometria das estruturas correspondem aos experimentos. Os carregamentos são aplicados no topo das colunas. Os resultados são apresentados neste capítulo comparados com aqueles obtidos pelo Método dos Elementos Finitos e os obtidos experimentalmente.

5.3 ENSAIOS PRELIMINARES DE ESTRUTURAS

Uma vez definido o programa experimental (Capítulo 4), foram feitas a montagem e o teste de 2 estruturas visando verificar a adequação da geometria, da instrumentação e dos procedimentos de ensaio em relação aos objetivos estabelecidos.

Antes da realização dos ensaios, foi feita uma análise de distribuição de deformação, de deslocamentos ao longo da altura da estrutura e a verificação das tensões normais máximas de compressão e de tração (quando existente) nas paredes, devido à ação combinada da força horizontal e dos vários níveis de pré-compressão. Estas tensões foram comparadas aos valores obtidos nos ensaios de caracterização de materiais e prismas (Capítulo 3), adotando-se um coeficiente de segurança, de modo a garantir que a ruptura não ocorresse por esmagamento ou por tração na base das paredes de contraventamento.

Evidentemente que quanto maior o flange em relação à alma, nas seções tipo T, mais o centro de massa da seção transversal se desloca na sua direção. Desta forma, se a

força horizontal é aplicada no flange, a linha neutra se desloca na direção da zona tracionada, aumentando as tensões de compressão devido à flexão e reduzindo as de tração, geralmente críticas no caso da alvenaria. Com base nisto, foi definida a configuração de teste, tendo o flange um comprimento relativamente grande em relação ao comprimento da parede de contraventamento, e as estruturas foram testadas. Entretanto, os resultados indicaram que deveriam ser feitas alterações no programa previsto. Estes resultados são apresentados e discutidos a seguir.

5.3.1 Estrutura P01

A estrutura foi testada com a idade de 21 dias, tendo as dimensões apresentadas na Tab. 4.1. Durante a aplicação do carregamento lateral ocorreu uma ruptura não esperada no flange, na região de ligação com a alma, como mostrado na Fig. 5.6. As fissuras se propagaram pelos blocos, pelas juntas horizontais e verticais, ambas preenchidas com aragamassa. A força lateral máxima aplicada foi de 10025 N, que corresponde a um valor próximo ao esperado para ruptura da parede de contraventamento, estimada com base na teoria de atrito (ou fricção) de Coulomb. Não foi observada fissura antes da ruptura, que ocorreu de forma brusca. Após a ruptura, a parede de contraventamento foi inspecionada e não foi observada a existência de fissuras.

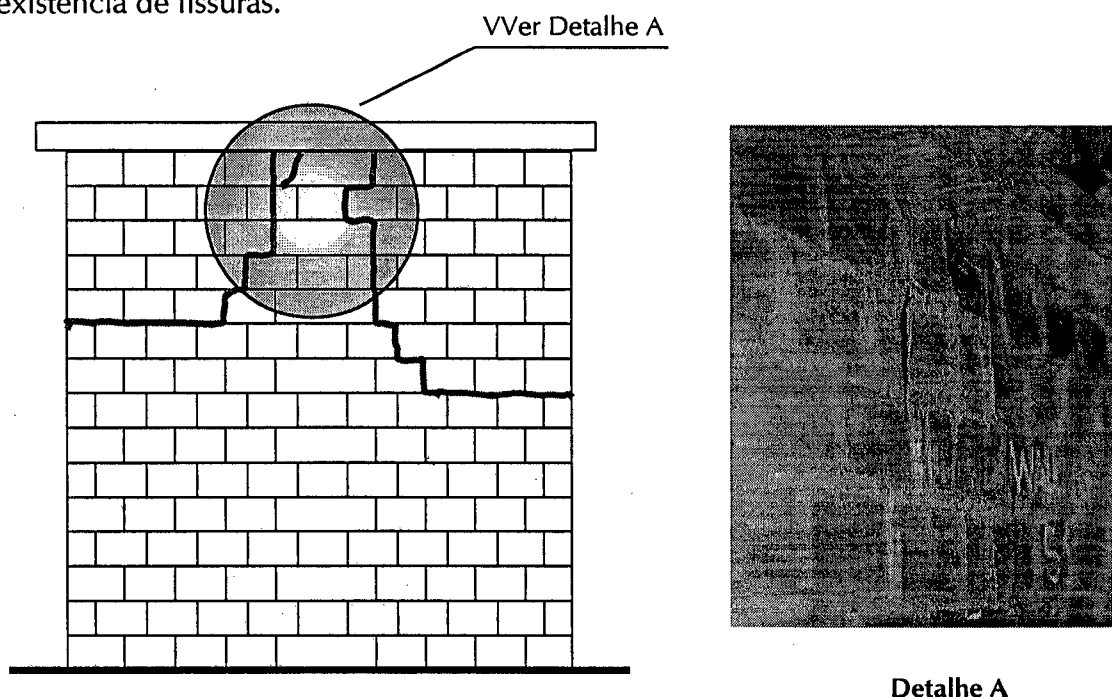


Fig. 5.6 – Esquema de ruptura no flange da estrutura P01.

Pelo teste observou-se que:

- (a) a ruptura ocorreu no flange, de forma prematura em relação ao esperado, passando pelos blocos e juntas de argamassa. O ensaio pareceu indicar que a espessura das paredes dos blocos não era suficientemente resistente para redistribuir os esforços na região de aplicação da força lateral;
- (b) a ruptura ocorreu de forma localizada. Isto parece indicar que o flange não trabalhou adequadamente em termos de transferência de carga para a parede de contraventamento;
- (c) os extensômetros mecânicos não foram suficientemente sensíveis para detectar deformações devido à força lateral e de pré-compressão na parede de contraventamento;
- (d) Para os testes subseqüentes, e com base nestes resultados, foi decidido reduzir o comprimento do flange, fazendo-se novamente a análise de distribuição de tensões de tração e de compressão na base das paredes de contraventamento, devidas à flexo-compressão. Nesta nova análise, admitiu-se um pequeno esforço de tração na base, para estruturas testadas sob baixa pré-compressão (0,4 MPa). Este esforço de tração, entretanto, foi inferior à resistência à tração das paredes (obtida por ensaios de prismas à flexão) e, ainda, inferior a 10% da resistência à compressão axial, também obtida por ensaios de prismas (Capítulo 3).
- (e) Foi também decidido colocar um relógio comparador no nível médio da laje, para detectar eventuais deslocamentos na interface argamassa-laje.

5.3.2 Estrutura P02

A estrutura foi testada com uma idade de 27 dias. A nova configuração de teste é apresentada na Fig. 4.1 e Tab. 4.1. Os relógios comparadores foram colocados como mostrado na Fig. 4.10. A Fig. 5.7 mostra o relógio comparador adicional posicionado no eixo da estrutura, no nível médio da laje.

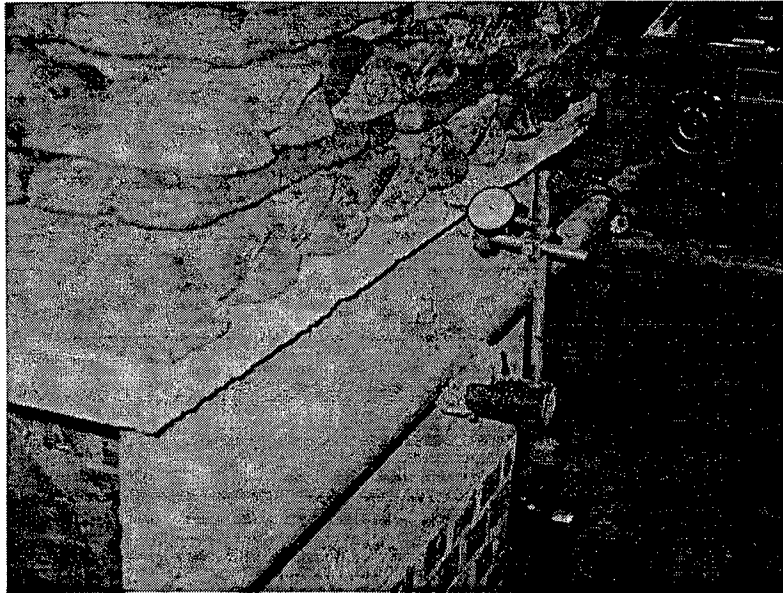


Fig. 5.7 – Relógio comparador no topo da estrutura.

As fissuras foram observadas inicialmente no flange, passando pelos blocos e argamassa, como mostrado nas Fig. 5.8 e 5.9, e na interface laje-parede. Não foi observada fissuração na parede de contraventamento. A força lateral de ruptura foi de 7963 N, portanto inferior à força de ruptura da estrutura testada anteriormente, o que era esperado, tendo em vista a redução da seção transversal e do momento de inércia em relação ao eixo perpendicular à direção de aplicação do esforço horizontal.

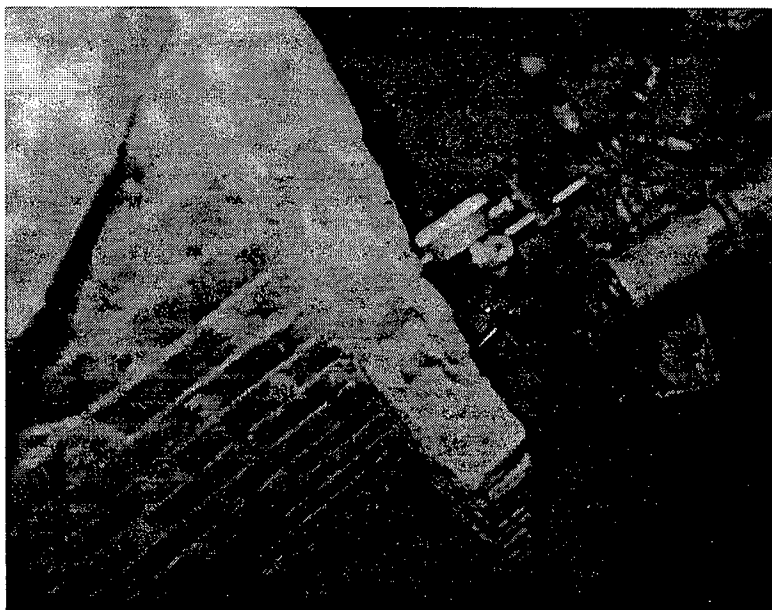


Fig. 5.8 – Ruptura no flange da estrutura P02.

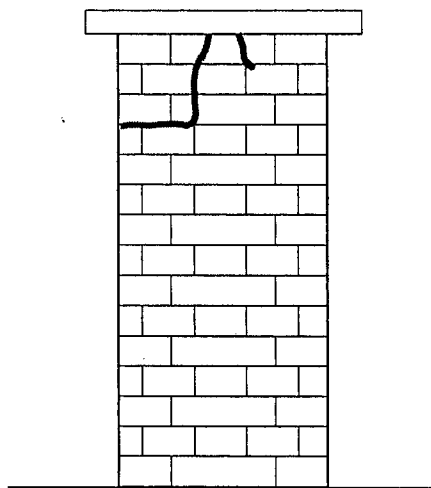


Fig. 5.9 – Linhas de ruptura da estrutura P02 (vista frontal do flange).

O teste da estrutura P02 indicou que:

- (a) uma argamassa mais resistente deveria ser utilizada na interface parede-laje para se evitar ruptura prematura da estrutura;
- (b) a ruptura ocorreu nos blocos e juntas de argamassa de modo similar à ruptura da estrutura P01. A ruptura através dos blocos indicou que a espessura das paredes dos blocos era inadequada para resistir às tensões aplicadas;
- (c) os extensômetros mecânicos não foram suficientemente sensíveis para detectar deformação significativa nas paredes de contraventamento.

5.3.3 Discussão

Baseado nos resultados dos testes das estruturas P01 e P02, as seguintes alterações foram feitas para as estruturas a serem testadas posteriormente:

- (a) manter o comprimento do flange com 360 mm;
- (b) grautear o flange com argamassa de cimento: areia no traço 1:3 (volume). Isto não aumentaria a sua resistência à compressão, como evidenciado pelos ensaios de caracterização dos prismas, mas aumentaria sua resistência à flexão;
- (c) usar uma cola a base de epóxi na junta de união da parede-laje, de modo a aumentar a resistência ao cisalhamento na junta e evitar ruptura naquela interface.

Tais alterações na configuração de teste foram implementadas e mostraram-se efetivas, permitindo desenvolver o programa experimental dentro dos objetivos previstos.

5.4 DESLOCAMENTO DAS ESTRUTURAS

Por razões de economia e desempenho, são geralmente projetadas paredes de contraventamento na direção paralela às forças laterais atuantes, de tal modo que a combinação destas forças com as cargas verticais não produzam solicitações normais de tração, ou que, em produzindo, estas sejam o mínimo possível.

Estes esforços horizontais produzem deformações nas paredes de contraventamento e, conseqüentemente, deslocamentos nas estruturas, que devem ser considerados quando se estuda seu comportamento global e limitados no projeto para segurança e conforto dos usuários.

O teste de estruturas em alvenaria construídas com juntas preenchidas e não preenchidas mostrou que há uma diferença significativa de comportamento entre elas, como o que se apresenta nesta seção.

5.4.1 Relação carga-deslocamento no topo das paredes

A relação carga-deslocamento no topo das paredes de contraventamento é apresentada para estruturas com paredes com juntas preenchidas e não preenchidas.

Sob efeito de pré-compressão, os deslocamentos no topo reduzem-se significativamente, para um mesmo nível de força lateral, tanto nas estruturas com juntas verticais preenchidas quanto naquelas com juntas verticais não preenchidas.

5.4.1.1 Paredes com juntas verticais preenchidas

A Fig. 5.10 apresenta o deslocamento no topo das estruturas com juntas verticais preenchidas, devido à força lateral, para estruturas sob pré-compressão de 0,4 MPa, 1,7 MPa e 2,1 MPa.

A relação carga-deslocamento é aproximadamente linear até aproximadamente 2/3 da força horizontal de ruptura da estrutura. Entretanto, os deslocamentos aumentam rapidamente ao se aproximar da ruptura, tornando-se não-linear.

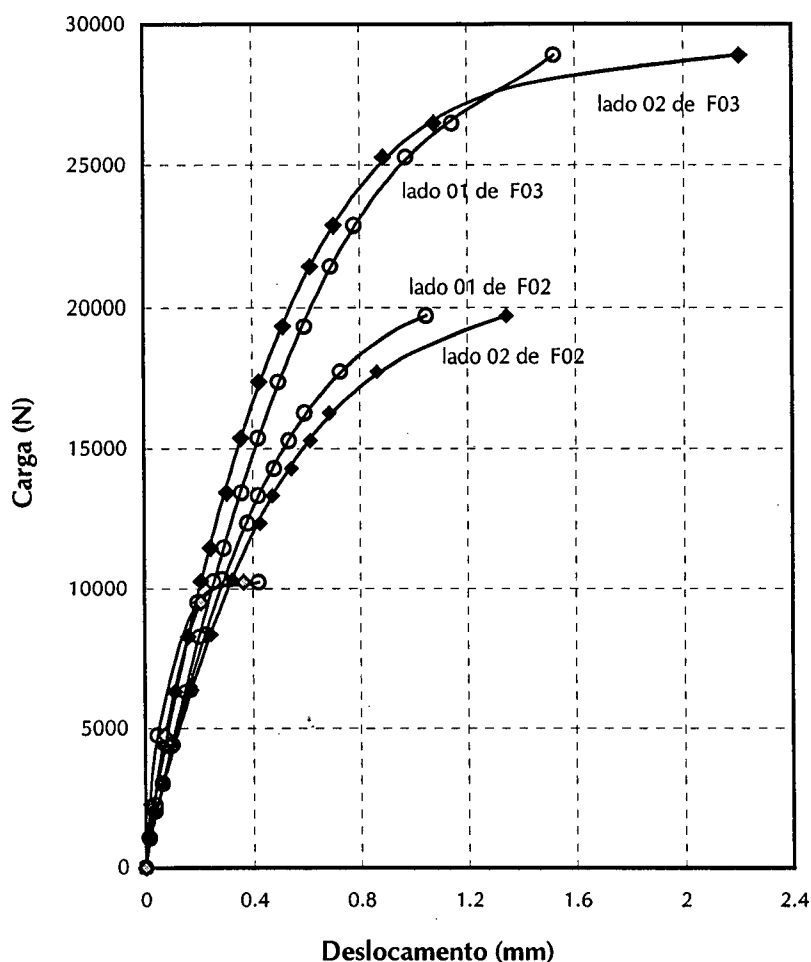


Fig. 5.10 – Relação carga-deslocamento no topo das paredes de contraventamento com juntas verticais preenchidas sob pré-compressão de 0,4 MPa (F01), 1,6 MPa (F02) e 2,1 MPa (F03).

Observa-se, por este gráfico que os deslocamentos reduzem à medida que se aumenta a pré-compressão. Isto será discutido posteriormente na seção 5.4.3.

5.4.1.2 Paredes com juntas verticais não preenchidas

As paredes de contraventamento em estruturas com juntas verticais não preenchidas apresentaram um comportamento linear até aproximadamente 60% da carga de ruptura, como mostra a Fig. 5.11.

Os deslocamentos medidos no lado do flange (lado 1) e na extremidade da alma foram praticamente iguais, sendo, entretanto, diferentes em aproximadamente 10% nas estruturas com juntas verticais preenchidas.

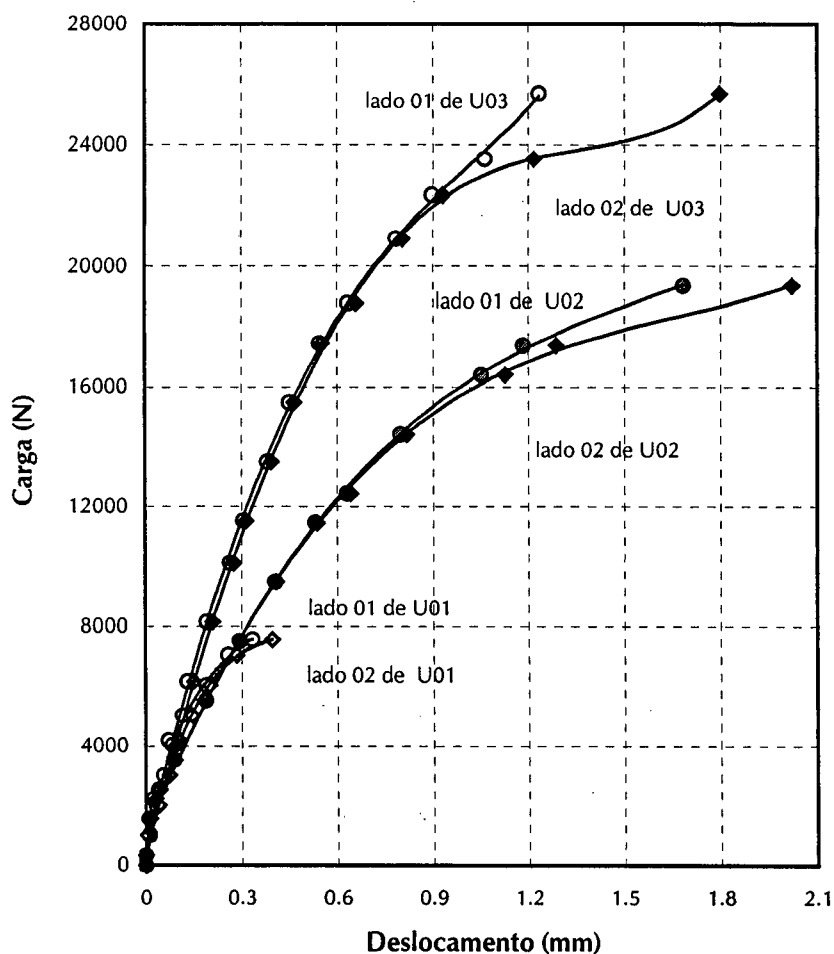


Fig. 5.11 – Relação carga-deslocamento no topo das paredes de contraventamento com juntas verticais não preenchidas, sob pré-compressão de 0,4 MPa (U01), 1,7 MPa (U02) e 2,2 MPa (U03).

5.4.1.3 Influência do nível de pré-compressão

Comparando-se os deslocamentos no topo de paredes de contraventamento com juntas verticais preenchidas e não preenchidas, pode-se observar que o não preenchimento das juntas verticais leva a deslocamentos significativamente maiores, sobretudo nas situações de menor pré-compressão, como mostra a Fig. 5.12.

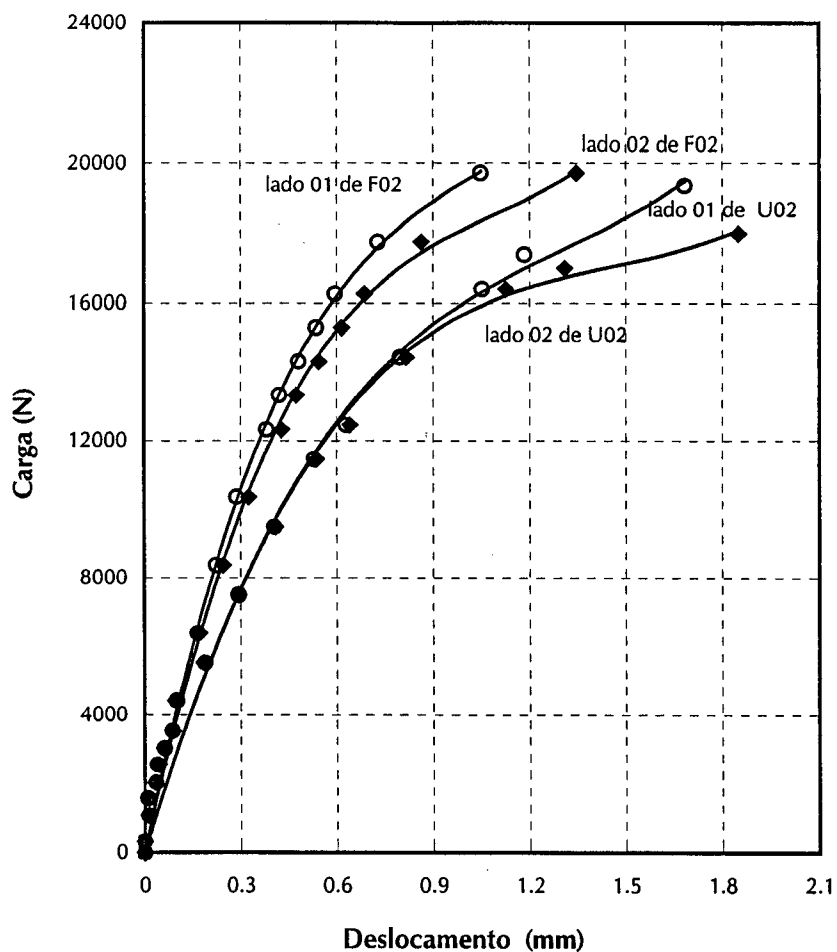


Fig. 5.12 – Relação carga-deslocamento no topo das paredes de contraventamento com juntas verticais preenchidas (F02) e não preenchidas (U02) sob pré-compressão de 1,7 MPa.

A diferença entre os deslocamentos no topo das paredes com juntas verticais preenchidas e não preenchidas reduz-se significativamente quando se aumenta a pré-compressão, como mostra a Fig. 5.13.

