

*Estudo de Painéis com Abertura Constituídos por Alvenaria
Estrutural de Blocos*

JOEL ARAÚJO DO NASCIMENTO NETO

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos,
da Universidade de São Paulo, como parte dos
requisitos para a obtenção do título de Doutor em
Engenharia de Estruturas.

Orientador: **Prof. Assoc. Márcio Roberto Silva Corrêa**

São Carlos

2003

Dedico este trabalho a toda minha família pelo apoio que me foi dado durante todos esses anos. Em especial a minha mãe pelas palavras de conforto nos momentos mais difíceis, e a meu pai pela indispensável ajuda, possibilitando o prolongamento da minha estada em São Carlos.

AGRADECIMENTOS

A Deus por sempre estar ao meu lado e por me iluminar durante mais essa etapa da minha vida.

Ao Professor Márcio Roberto Silva Corrêa pela orientação, dedicação e amizade demonstrada durante a elaboração desse trabalho.

Aos amigos Valentim Cappuzzo Neto e Osvaldo Gomes de Holanda Júnior pelo companheirismo e ajuda indispensáveis durante a realização dos ensaios.

Agradeço especialmente a Tatiana de Campos de Bicudo pela inestimável ajuda na fase de conclusão da tese e por ter se tornado uma pessoa especial para mim.

A todos os amigos do Departamento, em especial a Juliana, Kristiane, Mônica, Tatiana Almeida, Tatiana Dumet, Suzana, Yuri, Patrícia, Rodrigo e Raïssa, pelo agradável convívio que tornou a estada em São Carlos mais prazerosa.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos – USP, pela amizade e serviços prestados durante esses quatro anos.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq, pela bolsa concedida durante o período do doutorado.

Aos demais professores e funcionários e a todos os colegas do Departamento de Engenharia de Estruturas que de uma forma ou de outra colaboraram na elaboração desse trabalho.

RESUMO

NASCIMENTO NETO, J. A. *Estudo de painéis com abertura constituídos por alvenaria estrutural de blocos*. São Carlos, 2003. 320p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

O estudo abordado nesta tese relaciona-se ao comportamento de painéis com abertura constituídos por alvenaria estrutural de blocos. A motivação pelo tema teve como base um estudo anterior, em que o autor verificou a grande influência dos lintéis no comportamento do sistema de contraventamento de edifícios em alvenaria estrutural. O aspecto mais geral do estudo ora desenvolvido foi avaliar, de forma minuciosa, o efeito de acoplamento causado pela presença de lintéis no painel. Para tanto, foram realizados ensaios com modelos físicos reduzidos na escala 1:3, cujos resultados foram avaliados de modo qualitativo, sem o compromisso de determinar correlações com protótipos. Várias configurações de painéis isolados e painéis com abertura representativa de porta e janela foram ensaiadas, de modo a se avaliar o efeito de acoplamento gerado pelo lintel. Além disso, foram avaliados, também, os efeitos de diferentes intensidades de pré-compressão e de armaduras construtivas no comportamento do painel. A análise dos resultados experimentais foi dividida em duas etapas: aplicação da pré-compressão e aplicação da força horizontal. Na primeira foram verificadas as deformações axiais dos painéis e determinados os correspondentes módulos de deformação longitudinal. Na segunda etapa foram avaliados a rigidez e os efeitos da não-linearidade de forma geral, as deformações ocorridas nos lintéis e nas paredes de cada modelo, assim como em regiões críticas para o surgimento de fissuras, a exemplo dos cantos da abertura e da base das paredes. Além disso, foram realizadas modelagens numéricas de alguns painéis, utilizando-se o método dos elementos finitos, e os resultados obtidos foram comparados com os experimentais. Adicionalmente, foram avaliados alguns modelos simplificados na fase linear do comportamento dos painéis com abertura de porta, assim como na fase não-linear do painel isolado.

Palavras-chave: alvenaria estrutural, modelos reduzidos, ações horizontais, painéis com abertura, experimentação.

ABSTRACT

NASCIMENTO NETO, J. A. *Study of block masonry walls with openings*. São Carlos, 2003. 319p. PhD Thesis - School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo.

The present thesis deals with the behavior of block masonry walls with openings. The development of the work was motivated by a previous study, where the author verified the large influence of the lintels on the behavior of the bracing system of structural masonry buildings. The main aspect of the study was the meticulous evaluation of the coupled effect provided by the lintels. Many experimental tests on third-scale models were carried out to analyze the phenomenon in a qualitative way, without the compromise of determining correlations to the prototypes. Several configurations of isolated walls and panels with door and window openings were tested, evaluating the coupling action provided by the lintels. The effects of different pre-compression values and the presence of constructive steel bars were include in the study. The analysis of the experimental results was performed in two stages: application of the vertical force before the application of horizontal force at the top. In the first stage axial strains were measured with the corresponding assessment of the longitudinal Young modulus of the panels. The second stage included the stiffness computation and the evaluation of the non-linearity in a general sense, the strains on the lintel and the walls, and the critical cracking areas, such as wall's bases and corners. Experimental results were compared with those obtained with Finite Element modeling of the panels. Finally simplified models were presented for the linear phase of walls with openings and the non-linear behavior of the isolated panels.

Keywords: structural masonry, reduced models, horizontal actions, panels with opening, experimental.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Considerações iniciais	1
1.2. Objetivos	3
1.3. Justificativas	4
1.4. Metodologia	6
1.5. Estrutura da tese	6
2 ASPECTOS RELATIVOS A AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL: ESTUDOS APRESENTADOS NA LITERATURA	9
2.1. Modelagem numérica da alvenaria estrutural	9
2.1.1. Tipos de modelos utilizados	9
2.1.2. Aspectos relativos à micro-modelagem	15
2.1.3. O fenômeno da dilatância	21
2.2. Resistência ao cisalhamento da alvenaria	23
2.2.1. Tipos de ensaios adotados	23
2.2.2. Pesquisas desenvolvidas	24
2.3. Painéis em alvenaria estrutural	32
2.3.1. Modos de ruptura	33
2.3.2. Painéis submetidos a forças horizontais	36
2.3.3. Avaliação do comportamento estrutural da alvenaria utilizando-se modelos reduzidos	48
3 ESTUDO EXPERIMENTAL	58
3.1 Considerações iniciais	58
3.2 Modelagem numérica preliminar	60
3.3 Caracterização dos materiais utilizados	63
3.3.1 Análise dimensional e área líquida dos blocos em escala reduzida	64
3.3.2 Argamassa de assentamento	65
3.3.3 Resistência à compressão simples de blocos e prismas	67
3.3.4 Utilização de graute	69
3.3.5 Resistência à compressão simples e ao cisalhamento de pequenas paredes	71
3.3.6 Resistência ao cisalhamento em juntas de argamassa	73
3.3.7 Resistência à tração na flexão em juntas de argamassa	75
3.4 Ensaio piloto realizado	77
3.5 Definição e detalhamento das configurações de ensaios	82
3.5.1 Modificações em relação ao ensaio piloto	82
3.5.2 Configurações de ensaios realizados	83
3.5.3 Determinação dos níveis de pré-compressão utilizados	85
3.5.4 Instrumentação dos painéis	86
3.6 Lajes de concreto	89
3.7 Construção e transporte dos painéis	91
3.8 Preparação do ensaio	94
3.9 Execução dos ensaios	96
3.10 Comentários finais	98
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	100
4.1. Considerações iniciais	100
4.2. Modelos da 1ª configuração de ensaio	102
4.2.1. Modelo PISG1	102

4.2.1.1. Etapa de aplicação da pré-compressão.....	102
4.2.1.2. Etapa de aplicação da força horizontal.....	104
4.2.1.3. Modo de fissuração e tipo de ruptura.....	110
4.2.2. Modelo PICG1.....	112
4.2.2.1. Etapa de aplicação da pré-compressão.....	114
4.2.2.2. Etapa de aplicação da força horizontal.....	115
4.2.2.3. Modo de fissuração e tipo de ruptura.....	121
4.2.3. Comparação entre os modelos.....	123
4.2.4. Conclusões parciais.....	131
4.3. Modelos da 2ª configuração de ensaio.....	132
4.3.1. Modelo PPSG1.....	132
4.3.1.1. Etapa de aplicação da pré-compressão.....	134
4.3.1.2. Etapa de aplicação da força horizontal.....	135
4.3.1.3. Modo de fissuração e tipo de ruptura.....	144
4.3.2. Modelo PPSG2.....	148
4.3.2.1. Etapa de aplicação da pré-compressão.....	148
4.3.2.2. Etapa de aplicação da força horizontal.....	150
4.3.2.3. Modo de fissuração e tipo de ruptura.....	158
4.3.3. Comparação entre os modelos.....	161
4.3.4. Conclusões parciais.....	165
4.4. Modelos da 3ª configuração de ensaios.....	167
4.4.1. Modelo PPCG1.....	167
4.4.1.1. Etapa de aplicação da pré-compressão.....	167
4.4.1.2. Etapa de aplicação da força horizontal.....	169
4.4.1.3. Modo de fissuração e tipo de ruptura.....	176
4.4.2. Modelo PPCG2.....	178
4.4.2.1. Etapa de aplicação da pré-compressão.....	178
4.4.2.2. Etapa de aplicação da força horizontal.....	179
4.4.2.3. Modo de fissuração e tipo de ruptura.....	186
4.4.3. Comparação entre os modelos.....	189
4.4.4. Conclusões parciais.....	193
4.5. Modelos da 4ª configuração de ensaios.....	195
4.5.1. Modelo PJSG1.....	195
4.5.1.1. Etapa de aplicação da pré-compressão.....	195
4.5.1.2. Etapa de aplicação da força horizontal.....	197
4.5.1.3. Modo de fissuração e tipo de ruptura.....	203
4.5.2. Modelo PJSG2.....	205
4.5.2.1. Etapa de aplicação da pré-compressão.....	205
4.5.2.2. Etapa de aplicação da força horizontal.....	207
4.5.2.3. Modo de fissuração e tipo de ruptura.....	213
4.5.3. Comparação entre os modelos.....	215
4.5.4. Conclusões parciais.....	218
4.6. Modelos da 5ª configuração de ensaios.....	220
4.6.1. Modelo PJCG1.....	220
4.6.1.1. Etapa de aplicação da pré-compressão.....	220
4.6.1.2. Etapa de aplicação da força horizontal.....	221
4.6.1.3. Modo de fissuração e tipo de ruptura.....	227
4.6.2. Modelo PJCG2.....	229
4.6.2.1. Etapa de aplicação da pré-compressão.....	229
4.6.2.2. Etapa de aplicação da força horizontal.....	230
4.6.2.3. Modo de fissuração e tipo de ruptura.....	235
4.6.3. Comparação entre os modelos.....	238
4.6.4. Conclusões parciais.....	241
4.7. resumo dos resultados de todos os painéis ensaiados.....	243

4.8. Comentários finais	244
5 MODELAGEM NUMÉRICA E ANÁLISE COMPARATIVA DOS EXPERIMENTOS	246
5.1. Considerações iniciais	246
5.2. Descrição do modelo em elementos finitos utilizado.....	247
5.2.1. Tipo de modelagem adotada	247
5.2.2. Estudo da rede em elementos finitos	248
5.2.3. Critérios de ruptura e plasticidade utilizados na análise não-linear.....	249
5.3. Modelo numérico das paredes (40 x 40) cm².....	252
5.4. Modelagem do painel isolado PISG1	258
5.4.1. Modelo simplificado.....	258
5.4.2. Modelo não-linear em elementos finitos	262
5.5. Modelagem do painel com abertura de porta PPSG1.....	266
5.5.1. Modelos para análise linear	266
5.5.2. Modelo não-linear em elementos finitos	269
5.6. Comparação entre os resultados experimentais	272
5.6.1. Efeitos de acoplamento e da armadura vertical	272
5.6.1.1. Painéis com abertura representativa de porta.....	272
5.6.1.2. Painéis com abertura representativa de janela.....	278
5.6.2. Avaliação da perda de rigidez dos painéis.....	284
5.7. Resumo dos resultados de todos os painéis ensaiados.....	287
5.8. Comentários finais	289
6 CONCLUSÕES	292
6.1. Considerações iniciais	292
6.2. Efeito da pré-compressão	293
6.3. Efeito do grauteamento e da armadura vertical.....	294
6.4. Efeito de acoplamento dos painéis	296
6.5. Aspectos relativos à modelagem numérica	297
6.6. Comentários finais	299
6.7. Continuidade da pesquisa.....	301
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	302
APÊNDICES	311

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Recentemente, a construção civil brasileira tem mostrado crescente interesse pela alvenaria estrutural. Tal sistema construtivo mostra-se competitivo frente à tradicional construção em concreto armado empregada no Brasil. As primeiras edificações foram projetadas e construídas de acordo com códigos normativos estrangeiros, obtendo-se bons resultados quanto aos empreendimentos realizados. Isso pode ter impulsionado a implantação da alvenaria estrutural como sistema construtivo no país, criando uma expectativa quanto à sua utilização. Como exemplo desses empreendimentos pode-se citar, de acordo com Schumacher (2000), a construção, no ano de 1967 em São Paulo, de um edifício de apartamentos de quatro pavimentos como sendo a pioneira no país. A partir daí foram construídos vários outros edifícios sendo que, em 1972, foi construído um edifício de apartamentos com 12 pavimentos, também em São Paulo. O edifício Muriti, que possui dezesseis pavimentos e foi construído em São José dos Campos, pode ser tomado como exemplo das construções dessa época, vide FIGURA 1.1-1. Ainda segundo o autor, em 1985 houve mudanças radicais no projeto e na construção deste tipo de edificação. Essas mudanças possibilitaram a construção de um edifício de apartamentos com 19 pavimentos utilizando-se paredes com espessura de 15 cm. Isto foi resultado da capacidade de se produzir blocos de concreto de elevada resistência, do maior esforço para realização de projetos, e do maior rigor no controle de qualidade, na experimentação e na inspeção. Dessa forma, vários edifícios têm sido projetados e construídos com sucesso utilizando-se este conceito, culminando com a construção de um edifício de 21 pavimentos em São Paulo, atualmente o mais alto do Brasil.



FIGURA 1.1-1 Edifício Muriti em São José dos Campos, SP [Retirado do manual da ABCI (1990)].

Apesar disso, ainda há certo receio por parte de alguns construtores e projetistas em utilizar a alvenaria como opção para o sistema estrutural do edifício, quer por puro preconceito quer por simples desconhecimento. Um dos fatores que contribuiu para a pouca aceitação por parte desses profissionais relaciona-se às experiências feitas por algumas construtoras, que utilizaram a alvenaria estrutural e verificaram o surgimento de várias manifestações patológicas. Esses problemas foram e têm sido solucionados por meio de pesquisas realizadas em algumas universidades brasileiras. A partir destes estudos puderam-se identificar a inadequação do processo de construção, a retração dos blocos de concreto utilizados e a má elaboração de projetos, como algumas das principais causas dessas patologias. Atualmente, esses problemas foram solucionados com o desenvolvimento do processo de construção, a elaboração de projetos mais rigorosos, e a produção de blocos com especial atenção à etapa de cura.

Texto interessante foi publicado na revista *Téchne*¹, do qual se extrai a seguinte parte: “O estigma que define a alvenaria estrutural como um sistema construtivo muito limitado, ou seja, que impõe limites severos para o desenho arquitetônico e impossibilita mudanças de *layout* na planta do apartamento, vem sendo quebrado. Várias construtoras de São Paulo têm utilizado o sistema em alvenaria estrutural na construção de edifícios de alto padrão, nos quais são permitidas alterações na planta dos apartamentos. Isto foi conseguido graças à criatividade dos arquitetos, à evolução dos procedimentos de cálculo e à melhora dos componentes utilizados. Como exemplo, cita-se a construção de um edifício em São Paulo com 14 pavimentos e 1

¹ *Téchne*, São Paulo, edição 75, p.38-43.

subsolo”. De acordo com a publicação na revista, o empreendimento dispõe de apartamentos com 139 m² de área útil e três opções de plantas. A flexibilidade de plantas foi obtida com a utilização de paredes estruturais e de vedação, sendo que quase 50% das paredes do edifício não têm função estrutural. A FIGURA 1.1-2 ilustra a etapa de construção das paredes do edifício.



FIGURA 1.1-2 Construção de edifício com 14 pavimentos [Revista Techne – Edição 75].

Outra importância da alvenaria estrutural que estimula sua aplicação é o reduzido tempo de execução, como resultado do grau de industrialização ao qual se pode chegar, principalmente no caso da alvenaria modularizada, bem como a redução de custos. Estas características estão diretamente relacionadas ao processo construtivo no qual há menos perda de materiais, redução da equipe de operários e possibilidade de utilização de pré-moldados como, por exemplo, vergas, contravergas, contra-marcos e escadas.

O sucesso verificado com as construções pioneiras confirma a viabilidade do emprego da alvenaria estrutural no Brasil, tendo-se o bom senso de adequar tal sistema construtivo à realidade do país. Neste contexto, inserem-se as pesquisas desenvolvidas nas universidades, que, por sua vez, têm a obrigação de estudar e divulgar a aplicação de novas tecnologias. Como resultado direto dessas pesquisas tem-se a construção de edifícios mais modernos, que se adequam às necessidades e inovações impostas pelo mercado, com garantia de sua segurança.

1.2. OBJETIVOS

A presente pesquisa teve por objetivo analisar, teórica e experimentalmente, o comportamento de painéis com abertura constituídos por alvenaria de blocos. Inicialmente, foi estudado o caso de painel isolado submetido a ações horizontais para verificação do comportamento sem a participação do lintel. Em seguida, foi avaliada a interação de paredes

ligadas por lintéis, com variação do tipo de abertura e da intensidade da pré-compressão aplicada, bem como utilizando alvenaria não-armada e com armadura vertical construtiva. Com isso, pretendeu-se investigar a ocorrência e o grau de fissuração tanto do painel isolado quanto do composto, além de avaliar a eficiência do lintel no acréscimo da rigidez do painel composto e a mudança na distribuição dos esforços entre os painéis tratados isoladamente.

Para tanto, foram utilizados modelos reduzidos, abordando-se de modo geral o comportamento estrutural desses painéis, porém sem se comprometer a determinar correlações com protótipos, isto é, sem o objetivo de correlacionar tensões, deformações e deslocamentos do modelo reduzido com o modelo em escala natural. Desse modo, os resultados foram avaliados qualitativa e não quantitativamente. Neste instante, é importante deixar claro que o comportamento observado no modelo pode ser estendido ao protótipo e que esta semelhança está comprovada na literatura.

Como objetivos específicos, podem ser considerados:

- Avaliação do efetivo ganho de rigidez proporcionado pelo lintel, comparando-se o painel isolado com os acoplados;
- Verificação da mudança no comportamento do painel, tal como grau de fissuração e força de ruptura, para duas diferentes intensidades de pré-compressão;
- Identificação do acréscimo na rigidez e da mudança de comportamento do painel quando se utilizam armaduras verticais construtivas;
- Observação do grau e do tipo de fissuração que ocorre no lintel e nos painéis;
- Fornecimento de subsídios, a partir dos vários resultados experimentais obtidos, para o desenvolvimento de análises numéricas mais precisas;
- Avaliação da capacidade de simulação do comportamento experimental de alguns modelos não-lineares disponíveis na biblioteca do programa de análise estrutural Abaqus;
- Avaliação de modelos simplificados na representatividade do comportamento linear dos painéis;
- Apresentação de sugestões para se considerar, simplificada, a perda de rigidez oriunda da fissuração dos painéis.

1.3. JUSTIFICATIVAS

A escolha do sistema construtivo em alvenaria estrutural está se tornando um fato cada vez mais freqüente na construção civil brasileira. À medida que sua utilização vai se difundindo pelo país, há a necessidade do desenvolvimento de pesquisas em que sejam abordados e avaliados os problemas correntes da utilização desse recente² sistema construtivo. Além disso, a

² Recente no sentido cronológico de utilização no país, pois em outros países, como os Estados Unidos, a utilização desse sistema construtivo remonta a 1891, exemplificando-se pela construção do edifício Monadnock, em Chicago, com 16 pavimentos.

difusão da sua utilização contribui para a ousadia dos projetistas e construtores, que contemplam projetos de edifícios cada vez mais altos e com disposição mais complexa³ dos elementos estruturais. Adicionalmente, pode ser dito que a falta de pesquisa tecnológica no Brasil sobre o desempenho estrutural do elemento parede de alvenaria, limita a construção de edifícios em alvenaria estrutural cerâmica não-armada a oito pavimentos. Desse modo, o campo de pesquisa ainda é muito vasto nesta área e deve continuar sendo incentivado para que se possa chegar a critérios adequados quanto ao comportamento desse tipo de estrutura. Para isso, é importante tratar o problema de forma minuciosa e com base teórica sólida, para que se desenvolvam normas consistentes e adequadas ao emprego em projetos seguros e econômicos.

O trabalho ora desenvolvido consistiu na avaliação do efeito de acoplamento causado pela presença de lintéis nos painéis de contraventamento de edifícios em alvenaria estrutural. Tal aspecto foi inicialmente abordado em Nascimento Neto (1999), que analisou a distribuição de esforços em edifícios submetidos a ações horizontais, e detectou o enorme acréscimo de rigidez experimentado pelo sistema de contraventamento quando os lintéis são considerados como elementos integrantes desse sistema. No entanto, essas análises se limitaram às situações de comportamento elástico linear e ao campo teórico, nas quais não foram avaliados os efeitos da não-linearidade física, provocada principalmente pela fissuração do painel. Neste sentido, o estudo aqui desenvolvido procurou investigar de forma detalhada as alterações no comportamento estrutural devido à inclusão do lintel, dando-se destaque à forma de ruptura e ao modo de fissuração. Assim, as discussões e resultados contidos neste trabalho podem ser utilizados como parâmetros para prever o comportamento global de um edifício e para o desenvolvimento de modelos teóricos mais precisos, de modo que o acréscimo de rigidez proporcionado pelos lintéis seja considerado de maneira eficiente e segura.

A utilização dos lintéis como elementos participantes do sistema de contraventamento do edifício possibilita a construção de edifícios mais altos, assim como a redução do número de paredes estruturais para se obter maior flexibilidade nos *layouts* dos apartamentos. Neste caso, deve-se ter o cuidado de avaliar corretamente a distribuição dos esforços, principalmente aqueles oriundos da atuação do vento.

As patologias que ocorrem em paredes estruturais também podem ser consideradas como outro aspecto relacionado à pesquisa. Frequentemente, ocorre fissuração de paredes devido a erros decorrentes do processo de construção, podendo-se citar: a ausência de verga e contraverga nas aberturas e de armaduras construtivas nas paredes. O estudo do comportamento estrutural pode auxiliar na identificação das possíveis manifestações patológicas às quais as paredes estão sujeitas.

³ Dentro dos limites impostos atualmente pelo sistema construtivo.

Com base nisso, o estudo desenvolvido nesta tese procurou avaliar o comportamento de painéis, com e sem abertura, constituídos por alvenaria estrutural de blocos. Foram abordados fatores pertinentes ao desempenho estrutural dos painéis, tais como o início e a propagação da fissuração e as mudanças de rigidez, dando ênfase ao efeito de acoplamento oriundo da presença de lintéis, à mudança no comportamento devido à atuação de diferentes intensidades de pré-compressão, bem como ao efeito de armaduras verticais construtivas. Os painéis estudados foram escolhidos segundo a prática de construção empregada no país, de modo a fornecer subsídios para o projeto estrutural desses elementos.

1.4. METODOLOGIA

Para o desenvolvimento do presente estudo, utilizou-se a técnica de modelos físicos reduzidos na escala 1:3, abordando-se de modo geral o comportamento estrutural desses painéis. As atividades experimentais foram realizadas no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, alternando-se entre painéis com abertura de porta e de janela, segundo a prática de construção empregada no Brasil.

O estudo teórico consistiu numa análise numérica baseada no Método dos Elementos Finitos, aplicada às estruturas de alvenaria, considerando-se comportamento linear bem como não-linear do material, de modo a avaliar: o efetivo ganho de rigidez do painel devido à presença do lintel, a distribuição e o grau de fissuração, e a distribuição das tensões nos painéis.

Inicialmente, realizou-se simulação numérica para se fazer uma análise preliminar da distribuição das tensões. Em seguida, realizou-se ensaio de uma série piloto com dois painéis isolados, de modo a consolidar a metodologia e o detalhamento do plano de instrumentação da série definitiva. Os ensaios definitivos foram constituídos por séries de dois exemplares. Nestes ensaios foram medidas deformações em regiões específicas, de acordo com a modelagem numérica preliminar e o resultado da série piloto. Essas medidas foram realizadas utilizando-se transdutores de deslocamentos e seu armazenamento foi feito em arquivo via sistema de aquisição de dados automatizado.

1.5. ESTRUTURA DA TESE

A tese foi dividida em seis capítulos: introdução, aspectos relativos à avaliação do comportamento estrutural da alvenaria, programa experimental, análise dos resultados experimentais, modelagem numérica e análise comparativa dos experimentos e conclusões.

O segundo capítulo contém informações a respeito dos tipos de modelos numéricos que podem ser empregados na análise da alvenaria estrutural, descrevendo-se com maiores detalhes alguns aspectos relativos à micro-modelagem. Também são abordados assuntos ligados à resistência ao cisalhamento, destacando-se os tipos de ensaios para determinação dessa

característica e as pesquisas desenvolvidas com esse tema. Por fim, comenta-se a respeito do comportamento de painéis submetidos a forças horizontais, detalhando os tipos de ruptura que podem ocorrer, os estudos experimentais desenvolvidos, a utilização de modelos teóricos simplificados para avaliação desse comportamento, bem como o emprego de modelos reduzidos no estudo de painéis submetidos a forças estáticas e dinâmicas.

O terceiro capítulo contém informações relativas à modelagem numérica preliminar, a partir da qual se definiu a instrumentação a ser utilizada nos ensaios dos painéis, assim como os resultados dos ensaios de caracterização, tais como: análise dimensional e área líquida dos blocos em escala reduzida; granulometria da areia utilizada; resistência à compressão simples de blocos, prismas, argamassas e pequenas paredes; resistência ao cisalhamento de pequenas paredes e de juntas de argamassa, além da resistência de juntas à tração na flexão. Também são analisados os resultados obtidos com a série piloto de ensaio. Da mesma forma, são descritas detalhadamente as configurações de ensaios realizados, no que se refere à escolha dos painéis, dos níveis de pré-compressão empregados, e da instrumentação da série definitiva de ensaios. Também são abordados os itens relativos às lajes de concreto utilizadas, à construção e ao transporte dos painéis, bem como à preparação e execução dos ensaios.

O quarto capítulo corresponde à análise dos resultados experimentais. Neste caso, o capítulo está dividido em itens que contêm, inicialmente, as análises individuais de uma configuração. Cada configuração é representada por dois painéis com igual geometria, sendo submetidos a diferentes intensidades de pré-compressão. A análise individual dos painéis foi dividida nos seguintes subitens:

➤ Etapa de aplicação da pré-compressão: são verificadas as deformações axiais dos painéis, bem como determinados seus módulos de deformação a partir do gráfico *tensão x deformação*;

➤ Etapa de aplicação da força horizontal: este item contém a maior parte das análises, no qual são avaliados a rigidez e os efeitos da não-linearidade de forma global e as deformações ocorridas nos lintéis e nas paredes de cada modelo, em regiões consideradas críticas para o surgimento de fissuras, como, por exemplo, os cantos da abertura e da base das paredes. Adicionalmente, é descrita a seqüência do processo de fissuração do painel e definido o tipo de ruptura associado;

Ao final da análise dos painéis de uma mesma configuração de ensaio, realiza-se a comparação entre seus principais resultados, de modo a avaliar os efeitos decorrentes da utilização de distintas intensidades de pré-compressões.

O quinto capítulo corresponde à modelagem numérica dos painéis e a análise comparativa dos resultados. Inicialmente, descreve-se o modelo em elementos finitos utilizado,

discutindo o tipo de modelagem escolhida, o estudo desenvolvido para definição da rede em elementos finitos, bem como os critérios de ruptura e plasticidade disponíveis na biblioteca do Abaqus e utilizados na análise não-linear. Além disso, apresentam-se os resultados da modelagem das paredes (40 x 40) cm² e de um painel isolado, comparando-os aos resultados experimentais. Adicionalmente, apresenta-se um modelo analítico simplificado para obtenção da carga de ruptura dos painéis, e comentam-se as limitações e dificuldades da modelagem numérica utilizada, fornecendo subsídios para o emprego de outros modelos mais adequados. Outro item incorporado às análises é a avaliação do efeito de acoplamento, proveniente da presença do lintel, e dos efeitos do graute e da armadura vertical. Neste caso, são comparados os resultados dos painéis com abertura com aqueles dos painéis isolados.

O sexto e último capítulo contém as conclusões do presente trabalho, nas quais resumem-se os comportamentos observados no ensaio de cada painel. São comentados os aspectos relativos aos efeitos da pré-compressão, assim como da presença da armadura vertical construtiva, na rigidez dos painéis. Além disso, aborda-se sobre o efeito de acoplamento oriundo da presença do lintel, dando-se destaque ao acréscimo de rigidez ocorrido. Destaca-se, também, a capacidade de simulação do comportamento experimental de alguns critérios não-lineares disponíveis no Abaqus. Neste caso, são apontadas as principais dificuldades enfrentadas e a limitação desses critérios para, em seguida, sugerir modelos que, em princípio, podem representar melhor o comportamento experimental. Também são avaliados modelos simplificados para representar a etapa linear do comportamento dos painéis. Por fim, são feitas sugestões para se considerar, de modo simplificado, a perda de rigidez ocasionada pela fissuração dos painéis.

ASPECTOS RELATIVOS A AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA ALVENARIA: ESTUDOS APRESENTADOS NA LITERATURA

2.1. MODELAGEM NUMÉRICA DA ALVENARIA ESTRUTURAL

A modelagem do comportamento da alvenaria estrutural foi e tem sido objeto de estudo de vários pesquisadores, a exemplo de Adrian Page e Paulo Lourenço. Tal sistema estrutural apresenta grandes dificuldades relacionadas à sua simulação numérica devido a uma série de fatores que influenciam seu comportamento, quais sejam: tipo de unidade⁴ utilizada, proporcionamento da argamassa de assentamento, dimensão e forma da unidade, utilização de graute e armadura para reforço, orientação das tensões com relação às juntas horizontais e verticais, processo de execução da alvenaria. Esses fatores contribuem na constituição de um material com comportamento ortotrópico bastante complexo e de difícil avaliação e representação.

2.1.1. Tipos de modelos utilizados

De acordo com Page (1978), em datas anteriores à referida publicação, a maioria das análises considerava a alvenaria como sendo uma associação de unidades e argamassa baseada em suas propriedades médias. Assumia-se, freqüentemente, comportamento elástico e isotrópico para simplificar o problema, e ignorava-se a influência das juntas de argamassa agindo como planos de ruptura. Hipóteses dessa natureza podem ser satisfatórias para prever deformações a baixos níveis de tensões, mas não o são a elevados níveis de tensões quando ocorre considerável redistribuição das mesmas. Tal redistribuição é proveniente do comportamento não-linear do material, predominantemente nas juntas de argamassa, e da ruptura local causada pela perda de aderência entre argamassa e unidade. O estudo apresentado pelo autor, sendo um dos primeiros,

⁴ É comum fazer uso da terminologia “unidade” para denotar, de modo geral, qualquer tipo de tijolo ou bloco utilizado na execução do sistema construtivo em alvenaria.

considera a alvenaria como um material de duas fases constituído por tijolos com comportamento elástico inseridos numa matriz de argamassa inelástica. As características de ruptura na junta, definida pela violação do critério de resistência de aderência à tração ou ao cisalhamento, foram implementadas num programa baseado no Método dos Elementos Finitos, sendo modeladas as propriedades não-lineares da junta e permitida a ocorrência de ruptura progressiva dessa junta.

Ainda segundo o autor, pode-se fazer uma analogia deste tipo de modelagem com aquela realizada em “jointed rock”. Neste caso as juntas são consideradas como elementos de ligação agindo em conjunto com os elementos contínuos. No caso da alvenaria pode-se considerar um contínuo elástico de elementos de tijolos dispostos entre um arranjo regular de elementos de junta ou ligação. O elemento junta da argamassa tem baixa resistência à tração, alta resistência à compressão, e uma resistência ao cisalhamento que é função da aderência e da tensão de compressão atuante. Desse modo, as características não-lineares do modelo da alvenaria são baseadas nas características de deformações não-lineares das juntas sob cisalhamento e compressão, além da ruptura local e do escorregamento que ocorre nessas juntas. O comportamento de um painel de alvenaria, em seu plano médio, é então modelado utilizando-se um contínuo de elementos de estado plano de tensões com elementos de ligação superpostos para simular as juntas de argamassa. Os tijolos são modelados com os elementos regulares de estado plano de tensão com quatro graus de liberdade internos e propriedades elásticas e isotrópicas. A FIGURA 2-1 ilustra uma subdivisão típica desses elementos finitos.

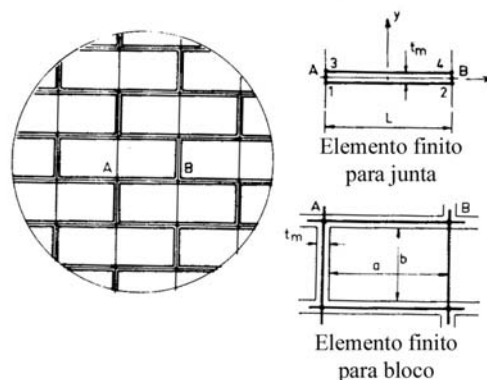


FIGURA 2-1 Subdivisão típica de elementos finitos [Adaptado de Page (1978)].

O modelo foi avaliado comparando-se seus resultados com aqueles obtidos experimentalmente em ensaio de flexão no plano de um painel. A distribuição de tensões foi reproduzida com razoável grau de precisão, mesmo no caso de elevados carregamentos quando ocorre substancial redistribuição de tensões. O autor comenta que a utilização do conceito de elemento junta possibilita a reprodução de várias características não-lineares da alvenaria a partir de propriedades definidas em ensaios uniaxiais, eliminando-se a necessidade de realização

de ensaios biaxiais que são mais complexos. Informações mais detalhadas a respeito do elemento junta podem ser encontradas em Page (1978).

O comportamento estrutural da alvenaria também foi avaliado por estudos apresentados em Hamid (1981). O trabalho consistiu no emprego de um critério de ruptura baseado na Teoria de Hoffman a qual leva em consideração o comportamento biaxial do material. Segundo o autor, para que se possa formular um critério para alvenaria é necessário levar em consideração o comportamento sob o estado biaxial de tensões e seus possíveis modos de ruptura, quais sejam: cisalhamento ao longo das juntas horizontais e verticais críticas; e ruptura por tração do bloco, argamassa, e graute, ou ambos. Além disso, a ruptura por cisalhamento deve considerar o efeito da tensão de compressão perpendicular ao plano de escorregamento devido à sua grande influência na resistência ao cisalhamento do conjunto.

As teorias de ruptura baseadas no comportamento isotrópico do material não são aplicáveis à alvenaria por serem conceituadas no invariante do estado de tensões, onde a orientação das tensões não produz efeito algum na resistência. No caso de blocos vazados, o grauteamento prover uma continuidade parcial reduzindo o grau de anisotropia do conjunto e, neste caso, o comportamento isotrópico pode levar a bons resultados dependendo das características do bloco e do graute.

Diante dessas avaliações, o critério original de Hoffman foi modificado com o intuito de levar em consideração o efeito das tensões de compressão na resistência ao cisalhamento, tanto nas juntas horizontais quanto nas juntas verticais, bem como considerar a interação entre bloco, argamassa e graute na resistência à tração. O modelo foi avaliado comparando-se seus resultados com estudos experimentais de prismas grauteados e não-grauteados constituídos por blocos vazados de concreto. Os estudos experimentais foram realizados com diferentes estados de tensões (tração e compressão axiais) e variando-se a direção das juntas. Além dos estudos experimentais, o modelo foi avaliado com outros dois modelos teóricos: teoria da máxima tensão⁵ e teoria de Hill-Tasia⁵, que não levam em consideração a relação entre resistência ao cisalhamento e tensão de compressão.

Segundo o estudo, o modelo proposto apresentou resultados mais próximos dos experimentais no caso de compressão axial, tanto para prismas grauteados quanto para prismas não-grauteados. No entanto, o modelo original de Hoffman apresentou resultados mais condizentes com o experimento no caso de tração axial. Além disso, verificou-se que o critério proposto não previu apenas a tensão máxima da alvenaria sob o estado biaxial de tensões, mas também seu modo de ruptura. Mesmo o modelo apresentando resultados satisfatórios no caso de prismas, o autor recomenda que sejam feitas avaliações com resultados de testes em painéis

⁵ Maiores detalhes a respeito dessas teorias podem ser obtidos em Jones (1975).

constituídos por distintas combinações de materiais antes que sua aplicação geral seja recomendada.

Um tipo de modelagem bastante interessante é apresentado em Riddington (1994). Os tijolos e argamassas são representados por diferentes elementos, os quais permitem a utilização das características de cada material separadamente. Desenvolveu-se um programa que utiliza elementos retangulares de estado plano de tensões com quatro nós, onde a interface unidade/argamassa é representada por uma série de elementos de ligação como ilustrado na FIGURA 2-2. Cada elemento de ligação é um elemento linear fictício com comprimento nulo e rigidez elevada que une um nó pertencente à unidade com o nó oposto da argamassa ao longo de uma interface. A modificação na rigidez dos elementos de ligação constitui um meio de simular a fissuração e o escorregamento ao longo das interfaces unidade/argamassa.

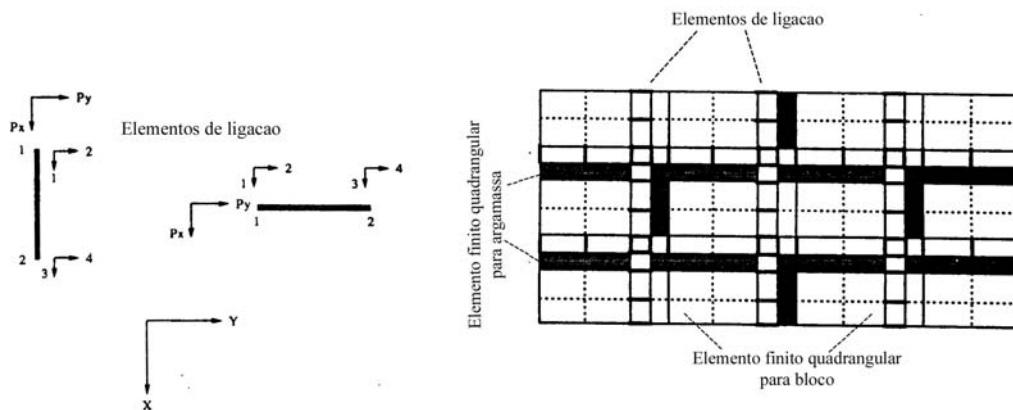


FIGURA 2-2 Segmento típico de parede com os elementos de ligação [Adaptado de Riddington (1994)].

Dois tipos de não-linearidades são utilizados pelo modelo: não-linearidade devido à progressão da ruptura (fissuração); e a não-linearidade material da argamassa. Segundo o autor, para o nível de tensões às quais os painéis estão submetidos, é razoável assumir comportamento linear para os tijolos e não-linear para a argamassa. Este comportamento não-linear deve ser levado em consideração para que se possa prever adequadamente a capacidade última de compressão do painel.

Quanto aos critérios de ruptura, o modelo contempla os seguintes:

- Ruptura por tração do tijolo;
- Ruptura por tração da argamassa;
- Ruptura na interface unidade/argamassa: definida pelo escorregamento sob cisalhamento e pela aderência na tração.

A validade do programa foi testada mediante comparação com estudos experimentais de painéis submetidos a esforços de compressão aplicando-se a carga vertical de três formas

distintas. Foram utilizados dois tipos de modelagem: uma considerando a não-linearidade física da argamassa e outra sem a consideração da mesma. Os resultados obtidos ilustram a boa precisão do modelo numérico para determinação da carga de ruptura quando se inclui a não-linearidade da argamassa. A não consideração dessa não-linearidade implica na obtenção de uma carga de ruptura superestimada. A validação do modelo foi testada, também, desenvolvendo-se um estudo com a variação da espessura das juntas de argamassa e alterações nos valores de resistência à tração, à compressão e módulo de deformação dos tijolos. Assim como em resultados apresentados na literatura, verificou-se que a resistência à compressão dos painéis diminui com o aumento da espessura da junta e aumenta com o acréscimo da resistência à tração do tijolo.

Uma nova tendência para a modelagem da alvenaria, baseado na Mecânica da Fratura, tem sido avaliada por alguns pesquisadores. Neste âmbito cita-se Ghosh (1994) que utilizou critérios de Mecânica da Fratura disponíveis na biblioteca do pacote de programas Abaqus Versão 5.2. Foi desenvolvida uma modelagem plana em elementos finitos considerando-se as unidades e a argamassa como elementos contínuos distintos. O modelo de material empregado foi o “concrete” o qual leva em consideração o comportamento em estado biaxial de tensões. O critério de fratura foi aplicado à interface unidade/argamassa na tentativa de se ter um maior controle quanto ao surgimento de fissuras provenientes da perda por aderência na tração. Ocorrendo essa perda de aderência as interfaces interagem segundo o modelo clássico de atrito de Coulomb. O autor alerta para a consideração do coeficiente “ a_0 ” do modelo “concrete”. Tal coeficiente, definido como o quociente entre a carga última sob compressão biaxial e a carga última sob compressão uniaxial, é um dado fornecido ao programa. O alerta incide no fato de não existirem resultados experimentais dessa natureza para tijolos maciços e argamassa, e na adoção inadequada de um valor para esse coeficiente resultando numa má representatividade do comportamento estrutural. No caso do concreto, utiliza-se um valor típico igual a 1,16.

No trabalho não foi apresentada aplicação desse modelo, não permitindo avaliá-lo quanto à sua eficiência e qualidade para representar o comportamento da alvenaria. É oportuno fazer alguns comentários sobre a utilização desse modelo com o programa Abaqus:

- Há a necessidade de utilização de modelos com elementos de contato, o que ocasiona a geração de uma rede em elementos finitos bastante refinada.
- Neste caso pode-se considerar que a aplicação do modelo resume-se a corpos-de-prova como prismas e pequenas paredes (utilizados na caracterização do material alvenaria), pois em estruturas maiores como painéis o esforço computacional necessário torna, provavelmente, injustificável sua aplicação.

Estudos mais elaborados relativos à modelagem numérica da alvenaria podem ser encontrados em Lourenço (1996). Segundo o autor pode-se classificar a modelagem da

alvenaria em três tipos básicos: micro-modelagem detalhada, micro-modelagem simplificada e macro-modelagem. A micro-modelagem detalhada consiste na discretização isolada dos componentes constituintes da alvenaria: as unidades e juntas de argamassa são discretizadas por elementos finitos contínuos e a interface unidade/argamassa por elementos descontínuos, FIGURA 2-3(b). Neste caso, leva-se em consideração o módulo de deformação, o coeficiente de Poisson e, opcionalmente, as propriedades inelásticas tanto da unidade quanto da argamassa. Na micro-modelagem simplificada consideram-se elementos contínuos para as unidades e elementos descontínuos para a interface, FIGURA 2-3(c). Neste tipo de modelagem cada junta, que representa a junta de argamassa e duas interfaces unidade/argamassa, é associada a uma interface média enquanto que as unidades são expandidas de modo a manter a geometria inalterada. A alvenaria é considerada como um grupo de unidades elásticas aderidas às juntas por linhas potenciais de fratura e/ou escorregamento, de modo que toda não-linearidade do problema é atribuída à junta. Finalmente, a macro-modelagem consiste na representação de uma porção da alvenaria por um único elemento finito contínuo que leva em consideração as propriedades ortotrópicas do material composto, FIGURA 2-3(d).

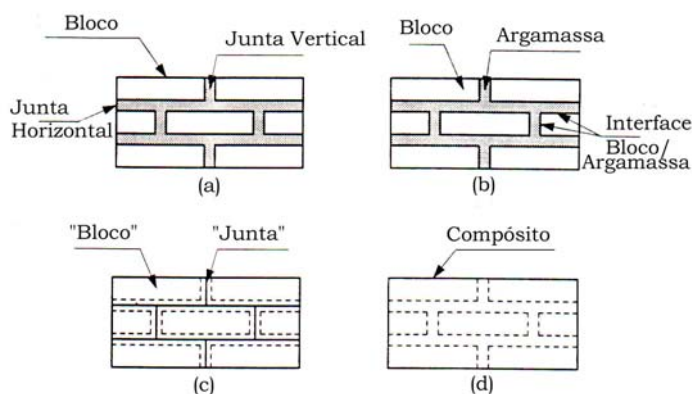


FIGURA 2-3 Modelagens numéricas típicas para alvenaria estrutural [adaptado de Lourenço (1996)]: (a) Trecho de uma estrutura em alvenaria; (b) Micro-modelagem detalhada; (c) Micro-modelagem simplificada; (d) Macro-modelagem.

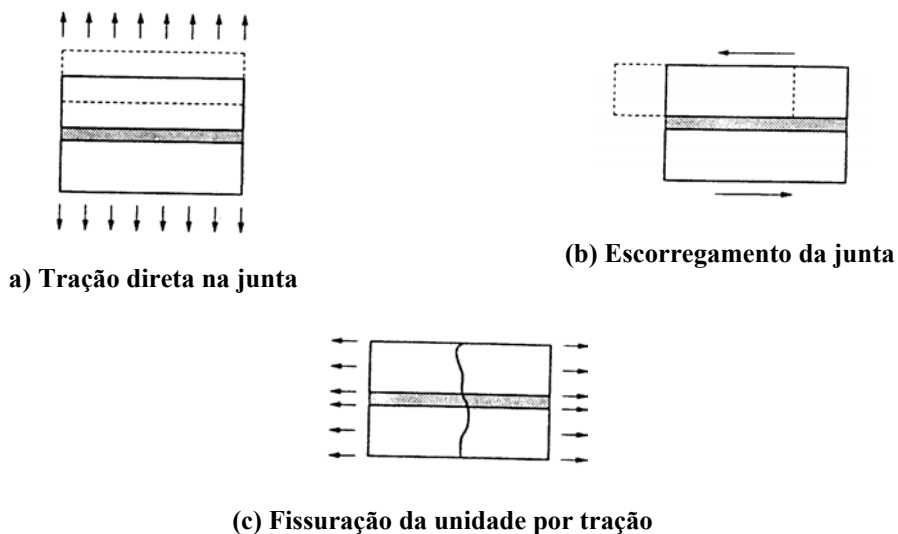
Não se pode afirmar que um tipo modelagem é preferível dentre as apresentadas porque há distintos campos de aplicação para cada uma delas. Segundo o autor, a micro-modelagem é bastante interessante sob o aspecto de uma investigação local do comportamento, mas também pode ser aplicada em sistemas estruturais mais modernos como aqueles com blocos de concreto e sílico-calcário, onde aberturas de portas e janelas formam, freqüentemente, “piers”⁶ curtos que contém poucas unidades de bloco ao longo do comprimento. Neste caso o comportamento do painel é totalmente dependente do “pier”, de modo que se torna bastante

⁶ Denomina-se “pier” a porção da alvenaria, desde a base até o topo, limitada pelas aberturas de porta e/ou janela.

interessante uma modelagem individual dos blocos e das juntas. Os macro-modelos são aplicáveis quando a estrutura é composta por painéis sólidos com dimensões suficientemente grandes de modo que as tensões através ou ao longo de um macro-comprimento sejam essencialmente uniformes. Além disso, esse tipo de modelagem é um pouco mais prático por apresentar menor tempo de processamento assim como uma malha mais simples em elementos finitos. Maiores detalhes a respeito da modelagem da alvenaria tais como aspectos do comportamento de amolecimento (softening), propriedades necessárias das unidades e da argamassa e propriedades da interface unidade/argamassa, podem ser encontrados em Lourenço (1996).

2.1.2. Aspectos relativos à micro-modelagem

Devido à posição adotada, neste trabalho, de se investigar detalhadamente o comportamento dos painéis, optou-se por realizar análises numéricas utilizando-se a estratégia da micro-modelagem detalhada. Para que tal modelagem possa ser utilizada em toda sua capacidade de simulação do problema, faz-se necessária a contemplação de todos os tipos básicos de mecanismos de ruptura característicos da alvenaria. Tais mecanismos compreendem, de acordo com Lourenço (1996): fissuração da junta por tração direta; escorregamento ao longo das juntas horizontal ou vertical sob baixos valores de tensões normais; fissuração das unidades por tração direta; fissuras de tração diagonal nas unidades quando há intensidades de tensões normais suficientes para desenvolver atrito nas juntas; esmagamento da unidade, que é comumente identificado com separação das unidades sob tração como resultado da dilatação da argamassa a altas intensidades das tensões normais. A FIGURA 2-4 ilustra de forma esquemática esses mecanismos.



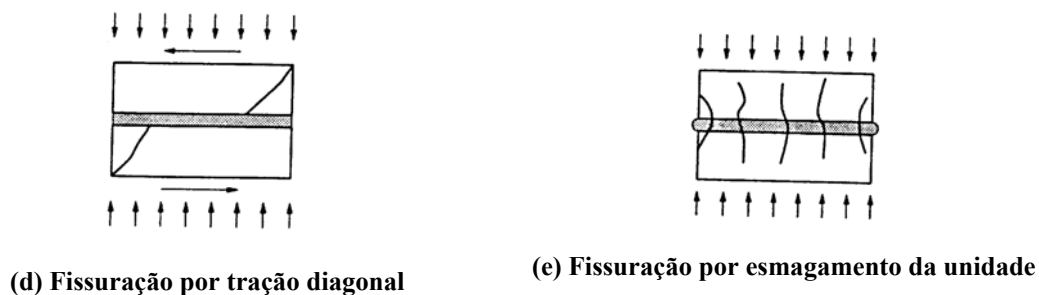


FIGURA 2-4 Mecanismos de ruptura da alvenaria
[adaptado de Lourenço (1996)].

Dentre os mecanismos apresentados anteriormente, torna-se necessário comentar mais detalhadamente aqueles que se relacionam com o comportamento da interface unidade/argamassa por ser esta a região mais frágil do material alvenaria. Os fenômenos associados à interface podem ser representados pelos seguintes mecanismos: tração direta na junta e escorregamento ao longo da junta a baixas intensidades de tensões normais.

Sob o aspecto do mecanismo de tração direta podem ser citados alguns ensaios apresentados em Pluijm (1992)⁷ relativos a corpos-de-prova constituídos por unidades em tijolos maciços e sílico-calcário. Os resultados apresentaram uma resistência de aderência à tração variando entre 0,3 e 0,9 MPa, de acordo com o tipo de combinação unidade/argamassa. Um fato bastante interessante relaciona-se aos corpos-de-prova ensaiados, onde se observou que a área de aderência era menor que a área da seção transversal do corpo-de-prova. Verificou-se que a área de aderência concentrou-se na região interior, o que pode ser resultado da atuação combinada de retração da argamassa e do processo de assentamento das unidades. O autor estima, no caso de paredes constituídas por tijolos maciços, uma superfície total de aderência em torno de 59% da área da seção transversal. Desse modo, como no caso de unidades vazadas, aos tijolos maciços poderia, a princípio, ser associada uma área líquida. Esses resultados demonstram algumas influências no comportamento estrutural da alvenaria provenientes do processo de execução.

Quanto ao aspecto do mecanismo de escorregamento na junta, o que está diretamente relacionado com a resistência ao cisalhamento, pode-se citar Pluijm (1993)⁶ que utilizou os mesmos tipos de unidades dos ensaios de tração. Neste caso aplicaram-se três níveis de pré-compressão: 0,1, 0,5 e 1,0 MPa. Os valores de coesão inicial variaram entre 0,1 e 1,8 MPa. No caso do ângulo de atrito interno ϕ_0 , associado ao modelo de atrito de Coulomb e considerado como $\tan \phi_0$, obteve-se uma variação entre 0,7 e 1,2, para diferentes combinações unidade/argamassa. O ângulo de atrito interno residual⁸ ϕ_r , também considerado como $\tan \phi_r$, resultou num valor aproximadamente constante e igual a 0,75. Um fenômeno de extrema

⁷ Apud Lourenço (1996).

⁸ O atrito interno residual refere-se ao Critério de Coulomb após a ocorrência do deslizamento.

importância associado ao comportamento sob cisalhamento é a dilatância. Sua intensidade é avaliada pelo ângulo de dilatância ψ que mede a “penetração” de uma unidade sobre a outra sob cisalhamento. Verificou-se, neste caso, que a dilatância depende do nível de tensões de confinamento. No caso de pressões de confinamento baixas, o valor médio de $\tan \psi$ variou entre 0,2 e 0,7, dependendo da rugosidade apresentada pela superfície da unidade. Para altas pressões de confinamento, $\tan \psi$ decresce a zero. Também se observou que a partir do crescimento do escorregamento, $\tan \psi$ decresce a zero devido ao espalhamento da superfície formada pela ruptura por cisalhamento.

Os possíveis mecanismos de ruptura que podem ocorrer em painéis de alvenaria, também foram objeto de estudo em Andraus (1996). Os modelos utilizados consideram a alvenaria sob estado biaxial de tensões, caracterizado por tensões normais e paralelas às juntas horizontais e tensões de cisalhamento, FIGURA 2-5.

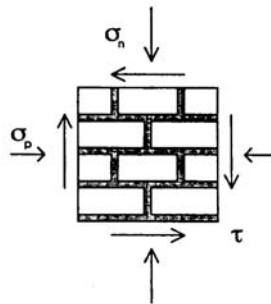


FIGURA 2-5 Estado de tensões nos painéis de alvenaria.

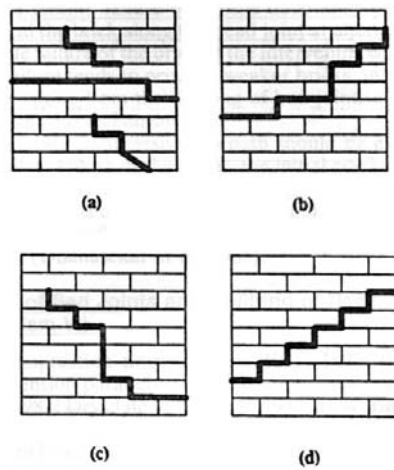
O estudo desenvolvido consiste na aplicação de critérios de ruptura, bastante conhecidos na literatura, na análise de painéis de alvenaria estrutural. Os critérios estudados (Mohr-Coulomb, Saint Venant e Navier) foram utilizados na previsão do estado de tensões, ao qual podem ser associados três modos fundamentais de ruptura: escorregamento das juntas de argamassa, fissuração dos tijolos e separação das juntas, e separação no plano médio do painel. A lei de atrito de Mohr-Coulomb foi levemente modificada para levar em consideração a dependência não-linear da resistência ao cisalhamento com a tensão normal em elevados níveis de compressão. A aplicação do critério da máxima deformação por tração (Saint Venant) necessitou da suposição da elasticidade ortotrópica não-simétrica e da hipótese de ruptura elasto-frágil para o material. O critério da máxima tensão de compressão (Navier) foi aplicado com a suposição conservativa de não dependência entre resistências de compressão na direção das juntas horizontais e verticais.

Os critérios de ruptura utilizados foram avaliados mediante comparação com resultados experimentais encontrados na literatura. Esses resultados foram coletados de modo a definir aproximadamente, em parâmetros adimensionais, a variação da intensidade das tensões

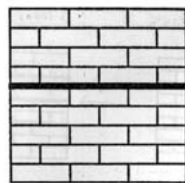
onde ocorrem os diferentes modos de ruptura. Tal avaliação demonstrou a boa representatividade obtida com os critérios, impostos os seguintes limites: painéis com pequenas dimensões, espessura simples, unidades sólidas, juntas regulares de alvenaria, e cargas no plano do painel. A esses critérios foram associados dez mecanismos de ruptura relativos às juntas de argamassa e às unidades de alvenaria, conforme apresentado na Tabela 2.1-1 e ilustrado pelas FIGURA 2-6.

Tabela 2.1-1 – Critérios de ruptura estudados por Andreus (1996).