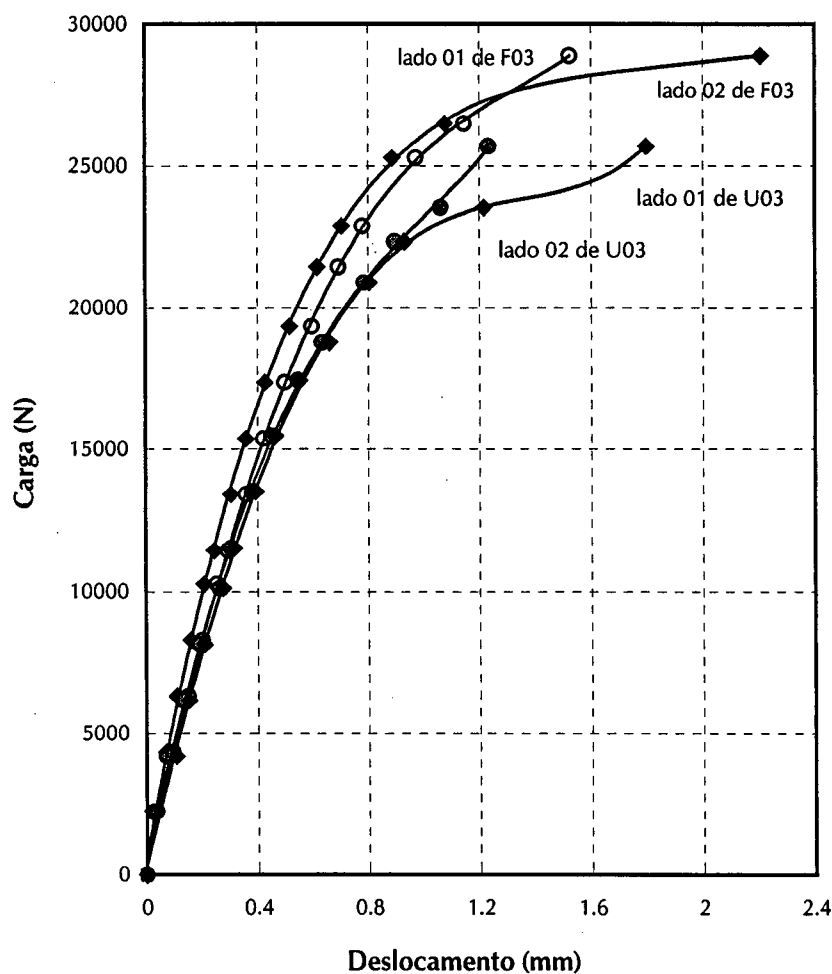


Fig. 5.13 – Relação carga-deslocamento no topo das paredes de contravento com juntas verticais preenchidas (F03) e não preenchidas (U03) sob pré-compressão de 2,1 MPa.

5.4.2 Relação-carga-deslocamento ao longo da altura

As relações carga-deslocamento ao longo da altura das paredes de contravento mostram que o deslocamento ao longo da altura das paredes é aproximadamente linear, tornando-se não-linear à medida que se aumenta a força horizontal aplicada.

Nos estágios iniciais de carregamento os deslocamentos no lado de aplicação do carregamento e na extremidade das paredes de contravento são

iguais. Esta diferença aumenta significativamente, em geral, imediatamente antes do aparecimento das primeiras fissuras, crescendo continuamente até se atingir a ruptura.

5.4.2.1 Paredes com juntas verticais preenchidas

A relação carga–deslocamento ao longo da altura das paredes de contraventamento em estruturas com juntas preenchidas é apresentada nas Fig. 5.14 a 5.16.

Para a estrutura F01, as leituras iniciais de deslocamento foram feitas próximas à ruptura, nas duas extremidades da parede de contraventamento, nos locais onde foram colocados os relógios comparadores. Estas medições, nestes dois lados da parede, são apresentadas na Fig. 5.14. Para a primeira estrutura testada, não foi possível capturar o comportamento no regime linear, já que as leituras foram tomadas em intervalos de carga próximos à ruptura. Entretanto, para as estruturas subsequentes, as medições de deslocamento foram feitas a intervalos menores durante a aplicação do esforço horizontal, permitindo uma melhor visualização do comportamento estrutural sob força lateral.

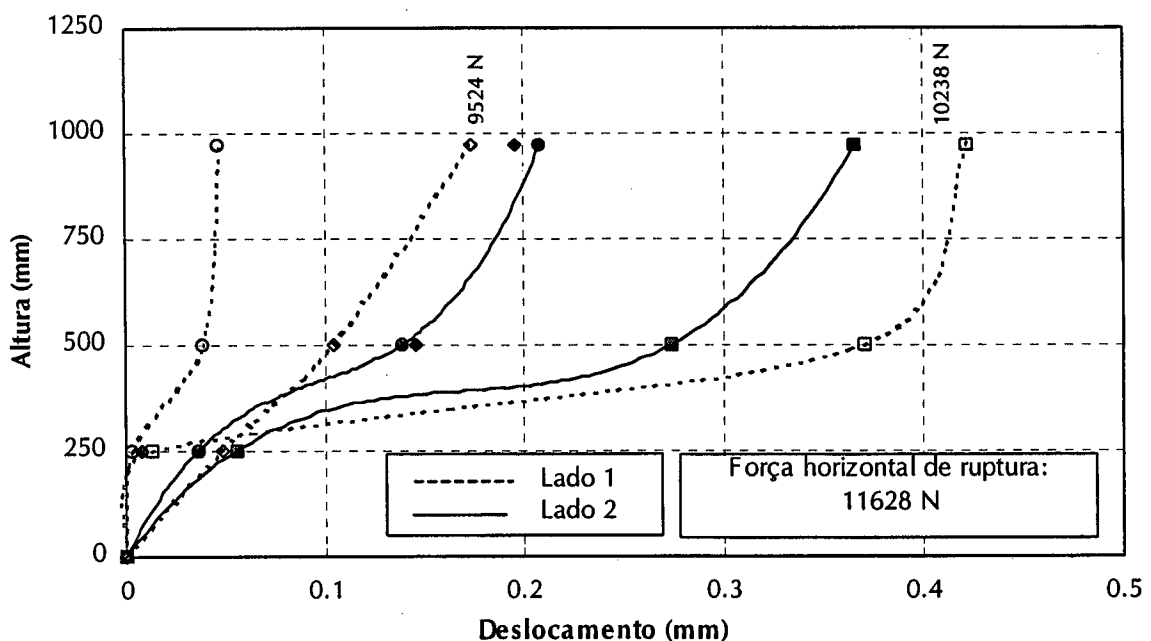


Fig. 5.14 - Relação carga–deslocamento ao longo da altura da parede de contraventamento no lado de aplicação de esforço horizontal (lado 1) e lado oposto (lado 2) em estrutura com juntas verticais preenchidas (pré-compressão de 0,4 MPa).

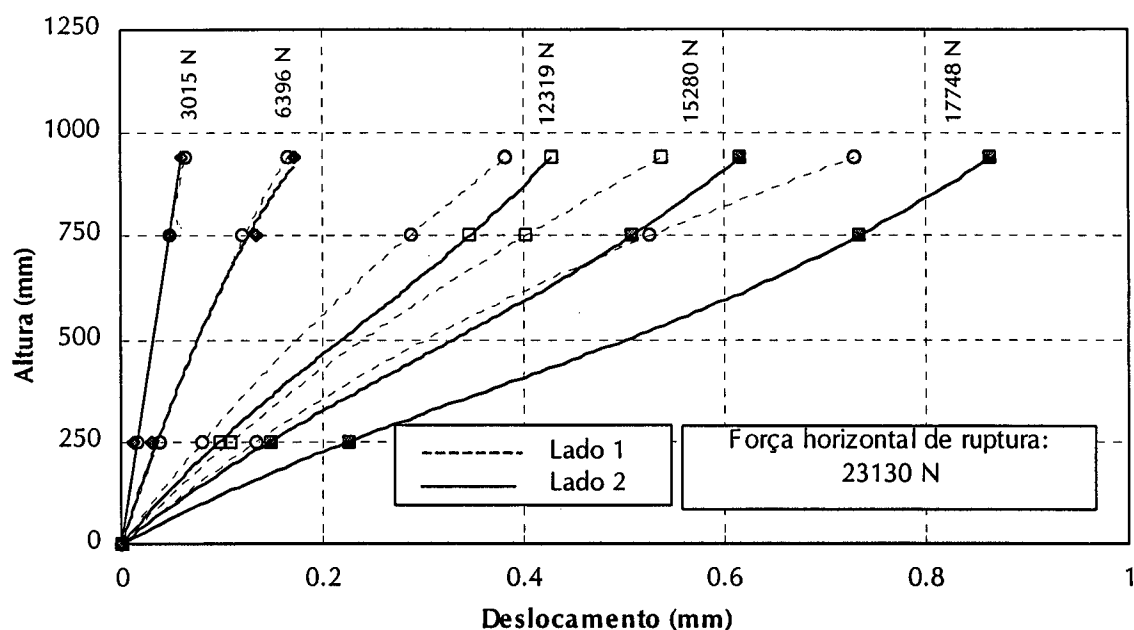


Fig. 5.15 - Relação carga–deslocamento ao longo da altura da parede de contraventamento nos lado de aplicação de esforço horizontal (lado 1) e lado oposto (lado 2) em estrutura com juntas verticais preenchidas (pré-compressão de 1,7 MPa).

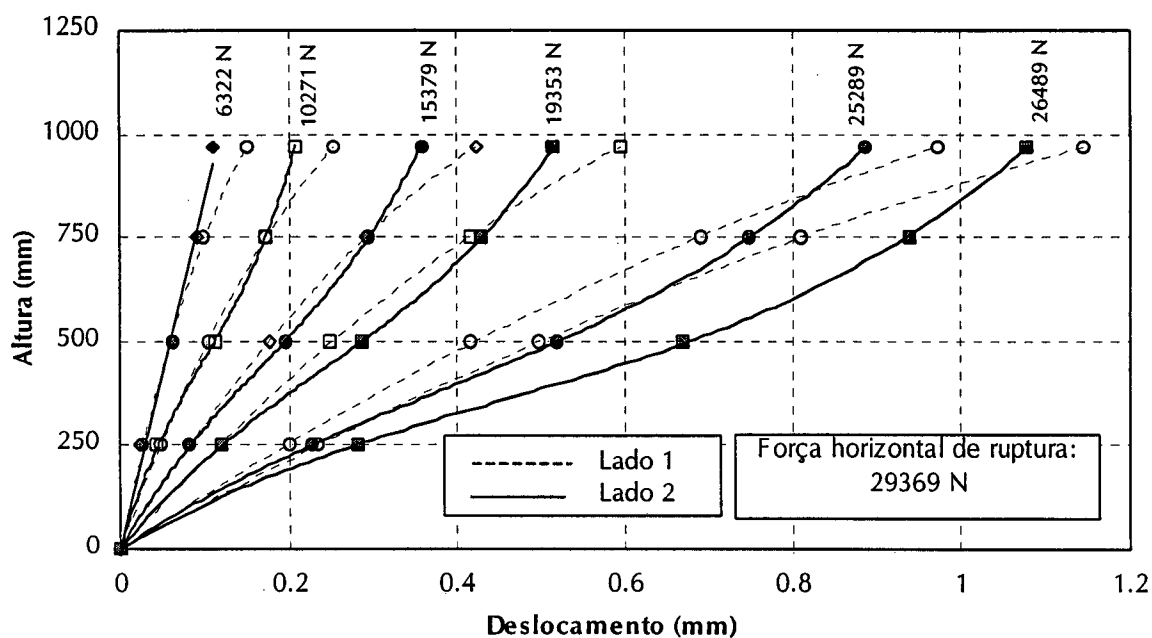


Fig. 5.16 - Relação carga–deslocamento ao longo da altura da parede de contraventamento no lado de aplicação de esforço horizontal (lado 1) e lado oposto (lado 2) em estrutura com juntas verticais preenchidas (pré-compressão de 2,1 MPa).

5.4.2.2 Paredes com juntas verticais não preenchidas

As relações carga-deslocamento ao longo da altura das paredes de contraventamento de estruturas com juntas não preenchidas são apresentadas nas Fig. 5.17 a 5.19.

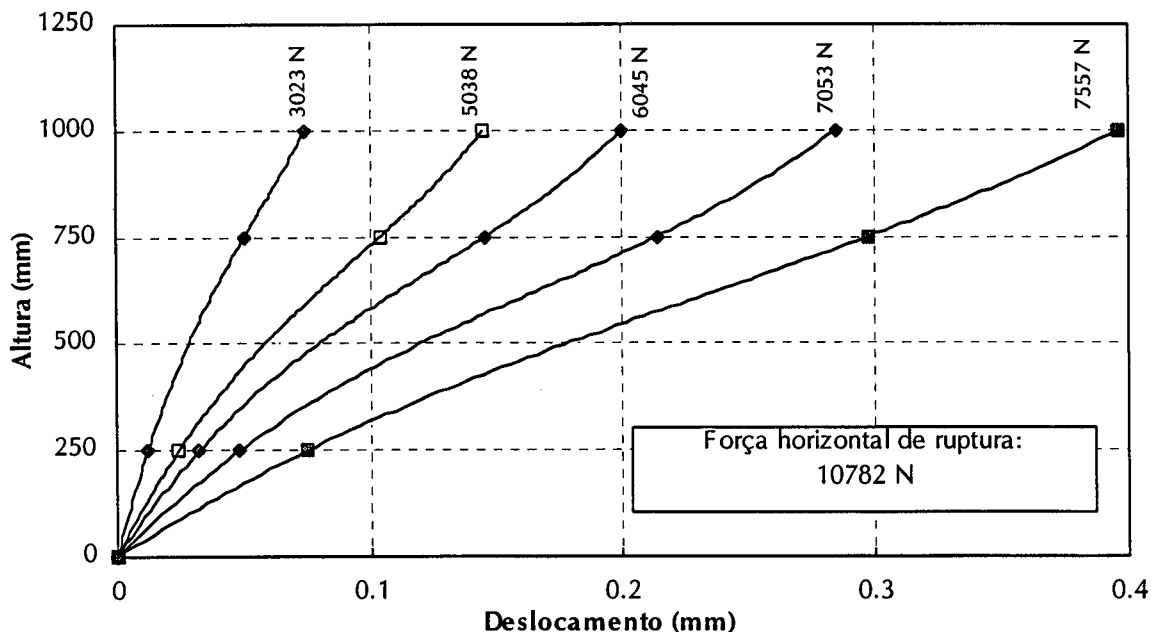


Fig. 5.17 - Relação carga-deslocamento ao longo da altura da parede de contraventamento no lado oposto à aplicação de esforço horizontal em estrutura com juntas verticais não preenchidas (pré-compressão de 0,4 MPa).

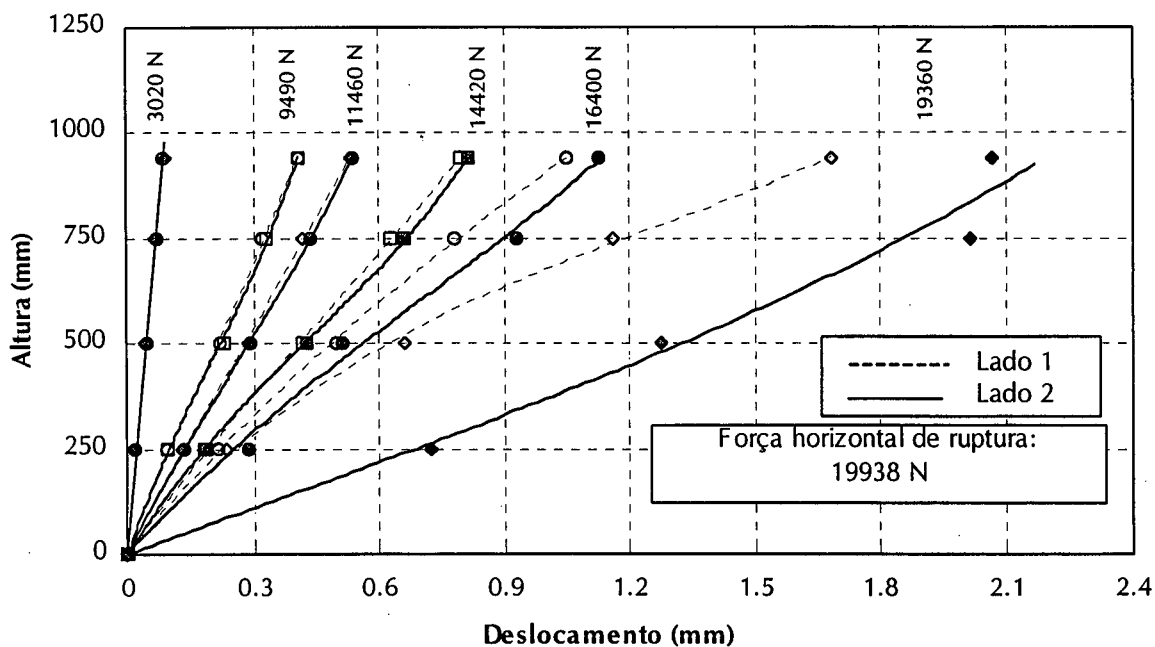


Fig. 5.18 - Relação carga-deslocamento ao longo da altura da parede de contraventamento no lado de aplicação de esforço horizontal (lado 1) e lado oposto (lado 2) em estrutura com juntas verticais não preenchidas (pré-compressão de 1,7 MPa).

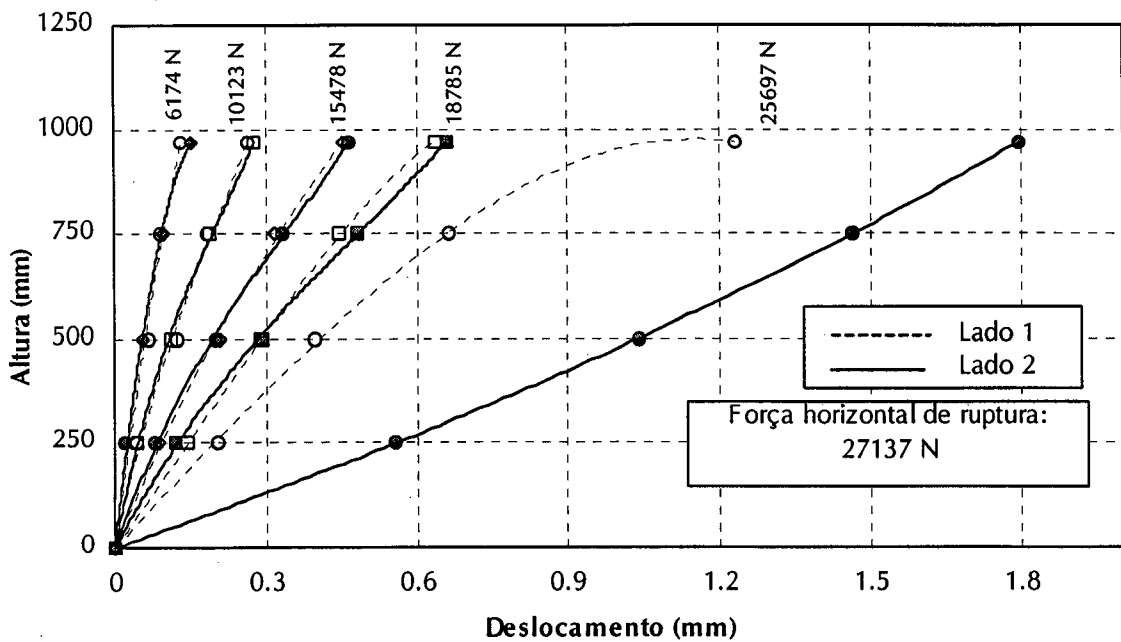


Fig. 5.19 - Relação carga-deslocamento ao longo da altura da parede de contraventamento no lado de aplicação de esforço horizontal (lado 1) e lado oposto (lado 2) em estrutura com juntas verticais não preenchidas (pré-compressão de 2,1 MPa).

A Fig. 5.20 apresenta a comparação entre os deslocamentos ao longo da altura de paredes de contraventamento obtidas experimentalmente e através da análise linear utilizando o Método dos Elementos Finitos para uma força horizontal de 4348 N, que corresponde a um estágio inicial de carregamento.

Observa-se pelas Fig. 5.14 a 5.19 uma diferença nos valores medidos de deslocamentos, para um mesmo nível de esforço horizontal, nos lados de aplicação do esforço horizontal e no seu lado oposto, decorrentes de fissurações e trincas que ocorrem nas paredes de contraventamento.

Se o material é considerado como isotrópico, os deslocamentos ao longo da altura são subestimados em aproximadamente 30% para estruturas em alvenaria com juntas verticais preenchidas e 48% no caso de juntas verticais não preenchidas. Entretanto, se o material é considerado ortotrópico, obtém-se uma boa concordância entre os resultados teóricos e experimentais. Isto se deve à diferença significativa nas propriedades elásticas da alvenaria em blocos cerâmicos furados (Capítulo 3) e às características geométricas da estrutura testada, com relação altura/comprimento de aproximadamente 1,0.

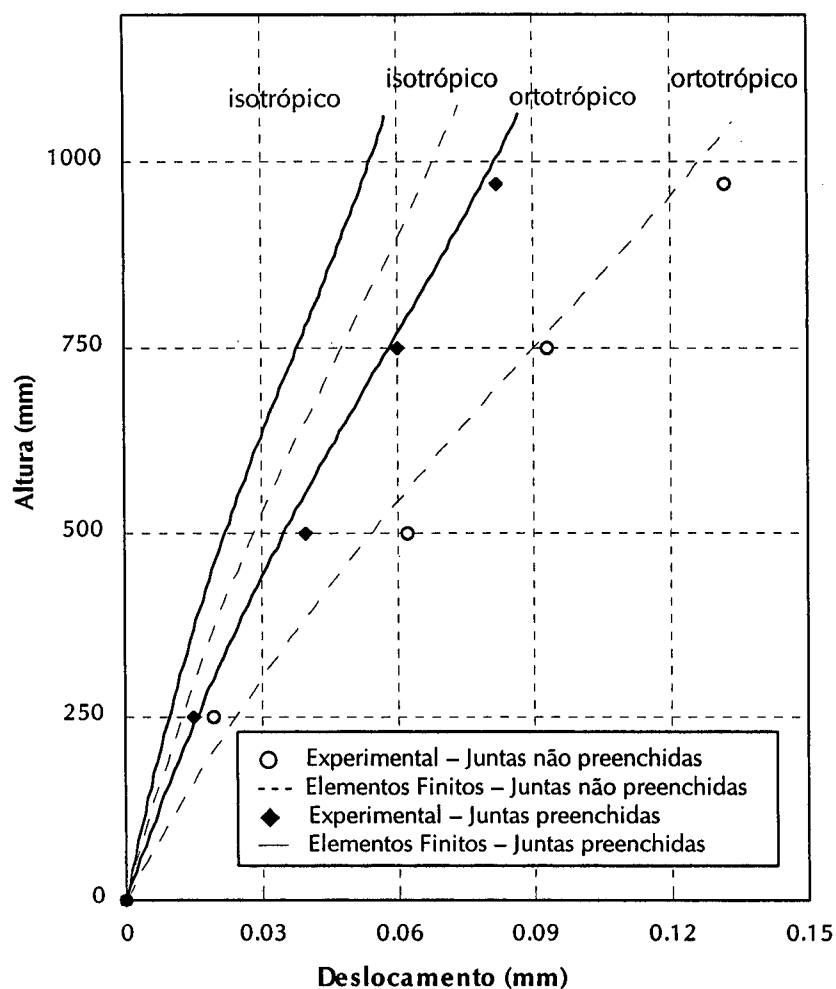


Fig. 5.20 – Relação carga-deslocamento teórica e experimental ao longo de uma parede de contraventamento devido à força horizontal de 4348 N para estruturas com juntas verticais preenchidas e não preenchidas (pré-compressão de 1,7 MPa).

Uma simulação usando Elementos Finitos foi feita para se determinar até que ponto a consideração das diferentes propriedades elásticas nas direções ortogonais das paredes afetam o comportamento das estruturas, em termos de deslocamentos e deformações. Quando os deslocamentos são devidos principalmente à flexão da estrutura, as considerações de ortotropia tornam-se menos importante.