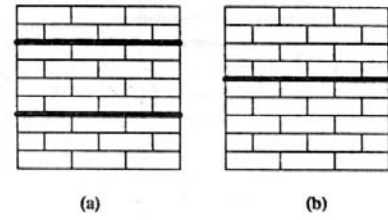
Tipo de Mecanismo	Nível da Intensidade dos Esforços					Tipos de fissura e/ou ruptura	Figuras correspondentes	Descrição dos níveis de intensidade dos esforços e observações
	Cisalhamento	Compressão		Tração				
		normal	paralela	normal	paralela			
I	1	1	----	----	----	Fissuras em forma de escada nas juntas de argamassa	Figura 2-6-1(a) Figuras 2-6-1(b) e (c)	Números iguais: mesma ordem de grandeza. Intensidade dos esforços: 1 – Baixa; 2 – Média; 3 – Alta.
	2	1	----	----	----			
	2	----	----	1	1			
II	3	1	3	----	----	Plano normal ao plano do painel	Figuras 2-6-2	As fissuras escalonadas do mecanismo VI ocorrem nos casos de painéis constituídos por blocos de alta resistência e argamassas de baixa resistência.
III	1	----	----	3	1	Ruptura última	Figura 2-6-3	
	3	1	3	----	----			
IV	1 - 3	1 - 3	----	1 - 3	----	Ruptura mista cisalhamento-separação	Figura 2-6-4	
	1	2	2	----	----			
V	----	2	----	----	----	Fissuras se propagando através das unidades e das juntas verticais	Figura 2-6-5(a) Figura 2-6-5(b) Figuras 2-6-5(c) e (d)	O mecanismo IV pode ser considerado como um caso intermediário entre os mecanismos I e X.
	----	----	----	----	2			
	----	3	1	----	1			
VI	----	2	----	----	----	Fissuras idênticas às do mecanismo V ou em forma escalonada	Figura 2-6-6	
	----	----	----	----	2			
VII	----	----	2	----	----	Ruptura em um plano normal ao do painel	Figura 2-6-7(a) Figura 2-6-7(b)	
	----	----	----	2	----			
VIII	3	----	----	1	3	Ruptura em forma de zig-zag por fissuração e escorregamento	Figura 2-6-8(a) Figura 2-6-8(b)	
	2	----	----	2	2			
IX	----	----	----	----	----	----	Figura 2-6-9	
X	1	3	3	----	----	Destacamento no plano médio	Figura 2-6-10	



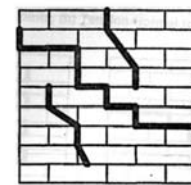
1 - Mecanismo I.



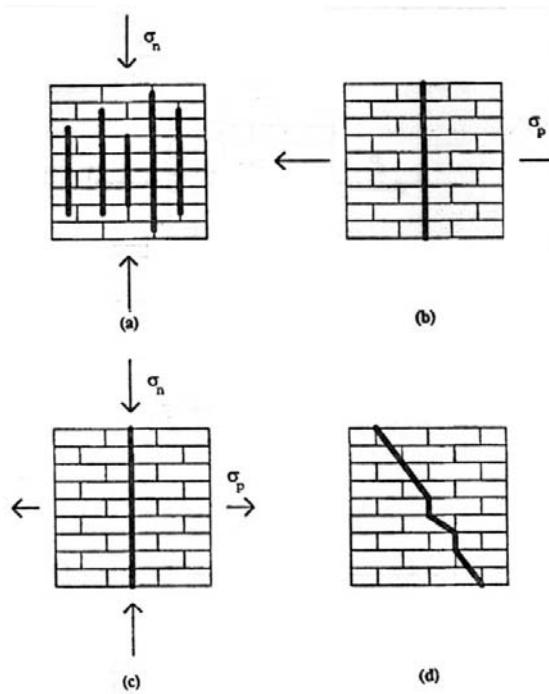
3 - Mecanismo III.



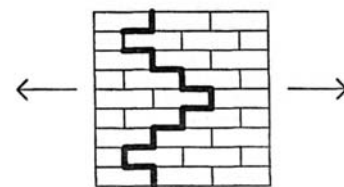
2 - Mecanismo II.



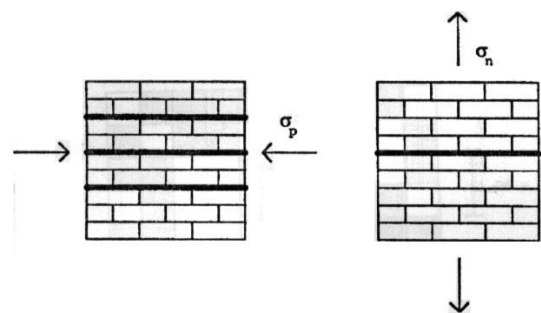
4 - Mecanismo IV.



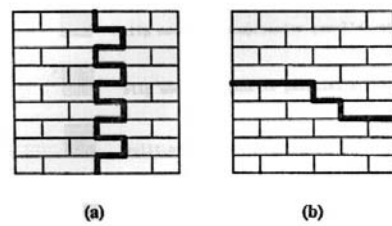
5 - Mecanismo V.



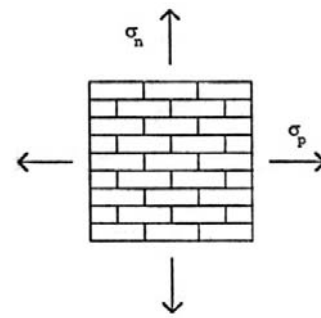
6 - Mecanismo VI.



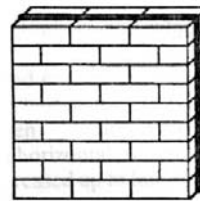
7 - Mecanismo VII.



8 - Mecanismo VIII.



9 - Mecanismo IX.



10 - Mecanismo X.

FIGURA 2-6 Mecanismos de ruptura associados ao modelo apresentado em Andraeus (1996).

2.1.3. O fenômeno da dilatância

O fenômeno da dilatância no comportamento da alvenaria, como comentado no item anterior, pode ser atribuído à argamassa e associado a uma tendência de aumento do volume quando a mesma se deforma sob solicitações tangenciais, podendo ser considerado pelo ângulo de dilatância ψ . Segundo estudos apresentados em Pluijm (1993)⁹, esse ângulo de dilatância tende a zero com o acréscimo da deformação de cisalhamento plástica (escorregamento) e com o acréscimo das tensões normais de confinamento. Lourenço (1996) comenta que esses dois fenômenos ocorrem freqüentemente combinados, principalmente no caso de alvenaria confinada, porque escorregamento com dilatância necessariamente induzem tensões de compressão normal. O autor também comenta que é esperada a atuação combinada desses dois fatores produzindo uma degradação rápida da dilatância. Por esta razão, o ângulo de dilatância ψ pode ser tomado igual a zero.

Um exemplo bastante interessante e ilustrativo dos efeitos causados pela simulação numérica da dilatância no comportamento de painéis é apresentado em Lourenço (1996). Foi feita uma comparação entre os resultados numéricos obtidos considerando-se dois valores do ângulo de dilatância: $\tan \psi = 0,0$ e $\tan \psi = 0,4$. A FIGURA 2-7 apresenta a comparação entre os diagramas força-deslocamento para as duas modelagens, verificando-se a grande influência da

⁹ Apud LOURENÇO (1996).

dilatância. No caso de $\tan \psi = 0,4$, a força de ruptura é 1,5 vezes maior para os painéis com abertura e 2,5 vezes maior para os painéis sem abertura. Os resultados para o painel sem abertura são mais interessantes porque o travamento oriundo do confinamento é tão forte que chega a desprever o painel das fissuras diagonais. Neste caso, a ruptura é governada apenas pelo “softening” de compressão e, dado que a distribuição de tensões é, na essência, contínua, há um acréscimo impressionante de 150% na resistência do painel.

A apresentação deste exemplo demonstra a importância de uma adequada consideração do fenômeno da dilatância na realização de uma micro-modelagem cujo efeito pode, inclusive, alterar o modo de ruptura dos painéis. Caso não seja possível considerar-se adequadamente tal efeito, o autor recomenda a utilização do valor de $\tan \psi$ igual a zero.

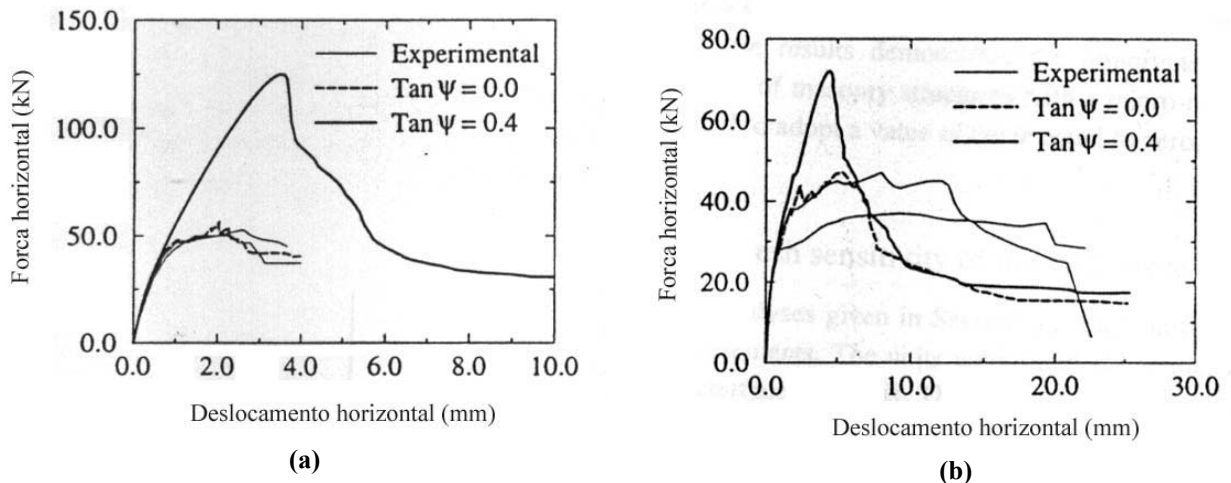


FIGURA 2-7 Influência do ângulo de dilatância na resposta estrutural: (a) Painéis J4D e J5D (sem abertura); (b) Painéis JG (com abertura) [adaptado de LOURENÇO (1996)].

Um trabalho que considera o efeito da dilatância foi desenvolvido por Zijl (2001). A análise consistiu na investigação numérica do colapso de painéis em alvenaria¹⁰ submetidos a solicitação cisalhamento-compressão. Neste tipo de modelagem, deve-se tomar cuidado no que se refere a consideração do fenômeno da dilatância. Para evitar o problema da superestimação da resistência, o autor propôs uma formulação consistente que ilustra o efeito da dilatância no comportamento sob cisalhamento-compressão. Foram utilizados dois tipos de modelagens apresentadas em Lourenço (1996): a micro-modelagem simplificada ou modelo discreto e a macro-modelagem ou modelo contínuo.¹¹ Os critérios de ruptura utilizados também são baseados nos critérios de Plasticidade apresentados em Lourenço (1996), com a diferença da consideração da dilatância na formulação. Os resultados do modelo discreto proposto são comparados aos de painéis com abertura submetidos a força horizontal, onde se verificou boa

¹⁰ Os painéis são constituídos por alvenaria de tijolos maciços.

¹¹ Esses tipos de modelagens foram comentados no item 2.1.1.

aproximação quanto ao modo de ruptura dos painéis. Da mesma forma, a rigidez, a força última e a resistência do painel foram simulados adequadamente pelo modelo.

Um ponto de extrema importância e consistência na modelagem é a consideração do efeito da dilatação. Esse fenômeno foi identificado como a principal causa do crescimento da resistência ao cisalhamento, e sua inadequada modelagem pode superestimar a resistência do painel.¹² Uma aproximação segura e conservativa é considerar nulo o coeficiente de dilatação, de modo que se desconsidera o ganho de resistência e rigidez.

2.2. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DA ALVENARIA

Um dos fatores que mais influenciam no comportamento de painéis em alvenaria estrutural é a resistência ao cisalhamento da junta. Como comentado em itens anteriores, sem a correta simulação desse efeito no modelo numérico a representatividade do comportamento real não será adequada. Neste caso faz-se necessária uma avaliação dos métodos de ensaio para obtenção dos parâmetros pertinentes a essa característica, de modo que se tenha total confiança nos resultados obtidos. Efeitos típicos, como a flexão da junta durante o ensaio e a não-uniformidade na distribuição das tensões ao longo da junta, podem alterar significativamente os resultados. Métodos para determinação da resistência ao cisalhamento foram propostos por vários pesquisadores, no entanto ainda não é consenso que este ou outro método seja considerado como ideal para adoção em normas específicas, quer por complexidade em sua execução quer por metodologia menos apropriada. No entanto, há a concordância que o critério de Coulomb representa de forma adequada o comportamento das juntas de alvenaria no que se refere à relação entre tensões de cisalhamento e de compressão, até um limite de 2 MPa para a compressão.

2.2.1. Tipos de ensaios adotados

A determinação da resistência ao cisalhamento da alvenaria pode ser feita de três modos: utilizando prismas de dois blocos, prismas de três blocos, prismas de quatro blocos, e pequenas paredes.

Com relação aos ensaios de prismas de dois blocos, prismas de três blocos e quadripletas, o que se determina é a resistência de aderência ao cisalhamento da junta. A utilização de prismas com e sem pré-compressão resulta na determinação da curva de Coulomb, onde se obtém a coesão, no caso de prismas sem pré-compressão, e o ângulo de atrito, determinado a partir da aproximação linear dos resultados de prismas com pré-compressão. Mesmo sabendo-se que a resistência nas juntas de painéis em alvenaria é maior que a resistência

¹² Como havia sido identificado em Lourenço (1996).

determinada em ensaio com prismas, adota-se a curva de Coulomb obtida por esses ensaios para desenvolverem-se análises numéricas.

Outro tipo de ensaio que pode ser realizado é a compressão diagonal de pequenas paredes. As paredes têm formato quadrangular com dimensões predefinidas e são submetidas a forças de compressão na direção de uma das diagonais. Este ensaio é indicado para determinação do módulo de deformação transversal G da alvenaria, mas uma avaliação um pouco mais cuidadosa pode revelar que a resistência ao cisalhamento obtida segundo este ensaio apresenta valores maiores que os obtidos com prismas, segundo Collantes et al. (1994). Isto ocorre por que o ensaio com parede constituiu efetivamente uma porção de alvenaria submetida a um estado de cisalhamento puro com menos condições de contorno influenciando o resultado, enquanto que no caso de prismas além de se determinar a resistência da junta, e não da alvenaria, há uma quantidade maior de fatores que intervêm no resultado. Apesar disso e pela maior simplicidade, o ensaio com prismas é o mais indicado para determinação da curva de Coulomb.

2.2.2. Pesquisas desenvolvidas

Como a resistência ao cisalhamento é de fundamental importância para que sejam realizadas análises teóricas de boa qualidade, julgou-se pertinente um estudo bastante amplo no que se refere aos métodos para determinação dessa característica intrínseca ao material alvenaria.

Um estudo desenvolvido por Hamid (1979) consistiu na avaliação da resistência ao cisalhamento em juntas de argamassa de prismas constituídos por blocos vazados de concreto. Avaliaram-se o efeito do tipo de argamassa, da resistência do graute, e do reforço da junta horizontal nas características de resistência ao cisalhamento, aplicando-se diferentes intensidades de pré-compressão. Foi testado um total de 46 corpos-de-prova, do tipo quadripleta, dentre os quais 26 foram grauteados com três valores distintos de resistência do graute. A FIGURA 2-8 ilustra o aparato de ensaio utilizado.

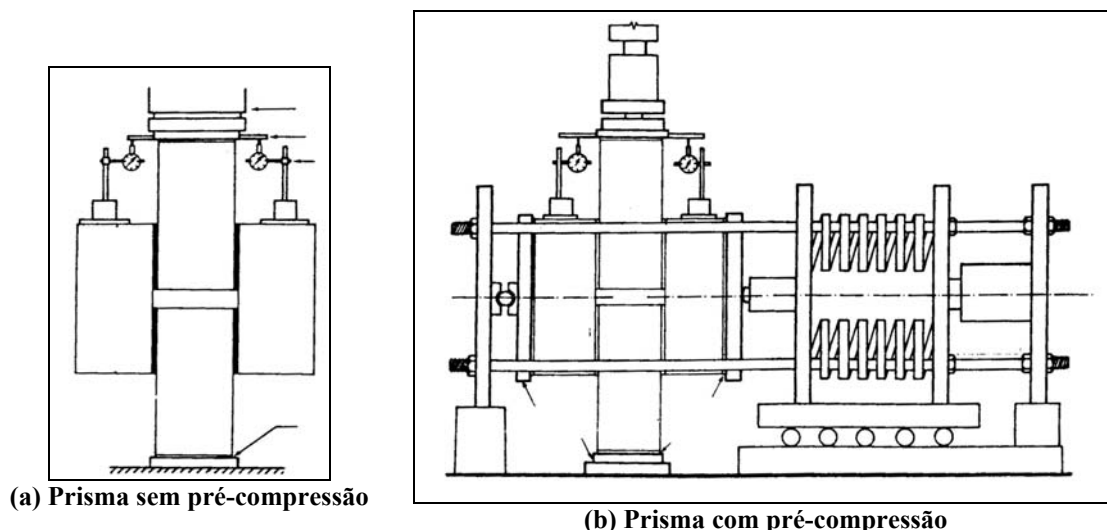


FIGURA 2-8 Aparato para ensaio de cisalhamento em prismas [HAMID (1979)].

Segundo os resultados do ensaio, observou-se um efeito importante no modo de ruptura para o caso de prismas sem pré-compressão: a ruptura ocorria na junta correspondente ao último bloco assentado, o que indica a sensibilidade da aderência da argamassa a qualquer compressão perpendicular a junta, mesmo que seja relativa apenas ao peso da fiada superior. Sob pré-compressão essa tendência de ruptura inexistiu tanto para prismas grauteados quanto não-grauteados. Além disso, percebeu-se que a resistência de aderência ao cisalhamento não é função apenas das propriedades mecânicas da argamassa e do bloco (resistência à compressão), mas também o é das propriedades físicas como rugosidade da superfície e taxa inicial de absorção IRA⁽¹³⁾. Para o caso da combinação de materiais utilizada no estudo, obteve-se uma relação entre a resistência de aderência ao cisalhamento da junta τ_0 e a resistência à compressão da argamassa σ_{cm} :

$$\tau_0 = k \cdot (\sigma_{cm})^{1/4} \quad \text{Equação 2.2-1}$$

em que $k = 9,6$. A raiz quarta ilustra a pequena influência que a resistência à compressão da argamassa exerce na resistência ao cisalhamento. Além disso, o coeficiente k deve, aparentemente, variar com as propriedades físicas dos blocos.

Uma observação importante feita pelo autor refere-se a grande variabilidade no resultado desses ensaios. O máximo coeficiente de variação obtido foi igual a 21%, o que pode ser considerado normal devido à multiplicidade de parâmetros que influenciam a resistência ao cisalhamento, além do que um coeficiente acima de 21% é apresentado pela literatura.

No que se refere ao efeito da pré-compressão, observou-se que há uma forte correlação entre o acréscimo dessas tensões com o acréscimo da resistência ao cisalhamento. Utilizando-se uma análise de regressão obteve-se uma relação empírica linear, no caso de

⁽¹³⁾ IRA: do inglês “initial rate of absorption”.

unidades não-grauteadas, para prever a resistência ao cisalhamento de juntas de alvenaria com blocos de concreto:

$$\tau = a + b \cdot \sigma_n \quad \text{Equação 2.2-2}$$

em que τ representa a resistência ao cisalhamento, σ_n a pré-compressão na junta, **a** a resistência de aderência ao cisalhamento para pré-compressão nula e **b** o coeficiente de atrito aparente. Acredita-se que esta relação seja aplicável tanto para blocos grauteados como não-grauteados, onde as constantes **a** e **b** devem variar conforme o tipo de material e as características geométricas. No caso dos ensaios com blocos vazados de concreto não-grauteados obtiveram-se os seguintes valores: **a** = 0,56 MPa e **b** = 1,07.

Um procedimento simples, utilizando-se prismas de três blocos constituídos por tijolos cerâmicos maciços, para determinação da resistência de aderência ao cisalhamento τ_0 e do ângulo de atrito μ é apresentado em Ghazali and Riddington (1988). O ensaio torna-se simplificado por não ser necessário utilizar prismas de três blocos variando-se o nível de pré-compressão, sendo suficiente a obtenção da resistência ao cisalhamento com pré-compressão nula e utilizando-se, em seguida, o prisma com a junta rompida por escorregamento para se obter o coeficiente de atrito, denominado coeficiente de atrito externo¹⁴. O equipamento utilizado no ensaio é ilustrado pela FIGURA 2-9, onde o coeficiente de atrito externo, no instante do escorregamento, pode ser lido a partir de uma escala vertical graduada.

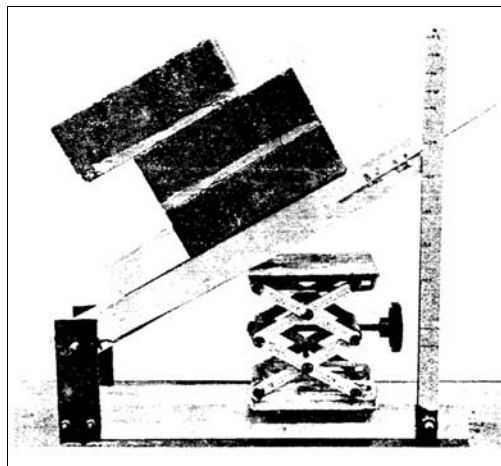


FIGURA 2-9 Aparato para determinação do coeficiente de atrito externo [Ghazali and Riddington (1988)].

O estudo também compreendeu uma avaliação simples de quatro tipos distintos de arranjos em ensaios com prismas de três blocos, percebendo-se a forte influência que ocorre nos resultados da resistência de aderência ao cisalhamento, o que foi devido, principalmente, ao

¹⁴ O coeficiente de atrito externo refere-se à inclinação da curva de Coulomb para as tensões residuais. Essas tensões referem-se à situação imediatamente após a ruptura por escorregamento da junta.

efeito de flexão causado nas juntas do prisma. O arranjo que, aparentemente, apresentaria menor efeito de flexão resultou num maior valor da tensão de aderência.

Utilizando-se esses arranjos distintos, foram realizados ensaios com prismas de três blocos pré-comprimidas. Comparando-se as tensões de aderência aparente¹⁵ com as tensões obtidas pelo ensaio sem pré-compressão observou-se uma boa aproximação entre esses resultados, tornando possível uma segunda alternativa para o ensaio com esses tipos de prismas pré-comprimidos. Neste caso, necessita-se da determinação de um valor médio de τ_0 a partir de uma quantidade razoável de ensaios com prismas de três blocos sem pré-compressão, de modo a resultar num bom valor estatístico. O coeficiente de atrito interno¹⁶ pode, então, ser determinado a partir do valor do coeficiente de atrito externo, o qual pode ser obtido facilmente por um simples teste de escorregamento. Os exemplos apresentados demonstram a boa representatividade do comportamento de prismas de três blocos constituídos por tijolos cerâmicos maciços e submetidas a tensões de cisalhamento nas juntas.

A maioria dos estudos relativos ao comportamento de juntas de alvenaria foi desenvolvida considerando-se tensões de compressão até um máximo de 2 MPa. Em contrapartida, estudos envolvendo pré-compressões superiores a esse limite não têm sido freqüentemente desenvolvidos. Tal situação foi avaliada em Riddington (1990). Segundo o autor, trabalhos¹⁷ publicados anteriormente demonstraram que a razão de acréscimo da resistência ao cisalhamento apresenta reduções a partir de determinadas intensidades da tensão de pré-compressão, e que a magnitude dessas tensões depende do tipo de material que constitui a estrutura, mas está, freqüentemente, em torno de 2 MPa. Para que a equação de Coulomb leve em consideração esse efeito, deve-se admitir que há uma redução do coeficiente de atrito com o acréscimo da pré-compressão. Como essas características não estão ainda bem claras, o presente trabalho enfocou seu objetivo neste sentido. Para tanto, realizaram-se ensaios de cisalhamento e desenvolveram-se análises em elementos finitos de acordo com a seguinte metodologia: prismas de três blocos com vários graus de flexão induzida e aplicando-se pré-compressões até 2 MPa; prismas de três blocos com vários graus de flexão induzida e aplicando-se pré-compressões até 7 MPa; por fim, pequenos exemplares de paredes. Os critérios de ruptura utilizados com o modelo em elementos finitos consistem em: ruptura por escorregamento sob tensões de cisalhamento (juntas horizontais); ruptura de aderência à tração (juntas horizontais e verticais) e; ruptura por tração na argamassa (juntas horizontais e verticais). Ao critério de escorregamento

¹⁵ Determinadas pela interseção do eixo τ com a reta de regressão linear dos ensaios de tripletas pré-comprimidas.

¹⁶ O coeficiente de atrito interno refere-se à inclinação da curva de Coulomb para as tensões de ruptura. Essa ruptura corresponde ao escorregamento da junta.

¹⁷ Hamid, A. A. and Drysdale, R. G. (1982), Murthy, C. K. and Hendry, A. W. (1965), Riddington, J. R. and Gazali, M. Z. (1987).

foi incluída a resistência residual ao cisalhamento que é uma reserva de resistência admitida, após a ocorrência da ruptura da junta, devido à presença das tensões de pré-compressão.

A partir dos resultados dos ensaios com pré-compressão até 2 MPa, percebeu-se que a resistência média de aderência ao cisalhamento reduz com o acréscimo do grau de flexão, enquanto que o coeficiente de atrito interno é, aproximadamente, constante. Além disso, há semelhança entre o critério de Coulomb em estágios anterior e posterior a ruptura, o que indica que o coeficiente de atrito externo é aproximadamente igual ao coeficiente de atrito interno.¹⁸ Para este grupo de testes, o critério de ruptura por tração da argamassa não foi incluído, e os resultados obtidos ficaram bem próximos dos experimentais. Isto indica que o modelo teórico utilizado previu adequadamente as variações na resistência ao cisalhamento, como resultado das condições de flexão, e evidenciou a tendência de o início da ruptura dar-se por escorregamento a este nível de tensões de pré-compressão.

A FIGURA 2-10 ilustra os resultados dos ensaios e da modelagem numérica para os prismas de três blocos com tensões de pré-compressão até 7 MPa. Apesar da não-linearidade da argamassa resultar, a elevados níveis de pré-compressão, em modificações consideráveis na distribuição das tensões dentro da junta, a mesma foi considerada com comportamento linear no modelo numérico, pois a carga de ruptura final foi pouco afetada por sua não-linearidade. Os resultados ilustrados pela FIGURA 2-10 indicam que o modelo em elementos finitos foi capaz de prever a redução na razão de acréscimo da resistência ao cisalhamento. Segundo o autor, essa redução ocorre porque o critério de ruptura por tração da argamassa se sobrepõe ao critério de escorregamento por cisalhamento tornando-se o fator preponderante para o início da ruptura da junta.

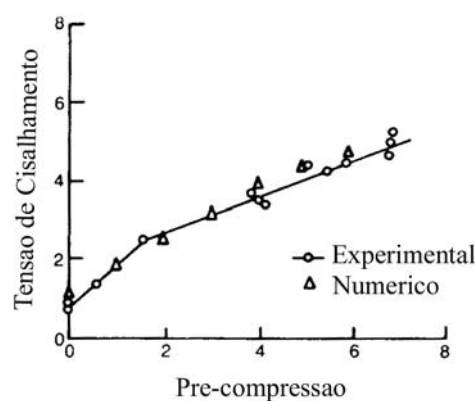


FIGURA 2-10 Curva de Coulomb obtida pelos ensaios e pela modelagem numérica – prismas de três blocos sob elevadas pré-compressões [adaptado de Riddington (1990)].

Na tentativa de suprir a deficiência em pesquisa tecnológica no Brasil quanto ao comportamento da alvenaria estrutural não-armada com blocos cerâmicos, Collantes et al (1994)

¹⁸ Como já havia sido verificado em Ghazali and Riddington (1988).

desenvolveram um programa de ensaios para avaliar a resistência de aderência ao cisalhamento utilizando-se ensaios de compressão diagonal em paredes e de cisalhamento direto em prismas. O primeiro baseou-se na norma ASTM E-519 e o segundo em trabalhos publicados por outros pesquisadores, como os comentados anteriormente. No ensaio de compressão diagonal utilizaram-se inicialmente paredes com dimensões¹⁹ recomendadas pela citada norma, para em seguida adotarem-se outros dois painéis com distintas dimensões²⁰, tendo sido construído um total de 90 exemplares. No caso do ensaio de cisalhamento direto utilizaram-se corpos-de-prova do tipo prismas de três blocos sendo moldado um total de 60 exemplares e utilizadas duas disposições de aplicação de carregamento: distribuídas nas faces laterais e concentradas próximas às juntas de argamassa. Também se utilizaram, tanto nas paredes quanto nos prismas, três tipos de argamassa com as seguintes composições: tipo A (1:05:4,5), tipo B (1:1:6) e tipo C (1:2:9).

Comparando-se os resultados de resistência ao cisalhamento, verificou-se que os valores obtidos nos ensaios de compressão diagonal foram, todos, superiores aos obtidos nos ensaios de cisalhamento direto. Esta tendência ocorreu para os três tipos de argamassa. No caso dos ensaios das paredes, a resistência diminuiu com o acréscimo de suas dimensões. Enquanto que no caso dos prismas de três blocos, os que tiveram a carga aplicada próxima às juntas apresentaram resistências superiores às com aplicação da carga superficial. Em todos os ensaios as resistências eram aumentadas com a utilização de argamassas mais resistentes. Quanto aos módulos de deformação transversal observou-se que houve diminuição com a utilização de argamassas menos resistentes.

Além disso, os autores comentam que o ensaio de compressão diagonal apresenta resultados mais confiáveis que o de cisalhamento direto devido aos menores coeficientes de variação e à forma de ruptura observada, cujas características foram similares às rupturas que ocorrem em paredes submetidas a forças laterais.

Da mesma forma verificou-se que a resistência de aderência ao cisalhamento pode ser determinada utilizando-se a parede com dimensões intermediárias, tanto por serem relativamente mais econômicas em relação ao tipo de parede recomendada pela ASTM E-519 quanto por serem mais fáceis de manusear no instante do ensaio. Adicionalmente, obtiveram-se resistências muito similares às da parede da referida norma com baixos coeficientes de variação.

Quanto ao módulo de deformação transversal, recomendou-se obter o módulo secante correspondente ao início da curva e a 50% da carga de ruptura máxima, por ser este aproximadamente a média entre os módulos na tangente inicial e módulo tangente correspondente a 50% da carga de ruptura.

¹⁹ Dimensões iguais a 120 cm x 120 cm.

²⁰ Dois painéis com dimensões iguais a 75 cm x 80 cm e 60 cm x 60 cm.

Finalmente, a resistência de aderência ao cisalhamento, segundo as variáveis estudadas, apresentou seu valor marcadamente influenciado pelo índice de absorção inicial (IRA) dos blocos, resistência, trabalhabilidade, retenção de água das argamassas e a qualidade da mão-de-obra utilizada na moldagem dos corpos-de-prova. Além disso, a dimensão das paredes, o tipo de aplicação de carregamento e a pressão exercida sobre os prismas de três blocos no instante da moldagem também são parâmetros influenciadores.

A determinação dos parâmetros, τ_0 e μ , que definem a curva de Coulomb pode ser realizada, ainda, de outra maneira que não seja experimental. Neste aspecto, Rahman (1994) propôs uma formulação empírica, em função dos módulos de elasticidade do bloco e da argamassa, para a obtenção dos referidos parâmetros. A formulação proposta baseou-se em resultados experimentais de prismas de três blocos, e pode ser expressa pelas seguintes equações:

$$\tau_0 = \frac{2E_a}{E_{bl}} + E_a \times 10^{-2} + 3,974 \cdot E_{bl} \times 10^{-3} + 48,36 \quad \text{Equação 2.2-3}$$

$$\mu = 2,384 \cdot E_{bl} \times 10^{-4} + 0,802 \quad \text{Equação 2.2-4}$$

sendo τ_0 a resistência de aderência ao cisalhamento; E_a e E_{bl} os módulos de elasticidade da argamassa e do bloco, respectivamente; e μ o coeficiente de atrito entre a argamassa e o bloco.

Das avaliações realizadas pelos autores, percebeu-se que, dentro da variação de valores práticos do módulo de deformação da argamassa e do bloco, a resistência ao cisalhamento, τ_0 , aumenta com o acréscimo do módulo da argamassa e é pouco influenciada pelo módulo do bloco. A partir de resultados experimentais²¹ que determinaram a pequena dependência de μ com E_a e a enorme dependência com E_{bl} , a equação empírica apresenta apenas o termo relativo a E_{bl} .

Para uma avaliação mais geral da formulação, fez-se uma comparação com dois ensaios em corpos-de-prova de paredes duplas. Os resultados finais segundo o modelo em elementos finitos, considerando os parâmetros do modelo proposto, e os referidos ensaios apresentaram diferenças percentuais da ordem de 10%. O autor ainda alerta para a necessidade da calibração do modelo com mais equações do tipo Mohr-Coulomb baseadas em dados experimentais; e que se deve ter em mente que outros parâmetros, além dos módulos de elasticidade do bloco e da argamassa, influenciam a resistência ao cisalhamento de juntas, tais como a rugosidade das superfícies, composição química dos materiais, umidade no instante do ensaio, graduação da areia da argamassa e do material do bloco, etc.

²¹ Hegemier, G. A. (1978).

Um estudo complementar ao apresentado por Ghazali and Riddington (1988)²² é apresentado em Riddington and Jukes (1994). O trabalho consistiu na realização de uma programação de ensaios com o intuito de avaliar a viabilidade do método anteriormente proposto para a determinação da resistência ao cisalhamento utilizando-se qualquer tipo de tijolo ou bloco. Foram avaliados vários tipos de unidades e utilizados quatro tipos de argamassa. Também foram realizados ensaios em prismas de três blocos pré-comprimidas como um dos meios de comparação para o método proposto, resultando, aproximadamente, num total de 1.300 prismas.

De acordo com os resultados apresentados, o método de ensaio proposto foi capaz de reproduzir os valores de τ_0 e μ , característicos de resistência ao cisalhamento em juntas, no caso de tijolos maciços, comparando-se aos resultados de prismas de três blocos pré-comprimidos. Verificou-se, também, que o método não é recomendável quando se trata de tijolos que contenham grande quantidade de furos em suas superfícies de assentamento; e que sua praticidade como método de ensaio usual, utilizando-se esse tipo de prisma constituído por blocos vazados, é questionável devido ao tamanho, peso e fragilidade dos corpos-de-prova.

Um estudo comparativo entre os vários tipos de ensaios existentes para determinação da resistência ao cisalhamento em juntas foi desenvolvido em Jukes and Riddington (1997). Foram avaliados ensaios com prismas de dois, três e quatro blocos para diferentes tipos de dispositivos de ensaio. A escolha em se utilizar ou não ensaios com prismas de dois blocos reside no fato de que qualquer outro corpo-de-prova resulta na resistência da junta mais fraca, enquanto que com o respectivo tipo de prisma estar-se-á medindo a resistência de uma junta específica. Além disso, seu ensaio é mais intensamente influenciado pelo atrito do sistema de aplicação da pré-compressão, quando se utilizam prismas pré-comprimidos. Quanto aos prismas de três blocos, cada dispositivo de ensaio avaliado apresenta uma configuração de tensões de cisalhamento e de compressão, no entanto o que resultar numa que seja a mais uniforme possível pode ser considerado como ideal do ponto de vista do comportamento estrutural desejado. A não uniformidade das tensões de compressão está associada ao grau de flexão²³ da junta, inerente a cada ensaio. Essa tendência de flexão altera os valores das tensões de cisalhamento resistentes, podendo ocorrer ruptura por cisalhamento na junta²⁴, por tração na interface unidade/argamassa ou por tração na matriz de argamassa.

²² O estudo consistiu na proposição de um método simplificado para obtenção dos parâmetros, τ_0 e μ , que definem a curva de Coulomb.

²³ A flexão é ocasionada pelo aparato de ensaio no instante de aplicação das forças que induzem as tensões de cisalhamento na junta. Quanto mais distante da junta estiver o ponto de aplicação das forças, maior será a flexão induzida.

²⁴ Caracterizada pelo escorregamento na interface unidade/argamassa.

Dentre as configurações de ensaios apresentadas, a que foi idealizada por Hofmann e Stöckl apresenta-se como a mais adequada do ponto de vista da minimização dos fatores intervenientes no resultado do ensaio. No entanto, devido à complexidade de execução sua utilização torna-se impraticável. Em contrapartida, o ensaio utilizando-se prismas de três blocos, FIGURA 2-11, pode resultar em valores bem próximos dos obtidos pelo de Hofmann e Stöckl.

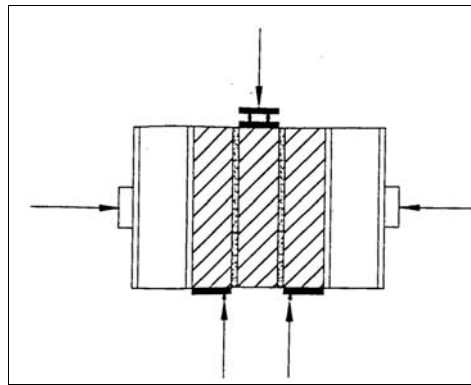


FIGURA 2-11 Ensaio de cisalhamento direto utilizando-se prismas de três blocos pré-comprimidos [Jukes and Riddington (1997)].

Neste caso há duas possibilidades. A primeira seria a utilização desse tipo de prisma sem aplicação da pré-compressão para a determinação da resistência média de aderência ao cisalhamento, τ_0 , o que pode ser feito com equipamentos bastante simples. Como complementação, o coeficiente de atrito interno aproximado, μ , pode ser determinado utilizando-se o ensaio de plano inclinado, semelhante ao idealizado por Ghazali and Riddington (1988).²⁵ A segunda possibilidade seria a utilização de prismas de três blocos sem e com aplicação de pré-compressão para a determinação de τ_0 e μ . O autor ressalta que os ensaios com prismas de três blocos ainda resultam em configurações não-uniformes de tensões de cisalhamento e normal, de modo que o valor da resistência média de aderência ao cisalhamento é inferior ao valor real. Segundo estudos desenvolvidos por outros pesquisadores²⁶, verificou-se que para dispositivos de ensaios como o ilustrado na FIGURA 2-11, a resistência local de aderência ao cisalhamento é aproximadamente 50% maior que o valor médio obtido pelo ensaio.

2.3. PAINÉIS EM ALVENARIA ESTRUTURAL

Os painéis em alvenaria constituem a estrutura que absorve os esforços provenientes das ações horizontais em sistemas construtivos do tipo alvenaria estrutural, isto é, constituem o sistema de contraventamento da construção. Esses elementos estruturais conferem a rigidez necessária ao edifício quanto às forças do vento, além de resistirem, também, aos esforços

²⁵ Como descrito anteriormente.

²⁶ Jukes, P. and Riddington, J. R. (1995).

relativos às ações verticais (peso próprio da estrutura, cargas permanentes e acidentais). O comportamento desses painéis²⁷ é dependente de inúmeros fatores, tais como: tipos de vinculações consideradas nas extremidades do painel; magnitude das cargas verticais aplicadas; tipos de unidades e argamassas utilizadas para construção do painel; tipo de alvenaria empregada, armada ou não-armada; utilização ou não de grauteamento, no caso de unidades vazadas; dimensões do painel e existência ou não de aberturas; etc. Muitos desses parâmetros têm sido avaliados por inúmeros pesquisadores, sendo alguns dos referidos estudos descritos e comentados mais adiante.

2.3.1. Modos de ruptura

A ruptura de painéis em alvenaria estrutural submetidos a forças horizontais²⁸ pode ocorrer de várias formas, onde o tipo e a distribuição das correspondentes fissuras depende de alguns fatores. Não há como classificar esses fatores por ordem de importância, mas há como identificar sua influência para uma determinada situação. No entanto, um fator que pode ser considerado como muito importante para qualquer tipo de situação é o nível de pré-compressão atuante. Esse fator é considerado como condição inicial, ou condição de contorno do problema em questão, e pode chegar a alterar o modo de ruptura que, a rigor, seria preponderante. Os tipos de ruptura podem ser classificados como:

➤ Ruptura por cisalhamento do painel

As fissuras se apresentam preponderantemente na direção diagonal do painel, ocorrendo por escorregamento das juntas horizontais e separação das juntas verticais, podendo ocorrer também fissuras no bloco, FIGURA 2-12. Esse tipo de fissuração é proveniente das tensões de cisalhamento atuantes no painel. A composição entre a intensidade desses esforços e as resistências de aderência ao cisalhamento²⁹ e de tração das juntas determinam o início da fissuração. Além disso, a depender dessa intensidade e da resistência à tração dos blocos, podem ocorrer fissuras diagonais. Esse tipo de ruptura foi observado em Abrams (1986), Elshafie et al. (1998), Ghanem et al. (1993), Schultz (1994), Zhuge (2000), Yamasaki et al. (1987).

²⁷ No que se refere ao modo de ruptura, propagação e tipo de fissuras, e distribuição dos esforços.

²⁸ Essas forças são aplicadas de modo que o painel seja solicitado em seu próprio plano, não sendo consideradas solicitações fora do plano do painel.

²⁹ Esse tipo de resistência foi amplamente comentado no item 2.2.

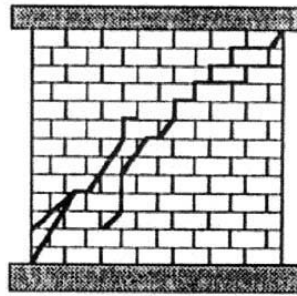


FIGURA 2-12 Distribuição típica das fissuras para o caso de ruptura por cisalhamento [Ghanem (1993)].

➤ Ruptura por flexão no plano do painel

Neste caso ocorre flexão do painel, caracterizada por grandes deslocamentos no topo do mesmo e pela ausência de fissuração diagonal. Deve-se visualizar a base do painel, observando-se o surgimento de fissuras horizontais provenientes da tração na base, e de fissuras de esmagamento da unidade provenientes da compressão na base, FIGURA 2-13. As fissuras de tração ocorrem ao longo das juntas horizontais, apresentado uma propagação razoável em relação ao comprimento do painel, e dependem da resistência à tração da junta. As fissuras de esmagamento surgem nas unidades que estiverem dispostas próximo à extremidade comprimida da base, e dependem, obviamente, da resistência à compressão dessas unidades. Esse tipo de ruptura foi observado em Abrams (1986), Elshafie et al (1998), Ghanem et al (1993).

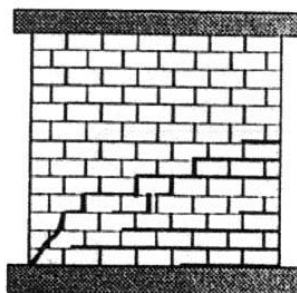


FIGURA 2-13 Fissuração típica para o caso de ruptura por flexão [Ghanem (1993)].

➤ Ruptura mista cisalhamento-flexão

Neste tipo de ruptura o painel apresenta comportamento misto, ocorrendo tanto as fissuras na direção diagonal quanto as fissuras horizontais na base do painel, FIGURA 2-14. Esse tipo de ruptura foi observado em Abrams (1986), Elshafie et al. (1998), Epperson (1992), Ghanem et al. (1993), Yamasaki et al. (1987).

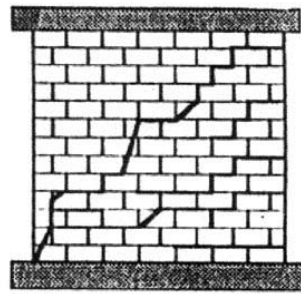


FIGURA 2-14 Fissuras características para o caso de ruptura mista [Adaptado de Ghanem (1993)].

Um dos fatores que intervêm no modo de ruptura é a proporção entre as dimensões do painel. Considera-se que painéis com proporção³⁰ entre suas dimensões inferior a cinco apresentam, a princípio, comportamento típico de cisalhamento, enquanto que para valores superiores a esse limite o comportamento típico é de flexão. Nascimento Neto (1999) comprova que, no caso de painéis com altura igual a cinco vezes a largura e com seção transversal retangular, os deslocamentos devidos aos esforços cortantes podem representar cerca de 3% daqueles devidos aos esforços de flexão.

A disposição e dimensão de aberturas nos painéis também são fatores de extrema importância. Tais características, associadas à geometria, definem o painel como sendo uma composição de dois³¹ outros ligados pelos trechos³² de alvenaria acima e/ou abaixo da abertura, e podem conferir rigidez suficiente para modificar o comportamento estrutural do conjunto.

Um fator cuja influência dispensa comentários mais específicos é o tipo de alvenaria utilizada, armada ou não-armada. Neste caso dispõe-se de sistemas construtivos distintos que, obviamente, apresentam comportamentos diferentes. No entanto, vale o comentário que a alvenaria armada apresenta comportamento dúctil, devido à presença da armadura, permitindo-se que ocorram grandes deformações até a ruptura total do painel; enquanto que a alvenaria não-armada apresenta comportamento frágil, onde não são permitidas grandes deformações e a ruptura ocorre repentinamente, sem aviso prévio. Além disso, com a alvenaria armada consegue-se um maior controle da abertura de fissuras.

O nível de pré-compressão a que o painel está submetido também é um dos fatores que influenciam seu comportamento. Em painéis de alvenaria não-armada, níveis baixos de pré-compressão podem garantir uma capacidade maior de deformação, onde se observa o surgimento de um patamar de “escoamento” na curva *força horizontal x deslocamentos*. Além disso, verifica-se que pode ocorrer um acréscimo da força de ruptura do painel com o aumento

³⁰ Essa proporção refere-se ao quociente *altura/largura* do painel.

³¹ Considerando-se que há apenas uma abertura no painel.

³² Esses trechos são comumente denominados de lintéis, e são constituídos, em parte, pelas vergas e/ou contravergas, se existirem.

da pré-compressão, podendo, inclusive, haver modificação no tipo de ruptura, de acordo com Ghanem (1993).

2.3.2. Painéis submetidos a forças horizontais

Inúmeros estudos foram desenvolvidos para se avaliar o comportamento de painéis em alvenaria submetidos a forças horizontais. Os objetivos principais dessas pesquisas consistiram em se verificar a influência de vários fatores, alguns dos quais já foram comentados anteriormente. Duas linhas de pesquisa devem ser destacadas: as pesquisas experimentais e as pesquisas de caráter teórico e/ou numérico. As experimentais servem de referência para os estudos teóricos que, por sua vez devem consistir em modelos matemáticos que representem de forma adequada o comportamento observado no experimento. Na linha de estudos experimentais destacam-se aqueles conduzidos com modelos reduzidos devido, principalmente, à versatilidade e ao menor custo de realização quando comparado ao de ensaios em protótipos. Vários desses estudos foram descritos nos itens seguintes.

2.3.2.1. Desenvolvimento de estudos experimentais

Dentre as pesquisas desenvolvidas nesta área cita-se Abrams (1986), que realizou ensaios em uma estrutura real de um edifício de duas lajes constituído em alvenaria armada, FIGURA 2-15. A distribuição das aberturas foi escolhida de modo que o painel central fosse quadrangular, e significativamente mais rígido que os painéis extremos. Deste modo os esforços cortantes seriam, inicialmente, absorvidos pelo painel central, e sua deformabilidade inelástica seria redistribuída entre os painéis extremos, podendo então ser avaliada. Foram aplicadas à estrutura forças horizontais cíclicas com atuadores hidráulicos, como ilustrado na FIGURA 2-15.



FIGURA 2-15 Estrutura de ensaio com os atuadores hidráulicos [retirado de Abrams (1986)].

De acordo com os resultados apresentados, verificou-se que surgiram pouquíssimas fissuras durante os três ciclos iniciais, apesar da força aplicada representar cerca de 70% da força de ruptura³³ medida. As fissuras surgiram, freqüentemente, nas juntas de argamassa e raramente atravessavam os blocos. Verificou-se que o painel central foi o principal responsável pela absorção dos esforços de cisalhamento, e que uma modelagem adequada do comportamento desse painel, principalmente no que se refere às condições de contorno no topo do mesmo, pode resultar numa boa aproximação do comportamento de todo o sistema. Um fato interessante observado é que a resistência ao cisalhamento, da estrutura como um todo, não diminuiu com o surgimento de fissuras diagonais no painel central. As forças cortantes foram redistribuídas para os painéis extremos, particularmente aqueles submetidos à compressão axial devido à flexão global da estrutura. Quanto aos mencionados esforços de flexão, verificou-se que os mesmos foram absorvidos pelas forças verticais axiais de todos os painéis.

Um trabalho bastante interessante foi desenvolvido por Epperson (1992), o qual consistiu na avaliação dos mecanismos resistentes de painéis submetidos a forças horizontais. Os cinco painéis estudados, constituídos em alvenaria com tijolos maciços, foram extraídos de um edifício construído em 1917 no campus da Universidade de Illinois, apresentando três tipos de configuração da seção transversal. Após a demolição do prédio foram extraídos prismas das porções de fragmentos, os quais apresentaram resistência média à compressão igual a 12 MPa (média de cinco prismas) com C.V. = 21%. Cada painel foi submetido a um nível distinto de

³³ A força de ruptura foi igual a 475 kN, medida no sexto ciclo. Foram aplicados nove ciclos até o colapso total da estrutura.

pré-compressão, variando de 0,52 MPa a 0,99 MPa, de modo que fosse induzida a ruptura por cisalhamento.

Quanto ao comportamento global *força horizontal – deslocamento do painel* observou-se que a forma desta curva foi aproximadamente a mesma para os cinco painéis, indicando que a pré-compressão não influenciou significativamente na rigidez. Surgiram fissuras de flexão a aproximadamente 60% da força lateral de ruptura, e após a fissuração os painéis suportaram intensidades relativamente altas dessa força com pouco ou nenhum dano visível, exceto a abertura das fissuras de flexão.

No que se refere ao comportamento sob flexão o autor destacou o efeito das tensões de tração sobre a rigidez, onde se observaram reduções após o surgimento dessas tensões, a aproximadamente 37% da força de ruptura, mas sem ter ocorrido qualquer tipo de fissuração. Da mesma forma as fissuras de flexão³⁴ foram observadas a aproximadamente 60% da força de ruptura e cresceram muito rapidamente logo após o surgimento das fissuras horizontais. Verificou-se também que ocorre alteração na posição da força resultante vertical no decorrer da fissuração por flexão do painel, onde a resultante das tensões verticais migra na direção da extremidade comprimida do painel à medida que se desenvolve uma “zona morta” na porção fissurada.

Quanto ao comportamento sob cisalhamento foram determinadas distorções aparentes³⁵ medindo-se as deformações lineares ocorridas em diagonais. Comparando-se o gráfico *deformação por cisalhamento x tensão de cisalhamento* com o de *deslocamento no topo x força horizontal* percebeu-se a semelhança entre as características não-lineares indicando que as distorções inelásticas podem ser atribuídas ao cisalhamento. Observou-se um fato interessante na medida dessas deformações, onde a diagonal que se posiciona no lado comprimido apresentou valores menores, em média 17%, que os da diagonal posicionada no lado tracionado. Essa redução pode ser atribuída a menor absorção de tensões de cisalhamento na vizinhança das fissuras de flexão.

O autor ainda faz uma descrição detalhada do modo de ruptura do painel. A seqüência de fissuração na ruptura pôde ser descrita em três estágios e é ilustrada pela FIGURA 2-16. Essa seqüência inicia-se com o escorregamento ao longo das juntas horizontais próximas à linha neutra da seção, ocorrendo em seguida a fissuração dos blocos na zona comprimida. Finalmente, fissuras em forma de escada desenvolveram-se através das juntas verticais e horizontais na extremidade superior da zona tracionada, observando-se, deste modo, a tendência de separação entre as duas porções triangulares.

³⁴ Os efeitos das fissuras de flexão foram mais perceptíveis pelas medidas dos deslocamentos verticais na extremidade tracionada.

³⁵ Essas distorções foram denominadas aparentes por incluir também efeitos provenientes da flexão do painel.

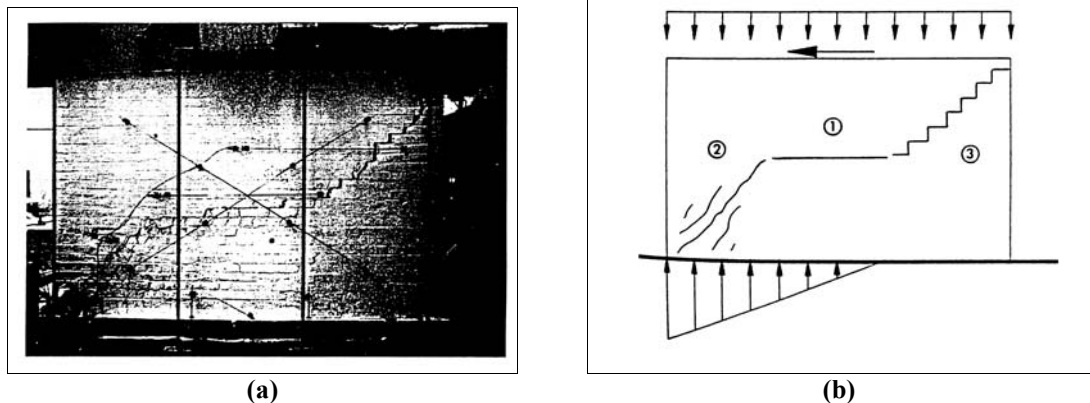


FIGURA 2-16 Distribuição final de fissuras em um dos painéis: (a) Paineis após realização do ensaio; (b) Distribuição e seqüência da fissuração [Epperson (1992)].

A avaliação do comportamento estrutural de painéis em alvenaria parcialmente grauteados³⁶ e com disposição de armadura nas juntas horizontais foi desenvolvida em Schultz (2000). Foram estudados painéis com três variações na relação altura/comprimento ($H/L = 0,5$; $H/L = 0,7$ e $H/L = 1$) e duas variações na taxa de armadura ($\rho_h = 0,56\%$ e $\rho_h = 1,1\%$). Sendo os painéis constituídos por blocos vazados de concreto, fez-se uso de grauteamento preenchendo as duas células mais extremas dos painéis.

A partir dos resultados dos ensaios verificou-se que o início da fissuração dos painéis ocorreu com o aparecimento de fissuras verticais entre a interface das células grauteadas e não-grauteadas. Em seguida surgem fissuras inclinadas cuja formação torna-se mais significativa com o aumento da relação H/L , onde para o caso particular em que $H/L = 1$ essas fissuras apresentaram inclinação igual a 45° . Todos os painéis estudados apresentaram comportamento estável sob ação da carga cíclica, onde nenhum deles rompeu de forma brusca. Verificou-se também que a deterioração tornou-se mais pronunciada com o aumento da esbeltez, que o comportamento dos painéis foi linear até o aparecimento das fissuras verticais, e que a rigidez do painel diminuiu com o aumento da esbeltez.

Quanto à utilização de armadura nas juntas horizontais foi verificado o comportamento de elementos de ligação através das fissuras, garantindo a transferência das tensões, e que a variação na taxa de armadura utilizada não modificou significativamente a rigidez do painel, exceto no caso dos painéis mais esbeltos, mas teve importante influência quanto ao ganho de ductilidade.

Uma outra variação da alvenaria que pode ser empregada é a alvenaria parcialmente armada³⁷. Zhuge (2000) desenvolveu estudos com este tipo de painel, onde foram ensaiados

³⁶ O termo “parcialmente grauteada” refere-se a alvenaria onde células específicas são grauteadas, não realizando-se, portanto, o grauteamento total do painel.

³⁷ A alvenaria “parcialmente armada” seria uma complementação da “parcialmente grauteada” por diferenciar-se desta apenas pelo acréscimo de armadura vertical nas células grauteadas.

painéis sem abertura em escala natural de blocos vazados de concreto, com e sem armadura, submetidos à ação combinada de compressão e forças horizontais cíclicas. Os painéis possuíam dimensões iguais a 250 cm de comprimento por 140 cm de altura por 19 cm de espessura (7 fiadas com 7 blocos); e foram construídos sob uma viga de concreto armado fixada na laje de reação. A divisão entre grupos foi feita com base no espaçamento da armadura vertical, do seguinte modo: o grupo 1 consistia em alvenaria não-armada; o grupo 2 em alvenaria parcialmente armada com espaçamento igual a 180 cm entre as células grauteadas e armadas; e o grupo 3 com espaçamento igual a 100 cm.

De acordo com os resultados obtidos, verificou-se que a carga de fissuração foi praticamente a mesma para os três grupos avaliados. Uma explicação plausível para esse comportamento consiste no fato de a armadura ser solicitada por esforços condizentes com a ação aplicada somente após a abertura da primeira fissura, assim como ocorre no caso do concreto armado. Além disso, da observação do gráfico força horizontal x deslocamentos no topo verificou-se que todos os painéis apresentaram a mesma rigidez inicial. No entanto, no que se refere ao comportamento pós-fissuração, a alvenaria com a menor taxa de armadura (espaçamento igual a 180 cm) já apresentou ganhos significativos quanto à resistência ao cisalhamento e ductilidade, quando comparado ao comportamento do painel sem reforço. Um outro comportamento interessantíssimo que se observou foi o aumento da taxa de armadura (espaçamento de 100 cm) não implicar em crescimento considerável da resistência e ductilidade.

Quanto à forma de ruptura dos painéis, observou-se, no caso da alvenaria não-armada, o aparecimento de pouquíssimas fissuras com apenas uma fissura diagonal principal que surgiu repentinamente no instante da carga última, caracterizando-se deste modo uma ruptura frágil. Ao contrário, no caso da alvenaria parcialmente armada, houve o aparecimento de uma quantidade maior de fissuras diagonais, onde a ruptura ocorreu de maneira dúctil. Verificou-se também, que a perda de rigidez foi menos acentuada para a alvenaria não-armada que para a parcialmente armada. Isto pode ser explicado pelo fato da alvenaria não-armada apresentar pouca capacidade de deformação, ao passo que a parcialmente armada deforma-se bastante antes da ruptura total do painel.

2.3.2.2. Modelos simplificados para avaliação do comportamento estrutural

O comportamento estrutural de painéis submetidos a forças horizontais também pode ser avaliado por meio de modelos teóricos simplificados. O modelo simplificado mais difundido na literatura considera a distribuição das ações horizontais proporcional à rigidez relativa de cada painel que compõe o sistema de contraventamento da estrutura, Schneider (1980), Hendry et al. (1981), Drysdali et al. (1994). O método consiste basicamente na determinação

dessa rigidez relativa para em seguida obter-se a parcela da ação do vento absorvida, bem como os respectivos momentos fletores e tensões normais utilizando-se as equações simplificadas da resistência dos materiais. A rigidez relativa pode ser entendida como a razão entre a rigidez de cada parede e a rigidez total³⁸ do painel.

O manual da ABCI (1990) faz menção a esse modelo e o utiliza na determinação de esforços cortantes em associações planas de painéis. Nesse caso, a estrutura é idealizada como painéis constituídos por paredes sem abertura e em balanço, de modo que a rigidez relativa pode ser expressa pelo quociente entre deslocamentos da seguinte forma:

$$R_i = \frac{1/\Delta_i}{\sum_1^m 1/\Delta_j} \quad \text{Equação 2.3-1}$$

sendo i o painel em análise e m o número de painéis.

Os deslocamentos Δ podem ser obtidos considerando-se uma força unitária concentrada no topo da parede, sendo associados a duas parcelas:

$$\Delta_i = \frac{H^3}{3 \cdot E \cdot I} + \frac{c \cdot H}{G \cdot A} \quad \text{Equação 2.3-2}$$

sendo H a altura da parede; c o fator corretivo da distribuição da tensão de cisalhamento, que para seções retangulares vale 1,2; E e G os módulos de elasticidade longitudinal e transversal, respectivamente; e I e A a inércia e a área da seção transversal da parede, respectivamente.

O primeiro termo da Equação 2.3-2 refere-se aos deslocamentos devidos à flexão, enquanto que o segundo àqueles devidos aos esforços cortantes. Em Nascimento Neto (1999) verifica-se que, no caso de paredes altas, há predominância dos deslocamentos devidos à flexão, onde a segunda parcela pode representar cerca de 3% da primeira.

Nesse caso, a rigidez relativa pode ser associada, tão somente, aos deslocamentos devidos à flexão, de modo que a Equação 2.3-1 ganha a seguinte redação:

$$R_i = \frac{I_i}{\sum_1^m I_j} \quad \text{Equação 2.3-3}$$

Determinada a rigidez relativa, obtém-se a parcela da ação do vento (quinhão de carga) absorvida em cada painel:

$$F_i = F_{tot} \times R_i \quad \text{Equação 2.3-4}$$

Sendo F_{tot} a força do vento em determinado pavimento.

³⁸ A rigidez total pode ser obtida, de modo simplificado, pela soma das rigidezes dos elementos estruturais isolados.

Em seguida determinam-se os respectivos momentos fletores, para finalmente obterem-se as tensões normais com a formulação da resistência dos materiais:

$$R_i = \frac{M}{W} \quad \text{Equação 2.3-5}$$

sendo: M o momento fletor atuante na seção e W o módulo resistente da seção.

Vale salientar que a NBR 10837 recomenda a consideração das flanges provenientes de paredes que interceptem o painel de contraventamento. Neste caso, essas flanges devem ter um comprimento máximo igual a $6t$, sendo t a espessura da parede que contribui com a flange.

Essas seções compostas finais, segundo Accetti (1998), apresentam uma série de vantagens, podendo-se citar como uma das principais o considerável ganho de inércia dos painéis. No caso dos vãos usuais de edifícios residenciais esse acréscimo na inércia constitui um dos fatores para redução das tensões normais nas paredes. Se a flange não for considerada, a rigidez obtida pode não representar adequadamente o comportamento do painel, resultando numa distribuição incorreta das ações do vento como consequência de uma má representação das rigidezes relativas. Deve-se ressaltar que esse modelo simplificado só apresenta resultados satisfatórios para uma ação do vento que atue segundo um eixo de simetria.

Um outro trabalho, desenvolvido por Saliba (1991), avalia um modelo para distribuição de ações horizontais em painéis com abertura. O modelo estudado considera que os painéis se comportam isoladamente, sem que haja interação entre os mesmos, e que a força horizontal total é absorvida pelos painéis segundo uma proporção direta definida pela rigidez relativa. O modelo considera que as dimensões dos painéis, tanto largura quanto altura, são definidas pelas aberturas existentes, FIGURA 2-17. O painel isolado assim definido é comumente denominado "pier".

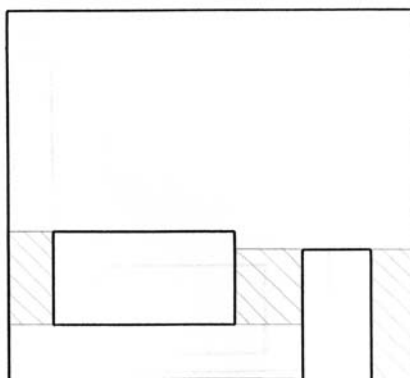


FIGURA 2-17 Definição das dimensões dos painéis [Saliba (1991)].

A rigidez atribuída a cada pier é equivalente a de um painel sem abertura que possua as mesmas dimensões, e é determinada pelo inverso do deslocamento total no topo do painel

para a ação de uma força concentrada neste mesmo topo, Equação 2.3-6. Considera-se também que esse deslocamento é composto por uma parcela relativa à deformação por cisalhamento e por outra relativa à deformação por flexão, Equação 2.3-7. Deve-se ter o cuidado de verificar as condições de vinculação do painel, pois as parcelas de deslocamentos devido à flexão são diferentes para vinculações diferentes: Equação 2.3-8 para extremidades engastadas e Equação 2.3-9 para extremidades engastada e livre. Como a distribuição dos esforços cortantes está condicionada à determinação da rigidez das paredes, qualquer engano na adoção das condições de contorno pode resultar em erros mais graves na obtenção desses esforços.

$$R = \frac{1}{\Delta} \quad \text{Equação 2.3-6}$$

$$\Delta = \Delta_m + \Delta_v \quad \text{Equação 2.3-7}$$

$$\Delta_m = \frac{Ph^3}{12E_m I} \quad \text{Equação 2.3-8}$$

$$\Delta_m = \frac{Ph^3}{3E_m I} \quad \text{Equação 2.3-9}$$

$$\Delta_v = \frac{1,2Ph}{E_v A} \quad \text{Equação 2.3-10}$$

sendo: **R** a rigidez do painel; Δ_m os deslocamentos devidos à flexão; Δ_v os deslocamentos devidos ao esforço cortante; **P** a força concentrada no topo do painel; **h** a altura do painel; **I** a inércia da seção transversal; E_m o módulo de deformação longitudinal; E_v o módulo de deformação transversal; e **A** a área da seção transversal.

Para efeito de avaliação do modelo simplificado utilizou-se uma modelagem em elementos finitos com elemento plano de quatro nós, o qual é comumente empregado em análises de estado plano de tensões. Com isso foram definidos exemplos de painéis variando-se a disposição das aberturas.

A partir dos resultados obtidos com os dois modelos observou-se que a determinação incorreta da rigidez do painel mais rígido pode resultar em diferenças na força absorvida pelo mesmo, e erros graves na obtenção da força absorvida pelo painel menos rígido. Além disso, verificou-se que o modelo simplificado de painéis isolados conduz a resultados inaceitáveis, mesmo quando as aberturas estiverem dispostas com cotas iguais. O autor ainda afirma que a consideração dos painéis agindo isoladamente, piers, é equivalente ao comportamento de uma barra prismática, o que é bastante distante da realidade; e que o principal fator que contribui para a má qualidade da modelagem simplificada é a determinação da altura dos painéis, a qual é definida pelo posicionamento das aberturas. Além disso, pode-se comentar que o método de rigidez clássico só apresenta precisão aceitável, para obtenção da distribuição de forças cortantes, quando todos os painéis possuírem, aproximadamente, a mesma rigidez.

Apesar do modelo em elementos finitos não ser avaliado por meio de resultados experimentais, pode-se comentar que as análises desenvolvidas pelo autor foram de grande valia, pois se realizou a verificação de um modelo simplificado por meio de outro um pouco mais sofisticado. Neste instante deve-se ressaltar que o modelo de “píer” é mais indicado, respeitando-se suas limitações, para se fazer uma avaliação bastante simplificada³⁹ do comportamento e distribuição dos esforços cortantes entre painéis de contraventamento.

É oportuno comentar que o modelo de pier distingue-se do modelo de paredes isoladas em balanço⁴⁰ justamente na consideração das condições de contorno do problema. O modelo de pier permite que sejam consideradas as duas condições: extremidades livre e engastada; e extremidades engastadas. A consideração ou não do engastamento no topo do pier está condicionada à rigidez da região acima do mesmo, isto é, à presença de lintéis suficientemente rígidos que representem tal comportamento. Maiores detalhes, como por exemplo as bases teóricas relacionadas com esses modelos, podem ser obtidos em Schneider (1980), Drysdale et al. (1994) que, inclusive, apresentam ilustrações com exemplos de aplicação.

Em trabalho publicado por El-Shafie (1996) encontram-se breves comentários a respeito das pesquisas realizadas, até a respectiva data, sobre o comportamento de painéis com abertura. Neste sentido o autor destaca o programa coordenado EUA – Japão para estudos, tanto analíticos quanto experimentais, sobre o comportamento de painéis com abertura carregados horizontalmente. O tema em questão também foi desenvolvido por outras pesquisas, a exemplo de: Imai (1987, 1988 e 1989)⁴¹ que estudou painéis com pequena abertura; e Paulson and Abrams (1990)⁴¹ que ensaiaram três modelos de edifícios na escala 1:4. Procedimento comum nestas pesquisas foi a utilização e aceitação de um modelo simplificado, denominado modelo de rótulas plásticas (MRP), para estimar a força horizontal de colapso dos painéis.

El-Shafie faz menção a dois tipos de análise de painéis com abertura: análises utilizando programas computacionais e análises utilizando simples aproximações. No que se refere às análises computacionais podem ser utilizados programas comerciais em elementos finitos, considerando-se a alvenaria como material homogêneo com propriedades médias⁴², ou ainda programas especialmente desenvolvidos para alvenaria.⁴³ Um outro tipo de modelagem computacional considera o painel como um pórtico com zonas/regiões rígidas. Neste caso os painéis podem ser analisados sob comportamento elástico (cargas de serviço) utilizando-se um

³⁹ Bastante simplificado por ser um modelo para cálculo manual.

⁴⁰ Como descrito no manual da ABCI (1990).

⁴¹ Apud El-Shafie (1996).

⁴² Este tipo de análise é mais indicado quando se deseja verificar o comportamento elástico linear, não sendo adequado, portanto, para uma análise do colapso do painel.

⁴³ Essas análises foram bastante comentadas em Lourenço (1996).

simples programa de pórtico plano linear. Da mesma forma o modelo permite realizar uma análise da ruptura do painel utilizando-se o modelo de pórtico não-linear que é similar ao modelo elástico distinguindo-se pela presença de molas de flexão nas extremidades de cada barra, para representar a deformação inelástica devida à flexão, e molas de cisalhamento no meio das barras, para representar o comportamento inelástico devido ao cisalhamento. Quanto às análises simplificadas, pode-se considerar dois tipos: paredes isoladas comportando-se como barras engastadas na base e livre no topo (balanços)⁴⁴; e paredes acopladas, onde os elementos de ligação apresentam rigidez suficiente para efetivamente mobilizar o acoplamento das paredes. No caso de paredes acopladas pode-se utilizar a aproximação de meio contínuo, que reduz o problema de alto grau de hiperstaticidade para uma simples equação diferencial, ou o denominado modelo de “pier”⁴⁵, que determina os esforços internos utilizando-se um equacionamento bastante simples. Com relação ao modelo utilizando-se o meio contínuo obtêm-se boas estimativas para as tensões, mas subestimam-se os deslocamentos do painel. No caso do modelo de “pier” faz-se o alerta para o fato da consideração de extremidades engastadas resultar em subestimação dos momentos fletores. No trabalho há ilustração de um modelo para análise de cargas de ruptura baseado num mecanismo de colapso com a formação de rótulas plásticas.

O autor comenta que, se adequadamente projetadas, as paredes acopladas apresentam comportamento bastante dúctil onde os elementos de ligação, que formam seções compostas com as lajes de concreto armado, desenvolvem rótulas plásticas nas extremidades para em seguida os “piers” também formarem rótulas em suas bases. Este é um comportamento muito difícil de se obter em painéis de alvenaria por três razões:

➤ As lajes em concreto com suas faixas colaborantes aumentam significativamente a resistência dos elementos de ligação de modo a forçar uma ruptura frágil do painel por meio da formação de rótulas plásticas nas extremidades dos piers;

➤ As configurações mais comuns de painéis com abertura possuem lintéis que demandam altas intensidades de cisalhamento⁴⁶ e que não podem ser facilmente absorvidos devido à natureza construtiva da alvenaria.⁴⁷ Desse modo, os elementos de ligação rompem de modo frágil por cisalhamento reduzindo significativamente a rigidez e resistência do painel;

Para finalizar, o autor destaca a necessidade de obtenção de um modelo com maior precisão para determinar a rigidez de painéis levando em consideração os efeitos de aberturas, de fissuração, da distorção por cisalhamento e de forças axiais.

⁴⁴ Conforme comentado no manual da ABCI (1990) e comentado anteriormente.

⁴⁵ Este modelo foi descrito em Saliba (1991).

⁴⁶ Normalmente esses lintéis possuem seção transversal com altura grande.

⁴⁷ O sistema construtivo possui planos preferenciais de ruptura, caracterizados pelos blocos e juntas, que impossibilitam a absorção do cisalhamento. Caso o lintel seja grauteado, essa impossibilidade torna-se bem menos efetiva.

Um outro modelo simplificado⁴⁸ foi avaliado por Nascimento Neto (1999, e 1999a). A modelagem consiste na consideração dos painéis absorvendo isoladamente os esforços provenientes das ações horizontais, sem que haja interação entre os mesmos. O modelo consiste na discretização dos trechos de painéis, situados entre pavimentos consecutivos, por meio de uma barra vertical posicionada no centro de gravidade da seção composta⁴⁹ e com as características dessa seção, FIGURA 2-18.

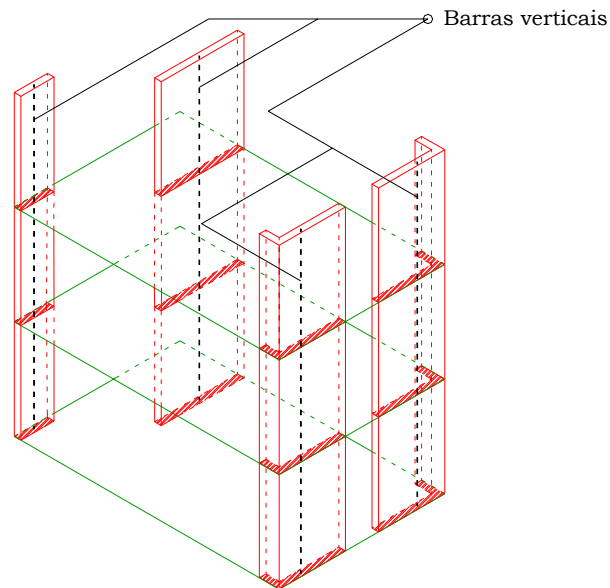


FIGURA 2-18 Modelagem de painéis isolados [Nascimento Neto (1999)].

O modelo ainda leva em consideração a deformação por cisalhamento dos painéis e o comportamento de diafragma rígido das lajes. Foi processado o modelo da estrutura de contraventamento de um edifício real e feitas avaliações quanto ao comportamento com e sem inclusão das referidas deformações. Verificou-se uma tendência de redistribuição mais pronunciada para o caso dos esforços cortantes, observando-se decréscimo das máximas solicitações para o modelo que incluiu a deformação por cisalhamento.

Um modelo um pouco mais sofisticado foi avaliado em Nascimento Neto (1999, 2000a e 2000b). O modelo consiste em se discretizar os painéis utilizando-se elementos barra como ilustrado na FIGURA 2-19. Um trecho de parede sem abertura, situado entre pavimentos consecutivos, é discretizado por elementos barra diferenciados por barras verticais flexíveis e barras horizontais rígidas. A barra vertical possui as características da seção retangular do painel e suas extremidades são ligadas continuamente às barras rígidas horizontais, que por sua vez são dispostas ao nível dos pavimentos e têm por finalidade simular o efeito do comprimento dos

⁴⁸ Sendo um modelo que necessita de recursos computacionais, sua simplificação torna-se clara quando comparado, por exemplo, ao modelo baseado no método dos elementos finitos.

⁴⁹ A seção composta refere-se a consideração das flanges.

painéis e a interação que se desenvolve entre os mesmos. Há ainda a possibilidade de consideração dos lintéis como elemento estrutural integrante do sistema de contravetamento. Assim como no modelo da FIGURA 2-18, admite-se comportamento de diafragma rígido para as lajes.

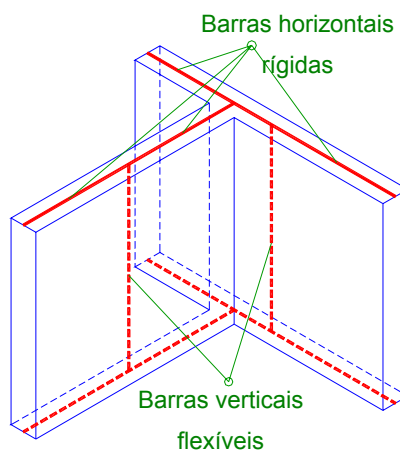


FIGURA 2-19 Modelagem de painéis de contravetamento [Nascimento Neto (1999)].

Esse modelo foi exaustivamente avaliado, averiguando-se seus resultados com os obtidos por trabalho experimental e processando-se modelos de estruturas de edifícios reais em alvenaria. Comparando-se os resultados obtidos pelo modelo de barras isoladas e o modelo tridimensional apresentado⁵⁰, verificou-se um pequeno ganho de rigidez proveniente de decréscimo dos deslocamentos laterais do edifício e uma tendência de redistribuição tanto de esforços cortantes quanto de momentos fletores. No entanto, verificou-se que a inclusão dos lintéis no sistema de contravetamento implicou em ganho considerável de rigidez proveniente da formação de seqüências de pórticos. Neste caso obteve-se redução da ordem de 79% no deslocamento do topo do edifício, quando comparado ao resultado obtido com o modelo de barras isoladas; e reduções da ordem de 64% para a máxima solicitação de flexão absorvida.

O modelo também foi avaliado quanto a sua capacidade de representar o comportamento do sistema de contravetamento sob solicitação de forças que originem torção global do edifício. Assim como no caso anterior, foram feitas comparações com estudo experimental e realizadas análises com processamento de estruturas de edifícios reais, verificando-se a boa representatividade do comportamento estrutural apresentada pelo modelo.

2.3.3. Avaliação do comportamento estrutural da alvenaria utilizando-se modelos reduzidos

O emprego de modelos reduzidos foi e tem sido ferramenta importantíssima para se avaliar o comportamento estrutural de sistemas estruturais da engenharia civil. Em décadas

⁵⁰ Sem a inclusão dos lintéis.

anteriores, quando não se dispunha de computadores e de métodos numéricos capazes de simular com relativa precisão o comportamento de estruturas mais complexas, tomava-se partido da análise com modelos reduzidos para se verificar e dimensionar tais estruturas, a exemplo de barragens, túneis e pontes.

Hoje em dia os estudos desenvolvidos com modelos reduzidos⁵¹ não têm mais como objetivo o dimensionamento⁵² dos elementos estruturais, mas sim o de avaliar o comportamento estrutural e servir de base para uma modelagem numérica e/ou teórica mais adequada, que seja capaz de representar tanto quanto possível, e de modo sensato, o comportamento real da estrutura. Além disso, a utilização desses modelos facilita a realização dos ensaios quando comparado ao protótipo. Dentre as vantagens pode-se citar: utilização de estruturas com dimensões menores, facilitando o manuseio tanto no que se refere ao transporte quanto ao armazenamento dentro do laboratório; e, principalmente, necessidade de equipamentos com capacidade de carga mais baixa, refletindo no tipo de pórticos de reação e sistemas de aplicação de forças a serem utilizados, que por sua vez significam em minimização de custos.

Uma breve revisão sobre a aplicação de modelos reduzidos para o caso da alvenaria estrutural é apresentada em Abboud et al. (1990). O autor comenta que vários estudos foram desenvolvidos nas décadas de 60, 70 e 80 utilizando-se tais modelos, e que as principais conclusões obtidas consistiram na indicação do uso desses modelos reduzidos para avaliar o comportamento estrutural da alvenaria devido à sua capacidade de representação do comportamento de protótipos. No entanto, em estudo apresentado por Hamid (1985, 1986)⁵³ observaram-se diferenças nos resultados obtidos por modelos na escala 1:4 de blocos vazados de concreto quando comparados aos do protótipo. Essas diferenças foram atribuídas às imperfeições na geometria do modelo reduzido e à falta de mão-de-obra adequada para manipulação do mesmo. Segundo o estudo apresentado por Abboud et al. (1990), a escolha do fator de escala geométrico para um modelo específico depende de uma quantidade razoável de fatores, podendo-se citar: sistemas de aplicação de forças disponíveis; facilidades na fabricação dos materiais do modelo; e adoção de dimensões adequadas de modo a assegurar a capacidade de manuseio do modelo pela mão-de-obra. Verificou-se que a utilização de fatores de escala inferiores a 1:4 pode, provavelmente, causar dificuldades na modelagem da espessura das juntas. No presente trabalho, o autor elaborou toda uma caracterização de materiais⁵⁴ dos

⁵¹ Não só com modelos reduzidos. Dentro das limitações cabíveis a cada caso, os estudos experimentais com modelos em escala natural, protótipos, também são utilizados para balizar e validar os modelos numéricos/teóricos.

⁵² Os avanços alcançados pela informática possibilitaram o desenvolvimento de modelos numéricos e programas computacionais com capacidade de melhor simulação do comportamento das estruturas, de modo que o dimensionamento estrutural tornou-se mais rápido e preciso.

⁵³ Apud Abboud et al. (1990).

⁵⁴ Blocos, argamassa, graute e armadura.

modelos reduzidos utilizados em ensaios de prisma (compressão axial e cisalhamento na junta), de ligações de laje com parede e de paredes esbeltas submetidas a forças, horizontais e verticais, fora do seu plano. No caso dos prismas desenvolveu-se uma análise de correlação com protótipos, obtendo-se ótimos resultados. No entanto, como já era esperado, os resultados dos modelos apresentaram, sob um ponto de vista quantitativo, desvios ou dispersões inferiores aos dos protótipos. Este comportamento pode ser atribuído ao inerente efeito de escala associado aos modelos reduzidos. De um modo geral, o autor conclui que a técnica de modelos reduzidos com blocos vazados de concreto é um método viável e poderoso para estudar e prever, de um modo econômico, o comportamento complexo dos sistemas estruturais em alvenaria.

Abrams (1988) desenvolveu um estudo muito interessante com modelo reduzido, no qual foi avaliado o comportamento estrutural de edifícios em alvenaria submetidos a forças laterais estáticas e dinâmicas. Um edifício de dois pavimentos em escala natural⁵⁵ foi utilizado no estudo sob ação estática, enquanto que no caso da ação dinâmica utilizou-se um modelo reduzido em escala 1:4 com três lajes. O modelo em escala natural foi construído com duas lajes para que a força lateral, aplicada na segunda laje, representasse a resultante de uma força triangularmente distribuída em um edifício com três lajes. A ação dinâmica foi aplicada ao modelo reduzido utilizando-se uma mesa vibratória disposta em sua base. A escolha das dimensões dos painéis e das aberturas no modelo reduzido seguiu as mesmas condições e suposições adotadas no caso do protótipo. O objetivo principal do estudo foi avaliar o comportamento estrutural do edifício sob a aplicação de distintas solicitações, e não o de tentar desenvolver qualquer tipo de correlação entre os comportamentos observados no modelo e no protótipo.

Quanto ao comportamento observado no modelo reduzido destaca-se a fissuração ocorrida ao longo das juntas horizontais no topo dos “piers” do primeiro pavimento, confirmando a predominância do comportamento sob flexão, verificando-se a perda de resistência cisalhante ao longo dessas juntas. Com o decorrer dos ciclos observou-se um excessivo escorregamento, de modo que o cisalhamento foi redistribuído para os “piers” externos que estavam sendo solicitados por compressões axiais. Apesar da resistência ao cisalhamento ser aumentada pelo efeito de compressão axial, os “piers” não apresentaram a resistência necessária para absorver os esforços de cisalhamento e sua ruptura resultou no colapso de toda a estrutura.

⁵⁵ Este estudo foi desenvolvido em Abrams (1986) e está descrito no item 2.3.2.1.

Apesar das duas estruturas analisadas terem a mesma⁵⁶ configuração e disposição de armaduras, seus comportamentos foram bastante distintos. A partir da comparação dos comportamentos, o autor conclui que a resposta não-linear de um edifício em alvenaria é enormemente sensível ao processo de construção e ao tipo de ação atuante.

Camacho (2000) estudou as correlações entre protótipos e modelos reduzidos de estruturas de alvenaria com blocos cerâmicos. Neste caso fez-se uso das escalas 1:1, 1:3 e 1:5, FIGURA 2-20, e foram realizados ensaios de compressão axial em blocos, prismas de 2, 3 e 4 blocos e em pequenas paredes, avaliando-se a resistência, as deformações e o modo de ruptura dos mesmos. Foram ensaiados pelo menos seis prismas e três paredes de cada tipo.

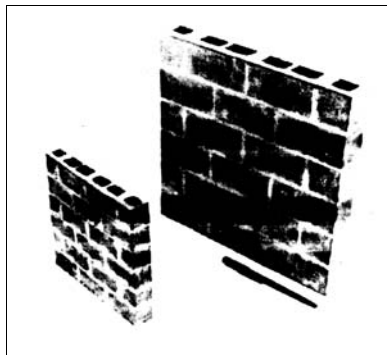


FIGURA 2-20 Paredes pequenas nas escalas 1:3 e 1:5 ensaiadas [Camacho (2000)].

A partir dos resultados obtidos, pôde-se verificar que os fatores de eficiência⁵⁷ diminuí com o aumento do número de fiadas, e aumentou à medida que o fator de escala foi diminuído. Observou-se também similaridade entre as resistências à compressão axial dos modelos e, no caso dos prismas e das paredes, resistências superiores às dos protótipos. Comparando-se as deformações de ruptura entre modelos também se verificou similaridade, no entanto foram consideravelmente superiores às do protótipo. Este comportamento também foi observado por outros pesquisadores. Verificou-se que a relação *resistência de prisma / resistência do bloco* foi afetada pelo fator de escala, apresentando elevados valores para os modelos, FIGURA 2-21. Apesar da diferença os valores absolutos, o comportamento e o tipo de ruptura apresentada pelos modelos e protótipos foram similares.

⁵⁶ Há uma diferença entre os modelos no que se refere ao grauteamento. O modelo em escala natural possuía “pier” parcialmente grauteado com área de cisalhamento menor que o modelo reduzido, o qual possuía “pier” totalmente grauteado.

⁵⁷ Os fatores de eficiência aqui referidos são definidos pelo quociente entre a resistência à compressão axial de prisma e/ou de parede pela resistência à compressão de bloco.

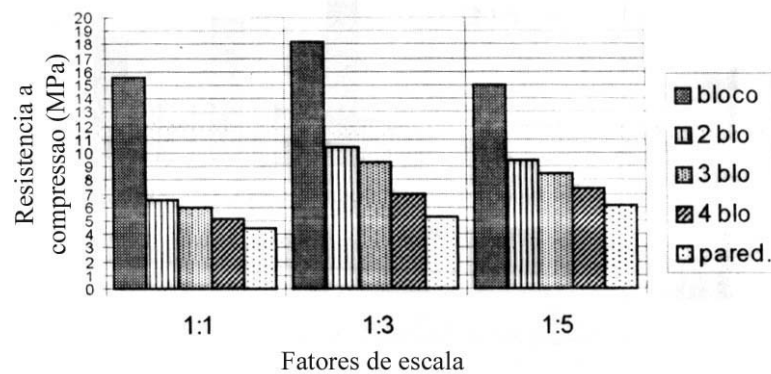


FIGURA 2-21 Resistência à compressão dos modelos e do protótipo [Camacho (2000)].

Resumidamente, o autor conclui que é possível utilizar ensaios com modelos físicos reduzidos para avaliar o comportamento da alvenaria estrutural constituída por blocos cerâmicos vazados. No entanto, o autor ainda recomenda que novas pesquisas sejam desenvolvidas para investigar as diferenças entre protótipo e modelo no que se refere aos valores dos parâmetros de deformação.

Outro estudo onde se avaliou correlação entre modelo e protótipo foi desenvolvido por Chen (1988). O trabalho desenvolvido faz parte de um programa de pesquisa mais amplo com modelos reduzidos de painéis em alvenaria estrutural. Foram estudados painéis sem aberturas submetidos a forças horizontais dinâmicas e quase-estáticas com condições de contorno equivalentes a engastes na base e no topo, tendo como objetivo avaliar a veracidade da aproximação, freqüentemente utilizada, entre ação cíclica e ação quase-estática. Adicionalmente, foram comparados os resultados de resistência à compressão de blocos, de prismas, bem como os de compressão diagonal de paredes obtidos utilizando-se os modelos reduzidos com os obtidos por protótipos encontrados na literatura. A FIGURA 2-22 ilustra os corpos-de-prova que foram utilizados nos ensaios.

A FIGURA 2-23 ilustra a curva *tensão de compressão axial x deformação axial* obtida pelo ensaio com os modelos de prismas e pelo protótipo de prisma avaliado em McNary & Abrams (1985)⁵⁸. Percebe-se a semelhança entre o comportamento apresentado pelo modelo e pelo protótipo. Durante a realização dos ensaios verificou-se que as fissuras verticais tornavam-se visíveis logo após a carga de pico, e que os prismas geralmente rompiam devido à separação nos blocos.

⁵⁸ Apud Chen (1988).



FIGURA 2-22 Modelos reduzidos em escala 1:4 dos prismas e painéis utilizados nos ensaios [Chen (1988)].

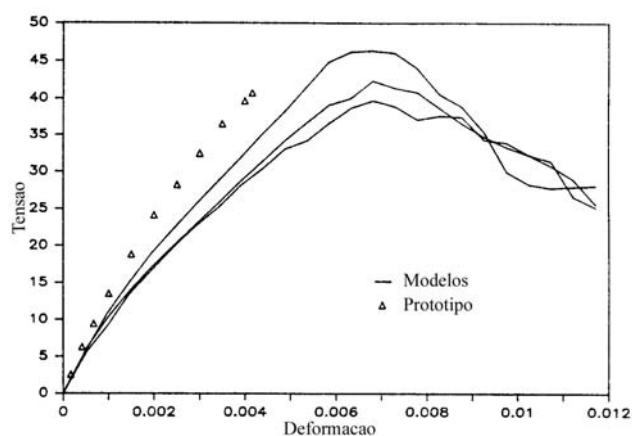


FIGURA 2-23 Curvas tensão x deformação para modelos e protótipo de prismas de seis blocos [adaptado de Chen (1988)].

Quanto à comparação dos resultados obtidos pelo modelo com aqueles obtidos pelo protótipo, no caso dos painéis, foi aplicado um fator de escala sobre a rigidez K_m do modelo devido à diferença em relação à rigidez do protótipo, ocasionada pela não proporcionalidade entre suas dimensões.

A partir dos resultados obtidos, o autor conclui que a resistência dos modelos de prisma e paredes quadrangulares possui boa correlação com os protótipos de prismas e painéis quadrados.

Um estudo relativo ao comportamento de painéis reduzidos na escala 1:3 e submetidos a forças horizontais foi desenvolvido por Elshafie (1998). Os painéis, que dispunham de aberturas, foram totalmente grauteados e construídos em alvenaria armada de blocos vazados de concreto. O autor estudou três disposições de aberturas tomadas como porcentagem das dimensões globais do painel: 0%, 22% e 49%. Os principais objetivos do trabalho consistiram na investigação dos efeitos do tamanho e localização das aberturas típicas de portas no comportamento desses painéis e, na avaliação da efetividade do modelo de rótulas plásticas como ferramenta de análise de painéis em alvenaria de blocos vazados. Em todos os “piers” a

armadura de flexão consistiu basicamente em barras de $\Phi 5.0$ espaçadas alternadamente, exceto nos “piers” estreitos onde a armadura foi posicionada em todos os vazados. A armadura de cisalhamento foi calculada considerando-se os esforços de cisalhamento associados à ruptura por flexão, determinados por uma análise prévia, de modo a evitar a ruptura característica por cisalhamento. A FIGURA 2-24 ilustra a disposição das armaduras nos painéis.

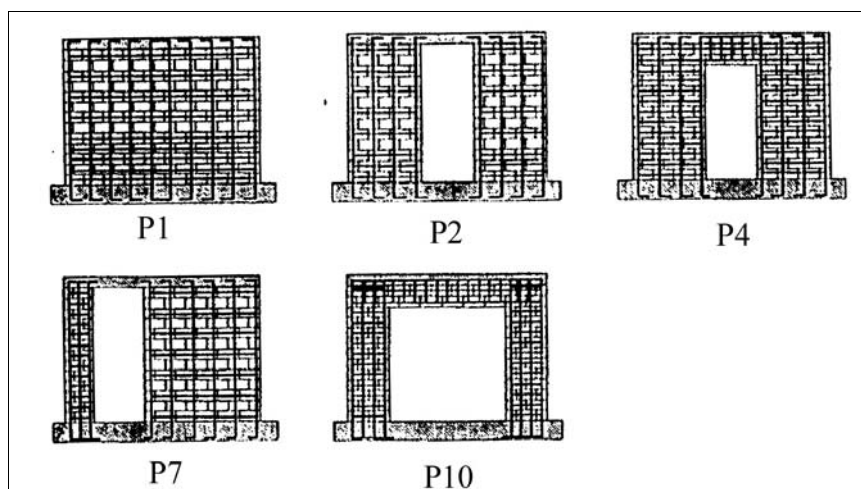


FIGURA 2-24 Detalhes da armadura utilizada nos painéis [adaptado de Elshafie (1998)].

A referida análise prévia foi realizada utilizando-se o modelo de rótulas plásticas (MRP), que é um método considerado apropriado para análise de painéis com abertura que se comportam predominantemente à flexão. Neste modelo, o painel é idealizado como um pórtico equivalente onde o estado de ruína é atingido ao formarem-se rótulas plásticas nas extremidades dos elementos até que o sistema estrutural torne-se instável.

A partir dos resultados dos ensaios o autor concluiu que o modo de ruptura por flexão dos painéis foi caracterizado pela formação de rótulas plásticas nas extremidades dos elementos estruturais, como esperado. Verificou-se também que a rigidez e a força horizontal máxima dos painéis diminui significativamente com o aumento das dimensões da abertura enquanto que a ductilidade aumentou sensivelmente. Isto pode ser explicado pelo fato de a introdução de aberturas largas resultar em painéis compostos por elementos de grande relação altura/comprimento, consistindo numa estrutura com capacidade para rotacionar e deformar além do limite elástico. Da mesma forma verificou-se que no caso de painéis com mesmas dimensões globais e armaduras de flexão ocorrem reduções na rigidez e resistência proporcionais às dimensões da abertura. Além disso, observou-se que painéis com abertura centralizada apresentam maior ductilidade e rigidez, e resistência levemente inferior que painéis com aberturas excêntricas. Isto pode ser explicado pelo fato da excentricidade da abertura resultar num painel constituído por dois “piers” distintos, onde um deles é largo e rígido enquanto o outro é estreito e flexível. Neste caso o comportamento do painel é predominado

pelo comportamento do “pier” mais largo que, obviamente, possui elevada rigidez e resistência e baixa ductilidade devido a sua relação altura/comprimento. Finalmente, o autor comenta que o modelo de rótulas plásticas pode ser considerado como ferramenta analítica simples e de boa precisão para avaliar o mecanismo de ruptura, a força lateral máxima, e as forças internas no estágio de ruína, no caso de painéis com abertura que apresentem predominância do comportamento de flexão.

Uma investigação do efeito de armaduras no comportamento de painéis em alvenaria parcialmente armada foi realizada por Ghanem (1992). O estudo faz parte de um programa de pesquisa desenvolvido na Universidade de Drexel para investigação do comportamento estrutural de painéis constituídos por modelos reduzidos na escala 1:3 de blocos vazados de concreto. Foram utilizados painéis quadrangulares e se verificou o efeito da distribuição de armaduras, tanto verticais quanto horizontais, no comportamento desses painéis. Adotou-se uma única taxa de armadura para as duas direções, variando-se apenas a distribuição das mesmas na seção do painel, sendo: SWA o modelo com armaduras, vertical e horizontal, nas extremidades do painel; SWB o modelo com armaduras nas extremidades e a meia altura e meio vão; e SWC o modelo com armaduras nas extremidades e a aproximadamente cada quarto da altura e do vão; como ilustrado pela FIGURA 2-25. Todos os modelos foram submetidos ao mesmo nível de pré-compressão igual a 0,69 MPa⁵⁹.

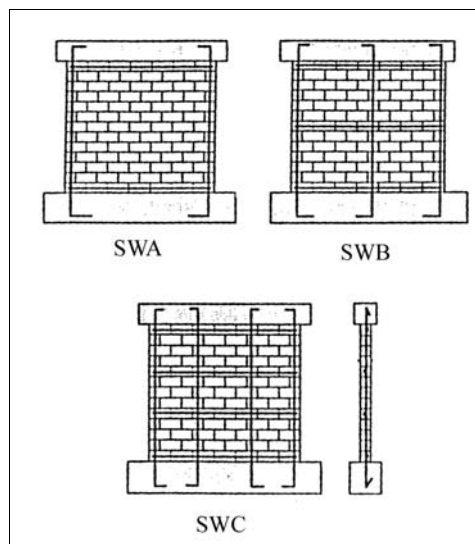


FIGURA 2-25 Modelo dos painéis com distribuição das armaduras [Ghanem (1992)].

A partir dos resultados obtidos pelos ensaios verificou-se que a distribuição das armaduras comandou o modo de ruptura dos painéis, observando-se três modos distintos:

⁵⁹ Equivalente a 100 psi.

➤ Ruptura por cisalhamento, onde ocorreram predominantemente fissuras diagonais e ruptura brusca no modelo SWA, o que era previsto por causa da pouca influência da ação de pino das barras verticais e pela falta da armadura para absorver os esforços de cisalhamento;

➤ Ruptura mista cisalhamento/flexão, onde ocorreu inicialmente fissuração por tração na base e a meia altura do painel seguida por uma fissuração diagonal em forma escalonada no modelo SWB, resultando em escoamento da armadura vertical e esmagamento dos blocos no lado comprimido assim como abertura de fissuras diagonais responsáveis pelo colapso;

➤ Ruptura por flexão, onde ocorreu escoamento da armadura vertical com esmagamento dos blocos no lado comprimido no modelo SWC, destacando-se o comportamento relativamente dúctil verificado pela capacidade de deformação do painel após atingir a força máxima.

Observou-se também que uma maior distribuição da armadura ocasionou acréscimo na resistência ao cisalhamento e decréscimo na resistência à flexão, enquanto que, ao concentrar essa armadura nos extremos do painel ocorreu exatamente o oposto. Além disso, verificou-se que para se evitar uma ruptura frágil, isto é, por cisalhamento, é necessário distribuir a armadura horizontal ao longo da altura do painel.

Continuando na mesma linha de pesquisa, mas fazendo-se uma abordagem distinta do problema, Ghanem (1993) desenvolveu outro estudo pertencente ao programa da Universidade de Drexel. Neste trabalho foi avaliado o efeito da pré-compressão sobre o comportamento de painéis idênticos aos apresentados no texto anterior. Neste caso utilizou-se uma única configuração para o painel avaliado, sendo idêntica ao modelo SWB como ilustrado pela FIGURA 2-25. A distinção entre os modelos foi feita pela intensidade da tensão de pré-compressão aplicada, sendo: SWB 1 o modelo com $\sigma_{pc} = 0$ MPa; SWB 2 o modelo com $\sigma_{pc} = 0,69$ MPa⁶⁰; SWB 3 o modelo com $\sigma_{pc} = 1,38$ MPa⁶¹.

Após a realização dos ensaios verificou-se que:

➤ O modelo SWB 1 exibiu um comportamento relativamente dúctil, verificado pelo colapso por esforços de flexão. A primeira fissura visível foi de flexão ocorrendo a aproximadamente 40% da força de ruptura. Em seguida ocorreu pequena fissuração por cisalhamento logo abaixo do trecho horizontal armado. A partir daí o modelo apresentou intensa fissuração sem incremento significativo da força horizontal, o que pode ser atribuído à ausência de tensão axial. Observaram-se também grandes deformações de flexão após a força última do ensaio.

⁶⁰ Equivalente a 100 psi e igual a 5% da resistência à compressão de prisma.

⁶¹ Equivalente a 200 psi.

➤ O modelo SWB 2 exibiu um modo de ruptura misto flexão/cisalhamento, com a primeira fissura surgida pelo efeito de flexão. No instante em que as armaduras verticais iniciaram o processo de escoamento, começaram a surgir fissuras diagonais e o painel resistiu a um pouco mais de força horizontal até o aparecimento de uma fissura diagonal principal que resultou no colapso.

➤ Finalmente, o modelo SWB 3 exibiu modo de ruptura por cisalhamento. Ocorreram fissuras preponderantemente diagonais, que se estenderam desde o topo do lado de aplicação da força horizontal até a base do lado oposto, segundo um ângulo de 45°. A elevada tensão axial impediu que o painel deformasse muito até a força de ruptura. O colapso ocorreu repentinamente, verificando-se substancial abertura das fissuras diagonais seguida pelo esmagamento dos blocos na base comprimida.

Com base nos comportamentos verificados e descritos anteriormente, o autor fez algumas considerações conclusivas. Verificou-se que a tensão axial alterou o comportamento do painel, a partir de um modo de ruptura por flexão, passando por um modo misto de ruptura flexão/cisalhamento, até um modo de ruptura por cisalhamento. Isto indica que para elevadas tensões de pré-compressão a tendência é que ocorra colapso por cisalhamento, que é uma ruptura frágil. Observou-se também que a resistência à fissuração cresce com o aumento da pré-compressão, pois a ocorrência das primeiras fissuras diagonais foi enormemente influenciada pela resistência à tração da alvenaria e pela tensão axial. Além disso, o autor conclui que para evitar um colapso frágil, deve-se considerar um nível máximo de pré-compressão, que nos experimentos realizados foi igual a 5% da resistência à compressão da alvenaria. Por fim, verificou-se que o acréscimo das tensões axiais tende a reduzir a ductilidade, a aumentar a resistência à fissuração e a modificar o comportamento do painel de um modo por flexão para um modo por cisalhamento.

Um outro trabalho onde se avaliou o comportamento de painéis em alvenaria constituídos por blocos cerâmicos vazados na escala 1:3 foi desenvolvido por Santos (2001). O estudo consistiu na avaliação do comportamento estrutural de painéis com e sem preenchimento das juntas verticais de argamassa. Os painéis possuíam flanges em uma das extremidades laterais e foram submetidos a ação combinada de força lateral e tensão axial, sendo utilizados três níveis de pré-compressão iguais a 0,4 MPa, 1,7 MPa e 2,1 MPa, referidas à área líquida.

A partir dos resultados dos experimentos o autor pôde concluir que o aumento da pré-compressão reduziu consideravelmente os deslocamentos ao longo da altura dos painéis, bem como a diferença entre os deslocamentos no topo dos painéis com juntas preenchidas e não preenchidas. Verificou-se linearidade para a relação *força lateral x deslocamentos* a níveis iniciais desta força e não linearidade à medida que se foi aumentando-a. Em contrapartida a distribuição das deformações axiais ao longo da base dos painéis foi não-linear mesmo para

níveis iniciais de carregamento. Observou-se também que a resistência ao cisalhamento dependeu do nível de pré-compressão e variou linearmente de acordo com a lei de Coulomb, tanto no caso de juntas preenchidas quanto no de juntas não preenchidas, para as intensidades de pré-compressão utilizadas. Além disso, o autor verificou que as fissuras iniciais ocorreram entre 80% e 90% da carga última nos painéis sob pré-compressão elevada e a aproximadamente 70% sob baixa pré-compressão.

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A partir da leitura das publicações pertinentes ao tema alvenaria estrutural, em especial as relacionadas a painéis submetidos a ações horizontais e emprego de modelos físicos reduzidos, verificou-se a necessidade do desenvolvimento de novas pesquisas devido à grande variedade de materiais empregados na construção dessas alvenarias. Além disso, há a possibilidade de se utilizarem distintas tipologias, podendo-se citar as alvenarias não-armada, parcialmente armada, armada e pré-tensionada, o que resulta em particularidades quanto ao seu desempenho estrutural. Verificou-se, também, a necessidade de maior interação entre os estudos numéricos e os experimentais, para a formulação de modelos teóricos que representem o comportamento real da estrutura avaliada.

Com base nisso concebeu-se um programa de pesquisa com o objetivo de avaliar o comportamento estrutural de painéis com abertura constituídos por alvenaria de blocos vazados. Alguns fatores estimularam o emprego de modelos físicos reduzidos na escala 1:3, dentre os quais citam-se:

- Disponibilidade de materiais e mão-de-obra específica;
- Facilidades de armazenamento e movimentação dos modelos físicos no laboratório, bem como de execução dos ensaios⁶²;
- Limitação de equipamentos em laboratório, tais como pórticos de reação e atuadores e cilindros hidráulicos.

Vários pesquisadores comprovaram a viabilidade da utilização desses modelos na avaliação do comportamento desse tipo de estrutura, a exemplo de Abboud et al. (1990),

⁶² A facilidade referida consiste na execução do ensaio, porque a preparação do mesmo é muito trabalhosa e necessita de cuidados especiais. Apesar dessa dificuldade a utilização desses modelos é incentivada e, sem dúvida alguma, justificável.

Camacho (2000) e Chen (1988). Neste instante faz-se necessário ressaltar que não se tem por objetivo determinar correlações com protótipos e sim verificar e avaliar o comportamento estrutural dos painéis. Estudos de caráter qualitativo também foram desenvolvidos por Elshafie (1998) e Ghanem (1992, 1993).

Diante disso dividiu-se a pesquisa nas seguintes etapas:

➤ Inicialmente desenvolveu-se uma análise prévia do comportamento dos painéis com e sem abertura, considerando-se comportamento elástico-linear, com o intuito de avaliar o problema simplificadamente e definir a estratégia inicial para o seu tratamento. Com base nos resultados teóricos preliminares adotou-se uma configuração inicial para a instrumentação a ser utilizada no experimento;

➤ Em seguida foram realizados os ensaios de caracterização dos materiais utilizados na construção dos painéis, escolhendo-se aqueles considerados representativos do modelo numérico a ser empregado nas análises teóricas. Tais ensaios consistiram em: análise dimensional e área líquida dos blocos, análise granulométrica da areia, resistência à compressão axial de blocos e argamassa, resistência à compressão axial e diagonal de paredes (40 x 40) cm², resistência à compressão axial e ao cisalhamento direto em juntas com prismas de três blocos; resistência à tração na flexão em prismas com quatro blocos.

➤ Na seqüência fez-se uso de modelos físicos reduzidos na escala 1:3 para avaliação experimental do comportamento de distintos arranjos de painéis submetidos a solicitações verticais pré-definidas, sendo levados à ruptura por força horizontal. Neste caso foi realizado o ensaio de um painel piloto para se fazer uma primeira análise quanto às hipóteses adotadas para o comportamento estrutural, à eficiência da configuração da instrumentação definida e aos tipos de problemas que pudessem ocorrer durante o experimento. Assim, pôde-se verificar as qualidades e defeitos das suposições adotadas, e definir com base sólida a configuração de ensaio menos afetada pelas imperfeições a que se está sujeito, e conduzi-lo, no mínimo, de modo satisfatório;

➤ Por fim, desenvolveu-se a simulação numérica do comportamento estrutural observado nos experimentos. O modelo matemático escolhido teve como base uma estratégia de micro-modelagem, distinguindo-se bloco, argamassa e junta, fundamentada no método dos elementos finitos. Neste ponto foram utilizados os resultados da caracterização dos materiais de acordo com a necessidade dos modelos investigados. Foi utilizado o pacote de programas ABAQUS versões 5.8, 6.2 e 6.3, sendo verificados os tipos de modelos mais adequados para análise do problema e sua capacidade de simulação do comportamento estrutural observado. A partir dos resultados dos ensaios das paredes (40 x 40) cm² foi realizada a calibração do modelo numérico, o qual também foi utilizado na simulação dos painéis solicitados por forças vertical e horizontal.

3.2 MODELAGEM NUMÉRICA PRELIMINAR

A modelagem numérica inicial consistiu basicamente na avaliação da distribuição das tensões em painéis com e sem abertura submetidos a forças horizontal e vertical aplicadas no topo. Como a investigação tinha caráter genérico sem avaliar detalhadamente os mecanismos de ruptura e os fatores que influenciam o comportamento desses painéis, optou-se por utilizar um modelo em elementos finitos realizando análise plana linear, com o pacote de programas ANSYS versão 5.5, discretizando separadamente os blocos e a argamassa. O modelo é constituído por elementos planos quadrangulares de 4 nós com 2 graus de liberdade por nó, denominado pelo programa como SHELL32, cuja rede em elementos finitos é ilustrada pela FIGURA 3-1(b). Foi considerada uma força horizontal de intensidade $F_h = 6,5$ kN e outra vertical de intensidade $F_v = 2,6$ kN. Essas forças foram repartidas igualmente entre os nós dos elementos do topo do painel, enquanto que os nós da base foram considerados restritos na direção dos deslocamentos horizontal e vertical, conforme ilustrado pela FIGURA 3-1(b).

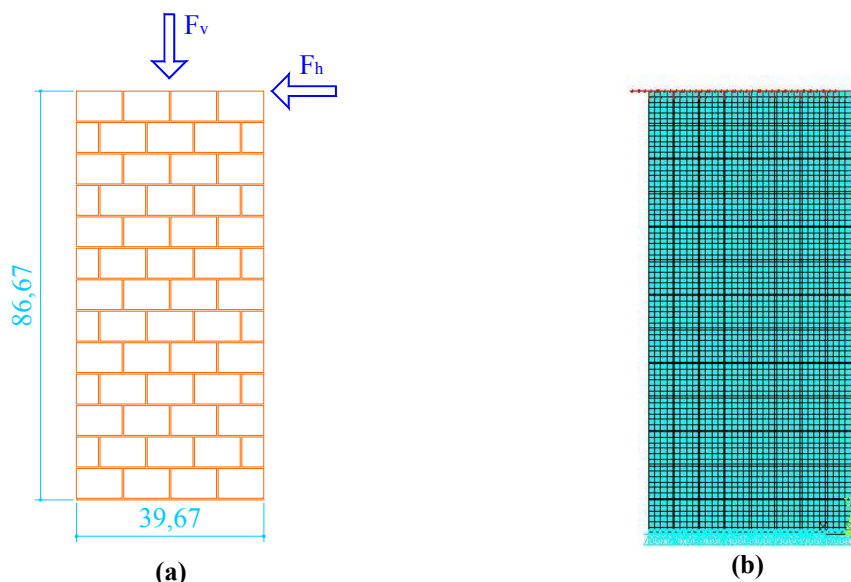


FIGURA 3-1 Modelo do painel isolado: (a) Dimensões e forças consideradas e (b) Rede em elementos finitos utilizada na modelagem.

Avaliando-se os resultados obtidos para a distribuição das tensões normais verticais σ_Y , FIGURA 3-2(a), percebe-se uma variação em seus valores ao longo da direção vertical e a definição de uma região tracionada e outra comprimida⁶³, com os máximos valores de tensão ocorrendo na base. Quanto às tensões de cisalhamento τ_{XY} , FIGURA 3-2(b), suas intensidades ficaram bem distribuídas ao longo da direção vertical, com os máximos valores ocorrendo na região central do painel. Observando agora a distribuição das tensões principais, FIGURA 3-2(c), verifica-se que nas extremidades do painel, principalmente em regiões próximas à base, essas tensões têm direção aproximadamente vertical, enquanto que ao se aproximar da porção

⁶³ Essas regiões serão referidas, em capítulos posteriores, como lados tracionado e comprimido do painel.

central sua direção é aproximadamente de 45° . Estes comportamentos estão dentro do esperado, pois os painéis apresentam relação *altura/comprimento* que indicam predominância das deformações devida à flexão, e os resultados representam fielmente a teoria abordada na resistência dos materiais. As setas azuis representam tensões de compressão, e as pretas tensões de tração.

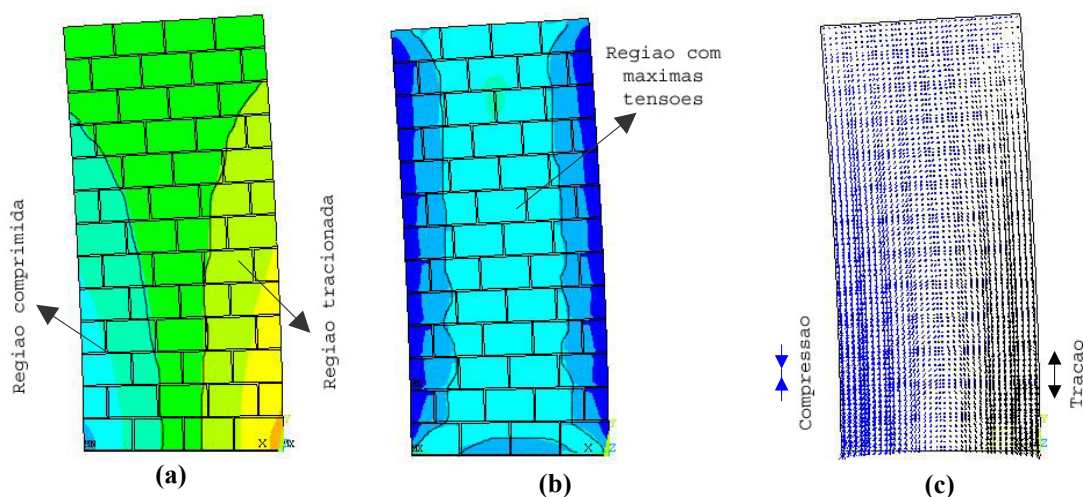


FIGURA 3-2 Modelagem do painel isolado: (a) Distribuição das tensões normais verticais; (b) Distribuição das tensões de cisalhamento e (c) Tensões principais.

No que se refere aos painéis com abertura de porta verifica-se, assim como no caso do painel isolado, concentrações de tensão axiais, tanto de tração quanto de compressão, nas extremidades da base, assim como a variação das mesmas ao longo da direção vertical, FIGURA 3-3(a). Da mesma forma, a distribuição das tensões de cisalhamento ocorreu com as máximas tensões surgindo no eixo vertical, e também no lintel, FIGURA 3-3(b). Além disso, os cantos das aberturas, por serem regiões de descontinuidade, também apresentaram concentração de tensões tanto de compressão vertical quanto de cisalhamento. Para esta análise deve-se destacar o efeito de acoplamento causado pelo lintel, evidenciado por sua intensa solicitação de cisalhamento. A FIGURA 3-3(c) ilustra mais claramente esses comportamentos, na qual observa-se que as tensões principais têm direção aproximadamente vertical nas extremidades das duas paredes, com os máximos ocorrendo na base, e direção aproximadamente de 45° na região central das mesmas paredes. No lintel, pode-se dizer que a direção preponderante das tensões principais faz um ângulo de 45° com a vertical, indicando que a principal solicitação é o esforço cortante. As setas em preto indicam tensões de tração e as azuis de compressão.