No caso da análise não-linear, há uma boa concordância entre os resultados experimentais e o modelo computacional, até um nível de força lateral próximo ao aparecimento das fissuras iniciais. A Fig. 5.21 mostra os deslocamentos ao longo da altura para uma estrutura com juntas verticais preenchidas e não preenchidas.

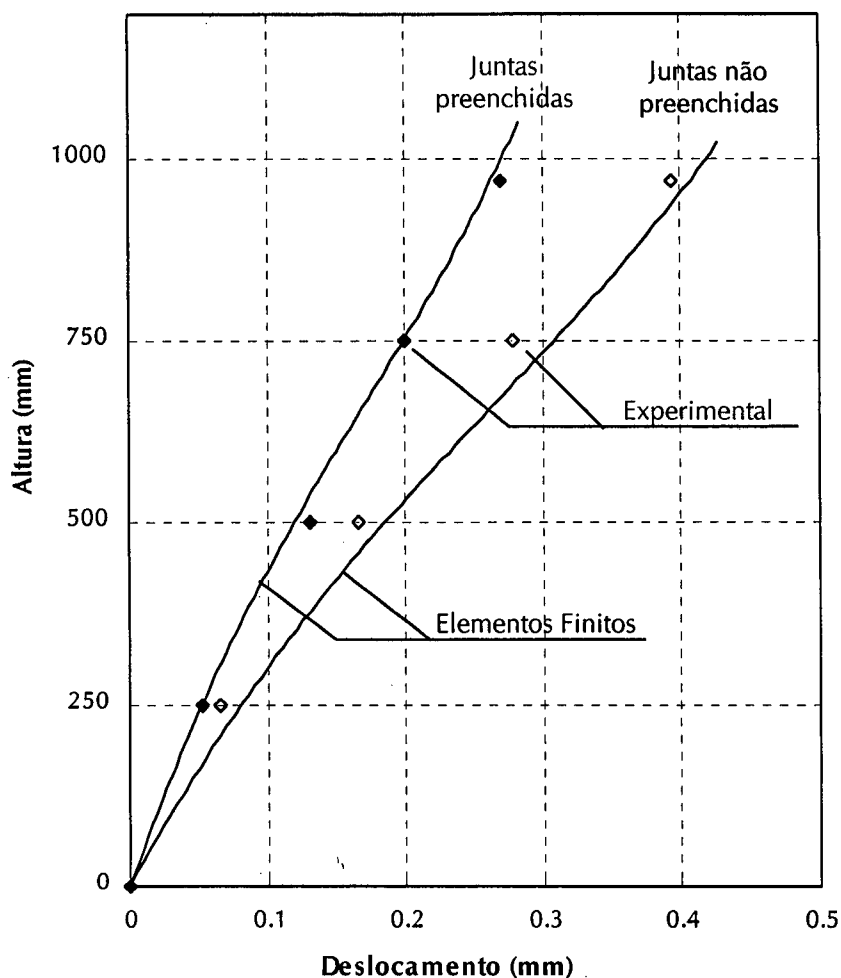


Fig. 5.21 – Deslocamento ao longo da altura das paredes de contraventamento com juntas verticais preenchidas e não preenchidas, obtidos experimentalmente e por análise não-linear utilizando Elementos Finitos.

5.4.3 Efeito da pré-compressão

Um estudo paramétrico usando Elementos Finitos foi feito para se avaliar o efeito da pré-compressão no comportamento das estruturas em alvenaria. Na simulação, duas situações foram consideradas: inicialmente foram aplicados vários níveis de carga vertical e, posteriormente, forças verticais e horizontais combinadas. Para se obter o efeito da pré-compressão, são tomadas as diferenças entre os valores obtidos na segunda e primeira situação descritas.

Os resultados apresentados graficamente mostram que os deslocamentos ao longo da altura reduzem quando a pré-compressão aumenta. Este mesmo comportamento foi

observado experimentalmente, tanto no teste de estruturas em alvenaria com juntas preenchidas como naquelas com juntas verticais não preenchidas.

A Fig. 5.22 apresenta uma comparação entre os valores obtidos pela análise computacional e os resultados experimentais.

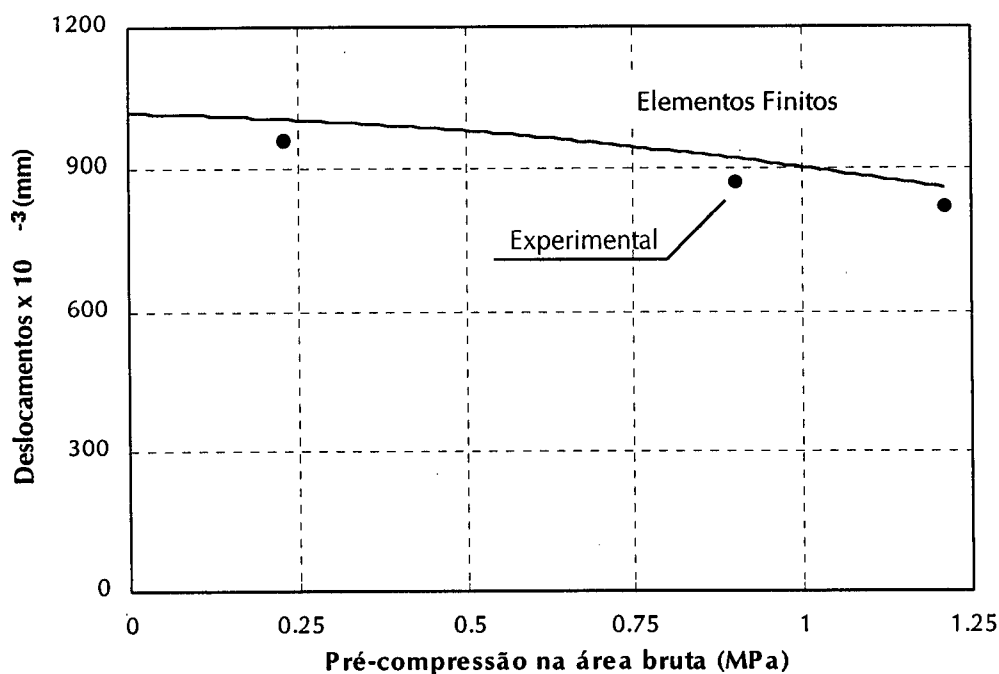


Fig. 5.22 – Efeito da pré-compressão nos deslocamentos no topo de estruturas em alvenaria (força horizontal de 4348 N).

5.4.4 Método do Pórtico Equivalente

Nas situações em que o esforço lateral é crítico, um método adequado para projeto é necessário. Os resultados dos testes indicam que a idealização da estrutura como viga em balanço superestima os deslocamentos no seu topo, podendo portanto ser usado como uma ferramenta para verificar se estes representam uma situação crítica de projeto.

Uma análise possível e que apresenta boa concordância com resultados experimentais é a utilização do Método do Pórtico Equivalente (ver seção 5.2.4). Comparativamente ao Método dos Elementos Finitos, é um processo simples e prático para uso corrente em projetos. A Fig. 5.23 apresenta uma comparação entre os resultados obtidos.

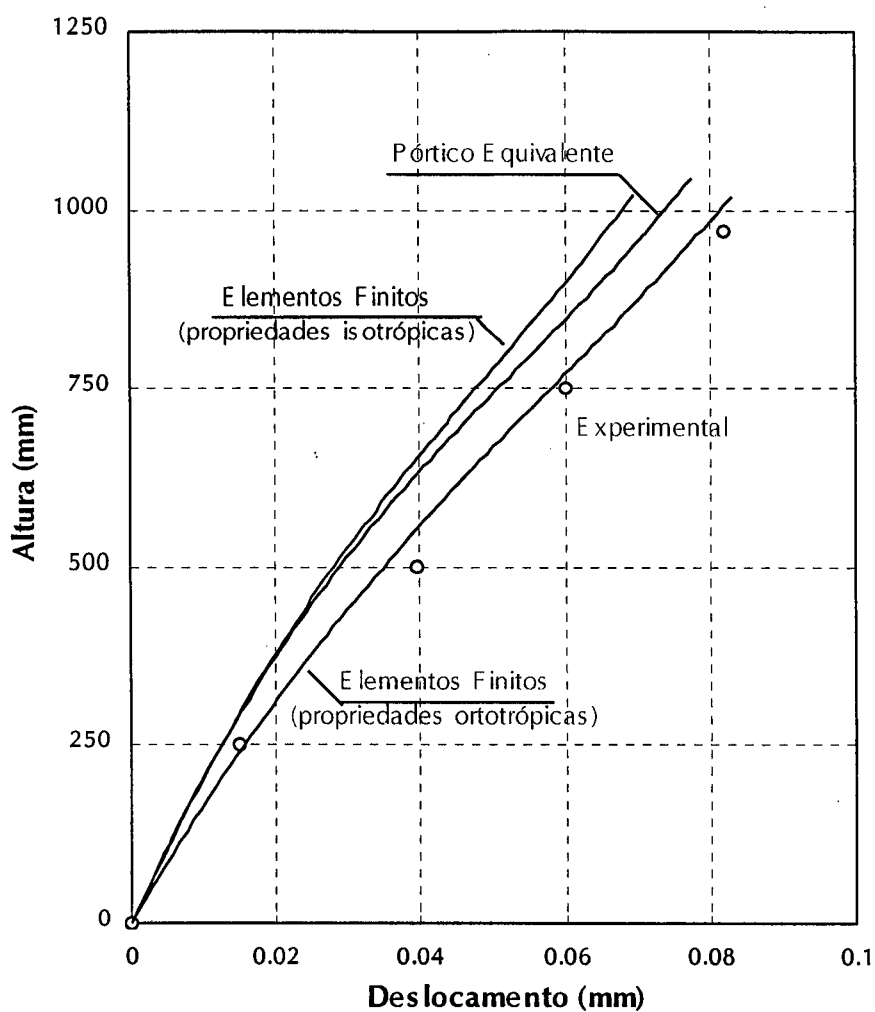


Fig. 5.23 – Comparação entre deslocamentos obtidos pelo Método do Pórtico Equivalente, experimentalmente e por Elementos Finitos, ao longo da parede de contraventamento sob força horizontal de 4348 N.

Os deslocamentos obtidos por Elementos Finitos apresentam melhor concordância quando as propriedades ortotrópicas são consideradas, entretanto, este efeito de ortotropia tende a reduzir nos andares superiores, no caso de edifícios altos (as deformações por cisalhamento passam ser menos significativas, ou mesmo desprezíveis).

5.5 DISTRIBUIÇÃO DE DEFORMAÇÃO

5.5.1 Distribuição de deformação específica vertical devido à pré-compressão

As Fig. 5.24 a 5.26 mostram as distribuições de deformação ao longo do comprimento das paredes de contraventamento devido à ação de carga vertical obtidas experimentalmente e por Elementos Finitos. Pode-se observar, por estas figuras, que as deformações são aproximadamente uniforme apresentando, entretanto, variações nas proximidades do flange. Estas variações podem ser explicadas pelos valores de tensão aplicados no flange e paredes de contraventamento e seus respectivos módulos de elasticidade longitudinal.

A carga aplicada no flange foi a mesma para as estruturas U02, F02, U03 e F03. Neste caso, as deformações no flange, em relação às deformações nas paredes de contraventamento, são maiores ou menores, dependendo do módulo de elasticidade, perpendicular às juntas de assentamento (E_y) das paredes de contraventamento, uma vez que há diferença significativa entre E_y se as juntas verticais são preenchidas ou não.

No caso das estruturas U02 e U03, o módulo de elasticidade da parede de contraventamento é maior que o módulo de elasticidade do flange grauteado e, conseqüentemente, sob mesma tensão de compressão, as deformações na paredes de contraventamento, nas proximidades do flange, aumentam para que ocorra uma compatibilização com as deformações do flange. Este efeito é detectado nos resultados obtidos por Elementos Finitos.

Na estrutura F03, apesar de E_y ser maior na parede de contraventamento, a pré-compressão aplicada no flange foi menor que na alma. A relação entre a tensão normal no flange e seu módulo de elasticidade longitudinal perpendicular às juntas é maior que a relação entre a tensão normal na parede de contraventamento e seu módulo de elasticidade também perpendicular às juntas.

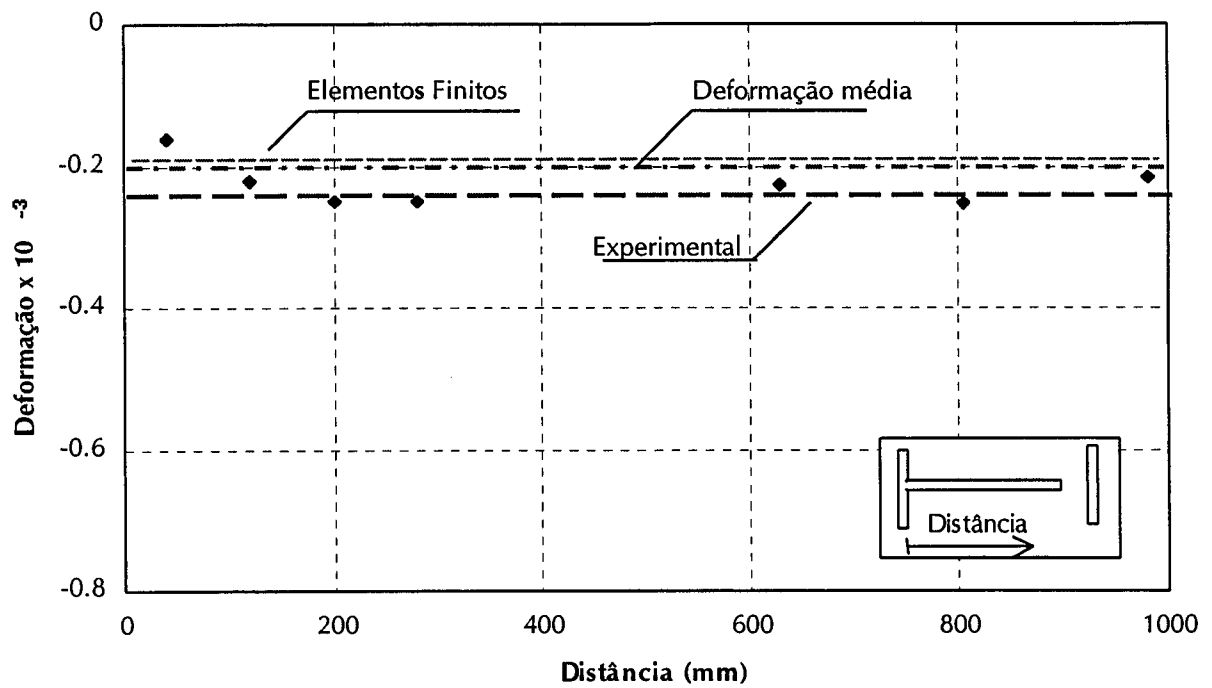


Fig. 5.24 - Distribuição de deformação específica vertical ao longo da parede de contraventamento com juntas preenchidas e não preenchidas (pré-compressão de 2,1 MPa).

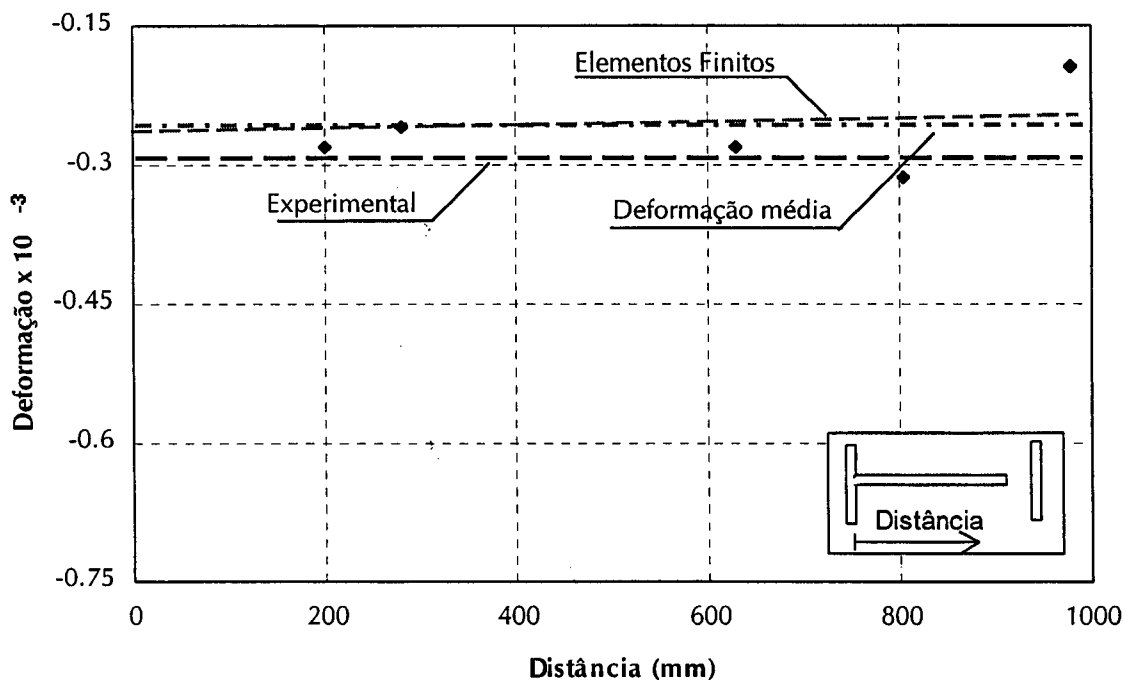


Fig. 5.25 – Distribuição de deformação específica vertical ao longo da parede de contraventamento com juntas preenchidas e não preenchidas (pré-compressão de 1,7 MPa).

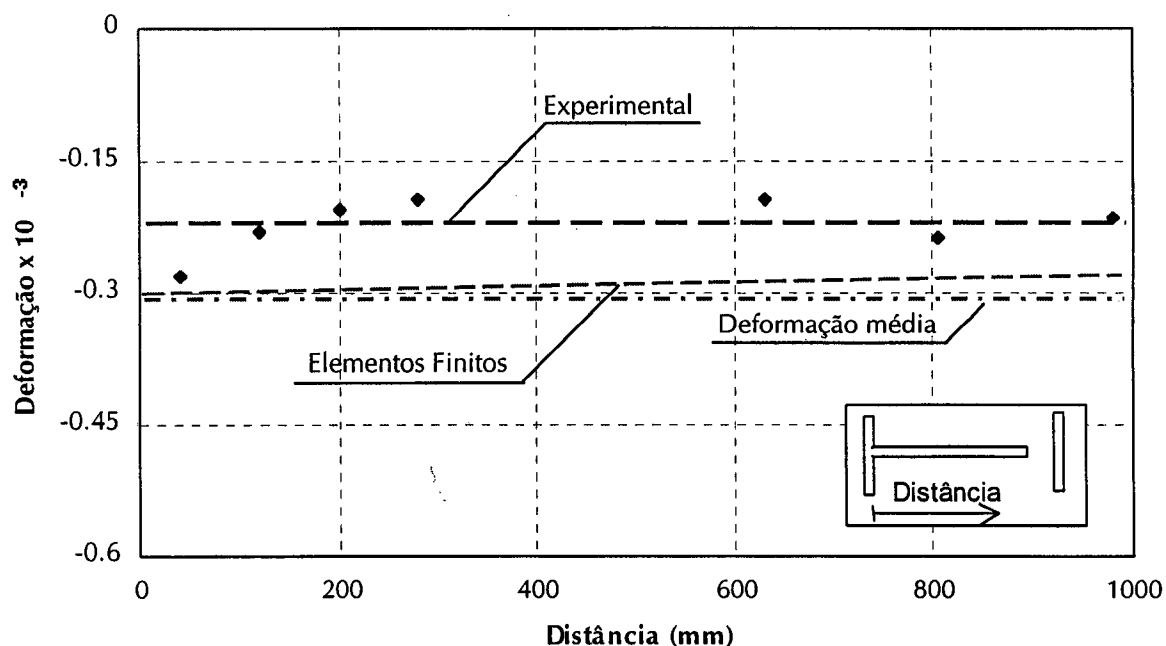


Fig. 5.26 - Distribuição de deformação específica vertical ao longo da parede de contraventamento com juntas preenchidas e não preenchidas (pré-compressão de 2,2 MPa).

Assim como os resultados experimentais, a análise teórica das estruturas utilizando-se Elementos Finitos mostrou que a distribuição de deformações na base das paredes de contraventamento e nos flanges é dependente da relação entre seus módulos de elasticidade. Para se produzir uma distribuição de deformações mais uniforme ao longo do comprimento na base das paredes, deve ser feita uma compatibilização entre as tensões e as deformações. Assim sendo, como o módulo de elasticidade do flange é 43% menor, as tensões nele aplicadas devem ser reduzidas na mesma proporção, de modo que o ensaio seja conduzido sob melhores condições de distribuição de tensões. Isto foi feito experimentalmente, após se detectar uma grande variação de deformação nas proximidades do flange nos primeiros resultados experimentais obtidos.

A distribuição de deformação ao longo do comprimento na base das paredes de contraventamento obtida pelo Método dos Elementos Finitos e pela média de deformação, como apresentado nas Fig. 5.24 a 5.26, apresentam variações em relação às observadas nas medições experimentais. A diferença, comparando-se estas aos valores teóricos, pode ser decorrente do fato de se ter obtido o módulo de elasticidade

através de prismas ou, ainda, devido à variação nos valores de módulo de elasticidade destes mesmos prismas.

A Fig. 5.27 mostra o fluxo de distribuição de tensões em uma estrutura sob carga vertical de 58349 N aplicada em 4 pontos na laje, correspondendo à situação de teste (ver Fig. 4.6). A carga vertical no flange foi de 12300 N. As deformações médias são $0,22 \times 10^{-3}$ e $0,21 \times 10^{-3}$ no flange e na parede de contraventamento, respectivamente.

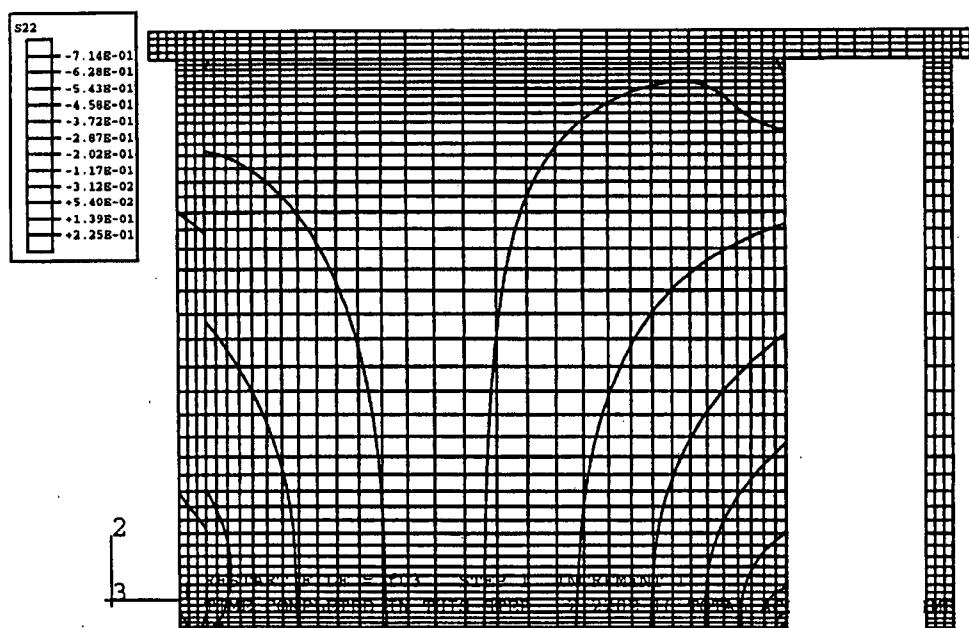


Fig. 5.27 - Distribuição de tensões normais na estrutura devido à aplicação de carga vertical.