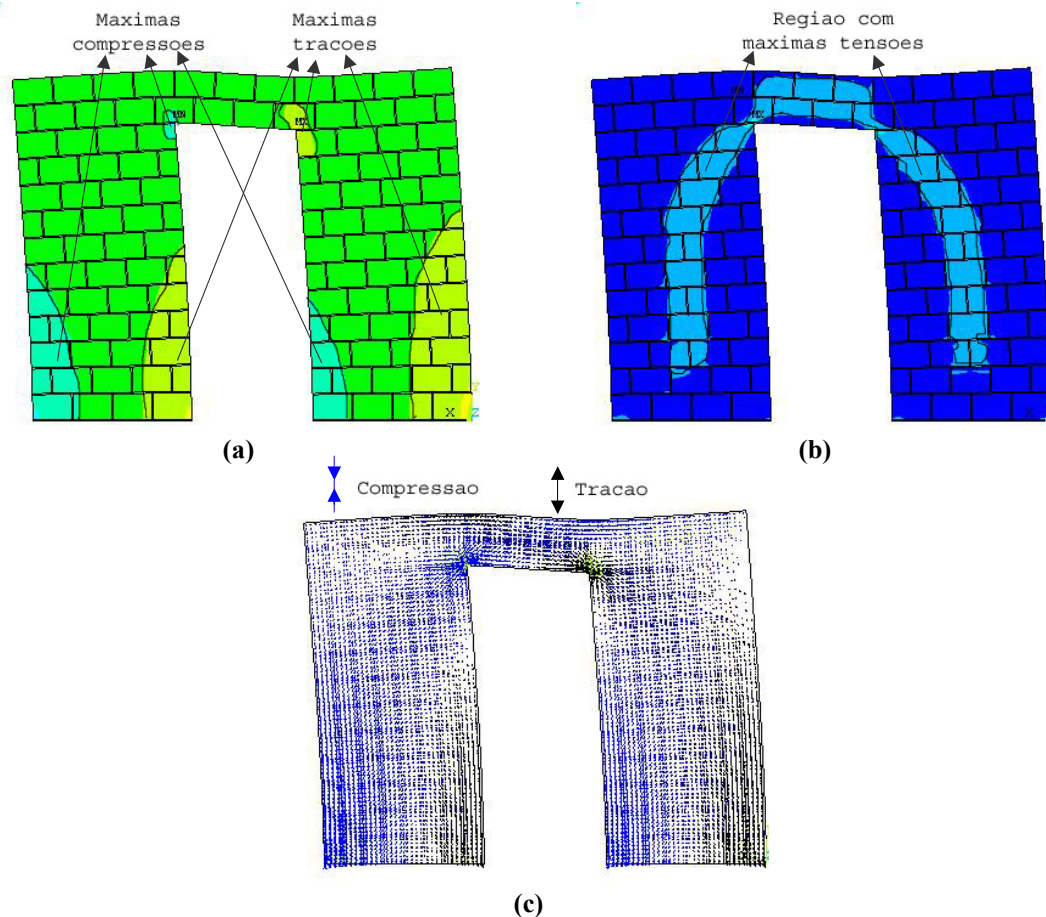


FIGURA 3-3 Modelagem do painel com abertura de porta: (a) Distribuição das tensões normais verticais; (b) Distribuição das tensões de cisalhamento; (c) Tensões principais.

Quanto ao painel com abertura de janela, também ocorreram concentrações de tensões normais verticais, tanto tração quanto compressão, nos cantos mais externos ao painel e, como era de se esperar, naqueles situados no contorno da abertura, mais evidente nos cantos inferiores, FIGURA 3-4(a). É importante comentar que também ficou caracterizada a variação dessas tensões verticais ao longo da altura das paredes. No que se refere à distribuição das tensões de cisalhamento, verificou-se que seus máximos ocorreram na região central das paredes do painel e dos dois lintéis⁶⁴, FIGURA 3-4(b). Também é importante destacar o efeito de acoplamento causado pelos lintéis, evidenciado por suas solicitações de cisalhamento. A FIGURA 3-3(c) ilustra mais claramente esses comportamentos, na qual observa-se que as tensões principais têm direção aproximadamente vertical nos lados externos das paredes, com os máximos ocorrendo na base, e direção aproximadamente de 45° na região central das mesmas paredes. Nos lintéis, pode-se dizer a direção preponderante das tensões principais faz um ângulo de 45° com a vertical, indicando que a principal solicitação é o esforço cortante.

⁶⁴ No caso do painel com abertura de janela pode-se considerar que há duas paredes acopladas pelos lintéis superior e inferior.

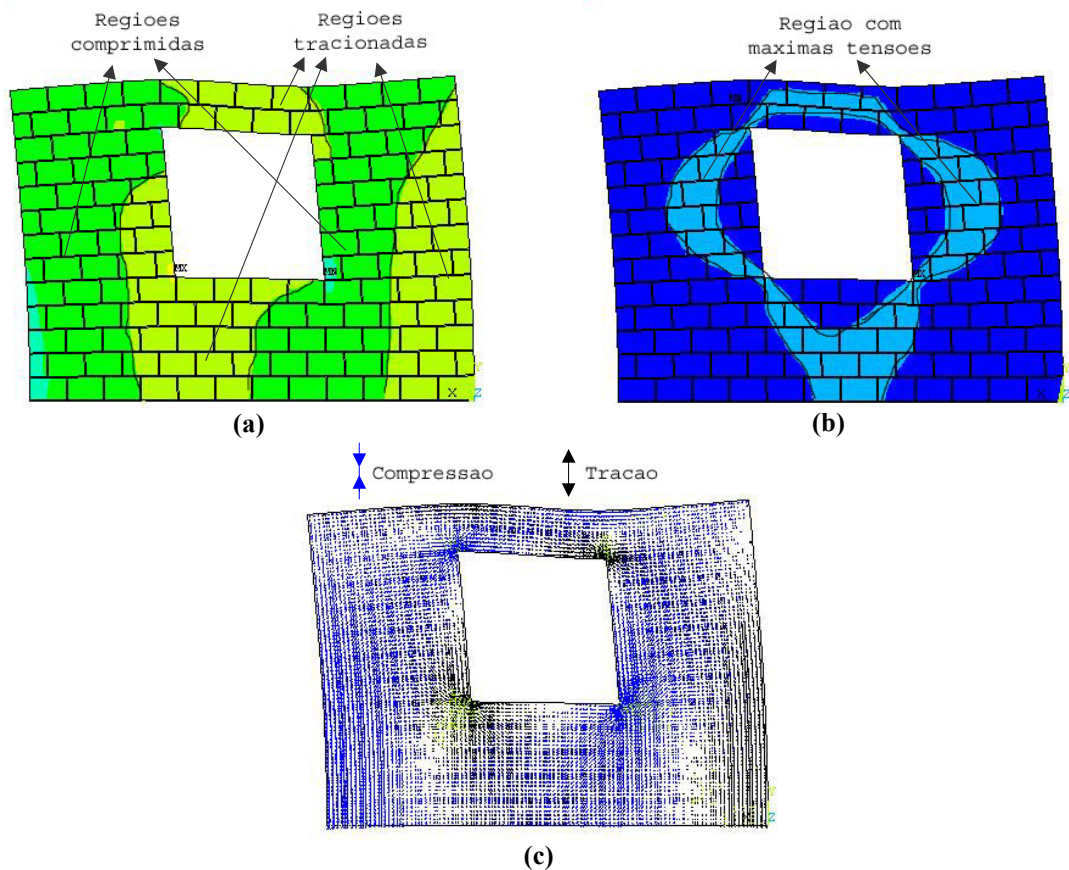


FIGURA 3-4 Modelagem do painel com abertura de janela: (a) Distribuição das tensões normais verticais; (b) Distribuição das tensões de cisalhamento; (c) Tensões principais.

De modo geral observou-se que o efeito do acoplamento consistiu basicamente na intensa sollicitação dos lintéis por esforços cortantes e na ocorrência de concentrações de tensões nos cantos da abertura. Deve-se destacar mais uma vez que essas análises são de caráter introdutório, não se avaliando a distribuição de fissuração, a perda de rigidez e o comportamento não-linear da alvenaria. Apesar disso, podem ser utilizadas para planejar o arranjo inicial da instrumentação a ser adotado nos modelos de ensaio.

3.3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS

A caracterização dos materiais compreendeu os seguintes itens: análise dimensional dos blocos cerâmicos vazados; determinação da sua área líquida; determinação da granulometria da areia; ensaios de compressão simples de blocos, prismas e corpos-de-prova de argamassa; ensaios de resistência à compressão simples e ao cisalhamento de pequenas paredes; ensaios de resistência ao cisalhamento em juntas de argamassa utilizando-se prismas com três blocos; bem como ensaios de resistência à tração na flexão, utilizando-se prismas com quatro blocos.

3.3.1 Análise dimensional e área líquida dos blocos em escala reduzida

A medida das dimensões dos blocos foi realizada seguindo-se as recomendações dispostas na NBR 7171 e por meio de medição direta em cada bloco. Neste instante faz-se necessário comentar que, de acordo com a NBR 7171, o procedimento para determinação das dimensões médias consiste em se alinhar 24 blocos numa única fila, ou duas filas de 12 blocos, medir o comprimento dessa fila, e dividir esse valor pelo número de blocos utilizados. A Tabela 3-1 contém essas duas médias, segundo a NBR 7171 e segundo a medição direta, com os respectivos coeficientes de variação e diferenças percentuais relativas às dimensões esperadas. Essas dimensões esperadas referem-se àquelas dos blocos em escala real divididas por 3, que corresponde ao fator de escala do modelo reduzido. Da mesma forma mediram-se as dimensões em cada meio-bloco, Tabela 3-1. A FIGURA 3-5 ilustra o bloco, meio-bloco e bloco canaleta utilizados na pesquisa. Em todas as análises desenvolvidas mais adiante, foram utilizadas as dimensões determinadas pela média das medidas diretas em cada bloco devido à pequena variação observada e à menor diferença em relação às medidas esperadas.

Tabela 3-1 Análise dimensional dos blocos.

Dimensões das unidades em escala reduzida 1:3						
	Blocos			Meio-blocos		
	Comprimento	Altura	Largura	Comprimento	Altura	Largura
Medidas esperadas	9,67	6,33	4,67	4,67	6,33	4,67
NBR 7171	9,82	6,59	4,65	----	----	----
<i>Diferença</i>	<i>1,5%</i>	<i>4,1%</i>	<i>-0,4%</i>	----	----	----
Média das medidas	9,76	6,41	4,65	4,65	6,37	4,68
<i>Coefficiente de variação</i>	<i>0,6%</i>	<i>0,9%</i>	<i>0,7%</i>	<i>0,2%</i>	<i>1,0%</i>	<i>0,1%</i>
<i>Diferença</i>	<i>1,0%</i>	<i>1,3%</i>	<i>-0,5%</i>	<i>-0,4%</i>	<i>0,5%</i>	<i>0,3%</i>

Observações:

- Medidas em cm;
- As diferenças são relativas às medidas ideais;
- A média das medidas é relativa a uma amostra de nove blocos.

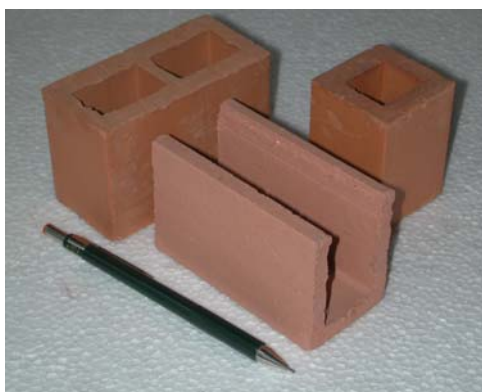


FIGURA 3-5 Bloco, meio-bloco e bloco canaleta em escala reduzida.

A determinação da área líquida dos blocos seguiu as recomendações dispostas na NBR 8043. Os valores da área bruta, da área líquida e da proporção entre as duas são apresentados na Tabela 3-2. Adicionalmente são apresentados os valores obtidos para a absorção de água e o teor de umidade dos blocos porque sua determinação está prescrita na referida norma e são características intermediárias para determinação da área líquida.

Tabela 3-2 Determinação da área líquida dos blocos

Resultados médios dos ensaios					
	Umidade	Absorção	Área líquida ⁶⁵ (cm ²)	Área bruta ⁶⁵ (cm ²)	Proporção A_{liq}/A_{bruta}
	1,3%	13,2%	24,74	45,38	55%
C.V.	18%	4%	2%	---	2%

Observações: esses valores referem-se a médias das medidas relativas a uma amostra de nove blocos.

3.3.2 Argamassa de assentamento

O comportamento da alvenaria é influenciado pela argamassa utilizada. Não é regra geral mas pode-se admitir, em alguns casos, que a resistência da argamassa não influencia⁶⁶ de forma significativa a resistência à compressão de paredes, considerando-se que a argamassa representa uma porção menor⁶⁷ da alvenaria e que a junta, confinada entre os blocos, fica submetida a um estado de compressão triaxial. No entanto, sob o aspecto da resistência à tração, a argamassa pode ter influência decisiva para o início da fissuração, da mesma forma que sob o aspecto da ruptura a resistência ao cisalhamento da junta pode influenciar significativamente.

⁶⁵ Define-se área bruta como sendo aquela obtida multiplicando-se as dimensões externas (largura e comprimento) sem descontar os vazados do bloco, enquanto que a área líquida é aquela referente apenas à região maciça, isto é, descontando-se os vazados.

⁶⁶ Nos casos de blocos com resistência à compressão não muito alta. Quando o bloco possui resistência elevada a resistência da argamassa pode ter influência na resistência de prisma e da própria alvenaria.

⁶⁷ As juntas de argamassa apresentam volume bastante inferior quando comparado ao volume dos blocos presentes.

Em ambos os casos, a influência da argamassa relaciona-se a sua aderência com os blocos. Quanto à deformabilidade, apesar de não ter sido totalmente comprovado, pode-se considerar que a argamassa representa grande parcela dessa característica da alvenaria, principalmente em alvenaria que seja constituída por blocos com alto módulo de deformação longitudinal.

A areia utilizada apresenta dimensão máxima característica igual a 0,6 mm e módulo de finura igual a 1,40. A FIGURA 3-6 ilustra a curva granulométrica obtida para a areia em questão. Observa-se que ela situa-se no limite inferior de areia fina definido pela NBR 7217. De acordo com Camacho (1995) a granulometria da areia não influencia de forma significativa o comportamento dos modelos, no entanto é desejável que a areia seja fina devido à necessidade de se ter trabalhabilidade adequada durante o processo de construção desses modelos. Isto pôde ser observado durante a construção de algumas paredes (40 x 40) cm². Neste caso foram construídas quatro paredes teste, utilizando-se traços com areia média e fina, em que se constatou maior dificuldade no assentamento dos blocos com a argamassa que continha areia média.

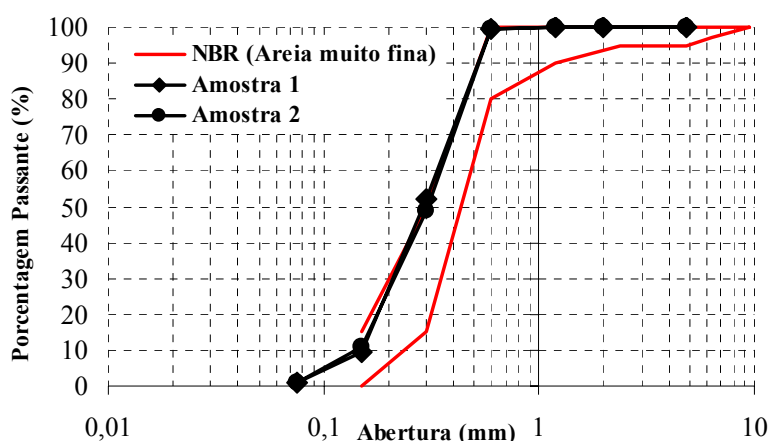


FIGURA 3-6 Curva granulométrica da areia utilizada.

Optou-se por adotar argamassa com traço⁶⁸ 1:0,5:4,5 (cimento:cal:areia) utilizando-se cimento de alta resistência inicial CP V ARI PLUS. Este traço, a exceção do emprego do cimento de alta resistência, é comumente empregado na prática de construção em alvenaria. Na construção das paredes (40 x 40) cm² utilizou-se fator água/cimento $a/c=1,1$ como primeira tentativa, enquanto que na construção dos painéis não se fez controle da quantidade de água utilizada, deixando-se isso a cargo do pedreiro que utilizou o necessário para assegurar a trabalhabilidade por ele desejada.

A determinação da resistência à compressão simples da argamassa foi realizada utilizando-se máquina de ensaios para corpos-de-prova cilíndricos de concreto (compressão

⁶⁸ O traço está em volume.

axial e diametral) e prismáticos (flexão), controlada por computador e com capacidade igual a 2000 kN da marca ELE. Aos 14 dias foi ensaiado um total de nove corpos-de-prova⁶⁹ resultando numa resistência média igual a 10 MPa. Por motivos que impossibilitaram a determinação do módulo de elasticidade, tal característica foi obtida durante a etapa dos ensaios da série definitiva, resultando num valor médio igual a 13.842 MPa. A determinação desse módulo seguiu as recomendações da NBR 8522, isto é, determinou-se módulo secante considerando os valores extremos 0,5 MPa e 40% da resistência à compressão do corpo-de-prova. Para leitura das deformações, utilizou-se extensômetro elétrico removível da marca MSI com sensibilidade de 0,001 mm. Essas leituras foram gravadas em arquivo de dados a cada 0,25 kN de incremento da força axial até um máximo de aproximadamente 60% da força de ruptura do corpo-de-prova. A FIGURA 3-7 ilustra um corpo-de-prova de argamassa pronto para ser ensaiado.

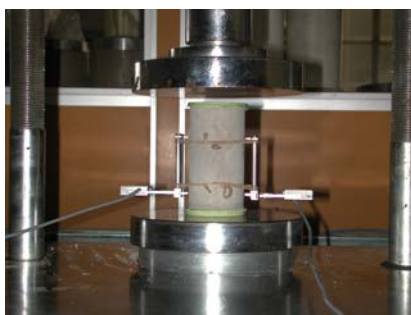


FIGURA 3-7 Corpo-de-prova de argamassa pronto para ser ensaiado: ilustração do extensômetro removível utilizado.

3.3.3 Resistência à compressão simples de blocos e prismas

A determinação da resistência à compressão dos blocos e prismas foi realizada utilizando-se o mesmo equipamento dos ensaios de argamassa. Como capeamento foi utilizado um “fôrro pacote” cuja eficiência mostrou-se adequada em ensaios realizados anteriormente por outros pesquisadores no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, a exemplo de Juste (2001) e Holanda Jr. (2002). Preliminarmente verificou-se que seria adequado realizar o ensaio aplicando a força com velocidade igual a 0,8 kN/s e gravando-se em arquivo de dados as deformações ocorridas a cada incremento de 5 kN dessa força, para posterior determinação do módulo de elasticidade. Para obtenção desses módulos verificou-se que as indicações do ACI 530R-92 seriam adequadas, o qual sugere o intervalo entre 5% e 33% da tensão de ruptura do bloco para obtenção dessa característica mecânica. O valor do módulo foi obtido segundo aproximação linear para os pontos da curva *tensão x deformação* situados no respectivo intervalo. É importante alertar para o fato do posicionamento dos extensômetros no bloco influenciar nos resultados. Neste caso verificou-se que a posição ideal para os mesmos é a

⁶⁹ Eram corpos-de-prova cilíndricos com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura.

região média do vazado, isto é, o mais distante possível dos septos. A região próxima aos septos apresenta concentrações de tensão devido a sua maior rigidez, de modo que pode estar-se medindo valores inadequados de deformação. Essas concentrações podem ser observadas em modelos numéricos lineares com a discretização do bloco vazado. Vale salientar que se fizeram ensaios com extensômetros posicionados próximos aos septos, obtendo módulo médio em torno de 22% maior que o apresentado na Tabela 3-3.

Tabela 3-3 Ensaio de resistência à compressão simples de blocos.

Amostra	Tensões de ruptura (MPa)		Módulos de deformação (MPa)	
	Área líquida	Área bruta	Área líquida	Área bruta
1	53,09	29,20	13203	7262
2	65,11	35,81	14743	8109
3	72,11	39,66*	15507	8529
4	58,09	31,95	17265	9496
5	47,07	25,89	19696	10833
6	60,09	33,05	13278	7303
Média	56,69	31,18	15616	8589
C.V.	-----	10%	-----	16%

Observações:

- A resistência à compressão da amostra 3 não foi considerada na média por apresentar valor muito acima das demais.
- Os resultados em relação à área líquida foram obtidos dividindo-se aqueles referentes à área bruta por 0,55 que corresponde ao quociente $A_{liq.}/A_{bruta}$.
- No cálculo das tensões na área bruta considerou-se o bloco com suas dimensões horizontais médias iguais a 9,76 cm x 4,65 cm.

No caso dos prismas, que eram constituídos por três blocos, a obtenção das cargas de ruptura seguiu o mesmo procedimento adotado para os blocos. Os prismas foram confeccionados com argamassa de cimento, cal e areia na proporção 1:0,5:4,5 utilizando-se cimento de alta resistência inicial CP V ARI PLUS, conforme mencionado no item 3.3.2. Realizaram-se ensaios de resistência à compressão axial de prismas referentes às paredes (40x40) cm² descritas no item 3.3.5. Foi ensaiado um total de 18 prismas cujos resultados estão apresentados na Tabela 3-4. Percebe-se que não houve variação significativa nos valores de resistência, mesmo em idades menores. Conforme indicações de Page (1978), caso fosse utilizado cimento comum a variação esperada para a resistência de prisma seria da mesma ordem de grandeza. Neste caso, o emprego do cimento de alta resistência inicial pode não influenciar o comportamento dos prismas e, por conseqüência, dos painéis. Optou-se por utilizar esse cimento por questões de minimizar o tempo, após construção dos painéis, para execução dos ensaios, bem como por questões de adaptação ao cronograma do laboratório.

Tabela 3-4 Ensaio de resistência à compressão axial de prismas.

Resultados de todos os prismas ensaiados					
Amostra	Idade (dias)	Tensão de ruptura (MPa)	Amostra	Idade (dias)	Tensão de ruptura (MPa)
1	8	20,32	10	21	20,49
2	8	22,43	11	21	23,16
3	8	15,97	12	21	17,73
4	14	12,60	13	28	19,61
5	14	20,10	14	28	18,99
6	14	19,17	15	28	15,23
7	14	17,30	16	28	19,72
8	14	17,16	17	28	16,20
9	14	19,90	18	28	14,04
		Média	18,34		
		C. V.	15%		
		Eficiência	0,59		

Observações:

- Todas as tensões referem-se à área bruta;
- A eficiência refere-se ao quociente $\sigma_{\text{prisma}}/\sigma_{\text{bloco}}$.

A FIGURA 3-8 ilustra o modo de ruptura observado, o qual pode ser considerado característico para esse tipo de “corpo-de-prova” por apresentar semelhança com o modo de ruptura de prismas em escala real, caracterizada com o surgimento de fissuras ao longo da altura do prisma e na interface⁷⁰ dos septos.

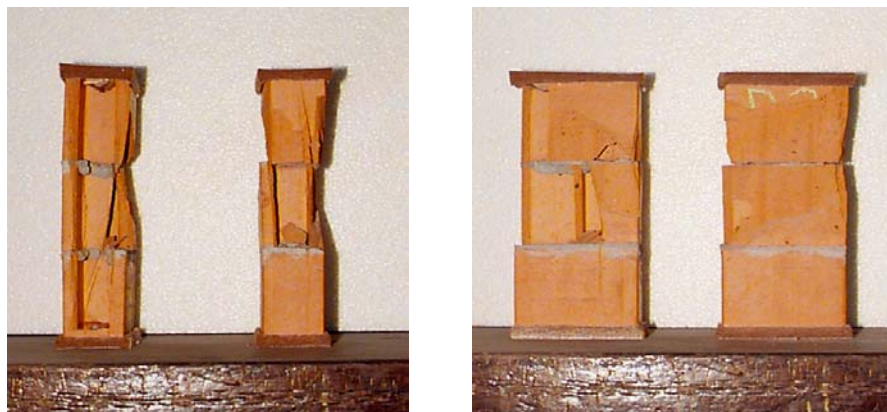


FIGURA 3-8 Modo de ruptura apresentado pelos prismas.

3.3.4 Utilização de graute

Alguns modelos de ensaio foram previstos com disposição de armaduras construtivas fazendo-se necessário, neste caso, a utilização de grauteamento. Seria ideal que os módulos de elasticidade do graute e do bloco tivessem valores bem próximos para que o comportamento da alvenaria fosse menos complexo quanto à deformabilidade. Como essa compatibilização não é simples de se obter, tentou-se garantir, pelo menos, que o graute apresentasse resistência à

⁷⁰ Região de concentração de tensões, como comentado anteriormente.

compressão próxima de 1,82⁷¹ vezes a resistência do bloco referida à área bruta. Além da resistência, o graute deve atender a necessidade de trabalhabilidade. É preciso que o graute tenha trabalhabilidade suficiente para que os vazados do painel sejam totalmente preenchidos. No caso de blocos cerâmicos há ainda a exigência que o grauteamento seja realizado rapidamente porque esse tipo de bloco apresenta alta taxa de absorção de água. Neste caso, utilizou-se um traço que fora definido anteriormente⁷² e que se mostrou adequado por atender essas necessidades expostas. O proporcionamento entre os materiais do graute utilizado é representado pelo traço 1:0,76:1,24:0,34 (cimento:areia:pedrisco:água) em massa. Verifica-se a consideração de um baixo fator água/cimento para se atingir a resistência desejada, de modo que se fez necessário utilizar aditivo do tipo superplastificante em proporção 0,7%, relativa à massa de cimento, para garantir a trabalhabilidade da massa fresca de graute. A areia utilizada apresentou dimensão máxima característica igual a 6,3 mm e módulo de finura igual a 2,37 e, não diferente das areias utilizadas em grautes convencionais, deve ser isenta de impurezas, tais como torrões de argila e material orgânico. Quanto ao pedrisco, o mesmo apresentou dimensão máxima característica igual a 6,3 mm e módulo de finura igual a 5,09, e tal como a areia deve ser isento de impurezas.

Durante a etapa de grauteamento de alguns painéis, foram confeccionados corpos-de-prova cilíndricos, idênticos aos de argamassa, para determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade. A Tabela 3-5 contém um resumo dos resultados obtidos.

Tabela 3-5 Resistência à compressão axial e módulo de elasticidade do graute.

Amostra	Tensão de ruptura (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)
1	59,2	----
2	59,2	32101
3	50,3	31722
4	54,1	----
5	63,0	31894
6	63,0	32362
7	43,9	33981
Média	56,1	32412
C.V.	12,6%	3,2%

Observação: as amostras 1 e 4 não foram consideradas no cálculo do módulo porque as curvas σ x ϵ obtidas não representaram de modo adequado o comportamento esperado.

Comparando-se a resistência média do graute com a resistência na área bruta do bloco⁷³ percebe-se que o graute é 1,80 vezes mais resistente que o bloco, próximo ao fator 1,82

⁷¹ Sendo $A_{liq.}=0,55 \cdot A_{bruta}$, a resistência líquida é 1/0,55 da resistência bruta, daí a necessidade do graute ter resistência 1,82 vezes maior que a resistência bruta do bloco.

⁷² Esse traço foi definido em Holanda Jr. (2002).

⁷³ Igual a 31,2 MPa, vide Tabela 3-3.

desejado. Quanto ao módulo médio do graute verifica-se que o mesmo é, aproximadamente, o dobro do módulo do bloco na área líquida. Isto comprova a dificuldade da compatibilização de deformabilidade entre o graute e o bloco, que neste caso é maior por se utilizarem materiais bem diferentes⁷⁴.

3.3.5 Resistência à compressão simples e ao cisalhamento de pequenas paredes

Para a determinação das resistências à compressão e ao cisalhamento, bem como dos módulos de deformação longitudinal e transversal da alvenaria, seguiram-se as recomendações dispostas nos textos normativos: NBR 8949, NBR 14321, ASTM E 519 e ASTM E 111. Para tanto foram construídas pequenas paredes quadrangulares em modelo reduzido com dimensões iguais a 40 cm x 40 cm equivalentes a protótipos com dimensões iguais a 120 cm x 120 cm, FIGURA 3-9. Os ensaios foram realizados com controle de deformação, utilizando a máquina universal de ensaios servo hidráulica controlada por computador com capacidade igual a 2500 kN da marca INSTRON, pertencente ao Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos. A FIGURA 3-9 ilustra a parede logo após sua construção e já preparada para a realização dos respectivos ensaios. Os modos de ruptura observados nas paredes são ilustrados pela FIGURA 3-10. Durante os ensaios observou-se que as paredes submetidas à compressão simples apresentaram fissuração vertical intensa e uma ruptura explosiva dos blocos comprimidos, o que pode ser associado à grande quantidade de energia acumulada no sistema (parede de alvenaria) devido à elevada resistência⁷⁵ desses blocos. No caso da compressão diagonal verificou-se o surgimento de fissuras escalonadas acompanhando as juntas verticais e horizontais e ao longo da junta horizontal central, observando-se também a ocorrência de colapso abrupto. A fissuração ocorreu preponderantemente nas juntas de argamassa sem atravessar qualquer bloco.

⁷⁴ O graute endurecido é uma composição de vários materiais (cimento, areia e pedrisco) enquanto que o bloco é constituído apenas pelo material cerâmico. Além disso, a utilização do bloco para obtenção do módulo pode ser um fator que influencie o resultado devido à presença dos vazados. Há outras possibilidades para determinação do módulo como, por exemplo, a extração de corpos-de-prova do bloco. No entanto, devido às dificuldades desse processo optou-se por não utilizá-lo.

⁷⁵ Igual a 31,18 MPa conforme mostrado na Tabela 3-3.

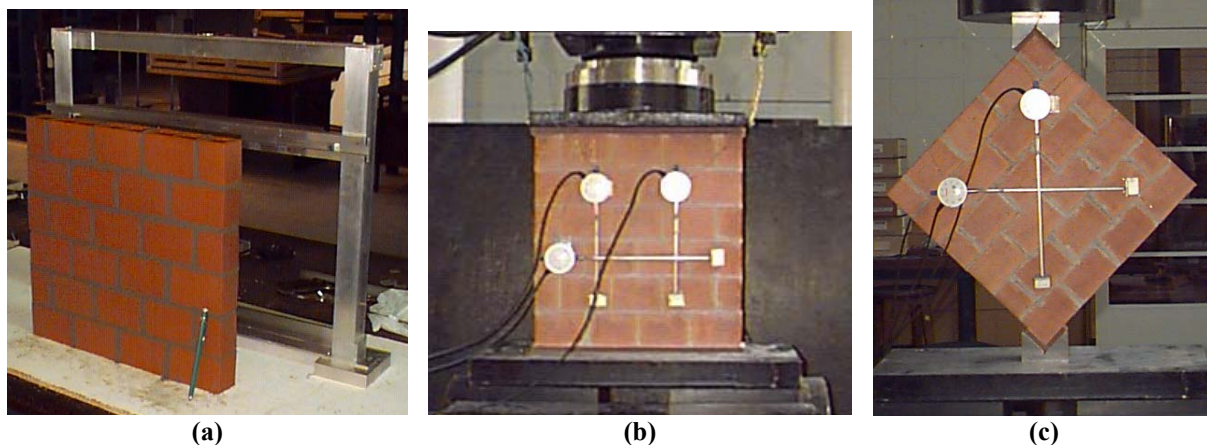


FIGURA 3-9 Modelo de pequenas paredes: (a) Gabarito de alumínio e parede recém construída; (b) Ensaio de compressão simples; e (c) Ensaio de compressão diagonal.



FIGURA 3-10 Modos de ruptura observados durante os ensaios: (a) Compressão simples e (b) Compressão diagonal.

A partir dos resultados dos ensaios foram determinadas as cargas e tensões de ruptura, desenhadas as curvas *tensão x deformação* e obtidos os módulos de elasticidade longitudinal e transversal. Além disso, pôde-se fazer uma estimativa do coeficiente de Poisson, em que é importante comentar a respeito da dificuldade para sua determinação, pois as deformações a serem medidas são muito pequenas e seus valores podem apresentar grande variação. A Tabela 3-6 contém o resumo desses resultados. Os valores dos módulos de deformação longitudinal foram determinados pelo trecho linear definido entre 5% e 33% da tensão de ruptura, de acordo com o ACI 530R-92. Quanto ao módulo de deformação transversal o mesmo foi determinado a partir das recomendações da NBR 14321 que define o trecho linear entre 20% e 50% da tensão de ruptura.

Observando-se os valores dos módulos de deformação longitudinal e transversal, E e G respectivamente, e do coeficiente de Poisson, ν , pode-se verificar que a relação entre essas

três características, considerando-se material isótropo, não é válida, ficando caracterizada a ortotropia do material alvenaria.

Tabela 3-6 Resultados dos ensaios de compressão axial e diagonal.

Resistências à compressão axial e diagonal, e módulos de elasticidade longitudinal e transversal de pequenas paredes						
Modelo	Área considerada (cm²)	Carga de ruptura (kN)	Tensão de ruptura (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)		Coefficiente de Poisson
				Longitudinal	Transversal	
A1	184,6	260,2	14,09	6213	-----	0,09
A2	187,4	180,3	9,63	6485	-----	0,11
A3	186,9	226,5	12,13	5796	-----	0,11
Média	186,1	222,3	11,95	6165	-----	0,10
C.V.	-----	19%	19%	6%	-----	11%
D1	374,8	16,6	0,44	-----	1797	-----
D2	375,7	16,0	0,43	-----	1869	-----
D3	375,2	14,3	0,38	-----	1983	-----
Média	375,2	15,6	0,42	-----	1883	-----
C.V.	-----	8%	8%	-----	5%	-----

Observações:

- Considerou-se a área bruta das paredes no cálculo de todas as tensões e dos módulos de elasticidade;
- Para obter esses valores referidos a área líquida, basta dividi-los pelo valor 0,55 relativo ao quociente A_{liq}/A_{bruta} .

3.3.6 Resistência ao cisalhamento em juntas de argamassa

Como comentado em itens anteriores, a resistência ao cisalhamento nas juntas de argamassa da alvenaria é um dos fatores que, dependendo da relação *altura/largura*, pode influenciar a resistência de painéis submetidos a forças horizontais. Embora os painéis analisados apresentem valor para essa relação que sugere que a resistência ao cisalhamento não tem muita influência na resistência do painel, optou-se por determinar essa característica para realizar uma simulação numérica de boa qualidade. É importante deixar claro que a obtenção da resistência ao cisalhamento não se relaciona exclusivamente ao desenvolvimento de uma análise numérica, pois alguns mecanismos de ruptura observados no ensaio, a exemplo da ruptura por fissuração diagonal, podem ser interpretados baseando-se nessa característica.

Dentre os tipos de ensaios para determinação da resistência ao cisalhamento, escolheu-se aquele que utiliza prismas de três blocos aplicando-se as forças transversais próximas às juntas de argamassa, FIGURA 3-11. Esse ensaio foi indicado como sendo o mais adequado⁷⁶ por minimizar os efeitos de flexão na junta, de acordo com Jukes and Riddington (1997). Para a determinação da curva de Coulomb foram realizados ensaios com prismas pré-comprimidos, sendo utilizados 4 prismas com pré-compressão nula, 4 prismas com pré-compressão igual a

⁷⁶ A mais adequada entre as tipologias mais simples de serem empregadas. Existem outras mais indicadas sob o ponto de vista da minimização dos fatores intervenientes no resultado do ensaio, no entanto sua realização é bastante complicada.

1,2 MPa, 3 com 2,4 MPa, e 3 com 3,6 MPa, em que essas pré-compressões estão referidas à área líquida. A FIGURA 3-11 ilustra o aparato utilizado para a realização do ensaio, em que a tensão de pré-compressão foi aplicada utilizando-se atuador hidráulico com capacidade igual a 25 kN. Para a aplicação da força cisalhante adaptou-se a mesma máquina de ensaios ELE utilizada no ensaio de compressão simples de prismas e blocos.



FIGURA 3-11 Ensaio de resistência ao cisalhamento em juntas: (a) Vista geral do arranjo do ensaio; (b) Ruptura típica por escorregamento na junta.

Apesar da literatura indicar que, no caso da alvenaria, a linearidade da curva de Coulomb só pode ser considerada até o limite de 2 MPa, optou-se por variar a pré-compressão até o limite de 3,6 MPa⁷⁷ por ser esta a máxima intensidade a ser aplicada nos ensaios dos painéis. Em todos os ensaios observou-se a ruptura usual por escorregamento na junta.

A FIGURA 3-12 ilustra a curva de Coulomb obtida. Baseando-se em Jukes and Riddington (1997) foi feita uma correção de 50%, mais precisamente um acréscimo, na intensidade da coesão.⁷⁸ Para a curva dos ensaios foram definidos dois trechos: o primeiro corresponde aos valores médios de cisalhamento para intensidades de pré-compressão iguais a 0, 1,2 e 2,4 MPa; e o segundo para intensidades iguais a 1,2, 2,4 e 3,6 MPa.⁷⁹ Como pode-se observar na FIGURA 3-12, os dois trechos assim definidos se interceptam bem próximo à intensidade de 2 MPa da pré-compressão. Esse aspecto sob o comportamento do cisalhamento foi analisado e observado por Riddington (1990), o qual comenta que a taxa de crescimento da resistência ao cisalhamento reduz para pré-compressões com intensidades acima de 2 MPa. Há outros autores que sugerem a utilização de curvas não-lineares, por exemplo, a parábola de 2º grau, para a representação desse comportamento. No entanto, em todas as análises posteriores

⁷⁷ Vide item 3.5.3.

⁷⁸ Segundo o autor, no caso de primas sem pré-compressão a distribuição das tensões de cisalhamento na junta não é uniforme, de modo que o pico da tensão de cisalhamento que ocorre no ensaio é 50% maior que o valor médio calculado.

⁷⁹ Todas as tensões referem-se à área líquida.

desta tese foi adotado comportamento linear para a curva *tensão de cisalhamento x pré-compressão*, correspondente ao primeiro trecho linear da FIGURA 3-12, ao qual associa-se um valor de coesão τ_0 igual a 0,68 MPa e coeficiente de atrito μ igual a 0,70.

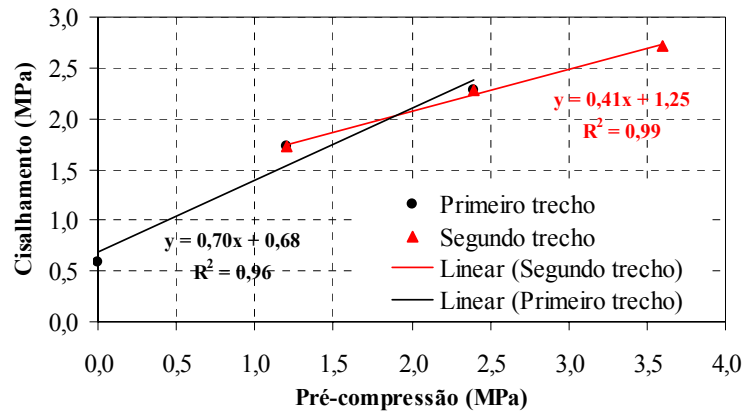


FIGURA 3-12 Curva de Coulomb obtida pelos ensaios de cisalhamento na junta.

3.3.7 Resistência à tração na flexão em juntas de argamassa

Da mesma forma que a resistência ao cisalhamento, a resistência à tração em juntas de argamassa é um fator de extrema importância para o comportamento de painéis submetidos a forças horizontais. Essa característica é fundamental para a definição do início da fissuração do painel, provocada pela flexão, bem como para o conseqüente comportamento não-linear da alvenaria. Semelhantemente ao caso do cisalhamento, a determinação desse parâmetro é imprescindível para a realização de uma simulação numérica expressiva e de boa qualidade.

O ensaio foi realizado segundo as prescrições da ASTM E 518 – 80 que indica a configuração de prismas submetidos a forças concentradas nos terços médios do vão como um dos possíveis métodos para determinação da resistência à tração. Neste caso foram confeccionados 6 prismas de 4 blocos com altura total igual 268,4 mm e espessura de juntas aproximadamente igual a 4 mm. O ensaio foi realizado com os prismas posicionados segundo a direção de maior inércia, FIGURA 3-13(a). Utilizou-se uma chapa de aço para dividir a força vertical, aplicada pela máquina de ensaios, em duas outras posicionadas nos terços médios do vão definido pelo apoio na base do prisma. A opção em se realizar o ensaio segundo essa configuração residiu no fato da tração ser mobilizada nos painéis segundo a mencionada direção. A ASTM E 518 – 80 indica uma relação mínima *comprimento do vão / altura da seção* igual a 2,5, de modo que os apoios na base dos prismas foram posicionados a 1,2 cm em relação às suas extremidades. A FIGURA 3-13(b) ilustra a ruptura típica, caracterizada pela tração na junta intermediária, observada durante o ensaio. No entanto, em um dos 6 prismas ensaiados, FIGURA 3-13(c), observou-se a ruptura na junta fora do terço médio. A Tabela 3-7 contém os resultados obtidos para a resistência à tração na flexão em juntas de argamassa.



(a)



(b)



(c)

FIGURA 3-13 Ensaio de resistência à tração na flexão: (a) Configuração do ensaio; (b) Modo de ruptura observado; (c) Prismas ensaiados.

Tabela 3-7 Resultados dos ensaios de flexão em prismas de quatro blocos.

Resistências à tração dos prismas					
Prisma	Força de ruptura lida (kN)	Força devido ao peso da chapa de aço (kN)	Tensões atuantes na seção (MPa)		Tensão de ruptura total (MPa)
			Força de ruptura lida	Peso da chapa de aço	
1	1,30	0,023	0,87	0,02	0,89
2	1,38 ^(*)	0,023	0,92 ^(*)	0,02	0,94 ^(*)
3	1,50	0,023	1,00	0,02	1,02
4	1,17	0,023	0,78	0,02	0,80
5	0,72 ^(*)	0,023	0,48 ^(*)	0,02	0,50 ^(*)
6	0,90	0,023	0,60	0,02	0,62
Média	1,22	0,023	0,81	0,02	0,83
Coefficiente de Variação	21%	---	21%	---	20%

Observações:

- Todas as tensões referem-se à área líquida dos prismas;
- A inércia e o módulo resistente à flexão da seção vazada foram calculados extraindo-se dois vazados idênticos da seção bruta: $I_{vazada} = 247,64 \text{ cm}^4$ e $W_{vazada} = 50,74 \text{ cm}^3$;
- Inércia e módulo resistente à flexão da seção bruta: $I_{bruta} = 360,26 \text{ cm}^4$ e $W_{bruta} = 75,05 \text{ cm}^3$;
- Relação $I_{vazada}/I_{bruta} = 0,69$;
- Para determinação das tensões segundo a seção bruta basta multiplicar os valores da tabela pelo fator 0,69;
- Os valores destacados com (*) não entraram no cálculo da média:
 - A ruptura do prisma 2 ocorreu numa junta fora do terço médio;
 - O prisma 5 possuía juntas com espessura um pouco maiores que os demais.

3.4 ENSAIO PILOTO REALIZADO

Para finalizar essa etapa da pesquisa realizou-se um ensaio piloto com painel isolado. O referido painel possuía dimensões médias iguais a 88 cm de altura, 40 cm de largura e 4,65 cm de espessura. A espessura média entre juntas horizontais e verticais era aproximadamente igual a 0,34 cm. O painel, constituído por alvenaria não armada, foi construído sobre uma laje de concreto com 50 cm de largura por 50 cm de comprimento e 5 cm de espessura, armada com barras de aço de diâmetro $\Phi = 5,0 \text{ mm}$ espaçadas a cada 9,5 cm. Uma segunda laje, com dimensões iguais a 50 cm de comprimento por 15 cm de largura e 5 cm de espessura foi colada⁸⁰ no topo do painel para aplicação das forças vertical e horizontal. A FIGURA 3-14(a) ilustra o painel pronto para a realização do ensaio.

A primeira etapa do ensaio consistiu na aplicação de uma força vertical inicial, com intensidade correspondente a 20% da pré-compressão total a ser aplicada, para permitir a acomodação da estrutura. Em seguida aplicou-se uma nova força vertical igual a 35 kN, equivalente a uma pré-compressão de 1,87 MPa referente a área bruta e 3,4 MPa referente a área líquida, utilizando-se atuador hidráulico com controle de força. Como ilustrado pela FIGURA

⁸⁰ Utilizando-se cola à base de epóxi.

3-14(a), essa força vertical foi aplicada sobre um perfil metálico para se distribuir a força concentrada do atuador por toda a largura do painel. Entre o atuador e o perfil foram posicionados dois cilindros e uma chapa metálica para melhorar o efeito da distribuição e para simular um apoio do 1º gênero, FIGURA 3-14(b). A terceira e última etapa do ensaio consistiu na aplicação de uma força horizontal na laje superior, utilizando-se outro atuador hidráulico com controle de força. A laje de apoio sobre a qual o painel foi construído, foi travada na base do pórtico de reação de modo a evitar a tendência de rotação dessa laje no instante de aplicação da força horizontal. Para monitoramento das deformações e deslocamentos do painel foram utilizados 20 transdutores de deslocamento, cujas leituras foram armazenadas em sistema de aquisição de dados eletrônico. A partir dos resultados apresentados pela análise numérica prévia⁸¹, adotou-se a configuração ilustrada pela FIGURA 3-14(c), com a seguinte descrição:

- Transdutores 1 e 4: leitura dos deslocamentos horizontais do painel;
- Transdutores 2 e 3: leitura dos deslocamentos horizontais da laje e possível rotação da mesma em torno de um eixo vertical;
- Transdutores 5, 6, 7 e 8: leitura das deformações axiais nos lados comprimido e tracionado;
- Transdutores 9, 10, 11 e 12: leitura das deformações diagonais para avaliação da distorção média⁸²;
- Transdutores 13, 14, 15 e 16: leitura das deformações na base do painel;
- Transdutores 17 e 18: verificação de algum escorregamento entre as lajes e o painel;
- Transdutor 19: monitoramento da fissuração e abertura de fissuras do lado tracionado;
- Transdutor 20: verificação da excentricidade perpendicular ao plano do painel durante o ensaio.

⁸¹ Descrita no item 3.2.

⁸² A distorção é considerada média porque a leitura das diagonais tem influência das deformações axiais, isto é, as deformações diagonais não são relativas a um estado de cisalhamento puro como ocorre no ensaio de compressão diagonal comentado no item 3.3.5.

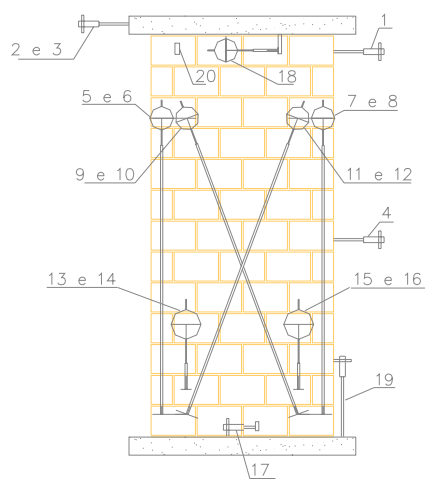


FIGURA 3-14 Ensaio piloto realizado: (a) Painel pronto para ser ensaiado; (b) Vinculações no topo do painel; (c) Distribuição da instrumentação utilizada.

Antes de o ensaio ser realizado, fez-se uma estimativa da força horizontal de ruptura do painel para que fossem escolhidos o atuador hidráulico e a célula de carga a serem utilizados. No entanto, durante a realização do mesmo, percebeu-se que a força de ruptura foi subestimada e o ensaio teve que ser interrompido. Neste caso, procedeu-se o descarregamento da estrutura, substituiu-se a célula de carga e o ensaio foi realizado novamente, apesar do painel já estar com elevado grau de fissuração.

A partir da leitura dos transdutores, foram desenhados gráficos relativos a *força horizontal x deslocamento horizontal*, a *tensão x deformação*, a *força horizontal x abertura de fissuras*, entre outros. A FIGURA 3-15 ilustra as curvas *força horizontal x deslocamento horizontal* obtidas a partir dos resultados dos ensaios do 1º e 2º dias. Os demais gráficos não foram apresentados, optando-se por analisar tais resultados durante o estudo da série definitiva de ensaios. Pela observação da FIGURA 3-15 percebe-se que há dois trechos preponderantemente lineares em qualquer curva dos ensaios do 1º dia, e que próximo da força

horizontal igual 9 kN ocorre a mudança de declividade média. Essa mudança de rigidez pode ser associada ao surgimento da primeira fissura visível. As perturbações observadas no segundo trecho linear, a mais evidente próxima dos 13 kN, podem ser atribuídas ao desenvolvimento da fissuração horizontal na base do painel. Como era de se esperar, os deslocamentos à meia altura foram menores que os do topo, em que se destaca a semelhança entre as curvas relativas aos transdutores 1 e 4 devido a ausência de fissuração entre essas duas regiões. Quanto aos resultados do 2º dia observou-se que o painel, por já estar extremamente fissurado e por não possuir armadura destinada à absorção dos esforços de tração, deformou-se significativamente a baixas intensidades da força horizontal. Essa grande deformação ocorreu devido ao prolongamento de fissuras horizontais provenientes da tração na base do painel e finalizou-se com a ruptura por esmagamento dos blocos da base situados no lado comprimido.

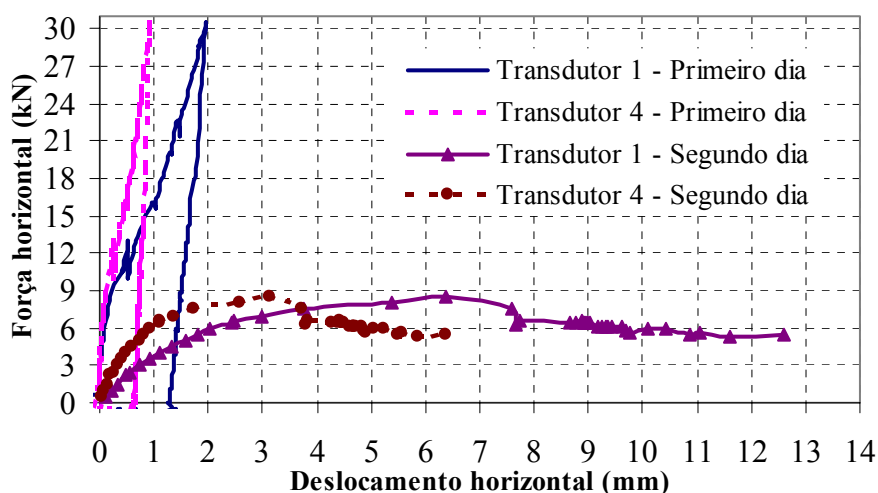


FIGURA 3-15 Gráfico *força horizontal x deslocamento horizontal* segundo pontos de instrumentação 1 e 4 para os ensaios do 1º e 2º dias.

Quanto aos resultados dos instrumentos dispostos na diagonal e na vertical do painel, pode-se comentar que qualitativamente suas leituras corresponderam ao que era esperado, isto é, alongamentos na diagonal e no lado tracionado, assim como encurtamentos no lado comprimido. No entanto, optou-se por não apresentar as curvas associadas aos transdutores T8-T9, T10-T11 e T12-T13 porque suas leituras foram quantitativamente prejudicadas devido à utilização de equipamento⁸³ considerado, posteriormente, inadequado para aplicação da pré-compressão.

No caso dos transdutores 13, 14, 15 e 16, verificou-se que suas leituras resultaram em gráficos com comportamento semelhante ao apresentado pelos transdutores 5, 6, 7, e 8, de modo que sua inclusão para a análise do painel torna-se desnecessária.

⁸³ Foi utilizado atuador hidráulico com controle de força, cuja sensibilidade mostrou-se inadequada para promover as correções na intensidade da pré-compressão durante o ensaio.

Da observação do modelo após sua ruptura verificou-se que a laje de apoio do painel apresentou fissuração na face em contato com o piso do laboratório. Neste caso surgiram fissuras diagonais partindo da região comprimida do painel em direção à região tracionada do mesmo, conforme ilustrado pela FIGURA 3-16. Isto indica que houve rotação dessa mesma laje, em que a região do lado tracionado do painel ergueu-se resultando em acréscimo dos esforços de compressão na região do lado oposto. Conclui-se então que o sistema para travamento da laje de apoio não funcionou adequadamente, havendo a necessidade de melhoria.

Um outro ponto que foi avaliado refere-se às vinculações do sistema de aplicação da pré-compressão. O tipo de vinculação adotada, fixação do atuador hidráulico na viga metálica do pórtico de reação, pode ter influenciado o resultado do ensaio, vide FIGURA 3-14(b). Neste caso podem ter sido criados vínculos que impediram a rotação da laje de topo, o que implicou em acréscimo na rigidez do painel por meio de influencia do pórtico de reação. Isso explicaria o valor subestimado da força de ruptura.



FIGURA 3-16 Fissuração observada no lado da laje de apoio que mantinha contato com o piso do laboratório.

A FIGURA 3-17 ilustra o modo de ruptura observado. Observa-se que a fissuração visível ocorreu na base do painel, na primeira e na segunda fiadas, em que seu desenvolvimento se deu ao longo de uma junta de argamassa horizontal. A ruptura final do painel ocorreu com o esmagamento dos blocos no canto comprimido. Isto aconteceu porque o painel possuía dimensões tais que as deformações por flexão foram preponderantes, caracterizando-se, deste modo, um canto tracionado e outro comprimido por máximas solicitações de flexão na base do painel que o levaram a ruína total.



FIGURA 3-17 Modo de ruptura do painel: detalhe dos cantos comprimido e tracionado na base.

3.5 DEFINIÇÃO E DETALHAMENTO DAS CONFIGURAÇÕES DE ENSAIOS

3.5.1 Modificações em relação ao ensaio piloto

A partir da análise e observações do ensaio piloto procedeu-se algumas modificações para a tipologia de ensaio da série definitiva. As questões abordadas para serem modificadas consistiram em:

- Vinculação entre os atuadores verticais e a viga metálica do pórtico de reação;
- Travamento da laje de apoio do painel;
- Fissuração oriunda de tração na base do painel na interface argamassa/concreto da laje;
- Posicionamento dos transdutores destinados à medição dos deslocamentos horizontais.

A primeira modificação consistiu na adoção de outro tipo de vinculação entre os atuadores verticais, para aplicação da pré-compressão, e a viga do pórtico de reação. Neste caso optou-se por utilizar apoio que permite rotação dos cilindros em relação à sua base, isto é, adotou-se apoio de 2º gênero, como explicado mais adiante.

Quanto ao travamento da laje de apoio idealizou-se um sistema utilizando perfis metálicos que foram posicionados sobre a laje da base e travados no piso do laboratório.

Para não permitir a ocorrência de fissuração na interface argamassa/concreto, optou-se por fixar a primeira fiada na laje de apoio utilizando cola à base de epóxi. Com isso pretendeu-se direcionar a ocorrência da fissuração apenas para o material alvenaria, e facilitar o estudo com o modelo numérico por meio de maior controle da vinculação na base do painel.

Por fim, modificou-se o modo de fixação dos transdutores destinados a medição dos deslocamentos horizontais. Neste caso, utilizaram-se pontos de referência independentes do pórtico de reação para que a deformabilidade do mesmo não influenciasse as medições realizadas.

Todas as hipóteses de vinculação e o modo como foram representadas no modelo estão descritas com maiores detalhes no item 3.8.

3.5.2 Configurações de ensaios realizados

O programa experimental da pesquisa consistiu na realização de ensaios com três tipologias de painéis: sem abertura ou isolados; com abertura típica de porta; e com abertura típica de janela. Desse modo, pretendeu-se avaliar, principalmente, o efeito de acoplamento dos lintéis, além dos outros objetivos mencionados no item 1.2.