A carga vertical aplicada na laje não produz concentrações de tensões significativas nas paredes e, portanto, rupturas localizadas sob a região de aplicação da carga não são esperadas.

Embora sem maiores conseqüências no ensaio, alguma concentração de tensões pode ser observada no canto inferior da diagonal principal da parede de contraventamento. Isto se deve à presença da parede paralela ao flange. Se uma carga é aplicada nesta parede, de tal modo que se produza em ambas a mesma deformação, fazendo-se a compatibilização pelos módulos de elasticidade, então, esta concentração é reduzida.

5.5.2 Distribuição de deformação vertical devido à força horizontal

As deformações máximas na base das paredes devido à ação de forças horizontais são apresentadas nas Fig. 5.28 a 5.30. Observa-se que a posição da linha neutra se desloca em direção à região tracionada¹. SINHA & HENDRY (1978) observaram este mesmo comportamento no teste de um edifício de 5 pavimentos.

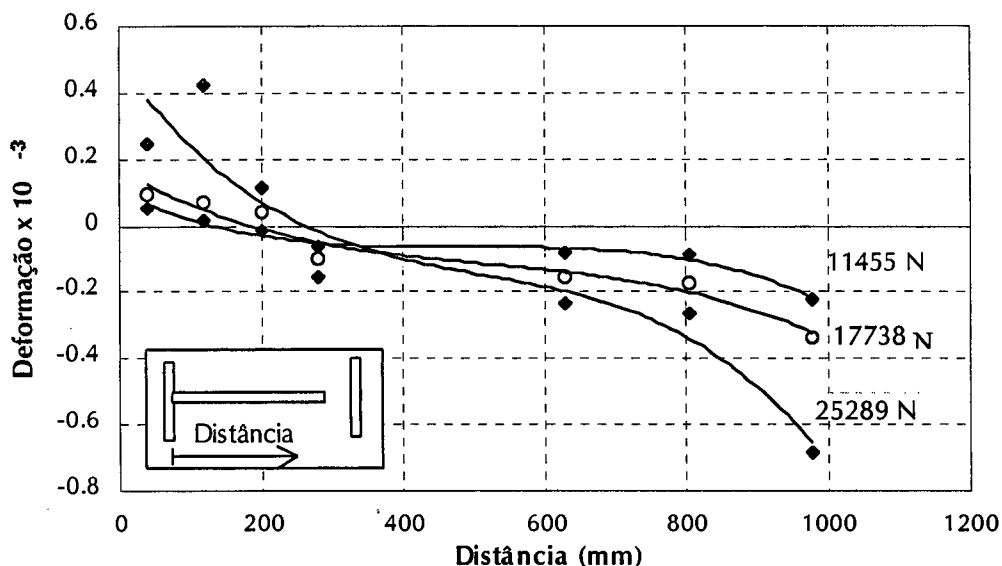


Fig. 5.28 – Deformação específica vertical obtida experimentalmente ao longo da base da parede de contraventamento com juntas verticais não preenchidas, devido ao esforço horizontal, sob pré-compressão de 2,1 MPa (F03).

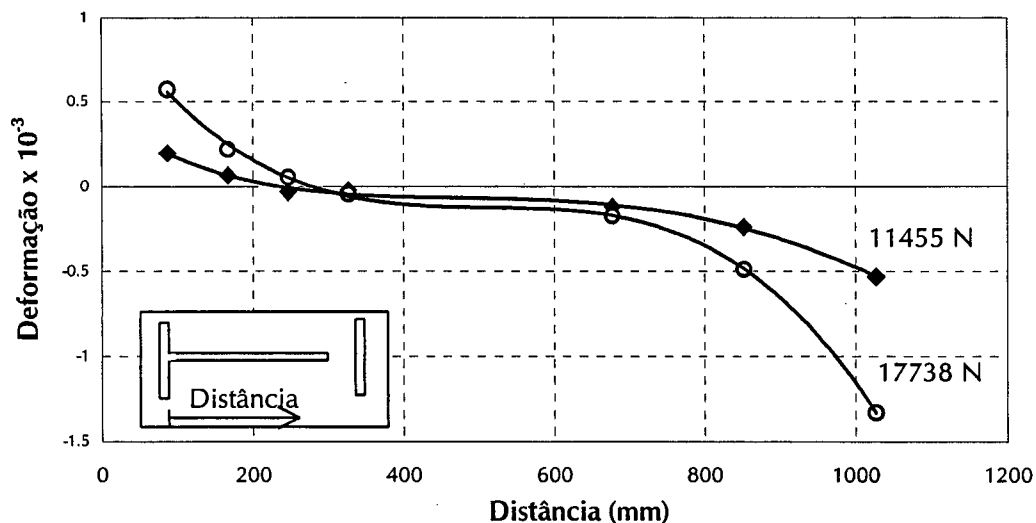


Fig. 5.29 – Deformação específica vertical obtida experimentalmente ao longo da base da parede de contraventamento com juntas verticais não preenchidas, devido ao esforço horizontal, sob pré-compressão de 1,7 MPa (U02).

¹ A combinação das tensões devido às forças vertical e horizontal resulta em compressão.

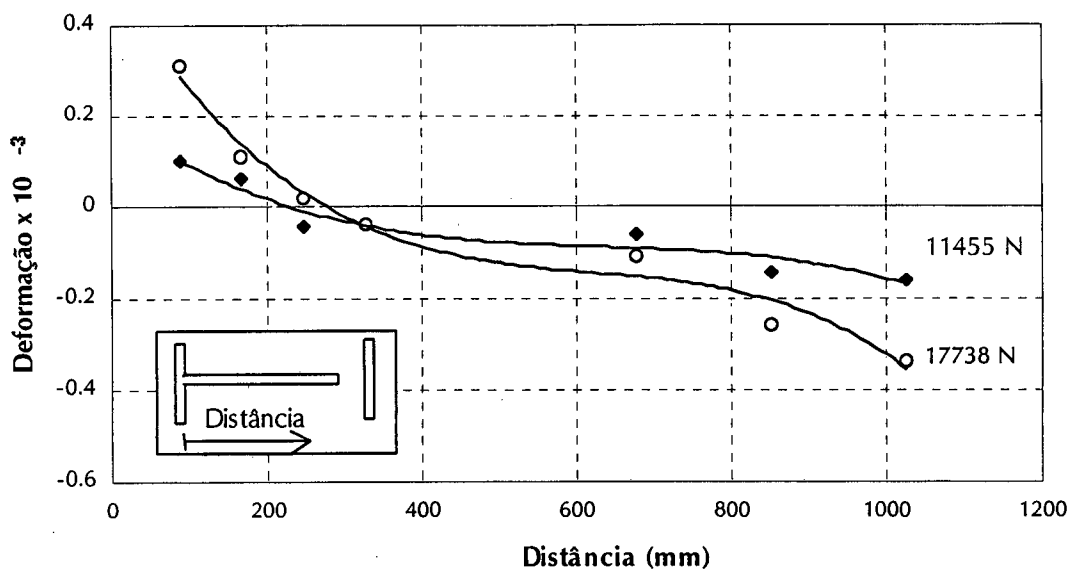


Fig. 5.30 – Deformação específica vertical ao longo da base da parede de contraventamento com juntas verticais não preenchidas, devido ao esforço horizontal, sob pré-compressão de 2,2 MPa (U03).

Pode-se observar que, mesmo nos estágios iniciais de carregamento, a distribuição de deformação ao longo do comprimento é não linear. A Fig. 5.31 mostra que há uma boa concordância entre resultados experimentais e teóricos.

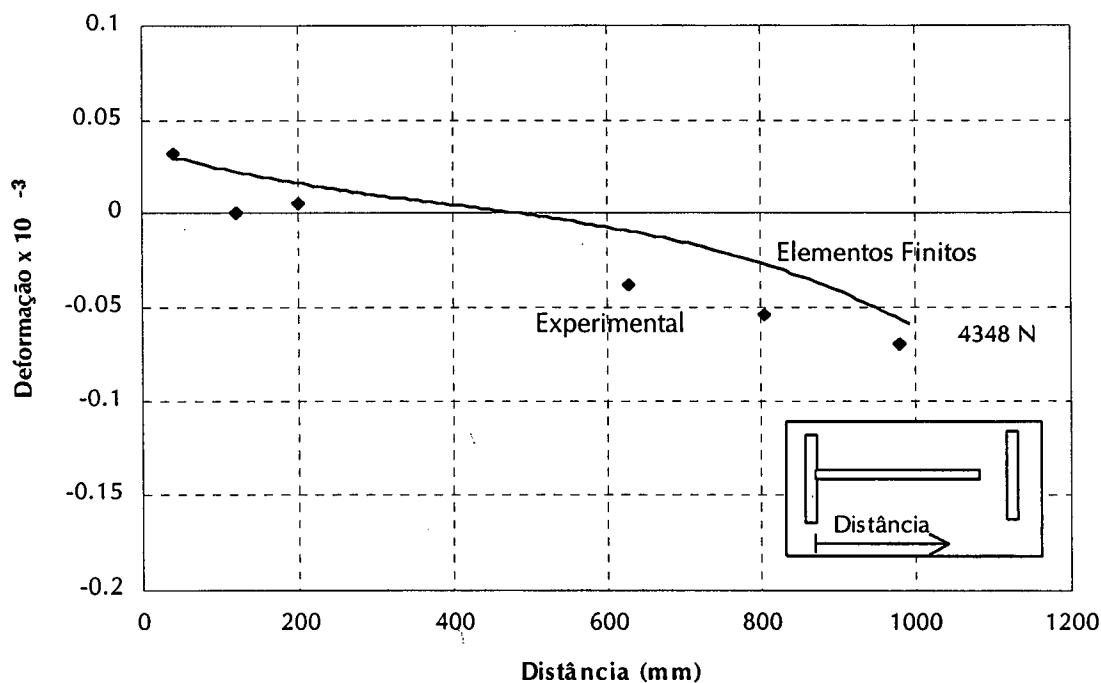


Fig. 5.31 – Deformação específica vertical ao longo da base da parede de contraventamento obtida por Elementos Finitos e experimentalmente para uma força horizontal de 4348 N.

As Fig. 5.32 e 5.33 mostram que há uma boa concordância entre os resultados experimentais e a análise não-linear por Elementos Finitos na região comprimida. Entretanto, a curva tensão-deformação utilizada no modelo foi determinada para prisma sob compressão, o que resulta em valores mais elevados de deformação na região tracionada.

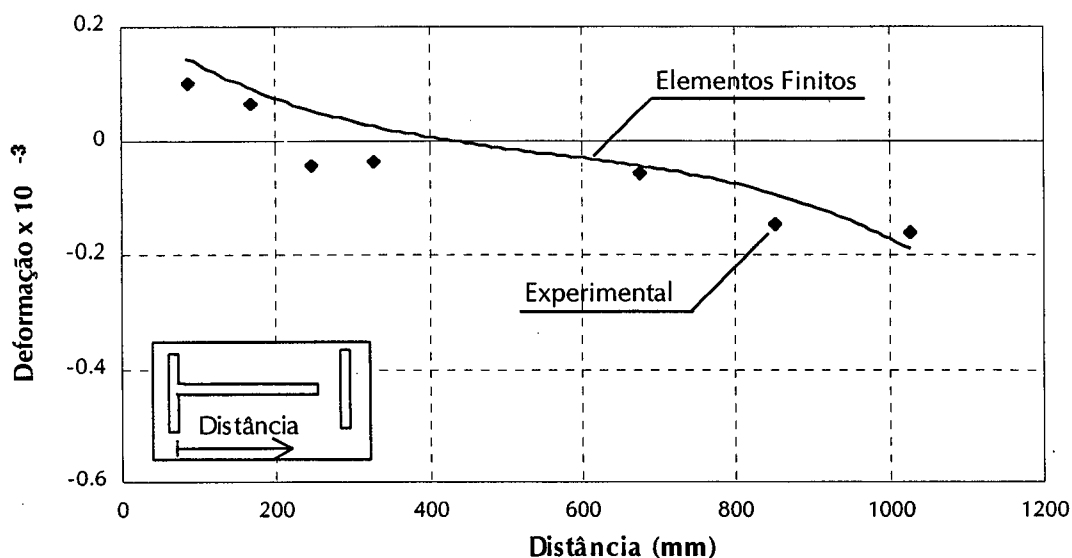


Fig. 5.52 – Deformação específica vertical ao longo da parede com juntas verticais preenchidas obtida por análise não-linear e experimentalmente para uma força lateral de 11455 N.

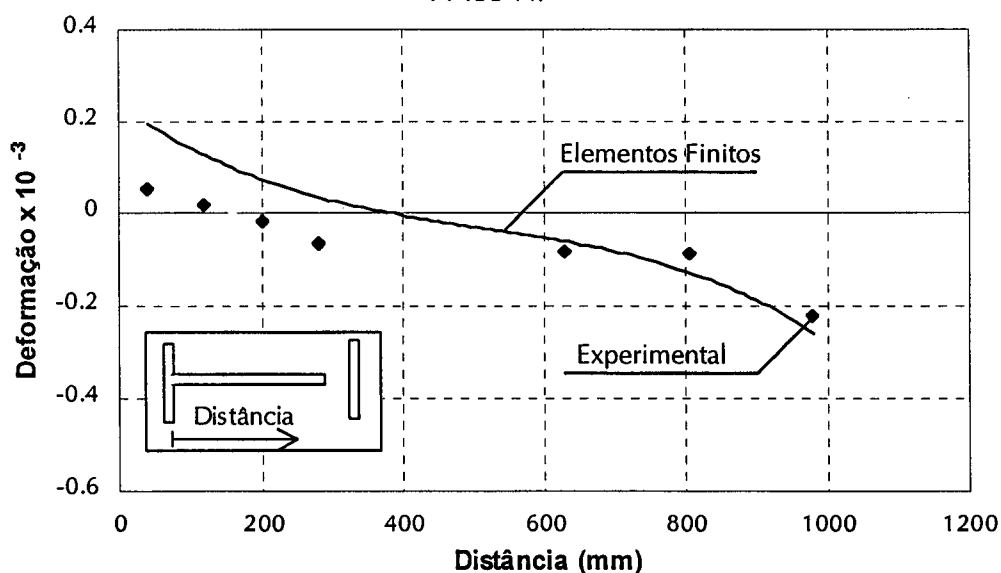


Fig. 5.53 – Deformação específica vertical ao longo da parede com juntas verticais não preenchidas obtida por análise não-linear e experimentalmente para uma força lateral de 11455 N.

5.5.3 Deformações específicas principais e direções principais

As deformações específicas principais e direções principais em relação ao eixo horizontal das paredes de contraventamento são apresentadas nas Fig. 5.34 e 5.35. Estas medições de deformação foram feitas em ambas as faces das paredes de contraventamento e os resultados representam a média dos valores obtidos. Estas deformações são devido ao efeito somente da força horizontal.

Os valores obtidos experimentalmente foram utilizados para verificar a adequação do modelo teórico utilizando Elementos Finitos.

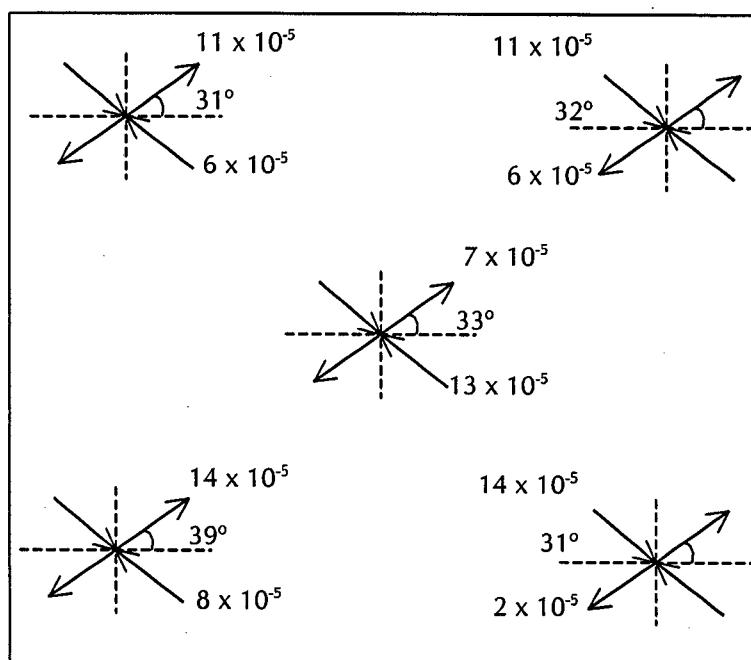


Fig 5.34 – Distribuição de deformações específicas principais e respectivas direções principais nas diagonais comprimida e tracionada das paredes de contraventamento com juntas preenchidas sob pré-compressão de 2,1 MPa (F03) e força horizontal de 11455 N.

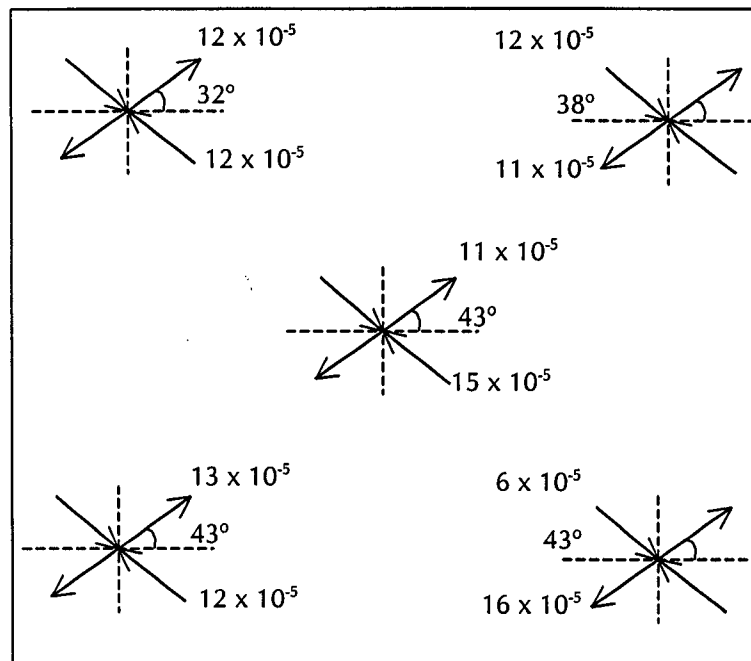


Fig 5.35 – Distribuição de deformações específicas principais e respectivas direções principais nas diagonais comprimida e tracionada das paredes de contraventamento com juntas não preenchidas sob pré-compressão de 2,2 MPa (U03) e força horizontal de 11455 N.

5.5.4 Distribuição de tensões de cisalhamento

A distribuição de tensões de cisalhamento ao longo do comprimento da parede de contraventamento é aproximadamente uniforme, com pequenas variações em torno da média. Nas extremidades das paredes ocorrem redução e acréscimo mais acentuados nas regiões comprimida e tracionada, respectivamente, devido à presença de tensões normais elevadas.

A tensão de cisalhamento máxima apresenta valores próximos àqueles obtidos pela média de tensões ao longo do comprimento da parede, quando se divide a área total da seção transversal da parede pela força horizontal aplicada, como pode ser observado pela Fig. 5.36.

A Fig. 5.37 mostra a distribuição de deformação na parede de contraventamento obtida por Elementos Finitos após a devida calibração do modelo teórico.

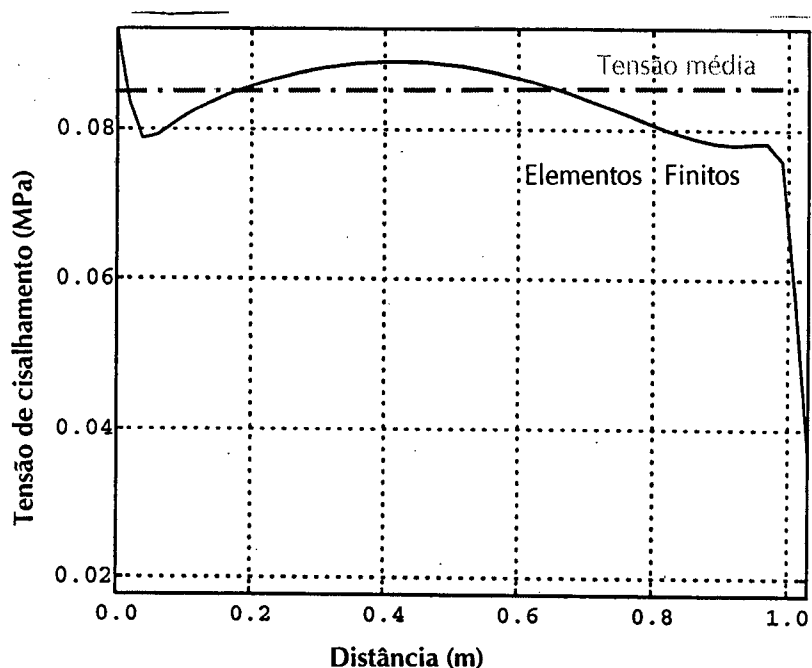


Fig. 5.36 - Distribuição de tensão de cisalhamento ao longo do comprimento da parede de contraventamento obtido por Elementos Finitos e por valor médio (força/área).

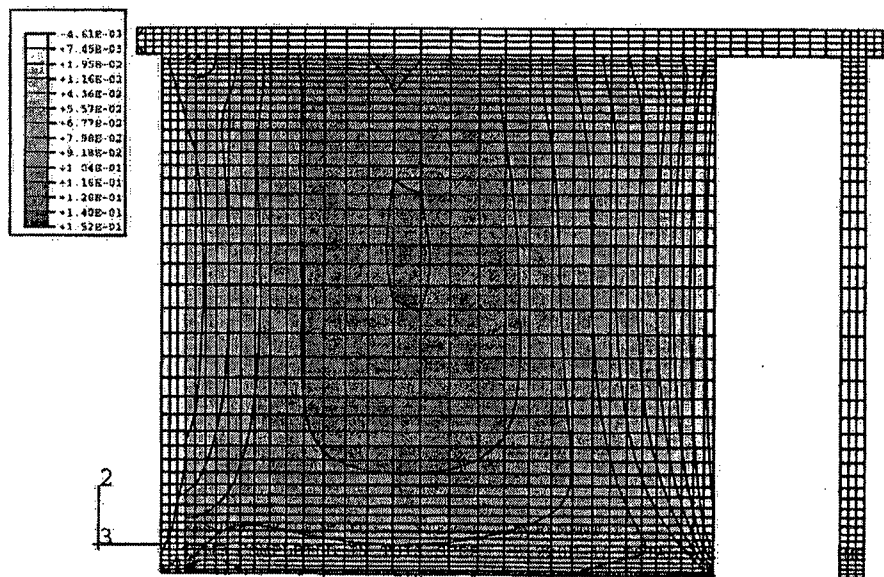


Fig. 5.37 - Distribuição de tensão de cisalhamento na parede de contraventamento obtido por Elementos Finitos.

5.6 RELAÇÃO ENTRE PRÉ-COMPRESSÃO E RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A relação entre pré-compressão e resistência ao cisalhamento pode ser estabelecida, para as estruturas testadas, como mostrado na Fig. 5.38 e nas Tab. 5.3 e 5.4. Para os

limites de resistência dos blocos cerâmicos utilizados, esta relação é linear para estruturas com paredes com juntas verticais preenchidas e não preenchidas.

A tensão de aderência inicial para estruturas com juntas verticais preenchidas é 0,26 MPa e 0,20 MPa para paredes com juntas verticais não preenchidas. Este valores são significativamente menores que aqueles obtidos por ensaio de prismas, conforme apresentado no Capítulo 3.

Para determinação do coeficiente de atrito, definiu-se uma reta em função dos valores de resistência ao cisalhamento, para os vários níveis de pré-compressão, obtidos a partir do ensaio de 4 estruturas testadas com juntas verticais preenchidas. O coeficiente de atrito para as estruturas com juntas verticais não preenchidas deveria ser similar, resultando em uma reta paralela àquela obtida para estruturas com juntas verticais preenchidas. Desta forma foram definidos as equação e gráfico apresentados na Fig. 5.38.