As configurações de painéis da séria definitiva de ensaios constituíram-se por:

➤ Painéis isolados apresentando as mesmas dimensões⁸⁴ do painel piloto com 88,53 cm de altura e 40,24 cm de largura, correspondendo a uma relação *altura/largura* igual a 2,2, FIGURA 3-18(a). Neste caso foram adotados modelos com e sem utilização de armaduras e grauteamento nos vazados extremos, FIGURA 3-18. Essas dimensões referem-se aos modelos já construídos e foram escolhidas de modo a representar um pé direito típico de edifícios em alvenaria igual a 2,60 m e largura equivalente à adotada em ensaios de compressão de paredes igual a 1,20 m;

➤ Painéis com abertura representativa de porta com porção contínua⁸⁵ idêntica ao painel isolado. A FIGURA 3-19(a) ilustra tal painel, observando-se as porções contínuas ao lado da abertura que tem 30,8 cm de largura e 75,3 cm de altura. Foram utilizadas vergas na 1ª fiada acima da abertura com comprimento igual a 60,6 cm estendendo-se um bloco e meio dentro das porções contínuas. Da mesma forma que o painel isolado, houve configurações sem e com utilização de armaduras verticais e graute conforme ilustrado pela FIGURA 3-19(a);

➤ Por último, adotaram-se painéis com abertura representativa de janela, FIGURA 3-19(b), com dimensões da abertura iguais a 41,04 cm na largura e 41,26 cm na altura. Da mesma forma que nos painéis porta, as porções contínuas apresentaram as mesmas dimensões do painel isolado. Além das vergas com comprimento igual a 70,7 cm, estendendo-se um bloco e meio dentro da porção contínua, foram utilizadas contravergas com comprimento igual a 80,9 cm, estendendo-se dois blocos dentro das respectivas porções contínuas. Estes modelos também apresentaram configurações sem e com armaduras verticais e graute, conforme FIGURA 3-19(b).

É importante deixar claro que as armaduras utilizadas são representativas de disposição construtiva, de modo que não foram dimensionadas para absorção das trações e sim empregadas para verificação de modificações no comportamento do modelo devido à sua

⁸⁴ As dimensões do modelo em escala natural podem ser obtidas multiplicando-se aquelas relativas ao modelo reduzido pelo fator de escala igual a 3.

⁸⁵ Considera-se como porção contínua toda a região da alvenaria, desde a base até o topo, situada ao lado da abertura.

presença. As armaduras utilizadas possuíam diâmetro $\phi = 5,0\text{mm}$, correspondente a uma barra de 15 mm num modelo em escala natural, e foram ancoradas⁸⁶ na laje de apoio. Considerando as dimensões da seção transversal do correspondente protótipo⁸⁷, a taxa de armadura ρ utilizada foi de 0,2%. Segundo a NBR 10837 esta armadura pode ser considerada como construtiva, pois não foi dimensionada com base nos esforços de tração que ocorrem na parede.

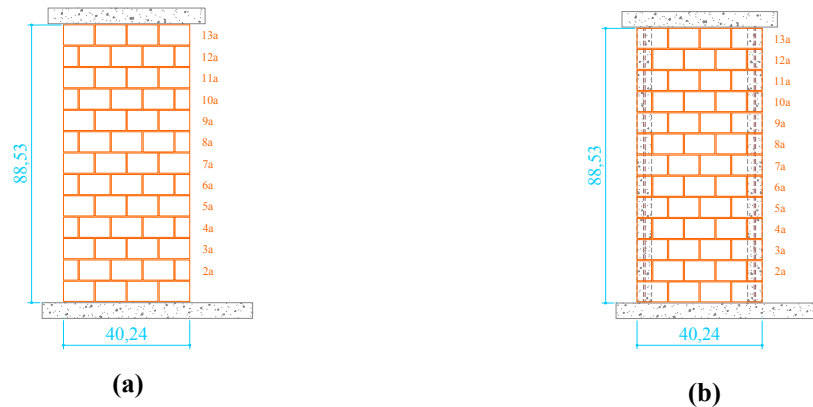


FIGURA 3-18 Painéis isolados: (a) Vista global e dimensões do painel sem armadura; (b) Painel grauteado e com armaduras. Medidas em centímetros.

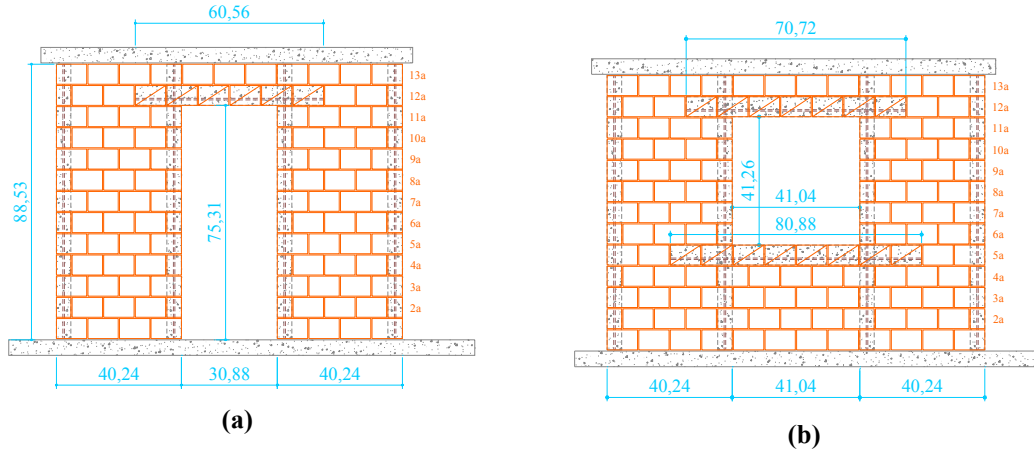


FIGURA 3-19 Painéis com abertura: (a) Vista global e dimensões do painel com abertura de porta; (b) Vista global e dimensões do painel com abertura de janela. Medidas em centímetros.

Um outro efeito avaliado foi o nível de tensões de pré-compressão, sendo adotadas intensidades iguais a 3,5 MPa e 2,0 MPa, relativas a área líquida e correspondentes a 50% e 30% da carga admissível de compressão do painel. A determinação dessas pré-compressões está em concordância com as prescrições da NBR 10837 e estão melhor detalhadas no item 3.5.3. A Tabela 3-8 contém o resumo das configurações de ensaios adotadas.

⁸⁶ Utilizaram-se emendas por traspasso com ganchos que foram posicionados antes da concretagem da laje.

⁸⁷ Iguais a 120 cm de largura e 14 cm de espessura.

Tabela 3-8 Distribuição e descrição das séries definitivas de ensaios

Identificação das configurações	Descrição das configurações				Subtotal
	Pré-compressão ($A_{liq.}$) $\sigma_{pc} = 3,5$ MPa		Pré-compressão ($A_{liq.}$) $\sigma_{pc} = 2,0$ MPa		
	Sem armadura vertical	Com armadura vertical	Sem armadura vertical	Com armadura vertical	
1ª configuração: Painel isolado	1 painel	1 painel	---	---	2 painéis
2ª configuração: Abertura de porta	1 painel	---	1 painel	---	2 painéis
3ª configuração: Abertura de porta	---	1 painel	---	1 painel	2 painéis
4ª configuração: Abertura de janela	1 painel	---	1 painel	---	2 painéis
5ª configuração: Abertura de janela	---	1 painel	---	1 painel	2 painéis
				Total	10 painéis

3.5.3 Determinação dos níveis de pré-compressão utilizados

As intensidades de pré-compressões utilizadas durante os ensaios foram determinadas de acordo com as prescrições da NBR 10837. No caso dos painéis com abertura consideraram-se os trechos de parede definidos pelas porções contínuas, isto é, o comprimento de parede considerado no cálculo foi igual a 40 cm.

Os painéis a serem estudados podem ser considerados como estruturas em alvenaria não-armada com paredes submetidas a esforços de compressão, flexão e cisalhamento. No entanto, para determinação das pré-compressões consideraram-se percentuais da máxima tensão axial de serviço oriunda apenas dos esforços de compressão. Optou-se por se basear na tensão admissível referente a cargas axiais porque tal cálculo leva em consideração o efeito da esbeltez do painel. Neste caso a tensão de compressão admissível na alvenaria pode ser obtida por:

$$\bar{f}_{alv} = 0,20 \cdot f_p \cdot R \quad \text{Equação 3.5-1}$$

sendo f_p a resistência à compressão de prisma e R o fator associado à esbeltez do painel. O valor de R pode ser calculado pela seguinte equação:

$$R = 1 - \left(\frac{h}{40 \cdot t} \right)^3 \quad \text{Equação 3.5-2}$$

A partir de medidas feitas nos painéis após sua construção obteve-se uma altura média $h = 88$ cm com blocos de espessura $t = 4,65$ cm, de modo a resultar em $R = 0,894$.

Os ensaios de compressão axial dos prismas referentes às paredes (40×40) cm² resultaram numa resistência média $f_p = 18,3$ MPa referente a área bruta. A partir dos valores

obtidos para R e f_p e utilizando-se a Equação 3.5-1 obtém-se o valor da tensão de compressão admissível na alvenaria $\bar{f}_{alv} = 3,28 \text{ MPa}$, referente à área bruta.

As intensidades de pré-compressões a serem aplicadas foram calculadas considerando-se diferentes percentuais dessa tensão admissível. A Tabela 3-9 contém os valores das pré-compressões.

Tabela 3-9 Intensidades das pré-compressões empregadas.

Δ %	Tensão de pré-compressão (MPa)	
	A_{bruta}	$A_{liquida}$
50	1,64	2,98
30	0,98	1,78

Observação: as intensidades referentes à área líquida foram obtidas dividindo-se àquelas referentes a área bruta pelo coeficiente 0,55 referente a relação $A_{liquida}/A_{bruta}$.

Considerando a tensão na alvenaria $f_{alv} = 1,64 \text{ MPa}$, referente à maior intensidade de pré-compressão, significa que 50% da tensão admissível foi reservada para a carga de serviço oriunda das forças verticais e os 50% restantes (associados à compressão axial) ficam reservados para a força horizontal. Da mesma forma, $f_{alv} = 0,98 \text{ MPa}$ significa que 30% foi reservada para as forças verticais e 70% para a força horizontal.

3.5.4 Instrumentação dos painéis

Os painéis isolados, referentes à 1ª configuração de ensaios, continham instrumentação semelhante ao do painel piloto. Foram utilizados transdutores de deslocamento com fundos de escala iguais a 50 mm, 20 mm e 10 mm, e sensibilidades iguais a 0,01 mm, 0,001 mm e 0,001 mm, respectivamente. Quando necessário, a instrumentação foi disposta simetricamente em ambas as faces do painel. A FIGURA 3-20 ilustra tal disposição onde cada transdutor tinha por finalidade medir:

- Transdutores 1, 2 e 3: deslocamentos horizontais globais do painel. Esses transdutores foram posicionados numa coluna de aço independente do pórtico de reação do ensaio;
- Transdutores⁸⁸ 4, 5, 6 e 7: deformações axiais durante a etapa de aplicação da pré-compressão e alongamentos e encurtamentos durante a etapa de aplicação da força horizontal;
- Transdutores 8 e 9: alongamentos diagonais, isto é, deformações oblíquas ao plano de fissuração por cisalhamento. Neste caso optou-se por eliminar os transdutores na direção das diagonais de compressão. É importante enfatizar que essas medidas não podem ser associadas às

⁸⁸ Quando estiverem indicados em pares na FIGURA 3-20, significa que há um transdutor em cada face do painel.

distorções por cisalhamento porque apresentam considerável influência das deformações relativas à flexão do painel, ou seja, essa instrumentação foi utilizada com o intuito de monitorar o surgimento de alguma fissuração diagonal;

➤ Transdutor 10: ocorrência de algum escorregamento entre a laje de topo e o painel. Com a medição de um eventual escorregamento pode-se fazer correções nos deslocamentos globais para determinar os que sejam associados exclusivamente ao painel;

➤ Transdutor 11: monitoramento do canto tracionado antes e durante a abertura das fissuras na etapa de aplicação da força horizontal (flexão do painel).

➤ Transdutor 12: monitoramento da excentricidade, deslocamento fora do plano do painel, durante todo o ensaio;

➤ Transdutor 13: medição de qualquer escorregamento que ocorra entre a laje de base do painel e o piso do laboratório.

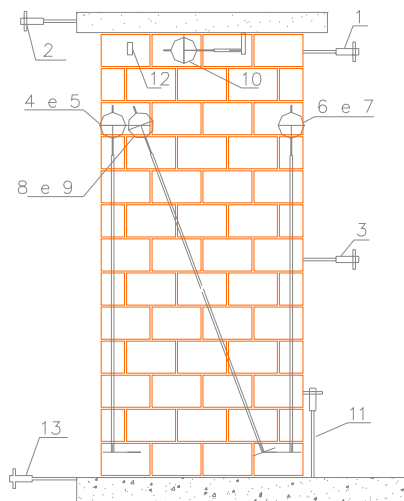


FIGURA 3-20 Disposição da instrumentação dos painéis da 1ª configuração de ensaio.

Os painéis da 2ª e 3ª configurações de ensaio dispunham de instrumentação baseada naquela apresentada para o painel isolado (1ª configuração). A filosofia de medição de deslocamentos e deformações foi a mesma, utilizando-se, no entanto, instrumentação adicional para monitoramento de deformações no lintel e nos cantos da abertura. A FIGURA 3-21 ilustra a disposição dos transdutores, onde cada um tinha por finalidade:

- Transdutores 1 a 5: a mesma dos transdutores 1, 2 e 3 da 1ª configuração;
- Transdutores 6 e 7: a mesma do transdutor 11 da 1ª configuração;
- Transdutores 8 a 15: a mesma dos transdutores 4 a 7 da 1ª configuração;
- Transdutores 16 a 19: a mesma dos transdutores 8 e 9 da 1ª configuração;
- Transdutores 20 a 23: medição das deformações provenientes de regiões tracionadas do lintel;

- Transdutores 24 e 25: medição das respectivas excentricidades associadas às porções contínuas do painel;
- Transdutores 26 e 27: monitoramento das deformações dos cantos comprimido e tracionado da abertura;
- Transdutor 28: a mesma do transdutor 13 da 1ª configuração.

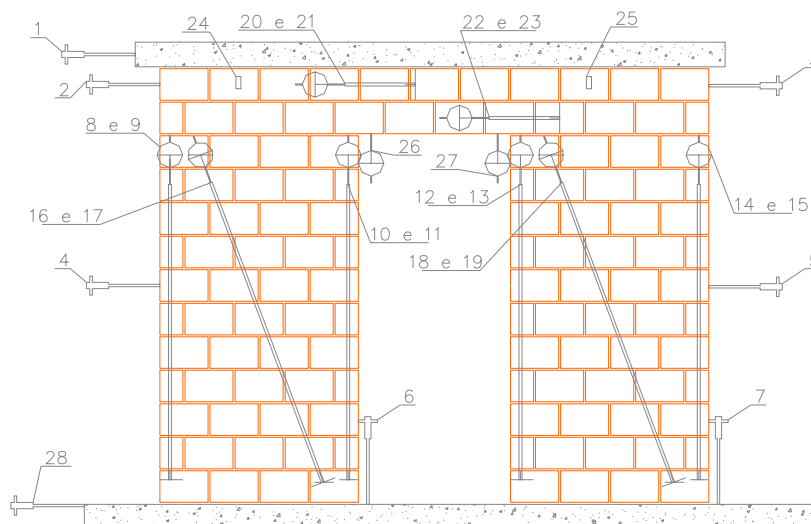


FIGURA 3-21 Disposição da instrumentação dos painéis da 2ª e 3ª configurações de ensaio.

Quanto aos painéis da 4ª e 5ª configurações, semelhantemente ao empregado na 2ª e 3ª configurações, dispuseram-se transdutores para medição de deslocamentos e deformações baseando-se no que fora escolhido para os painéis da 1ª configuração. Neste caso também se acrescentou instrumentação para monitoramento de deformações oriundas de tração e cisalhamento nos lintéis do topo e da base do painel, e nos cantos da abertura. A FIGURA 3-22 ilustra a disposição final da instrumentação, onde cada transdutor tinha por finalidade:

- Transdutores 1 a 5: a mesma dos transdutores 1, 2 e 3 da 1ª configuração (deslocamentos laterais);
- Transdutores 6 e 7: a mesma do transdutor 11 da 1ª configuração (abertura de fissuras na base tracionada). Neste caso, como o transdutor 6 monitora a tração no canto da abertura não há uma relação direta com o 11, que está na base do painel;
- Transdutores 8 a 15: a mesma dos transdutores 4 a 7 da 1ª configuração (deformações por flexão);
- Transdutores 16 a 19: a mesma dos transdutores 8 e 9 da 1ª configuração (deformações por cisalhamento);
- Transdutores 20 a 23: medir deformações provenientes de regiões tracionadas no lintel superior;
- Transdutores 24 e 25: medir deformações provenientes de tensões de cisalhamento no lintel inferior;

- Transdutores 26 e 27: monitorar as deformações dos cantos comprimido e tracionado da abertura;
- Transdutores 28 e 29: medição de deformações oriundas de regiões tracionadas no lintel inferior;
- Transdutores 30 e 31: medição das excentricidades associadas às porções contínuas do painel;
- Transdutor 32: medir eventuais escorregamentos entre a laje de base e o piso do laboratório.

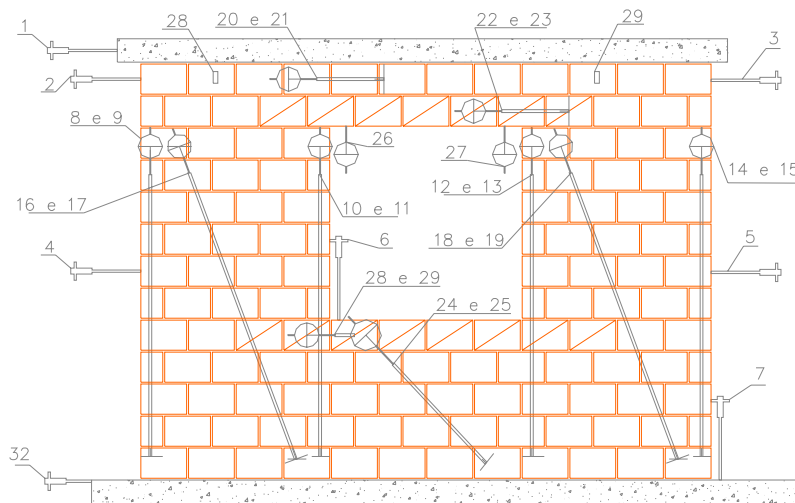


FIGURA 3-22 Disposição da instrumentação dos painéis da 4ª e 5ª configurações de ensaio.

3.6 LAJES DE CONCRETO

Os painéis foram construídos sobre lajes de concreto armado para posterior transporte dentro do laboratório. Utilizaram-se, também, lajes de concreto no topo dos painéis para distribuição das forças vertical e horizontal.

As lajes da base apresentavam dimensões dependentes do tipo de painel utilizado que foram adotadas do seguinte modo:

- Painel isolado: laje da base com 50 cm de largura, 67 cm de comprimento e 5 cm de espessura, e laje do topo com 15 cm de largura, 60 cm de comprimento e 5 cm de espessura;
- Painel porta: laje da base com 50 cm de largura, 150 cm de comprimento e 5 cm de espessura, e laje de topo com 15 cm de largura, 120 cm de comprimento e 5 cm de espessura;
- Painel janela: laje da base idêntica ao do painel porta e laje de topo com 15 cm de largura, 130 cm de comprimento e 5 cm de espessura.

Todas as lajes foram moldadas com armaduras constituídas por $\phi = 5,0$ mm e espaçadas a cada 9,5 cm. O espaçamento para as armaduras longitudinais da laje de topo foi um

pouco menor, sendo igual a 3,25 cm. Foram utilizadas malhas tanto junto à face superior quanto a face inferior dessas lajes, FIGURA 3-23. Escolheu-se espessura igual a 5 cm, equivalente a 15 cm num modelo em escala natural, para garantir o comportamento de diafragma rígido da laje de topo e para suportar o peso dos painéis sem causar danos aos mesmos durante a etapa de transporte. No caso dos painéis grauteados foram utilizadas armaduras de espera com 30 cm de traspasse para garantir a ancoragem dentro do painel e um gancho com 7 cm para ancoragem dentro da laje. Outros ganchos foram dispostos nas extremidades da laje para facilitar o transporte dos painéis, FIGURA 3-24.



FIGURA 3-23 Distribuição das armaduras para lajes do painel porta: (a) Lajes de topo; (b) Lajes de base.



FIGURA 3-24 Lajes após concretagem: (a) Lajes de base para painéis porta e janela com graute; (b) Lajes de topo para painéis isolado e porta.

Para moldagem dessas lajes utilizou-se concreto com traço, em massa, 1:1,94:2,06:0,65 (cimento:areia:pedrisco:água) sem adoção de aditivos. A areia e pedrisco foram os mesmos materiais descritos nos itens 3.3.2 e 3.3.3. Durante a moldagem foram confeccionados corpos-de-prova 15 x 30 cm para determinação da resistência à compressão simples e módulo de deformação, e corpos-de-prova 10 x 20 cm para determinação da resistência à tração por compressão diagonal. Para determinação do módulo de elasticidade consideraram-se os valores extremos 0,5 MPa e 40% da tensão de ruptura, semelhantemente ao adotado para as argamassas. Dessa forma obtiveram-se as seguintes características para o

concreto das lajes: módulo de deformação $E = 22.411 \text{ MPa}$; resistência à compressão simples igual a $45,4 \text{ MPa}$; e resistência à tração indireta igual a 3 MPa .

3.7 CONSTRUÇÃO E TRANSPORTE DOS PAINÉIS

Os painéis foram construídos sobre as lajes de concreto que serviram para apoiá-los e transportá-los. Optou-se por colar a primeira fiada na laje de apoio de modo a impedir o surgimento de fissuras na interface argamassa/concreto, garantindo, neste caso, que a ruptura ocorresse apenas na alvenaria. Para tanto foi utilizada cola à base de epóxi, onde a construção das fiadas subseqüentes foi realizada 24 horas após essa colagem. Para a construção dos painéis previu-se um gabarito constituído por elementos em alumínio, composto por régua vertical graduada com as medidas referentes a cada fiada e régua horizontal para controle do alinhamento e prumo das mesmas. Antes do início da construção, a laje de apoio foi nivelada para, em seguida, posicionar-se o gabarito de alumínio, sempre com a verificação de seu prumo e nível. A FIGURA 3-25 ilustra a primeira fiada após colagem e a construção de um painel.



FIGURA 3-25 Construção dos painéis: (a) Primeira fiada colada de dois painéis isolados e um painel porta; (b) Utilização do gabarito em alumínio durante a construção de um painel porta.

Os painéis porta sem grauteamento vertical foram construídos até a 12ª fiada referente à verga. Após o grauteamento desta mesma verga colocou-se a última fiada do painel. No caso dos painéis porta com grauteamento vertical, foram construídas sete fiadas para a realização do primeiro grauteamento, em seguida construíram-se mais cinco fiadas para se realizar o segundo grauteamento referente à verga e os vazados verticais, e por fim colocou-se a última fiada com grauteamento dos vazados verticais necessários. No caso dos painéis janela com e sem grauteamento vertical, foram construídas as fiadas até a contraverga, cinco no total, para realização do primeiro grauteamento, em seguida foram construídas as fiadas até a verga, sete no total, para realização do segundo grauteamento, e por fim colocou-se a última fiada com grauteamento dos vazados verticais necessários. Em todos os painéis com graute foram utilizados blocos com corte na face lateral para se retirar o excesso de argamassa dos vazados

verticais durante a construção e para se inspecionar o preenchimento desses vazados durante o grauteamento. A FIGURA 3-26 ilustra as etapas de construção de um painel janela.

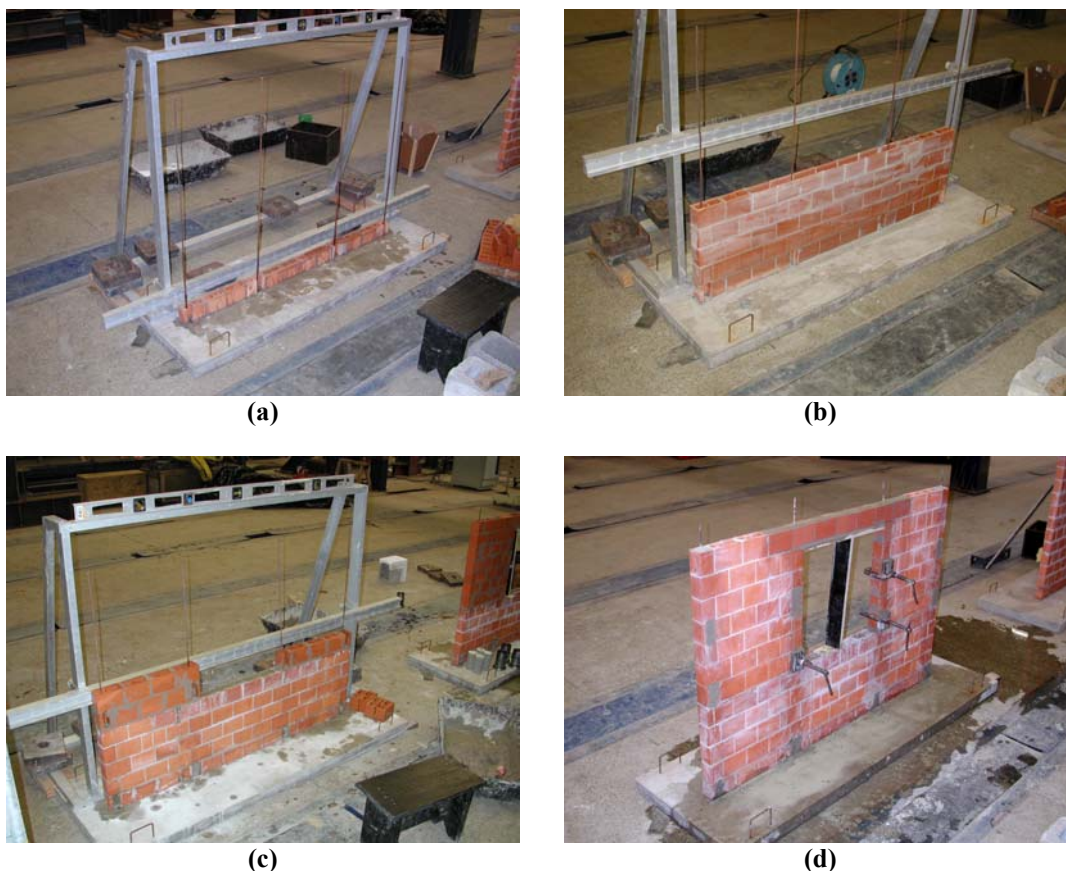


FIGURA 3-26 Etapas de construção de um painel janela com grauteamento vertical: (a) Colagem da primeira fiada; (b) Construção até fiada da contraverga; (c) Primeiro grauteamento realizado e início da etapa das fiadas até a verga; (d) Segundo grauteamento recém realizado.

É necessário enfatizar que durante a etapa de construção deve-se controlar o alinhamento e o prumo do painel, assim como a espessura das juntas de argamassa horizontais e verticais, pois a utilização de modelos reduzidos requer atenção especial quanto a esses aspectos. Neste caso, a utilização do gabarito de alumínio foi de fundamental importância, onde se verificou um adequado controle dessas características.

Quanto à utilização de graute, pode-se comentar que a etapa de grauteamento vertical é a mais difícil. O principal cuidado que deve ser tomado refere-se ao posicionamento da armadura vertical. Deve-se manter, tanto quanto possível, a armadura posicionada no centro do vazado do bloco para que o preenchimento com graute ocorra de modo eficiente e com menor dificuldade. Além disso, como o bloco cerâmico possui alto grau de absorção é importante que o mesmo seja umedecido antes de lançar o graute. A região mais crítica é a destinada a emenda de armaduras (três primeiras fiadas). Além disso, a utilização dos blocos e meio-blocos cortados na face serviram não apenas para efetuar a limpeza dos vazados, mas também para se observar o andamento do grauteamento e identificar eventuais falhas no processo.

Para se manter a integridade dos painéis durante o transporte, foram previstos gabaritos de madeira para travamento lateral. Os gabaritos foram posicionados nas faces do painel e fixados por meio de parafusos e porcas. O travamento foi garantido pelo contato, desde a primeira até a última fiada, entre a madeira vertical do gabarito e o painel, FIGURA 3-27. No caso dos painéis isolados a fixação foi feita nas extremidades, enquanto nos painéis porta e janela através da abertura interna ao painel.

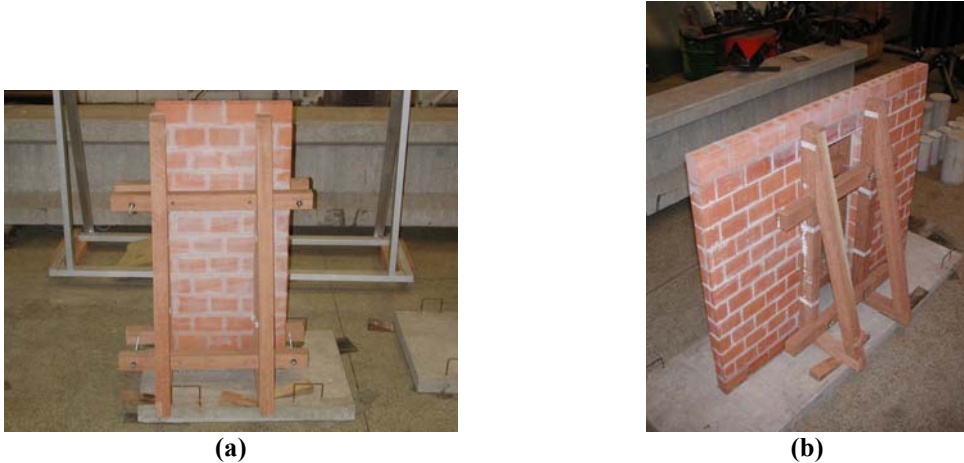


FIGURA 3-27 Travamento com gabarito de madeira para transporte: (a) Painel isolado; (b) Painel porta.

Como havia disponibilidade, utilizou-se uma ponte rolante para transportar os painéis até a posição do ensaio. Neste caso o painel foi erguido, utilizando-se fitas fixadas nos ganchos das lajes de apoio, e transportado até a posição desejada. A FIGURA 3-28 ilustra o transporte de alguns painéis. É importante frisar que todos os cuidados tomados no transporte foram suficientes para evitar eventuais danos aos modelos, e que essa é uma etapa crucial, em que qualquer descuido pode resultar na perda total ou parcial do modelo.



FIGURA 3-28 Transporte utilizando-se ponte rolante: (a) Painel isolado; (b) Painel porta.

3.8 PREPARAÇÃO DO ENSAIO

Após o posicionamento prévio do painel para o ensaio, colou-se a laje de topo com a mesma cola à base de epóxi utilizada na primeira fiada. Em seguida alinhou-se o painel simultaneamente ao atuador horizontal e aos cilindros hidráulicos verticais. Esse é um processo não menos especial que os anteriormente comentados, onde os mesmos cuidados relativos ao manuseio devem ser tomados. Por exemplo, os painéis sem graute vertical não podiam ser muito movimentados para que se efetuasse seu posicionamento final, pois se corria o risco de produzir fissuras provenientes dessa movimentação excessiva, mesmo estando o painel travado com o gabarito de madeira. Durante essa etapa de posicionamento final percebeu-se a necessidade de utilizar areia abaixo da laje de apoio para nivelar o modelo, FIGURA 3-29, devido às imperfeições do piso do laboratório e da face da laje.



FIGURA 3-29 Utilização de areia para nivelamento do modelo.

A FIGURA 3-30 ilustra os dispositivos utilizados para aplicação das forças horizontal e vertical. No caso do dispositivo para aplicação da força horizontal previu-se reforço do pórtico, utilizando perfil metálico disposto obliquamente, e da coluna, por meio de enrijecedores posicionados à altura do atuador hidráulico, conforme ilustrado pela FIGURA 3-30(a). Os cilindros destinados à aplicação da pré-compressão vertical estavam interligados por uma mesma bomba, vide FIGURA 3-30(b). Deste modo tentou-se manter, tanto quanto possível, a igualdade entre as pré-compressões nas porções contínuas durante todo o ensaio. Entre a laje de topo do painel e os cilindros foram colocados perfis metálicos para distribuição da força vertical aplicada, e entre os cilindros e o perfil utilizaram-se esferas representando apoios do 2º gênero, FIGURA 3-31(a). Utilizaram-se dispositivos para representação de apoios de 2º gênero entre os cilindros e a viga do pórtico de reação, permitindo-se, neste caso, apenas rotações no plano do painel, FIGURA 3-31(b). A utilização desses tipos de vinculação minimiza a influência que o sistema de aplicação de forças pode ocasionar no resultado, isto é, há um melhor controle das condições de contorno do ensaio que, no caso em questão, seria de topo livre. Da mesma forma, a laje disposta na base do painel foi travada por perfis metálicos, de modo a evitar qualquer

tendência de rotação, FIGURA 3-30(b), e travada na coluna do pórtico de reação para evitar seu escorregamento proveniente da aplicação da força horizontal. Esse tipo de vinculação tem por finalidade representar um engaste na base do painel. Para aplicação da força horizontal foi utilizado atuador hidráulico com capacidade igual a 500 kN e sistema de controle de deslocamento. A vinculação entre o atuador e a laje de topo é ilustrada pela FIGURA 3-31(c), em que se tem por finalidade minimizar a influência na condição de contorno de topo livre.

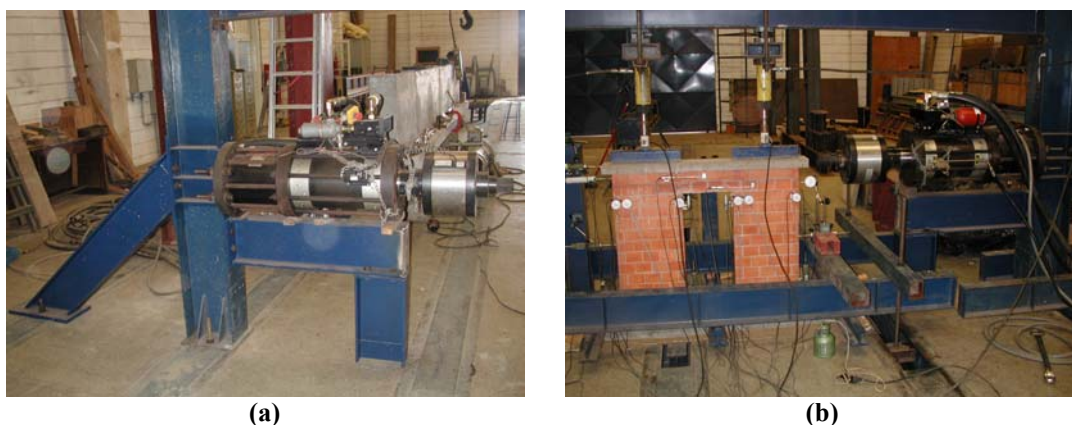


FIGURA 3-30 Disposição de ensaio utilizada: (a) Apoio para o atuador horizontal e reforços na coluna do pórtico; (b) Cilindros verticais para aplicação da pré-compressão e travamento da laje de apoio do painel.

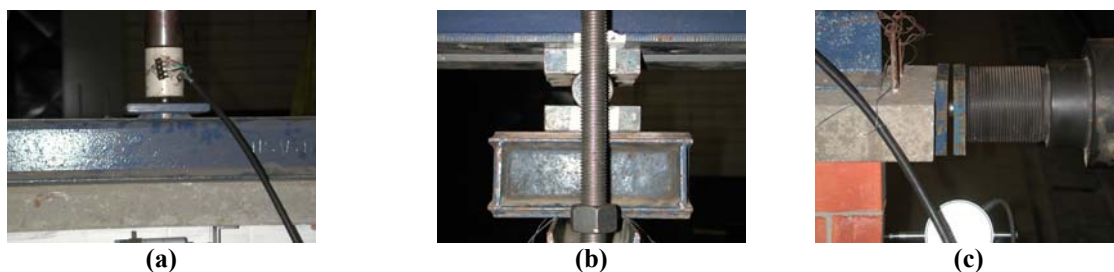
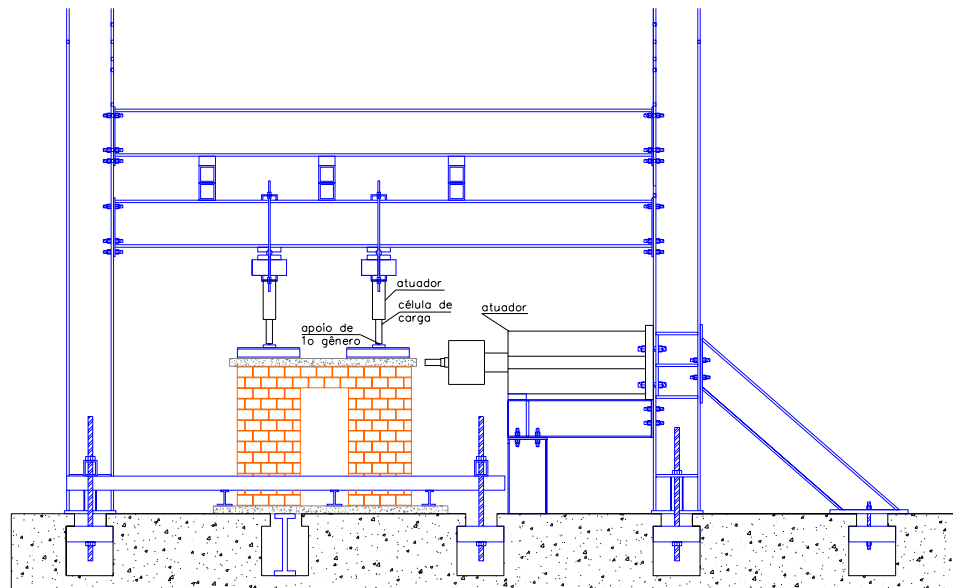


FIGURA 3-31 Controle das condições de contorno durante o ensaio: Vinculação utilizada entre os cilindros hidráulicos e (a) Perfil do topo do painel, (b) Viga do pórtico de reação; e (c) Vinculação entre o atuador horizontal e a laje de topo.

A FIGURA 3-32 ilustra a disposição final do aparato de ensaio com as vinculações adotadas para os sistemas de aplicação de forças, cilindros hidráulicos verticais e atuador horizontal, e para a fixação do painel na laje de reação do laboratório. Neste caso, cabe o comentário sobre a utilização de bases metálicas verticais para criar pontos de contato entre as duas vigas do pórtico de reação, de modo a tomar partido de uma maior rigidez do conjunto do pórtico durante a etapa de aplicação das forças verticais. Outro aspecto importante refere-se aos cilindros hidráulicos destinados à aplicação da pré-compressão, os quais foram fixados na viga do pórtico por meio de tirantes, porcas e perfis metálicos. A FIGURA 3-32(b) ilustra o conjunto de fixação. Vale o comentário sobre a utilização de duas porcas em cada extremidade do tirante para que, após a aplicação da pré-compressão, fosse possível erguer o perfil posicionado acima

da viga e permitir a rotação dos cilindros em torno de suas bases com total desvinculação em relação ao pórtico.



(a)



(b)



(c)

FIGURA 3-32 Disposição final do ensaio: (a) Esquema de ensaio para um painel porta; (b) Detalhe das bases para conferir contato entre as vigas do pórtico de reação; (c) Vista geral de um painel porta posicionado para posterior travamento e colocação de instrumentação.

3.9 EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

Todos os ensaios foram realizados de acordo com uma seqüência estabelecida previamente, sendo composta por três etapas.

Primeira etapa: aplicação de carregamento vertical prévio

Foram aplicados três ciclos de 8 kN cada para acomodação do modelo. Considerando que o painel isolado apresentou seção transversal com dimensões iguais a 40 cm por 4,65 cm,

em média, e que a máxima pré-compressão aplicada teve intensidade igual a 1,64 MPa⁸⁹, a máxima força vertical equivaleu a 30,5 kN. Isto quer dizer que o carregamento prévio corresponde a aproximadamente 26% da máxima força vertical. Neste instante, é importante lembrar que essa pré-compressão corresponde ao estado de cargas verticais admissíveis e não ao de carga de ruptura do painel. Caso fosse desconsiderado o coeficiente de segurança na Equação 3.5-1, igual a 0,2, a nova tensão admissível na alvenaria teria intensidade igual a 16,4 MPa, de modo que a máxima tensão de pré-compressão a ser aplicada seria igual a 8,2 MPa, correspondente à força de 152 kN. Dessa forma a força para o carregamento prévio corresponderia a 5,3% da máxima força vertical.

Segunda etapa: aplicação de carregamento vertical referente à pré-compressão do modelo

As tensões de pré-compressão foram aplicadas por um ou dois cilindros hidráulicos, dependendo do tipo de painel, com capacidade igual a 500 kN e controle de força. As correspondentes forças verticais foram aplicadas utilizando-se bomba manual, e as leituras da instrumentação foram gravadas a cada incremento de 0,5 kN dessas forças. Como comentado anteriormente para o caso da maior pré-compressão, com intensidade igual a 1,64 MPa, a força vertical necessária foi igual a 30,5 kN. Adotando-se procedimento idêntico, no caso da menor pré-compressão, com intensidade igual a 0,98 MPa⁹⁰, obteve-se força vertical igual a 18,2 kN. Aspecto importante nesta etapa é a verificação da excentricidade para que sejam realizados, se necessário, ajustes no posicionamento do modelo. Outra observação a ser feita refere-se ao travamento da laje de base, em que tal fixação só foi realizada após aplicação da força vertical total, isto é, os perfis metálicos dispostos sobre a laje da base só foram travados no piso do laboratório após aplicação dessa força. Em seguida ergueu-se o perfil posicionado acima da viga do pórtico de reação para desvincular os cilindros hidráulicos da referida viga. A FIGURA 3-33 ilustra a liberação desse vínculo nas extremidades do tirante de fixação dos cilindros.

⁸⁹ Referente à área bruta. Se referida à área líquida sua intensidade seria igual a 2,98 MPa.

⁹⁰ Referente à área bruta. Se referida à área líquida sua intensidade iguala-se a 1,78 MPa.



(a)



(b)

FIGURA 3-33 Liberação de vínculos dos cilindros verticais: (a) Detalhe do espaço deixado entre o perfil e a base metálica sobre a viga; (b) Detalhe dos dois parafusos na extremidade inferior do tirante.

Terceira etapa: aplicação da força horizontal até a ruptura total do painel

Por receio de causar danos prematuros, não foi aplicada força horizontal prévia para promover a acomodação do modelo, principalmente porque a máxima força poderia ser pequena. Neste caso aplicou-se a força horizontal do ensaio propriamente dito, utilizando atuador com capacidade igual a 500 kN e controle de deslocamento e adotando velocidade igual a 0,005 mm/s. As leituras da instrumentação foram gravadas automaticamente em arquivo de dados a cada 1,5 segundo. A verificação de ocorrência das primeiras fissuras foi feita auditiva e visualmente em que, depois de percebido qualquer estalo, inspecionava-se todo o modelo. Após o surgimento da fissura, a inspeção limitou-se ao acompanhamento visual de sua propagação. Considerou-se como carga de ruptura a maior intensidade da força horizontal registrada em arquivo, enquanto que se considerou como final do ensaio o instante em que ocorria, simultaneamente, decréscimo excessivo dessa força e pequeno acréscimo de deslocamento.

3.10 COMENTÁRIOS FINAIS

Neste capítulo foram abordados os aspectos relacionados com:

- O planejamento inicial dos ensaios dos painéis, em que se desenvolveu uma análise numérica preliminar em elementos finitos para definir uma configuração da instrumentação a ser utilizada;
- Os ensaios de caracterização dos materiais utilizados, tais como a determinação da resistência à compressão simples de blocos, prismas e corpos-de-prova de argamassa, graute e concreto, entre outros;
- A realização do ensaio de um painel piloto, em que se destacaram os problemas enfrentados de modo a eliminá-los na série definitiva;

➤ A definição das configurações de ensaio, em que se descreveram minuciosamente os tipos de painéis escolhidos, no que se refere à geometria, às intensidades de pré-compressões adotadas, às modificações promovidas em relação ao ensaio piloto, assim como à disposição final adotada para a instrumentação;

➤ A construção e transporte dos painéis, destacando-se os principais cuidados a serem tomados durante essas etapas, bem como a preparação e execução dos ensaios.

Com base nesta metodologia, desenvolveu-se um programa experimental para análise de painéis de contraventamento, tendo como principal foco a avaliação do efeito de acoplamento oriundo da presença de lintéis. Outros aspectos, tais como os efeitos da pré-compressão e de armaduras construtivas também foram abordados. Todos os resultados desse programa experimental foram apresentados e exhaustivamente discutidos no capítulo 4.

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo foi dedicado à análise dos resultados experimentais de todos os modelos ensaiados em laboratório. Como comentado e descrito no item 3.9, todos os ensaios foram realizados de acordo com uma seqüência pré-estabelecida. Da mesma forma, os resultados foram apresentados e analisados segundo seqüência semelhante. Neste caso optou-se por não incluir a etapa de carregamento vertical prévio, porque a intenção nesta etapa foi aplicar carregamento suficiente para acomodar a estrutura, apresentando-se apenas as etapas de aplicação da pré-compressão e da força horizontal.

Os resultados foram apresentados em sua grande maioria na forma de gráficos, mas também foram elaboradas tabelas com os dados mais importantes para comparação tanto do comportamento global quanto de regiões localizadas. Dessa forma, dividiu-se a análise nos seguintes itens:

➤ Etapa de aplicação da pré-compressão: neste item foram verificadas as deformações axiais dos painéis, bem como determinados os módulos de elasticidade dos mesmos na etapa de aplicação da força vertical;

➤ Etapa de aplicação da força horizontal: este item contém a maior parte das análises, no qual foram avaliados a rigidez e os efeitos da não-linearidade de forma global, as deformações ocorridas nos lintéis e nas paredes de cada modelo, bem como em regiões consideradas como críticas para o surgimento de fissuras, a exemplo dos cantos da abertura e da base das paredes;

➤ Comparação entre os modelos: ao final da análise dos modelos de uma mesma configuração de ensaio, realizou-se a comparação entre os principais resultados de modo a se avaliar os efeitos decorrentes da utilização de distintas pré-compressões;

➤ Efeitos de acoplamento e da armadura vertical: este item consistiu na avaliação do efeito de acoplamento, proveniente da presença do lintel, e do efeito do graute e da armadura vertical, comparando-se os resultados dos painéis com abertura de porta com aqueles dos painéis isolados.

Durante essas análises os modelos foram identificados da seguinte forma:

➤ Os modelos da 1ª configuração de ensaio foram identificados como PISG1, que se refere ao modelo de painel isolado sem utilização de armadura e grauteamento, e PICG1, que se refere ao modelo de painel isolado com utilização de armadura e grauteamento vertical. Estimou-se para intensidade da pré-compressão dos dois modelos o valor de 1,64 MPa, referente à área bruta⁹¹.

➤ Os modelos da 2ª configuração foram identificados como PPSG1, que se refere ao modelo de painel com abertura de porta, sem utilização de armadura e grauteamento vertical, e com estimativa de pré-compressão igual a 1,64 MPa; e PPSG2 que se distingue do anterior pela intensidade da pré-compressão estimada em 0,98 MPa.

➤ No caso dos modelos da 3ª configuração a identificação consistiu em: PPCG1 para o modelo de painel com abertura de porta, utilizando-se armadura e grauteamento vertical, e com estimativa de pré-compressão igual a 1,64 MPa; e PPCG2 que se diferencia do anterior pela intensidade de pré-compressão estimada em 0,98 MPa.

➤ Quanto aos modelos da 4ª configuração suas identificações seguiram o seguinte padrão: PJSG1 para os painéis com abertura de janela, sem utilizar armadura e grauteamento vertical, e estimativa da pré-compressão igual a 1,64 MPa; e PJSG2 para os painéis idênticos aos anteriores distinguindo-se pela estimativa de pré-compressão igual a 0,98 MPa.

➤ Finalmente, os modelos da 5ª configuração foram identificados como: PJCG1 no caso dos painéis com abertura de janela dispendo de armadura e grauteamento vertical, e estimativa de pré-compressão igual a 1,64 MPa; e PJCG2 para painéis idênticos aos anteriores, diferenciando-se pela intensidade de pré-compressão estimada em 0,98 MPa.

A Tabela 4.1-1 contém um resumo para facilitar a identificação das configurações de ensaio adotadas.

Os transdutores de deslocamentos utilizados na instrumentação dos painéis foram referidos em todos os gráficos pela letra T seguida do número do transdutor. Neste caso, a sigla T3 indica o transdutor número 3 da instrumentação apresentada no item 3.5.4, e assim por diante.

⁹¹ Daqui em diante, caso não se faça menção à área de referência, a tensão pode ser tomada como relativa à área bruta.

Tabela 4.1-1 Quadro resumo dos modelos de ensaio.

Modelo / painel	Tipo de abertura	Configuração			
		Intensidade da pré- compressão		Graute e armadura vertical	
		1,64 MPa	0,98 MPa	sim	não
PISG1	Sem	x			x
PICG1	Sem	x		x	
PPSG1	Porta	x			x
PPSG2	Porta		x		x
PPCG1	Porta	x		x	
PPCG2	Porta		x	x	
PJSG1	Janela	x			x
PJSG2	Janela		x		x
PJCG1	Janela	x		x	
PJCG2	Janela		x	x	

Observações:

- A intensidade da pré-compressão refere-se à área bruta dos painéis.

4.2. MODELOS DA 1ª CONFIGURAÇÃO DE ENSAIO

4.2.1. Modelo PISG1

Como descrito no item 4.1, este modelo corresponde ao painel isolado sem disposição de armadura vertical e grauteamento, e pré-compressão igual a 1,64 MPa.

4.2.1.1. Etapa de aplicação da pré-compressão

Esta etapa consistiu na aplicação da força vertical que resultasse em tensão de compressão média equivalente à pré-compressão estipulada. A FIGURA 4.2-1 ilustra as deformações axiais e o nível de tensões médias de compressão obtido. Verifica-se que o comportamento é bastante linear, e comparando-se o valor da inclinação da linha de tendência, referente à média total das deformações, percebe-se a proximidade desse valor com o módulo de deformação obtido no ensaio das paredes (40 x 40) cm² que foi igual a 6165 MPa. Isto indica que as características mecânicas anteriormente determinadas para a alvenaria são representativas do painel ora analisado. Cabe o comentário que o resultado das paredes (40 x 40) cm² refere-se a uma média de três exemplares, enquanto que o modelo PISG1 é único. Da mesma forma, observa-se que a tensão de compressão obtida, igual a 1,72 MPa, está bem próxima da intensidade da pré-compressão necessária. Optou-se por aplicar compressão um pouco maior porque ao se iniciar a etapa da força horizontal ocorria um decréscimo dessa tensão.

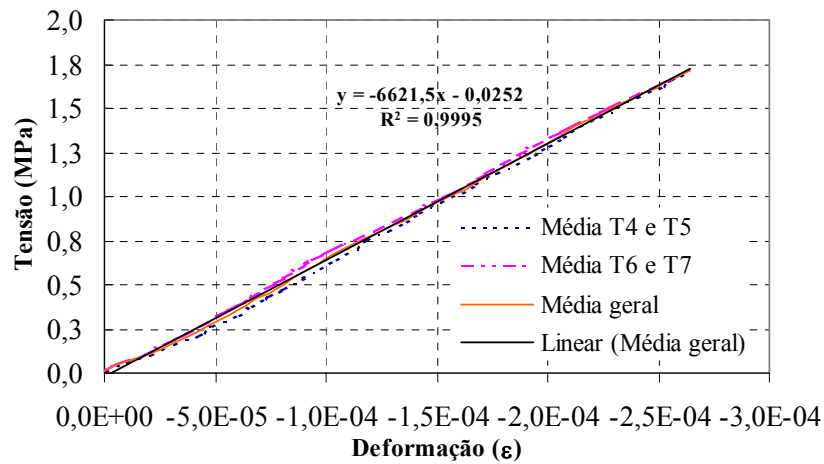


FIGURA 4.2-1 Gráfico σ x ϵ para a etapa de pré-compressão: modelo PISG1.

Um modo de verificar se o carregamento foi aplicado consistentemente é observando-se a evolução do deslocamento perpendicular ao plano do painel. A FIGURA 4.2-2 ilustra a força vertical aplicada pelo cilindro hidráulico versus esse deslocamento, na qual observa-se que apesar de ter ocorrido crescimento, o deslocamento atingiu valor máximo um pouco maior que 1 mm com força vertical igual 32 kN.⁹² Isto resulta num momento igual a 3,84 kN.cm, relativo à base do painel, e que equivale a uma força aplicada no topo igual a 0,04 kN, o que é desprezível. Por meio de inspeção visual verificou-se que essa excentricidade não resultou em esforços que danificassem o modelo de modo a comprometer os resultados do ensaio.

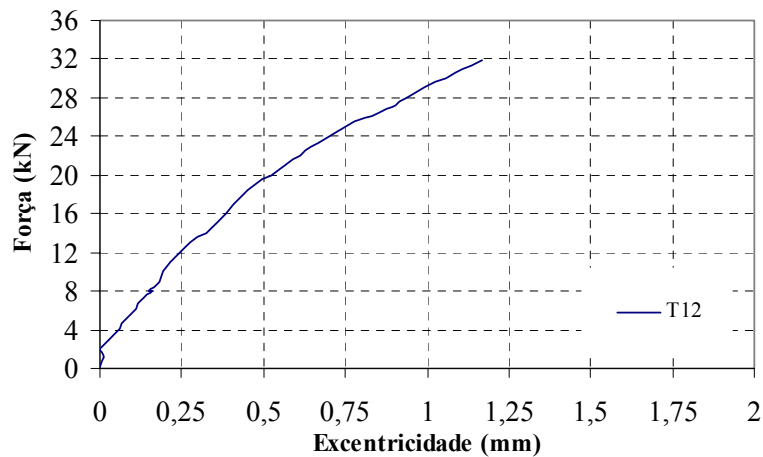


FIGURA 4.2-2 Variação da excentricidade durante etapa da pré-compressão: modelo PISG1.

⁹² Este deslocamento também pode ser entendido como a excentricidade da força vertical em relação à base do painel.

Em resumo, pode-se dizer que a etapa de aplicação da pré-compressão foi realizada com sucesso, não tendo sido observado qualquer tipo de problema suficiente para danificar o modelo.

4.2.1.2. *Etapa de aplicação da força horizontal*

Com o modelo submetido a pré-compressão estipulada, procedeu-se a aplicação da força horizontal. Como comentado no item 3.9 não se aplicou carregamento horizontal prévio ao modelo por receio de ocorrer alguma danificação. A força horizontal foi, então, aplicada monotonicamente desde zero até o colapso total do painel. A FIGURA 4.2-3 ilustra os deslocamentos horizontais medidos pelos transdutores T1, T2 e T3, de acordo com a instrumentação descrita no item 3.5.4. Percebe-se que até 1 kN houve pouquíssima deformação do modelo, representada pelo deslocamento em torno de 0,2 mm para T1 e T2. A partir de 1 kN até, aproximadamente, 3,5 kN há formação de um trecho bastante linear, o que pode ser explicado pela ausência de fissuração. Fato interessante é que entre 3,5 kN e 5,8 kN percebe-se a ocorrência de trecho não-linear mesmo sem ter ocorrido fissuração visível, que só foi percebida aos 5,8 kN. É importante ressaltar que neste intervalo ouviram-se alguns estalos durante o ensaio, e que a ocorrência dessa não-linearidade sem o surgimento de fissuras perceptíveis pode ser associada à formação de micro-fissuras internas. Esse comportamento também foi observado por Epperson (1992). Aos 5,8 kN surgiu a fissura horizontal na base do painel, vide FIGURA 4.2-4, e ocorreu acentuada perda de rigidez. Próximo aos 6,9 kN a intensificação da fissuração horizontal foi mais perceptível pela propagação repentina da mesma, de modo que o painel já apresentava-se próximo do colapso total. A partir deste ponto verificou-se que o comportamento do painel se caracterizou pela abertura dessa fissura, junto ao canto tracionado, sem ocorrência de sua propagação, isto é, não houve mais resistência à tração e o painel limitou-se a girar em torno de sua base, aumentando as tensões de compressão nos blocos situados no correspondente canto. Este comportamento é representado pelo patamar observado no gráfico de deslocamentos após a força de 6,9 kN, e pode ser associado à formação de rótula na base, em que os deslocamentos correspondem ao movimento de corpo rígido da porção do painel acima da fissura. O painel chegou a ruptura com força horizontal igual a 7,2 kN. Verifica-se, também, a grande semelhança no aspecto dos três gráficos, cujos valores absolutos diferenciam-se pelas distâncias de cada transdutor em relação à base do painel. Ainda com relação a esta semelhança, destaca-se a ocorrência simultânea de perturbações/saltos nos três gráficos, indicando que grande parcela dos efeitos de não-linearidade ocorreram abaixo da fiada intermediária.