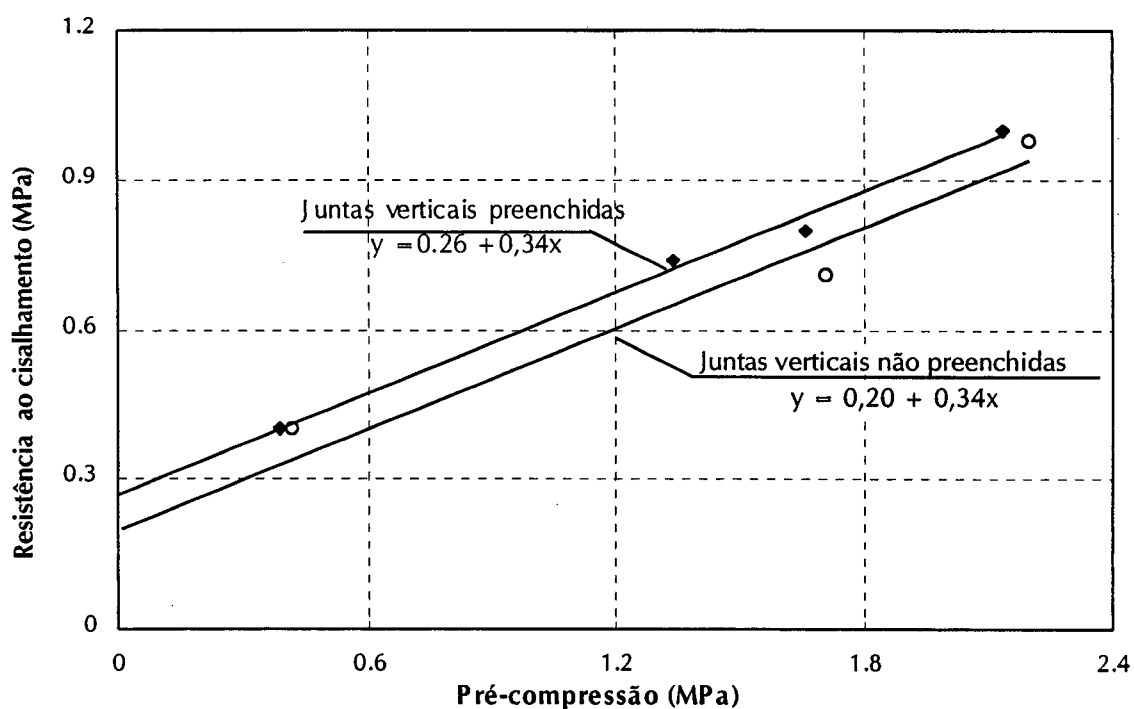


Fig 5.38 – Relação entre resistência ao cisalhamento e pré-compressão para estruturas em alvenaria com juntas verticais preenchidas e não preenchidas.

Tab. 5.3 – Resistência ao cisalhamento das estruturas testadas (área bruta).

Estrutura	Área bruta (mm ²)	Área bruta da parede de contraven- tamento	Carga vertical na parede de contraven- tamento	Pré- compressão na base	Força horizontal	FISSURACÃO		RUPTURA		
						Tensão média de cisalhamento	Relação força de fissuração/força de ruptura	Força horizontal	Tensão de cisalhamento média	Teoria de Coulomb
F01	50350	48124	10565	0,22	-	-	-	11628	0,23	0,23
U01	48462	46236	10451	0,23	7366	0,15	0,68	10782	0,22	0,19
F02	50350	48124	44527	0,93	19723	0,39	0,85	23130	0,46	0,48
U02	49406	47180	44236	0,94	16391	0,33	0,82	19938	0,40	0,44
F03	50821	48595	58349	1,20	26489	0,52	0,90	29369	0,58	0,57
U03	48934	46708	55803	1,19	23537	0,48	0,86	27137	0,55	0,53

Tab. 5.4 – Resistência ao cisalhamento das estruturas testadas (área líquida).

Estrutura	Área líquida (mm ²)	Área líquida da parede de contraven- tamento	Carga vertical na parede de contraven- tamento	Pré- compressão na base	Força horizontal	FISSURACÃO		RUPTURA		
						Tensão média de cisalhamento	Relação força de fissuração/força de ruptura	Força horizontal	Tensão de cisalhamento média	Teoria de Coulomb
F01	29040	26814	10565	0,39	-	-	-	11628	0,40	0,39
U01	27152	24926	10451	0,42	7366	0,27	0,68	10782	0,40	0,34
F02	29040	26814	44527	1,66	19723	0,68	0,85	23130	0,80	0,82
U02	28096	25870	44236	1,71	16391	0,58	0,82	19938	0,71	0,84
F03	29511	27285	58349	2,14	26489	0,90	0,90	29369	1,00	0,98
U03	27624	25398	55803	2,20	23537	0,85	0,86	27137	0,98	0,95

O coeficiente de atrito é de 0,34 para ambas estruturas com juntas verticais preenchidas e não preenchidas, o que indica que a diferença na resistência ao cisalhamento destas estruturas reduz percentualmente com o aumento da pré-compressão. De acordo com a Fig. 5.38, para pré-compressão zero, a resistência ao cisalhamento de estruturas com juntas verticais não preenchidas deve-se à aderência inicial, sendo 23% menor, comparando-se às estruturas com juntas preenchidas. Um aumento na pré-compressão torna esta diferença menos significativa. Como exemplo, para uma pré-compressão de 2,1 MPa, a redução na resistência corresponde a apenas 6%, comparativamente à situação em que as juntas são preenchidas.

5.7 MODOS DE RUPTURA

5.7.1 Formação e propagação de fissuras

As fissuras iniciais das paredes de contraventamento foram observadas inicialmente na diagonal comprimida. Nas estruturas com juntas verticais preenchidas as fissuras propagaram-se através dos blocos e juntas de argamassa, enquanto nas paredes com juntas verticais não preenchidas as fissuras iniciais ocorreram nas juntas horizontais, propagando-se através delas.

O aparecimento das primeiras fissuras foi sempre precedido por ruídos intermitentes e por acréscimos relativamente grandes nas medições de deslocamentos ao longo da altura das paredes de contraventamento. Em alguns casos eram detectadas por deformações significativas medidas pelos extensômetros das rosetas de deformação.

5.7.2 Fissuração e trincas finais

Após a fissuração inicial, as trincas se propagaram, sob aumento de força horizontal, até a ruptura completa. As estruturas com paredes com juntas verticais preenchidas e não preenchidas romperam de forma explosiva, com redução imediata nos valores medidos de forças horizontal e vertical aplicadas.

As Fig. 5.39 a 5.44 apresentam uma vista geral das estruturas após o teste.

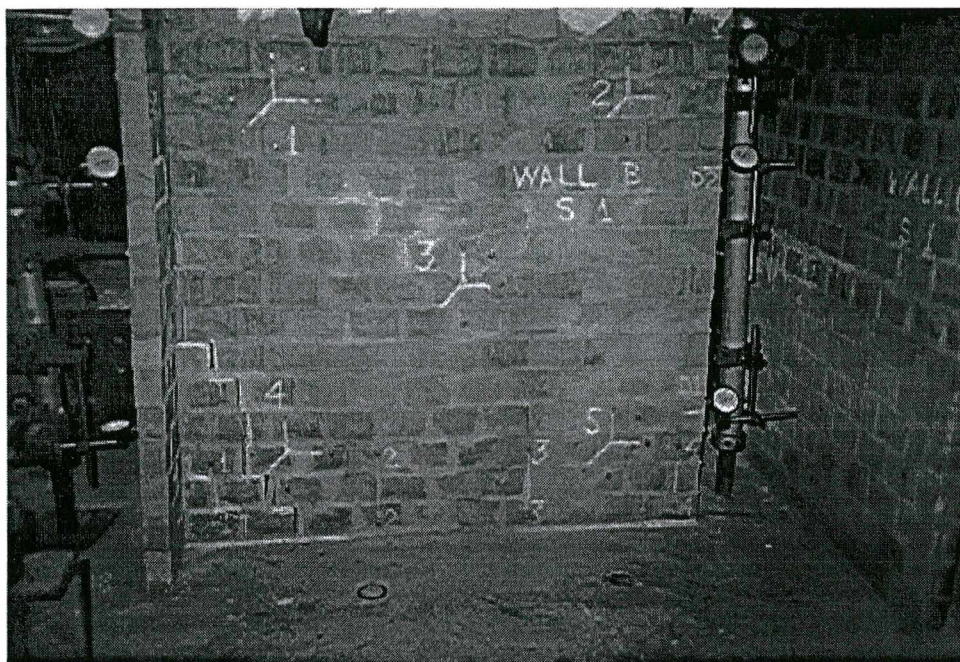


Fig. 5.39 - Ruptura de parede de contraventamento com juntas verticais preenchidas sob pré-compressão de 0,4 MPa (F01).

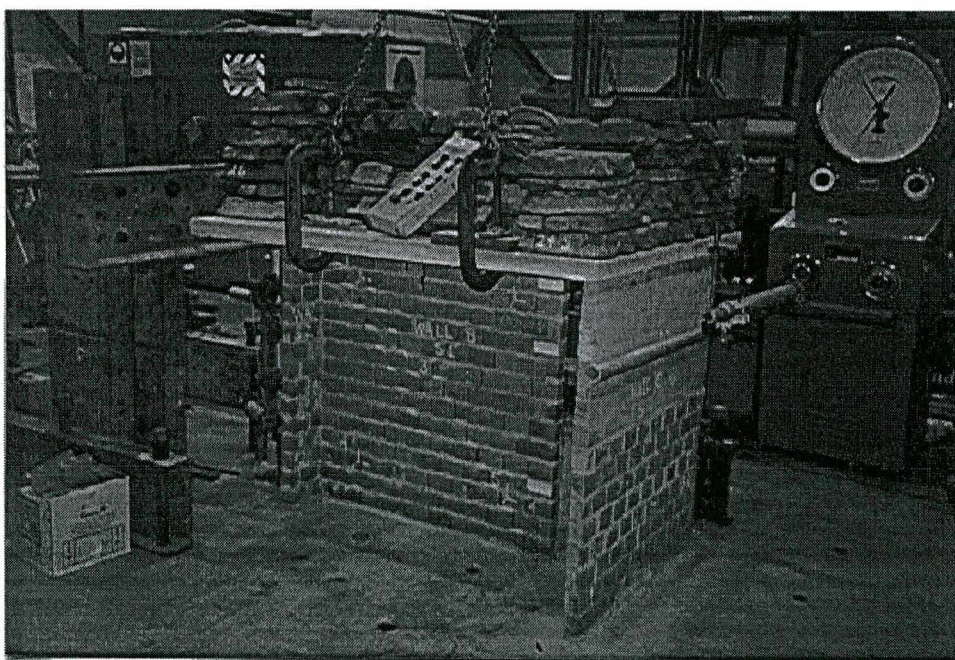


Fig. 5.40 - Ruptura de parede de contraventamento com juntas verticais não preenchidas sob pré-compressão de 0,4 MPa (U01).

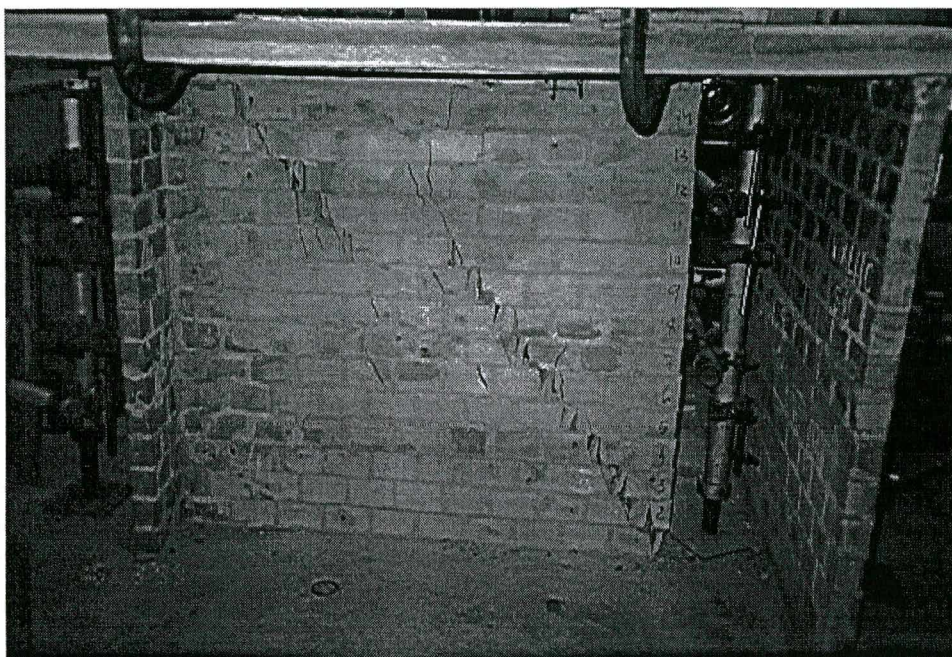


Fig. 5.41 - Ruptura de parede de contraventamento com juntas verticais preenchidas sob pré-compressão de 1,7 MPa (F02).

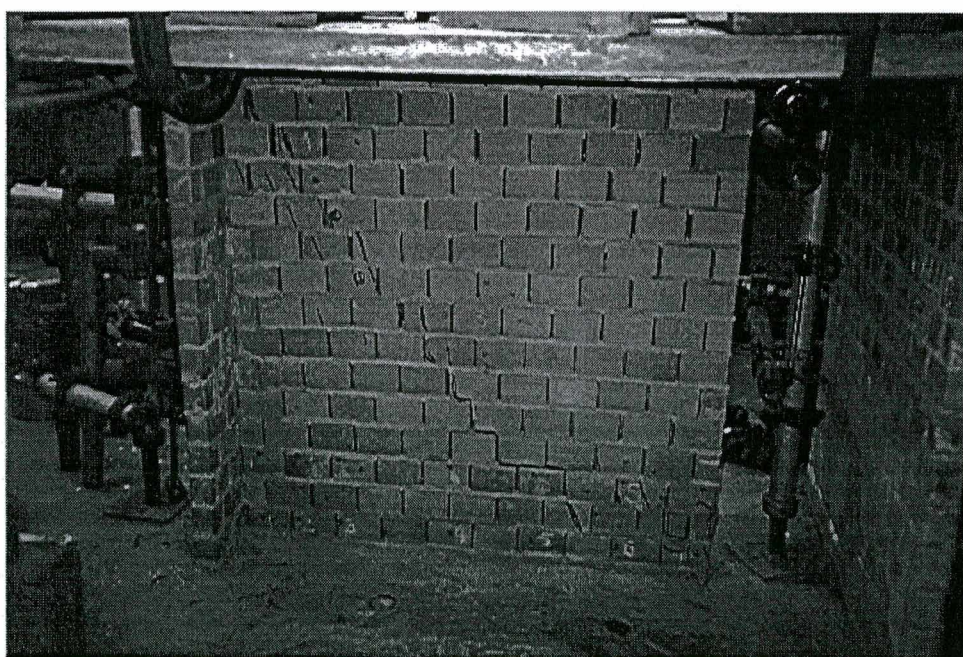


Fig. 5.42 - Ruptura de parede de contraventamento com juntas verticais não preenchidas sob pré-compressão de 1,7 MPa (U02).

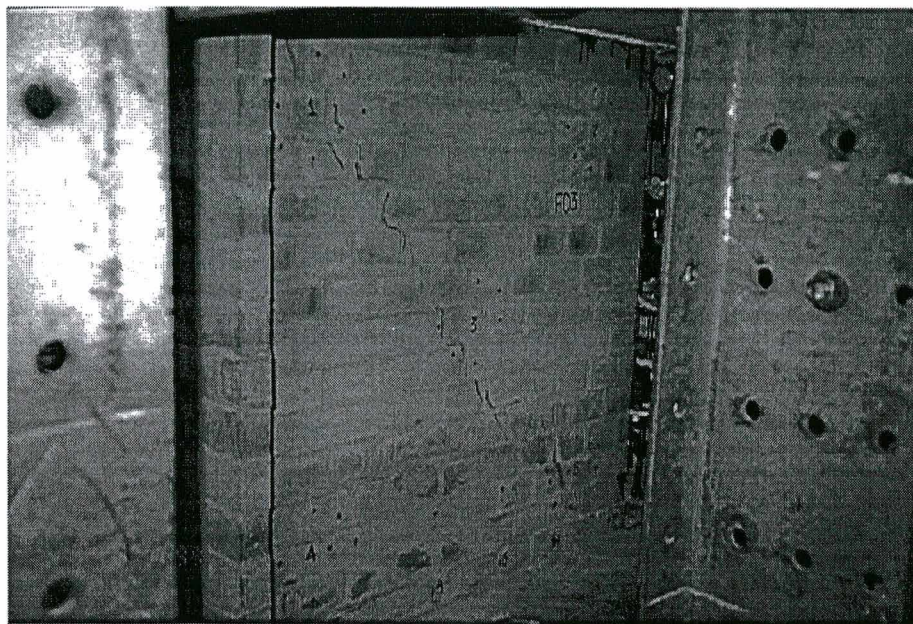


Fig. 5.43 - Ruptura de parede de contraventamento com juntas verticais preenchidas sob pré-compressão de 2,1 MPa (F03).

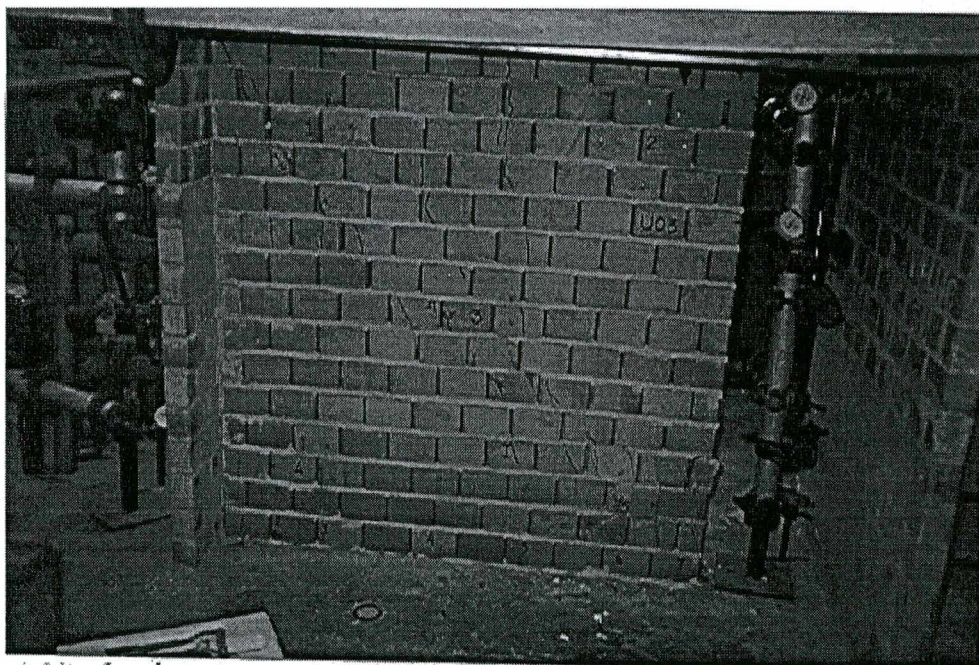


Fig. 5.44 - Ruptura de parede de contraventamento com juntas verticais não preenchidas sob pré-compressão de 2,2 MPa (U03).

5.8 COMPORTAMENTO E RESISTÊNCIA DE UMA ESTRUTURA *RETROFITTED*

Quando as paredes de contraventamento são submetidas a esforços até a ruptura, a sua recuperação, em geral não pode ser feita facilmente, uma vez que as fissuras se distribuem sobre uma grande região.

Para avaliar o comportamento e resistência uma estrutura *retrofitted* após teste até ruptura, a região danificada de uma parede de contraventamento foi removida e reconstruída, como mostra a Fig. 5.45.

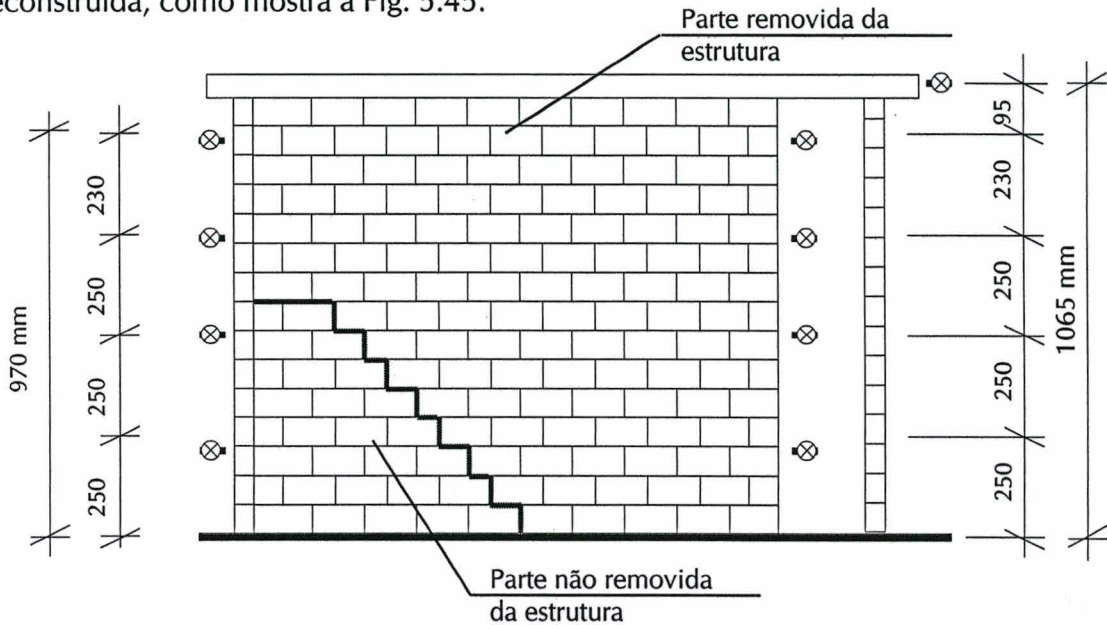


Fig. 5.45 – Estrutura *retrofitted* após ruptura sob força horizontal.

A estrutura foi testada sob pré-compressão de 2,1 MPa. Os deslocamentos ao longo da altura da parede de contraventamento foram medidos em 4 pontos ao longo da altura e são apresentados na Fig. 5.46.

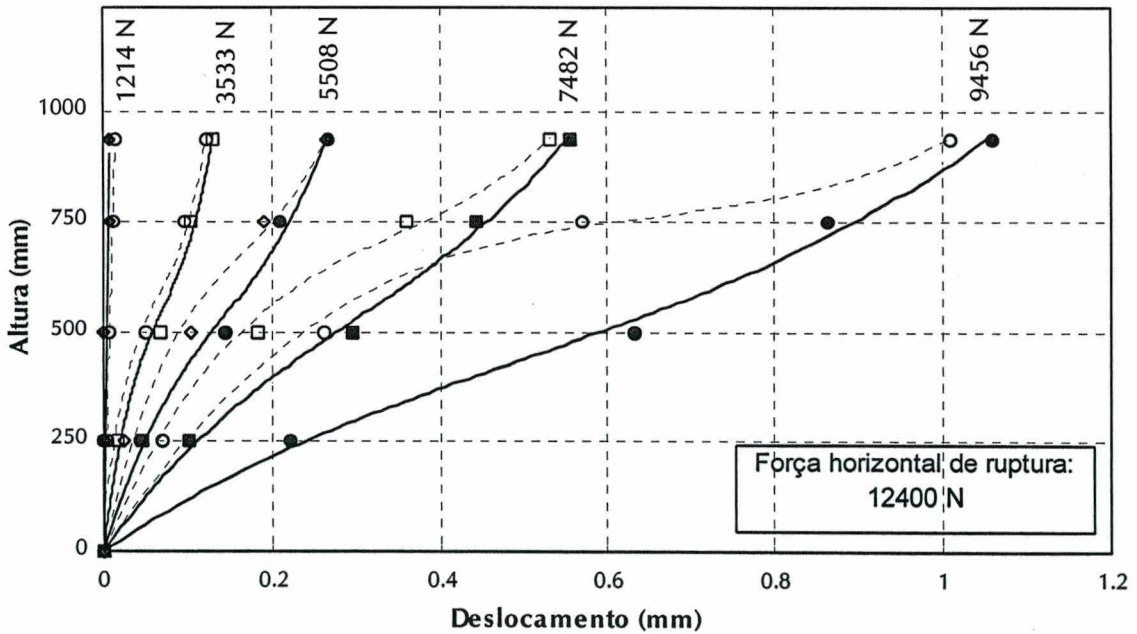


Fig. 5.46 – Relação carga-deslocamento ao longo da altura de uma estrutura *retrofitted* com juntas verticais preenchidas sob pré-compressão de 2,1 MPa.

Comparando os resultados de deslocamento com os obtidos para a estrutura F03, testada sob as mesmas condições de carregamento, os valores são significativamente maiores, mesmo nos estágios iniciais de carregamento.

As fissuras iniciais foram observadas quando 40% da força horizontal de ruptura foi aplicada, o que corresponde a um estágio muito mais inicial comparativamente as estruturas não *retrofitted* (ver Tab. 4.3). A força horizontal de ruptura foi de 12400 N, equivalente a apenas 42% do esforço resistido pela estrutura F03, testada sob mesmas condições de carregamento.

A Fig. 5.47 fornece uma visão geral da estrutura após ruptura. A estrutura rompeu na ligação entre a região reconstruída e a porção existente da estrutura testada.

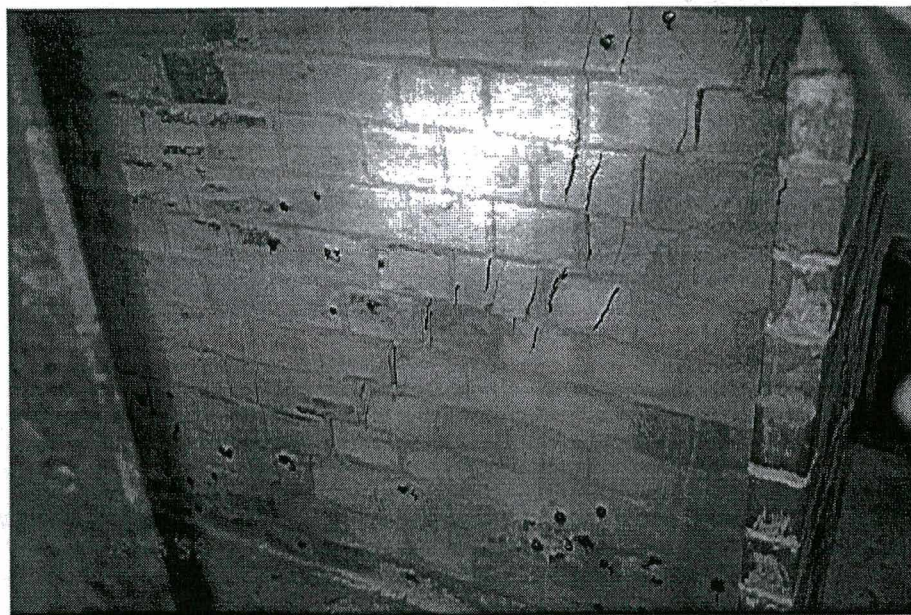


Fig. 5.47 – Estrutura *retrofitted* testada sob força horizontal e pré-compressão de 2,1 MPa.

5.9 EFEITO DA IDADE NO COMPORTAMENTO DE UMA ESTRUTURA

O teste de uma estrutura com idade de 12 meses foi feito para verificar o ganho de resistência aos esforços horizontais devido ao acréscimo na resistência à compressão da argamassa. A parede de contraventamento foi testada sob pré-compressão de 1,33 MPa, variando-se a força lateral aplicada.

Seis cubos de argamassa foram testados no dia correspondente ao teste da estrutura, obtendo-se uma resistência média de 6,40 MPa com desvio padrão de 0,11 MPa. Isto representa um acréscimo de 25% em relação à resistência das argamassas empregadas nas estruturas anteriormente testadas.

A distribuição de deformação na base da parede devido à ação da carga vertical fornece uma deformação média de $0,18 \times 10^{-3}$, como mostra a Fig. 5.48.

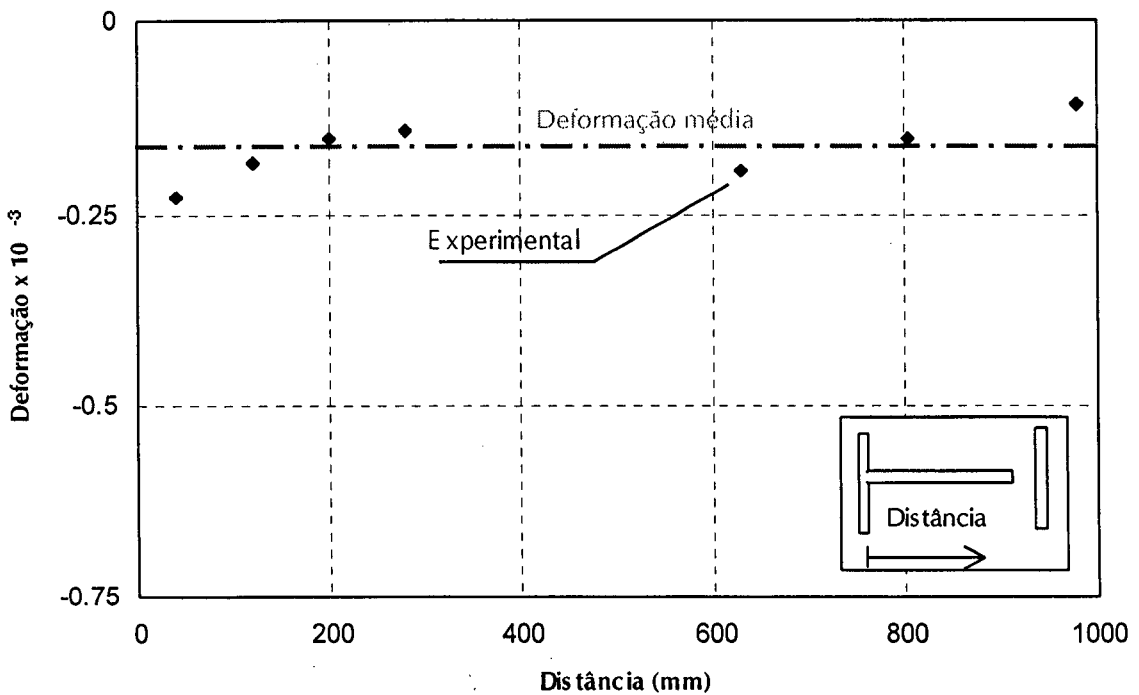


Fig 5.48 – Deformação na base da parede de contraventamento devido à pré-compressão de 1,33 MPa (F1A).

A Fig. 5.49 compara os deslocamentos no topo da parede de contraventamento (lado 2) da estrutura F1A com aqueles obtidos para as estruturas F02 e F03. Observa-se que, embora F1A esteja submetida a uma pré-compressão menor que F02, seus deslocamentos são também menores. Os valores esperados, levando-se em conta os resultados dos testes anteriores, seriam aproximadamente 30 a 40% maiores que os obtidos. Esta redução deve-se provavelmente a um ganho de resistência na aderência entre blocos e argamassa, ao aumento da rigidez da estrutura, dentre outros fatores, decorrentes do aumento da resistência da argamassa.

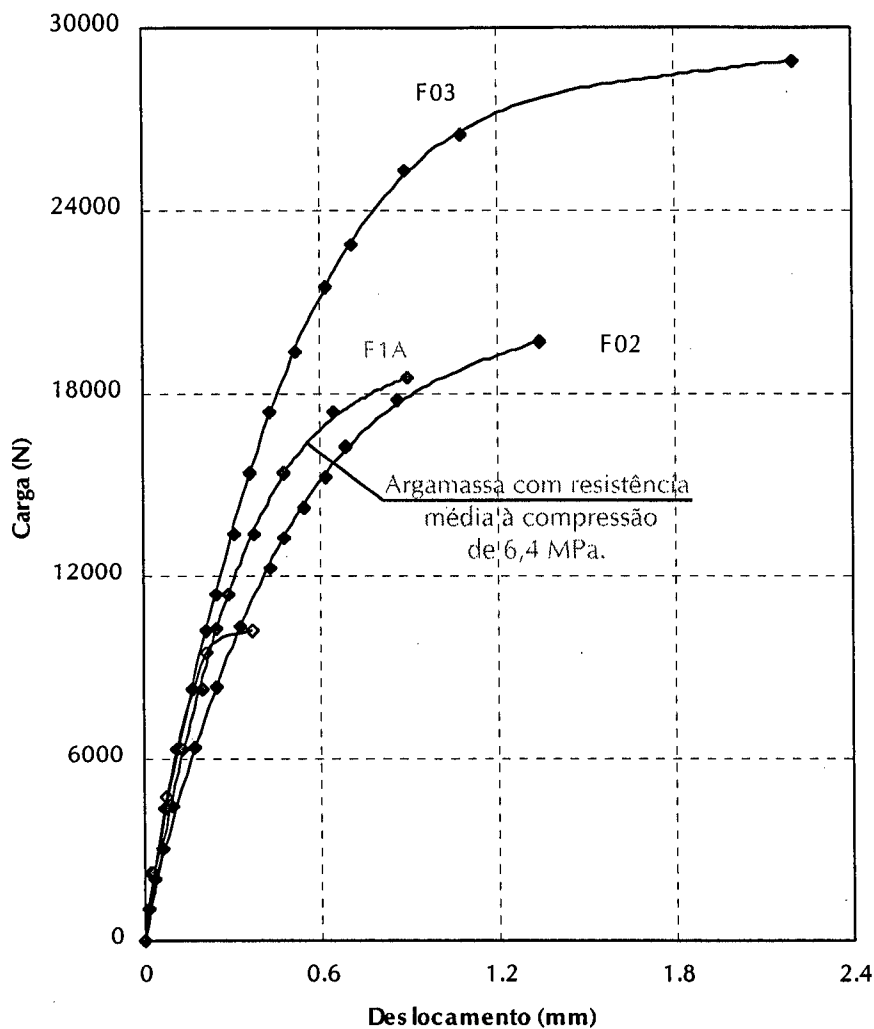


Fig 5.49 – Relação carga-deslocamento ao longo da altura das paredes de contraventamento: comparação para diferentes tipos de argamassa.

As fissuras iniciais foram observadas quando 80% da força horizontal de ruptura foi aplicada, o que está em acordo com os resultados obtidos para as demais estruturas testadas, como pode ser visto pela Tab. 5.3. A ruptura ocorreu bruscamente ao longo da diagonal comprimida sob força horizontal de 23033 N.

A resistência média ao cisalhamento foi de 0,77 MPa, o que significa um aumento de 8%, tomando com referência os valores obtidos pela relação entre pré-compressão e resistência ao cisalhamento obtida para as demais estruturas testadas ou seja, 0,71 MPa, se considerado um coeficiente de atrito de 0,34, com aderência inicial de 0,26 (ver Fig. 5.38).

5.10 COMPARAÇÃO COM TRABALHOS ANTERIORES

O programa experimental foi desenvolvido para estrutura de um pavimento sendo interessante, sob o ponto de vista de aplicação prática aos projetos estruturais, verificar como estes resultados podem ser comparados à situação de edifícios mais altos e quando paredes são acopladas horizontalmente.

Dois estudos são feitos, quais sejam, a comparação com resultados de teste de um edifício de 5 pavimentos, testado em escala real (Projeto *Quarry*, desenvolvido na Universidade de Edimburgo) e a comparação com teste de estruturas com paredes acopladas.

5.10.1 Estudo comparativo com edifício de 5 pavimentos

A análise dos resultados de teste de um edifício de 5 pavimentos testado anteriormente (HENDRY & SINHA, 1969) com extensa literatura publicada (SINHA *et al*, 1970, SINHA & HENDRY, 1978; SINHA *et al*, 1975) forneceu dados suficientes para comparar a distribuição de deformações e deslocamentos com os obtidos no programa experimental aqui apresentado, bem como para verificar a influência das deformações por cisalhamento em relação às deformações por flexão, quando se leva em conta as diferentes propriedades dos materiais nas direções ortogonais.

A Fig. 5.50 mostra a geometria da estrutura analisada. As propriedades dos materiais utilizados no modelo foram determinadas experimentalmente e são apresentadas nas Tab. 5.5. e 5.6.

Tab. 5.5 – Propriedades isotrópicas dos materiais utilizadas no modelo computacional.

Elementos	E (MPa)	ν	G (MPa)*
Paredes	8426	0,10	3761
Laje de concreto	29000	0,18	12288

(*) Valores de acordo com Eq. 4.1.

Tab. 5.6 – Propriedades ortotrópicas dos materiais utilizadas no modelo computacional.

Elementos	E_x (MPa)	E_y (MPa)	ν_{xy}	G_{xy} (MPa)
Paredes	12253	8426	0,11	4581
Laje de concreto	29000	29000	0,18	12288

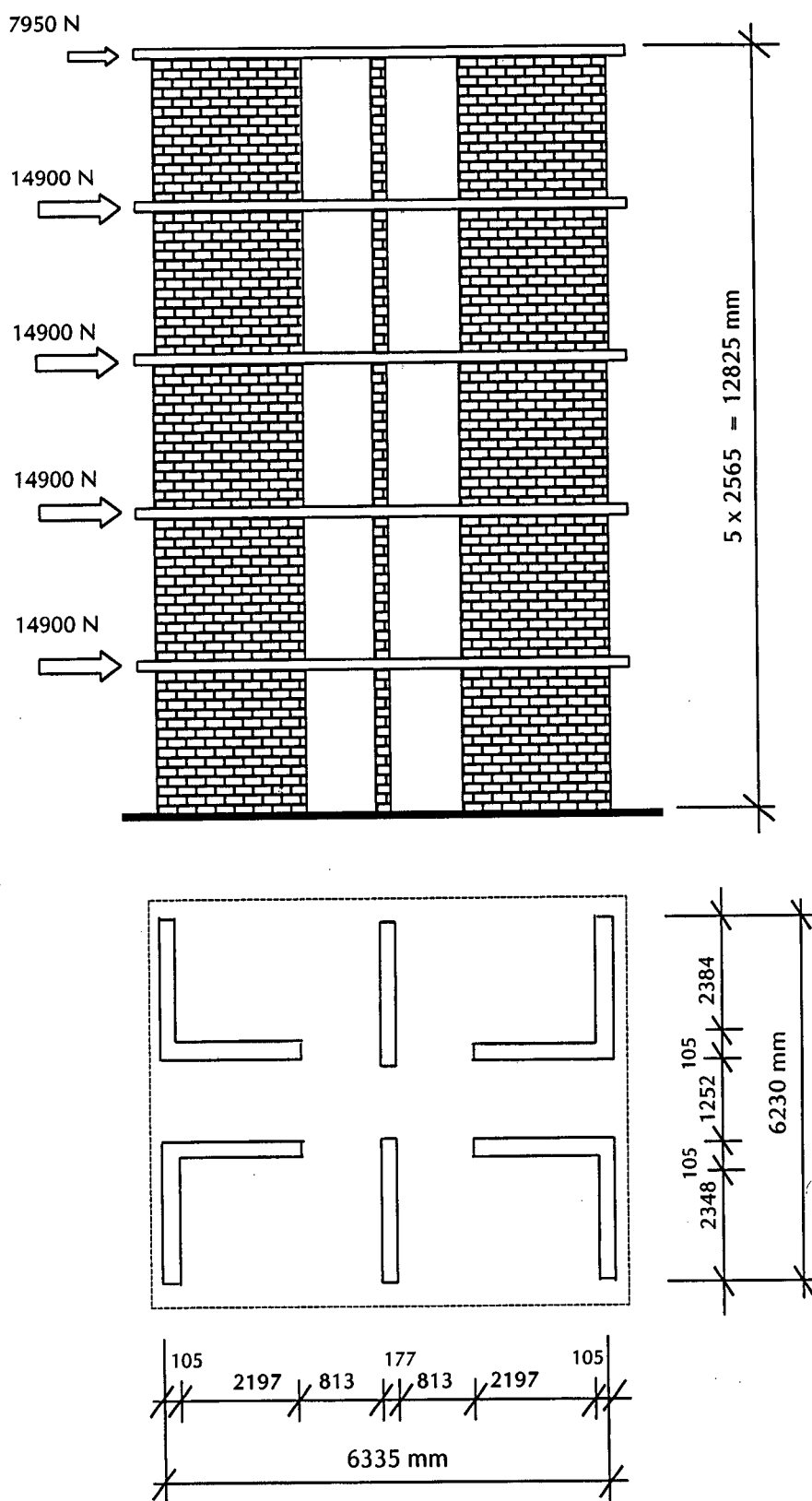


Fig. 5.53 – Planta e elevação do edifício analisado.

Elementos retangulares sob estado plano de tensão foram usados na análise computacional (ABAQUS, 1999). O modelo preparado é bidimensional e as translações vertical e horizontal dos nós na base das paredes foram restringidas. Um sexto do comprimento dos flanges foi considerado como elemento resistente aos esforços aplicados no modelo teórico.

Uma força lateral de 67050 N, correspondendo a uma tensão média de cisalhamento de 0,07 MPa foi aplicada nas lajes, correspondendo à condição de teste.

5.10.1.1 Deslocamentos devido à força horizontal

Uma boa concordância foi obtida entre os resultados teórico e experimental quando o material é considerado isotrópico, com propriedades elásticas determinadas por meio de ensaio de prismas à compressão axial.

A introdução de propriedades ortotrópicas no modelo computacional não altera significativamente os resultados em termos de deslocamentos. Pela análise teórica, os deslocamentos obtidos são aproximadamente 3% maiores no topo do edifício, na situação isotrópica, comparativamente à situação ortotrópica, para um módulo de elasticidade 40% maior na direção paralela às juntas horizontais¹.

A relação carga-deslocamento é apresentada na Fig. 5.51 para as diversas situações teóricas (isotrópica e ortotrópica) e experimental.

¹ Ao contrário dos blocos cerâmicos furados, em geral, para blocos maciços, o módulo de elasticidade tangente é maior na direção paralela às juntas horizontais de argamassa.

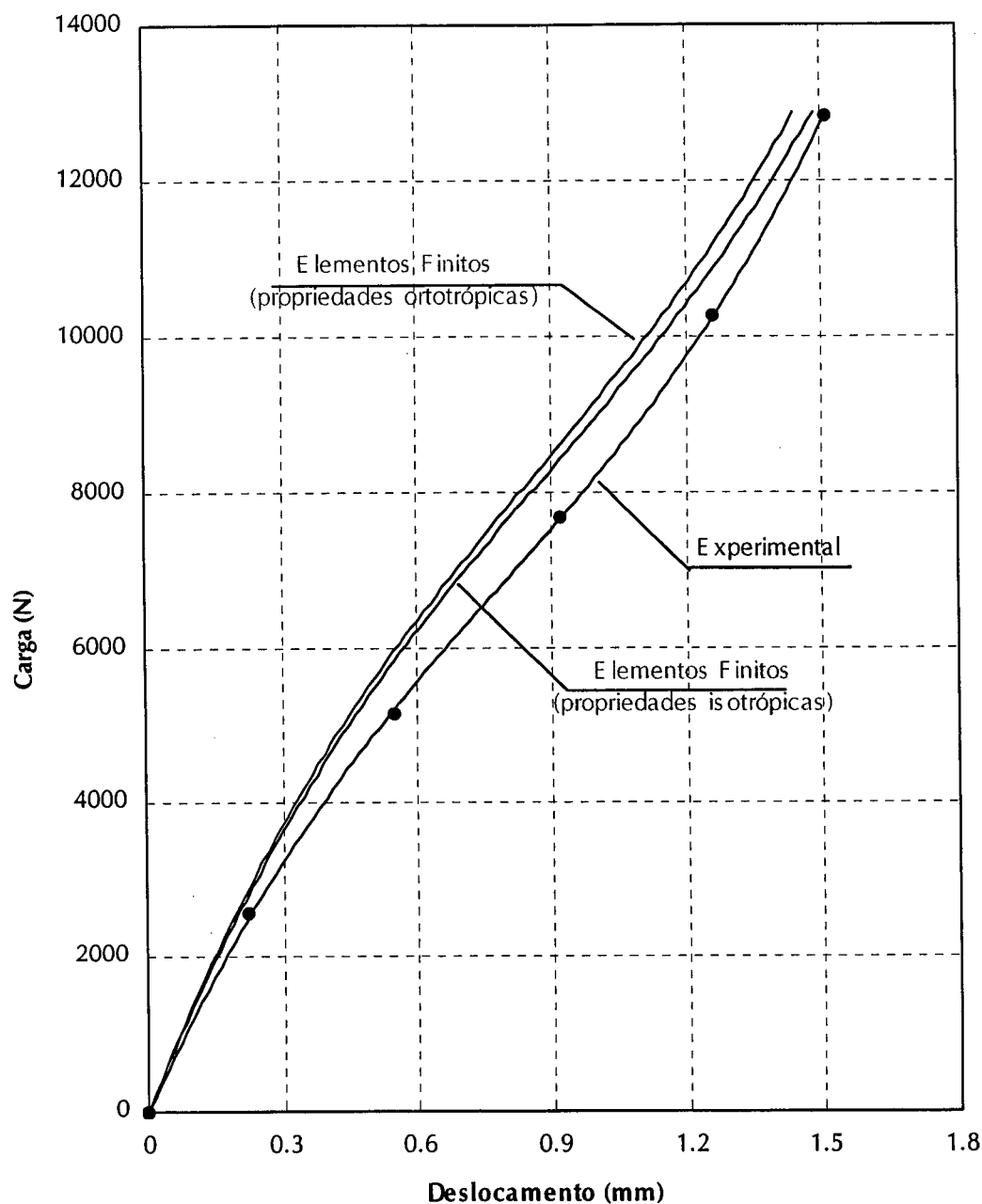


Fig 5.51 – Comparação entre deslocamentos obtidos experimentalmente e por Elementos Finitos considerando o material como isotrópico e ortotrópico.

5.10.1.2 Distribuição de deformação específica vertical devido à força horizontal

O esquema de distribuição de deformação, ao longo do comprimento, na base das paredes de contraventamento é não-linear. Este comportamento foi também observado no teste das estruturas desenvolvido no programa experimental aqui apresentado.

Uma comparação entre os resultados experimentais e análise computacional utilizando Elementos Finitos mostra que as deformações obtidas experimentalmente são

relativamente maiores que aquelas obtidas teoricamente (Fig. 5.52). Isto provavelmente deve-se a possíveis microfissuras que ocorrem ainda no estágio inicial de carregamento.