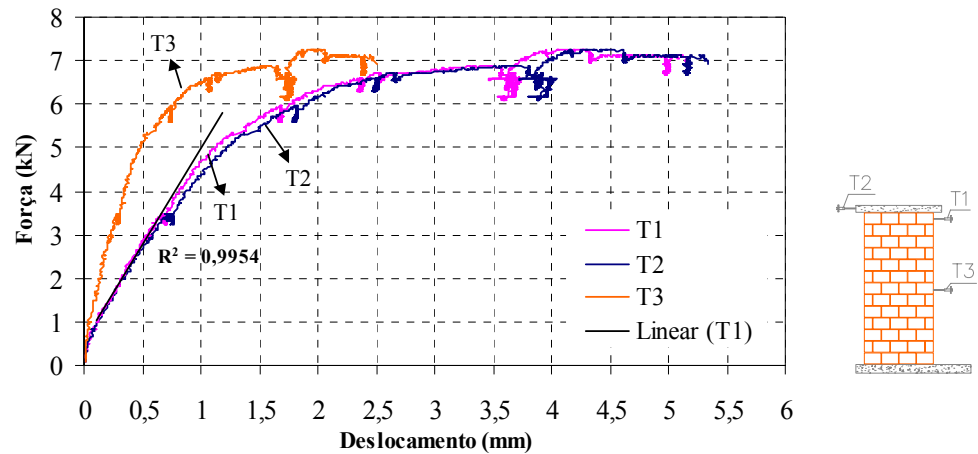


FIGURA 4.2-3 Gráfico força horizontal x deslocamentos horizontais : modelo PISG1.

Fato interessante observado na FIGURA 4.2-4 é que a região de compressão, em condições próximas ao estágio de ruptura, correspondeu à metade do bloco situado no respectivo canto. Isto significa que o painel que possuía seção resistente na base com 40 cm de altura, antes da ocorrência de qualquer fissuração, manifestou um mecanismo com a formação de rótula na base e passou a apresentar movimento de corpo rígido associado à rotação em torno de uma região da seção com, aproximadamente, 4,9 cm.



FIGURA 4.2-4 Fissuração observada na base do painel: modelo PISG1.

A FIGURA 4.2-5 ilustra o deslocamento no canto tracionado da base do painel. Da observação do gráfico, constata-se que a força igual a 3 kN corresponde ao limite de transição da compressão para a tração, e que logo a seguir ocorre pequena perturbação no gráfico, indicando o surgimento de fissuração. No entanto, como comentado anteriormente, essa fissura não foi perceptível a olho nu, de modo que pode ser associada à micro-fissuração interna. Observa-se, também, que no intervalo de 3 kN a 5,8 kN ocorre crescente perda de rigidez, mas ainda sem o surgimento de fissuras visíveis. Isto comprova que a alvenaria, mais especificamente a junta, ainda apresenta certa resistência à tração. Da mesma forma, verifica-se que o comportamento linear limita-se à etapa em que a seção está exclusivamente comprimida,

isto é, logo após o surgimento de trações a alvenaria apresenta resposta não-linear. Além disso, a não-linearidade ocorre de forma tímida até a força de 5 kN, a partir da qual acentua-se o processo de propagação das micro-fissuras com maior perda de rigidez, sendo que a primeira fissura visível só ocorreu com força igual a 5,8 kN. Outro aspecto interessante é a semelhança entre o aspecto geral do gráfico da figura a seguir e aqueles da FIGURA 4.2-3, o que comprova que a fissuração expressiva ocorreu apenas nas juntas horizontais próximas à base do painel. Neste caso, toda a análise referente à não-linearidade e fissuração, feita para os gráficos anteriormente referidos, pode ser estendida à FIGURA 4.2-5.

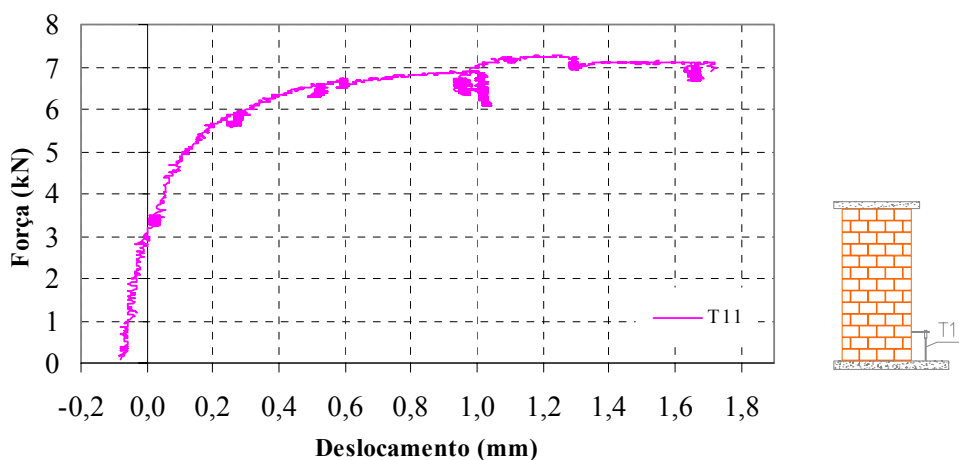


FIGURA 4.2-5 Deslocamentos verticais na base do painel para monitoramento da abertura de fissuras: modelo PISG1.

Outro modo de avaliar globalmente o comportamento do painel é verificando-se as deformações dos pares de transdutores T4 e T5, T6 e T7, e T8 e T9, correspondentes às deformações relativas ao encurtamento no lado comprimido e aos alongamentos no lado tracionado e na direção diagonal, respectivamente. É importante lembrar, neste instante, que os transdutores T8 e T9 foram utilizados para monitorar a ocorrência de fissuração diagonal e não medir distorções relativas ao cisalhamento, conforme comentado no item 3.5.4. Com base na FIGURA 4.2-6, percebe-se linearidade do lado comprimido até, aproximadamente, a força de 4,5 kN, um pouco maior que a do lado tracionado que foi igual a 3,5 kN. Outro fato observado é que só surgem alongamentos a partir da força igual a 5 kN, e que ocorre não-linearidade antes dessa tração. Isto era esperado porque essas trações, ao contrário dos deslocamentos associados a T11, referem-se a uma porção maior do painel, e a não-linearidade inicia-se com a formação das primeiras fissuras, que ocorreram na base do mesmo. Semelhantemente verifica-se que aos 5,8 kN, correspondente à primeira fissura visível, todo o lado do painel apresenta deformação relativa à tração. Comparação interessante refere-se ao par T6 e T7 com o T8 e T9, onde se percebe clara semelhança entre os gráficos. Isto confirma a hipótese do alongamento da diagonal ser bastante influenciado pelos efeitos de flexão, e enfatiza a única finalidade da

respectiva instrumentação em detectar eventual fissuração diagonal. Neste caso, verifica-se que os registos dos transdutores T8 e T9 não indicaram ocorrência desse tipo de fissura. É muito importante comentar que os efeitos de flexão, assim como os de movimento de corpo rígido, estão presentes de forma ainda mais intensa por que a diagonal tem extremidade inferior posicionada abaixo da junta horizontal onde ocorre a fissuração.

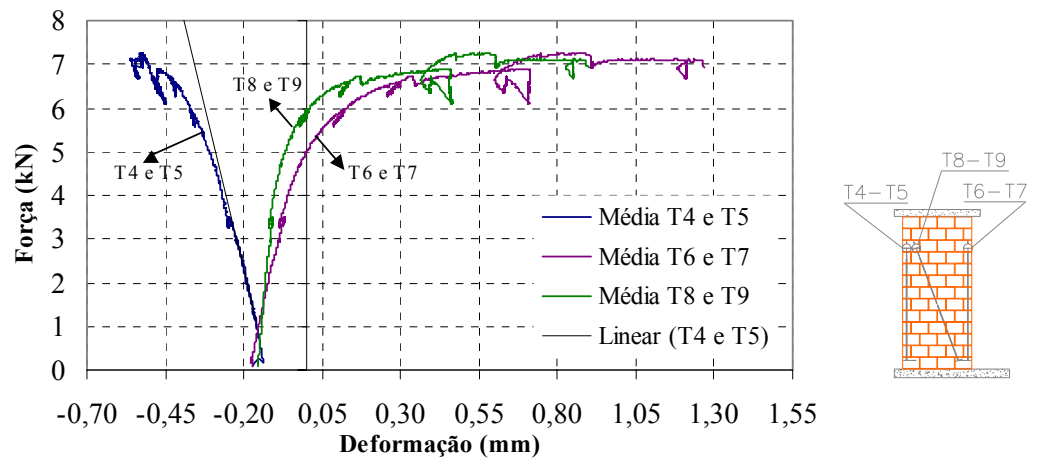


FIGURA 4.2-6 Deformações médias relativas aos lados comprimido e tracionado, e à direção diagonal: modelo PISG1.

Avaliação indispensável é a verificação da constância da pré-compressão durante a aplicação da força horizontal. Isto se faz necessário porque foi utilizado sistema hidráulico para aplicação desse carregamento. Caso fosse empregado sistema com pesos, por exemplo chumbo, essa avaliação seria dispensável porque, obviamente, não ocorreria variação da força vertical aplicada ao painel. Neste aspecto a FIGURA 4.2-7 confronta a variação da intensidade da força vertical e da força horizontal. Os registos referem-se à célula de carga montada junto ao cilindro vertical. A 1ª etapa refere-se à pré-compressão, onde não há força horizontal, em que se verifica o acréscimo na sua intensidade até a força de 32 kN, como comentado anteriormente. No instante em que se inicia a aplicação da força horizontal, 2ª etapa, verifica-se alívio na força vertical. Esse foi o aspecto que indicou a necessidade de aplicação de pré-compressão com intensidade um pouco maior que a estipulada inicialmente para o ensaio. Na seqüência, observa-se que até a força horizontal igual a 3,5 kN, aproximadamente, não houve alívio da força vertical. No entanto, optou-se por fazer uma correção na intensidade dessa força, pois o alívio ocorrido no início da 2ª etapa só foi percebido neste instante. Como pode ser observado, até a força horizontal igual a 6,8 kN não houve alívio da força vertical, o que só ocorreu no instante de intensa propagação das fissuras na base do painel. A região de perturbação que surge no final do gráfico representa esse instante, onde foi necessário corrigir a força vertical em duas oportunidades.

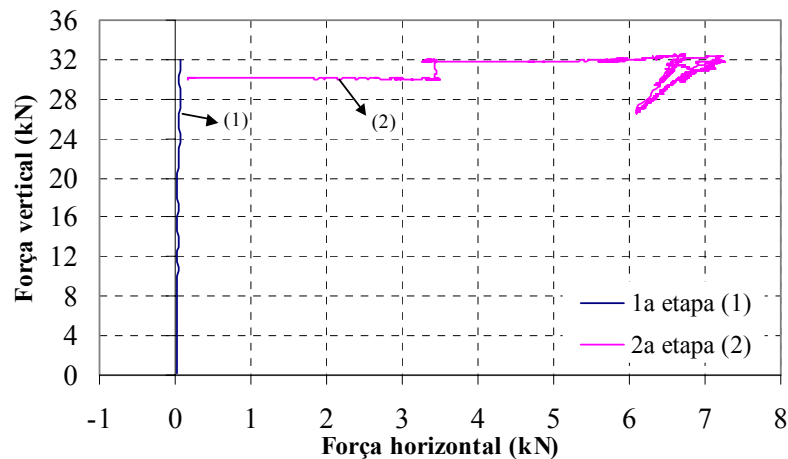


FIGURA 4.2-7 Constância da força vertical durante o ensaio: modelo PISG1.

Também é de suma importância a verificação da excentricidade durante todo o ensaio para que sejam constatados eventuais problemas e suas causas. Neste caso, a FIGURA 4.2-8 ilustra a variação da excentricidade durante a etapa de aplicação da força horizontal a partir dos registros do transdutor T12. Observa-se, inicialmente, que essa etapa foi iniciada com excentricidade um pouco maior que 1 mm. Verifica-se também que houve rápido acréscimo da excentricidade com pequena força horizontal aplicada, chegando a aproximadamente 2,5 mm, o que pode ser atribuído à acomodação do painel. Em seguida observa-se acréscimo mais lento dessa excentricidade até, aproximadamente, 6,9 kN. A partir dessa força ocorreu considerável acréscimo até a ruptura do painel, chegando a um valor final igual 7,4 mm. Esse acréscimo exagerado pode ser atribuído à fase em que o painel apresentou movimento de corpo rígido, devido à formação da rótula em sua base. É oportuno ressaltar que neste estágio do comportamento o painel apoiava-se numa base de apenas 4,9 cm. Além disso, pode-se considerar que a superfície de fissuração é irregular, de modo que a propagação da fissura horizontal na base não ocorreu simetricamente nas faces laterais do painel. Esses dois fatores contribuem, sem sombra de dúvida, para a formação de um sistema bastante instável. É importante comentar, também, que foi utilizado dispositivo de apoio, entre os cilindros verticais e a viga do pórtico, um pouco diferente daquele descrito no item 3.8. O dispositivo ora comentado está ilustrado na FIGURA 4.2-9(a).

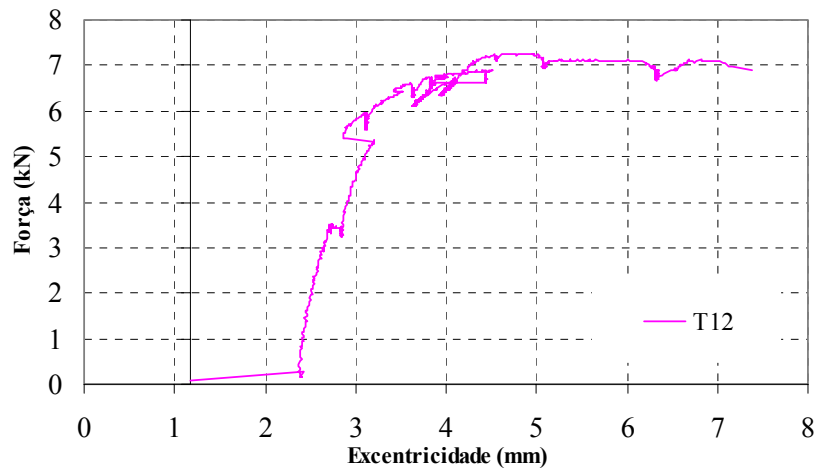
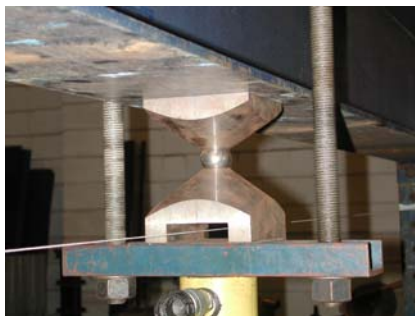


FIGURA 4.2-8 Verificação da excentricidade durante todo o ensaio: modelo PISG1.

Com base na análise da variação da excentricidade e a partir da execução do ensaio, constatou-se a necessidade de se alterar o dispositivo de apoio entre os cilindros verticais e a viga do pórtico. Neste caso foi definido o dispositivo descrito no item 3.8 com chapas e cilindros de aço. A FIGURA 4.2-9 ilustra a excentricidade visualmente observada durante o ensaio, destacando-se a inclinação do perfil metálico disposto no topo do painel.



(a)



(b)

FIGURA 4.2-9 Cilindros verticais no modelo PISG1: (a) Dispositivo com esfera para rotação total entre cilindro e viga do pórtico de reação; (b) Verificação visual da excentricidade durante etapa da força horizontal.

Para finalizar a análise dessa etapa do ensaio, a FIGURA 4.2-10 ilustra os registros dos transdutores T10 e T13 que se referem ao escorregamento da laje de topo em relação ao painel e da laje de apoio em relação ao piso do laboratório, respectivamente. Neste caso verificam-se deslocamentos desprezíveis, em torno de 0,03 mm para T13 e 0,01 mm para T10. Desse modo pode-se afirmar que não houve escorregamento da laje de apoio que pudesse alterar os deslocamentos horizontais do painel. Da mesma forma, não ocorreu escorregamento entre a

laje de topo e o painel que prejudicasse a distribuição da força horizontal no topo do mesmo, o que confirmou a adequação da cola utilizada.

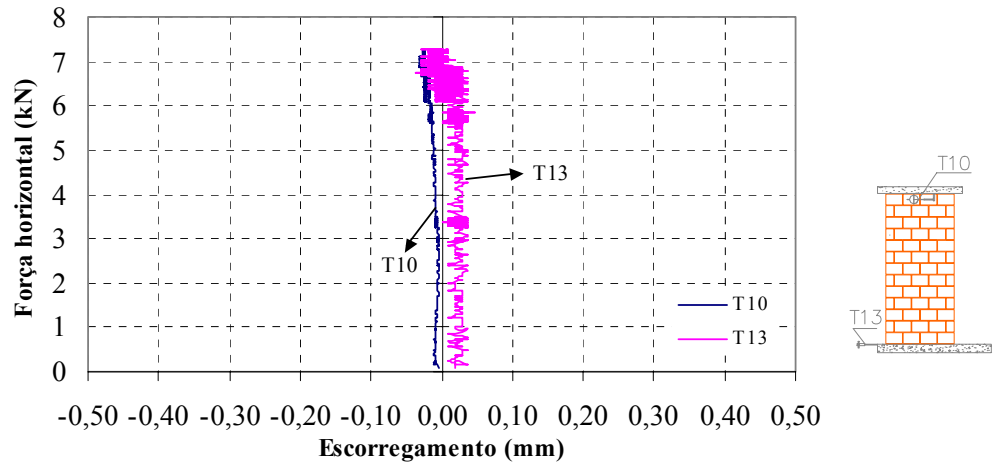


FIGURA 4.2-10 Verificação do escorregamento da laje de topo e da laje de base do painel: modelo PISG1.

4.2.1.3. Modo de fissuração e tipo de ruptura

A FIGURA 4.2-11 ilustra o tipo de fissuração desenvolvido pelo painel. A sua ruptura ocorreu bruscamente com desmoronamento do mesmo, de modo que não foi possível fotografá-lo logo após seu colapso. A FIGURA 4.2-11(a) ilustra o lado comprimido instantes após a ruptura do painel, onde pode-se verificar a região da base onde ocorreu o destacamento do painel separando-o em duas partes. A distribuição e o desenvolvimento da fissuração na base podem ser observados na FIGURA 4.2-11(b). Verifica-se que ocorreu uma única fissura horizontal acima da primeira fiada que se prolongou até metade do bloco situado no canto comprimido. A primeira fissura visível só ocorreu com força horizontal igual a 5,8 kN, apesar dos efeitos da não-linearidade terem sido percebidos com forças menores. Em seguida ocorreram duas etapas de prolongamento dessa fissura horizontal, sendo percebidas aos 6,5 kN e 6,9 kN. Daí em diante ocorreu apenas acréscimo da abertura dessa fissura, de modo que o painel limitou-se a girar em torno de sua base até a ocorrência do colapso total com força horizontal igual a 7,2 kN. A FIGURA 4.2-11(c) ilustra o painel remontado após sua ruptura, possibilitando a avaliação do mecanismo de colapso e da seqüência de fissuração do painel no respectivo instante.

A partir dos comentários anteriores pode-se estabelecer o processo de fissuração e colapso do painel do seguinte modo:

➤ As primeiras fissuras visíveis surgem, como já era esperado, no canto tracionado da base do painel, com os efeitos de não-linearidade tendo ocorrido em fases anteriores de carregamento;

➤ Em seguida ocorre prolongamento dessa fissura horizontal até o canto comprimido da base sem o surgimento de fissuração visível em outros locais do painel;

➤ O mecanismo de rotulação foi então formado, e a partir daí o painel limita-se a girar em torno da pequena região comprimida na base. Neste instante pode-se afirmar que a ruptura foi alcançada porque ocorreu crescimento dos deslocamentos e deformações sem acréscimo substancial da força horizontal aplicada, conforme verificado em todos os gráficos anteriores;

➤ Finalmente, prosseguiu-se⁹³ com o ensaio para se avaliar o comportamento em condições extremas após a ruptura do painel. Neste caso, verifica-se que a distribuição complexa de tensões resultou em colapso total abrupto com a formação de uma fissura diagonal principal. A FIGURA 4.2-11(c) ilustra o painel parcialmente montado após seu colapso, na qual se observa a fissura diagonal formada. Neste instante não há uma explicação plausível para ocorrência dessa fissura.

Esta seqüência caracteriza o comportamento do tipo misto para o painel, onde surgiu fissura horizontal associada à flexão, seguida da formação de rótula na base, e o colapso total se deu de modo abrupto com fissuração diagonal principal. No entanto é importante comentar que a ruptura já foi definida a partir do momento no qual se formou a rótula. A opção em dar continuidade ao ensaio teve como objetivo avaliar o comportamento pós-ruptura, só possível devido à utilização de equipamento com controle de deslocamento. Isto se mostrou adequado porque ocorreu fissura diagonal que não foi registrada pelos transdutores T8 e T9.

⁹³ Só foi possível dar prosseguimento ao ensaio porque se utilizou sistema que permite controlar o deslocamento aplicado.

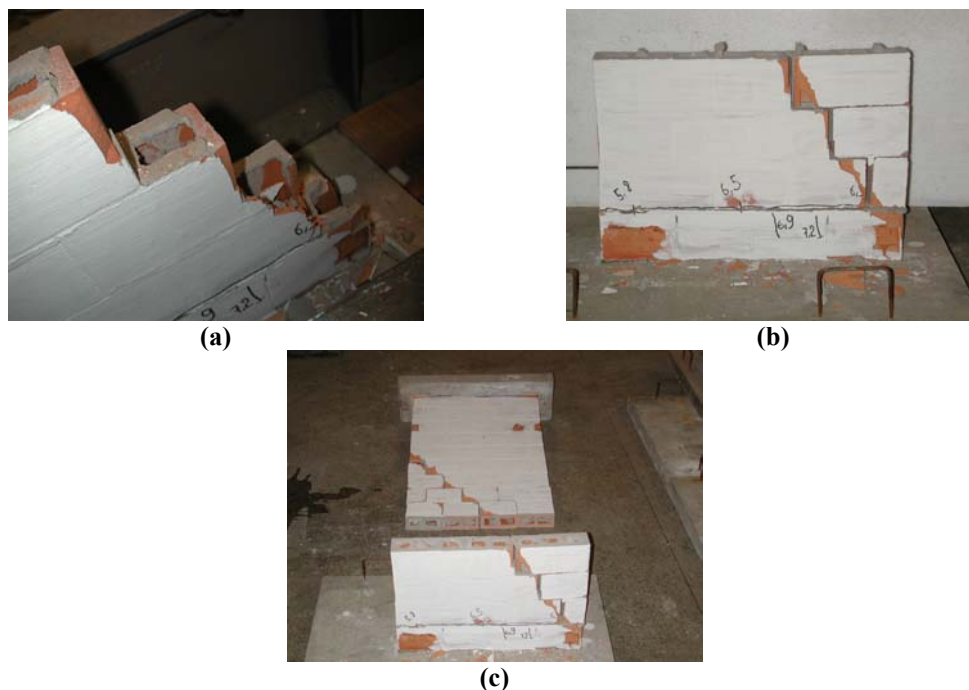


FIGURA 4.2-11 Modo de ruptura apresentado pelo modelo PISG1: (a) Detalhe do lado comprimido imediatamente após a ruptura; (b) Detalhe da fissuração na base do painel; (c) Montagem do painel para avaliação da fissuração final.

4.2.2. Modelo PICG1

Esse modelo foi constituído pelo painel isolado com utilização de armadura vertical e graute nos vazados extremos da seção. Da mesma forma que o modelo PISG1, o painel foi submetido à pré-compressão de intensidade igual a 1,64 MPa.

De acordo com as etapas de ensaio, aplicou-se inicialmente a pré-compressão ao modelo para em seguida iniciar a etapa com força horizontal. Entretanto, no decorrer da segunda etapa percebeu-se o surgimento de fissuração na laje de apoio numa região próxima do painel e ao longo de seu comprimento, FIGURA 4.2-12(a). Isto enfraqueceu a região da laje submetida a tensões de tração provenientes da base do painel. Por ser o painel armado e ancorado⁹⁴ na laje, ocorreu desprendimento da capa de concreto junto a essa região, FIGURA 4.2-12(b). Apesar disso, optou-se por continuar o ensaio até a ruptura do painel. A FIGURA 4.2-12(c) ilustra a abertura da fissura na laje de concreto em estágio final de ruptura do painel. A provável causa desse problema foi que a fissuração ocorreu na etapa de travamento da laje de apoio, anterior ao ensaio, e, possivelmente, com profundidade tal que atingiu a armadura superior dessa laje. Neste caso o que ocorreu foi o desprendimento do cobrimento da armadura. Apesar disso, optou-se por continuar o ensaio até a ruptura do painel, que ocorreu de modo semelhante ao modelo PISG1 com esmagamento do bloco situado no canto comprimido da base. Devido à presença do

⁹⁴ As armaduras verticais estavam ancoradas na laje de apoio por meio de ganchos que foram amarrados na armadura da mesma antes de sua concretagem.

graute, a ruptura por compressão ocorreu de forma gradual sem explosão do bloco, isto é, o graute conferiu certa ductilidade ao painel para o estado de compressão.

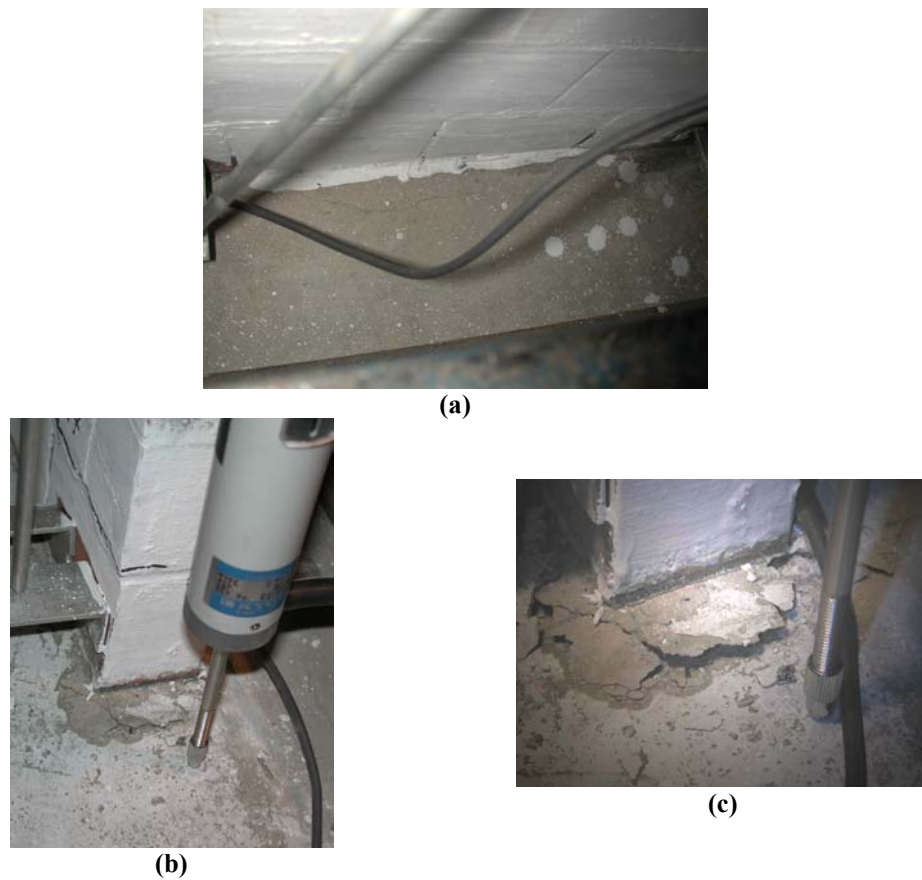


FIGURA 4.2-12 Fissuração na laje de base do painel PICG1: (a) Propagação ao longo da base do painel; (b) Fase inicial do desprendimento no canto tracionado; (c) Fase final do desprendimento no canto tracionado.

Ao comparar os resultados do ensaio realizado nestas condições com àqueles do modelo PISG1, verificou-se igualdade entre as cargas de ruptura, fato este que estimulou a idéia de a ruptura do painel ter sido prejudicada. Neste caso decidiu-se realizar reforço estrutural do painel e refazer o ensaio. Como a fissuração ocorreu preponderantemente nas fiadas situadas na base, procedeu-se o reforço dessa região passando armadura através da espessura do painel para em seguida realizar grauteamento até metade da segunda fiada. Julgou-se esse procedimento pertinente porque a fissuração ocorrendo preponderantemente na base, o painel apresentava-se íntegro ao longo da sua altura. Além disso, a alteração na relação *altura/comprimento*, passando de 2,2 para 1,95, e a ocorrência de pequena fissuração acima da terceira fiada não implicariam em mudança substancial no comportamento do painel. A FIGURA 4.2-13(a) ilustra a distribuição de fissuras ocorrida na base do painel e na terceira fiada, e o início da preparação para posterior grauteamento, enquanto que a FIGURA 4.2-13(b) ilustra o grauteamento, recém realizado, até metade da segunda fiada.



FIGURA 4.2-13 Procedimento de reforço do modelo PICG1: (a) Distribuição de fissuras e base sendo preparada para grauteamento; (b) Grauteamento recém realizado.

Durante o grauteamento foram moldados corpos-de-prova para se verificar a sua resistência à compressão. Optou-se por refazer o ensaio quando essa resistência atingisse, no mínimo, a resistência do concreto da laje.

4.2.2.1. *Etapa de aplicação da pré-compressão*

A aplicação da força vertical foi realizada de modo semelhante ao modelo PISG1. Observando a FIGURA 4.2-14 verifica-se comportamento bastante linear para este nível de sollicitação axial, e que a tensão final obtida, igual a 1,75 MPa, tem intensidade um pouco maior que a pré-compressão estipulada por razões já expostas anteriormente no item 4.2.1.2. Comparando-se o valor da inclinação da linha de tendência, referente às deformações médias gerais, com o mesmo valor do modelo PISG1 verifica-se que o primeiro é um pouco maior, isto é, o modelo grauteado é mais rígido que o não-grauteado, como era de se esperar.

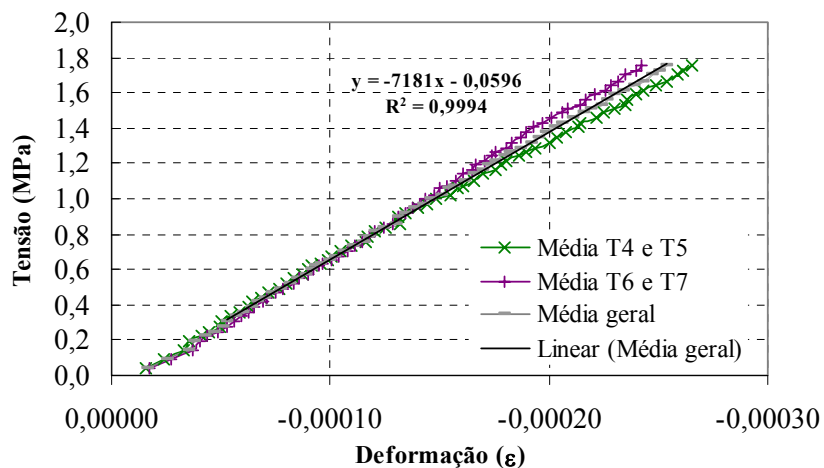


FIGURA 4.2-14 Gráfico σ x ϵ para a etapa de pré-compressão: modelo PICG1.

A FIGURA 4.2-15 ilustra a variação da excentricidade, associada aos deslocamentos do transdutor T12, durante a etapa de aplicação da força vertical. Verifica-se que houve acréscimo dessa excentricidade. Ao final da etapa, correspondente à força de 33 kN, seu valor se

igualou a 1,8 mm. Isso corresponde a um momento na base igual a 5,94 kN.cm, equivalente a uma força ortogonal no topo do painel igual a 0,06 kN. Comparando-se essa excentricidade com a do modelo PISG1, percebe-se a proximidade entre esses valores. Dessa forma, o modelo ora analisado também não apresentou problemas nesta etapa do ensaio, principalmente porque, ao contrário do modelo PISG1, foi reforçado com graute e armadura vertical.

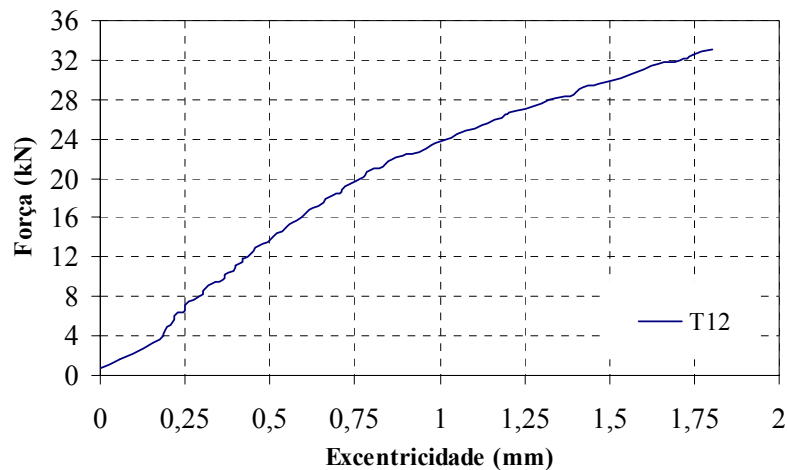


FIGURA 4.2-15 Variação da excentricidade durante etapa da pré-compressão: modelo PICG1.

Com isso pode-se afirmar que a etapa inicial do ensaio, referente à aplicação da pré-compressão, foi realizada com sucesso sem ocorrência de problemas que resultassem na danificação total ou parcial do modelo.

4.2.2.2. Etapa de aplicação da força horizontal

Na seqüência realizou-se a segunda etapa, consistindo na aplicação da força horizontal. A FIGURA 4.2-16 ilustra a resposta do modelo com os deslocamentos horizontais. Os transdutores T1, T2, e T3 referem-se aos deslocamentos na última fiada, na laje de topo e na fiada intermediária, respectivamente. Observa-se, assim como no modelo PISG1, a ocorrência de um pequeno trecho inicial com pouquíssima deformação, até aproximadamente a força horizontal de 1 kN. Da mesma forma, no intervalo da força compreendido entre 1 kN e, aproximadamente, 4,5 kN a resposta foi preponderantemente linear. A linha de tendência traçada no gráfico indica que a partir da força igual a 4,5 kN ocorre decréscimo na rigidez, mesmo sem ter ocorrido fissuração visível. Isto pode ser considerado como o início da fissuração do painel, a qual não foi perceptível por se tratar, assim como no modelo PISG1, de microfissuração interna, fato ainda reforçado pela presença da armadura. Ao contrário do modelo PISG1, não se ouviram estalos nessa etapa do carregamento. Com base nisso pode-se afirmar que a força igual a 4,5 kN caracteriza o início do comportamento não-linear, evidenciado pela perda de rigidez do modelo. No intervalo entre 4,5 kN e 6 kN ocorreu

fissuração ainda não visível do modelo, o que pode ser afirmado pela percepção de alguns estalos. A primeira fissura visível só surgiu aos 7 kN. Tal retardamento, em comparação com modelo anterior, pode ser atribuído à presença da armadura vertical. A partir dessa intensidade da força verifica-se o desenvolvimento da fissuração com perda de rigidez não muito acentuada. Fato interessante, e esperado, é que as fissuras se distribuíram em mais de uma fiada, isto é, não houve fissuração preponderante em fiada específica. Neste caso verificou-se a contribuição benéfica da armadura no comportamento do painel, a qual funcionou como elemento de ligação, distribuindo as deformações pelas fissuras horizontais. Além da distribuição, observou-se prolongamento dessas fissuras ao longo do comprimento das juntas horizontais, o que caracteriza comportamento preponderante por flexão. Isto comprova que a diminuição da altura do painel, correspondente a 1,5 fiada, não alterou seu comportamento. Outro ponto importante é a semelhança no aspecto geral das curvas dos transdutores T1 e T3, o que comprova a ocorrência da fissuração principal em regiões próximas da base do painel. Ainda com relação à mencionada semelhança, destacam-se as perturbações simultâneas nos gráficos dos três transdutores. A FIGURA 4.2-17 ilustra a distribuição dessas fissuras entre algumas juntas horizontais e verticais próximas à base. Este foi o comportamento observado até a ruptura do painel, que ocorreu com força horizontal igual a 10,5 kN e com o surgimento de fissuração diagonal principal. É interessante observar que, semelhantemente ao modelo PISG1, há o prolongamento horizontal das fissuras e o apoio na base do painel resumiu-se à metade do comprimento do bloco disposto no canto comprimido.

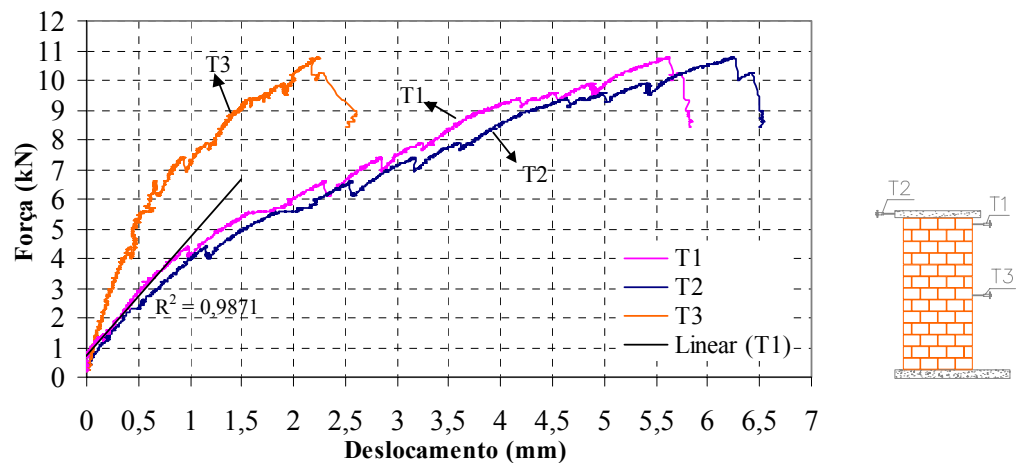


FIGURA 4.2-16 Gráfico força horizontal x deslocamentos horizontais : modelo PICG1.



FIGURA 4.2-17 Fissuração na base oriunda da flexão do painel: modelo PICG1.

A FIGURA 4.2-18 ilustra o deslocamento relativo medido pelo transdutor T11, que foi utilizado para monitorar a abertura de fissuras no canto tracionado da base do painel. O gráfico apresenta perturbações mais intensas nas leituras porque, ao contrário do modelo PISG1, houve dispersão da fissuração nesta região. Observando-se os resultados, verifica-se que o limite de transição da compressão para tração é, aproximadamente, 2,5 kN, e que até a intensidade da força horizontal igual a 4,5 kN ocorre tendência linear para a curva. Neste caso evidencia-se que, ao contrário do modelo PISG1, o comportamento linear não é limitado à condição de seção exclusivamente comprimida. Ocorre também linearidade com baixa intensidade de tensões de tração. A partir de 4,5 kN, só ocorreu alteração substancial na rigidez aos 9,0 kN da força horizontal. Fato interessante é que as fissuras horizontais tiveram sua abertura diminuída após ocorrência da ruptura, o que é representado pelo trecho da curva após a máxima força horizontal.

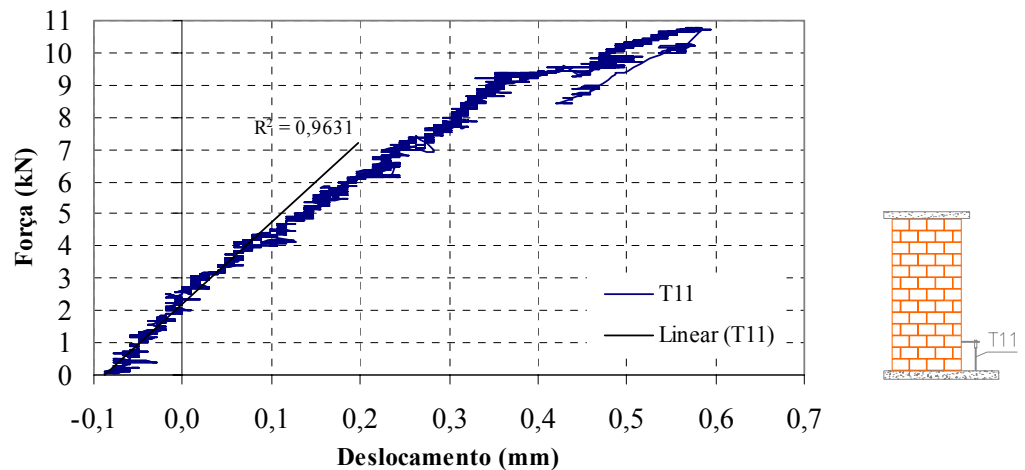


FIGURA 4.2-18 Deslocamentos verticais na base do painel para monitoramento da abertura de fissuras: modelo PICG1.

A FIGURA 4.2-19 ilustra melhor o comportamento global, referente não só à tração, transdutores T6 e T7, como também à compressão, transdutores T4 e T5, e ao alongamento diagonal, transdutores T8 e T9. Essas deformações podem ser consideradas globais porque se

referem a regiões representativas da maior porção do painel, conforme descrito no item 3.5.4. Verificando-se as deformações associadas ao lado comprimido, percebe-se pequena perturbação próximo de 1,5 kN, o que pode ser associado à acomodação do modelo devido à não aplicação de força horizontal de escorvamento. Entre 1,5 kN e 4,5 kN ocorre trecho preponderantemente linear. Essa tendência de linearidade também é observada nos intervalos compreendidos entre 4,5 kN e 6,5 kN, e 6,5 kN e 8,0 kN, sendo assim divididos por causa da fissuração do painel. Quanto às deformações oriundas da tração, percebe-se linearidade até, aproximadamente, 4,5 kN, semelhantemente ao verificado no monitoramento da tração localizada. A partir daí, só ocorre perda de rigidez, proveniente da fissuração do painel, aos 9,0 kN. Outro ponto importante é que a não-linearidade iniciou antes do surgimento da tração, com força horizontal igual a 3 kN, o que é de se esperar porque toda fissuração inicial está associada à base do painel. É importante enfatizar que para esta intensidade da força horizontal não havia fissuração visível, de modo que a mesma pode ser associada à fissuração interna controlada pela presença da armadura vertical. A partir da força igual a 6,0 kN o respectivo lado do painel fica submetido a tensões de tração, e só aos 7,0 kN surge a primeira fissura visível. Isto também foi verificado no modelo PISG1, de modo que não pode ser associado à presença da armadura e do graute. Comparando agora a curva relativa aos transdutores T8 e T9 com aquela dos transdutores T6 e T7, verifica-se a semelhança entre as mesmas até a máxima força horizontal com deformações menores para T8 e T9. Após a ruptura do painel as deformações relativas à diagonal tornam-se maiores que aquelas relativas à tração por flexão que, inclusive, diminuíram. Isto comprova o comportamento misto apresentado pelo painel, em que surgem fissuras provenientes da flexão e ocorre ruptura com formação de fissuração diagonal.

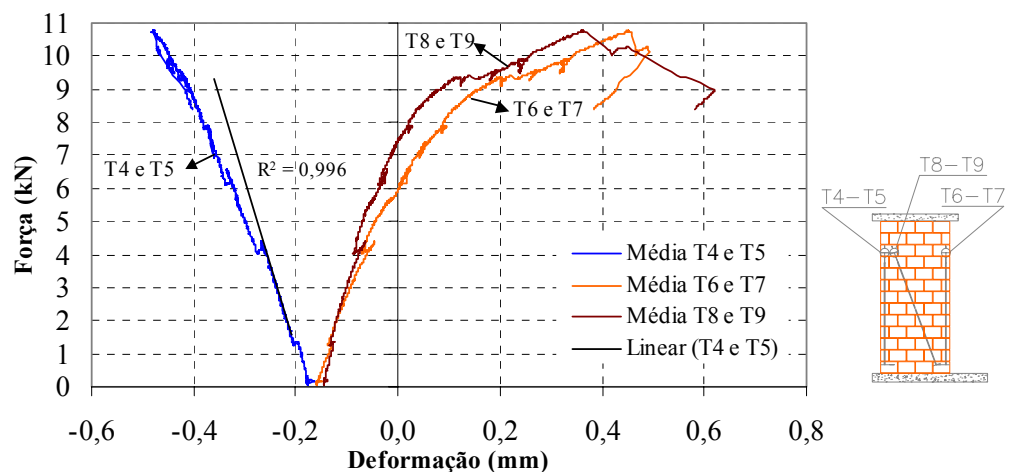


FIGURA 4.2-19 Deformações médias relativas às regiões comprimida, tracionada e submetidas à cisalhamento: modelo PICG1.

Aspecto indispensável na análise desses resultados consiste na verificação da constância da pré-compressão durante a aplicação da força horizontal. Para tanto, a FIGURA 4.2-20 apresenta a variação da força vertical durante todo o ensaio. Durante a 1ª etapa, que consistiu na aplicação da pré-compressão, verifica-se o crescimento da força vertical até intensidade igual a 33 kN com força horizontal nula. Em seguida inicia-se a aplicação da força horizontal, quando já ocorre decréscimo da força vertical. Neste caso proveu-se a correção dessa força para que fosse mantida a pré-compressão determinada. Verifica-se, também, que sempre ocorre decréscimo da força vertical, sendo necessária a interrupção momentânea do ensaio, em pelo menos cinco vezes, para se fazer a devida correção. Desse modo tentou-se manter, tanto quanto possível, o nível de pré-compressão do painel, obtendo-se um valor médio próximo de 1,6 MPa, correspondente à força vertical de 26 kN.

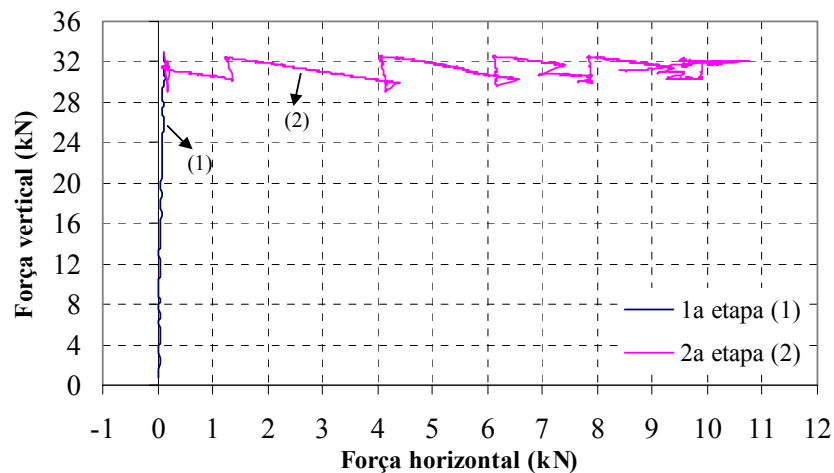


FIGURA 4.2-20 Constância da força vertical durante o ensaio: modelo PICG1.

A FIGURA 4.2-21 ilustra o crescimento da excentricidade durante a etapa de aplicação da força horizontal a partir dos registros do transdutor T12. Verifica-se que o ensaio foi iniciado com excentricidade igual a 1,8 mm e que ocorreu crescimento repentino dessa excentricidade com baixas intensidades da força horizontal, o que pode ser associado à acomodação do modelo devido à falta de aplicação de carregamento horizontal prévio. A partir de 3,3 mm a excentricidade cresceu mais lentamente até, aproximadamente, 6,2 mm no instante da ruptura do painel. Torna-se necessário comentar que, analogamente ao modelo PISG1, em estágios próximos à ruptura, o painel apresentou base de apoio acima da primeira fiada com, aproximadamente, 4,9 cm, mas o sistema não é tão instável como o anterior, devido à presença da armadura vertical.

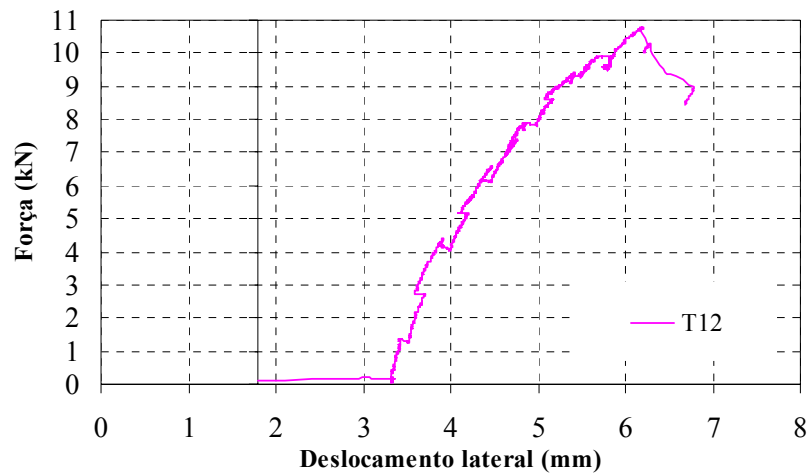


FIGURA 4.2-21 Verificação da excentricidade durante todo o ensaio: modelo PICG1.

Para finalizar a etapa de análise dos resultados são avaliados os escorregamentos da laje de topo em relação à última fiada do painel, transdutor T10, e da laje de base em relação ao piso do laboratório, transdutor T13. Observando-se a FIGURA 4.2-22 percebe-se que não houve leituras consideráveis do transdutor T10, evidenciando a ausência de escorregamento entre a laje de topo e a última fiada do painel. Isto comprova, mais uma vez, a eficiência da cola utilizada no assentamento dessa laje, de modo que se eliminou esse transdutor na instrumentação das demais configurações de ensaio. No entanto, verifica-se que ocorreu certo escorregamento da laje de base, chegando a um valor máximo igual a 0,62 mm no instante da ruptura do painel. Neste caso procedeu-se a correção dos deslocamentos horizontais registrados pelos transdutores T1, T2 e T3. Essa correção consistiu na subtração da curva de escorregamento das respectivas curvas de deslocamentos horizontais, por exemplo, para as intensidades da força horizontal iguais a 4,0 kN e 9,0 kN diminuí-se 0,16 mm e 0,44 mm, respectivamente, dos correspondentes deslocamentos horizontais. A ocorrência desse escorregamento mostrou a deficiência do dispositivo utilizado para impedir esse efeito, de modo que o mesmo foi modificado nos ensaios seguintes para a configuração comentada no item 3.8.

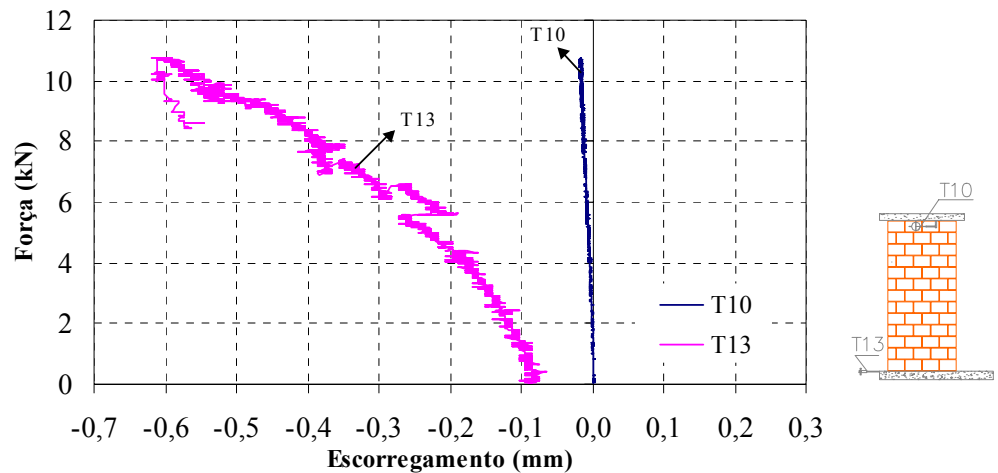


FIGURA 4.2-22 Verificação do escorregamento da laje de topo e da laje de base do painel: modelo PICG1.

4.2.2.3. *Modo de fissuração e tipo de ruptura*

A FIGURA 4.2-23 ilustra o tipo e a forma de ocorrência da fissuração durante o ensaio. Verificam-se fissuras no canto tracionado do painel, as quais ocorreram nas juntas referentes à primeira, segunda e terceira fiadas; ressaltando o efeito de transferência das deformações através das juntas fissuradas por meio da armadura vertical, vide FIGURA 4.2-23(a) e (b). Além disso, percebe-se o prolongamento dessas fissuras ao longo das juntas horizontais. A primeira fissura ocorreu acima da primeira fiada com força horizontal igual 7,0 kN, prolongando-se até metade do segundo bloco. A segunda fissura ocorreu acima da segunda fiada com força horizontal igual a 8,0 kN. Aos 10 kN surgiu a terceira fissura horizontal acima da terceira fiada e uma fissura vertical entre a segunda e a terceira fiadas. Logo em seguida, aos 10,5 kN houve propagação da fissura relativa à segunda fiada por meio de fissuração vertical e horizontal, chegando até metade do bloco situado no canto comprimido, conforme ilustrado pela FIGURA 4.2-23(b). Com isso percebe-se claramente a tendência de giro do painel em torno de sua base, de modo que, semelhantemente ao modelo PISG1, esse mecanismo também pode ser associado à formação de rótula. A diferença reside no fato da abertura dessas fissuras ser bem menor. Aos 11,5 kN ocorreu a ruptura brusca do painel por fissuração diagonal, conforme ilustrado pela FIGURA 4.2-23(c). Verifica-se que a fissuração partiu da última fiada, junto ao ponto de aplicação da força horizontal na laje, transferiu-se para uma segunda linha de ruptura e se estendeu até o canto comprimido da base do painel. Constatase, com isso, a formação de uma biela de compressão na direção dessa fissura diagonal.

A partir dos comentários anteriores pode-se caracterizar o modo de fissuração ocorrida e o tipo de ruptura do painel da seguinte forma:

- A primeira fissura, semelhantemente ao modelo PISG1, surgiu acima da primeira fiada no canto tracionado;

➤ Em seguida surgiram fissuras horizontais na segunda e na terceira fiadas, destacando-se o efeito da armadura vertical na distribuição e transferência das tensões através dessas fissuras;

➤ Posteriormente ocorreu propagação dessas fissuras horizontais com surgimento de algumas fissuras verticais. Nesta etapa da fissuração ficou caracterizada a formação da rótula na base, mas o painel ainda não chegou na resistência final;

➤ Finalmente, com pequeno acréscimo na força horizontal, ocorreu o colapso do painel com formação de fissura diagonal partindo do topo do painel, do ponto de aplicação da força horizontal, até o canto comprimido da base.

Com isso pode-se afirmar que o painel apresentou comportamento misto, pois ocorreu fissuração inicial devido aos esforços relativos à flexão, o que caracterizou a formação da rótula na base, e a ruptura ocorreu abruptamente com fissuração diagonal. É importante destacar que, assim como no modelo PISG1, a região comprimida limitou-se à metade do bloco situado no corresponde canto e também que se verificou a tendência de giro, com intensidade bem menor, em torno dessa região.

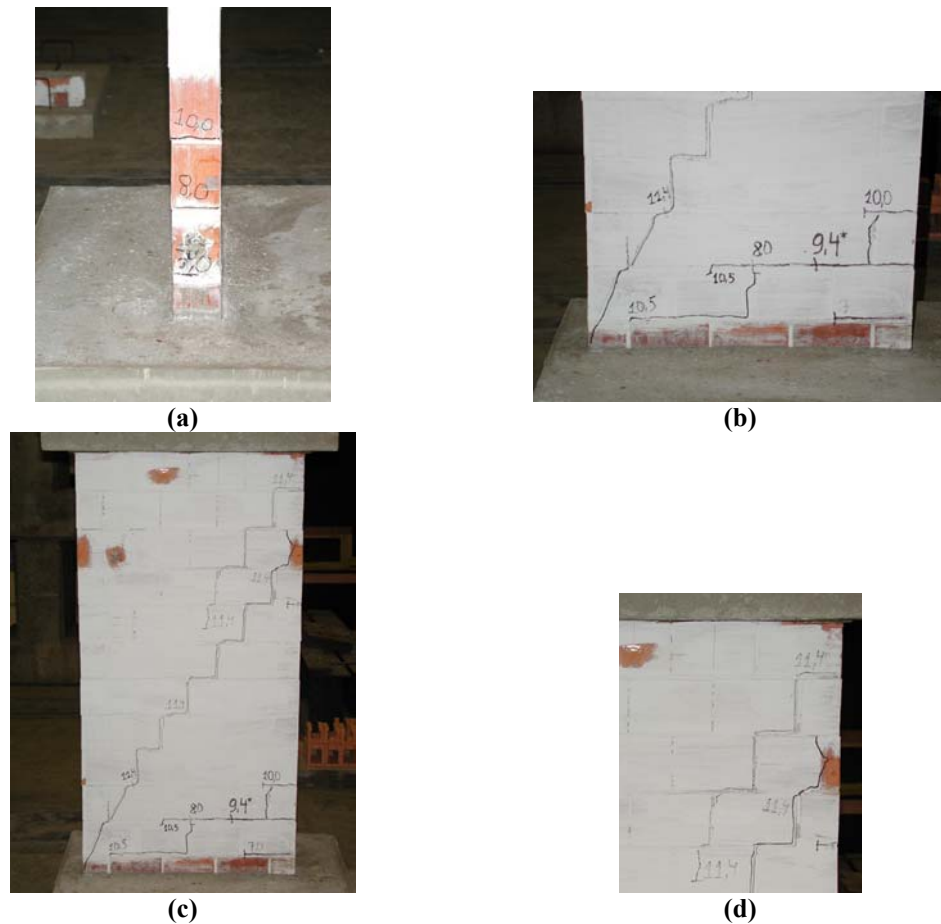


FIGURA 4.2-23 Fissuração ocorrida durante ensaio do modelo PICG1: (a) Detalhe do canto tracionado; (b) Detalhe da fissuração na base; (c) Vista geral do modelo após ruptura e (d) Detalhe da fissuração diagonal em região próxima ao topo.