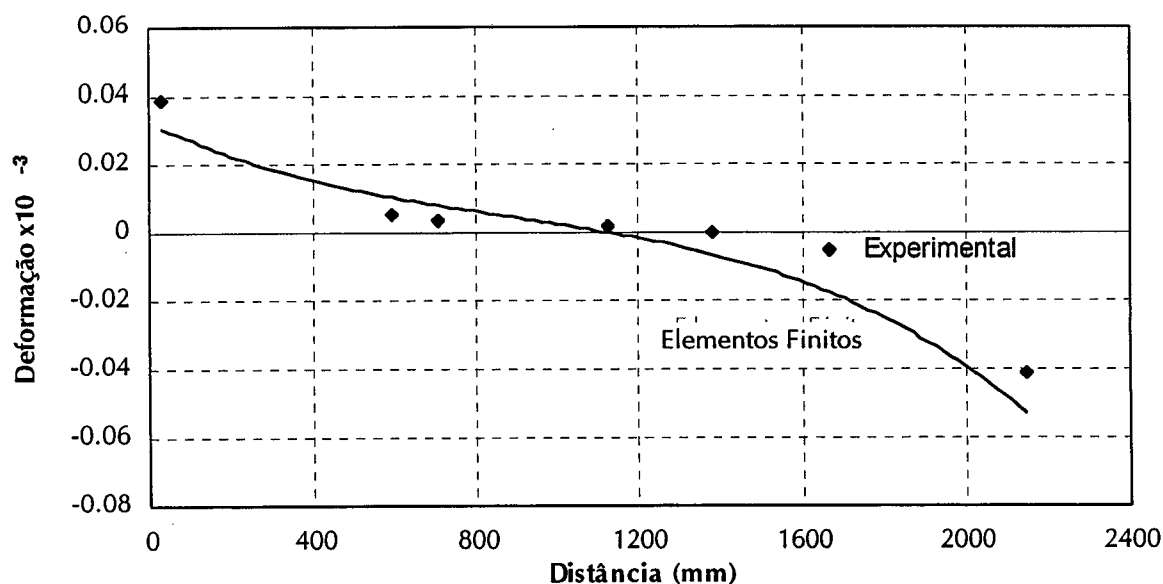


Fig. 5.55 – Distribuição de deformação específica teórica e experimental na base da parede de contraventamento (lado de aplicação do carregamento) de um edifício de 5 pavimentos.

5.10.1.3 Distribuição de tensões de cisalhamento devido à força horizontal

A consideração de diferentes propriedades elásticas nas direções ortogonais das paredes não altera significativamente a distribuição e magnitude de tensões e deformações na base ao longo do comprimento das mesmas. A variação na distribuição de deformação e tensão ao longo das paredes quando o material é considerado como ortotrópico pode ser desprezada, se comparado à situação isotrópica.

A distribuição de deformação e tensões de cisalhamento na base das paredes é praticamente simétrica. Para uma mesma parede, esta distribuição é aproximadamente uniforme e a tensão média obtida por Elementos Finitos é próxima aos valores obtidos pela teoria elástica clássica (Fig. 5.53 e 5.54).

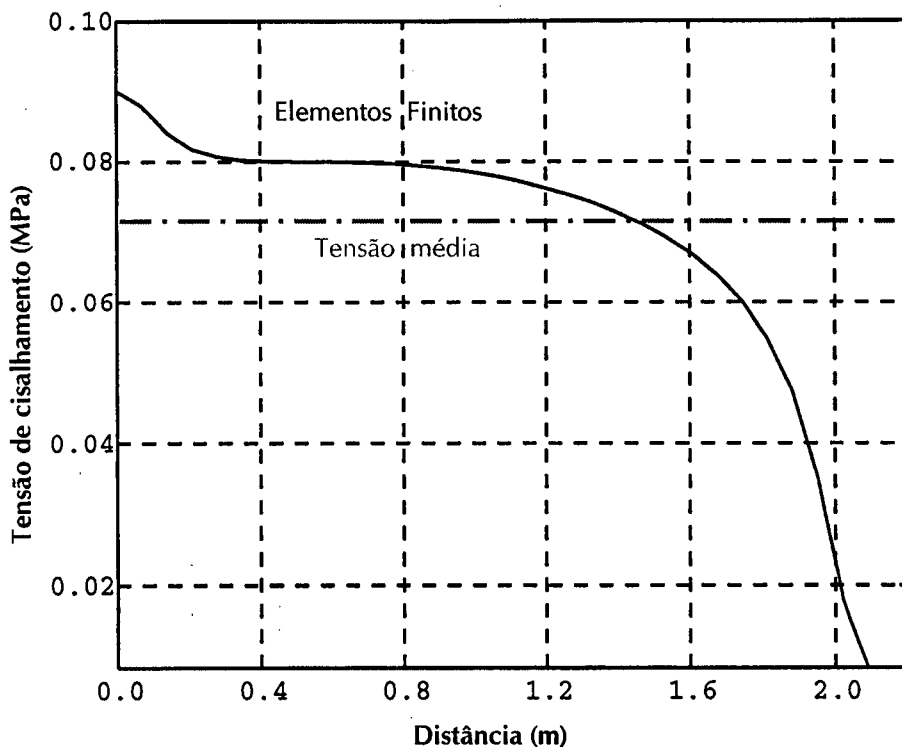


Fig 5.53 – Comparação entre distribuição de tensões de cisalhamento média e obtida por Elementos Finitos (Parede A).

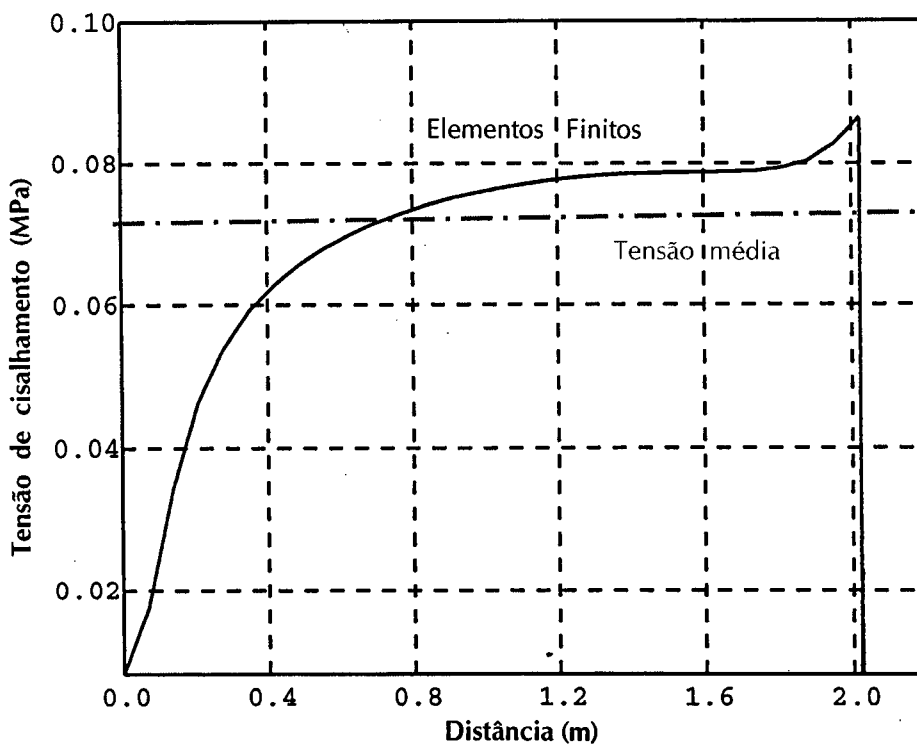


Fig 5.54 – Comparação entre distribuição de tensões de cisalhamento média e obtida por Elementos Finitos (Parede B).

5.10.2 Paredes de contraventamento acopladas

Cinco estruturas foram testadas anteriormente (SINHA, 1967) para investigar o comportamento de paredes de contraventamento contendo aberturas e enrijecidas por flanges (*cross walls*). A estrutura típica ensaiada é aqui analisada utilizando o Método dos Elementos Finitos. O objetivo é verificar como ocorre a distribuição de deformação devido ao esforço lateral, quando as paredes são acopladas.

A planta e elevação da estrutura são apresentadas na Fig. 5.55. Os tipos de elementos, as condições de contorno e de carregamento utilizados no modelo computacional são como apresentado anteriormente na seção 5.2. Nos testes foram usados tijolos maciços com resistência à compressão axial média de 30 MPa e argamassa 1:4 de cimento:areia (volume) com resistência variando de 10 a 15 MPa. As estruturas foram construídas em escala reduzida 1:1/6. A força lateral foi aplicada na laje por meio de macaco hidráulico e a pré-compressão foi aplicada por meio de tarugos de aço dispostos ao longo do comprimento das paredes. A medição de deformação foi feita no topo da laje utilizando relógio comparador. A relação carga-deslocamento foi estabelecida.

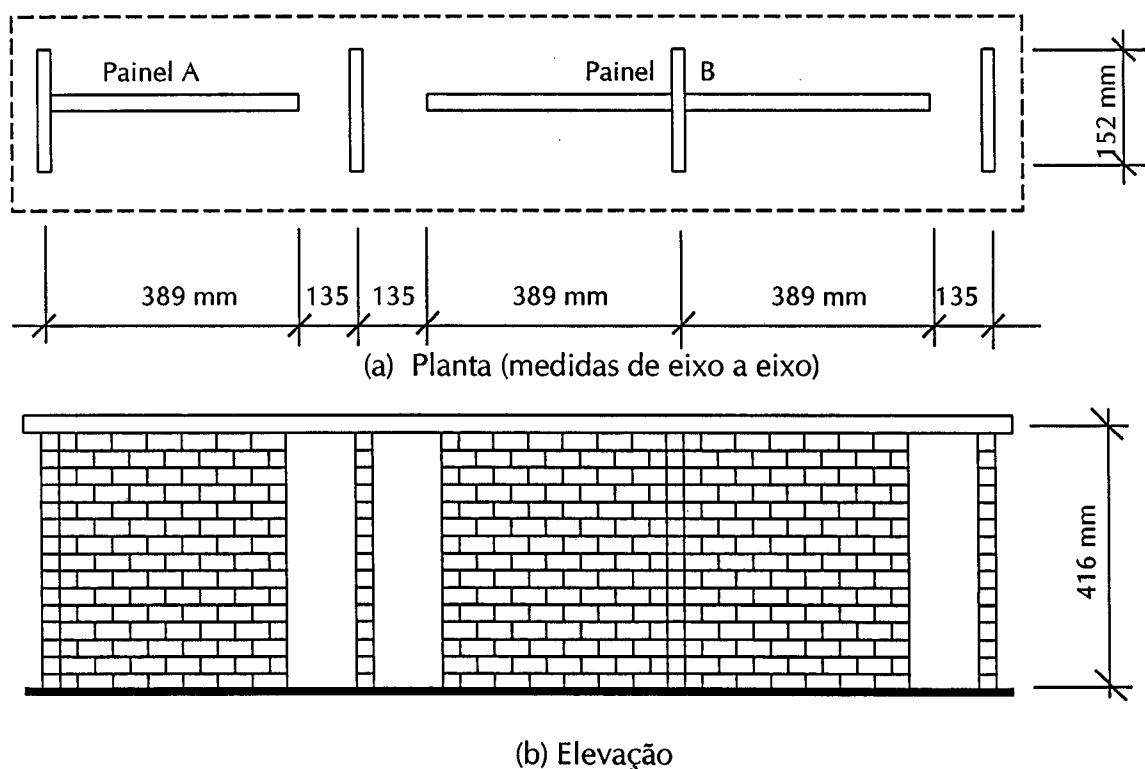


Fig. 5.55 – Planta e elevação da estrutura com paredes acopladas.

Os deslocamentos medidos no topo da laje apresentam uma boa concordância com os valores obtidos por Elementos Finitos.

Todas as estruturas foram testadas sob pré-compressão constante, variando-se a força horizontal, e romperam de forma semelhante, com fissuras inicialmente observadas no painel B (ver Fig. 5.55).

Pela análise teórica pode-se observar que as tensões de cisalhamento não se distribuem igualmente entre as paredes de contraventamento, mas proporcionalmente à rigidez. Assim sendo, o painel B absorve uma porção maior do esforço horizontal. Isto é confirmado pela distribuição de tensões de cisalhamento obtida por Elementos Finitos (Fig. 5.56 e 5.57).

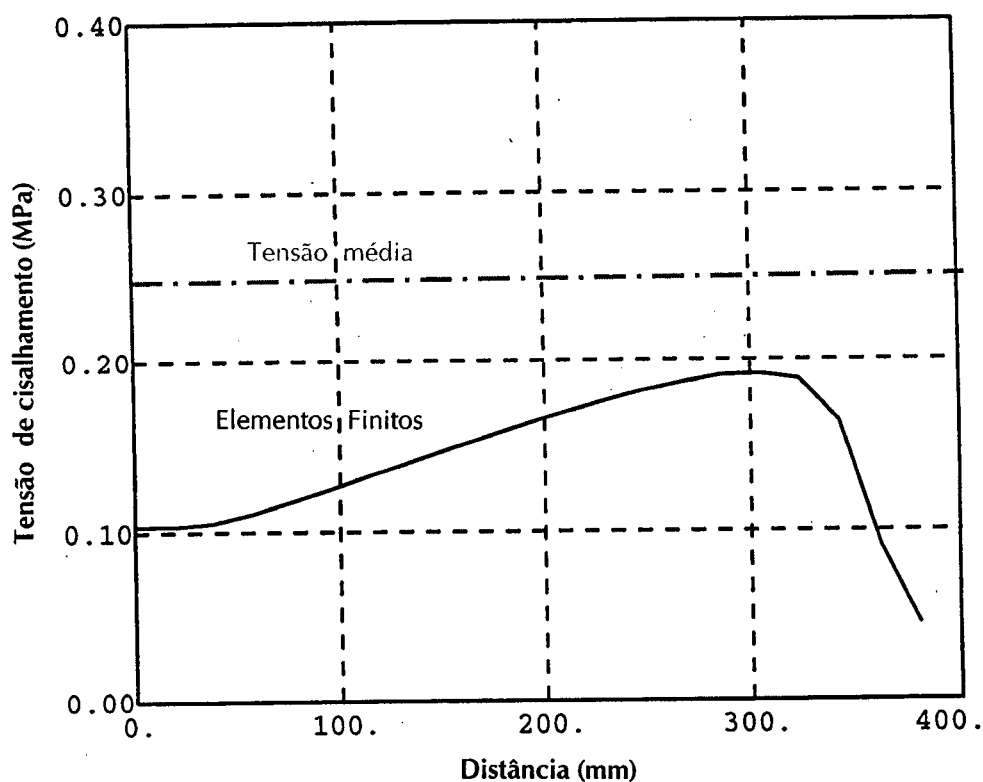


Fig. 5.56 – Distribuição de tensões de cisalhamento na base ao longo das paredes de contraventamento obtida por Elementos Finitos (Parede A).

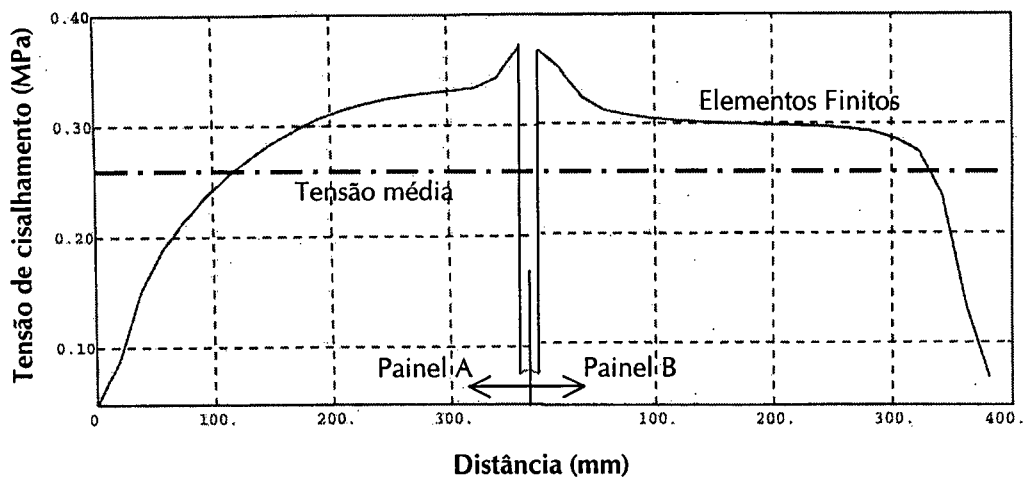


Fig. 5.57 – Distribuição de tensões de cisalhamento na base ao longo das paredes de contraventamento obtida por Elementos Finitos (Parede B).

A ruptura típica ocorreu por cisalhamento na diagonal comprimida. A tensão de cisalhamento média obtida para a parede B, por integração da área sob a curva da Fig. 5.57, é 3,7 vezes maior que para a parede A (Fig. 5.56). A tensão de cisalhamento máxima na parede B é 56% maior que a tensão de cisalhamento média devido à força horizontal. Na parede A, a tensão de cisalhamento média é 22% menor que o valor de tensão média de cisalhamento na estrutura. Isto explica o modo de ruptura observado experimentalmente.

A rigidez à flexão das paredes A e B são, respectivamente, 34% e 66% da rigidez total da estrutura. A força horizontal absorvida por cada parede é 21% e 79% do total, de acordo com a análise teórica, indicando que as cargas são absorvidas pela estrutura proporcionalmente à rigidez total das paredes, considerando as deformações por flexão e cisalhamento.

5.11 COMPARAÇÃO COM NORMAS DE CÁLCULO

Os diversos procedimentos de cálculo adotam diferentes valores para o coeficiente de atrito e tensão de aderência inicial, resultando, conseqüentemente, em diferentes tensões de cisalhamento. A Fig. 5.58 apresenta uma comparação entre os valores obtidos experimentalmente e os recomendados pelo EUROCODE 6 (1996) e pela Norma Britânica BS 5628 (BSI, 1992).

A Norma BS 5628: Part 1 (BSI, 1992), que utiliza método do Estado Limite, especifica valores de 0,35 MPa para τ_0 e 0,60 para μ , para paredes construídas com argamassa tipo (i), (ii) e (iii), admitindo como limite superior 1,75 MPa na resistência característica ao cisalhamento.

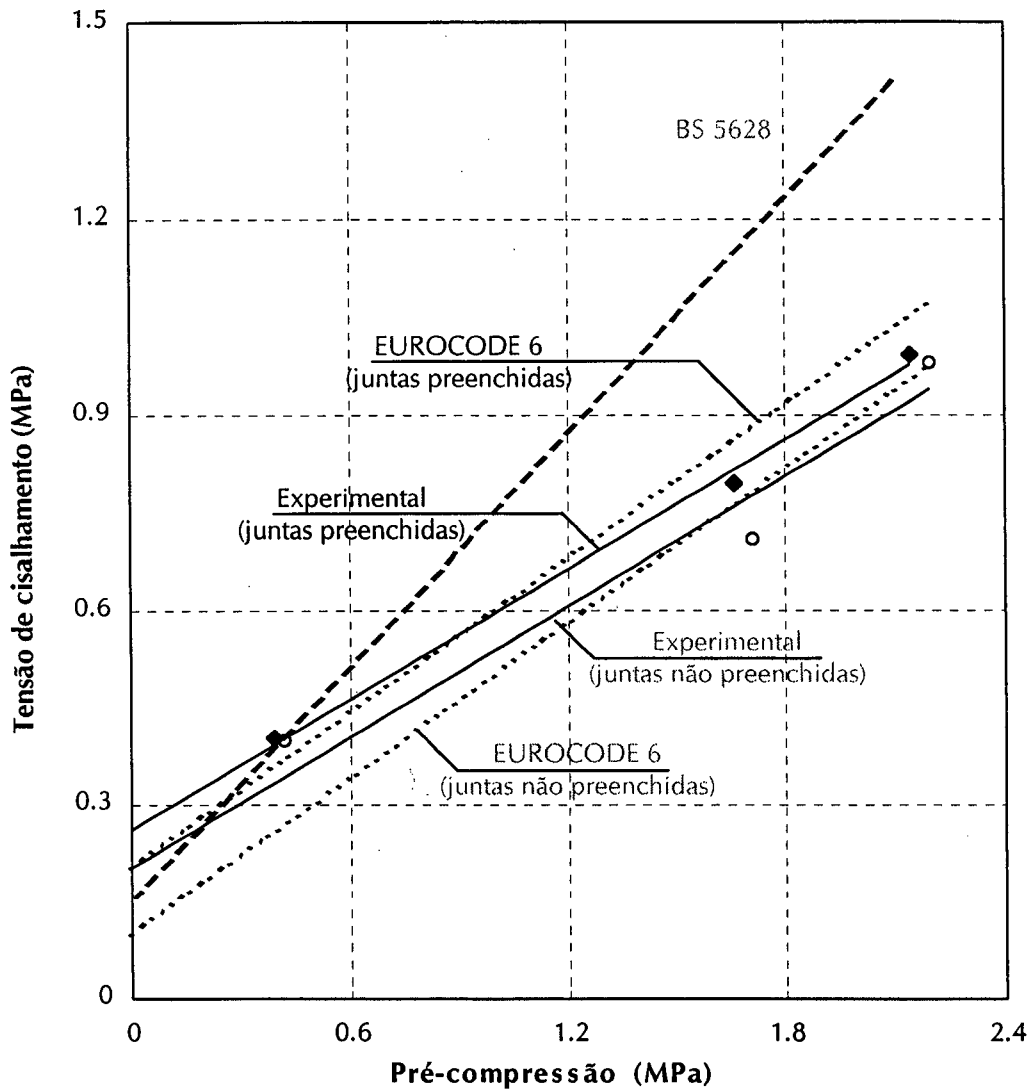


Fig. 5.61 - Comparação entre os resultados experimentais de resistência ao cisalhamento sob pré-compressão e prescrições das normas BS 5628 (BSI, 1992) e EUROCODE (1996).

O valor recomendado pela Norma britânica é muito baixo para pré-compressão elevada, já que o coeficiente de atrito de 0,6 é alto. Mesmo para baixa pré-compressão, a Norma BS 5628 apresentou valores relativamente baixos, se considerado o coeficiente de segurança parcial do material.

O EUROCODE 6 (1996), que também utiliza o método do Estado Limite, recomenda valores de τ_0 de acordo com a combinação de tipo de bloco e de argamassa, e um valor fixo de μ de 0,4. Também permite o uso de resultados experimentais de ensaios de paredes. Prevê, ainda, no *prEN 1996-1-1*, de outubro de 1999, o uso de juntas verticais não preenchidas, baseando-se, para isto, em análise teórica, e reduzindo a tensão de aderência inicial em, no mínimo, 50%, em relação à situação em que as juntas verticais são preenchidas.

A Fig. 5.62 compara os resultados experimentais das estruturas testadas com os recomendados pela Norma Brasileira NBR 10837 (ABNT, 1989).

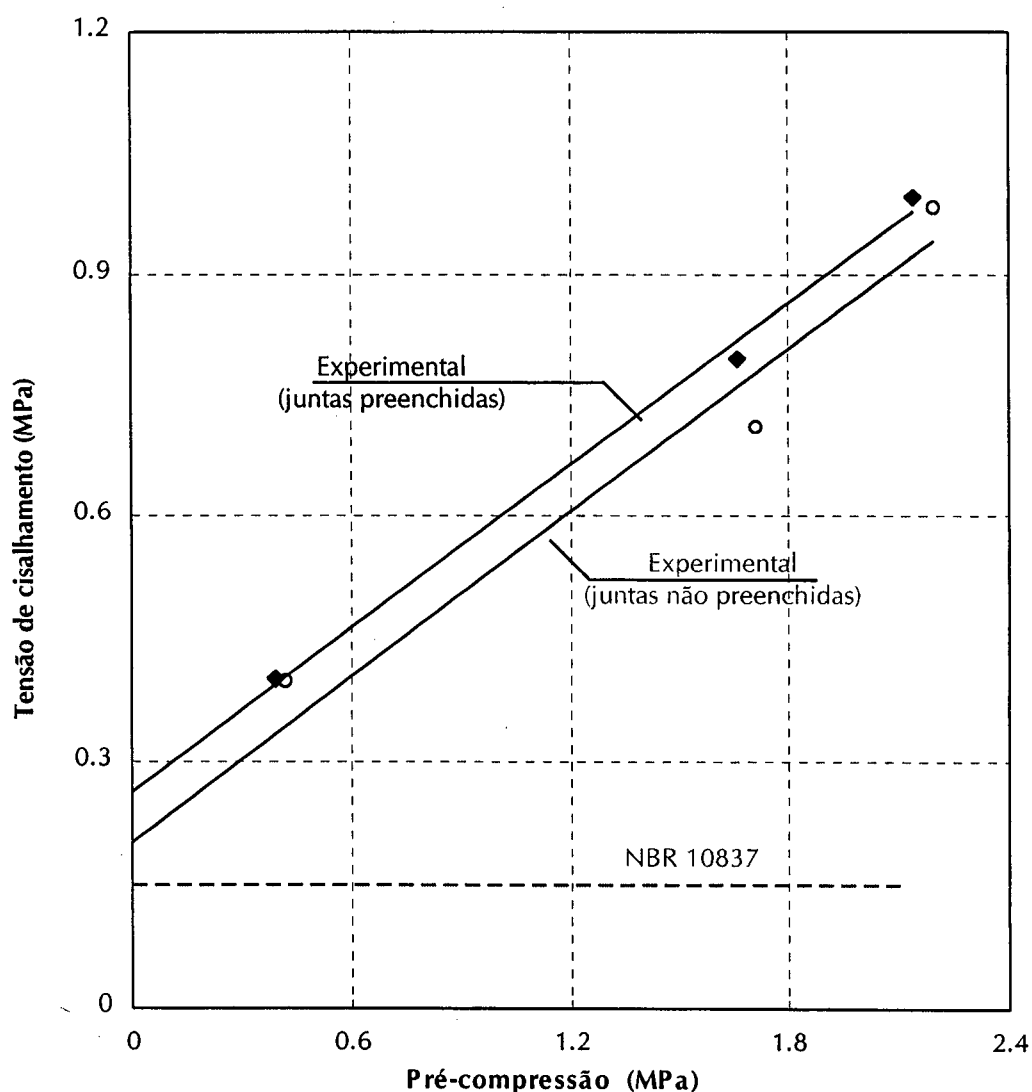


Fig. 5.62 - Comparação entre os resultados experimentais de resistência ao cisalhamento sob pré-compressão e prescrições da Norma NBR 10837 (ABNT, 1989).

Como se pode observar pela Fig. 5.62, a Norma Brasileira, que utiliza o Método das Tensões Admissíveis e que é utilizada para o cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto, adota uma posição conservadora quando a pré-compressão é elevada, não considerando o ganho de resistência devido ao atrito. Isto leva a um coeficiente de segurança de aproximadamente 6 para pré-compressão de 2,0 MPa. Um aumento na pré-compressão torna a tensão de cisalhamento adotada ainda mais conservadora. Por outro lado, a tensão de aderência inicial de 0,15 MPa leva a um coeficiente de segurança de apenas 2, sob baixa pré-compressão.

Considerando um coeficiente de segurança de aproximadamente 2,5, a aderência inicial poderia ser adotada como 0,10, com um coeficiente de atrito de 0,15. Para uma pré-compressão de 2,0 MPa, isto corresponderia a um coeficiente de segurança de aproximadamente 2,5. Pode-se ainda sugerir, com base nos resultados, para juntas verticais não preenchidas, que o mesmo coeficiente de atrito seja adotado, com redução de 30% na tensão de aderência inicial, ou seja, 0,07 MPa.

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 INTRODUÇÃO

A construção de edifícios em alvenaria estrutural com juntas verticais não preenchidas com argamassa tornou-se uma prática largamente empregada no Brasil. Nos últimos anos há um crescente interesse por este tipo de estrutura, bem como um significativo aumento na quantidade de edifícios construídos desta forma. Entretanto, não há relato de programas experimentais desenvolvido para se avaliar o comportamento e resistência deste tipo de estrutura.

Na Europa, onde algumas pesquisas estão em fase inicial, há também interesse por este tipo de estrutura, já havendo um estudo para consideração deste tipo de junta no Eurocode 6 (1996), com primeiro esboço (*First Draft, prEN 1996-1-1*) publicado em 1999 e baseando-se principalmente em modelos teóricos.

O desenvolvimento deste trabalho permitiu obter uma série de conclusões sobre o tema, indicado uma redução na resistência das estruturas aos esforços laterais quando as juntas verticais não são preenchidas e , principalmente uma menor rigidez à flexão e ao cisalhamento das estruturas, gerando deslocamentos significativamente maiores ao longo da altura das paredes de contraventamento quando submetidas à ação de esforços laterais. Ressalte-se ainda um aumento nas deformações específicas verticais decorrentes de uma redução no módulo de elasticidade longitudinal das paredes quando não são preenchidas as juntas verticais.

A resistência à tração em ensaios de flexão (esforços perpendiculares ao plano das paredes) também reduz significativamente em comparação à situação em que as juntas são preenchidas.

Embora a resistência à compressão de paredes seja função de um grande número de variáveis, há uma indicação de redução de resistência (à compressão) quando as juntas não são preenchidas, como mostram os ensaios de prismas à compressão axial.

Por estas razões e, considerando as conclusões enumeradas a seguir, o estudo indica claramente que esta prática não contribui para a melhoria do desempenho estrutural das construções em alvenaria.

6.2 CONCLUSÕES

Com base na análise dos resultados, as seguintes conclusões podem ser estabelecidas:

- (1) O módulo de elasticidade longitudinal de prismas com juntas verticais não preenchidas é significativamente menor (38%) que o de juntas preenchidas, ocorrendo uma redução de 21% na resistência à compressão axial;
- (2) A resistência à compressão axial de prismas grauteados com argamassa de cimento:areia 1:3 (em volume) é aproximadamente 24% menor que a resistência à compressão axial de prismas com juntas verticais preenchidas, para os blocos utilizados;
- (3) A resistência à tração, em ensaios de flexão paralela às juntas horizontais, quando estas não são preenchidas, é 32% menor que quando as mesmas são preenchidas;
- (4) A resistência à tração, em ensaios de flexão perpendicular às juntas horizontais, com juntas verticais não preenchidas, é 58% menor que quando as juntas verticais são preenchidas;
- (5) O deslocamento ao longo da altura das estruturas construídas com paredes sem o preenchimento das juntas verticais é aproximadamente 40% a 60% maior, comparando-se àquelas com juntas verticais preenchidas;
- (6) O aumento da pré-compressão reduz consideravelmente os deslocamentos ao longo da altura das paredes de contraventamento;
- (7) Para um mesmo nível de pré-compressão, os deslocamentos no topo das estruturas com juntas verticais não preenchidas é aproximadamente 50% maior que quando as juntas são preenchidas;

- (8) A diferença existente entre os deslocamentos no topo de estruturas com juntas preenchidas e não preenchidas reduz significativamente com o aumento da pré-compressão;
- (9) A relação carga-deslocamento, ao longo da altura das paredes de contraventamento, mostra que o comportamento das estruturas é linear para níveis iniciais de força lateral, tornando-se não-linear à medida que se aumenta este esforço;
- (10) A consideração das propriedades ortotrópicas, nas direções paralela e perpendicular às juntas de assentamento da alvenaria, melhora consideravelmente a concordância entre o modelo computacional em Elementos Finitos e os resultados experimentais, nas situações em que as deformações por cisalhamento são importantes. Entretanto, estas diferenças nas propriedades ortotrópicas podem ser negligenciadas nos andares superiores no caso de edifícios altos, onde as deformações por flexão são predominantes;
- (11) A distribuição de deformações normais ao longo da base das paredes de contraventamento, devido à força lateral, é não-linear mesmo para níveis iniciais de carregamento;
- (12) As deformações na base das paredes para estruturas com juntas não preenchidas são maiores que as deformações das mesmas com juntas verticais preenchidas e proporcional a seus módulos de elasticidade longitudinal;
- (13) A estrutura *retrofitted* rompeu de forma explosiva na interface entre a parte existente e a parte reconstruída, com fissuras iniciais observadas a 40% da força lateral de ruptura e deslocamentos significativamente mais elevados, comparado-se a uma estrutura testada sob as mesmas condições de carregamento;
- (14) A resistência das estruturas ao cisalhamento é dependente do nível de pré-compressão e varia linearmente de acordo com a lei de Coulomb, para estruturas com paredes com juntas verticais preenchidas e não preenchidas, para os níveis de pré-compressão utilizados;

- (15) Para estruturas com juntas verticais não preenchidas, a resistência ao cisalhamento é menor que quando as juntas são preenchidas. Esta diferença deve-se principalmente à diferença na aderência inicial, variando de 25% a 5%, à medida que se aumenta a pré-compressão;
- (16) A ruptura sob carga lateral e pré-compressão combinadas é explosiva, tanto nas estruturas com juntas verticais preenchidas quanto nas estruturas com juntas verticais não preenchidas, com ruídos intermitentes antes da ruptura final, que ocorre sempre ao longo da diagonal comprimida;
- (17) As fissuras iniciais ocorrem entre 80% e 90% da carga última nas estruturas sob pré-compressão elevada e a aproximadamente 70% sob baixa pré-compressão;

6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- (1) Estudo do comportamento e resistência de estruturas com juntas verticais não preenchidas sob efeito de torção do diafragma, decorrente de assimetria na distribuição de paredes em planta;
- (2) Estudo da interação entre flange e parede de contraventamento, devido à ação de esforço lateral e pré-compressão combinados, decorrentes de variáveis como tipo de bloco, interação laje-parede e concentração de tensões;
- (3) Estudo da influência do aumento da resistência das argamassas no comportamento e resistência ao cisalhamento de estruturas em alvenaria com juntas verticais preenchidas e não preenchidas;
- (4) Definição de propriedades de prismas e pequenas paredes com juntas preenchidas e não preenchidas de diferentes materiais, visando relacioná-las ao comportamento de estruturas em alvenaria com juntas verticais preenchidas e não preenchidas.
- (5) Estudo do efeito de arco nas estruturas em alvenaria com juntas verticais não preenchidas;
- (6) Estudo do efeito da aplicação de cargas concentradas em estruturas em alvenaria com juntas verticais não preenchidas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABAQUS *Manual, Version 5.8*. Habbit, Karlsson & Sorensen, Inc. 1999.
- ABAQUS THEORY MANUAL. *Version 5.8*. Habbit, Karlsson & Sorensen, Inc. 1999.
- ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 10837. Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro, Brasil, Nov., 1989.
- _____. NBR 6123. Efeito do Vento nas Edificações. Rio de Janeiro, Brasil, 1987.
- ACI - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Building code requirements for masonry structures*. Masonry Standards Joint Committee, Detroit, 1994.
- ANDERSON, C. *Lateral loading tests on concrete block walls*. The Structural Engineer, 54, no. 7, pp. 239-46, July, 1976.
- ANDREAUS, U. *Failure criteria for masonry panels under in-plane loading*. Journal of Structural Engineering, p.37-46, Jan., 1996.
- ATKINSON, R. H.; Amadei, B. P.; Saeb, S., and Sture, S. *Response of masonry bed joints in direct shear*. Journal of the Structural Engineering, ASCE, vol. 115, no. 9, p.2276-96, 1989.
- BSI (British Standard Institutions). CP 3: Chapter V: Part 2: Wind loads, London, 1972
- _____. BS3921: Clay bricks, London, 1974.
- _____. BS1199 and 1200: *Building sands from natural sources*., 1976.
- _____. *BS 5628: Part 1. Code of Practice for use of masonry, Structural use of unreinforced masonry*, London, 1992.
- _____. *BS 890: Building limes*, London. 1995.
- _____. *BS 12, Portland cement*., London. 1996.
- _____. *BS 4551: Methods of testing mortars, screeds and plasters, Part 1: Physical testing*. London, 1998.
- CARASEK H. e CASCUDO, O *Avaliação experimental da resistência ao cisalhamento da alvenaria*. 5th International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries, p. 228-37, Florianópolis, August, 1994.
- CHEN, W.F. AND SALEEB, A. F., "Constitutive Equations for Engineering Materials", John Wiley and Sons, New York, N.Y. Vol. 1,1992.
- CHINWAH, J. G. *Shear strength of brick-mortar couplets*. Proceeding of the 7th European Conf. on Earthquake Engineering, Sept, p.370-80, 1976.

- CHITTY, L. *On cantilever composed of number of parallel beams interconnected by crossbars*. Phil. Mag. Series 7, vol. 38, pp.685-99, 1947.
- DAWE, J. L. and McBRIDE, J. *Experimental investigation of the shear resistance of masonry panels in steel frames*. Proc. 7th Int. Masonry Const. , Melbourne, p.791-801, 1985.
- DHANASEKAR, M. , PAGE, A. W., AND KLEEMAN, P. W. *The failure of brick masonry under biaxial stresses*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2, 79, p.295-313, June, 1985.
- DRYSDALE, R. G.; HAMID, A. A. and BAKER, L. R. *Masonry structures: behaviour and design*. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1993.
- DUARTE, R. B. and Sinha, B. P. *Brickwork Panels subjected to Wind Loading*. 4th. International Seminar on Structural Masonry, India, Tata-McGraw Hill, p.64-70, Dec., 1992.
- _____. *A study of the lateral strength of brickwork panels with opening*. Ph.D. Thesis. University of Edinburgh, Scotland, 1993.
- ERIKSON, O. *An analysis of wind bracing walls in multi-storey housing*. Ingeniøren (International edition) 5, (4) 115, 1961.
- EUROCODE 6. *Common unified rules for masonry structures*. Commission of the European Communities, Luxembourg, 1988.
- _____. *Design of masonry structures. General rules for buildings*. Commission of the European Communities, ENV 1996-1-1: Buxels, 1996.
- _____. prEN 1996-1-1 *Design of masonry structures*. Commission of the European Communities, Luxembourg, Draft, Oct., 1999.
- FLANAGAN, R. D. ; BENETT, R. M. and BUTALA, M. B. *Properties of structural clay loadbearing wall tile*. Proc. 6th North American Masonry Conf., The Masonry Society, Boulder, Colorado, p.87-98, 1993.
- FRISCHMANN, W. W. ; PRABHU, S. S. and TOPPLER, J. F. *Multi-storey frames and interconnected shear walls subjected to lateral loads*. Concrete Construction Engineering, vol. 58, p.227-34, 1969.
- GANZ, H. R. and THURLIMANN, B. *Design of masonry walls under normal force and shear*. Proceedings of the 8th International Brick and Block Conference, Dublin, Republic of Ireland, p.1447-57, Sep., 1988.
- GHAZALI, M. Z. and RIDDINGTON, J. R., *Simple test method for masonry shear strength*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, vol. 85, Part 2, p.567-574, Sept. 1988.

- GROOT, C. *Effects of water on mortar-brick bond*. Thesis Technische Universiteit Delft, The Netherlands, 185p., 1993.
- _____. and LARBI, J. A. *The influence of interfacial moisture exchange on mortar-brick bond strength*. Proceedings of the 6th International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries (Ed. B.V. Venkatarama and Braj P. Sinha). Bangalore, India, p.148-156. October, 2000.
- HAGSTEN L. G. & NIELSEN, M. P. Laterally loaded masonry. Proceedings of the 12th International Brick/Block Masonry Conference, Madrid, Spain, vol. II. p.841-58, 2000.
- HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. AND HEIDERBRECHT, A. C. *Shear strength of concrete masonry joints*. Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 105, no. ST7, p.1227-76, July, 1979.
- _____. and DRYSDALE, R. G. *Behaviour of brick masonry under combined shear and compression load*. Proc. 2nd Canadian Masonry Symposium, Ottawa, 1981.
- HEGEMIER, G. A.; ARYA, S. K.; KRISHNAMOORTHY, G.; NACHBAR, W. and FURGERSON, R. *On the behaviour of joints in concrete masonry*. Proc. North American Masonry Conf. , p. 4.1-4.21, Boulder, Colorado, 1978.
- HENDRY, A. W. and SINHA, B. P. *Shear tests on full-scale single storey brickwork structures subjected to precompression*. British Ceramics Research Association. Tech. Note 134, 1969.
- _____. and SINHA, B. P. *Shear tests on full scale single storey brickwork structures subjected to precompression*. Civil Eng. Publications Wks Rev. , 66, 1339-44, 1971.
- _____. *A note on the strength of brickwork in combined racking shear and compression*. Proceedings of the British Ceramic Society, no. 27, , Load Bearing Brickwork (6), p.47-52, Dec., 1978.
- _____. SINHA, B. P. and DAVIES, S. P. *Design of Masonry structures*. Elis Herwood Limited, England, 1997.
- _____. *Structural masonry*. Macmillan education Ltd, London, 1998.
- HOBBS, B., ROMAN, H.R. *Shear behaviour of mortar joints in brickwork subjected to non-uniform compressive stress*. 8th Int. Brick/Block Masonry Conf. Dublin, Ireland, Sept., 1988.
- HOFFMANN, P., and STOCKL, S. *Tests on the shear bond behaviour in the bed joints of masonry*. Masonry International, no. 9, p.1-15, Dec., 1986.
- HULSE, R., AMBROSE, R. J. AND LUMBARD, P. R. *The shear strength of bricks and brickwork*, Proceedings of the 6th International Brick Masonry Conference, Rome, p. 33-34, May 1982.

- JUKES, P. *An investigation of brick masonry joints*. Ph.D. thesis, University of Sussex, 1997.
- _____. and RIDDINGTON, J. R. *A review of masonry tensile bond strength test methods*. *Masonry International*, vol. 12, no. 2, p.51-57, 1998.
- KIEKER, J. *European Standardization of masonry products within CEN/TC 125*. Proceedings of the 12th International Brick/Block Masonry Conference, Madrid, Spain, vol. II. p.981-92, 2000.
- KHALAF, F. M. and NAYSMITH, M. W. *Shear strength of brickwork bed joints*. 5th International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries, p. 238-50, Florianópolis, August, 1994.
- LAWRENCE, S. J. *The behaviour of masonry in horizontal flexure*. Proceedings of the 7th Canadian Masonry Symposium. Hamilton, p.525-36, 1995
- LOURENÇO, P. B. and ROTS, J. G. *On the use of homogenisation techniques for the analysis of masonry structures*. *Masonry International*, Vol. 11, No. 1, p.26-32, 1997.
- _____. ROTS, J. G. & BLAAUWENDRAAD, J. *Continuum model for masonry: parameter estimation and validation*. *Journal of structural Engineering*, June, p. 692-52, 1998.
- MAGNUS, D. *Pierced shear walls*. *Concrete Construction Engineering*., vol. 60, pp.89-98, 127-36, 1965.
- MANN, W. and MULLER, H., *Failure of shear stressed masonry - an enlarged theory, tests and application to shear walls*. *Tests and application to shear walls*. Proc. 7th Int. Symp. on Load Bearing Brickwork, London, 1980.
- MELI R.; ZEEVART, W. and ESTEVA, L. *Mechanical properties of masonry*. Institute of Engineering, UNAM, Informe, nr. 288, July, 1971.
- MURTHY, C. K. and HENDRY, A. W. *Preliminary investigation of the shear strength of one-sixth-scale model brickwork*. British Ceramics Research Association, Tech. Note 65, 1965.
- NUSS, L. K., NOLAND, J. L. AND CHINN, J., *The parameters influencing shear strength between clay masonry units and mortar*. Proceedings of the North American Masonry Conference, University of Colorado, Boulder, p.13.2-13.27, Aug., 1978.
- PIEPER, K and TRAUTSCH, W. *Shear tests on walls*. Proc. 2nd Int. Brick Masonry Conference, Stoke-on Trent, p. 140-43, 1971.
- RIDDINGTON, J. R. and GHAZALI, M. Z. *Shear strength of masonry walls* . Proc. 8th Int. Brick/Block Conf., Dublin, p.548-558, 1988.

- _____. and JUKES, P. *A masonry joint shear strength test method*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings, Vol. 104, p.267-274, Aug. 1994.
- RILEM. MS-B.4 *Determination of shear strength index for masonry unit/mortar junction (Recommendations)*. Materials and Structures, vol. 29, p.459-75, Oct., 1996.
- _____. TC 127-MS: *Tests for masonry materials and structures (Recommendations)*. Materials and Structures, vol. 31, p.2-19, Jan-Feb, 1998.
- _____. TC 172-EDM/CIB TG 22: *Environmental design methods in materials and structural engineering*. Materials and Structures, vol. 32, p.699-707, Dec, 1998.
- ROMAN, H. R. *Resistência ao cisalhamento vertical ao plano de juntas de argamassa submetidas a tensões não uniformes*. Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Porto Alegre, Brasil, Nov. 1991.
- _____. and HOBBS, B., *Theoretical analysis on the out-of-plane shear stress of brickwork* - 9th Int. Brick/Block Masonry Conf., Berlin, Germany, Oct., 1991.
- _____. and SINHA, B. P. *Shear strength of concrete block masonry*. 5th International Seminar on Structural Masonry for Developing Countries, p. 251-59, Florianópolis, August, 1994.
- SAMARASINGHE, W.; PAGE, A. W. and HENDRY, A. W. *A finite element model for the in-plane behaviour of brickwork*. Proc. Inst. of Civ. Engrs, part 2, 71, p.171-78, Sept., 1982.
- SINHA, B. P. and HENDRY, A. W. *Further investigation of bond tension, bond shear and the effect of precompression on shear strength of model brick masonry couples*. British Ceramics. Research Association, Tech. Note 80, 1966.
- _____. *Model studies related to loadbearing brickwork*. Ph.D. thesis, University of Edinburgh, Scotland, 102p., May, 1967.
- _____. *The influence of numbers of courses and the effect of brick strength on brickwork strength.*, The British Ceramic Research Association. Technical Note, no. 131, August, 1968.
- _____. and HENDRY, A. W. (JOHNSON, F. B. (ed)). *Racking tests on storey-height shear wall structures with openings subjected to pre-compression*. Designing, engineering and constructing with masonry products. Gulf, Houston, 192-99, 1969.
- _____.; MAURENBRECHER, A. H. P. and HENDRY, A. W. *Model and full-scale test on a five storey brick cross-wall structure under lateral loading*. SIBMAC Proceedings, pp. 201-208, April, 1970.

- _____. and HENDRY, A. W. *Tests on cavity-walls subjected to lateral loading*. 2nd International Symp. on Bearing Walls, Council of Building Research and Documentation, Warsaw, pp.11-16, 1975.
- _____. ;MAURENBRECHER, A. H. P. and HENDRY, A. W. *An investigation into the behaviour of a five-storey cavity wall structure*. Proc. British Ceramics Society, No. 24, Sept. , pp.147-60, 1975.
- _____. and HENDRY, A. W. *An investigation into the behaviour of a brick cross-wall structure*. Proc. British Ceramics Society , London, no. 27, pp. 67-68, Dec., 1978.
- _____. *Factors affecting the brick/mortar interface bond strength*. International Journal of Masonry Construction, vol. 3, no. 1, p.14-18,1983.
- STOCKL S. and HOFFMANN, P. Tests on the shear bond behaviour in the bed joints of masonry. 8th International Brick and Block Masonry Conference, Dublin, Sept, Proceedings. vol. 1, p.292-303, London., 1988.
- SCHNEIDER, H. and SCHNELL, W. Tests on the shear strength of brickwork. Betonwerk and Fertigteil – Technik, 44 Heft 6, S 303-309, Heft 7, S 369-375, 1978.
- THURLIMANN, B. AND GUGGISBERG, R. *Failure criterion for laterally loaded masonry walls: experimental investigations* Proceedings of the 8th International Brick/Block Masonry Conference, Dublin, Republic of Ireland, p.699-706, Sept., 1988.
- YOKEL, F. Y., AND FATTAL, S. G., *Failure hypothesis for masonry shear walls*. Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 102, no. st3, p. 515-532, Mar., 1976.
- ZIENKIEWICZ, O. C. and TAYLOR, R. L. *The finite element method*. Mc GrawHill, New York, NY, 1989.