4.2.3. Comparação entre os modelos

Apesar das condições de ensaio não serem exatamente as mesmas para os modelos PISG1 e PICG1, decidiu-se comparar seus resultados explorando de modo simplificado as diferenças observadas em cada comportamento. Exemplo dessas condições são a pré-compressão aplicada aos modelos e a excentricidade durante as etapas de ensaio. Dessa forma os resultados das avaliações seguintes devem ser encaradas como tendências do comportamento e não como regras rigorosamente estabelecidas e comprovadas. Para tanto seria necessária a realização de programa experimental mais amplo, avaliando-se mais profundamente as diferenças entre os ensaios e suas implicações nos resultados.

Com base nisso, analisaram-se as tendências de modificação no comportamento do painel isolado ao se utilizar graute e armadura vertical. A FIGURA 4.2-24 ilustra as curvas *força horizontal x deslocamento horizontal* dos dois modelos, nas quais são apresentados os deslocamentos na última e na fiada intermediária relativos aos transdutores T1 e T3, respectivamente. Neste caso, verifica-se semelhança na rigidez até a força de 5,5 kN, correspondente à primeira fissura visível do modelo PISG1. Isto indica que os modelos se comportaram de modo semelhante, mesmo durante a etapa não-linear inicial, na qual não ocorreu fissuração visível. Essa tendência do comportamento está mais clara nos deslocamentos T3. A partir de 5,5 kN verifica-se menor perda de rigidez do modelo PICG1, que só apresentou fissura visível aos 7,0 kN. A força de 5,5 kN estabeleceu o limite para distinção do comportamento entre os modelos. Neste caso, o comportamento do modelo PISG1 pode ser associado à fissuração intensa na junta acima da primeira fiada, ou seja, a fissuração ocorreu de forma bastante localizada. Quanto ao modelo PICG1, mesmo a fissuração ocorrendo próxima à base, pode-se dizer que houve dispersão, pois ocorreu fissuração em maior quantidade de juntas horizontais e surgiram fissuras verticais. É importante comentar que não se verificou deslocamento de corpo rígido no modelo com armadura vertical, evidenciado pela ausência de patamar na curva *força x deslocamento*, e que o mesmo apresentou maior força horizontal de ruptura e maior deslocamento no topo que o modelo PISG1.

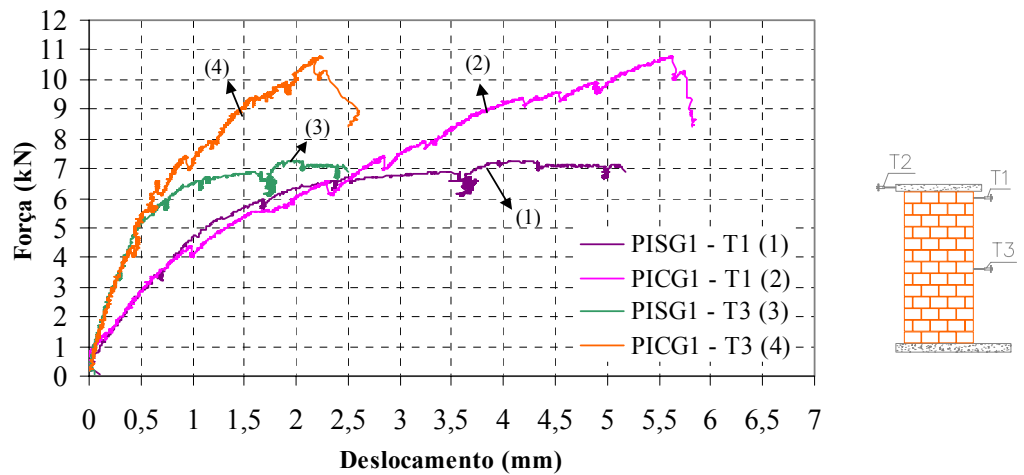


FIGURA 4.2-24 Gráfico *força horizontal x deslocamentos horizontais* : comparação entre os modelos PISG1 e PICG1.

A FIGURA 4.2-25 contém os resultados relativos ao monitoramento do canto tracionado dos painéis. Os registros referem-se ao transdutor T11, conforme definido no item 3.5.4. Observando os resultados percebe-se que a base do painel ficou submetida a tensões de tração quando a força horizontal se igualou a, aproximadamente, 3 kN em ambos os modelos. Da mesma forma, a partir de 5,0 kN percebe-se intensificação do comportamento não-linear no modelo PISG1. Após 5,5 kN a perda de rigidez do modelo PISG1 é bastante elevada, com surgimento da primeira fissura visível aos 5,8 kN; enquanto que o modelo PICG1 ainda apresenta efeitos de não-linearidade pouco perceptíveis. A primeira fissura visível do modelo PICG1 ocorreu aos 7,0 kN, situação em que o modelo PISG1 encontra-se no limiar da ruptura. Comparação interessante refere-se aos máximos deslocamentos observados, onde o modelo PISG1 apresentou máximo deslocamento, associado a uma única fissura horizontal visível, igual a 1,7 mm, enquanto que no modelo PICG1 esse deslocamento foi igual a 0,58 mm distribuído por três fissuras horizontais visíveis. É importante comentar que grande parcela do deslocamento do modelo PISG1 pode ser atribuída ao movimento de corpo rígido que ocorre após a formação de rótula em sua base. Mesmo assim, essa comparação é pertinente por apresentar indícios da abertura de fissuras e por destacar o efeito benéfico da armadura no controle dessa abertura.

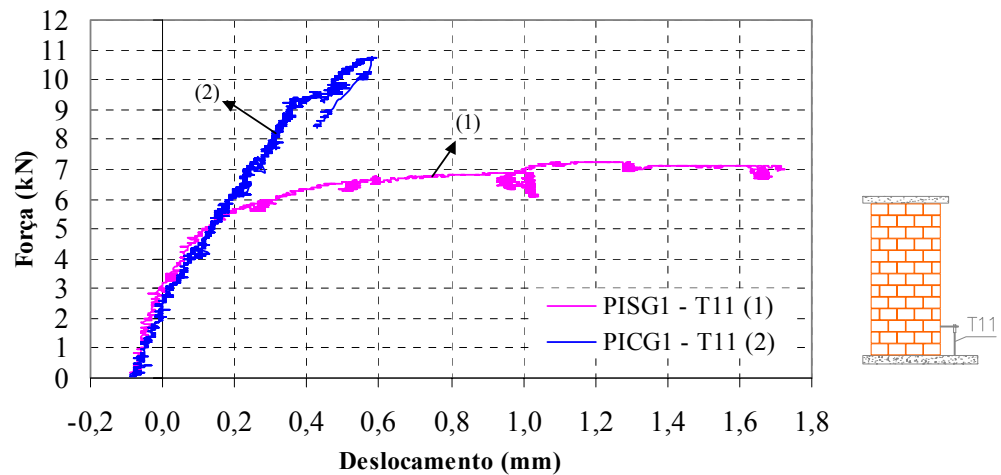


FIGURA 4.2-25 Deslocamentos verticais na base do painel para monitoramento da abertura de fissuras: comparação entre os modelos PISG1 e PICG1.

A FIGURA 4.2-26 ilustra as deformações nos lados comprimido e tracionado de cada painel. Observando os gráficos, verifica-se a proximidade entre as rigidezes nas etapas iniciais, quando não ocorre grande fissuração, e a maior rigidez do modelo PICG1 após o surgimento de fissuras perceptíveis. Da mesma forma observa-se que o modelo PICG1 apresentou deformação relativa à tração com força horizontal igual 6,0 kN, um pouco maior que o modelo PISG1. Além disso, verifica-se que a perda de rigidez, após o surgimento dessa tração e da primeira fissura visível, é bem menor no modelo PICG1. Isso destaca a formação de binário, associado às resultantes de compressão e tração e devido à presença da armadura vertical, para resistir ao momento fletor na base. Da mesma forma, pode-se comentar que o modelo PICG1 apresentou melhor aproveitamento da alvenaria com a ocorrência de tensão de compressão com maiores intensidades. Essa é uma afirmação válida porque o modelo PICG1 não apresentou esmagamento do canto comprimido. Neste caso, a região comprimida continha graute, de modo que o acréscimo de tensões também é consequência desse reforço, principalmente porque, depois de ocorrida toda fissuração horizontal, o canto comprimido limitava-se à respectiva região grauteada.

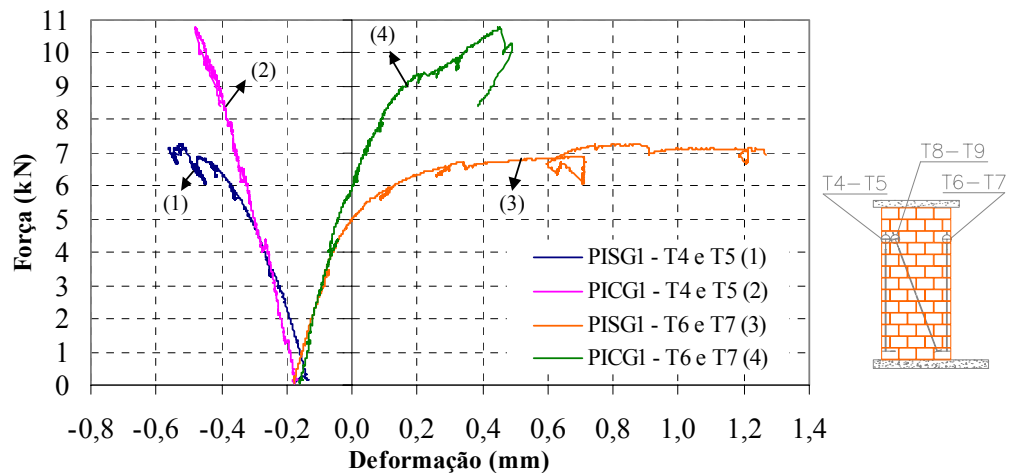


FIGURA 4.2-26 Deformações dos transdutores posicionados nos lados comprimido e tracionado: comparação entre modelos PISG1 e PICG1.

A Tabela 4.2-1 contém os valores das forças que caracterizam o trecho linear, e das forças e deslocamentos relacionados com a primeira fissura visível. Como comentado anteriormente, até o surgimento da primeira visível no modelo PISG1 a rigidez dos dois modelos é semelhante. No entanto, verifica-se que o trecho de definição para o comportamento linear foi diferente, ficando bem definido entre 1,0 kN e 3,4 kN para o modelo PISG1, e entre 1,0 kN e 4,4 kN para o modelo PICG1. Além disso, observa-se que o modelo PICG1 deformou um pouco mais que o PISG1, com deslocamentos no topo iguais a 0,73 mm e 0,68 mm, respectivamente. Isso pode ter ocorrido porque o modelo PICG1 já apresentava pequena fissura na terceira fiada proveniente do ensaio realizado antes do reforço da base do painel. Quanto ao surgimento da primeira fissura visível, verifica-se que o modelo PICG1 fissurou com força horizontal 20% maior que a do modelo PISG1. Ainda sob esse aspecto, verifica-se que o modelo PICG1 apresentou fissuração visível com deslocamento no topo 72% maior que o do modelo PISG1.

Tabela 4.2-1 Forças de fissuração e correspondentes deslocamentos: comparação entre os modelos PISG1 e PICG1.

Modelo	ΔF_{linear} (kN)	d_{linear} (mm)		$F_{\text{fis.}}$ (kN)	$d_{\text{fis.}}$ (mm)		
		T1	T3		T1	T3	T1/T3
PISG1	1,0 – 3,4	0,68	0,27	5,8	1,58	0,70	2,25
PICG1	1,0 – 4,4	0,73	0,31	7,0	2,72	0,87	3,12

Observações:

- ΔF_{linear} representa o intervalo de forças para o qual ocorreu comportamento linear;
- d_{linear} representa os deslocamentos referentes às forças de 3,4 kN e 4,4 kN dos trechos com comportamento linear;
- Os transdutores **T1** e **T3** referem-se aos deslocamentos da última e da fiada intermediária do painel;
- $F_{\text{fis.}}$ representa a força corresponde ao surgimento da primeira fissura visível;
- $d_{\text{fis.}}$ representa os deslocamentos relacionados a primeira fissura visível.

A Tabela 4.2-2 contém os valores referentes à resistência à tração obtida com o ensaio de prismas, na fase de caracterização dos materiais, e as tensões de tração verificadas nos modelos. A ruptura dos prismas ocorreu de forma brusca sem verificação de fissuração prévia, isto é, com o surgimento das primeiras tensões de tração a seção chegou à ruína. Como o painel apresentou certa resistência às tensões de tração, definiu-se a etapa até a qual o comportamento foi preponderantemente linear como a referência para comparação com a resistência dos prismas. A coluna relativa a σ_t representa a resistência dos primas no ensaio de flexão e, também, as tensões de tração a partir das quais os painéis exibiram comportamento não-linear. Desta forma, comparando-se esses valores verifica-se que os modelos PISG1 e PICG1 apresentaram resultados 10% e 33%, respectivamente, maiores que o do prisma. Isto ilustra a proximidade entre a tensão de ruptura do prisma e aquela correspondente ao início do comportamento não-linear no painel sem graute. Da mesma forma, verifica-se o efeito benéfico do grauteamento, pois o início do comportamento não-linear no painel PICG1 se iniciou com tensão de tração 20% maior que aquela do painel PISG1, e 33% maior que a resistência do prisma. Os valores de F_t na tabela correspondem às forças necessárias para que a tensão de tração nos painéis fossem iguais à tensão de ruptura do prisma, sendo que 3,4 kN corresponde ao painel PISG1 e 4,16 kN corresponde ao painel PICG1. Comparando-se esses valores com aqueles referentes ao início do comportamento não-linear, verifica-se a proximidade entre os resultados com 3% de diferença para o modelo PISG1 e 7,5% para o modelo PICG1.

Tabela 4.2-2 Resistência à tração dos modelos.

Modelo	σ_t (kN/cm ²)	F_t (kN)	
Prismas	0,057	3,4	4,16
PISG1	0,063	3,5	-----
PICG1	0,076	-----	4,5

Observações:

- Características geométricas utilizadas nos cálculos:
 - Painel PISG1: $I_{bruta} = 24.800 \text{ cm}^4$, $h_{seção} = 40 \text{ cm}$;
 - Painel PICG1: $I_{bruta} = 27.966 \text{ cm}^4$ (levando em conta o grauteamento), $h_{seção} = 40 \text{ cm}$;
- O valor de σ_t para o modelo PISG1 foi obtido considerando-se:
 - Pré-compressão igual a $0,172 \text{ kN/cm}^2$;
 - Altura igual a 83,4 cm (distância entre o ponto de aplicação da força horizontal e a fissura horizontal na base);
 - Força horizontal igual a 3,5 kN.
- O modelo PICG1 diferenciou-se pela utilização de altura do painel igual a 77 cm, referente a 10,5 fiadas mais metade da espessura da laje de topo, e força horizontal igual a 4,5 kN.

Análise interessante refere-se aos resultados obtidos para a etapa elástica do comportamento dos modelos. Neste caso, fizeram-se análises bastante simplificadas, baseando-se nas equações para materiais isotrópicos apresentadas na resistência dos materiais. Considerando-se uma barra prismática com base engastada e extremidade livre determinou-se o

deslocamento no topo dessa barra para variadas características de deformabilidade da alvenaria, vide Tabela 4.2-3. Foram utilizados valores de **E** obtidos a partir do ensaio das paredes (40 x 40) cm², do modelo PISG1 e do modelo PICG1. Para os valores de **E** há as seguintes variações de **G**:

- Obtido a partir do ensaio das paredes (40 x 40) cm²;
- Considerando-se coeficiente de Poisson ν igual 0,10 e a relação entre **E** e **G** para materiais isotrópicos, obtendo-se proporção **G/E** igual a 0,454;
- E empregando-se a relação **G/E** definida pelo ensaio das paredes (40 x 40)cm² igual a 0,305.

Os valores experimentais dos deslocamentos no topo de cada modelo estão apresentados na Tabela 4.2-1, sendo igual a 0,68 mm para o modelo PISG1 e 0,73 mm para o modelo PICG1. Verifica-se que os valores calculados com o modelo simplificado utilizando **E** igual a 616,5 kN/cm² e **G** igual a 188,3 kN/cm² e 0,454·**E** são os que mais se aproximam do valor experimental do modelo PISG1. As maiores diferenças observadas com a utilização de outros valores de **E** podem ter ocorrido porque no caso dos modelos PISG1 e PICG1 obtém-se um módulo tangente inicial referente à etapa da pré-compressão, e no caso das paredes (40 x 40) cm² refere-se a um módulo secante, o qual é baseado numa proporção da tensão de ruptura e menor que o anterior. Neste instante é importante comentar que as condições de contorno idealizadas para o ensaio foram razoavelmente satisfeitas devido à proximidade verificada entre os deslocamentos calculados e os experimentais. Além disso, pode-se dizer que o modelo de barra engastada na base e topo livre apresenta resultados excelentes, quanto ao deslocamento horizontal, para a etapa em que não ocorre perda de rigidez.

Tabela 4.2-3 Deslocamentos no topo do painel: cálculo com equações da resistência dos materiais.

Características mecânicas utilizadas			Deslocamentos (mm)	
Modo de obtenção	Módulo de deformação E (kN/cm ²)	Módulo de deformação G (kN/cm ²)	Topo	$\Delta_{exp.}$ (%)
Paredes 40 x 40	616,5	188,3	0,67	1,5
		$0,454 \cdot E$	0,64	5,9
Modelo PISG1	662,1	$0,305 \cdot E$	0,58	14,7
		$0,454 \cdot E$	0,55	19,1
Modelo PICG1	718,1	$0,305 \cdot E$	0,48	32,3
		$0,454 \cdot E$	0,44	36,8

Observações:

- As características mecânicas diferenciam-se pelos valores de **E** e **G** utilizados;
- $\Delta_{exp.}$ refere-se à diferença percentual entre os deslocamentos calculados e os obtidos experimentalmente;
- Todos os cálculos foram realizados utilizando-se valores referidos à área bruta da seção transversal dos modelos;
- No caso do modelo PICG1 foi utilizada altura do painel igual 84 cm, por causa do reforço realizado na base do mesmo, e força no topo igual 4,5 kN, referente ao final do trecho linear verificado;
- Nos demais casos foi utilizada altura total do painel igual a 90,5 cm, referente às fiadas de alvenaria mais a metade da espessura da laje, e força no topo igual a 3,5 kN referente ao final do trecho linear no modelo PISG1.

A Tabela 4.2-4 contém os resultados associados às seguintes situações: surgimento da última fissura visível; ocorrência do colapso total do painel; e registro do máximo deslocamento obtido no ensaio. Verifica-se que o modelo PICG1 apresentou força horizontal de ruptura 47% maior que a do modelo PISG1 com deslocamento no topo, associado à respectiva força, 36% maior. Observando as proporções entre os deslocamentos referentes a T1 e T3 para o modelo PISG1, verifica-se igualdade para as três situações anteriormente citadas. Neste caso, comprova-se que a partir da última fissura visível o respectivo modelo apresentou deslocamento de corpo rígido onde não ocorrem deformações consideráveis, isto é, o painel limitou-se a girar em torno da base depois que a rótula se formou. Ao contrário, o modelo PICG1 não apresenta constância para esta proporção, de modo que o painel ainda deformou-se mesmo quando ocorreu formação da rótula na base. Analisando-se, agora, os máximos deslocamentos obtidos durante os ensaios, verifica-se que o modelo PICG1 apresentou deslocamento no topo e à meia altura 34% e 21%, respectivamente, maiores que o modelo PISG1. É importante ressaltar que os deslocamentos do modelo PISG1 possuem influência do comprovado movimento de corpo rígido, de modo que essas diferenças são maiores caso seja descontada esta parcela. Isto demonstra a ductilidade adquirida com a presença da armadura vertical.

Tabela 4.2-4 Força de ruptura e correspondentes deslocamentos: comparação entre os modelos PISG1 e PICG1.

Modelos	F_{rup} (kN)	Deslocamentos (mm)								
		$d_{ult.}$			$d_{rup.}$			$d_{máx.}$		
		T1	T3	T1/T3	T1	T3	T1/T3	T1	T3	T1/T3
PISG1	7,25	3,70	1,76	2,10	4,13	1,96	2,11	4,34	2,07	2,10
PICG1	10,7	4,71	1,78	2,65	5,62	2,23	2,52	5,82	2,51	2,32

Observações:

- $F_{rup.}$ representa a força de ruptura do painel, isto é, a máxima força registrada durante o ensaio;
- d_{ult} representa o deslocamento correspondente ao surgimento da última fissura;
- d_{rup} representa o deslocamento registrado no instante do colapso total;
- $d_{máx.}$ representa o deslocamento máximo medido no ensaio;
- Os transdutores **T1** e **T3** referem-se aos deslocamentos da última e da fiada intermediária do painel.

Uma modelagem possível para a representação do comportamento não-linear é a aproximação por múltiplos trechos lineares. A FIGURA 4.2-27 ilustra as curvas *força horizontal x deslocamento* para os dois modelos, considerando-se a referida aproximação para representar as etapas não-lineares, perdas de rigidez, do comportamento estrutural. Neste caso considerou-se um primeiro trecho comum aos dois modelos para representar a mesma rigidez inicial. Essa hipótese de igualdade na rigidez inicial foi adotada devido à coincidência no comportamento dos modelos na fase elástica. Em seguida foram aproximadas as retas correspondentes às fases inelásticas, adotando-se comprimento e inclinação de modo a representar, tanto quanto possível, o comportamento observado. Observando-se a FIGURA 4.2-27, verifica-se rigidez inicial igual a 4,45 kN/mm comum aos dois modelos e rigidez distinta após a ocorrência da primeira fissura. Neste instante é importante ressaltar que o modelo assim definido é bastante simplificado, e que os resultados dos ensaios sugerem apenas tendências do comportamento. Para se definir um modelo mais geral, isto é, aplicável a qualquer situação de solicitação, é necessário o desenvolvimento de um programa experimental mais amplo e detalhado, para que se possa calibrar e validar o modelo teórico de modo mais adequado. Outra verificação importante é que o segundo trecho linear do modelo PISG1 é mais curto que o do modelo PICG1, e que o terceiro trecho associa-se a um patamar de escoamento para o modelo PISG1 enquanto o modelo PICG1 ainda apresenta rigidez de modo a absorver os esforços solicitantes.

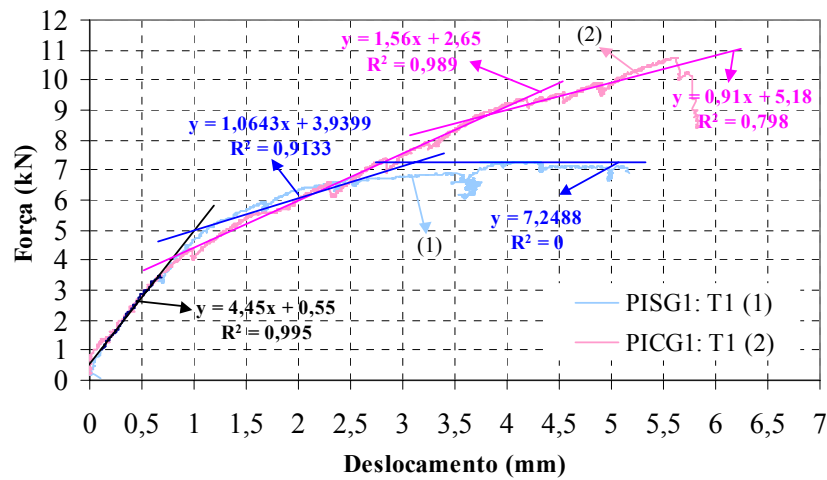


FIGURA 4.2-27 Curvas Força horizontal x deslocamento aproximadas por consecutivos trechos lineares: comparação entre os modelos PISG1 e PICG1.

A Tabela 4.2-5 contém os valores da rigidez associada a cada trecho linear e a redução percentual que ocorre na transição de um trecho para o outro. Neste caso verifica-se que na passagem do 1º para o 2º trecho ocorreu redução um pouco diferente para os dois modelos, 76% no caso de PISG1 e 65% no caso de PICG1. A diferença é que o modelo PICG1 apresentou alteração dessa rigidez com intensidades maiores da força horizontal devido à presença da armadura vertical; enquanto que no modelo PISG1 houve redução para forças bem menores justamente pela falta dessa armadura. Outro aspecto interessante é que na passagem do 2º para o 3º trecho o modelo PISG1 perdeu toda rigidez e o modelo PICG1 reduziu em 42%. Neste caso, como comentado em parágrafos anteriores, pode-se associar esse comportamento à formação do mecanismo de rótula na base do painel, onde o modelo PICG1 não perdeu toda rigidez devido à presença da armadura.

Tabela 4.2-5 Reduções de rigidez para modelagem simplificado: comparação entre modelos PISG1 e PICG1.

Modelo	Inclinação dos trechos lineares (kN/mm) e diferenças percentuais				
	Trecho 1	Trecho 2	Trecho 3	Δ_{12} (%)	Δ_{23} (%)
PISG1	4,45	1,06	0,00	76	100
PICG1	4,45	1,56	0,91	65	42

Observações:

- Δ_{ij} representa a redução da inclinação na passagem do trecho linear i para o trecho j .

4.2.4. Conclusões parciais

A partir da análise dos resultados desses modelos é possível estabelecer algumas conclusões parciais acerca dos comportamentos observados.

No caso do painel PISG1 ficam estabelecidas as seguintes afirmações:

- A resposta linear se restringiu ao caso em que a seção na base apresentava exclusivamente tensões de compressão. Foi observado também que o início do comportamento não-linear está associado ao surgimento de tensões de tração, mesmo sem ocorrência de fissuração visível, isto é, mesmo que essas tensões sejam inferiores a resistência à tração da junta;
- A fissuração se concentrou na 1ª junta horizontal da base do painel e grande parte dessa não-linearidade pode ser associada a essa fissura;
- Ficou caracteriza a formação de rótula na base do painel, a partir da qual os deslocamentos podem ser associados à movimentação, mais precisamente rotação, de corpo rígido;
- A ruptura ficou caracterizada por tensões de tração no instante da formação dessa rótula, isto é, quando o painel começou a apresentar deslocamento de corpo rígido. Isso só foi possível porque o bloco utilizado possuía resistência que suportava os acréscimos das tensões de compressão. Caso contrário, a ruptura deveria ocorrer com esmagamento do bloco no canto comprimido.

Quanto ao ensaio do painel PICG1 comenta-se o seguinte:

- A resposta linear ocorreu até um limite de tração, isto é, ao contrário do modelo PISG1 não se restringiu à situação de seção exclusivamente comprimida. O comportamento não-linear só foi iniciado a partir desse limite, e a fissuração visível só ocorreu com intensidade de tração um pouco maior;
- A fissuração surgiu em três juntas horizontais, comprovando o efeito da armadura na transferência das tensões entre as fissuras;
- Também se evidenciou formação de rótula, no entanto a abertura das fissuras foi controlada, isto é, foi menor que a do modelo PISG1;
- A ruptura ficou caracterizada com ocorrência de fissuração diagonal principal, típica de uma ruptura por tensões de cisalhamento.

4.3. MODELOS DA 2ª CONFIGURAÇÃO DE ENSAIO

4.3.1. Modelo PPSG1

Este modelo correspondeu ao painel com abertura de porta com intensidade de pré-compressão estimada em 1,64 MPa e sem utilização de armadura vertical, conforme comentado no item 4.1.

Como este foi o primeiro dos painéis com abertura a ser ensaiado e por ser maior que os painéis isolados, portanto mais difícil de manusear, durante a preparação deste ensaio ocorreram alguns problemas. A laje de apoio possuía superfície de contato com o piso do

laboratório um pouco irregular e tinha comprimento tal que ao posicionar o painel atravessava a canaleta do mesmo piso, vide FIGURA 4.3-1(c). Neste caso, optou-se em utilizar fôrro idêntico àquele dos ensaios de compressão de blocos e prismas para compensar as irregularidades da superfície da laje de apoio. No entanto, após a tarefa de posicionamento do modelo verificou-se que surgiu fissuração precoce acima da primeira fiada em ambas as porções contínuas⁹⁵ do painel, conforme ilustrado pela FIGURA 4.3-1(a). Desta forma, decidiu-se reforçar as duas bases de modo idêntico ao do modelo PICG1, utilizando armadura transversal e graute, para que o modelo fosse reaproveitado e pudesse ser ensaiado. Além disso, decidiu-se utilizar areia entre a laje de apoio e o fôrro para compensar as irregularidades da superfície da respectiva laje. As FIGURA 4.3-1(b) e (c) ilustram o grauteamento recém realizado e o painel reforçado sendo preparado para o ensaio.

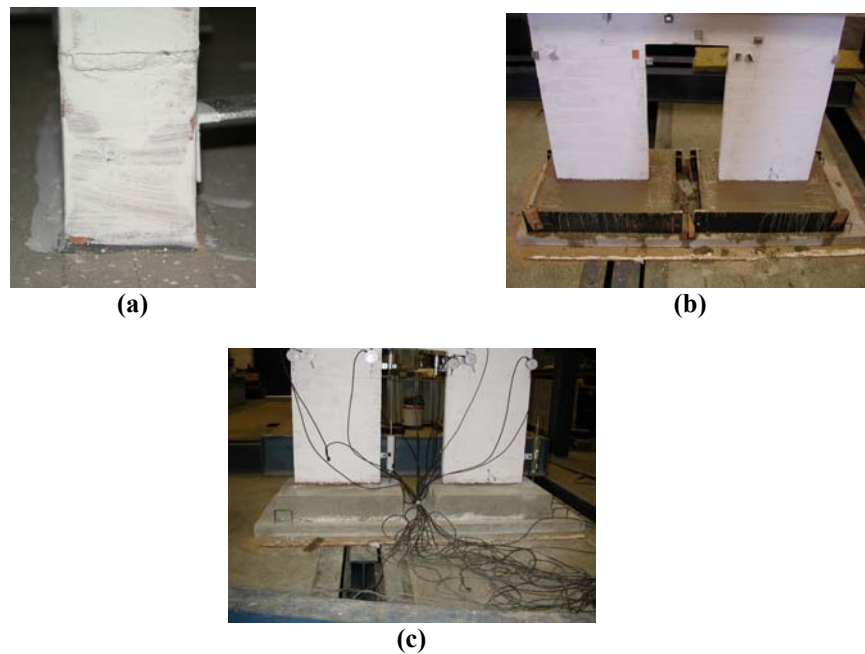


FIGURA 4.3-1 Preparação do ensaio do modelo PPSG1: (a) Detalhe da fissura no canto do painel após posicionamento; (b) Grauteamento recém realizado; (c) Detalhe das bases reforçadas e utilização de areia entre a laje de apoio e o fôrro.

Como o painel com abertura de porta pode ser associado a dois painéis isolados acoplados pelo lintel, definiram-se algumas convenções para análise dos resultados desta e das outras configurações. Neste caso, considerou-se como parede P2 aquela disposta no lado de aplicação da força horizontal e como P1 a parede disposta no outro lado do painel, conforme ilustração na FIGURA 4.3-2.

⁹⁵ O termo porção contínua ou isolada foi definido no item 3.5.2.

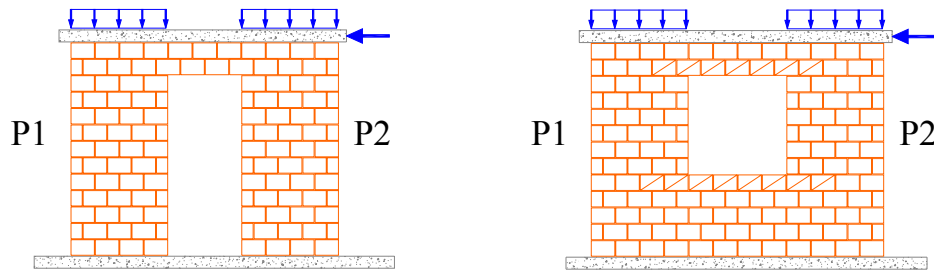


FIGURA 4.3-2 Distinção entre as paredes de um painel acoplado.

4.3.1.1. Etapa de aplicação da pré-compressão

Inicialmente realizou-se a etapa de pré-carregamento vertical para acomodação do painel, conforme descrito no item 3.9, para em seguida aplicar a pré-compressão propriamente dita. A FIGURA 4.3-3 ilustra as deformações médias associadas às paredes P1 e P2. Verificou-se diferença na rigidez das paredes tratadas isoladamente, sendo que aquela associada à parede P1 foi igual a 8099 MPa e à parede P2 igual a 4831 MPa. No entanto, tomando-se o valor médio, igual a 6012 MPa, verifica-se sua proximidade com o módulo de deformação obtido no ensaio das paredezinhas (40x40) cm², igual a 6165 MPa. Alguns fatores podem explicar essa diferença: um eventual posicionamento inadequado dos atuadores verticais, onde parte da força vertical pode ter sido aplicada diretamente sobre o lintel, isto é, pode ter ocorrido alguma excentricidade no plano do painel. Isso pode ter afetado a distribuição das forças verticais e a rigidez de cada parede. Observação interessante é que nesta etapa o painel deslocou-se horizontalmente no sentido de P1 para P2 com deslocamento no topo da mesma ordem de grandeza dos valores registrados pelos transdutores verticais. Verifica-se, também, que ocorreu certa acomodação durante essa etapa, apesar de ter sido aplicada carga de escorvamento. Ao final da etapa, a parede P1 ficou submetida à pré-compressão igual a 1,77 MPa, enquanto que para a parede P2 esse valor foi igual a 1,88 MPa.

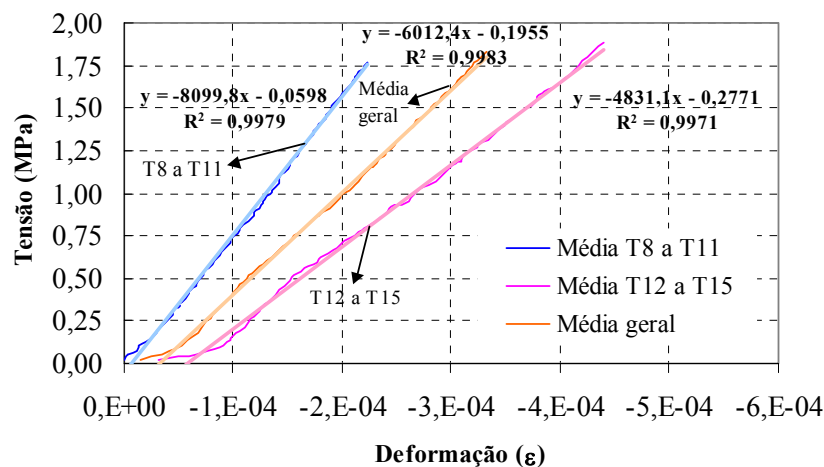


FIGURA 4.3-3 Gráfico $\sigma \times \epsilon$ para a etapa de pré-compressão: modelo PPSG1.

A verificação do crescimento da excentricidade pode ser utilizada como forma de avaliar a consistência da aplicação da pré-compressão. Neste caso, a FIGURA 4.3-4 ilustra os deslocamentos associados às excentricidades dos painéis P1 e P2, correspondentes aos registros dos transdutores T24 e T25, respectivamente. Observa-se que ocorre crescimento dos deslocamentos resultando numa excentricidade final igual a 0,78 mm para P1 e 1,29 mm para P2. Além das observações feitas anteriormente, essa diferença de excentricidade, em torno de 67% a mais para P2, também pode ter influenciado no resultado dos módulos de elasticidade. Apesar disso, verificou-se, por meio de inspeção visual, que não houve qualquer danificação do modelo durante esta etapa que pudesse comprometer os resultados do ensaio.

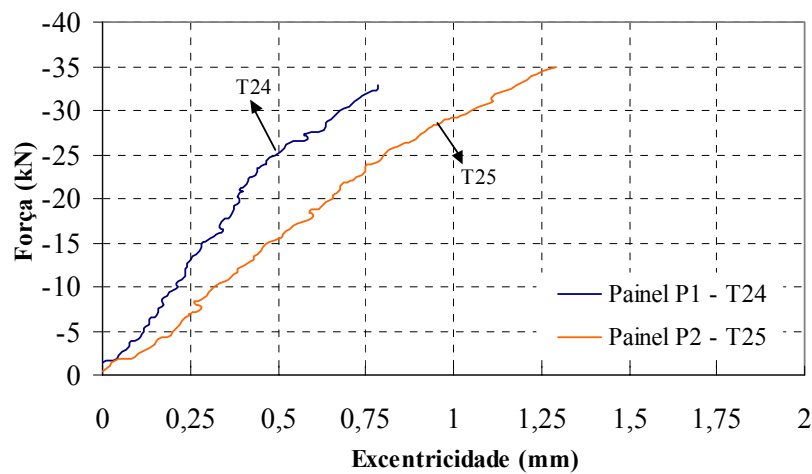


FIGURA 4.3-4 Variação da excentricidade durante etapa da pré-compressão: modelo PPSG1.

4.3.1.2. Etapa de aplicação da força horizontal

Depois de submeter o painel à tensão de pré-compressão prevista para o modelo, iniciou-se a etapa de aplicação da força horizontal. Assim como nos modelos isolados, não se aplicou carregamento horizontal prévio. Para uma primeira análise a FIGURA 4.3-5 ilustra a resposta do modelo com os deslocamentos horizontais registrados pelos transdutores T1, T3, T4, T5, T28. O transdutor T2, associado aos deslocamentos da última fiada da parede P1, não foi incluído devido à ocorrência de problemas no instrumento. Observando a figura pode-se comentar, inicialmente, que não houve escorregamento do modelo devido à insignificância dos registros do transdutor T28. Verifica-se também que até 1 kN houve pouquíssima deformação do modelo, com deslocamento igual 0,002 mm para T1 e 0,009 mm para T3, e que entre 1 kN e 15 kN há formação de trecho preponderantemente linear. Fato interessante foi que se ouviram alguns estalos antes do surgimento da primeira fissura visível, que ocorreu no lintel aos 15 kN, vide FIGURA 4.3-6(a). Na seqüência percebe-se tênue queda de rigidez entre 15 kN e 18 kN mas sem ocorrência de fissuração visível. Exatamente aos 18 kN surgiu uma fissura visível no canto tracionado da base da parede P2, vide FIGURA 4.3-6(b). A perda de rigidez foi

intensificada entre 18 kN e 25 kN, estando associada ao prolongamento da fissura horizontal na base da parede P2, à fissuração excessiva do lintel, e ao surgimento da primeira fissura no canto tracionado da parede P1, isto é, uma degradação generalizada do painel acoplado. Aos 25 kN percebeu-se a formação da rótula na base da parede P2 e aos 26,5 kN ocorreu pequeno esmagamento do bloco situado no canto comprimido. Simultaneamente a esse esmagamento surgiram fissuras diagonais e horizontais no lintel, que podem ser associadas ao cisalhamento, e o prolongamento da fissura horizontal na base da parede P1. A partir daí ouviram-se vários estalos, tendo o modelo deformado sem acréscimo substancial da força horizontal. A ruptura ocorreu aos 27,2 kN com a formação de fissuração diagonal nas duas paredes. É interessante observar a igualdade entre os deslocamentos a meia altura das duas paredes, indicando a eficiência na transmissão da força horizontal entre a laje de topo e o painel.

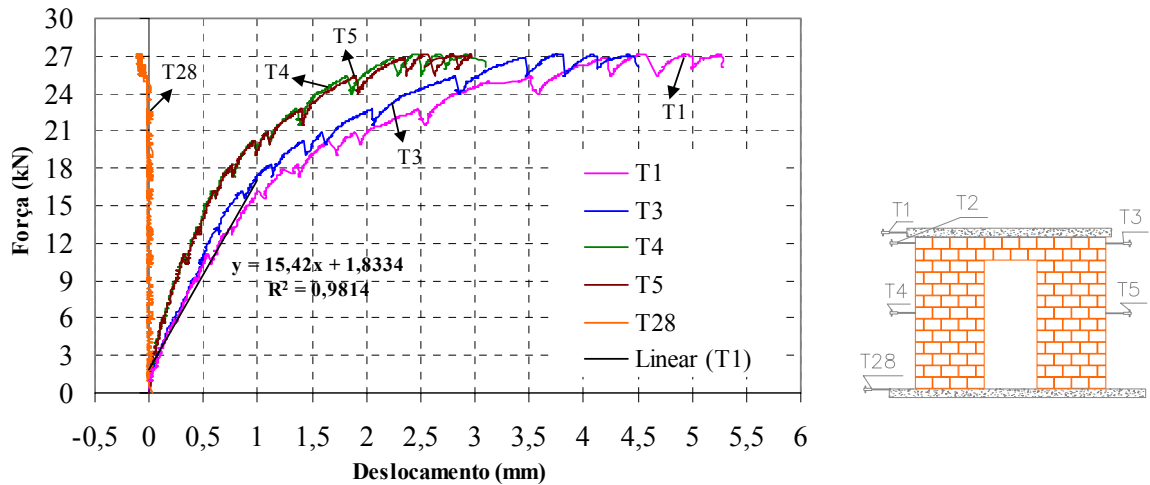


FIGURA 4.3-5 Gráfico força horizontal x deslocamentos horizontais: modelo PPSG1.

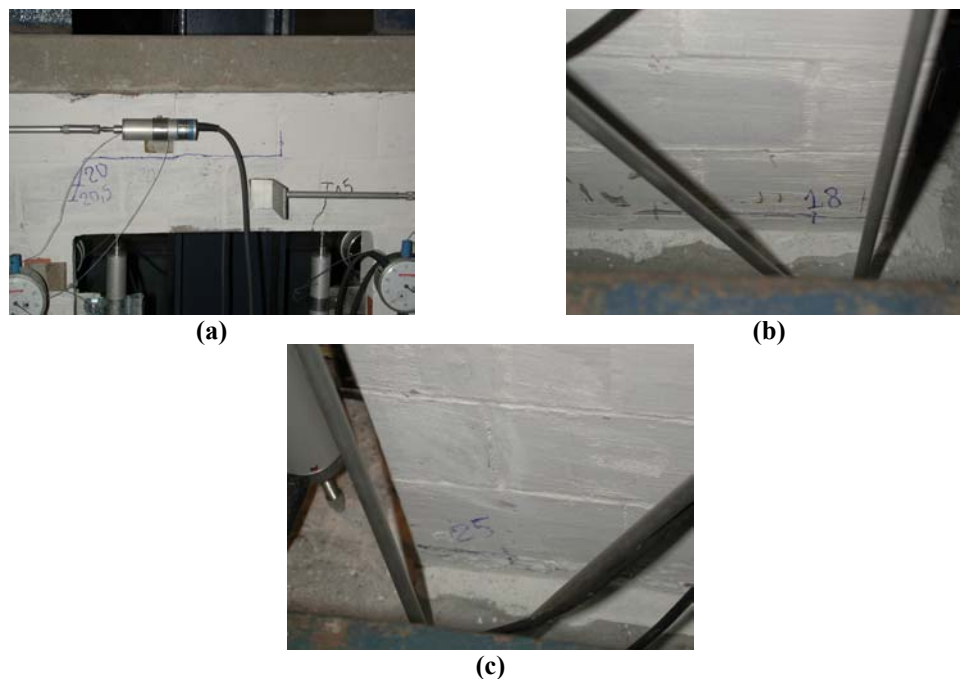


FIGURA 4.3-6 Primeiras fissuras visíveis – modelo PPSG1: (a) Lintel; (b) Base da parede P2; e (c) Base da parede P1.

Com o objetivo de avaliar o efeito de acoplamento dos painéis, foi utilizada instrumentação para monitorar as deformações ocorridas no lintel. A FIGURA 4.3-7 ilustra as deformações absolutas em porções do lintel em que se previa tração, a partir da modelagem numérica preliminar. Observando a figura, verifica-se que antes mesmo da aplicação da força horizontal houve registros de alongamento nos transdutores. Isto pode ter ocorrido pelo efeito de Poisson durante a etapa da pré-compressão, o que também foi observado por Corrêa (2003). Da mesma forma verifica-se que até, aproximadamente, a força de 6 kN não ocorreu deformação significativa, indicando que o efeito de acoplamento não foi ainda mobilizado. A partir de 6 kN os comportamentos foram distintos para os dois transdutores, verificando-se alongamentos para T22 e T23 e encurtamentos para T20 e T21. A suposta tração dos transdutores T20 e T21 acabou ocorrendo na laje de topo devido à composição entre laje e alvenaria, formando a seção do lintel. Isto foi evidenciado pelo surgimento de fissuras nessa laje, conforme ilustrado pela FIGURA 4.3-8. A observação dos alongamentos de T22 e T23 permite identificar pequenas perturbações para forças inferiores a 15 kN, isto é, permite confirmar a ocorrência de microfissuração interna antes do surgimento da primeira fissura visível. É importante observar que essa fissura ocorreu numa junta vertical e se prolongou até, aproximadamente, a posição da armadura horizontal disposta na verga. Entre 15 kN e 20 kN acentuou-se a não-linearidade, que pode ser atribuída ao crescimento da fissuração interna da verga e à influência da fissuração na base da parede P2, sendo bem perceptível após o surgimento da primeira fissura no canto tracionado, aos 18 kN. A partir de 20 kN até, aproximadamente, 26 kN verifica-se que não houve acréscimo significativo nos alongamentos, mesmo ocorrendo crescimento da força

horizontal aplicada. Isto pode ser associado à ocorrência de intensa fissuração horizontal no lintel referente à atuação de tensões de cisalhamento. Após 26 kN ocorreu grande perturbação no registro dos quatro transdutores, o que pode ser explicado pela proximidade do colapso total, em que a distribuição de tensões e deformações apresenta-se de modo bastante complexo devido ao elevado grau de fissuração observado.

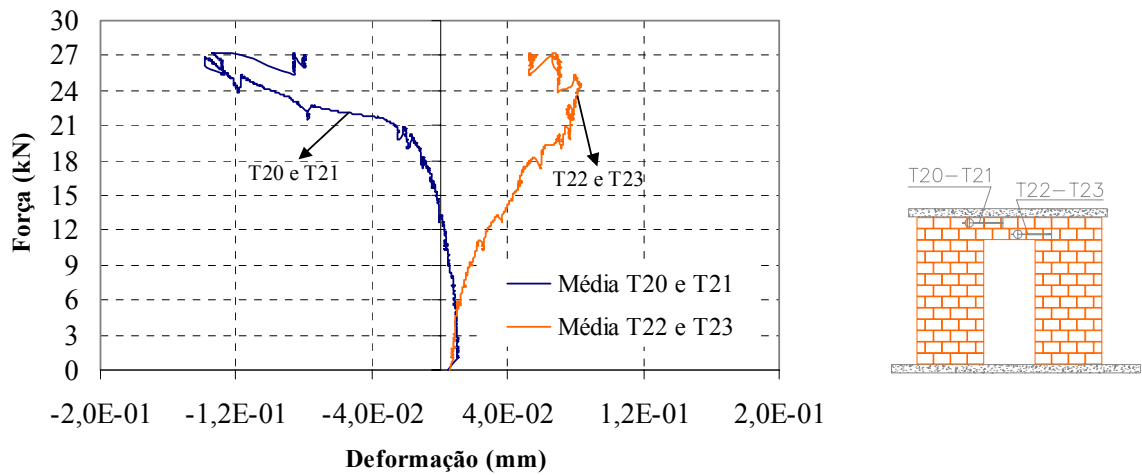


FIGURA 4.3-7 Deformações absolutas do lintel: modelo PPSG1.

Mesmo os transdutores T21 e T22 registrando encurtamentos não previstos⁹⁶, esses resultados podem fornecer informações importantes sobre o comportamento do lintel. Neste caso, verifica-se que as tensões de tração ocorreram exclusivamente na laje, pois as fissuras se espalharam na superfície superior da mesma e seus prolongamentos limitaram-se à posição da armadura utilizada naquela região. Da mesma forma, verifica-se que as fissuras verticais associadas à tração se espalharam na superfície inferior da verga e seus comprimentos se limitaram à posição da armadura horizontal, vide fissuras aos 15 kN e 25 kN na FIGURA 4.3-8. Isto indica que houve mobilização da seção composta *alvenaria/concreto* e que, evidentemente, ocorreu solicitação de flexão no lintel. Além disso, comenta-se que os respectivos transdutores podem monitorar uma eventual separação entre alvenaria e laje, isto é, a desmobilização da seção composta do lintel. Neste caso, ocorreria uma transição brusca de um estado de compressão para um de tração na região monitorada pelos transdutores T20 e T21.

⁹⁶ Essas compressões não foram previstas na modelagem numérica prévia porque não se levou em consideração a presença da laje de topo.



FIGURA 4.3-8 Detalhe da fissuração na laje de topo: modelo PPSG1.

O monitoramento das deformações nos cantos da abertura é importante porque essa é uma região típica de concentrações de tensão. Tal averiguação implica na constatação dos efeitos causados pela abertura de modo a considerá-los adequadamente no comportamento estrutural. Neste caso, a FIGURA 4.3-9 ilustra as deformações dos transdutores T27 e T26 referentes aos cantos tracionado e comprimido, respectivamente. Observando a figura, verifica-se, assim como no caso dos transdutores do lintel, pequeno encurtamento originário da etapa de pré-compressão. Semelhantemente, observa-se linearidade na curva referente a T27 até a força de 15 kN, correspondente à primeira fissura visível do lintel, e não-linearidade entre 15 kN e 18 kN com surgimento de tração para a força correspondente à fissuração na base da parede P2. Isto indica que o canto a ser tracionado apresentou compressão oriunda da carga vertical e só foi efetivamente solicitado à tração após a fissuração na base da parede P2. É importante comentar que após a ocorrência da tração não foi observada fissuração horizontal neste canto durante todo o ensaio. Quanto ao canto comprimido, transdutor T26, percebe-se linearidade da curva até a força de 18 kN e não linearidade para forças maiores. Outro ponto a destacar é a grande diferença entre as deformações, sendo que o canto comprimido apresentou máximo encurtamento igual a 0,94 mm, enquanto que o canto tracionado apresentou máximo alongamento igual a 0,06 mm. Isto já era esperado, pois tudo se inicia comprimido e a aplicação da força horizontal só alivia a compressão em um dos lados.

Resumidamente, pode-se comentar que os cantos da abertura apresentaram deformações relativas a compressão quando o painel foi submetido às ações verticais. Da mesma forma, os correspondentes alívio e acréscimo dessas compressões ocorreram linearmente até o surgimento da primeira fissura no lintel e na base do painel, respectivamente, isto é, as perturbações nesta região foram ocasionadas pelo início de sua fissuração e por fissuras localizadas na base.

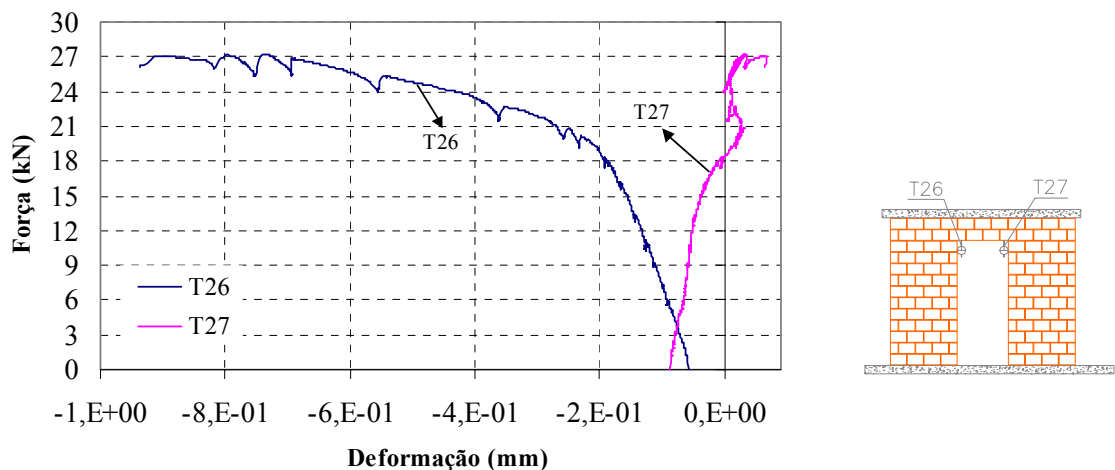


FIGURA 4.3-9 Monitoramento dos cantos tracionado e comprimido da abertura: modelo PPSG1.

O canto tracionado da base dos painéis merece atenção especial por também se tratar de local com grande potencial para ocorrência de fissuração. Para se analisar tal região, a FIGURA 4.3-10 ilustra os deslocamentos associados aos transdutores T6 e T7, de acordo com a instrumentação descrita no item 3.5.4. Neste caso verifica-se compressão oriunda da aplicação das forças verticais, e linearidade da curva relativa a T7 até aproximadamente a força de 12 kN e da curva relativa a T6 até aproximadamente 15 kN. É importante comentar que os efeitos de micro-fissuração e fissuração visível de outras regiões do painel, as quais ocorreram inicialmente no lintel, foram percebidos em sua base mesmo antes da ocorrência de trações, isto é, ocorreu não-linearidade na base mesmo com a atuação de tensões de compressão. As forças horizontais que resultaram em alongamentos nas regiões monitoradas pelos transdutores T6 e T7 foram iguais a 15,7 kN e 16,7 kN, respectivamente. Neste instante cabe o comentário que a parede P1 ficou submetida a menor pré-compressão, de modo que essa diferença seria maior caso as pré-compressões fossem rigorosamente iguais nas duas paredes. A primeira fissura visível associada ao transdutor T7 ocorreu aos 18 kN, embora os efeitos de não-linearidade sejam percebidos um pouco antes. O efeito das tensões de tração no início do comportamento não-linear também ficou evidenciado pelo transdutor T6, pois a primeira fissura visível só ocorreu aos 25 kN, apesar de todo o intervalo anterior com alongamento apresentar clara não-linearidade. O mecanismo de rótula praticamente só ocorreu na base da parede P2, porque tanto o prolongamento da fissura horizontal, vide FIGURA 4.3-6(b) e (c), quanto a abertura dessa fissura no canto tracionado foram muito maiores para a referida parede. Os máximos deslocamentos observados foram iguais a 0,56 mm e 1,91 mm relativos aos transdutores T6 e T7, respectivamente.

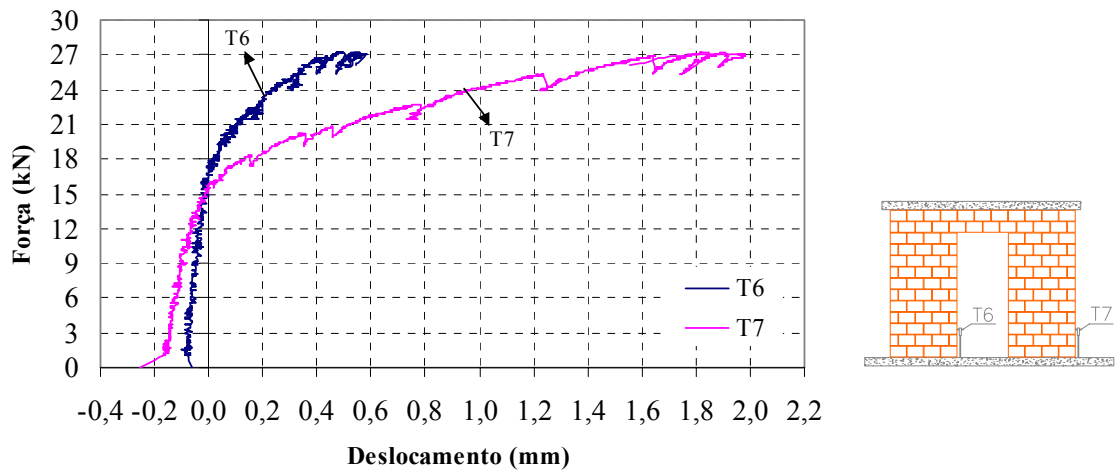


FIGURA 4.3-10 Deslocamentos verticais na base das paredes para monitoramento da abertura de fissuras: modelo PPSG1.

A FIGURA 4.3-11 ilustra a abertura da fissura no canto tracionado da base da parede P2 em estágio próximo à ruptura. Essa fissura se prolongou horizontalmente até o bloco posicionado no canto comprimido, e o máximo deslocamento registrado pelo transdutor T7 foi igual a 1,91 mm.



FIGURA 4.3-11 Detalhe da abertura da fissura no canto tracionado da parede P2: modelo PPSG1.

As FIGURA 4.3-12 e FIGURA 4.3-13 ilustram os encurtamentos no lado comprimido e os alongamentos no lado tracionado e na direção diagonal associados, respectivamente, aos pares de transdutores T8 - T9, T10 - T11, T16 - T17, para a parede P1 e, T12 - T13, T14 - T15, T18 - T19, para a parede P2. Observando os resultados da parede P1 verifica-se linearidade das deformações referentes a T10 - T11 até, aproximadamente, a força de 15 kN. Entre 15 kN e 21 kN houve progressiva perda de rigidez mesmo sem ter ocorrido fissuração visível na base dessa parede. Este efeito foi comentado em parágrafos anteriores e pode ser atribuído à microfissuração interna porque aos 16,7 kN já ocorriam trações na base. A força horizontal capaz de anular toda compressão, oriunda da força vertical, e efetivamente aplicar trações ao longo do correspondente lado da parede foi igual a 21 kN. A primeira fissura visível na base ocorreu aos 25 kN com prolongamento da mesma aos 26,5 kN, situação em que o respectivo lado

apresentava-se todo tracionado. Aos 27 kN percebe-se acréscimo repentino nas deformações dos transdutores T16 e T17, o que é resultado da fissuração diagonal da parede P1 no instante da ruptura. Quanto aos encurtamentos dos transdutores T8 e T9, observa-se razoável simetria com o gráfico relativo aos alongamentos, diferenciando-se pela ausência de pequeno patamar no instante da ruptura aos 27 kN.

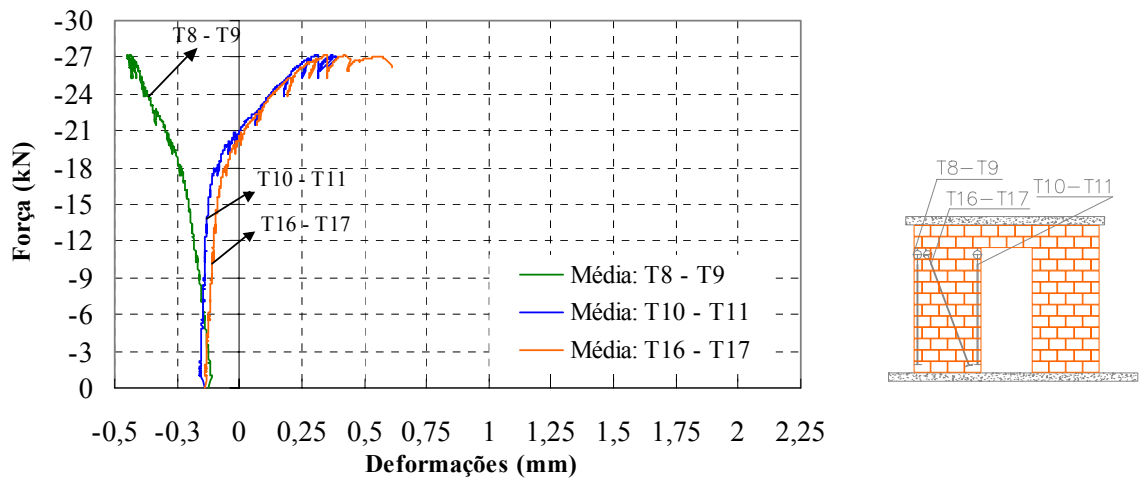


FIGURA 4.3-12 Deformações médias relativas aos lados comprimido e tracionado, e à direção diagonal: parede P1 do modelo PPSG1.

Quanto à parede P2, observa-se que a linearidade da curva associada a T14 – T15 também foi limitada à força de 15 kN, e que entre essa força e 17 kN ocorreu comportamento não-linear, também sem ocorrência de fissuração visível na base. Da mesma forma que a parede P1, este efeito pode ser associado à micro-fissuração na base. A primeira fissura visível ocorreu aos 18 kN, situação em que o correspondente lado da parede apresentava alongamentos. A partir daí, até a força de 26,5 kN ocorreu propagação dessa fissura ao longo da junta horizontal, podendo-se verificar na curva algumas perdas de rigidez, por exemplo, aos 25 kN. Neste estágio forma-se a rótula na base para logo em seguida ocorrer a ruptura com formação de fissuração diagonal. Essa ruptura foi captada pelos transdutores T18 – T19 quando ocorreu o brusco e excessivo acréscimo na deformação diagonal, cessando a semelhança e ultrapassando os valores das deformações associadas a T14 – T15. Ao contrário da parede P1, não há simetria entre a curva relativa a T12 – T13 com aquela relativa a T14 – T15. É interessante destacar a semelhança entre a FIGURA 4.3-13 e a FIGURA 4.2-6, relativa ao painel isolado não-grauteado.

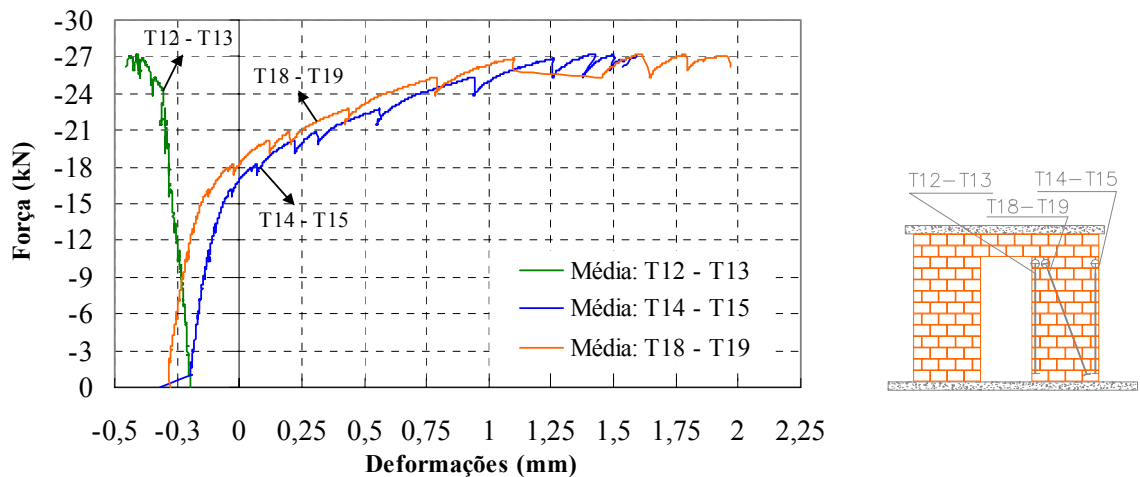


FIGURA 4.3-13 Deformações médias relativas aos lados comprimido e tracionado, e à direção diagonal: parede P2 do modelo PPSG1.

A variação na intensidade da força vertical aplicada pelos cilindros pode ser avaliada pelos gráficos da FIGURA 4.3-14. As curvas identificadas como etapa 1 referem-se a aplicação da pré-compressão, enquanto que a etapa 2 refere-se a força horizontal. Neste caso, verifica-se que ao final da etapa 1 a parede P1 ficou submetido à força vertical de 33 kN, equivalente à pré-compressão de 1,78 MPa, e a parede P2 à força de 35 kN, equivalente à pré-compressão de 1,88 MPa, resultando num valor médio total igual 34 kN ou 1,86 MPa. Durante a etapa 2, observa-se que não houve variação significativa na intensidade das forças verticais, sendo realizadas algumas correções, por exemplo, aos 10,5 kN de intensidade da força horizontal. Dessa forma, obtiveram-se intensidades médias ao longo de todo ensaio iguais a 34 kN e 33 kN, equivalentes a pré-compressões de 1,83 MPa e 1,77 MPa, relativas à parede P1 e P2 respectivamente.

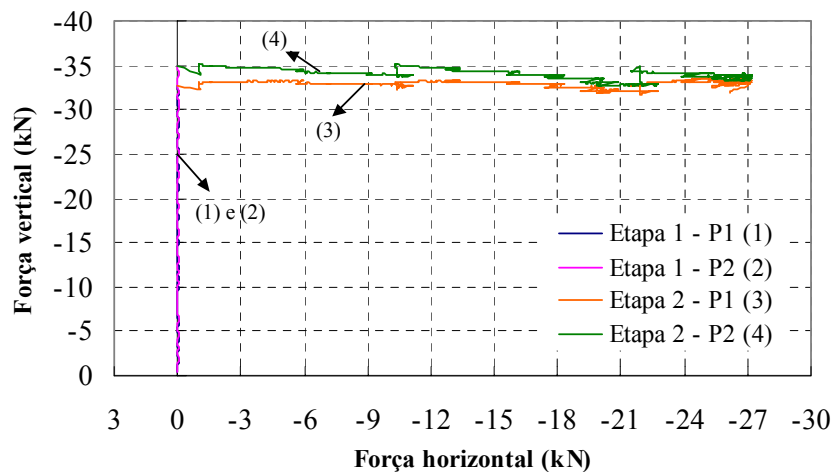


FIGURA 4.3-14 Constância da força vertical durante o ensaio: modelo PPSG1.

Para finalizar a análise dos resultados da etapa de aplicação da força horizontal, avaliaram-se as excentricidades ocorridas. Para tanto, a FIGURA 4.3-15 apresenta os deslocamentos registrados pelos transdutores T24 e T25, associados à parede P1 e P2 respectivamente. Neste caso verificam-se excentricidades residuais, provenientes da etapa de aplicação da força vertical, iguais a 0,78 mm e 1,29 mm relativos aos transdutores T24 e T25, respectivamente. Observa-se, também, que ao iniciar a etapa da força horizontal ocorreu acréscimo expressivo nesses valores com pequena intensidade dessa força, chegando a 1,73 mm e 2,3 mm. Em seguida ocorreu acréscimo gradual nesses deslocamentos até a força de 18 kN, quando se inicia o processo de fissuração do modelo. Daí em diante, essas excentricidades aumentaram significativamente, chegando a máximos valores de 8,6 mm e 10,7 mm, no instante da ruptura, e 9,8 mm e 11,7 mm, ao final do ensaio. Com base nessas observações, pode-se comentar que o ensaio foi iniciado com valores de excentricidade bastante pequenos, da ordem de 3% da espessura do painel. Além disso, o excessivo acréscimo nesses valores pode ser atribuído à formação da rótula na base de uma das paredes, resultando num sistema muito instável. É oportuno ressaltar que a formação dessa rótula consiste na propagação de uma fissura horizontal com superfície bastante irregular, e que ao final desse processo o painel apoiava-se numa base com comprimento muito pequeno.

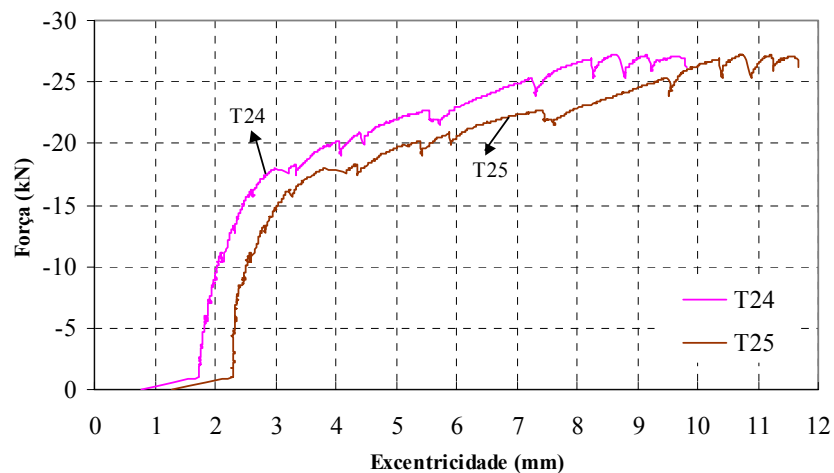


FIGURA 4.3-15 Verificação da excentricidade durante todo o ensaio: modelo PSG1.

4.3.1.3. Modo de fissuração e tipo de ruptura

Finalmente, após a análise dos resultados do modelo PSG1 são apresentados o modo e a propagação da fissuração e o tipo de ruptura observado. Como referencial para as figuras seguintes deve-se considerar a força horizontal sendo aplicada no sentido da direita para a esquerda. Iniciando com a avaliação isolada de cada elemento, a FIGURA 4.3-16 ilustra a fissuração ocorrida no lintel. Verifica-se que a primeira fissura ocorreu numa junta vertical, aos 15 kN, prolongou-se até a posição da armadura horizontal disposta na verga e pode ser atribuída

a esforços de flexão. Aliás, considerando o sentido de aplicação da força horizontal, pode-se afirmar que: na seção do lintel situada na extremidade direita ocorreu flexão com tração na parte inferior e compressão na superior; enquanto que na extremidade esquerda ocorreu o oposto, tração na parte superior e compressão na inferior. Na mesma figura observam-se fissuras na parte superior da laje e em outra junta vertical na parte inferior do lintel, as quais corroboram a afirmação anterior. Fato interessante foi o pequeno esmagamento observado no canto comprimido da abertura, FIGURA 4.3-16(b), comprovando que essa região apresentou concentrações de tensão de compressão; bem como a ausência de fissuração visível no canto tracionado. Surgiram, também, fissuras horizontais e oblíquas, indicando que ocorre um estado de solicitações de cisalhamento no lintel. Neste caso, a utilização de armaduras verticais poderia combater esse efeito.



FIGURA 4.3-16 Lintel do modelo PPSG1: (a) Vista geral da fissuração; e (b) Detalhe do canto comprimido.

Observando agora a base da parede P2, FIGURA 4.3-17, verifica-se que a fissuração relativa à flexão ocorreu apenas numa junta horizontal, sendo iniciada no canto tracionado aos 18 kN e prolongando-se até o canto comprimido aos 20 kN e 25 kN, semelhantemente ao comportamento dos modelos PISG1 e PICG1. É importante destacar que a região comprimida ficou resumida ao comprimento de um bloco e que houve pequeno esmagamento do mesmo aos 26,5 kN. Nesta etapa formou-se a rótula na base e logo em seguida ocorreu ruptura do painel com surgimento de fissuração diagonal aos 27,2 kN. O detalhe dessa fissura diagonal indica claramente a ocorrência de escorregamento na junta horizontal e a separação na junta vertical. Deste modo, a utilização de cintas pode-se mostrar eficiente no controle desse tipo de fissura, conforme comentado por Ghanem (1992) e Schultz (2000).

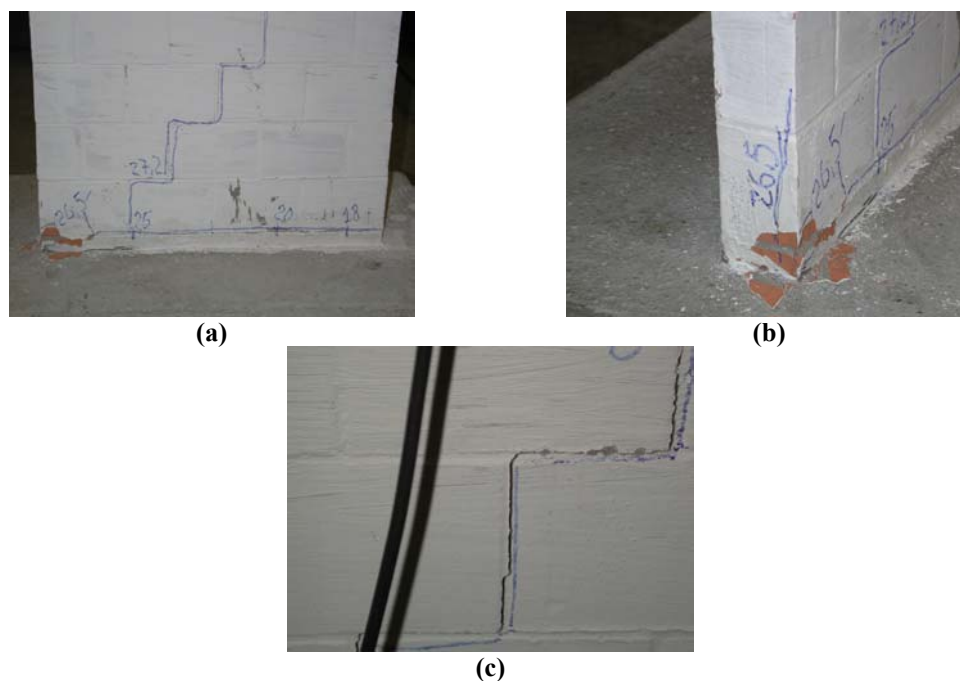


FIGURA 4.3-17 Base da parede P2 do modelo PPSG1: (a) Prolongamento da fissura horizontal e fissuração diagonal; (b) Detalhe do esmagamento no canto comprimido; (c) Detalhe da fissura diagonal.

A FIGURA 4.3-18 ilustra a fissuração ocorrida na base da parede P1. Observa-se que a primeira fissura visível ocorreu no canto tracionado aos 25 kN e se prolongou aos 26,5 kN de modo menos intenso que na parede P2. Isto indica que houve comportamento semelhante entre as duas paredes. No entanto, o efeito de acoplamento do lintel se traduziu no retardamento do início e na minimização da fissuração por flexão na base da parede P1. Desta forma o mecanismo de rótula não foi formado nesta parede. Aos 27,2 kN ocorreu ruptura do painel com surgimento de fissuração diagonal também na parede P1.



FIGURA 4.3-18 Base da parede P1 do modelo PPSG1: prolongamento da fissura horizontal e fissuração diagonal.

A partir dessas considerações e observando a FIGURA 4.3-19 pode-se estabelecer o processo de fissuração do painel, até a ruptura total, de acordo com a seguinte seqüência:

➤ Os efeitos de não-linearidade foram manifestados momentos antes da ocorrência da primeira fissura visível, que surgiu no lintel por solicitação de flexão;

- Logo em seguida iniciou-se a fissuração proveniente da flexão na base da parede P2;
- O processo de fissuração continuou com a propagação da fissura horizontal na base da parede P2 e o surgimento de fissura horizontal no lintel proveniente do cisalhamento;
- A próxima etapa foi marcada com nova propagação da fissura na base da parede P2, formando a rótula, com a ocorrência de outras fissuras de flexão no lintel e pelo início da fissuração na base da parede P1;
- Já em estágio próximo à ruptura, ocorreu pequeno esmagamento no canto comprimido da base da parede P2, surgiram fissuras oblíquas no lintel e ocorreu propagação da fissura horizontal na base da parede P1;
- Finalmente, o colapso total do painel foi alcançado com o surgimento de fissuração diagonal principal nas duas paredes. É interessante comentar que esse tipo de fissura, na parede P2, ocorreu preponderantemente em juntas verticais e horizontais, enquanto que no caso da parede P1 verificou-se, também, fissuração passando pelos blocos. Da mesma forma ficaram definidas mais de uma linha de ruptura com a ocorrência de várias fissuras diagonais. Essa fissuração ocorreu aos poucos, de modo que não houve colapso brusco do painel.

Confrontando o modo de fissuração do painel com a distribuição de tensões obtida pela modelagem numérica prévia, percebe-se a semelhança entre os resultados. Neste caso, comprova-se com o experimento o seguinte:

- As concentrações de tensão de tração na base das paredes, evidenciadas pela fissuração horizontal;
- O estado de sollicitação de cisalhamento e de flexão do lintel, evidenciado pelas fissuras horizontais e oblíquas na porção central e pelas fissuras verticais nas extremidades;
- Da mesma forma, verificou-se a concentração de tensão de compressão num dos cantos da abertura ao ocorrer leve esmagamento do bloco situado nesta região;
- Finalmente, após a ruptura do painel com a formação de fissuração diagonal na parede P1, pode-se observar o fluxo das tensões principais de compressão que partiu da região central do lintel, com inclinação suficiente para mobilizar deformações por cisalhamento, passou pelo canto da abertura, originando picos de compressão, e seguiu em direção ao canto comprimido na base da parede P1, formando a biela de compressão.

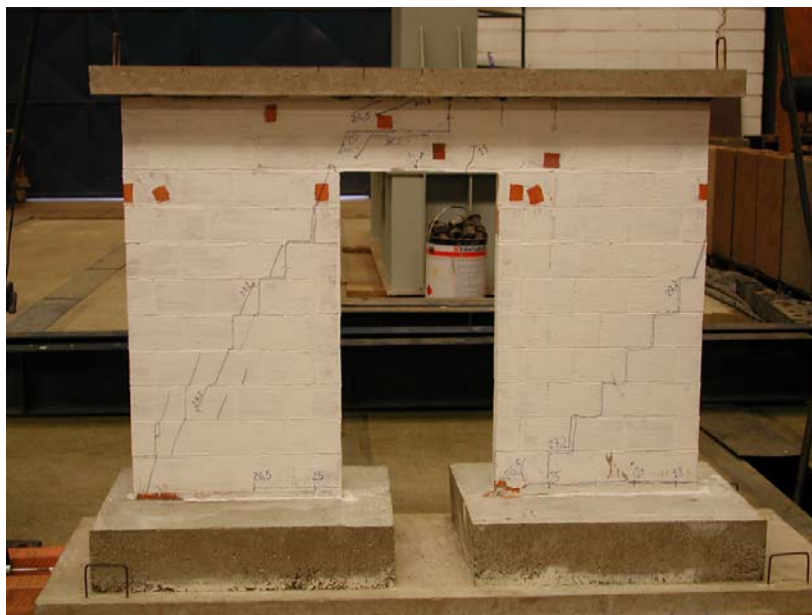


FIGURA 4.3-19 Vista geral do modelo PPSG1 após realização do ensaio.

4.3.2. Modelo PPSG2

Este é o segundo modelo da configuração de ensaios que não utilizou graute e armadura vertical nas extremidades das paredes. Suas dimensões eram idênticas às do modelo PPSG1 e sua distinção se deu pela previsão de pré-compressão com intensidade igual a 0,98 MPa.

4.3.2.1. Etapa de aplicação da pré-compressão

Assim como para os outros modelos, esta etapa consistiu na aplicação da força vertical referente à pré-compressão estipulada. Também foi aplicado pré-carregamento, em três ciclos, para acomodação da estrutura. A FIGURA 4.3-20 ilustra a média das deformações axiais registradas pelos pares de transdutores T8, T9, T10 e T11 para a parede P1, e T12, T13, T14 e T15 para a parede P2, conforme item 3.5.4. Observando a figura percebe-se que o carregamento de escorvamento não foi suficiente para ajustar as folgas da parede P1, pois ocorreu grande acréscimo das deformações para forças verticais iniciais. Com menor intensidade, isto também foi verificado na parede P2 do modelo PPSG1. Fato bastante interessante, assim como no modelo PPSG1, é que ocorreu deslocamento horizontal do painel no sentido de P2 para P1 e na mesma ordem de grandeza das deformações axiais absolutas. Considerando a curva média associada ao modelo PPSG2 verifica-se que a diferença entre a inclinação da linha de tendência e o módulo das paredes (40×40 cm², igual a 6165 MPa, é igual a 16%. Com um coeficiente de variação igual a 20%, típico para a alvenaria, pode-se concluir que, considerando o valor médio das paredes P1 e P2, o módulo obtido na caracterização do material é representativo do painel ora analisado. As mesmas causas atribuídas à diferença entre a rigidez das paredes P1 e P2 do modelo PPSG1 podem ser aqui consideradas. Observa-se, também, que as pré-compressões

finais obtidas foram iguais a 1,08 MPa e 1,03 MPa, para as paredes P1 e P2 respectivamente, resultando numa intensidade média igual a 1,06 MPa.

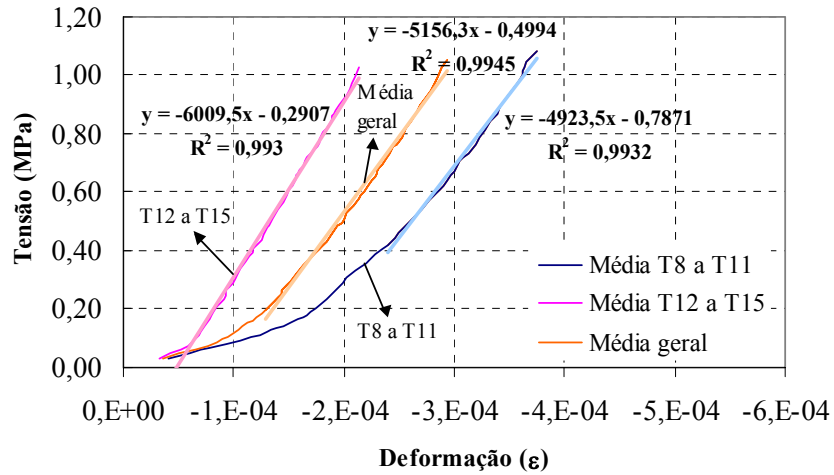


FIGURA 4.3-20 Gráfico $\sigma \times \epsilon$ para a etapa de pré-compressão: modelo PPSG2.

Para inspecionar a aplicação das forças verticais, os transdutores T24 e T25 registraram os deslocamentos associados às excentricidades das paredes P1 e P2, respectivamente, vide FIGURA 4.3-21. Neste caso, verifica-se que até a força vertical de 8 kN não houve acréscimo na excentricidade, e que entre 8 kN e 20 kN a excentricidade aumentou, chegando a valores finais iguais a 0,41 mm e 0,48 mm para as paredes P1 e P2, respectivamente. Isto corresponde a 1% da espessura do painel. Assim como todos os modelos anteriores, não ocorreu danificação do modelo durante esta etapa do ensaio.

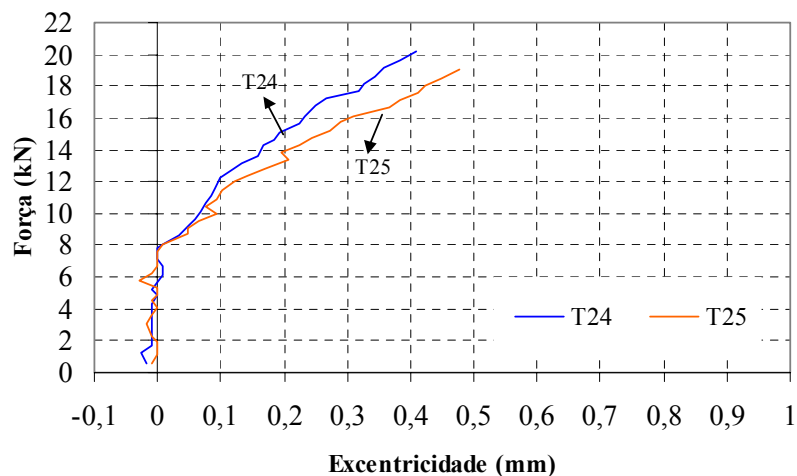


FIGURA 4.3-21 Variação da excentricidade durante etapa da pré-compressão: modelo PPSG2.

4.3.2.2. Etapa de aplicação da força horizontal

A FIGURA 4.3-22 ilustra a resposta do modelo com os deslocamentos horizontais registrados pelos transdutores T1, T2, T3, T4 e T5, referentes respectivamente à laje de topo, à última fiada da parede P1, à ante-penúltima fiada⁹⁷ da parede P2, e às fiadas intermediárias das paredes P1 e P2; e pelo transdutor T28 que se refere ao escorregamento entre a laje de apoio do painel e o piso do laboratório. Observando inicialmente os deslocamentos relativos a T28, verifica-se que não ocorreu escorregamento do modelo que indicasse a necessidade de corrigir as leituras dos demais transdutores. Isto comprova a eficiência do sistema utilizado para travamento do painel em sua base. Os transdutores T1 e T2 praticamente apresentaram os mesmos deslocamentos indicando que não houve escorregamento entre a laje e a última fiada do painel. Observando-se as curvas desses transdutores, verificaram-se pequenos deslocamentos do painel até 1 kN e identificou-se linearidade no seu comportamento entre 1 kN e 9 kN. A partir daí até a força de 13 kN verifica-se resposta não-linear do modelo, com surgimento da primeira fissura visível, aos 13 kN, no canto tracionado da base da parede P2. Aos 14 kN surgiram novas fissuras no canto tracionado da abertura e na superfície superior da laje, e prolongamento da fissura na base da parede P2, vide FIGURA 4.3-23. É interessante observar que até esta intensidade da força horizontal, a perda de rigidez não foi tão acentuada. A partir de 14 kN verificou-se intensa perda de rigidez devido à propagação das fissuras já existentes na base de P2 e no lintel, e à ocorrência de novas fissuras na base de P1 e também no lintel, sendo bem perceptível o efeito não-linear aos 17 kN. O colapso do painel ocorreu com o surgimento de fissuração diagonal principal na parede P1 com força horizontal igual a 18,2 kN. Da mesma forma que os modelos anteriormente analisados, verifica-se semelhança no aspecto geral de todos os gráficos, cujas diferenças nos valores dos deslocamentos devem-se à distância do correspondente transdutor em relação à base do painel. A proximidade entre os registros de T4 e T5 ilustra a eficiência na transmissão da força horizontal entre a laje de topo e o painel.

⁹⁷ Esta fiada foi adotada por questões de adaptação ao espaço disponível para posicionamento do transdutor.

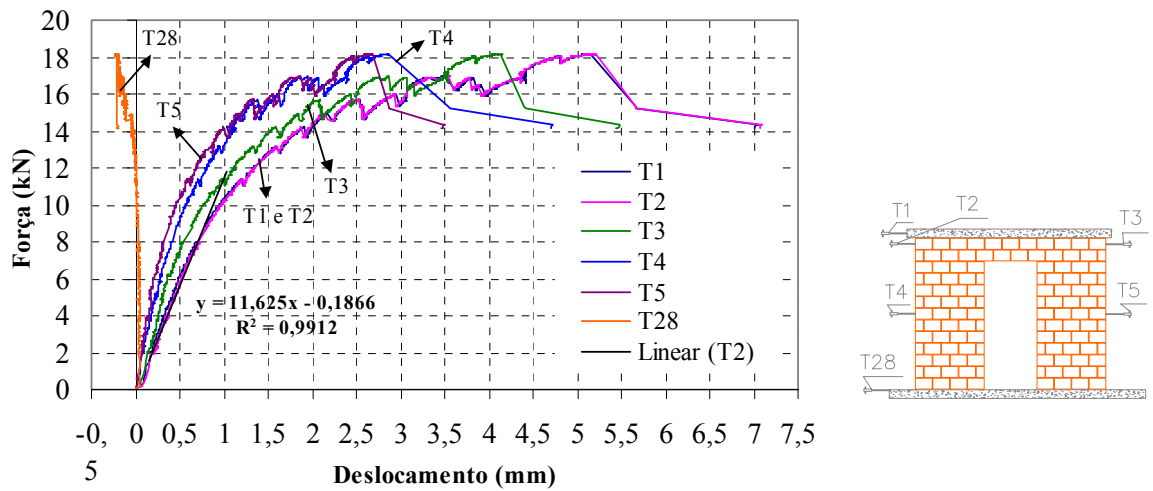


FIGURA 4.3-22 Gráfico força horizontal x deslocamentos horizontais: modelo PPSG2.

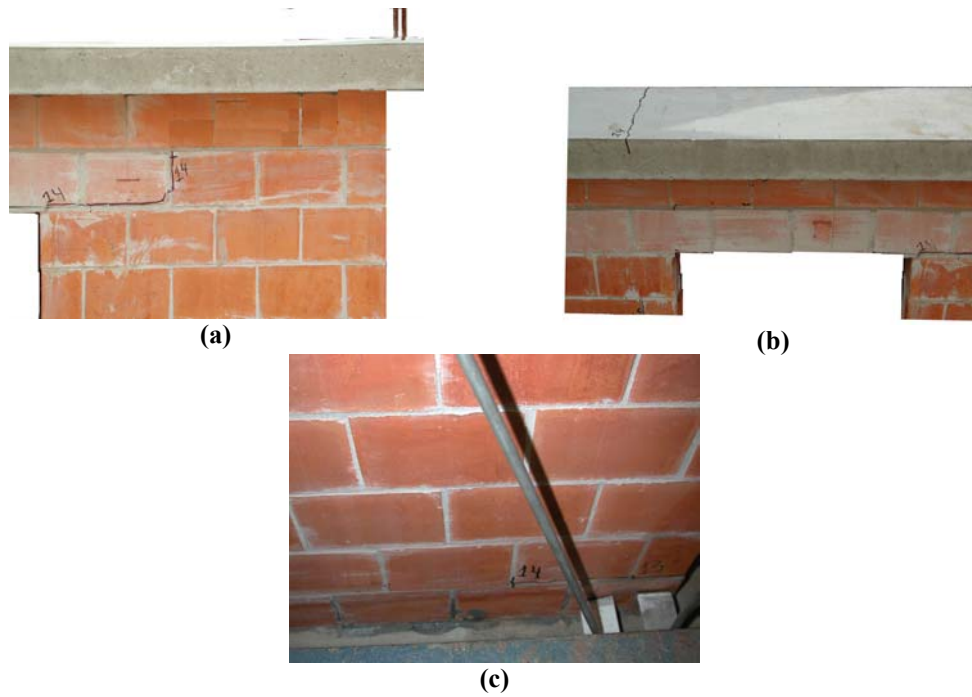


FIGURA 4.3-23 Primeiras fissuras visíveis – PPSG2: (a) Canto da abertura e extremidade do lintel; (b) Topo da laje; e (c) Base da parede P2.

Da mesma forma que o modelo PPSG1, a avaliação da efetividade do acoplamento ocasionado pelo lintel foi feita mediante análise dos registros dos pares de transdutores T20 – T21 e T22 – T23. Apesar de se perceber que o par T20 – T21 ficou posicionado numa região na qual não houve mobilização de tensões de tração, conforme comentários da análise do modelo PPSG1, o mesmo foi mantido para este e todos os outros modelos do programa experimental. Decidiu-se manter essa instrumentação para favorecer a comparação com os resultados já obtidos do painel PPSG1 e para monitorar, conforme já comentado, uma eventual separação entre concreto e alvenaria na região do lintel. Neste caso, observando-se a FIGURA 4.3-24

constata-se que desde o início da aplicação da força horizontal ocorreu encurtamento na região de T20 – T21. No entanto, para o par T21 – T22 ocorreu alongamento na corresponde região até a força de 6 kN. Em seguida esses alongamentos foram diminuídos, até que aos 12 kN induziram-se esforços de compressão nesta mesma região. Daí em diante ocorreu acréscimo nesses esforços de modo que não se observaram fissuras verticais na parte inferior do lintel. Isto indica a flexão induzida na seção do lintel na extremidade da parede P2 ocorreu de modo diferente daquela do painel PPSG1. Ao contrário, ocorreram fissuras na superfície da laje de topo, indicando que os esforços de flexão foram mobilizados de modo análogo àquela do modelo PPSG1.

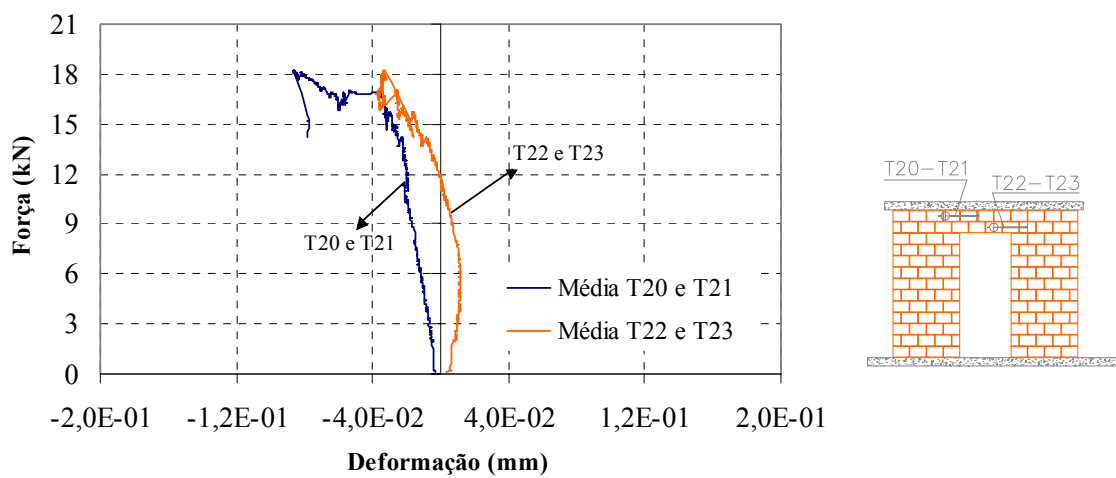


FIGURA 4.3-24 Deformações absolutas do lintel: modelo PPSG2.

Observando a FIGURA 4.3-25, pode-se comprovar que não ocorreram fissuras associadas à flexão do lintel na extremidade próxima à parede P2. Verifica-se que aos 14 kN ocorreu apenas fissuração horizontal no canto da abertura. Para esta intensidade da força horizontal, os transdutores T22 – T23 já apresentavam encurtamento. Além disso, observou-se a ocorrência de fissura horizontal na porção intermediária do lintel, podendo ser atribuída ao cisalhamento, assim como no modelo PPSG1. Também se constata a fissuração ocorrida na superfície da laje de topo.



FIGURA 4.3-25 Fissuração do lintel do modelo PPSG2.

Para averiguação das regiões da abertura propensas à concentrações de tensão, registraram-se as deformações nos cantos comprimido e tracionado por meio dos transdutores T26 e T27, respectivamente, conforme item 3.5.4. A FIGURA 4.3-26 ilustra tais registros. De acordo com os resultados, verifica-se, assim como no modelo PPSG1, pequena compressão nesses cantos oriunda da etapa de aplicação da força vertical. Da mesma forma, percebe-se que o canto tracionado apresentou decréscimo do encurtamento até a força de 6 kN, correspondente ao limite para transição de compressão para tração. A partir daí ocorreu crescente alongamento até o surgimento da primeira fissura visível aos 14 kN, vide FIGURA 4.3-27(b). Aos 15 kN e 16 kN ocorreu prolongamento dessa fissura. É importante observar a não-linearidade da curva no intervalo compreendido entre 6 kN e 14 kN, destacando o efeito das tensões de tração sem o surgimento de fissuração visível, e o valor da deformação medida pelo transdutor T27, que chegou a 1,0 mm no instante da ruptura. Quanto ao canto comprimido, transdutor T26, observa-se que houve acréscimo da correspondente compressão sem percepção de não-linearidade. Aos 16 kN ocorreu maior acréscimo nessa compressão como consequência da fissuração horizontal do lintel, e aos 18 kN ocorreu o colapso do painel com fissuração diagonal da parede P1.

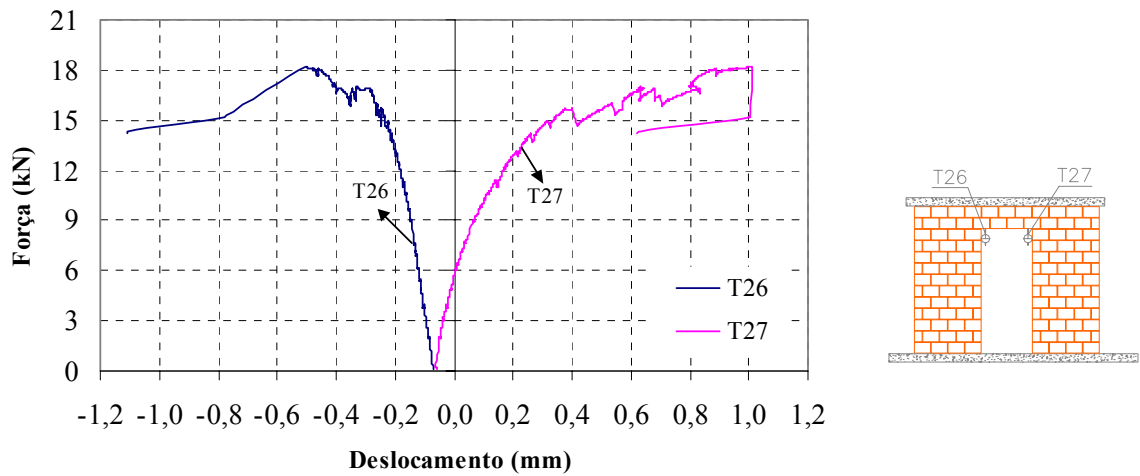


FIGURA 4.3-26 Monitoramento dos cantos tracionado e comprimido da abertura: modelo PPSG2.

A FIGURA 4.3-27 ilustra a fissuração nos cantos da abertura. Observa-se a compressão dos blocos do canto comprimido no instante da ruptura, e a abertura da fissura no canto tracionado nos instantes que antecederam essa ruptura.



FIGURA 4.3-27 Fissuração nos cantos da abertura – modelo PPSG2: (a) Canto comprimido; e (b) Canto tracionado.

Os deslocamentos relativos a abertura de fissuras no canto tracionado da base das paredes P1 e P2 foram registrados pelos transdutores T6 e T7, respectivamente, e estão apresentados na FIGURA 4.3-28. Os encurtamentos iniciais referem-se à etapa da pré-compressão. Observando-se os gráficos, verifica-se que as forças iguais a 11 kN e 10,4 kN estabelecem o limite para o início das tensões de tração nas bases de P1 e P2, respectivamente. Da mesma forma, percebe-se linearidade no intervalo compreendido entre 0 kN e 9 kN para a curva relativa a T7, e entre 0 kN e 10 kN para a curva relativa a T6, indicando um pequeno retardamento dos efeitos não-lineares na parede P1. Verifica-se, também, que a não-linearidade iniciou-se mesmo antes do surgimento de trações nesta região. Isto pode ter ocorrido por alguma micro-fissuração desenvolvida em outra região do painel, a exemplo do canto tracionado da abertura que apresentava tensões de tração aos 9 kN de intensidade da força horizontal. Ao surgirem trações nas duas bases, verifica-se não-linearidade mais acentuada para o transdutor T7, em que a primeira fissura visível surgiu aos 13 kN. A partir daí ocorreu propagação dessa fissura, podendo-se observar quedas de rigidez no gráfico, como, por exemplo, aos 16 kN. Quanto ao transdutor T6, canto da parede P1, o surgimento da primeira fissura visível foi retardado, ocorrendo apenas aos 17 kN. É importante comentar que simultaneamente ao processo de fissuração na base de P1 ocorreu fissuração no lintel. Em estágios próximos à ruptura, o alongamento medido no canto tracionado de P1 foi igual a 0,97 mm, e no de P2 igual a 1,88 mm.

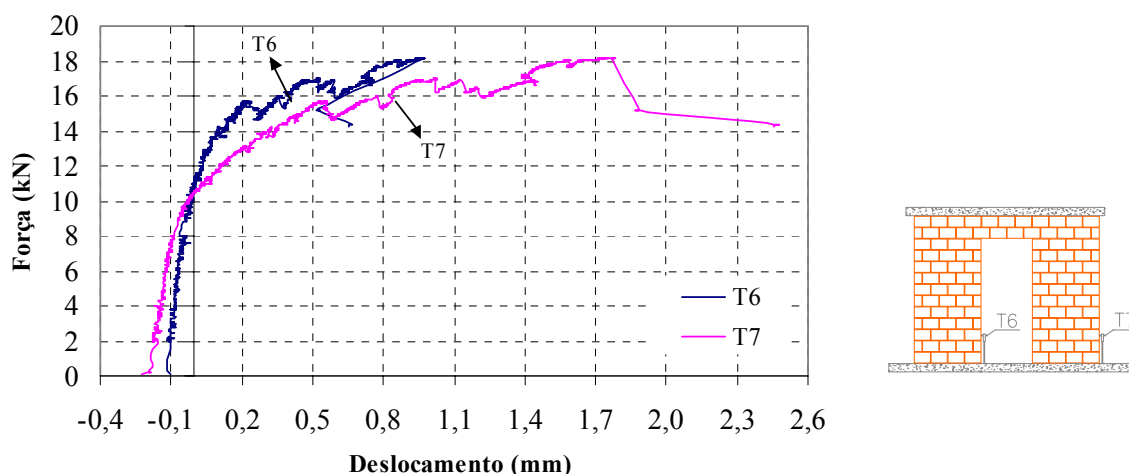


FIGURA 4.3-28 Deslocamentos verticais na base das paredes para monitoramento da abertura de fissuras: modelo PPSG2.

A FIGURA 4.3-29 ilustra a abertura da fissura no canto tracionado da parede P2. Essa fissura horizontal se prolongou até o bloco posicionado no canto oposto e o correspondente transdutor apresentou, em estágio precedente à ruptura do painel, máxima leitura igual 1,88 mm.



FIGURA 4.3-29 Detalhe da abertura da fissura no canto tracionado da parede P2: modelo PPSG2.

As FIGURA 4.3-30 e FIGURA 4.3-31 ilustram os encurtamentos no lado comprimido e os alongamentos no lado tracionado e na direção diagonal associados, respectivamente, aos pares de transdutores T8 - T9 e T10 - T11 para a parede P1 e, T12 - T13, T14 - T15 e T18 - T19 para a parede P2. Os alongamentos diagonais da parede P1, referentes ao par T16 - T17, foram omitidos porque tais registros apresentaram valores inconsistentes⁹⁸. Analisando-se as deformações associadas à parede P1, verifica-se acréscimo na compressão, par T8 - T9, com pequena não-linearidade no intervalo compreendido entre 9 kN e 18 kN. Quanto ao lado tracionado da parede, par T10 - T11, observa-se que até a força de 15 kN praticamente não houve alteração no estado de compressão oriundo da força vertical. Entre 12 kN e 16 kN verifica-se o início da não-linearidade ocasionado pelo surgimento de trações na base, apesar desse lado ainda estar comprimido. Exatamente aos 16,8 kN todo o lado da parede P1 passou a

⁹⁸ Provavelmente por algum defeito no instrumento.

ser tracionado, e logo em seguida, aos 17 kN, surgiu a primeira e única fissura visível na base antes da ruptura do modelo. É interessante comentar que após o surgimento dessa fissura as trações no correspondente lado cresceram muito rapidamente. Neste caso, o alongamento que era igual a 0,025 mm em instantes anteriores à fissuração aumentou para 0,32 mm, sendo 12,8 vezes maior. Logo em seguida, aos 18,2 kN, ocorreu o colapso do painel. Fato bastante interessante é a razoável simetria entre as duas curvas, destacando-se a ausência de fissuração na base da parede P1 até instantes próximos à ruptura.

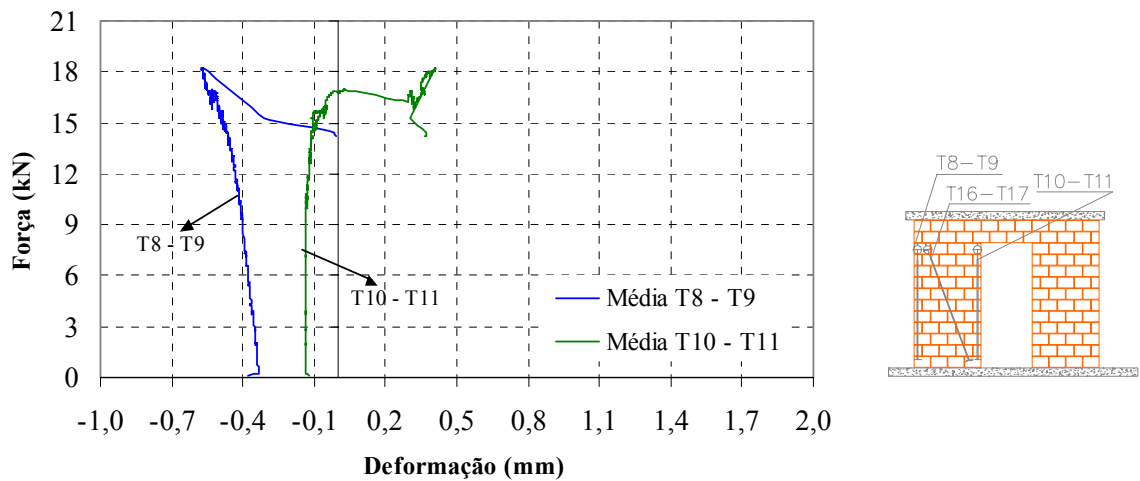


FIGURA 4.3-30 Deformações médias relativas aos lados comprimido e tracionado, e à direção diagonal: parede P1 do modelo PPSG2.

Quanto à parede P2, verifica-se linearidade nas deformações dos transdutores T14 – T15 até a força de 9 kN. Assim como no caso do transdutor T7 não ocorreram trações para esta intensidade da força horizontal, de modo que se associa este efeito de não-linearidade à microfissuração em outra região do painel, a exemplo do canto tracionado da abertura (transdutor T27). Aos 10 kN o comportamento não-linear passou a ser influenciado também pela tração na base da parede. O limite de transição da compressão para a tração é estabelecido pela força de 12 kN, com o surgimento da primeira fissura visível na base da parede aos 13 kN. Daí em diante ocorreu intensificação do comportamento não-linear devido à fissuração na base. Neste caso particular, em que não ocorreu fissuração diagonal na parede, é clara a semelhança entre as deformações dos transdutores T14 – T15 e T18 – T19. Da mesma forma, e ao contrário da parede P1, não há simetria entre a curva relativa aos transdutores T12 – T13 com aquela dos transdutores T14 – T15.

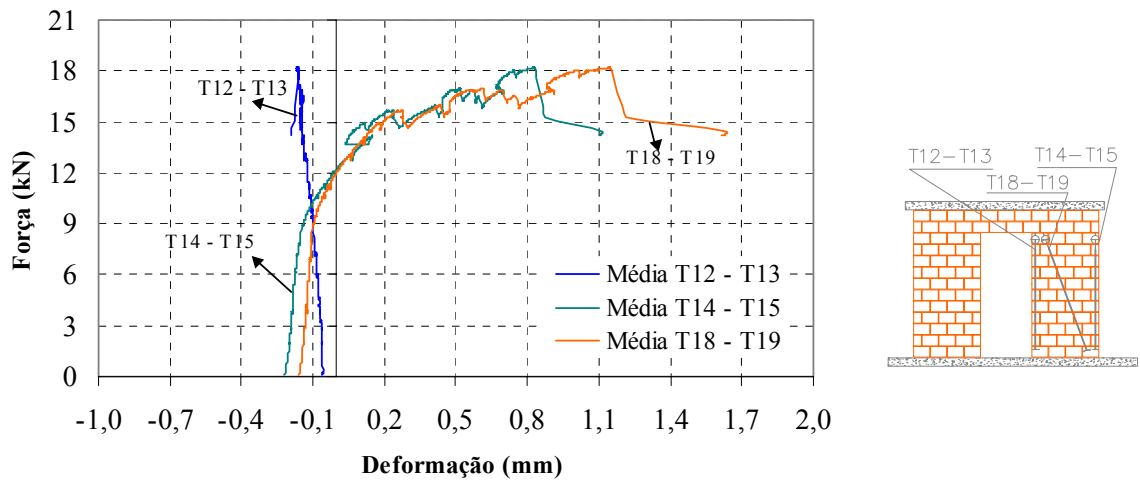


FIGURA 4.3-31 Deformações médias relativas aos lados comprimido e tracionado, e à direção diagonal: parede P2 do modelo PPSG2.

A averiguação do controle na aplicação da força vertical foi feita analisando-se a variação desta força no decorrer do ensaio. Para tanto, são ilustrados na FIGURA 4.3-32 os valores da força vertical nas etapas de aplicação da pré-compressão, etapa 1, e da força horizontal, etapa 2. Observando a figura, verifica-se que ao final da etapa 1 as paredes P1 e P2 ficaram submetidas a forças verticais com intensidades de 20 kN e 19 kN, respectivamente, correspondentes à pré-compressões de 1,07 MPa e 1,05 MPa. Até aproximadamente 14 kN, essas intensidades permaneceram praticamente inalteradas porque havia pequena fissuração do modelo. Isto comprova a eficiência do sistema utilizado para aplicação das forças verticais. No entanto, com o desenvolvimento dessa fissuração foi necessário realizar correções em três oportunidades: aos 15 kN, 16 kN e 17 kN. Com isto, o ensaio foi realizado obtendo-se força vertical com intensidade média igual a 20,2 kN para a parede P1 e 18,9 kN, para a parede P2, correspondendo a pré-compressões de 1,08 MPa e 1,02 MPa, respectivamente.

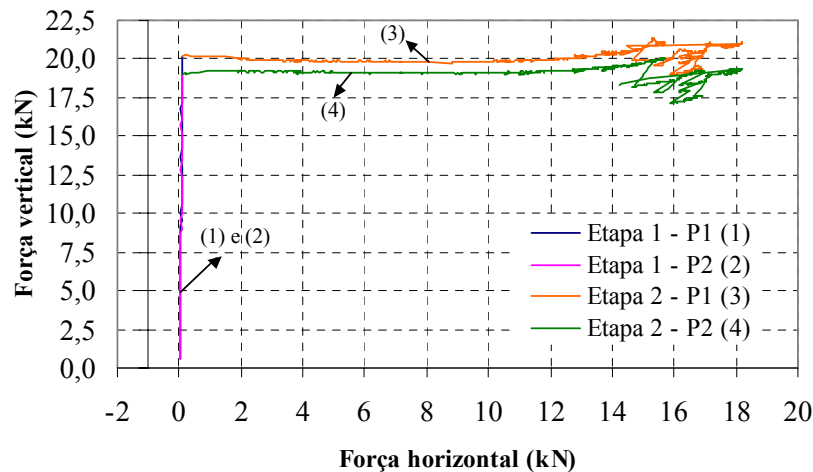


FIGURA 4.3-32 Constância da força vertical durante o ensaio: modelo PPSG2.

Para finalizar a análise da etapa de aplicação da força horizontal, foram verificadas as excentricidades das paredes P1 e P2, associadas aos deslocamentos dos transdutores T24 e T25, respectivamente. A FIGURA 4.3-33 ilustra esses deslocamentos na etapa de aplicação da força horizontal. Percebe-se que o ensaio foi iniciado com excentricidades muito pequenas, menores que 0,5 mm e da ordem de 1% da espessura do painel. Durante a aplicação da força horizontal ocorreu pequeno crescimento dessa excentricidade até 8 kN. A partir de 9 kN houve crescimento modesto nos deslocamentos dos dois transdutores, e após 13 kN, quando se iniciou o processo de fissuração intensa do painel, esses deslocamentos cresceram muito rapidamente. No instante da ruptura, a parede P1 apresentava excentricidade igual a 4,6 mm, equivalente a 10% da espessura do painel, e a parede P2 igual a 3,4 mm, equivalente a 7% da mesma espessura.

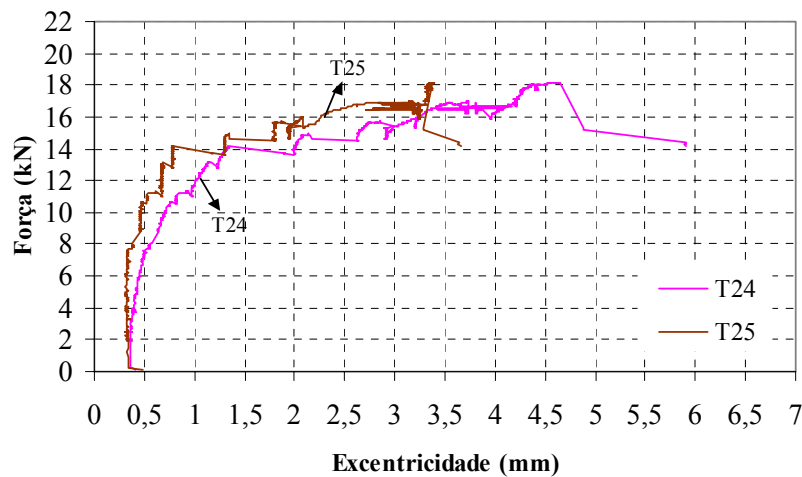


FIGURA 4.3-33 Verificação da excentricidade durante todo o ensaio: modelo PPSG2.

4.3.2.3. *Modo de fissuração e tipo de ruptura*

Após a análise dos vários resultados do modelo PPSG2, faz-se necessário estabelecer uma seqüência para o processo de fissuração do painel, bem como tipo de ruptura observado. Como referencial para as figuras seguintes deve-se considerar a força horizontal sendo aplicada no sentido da direita para a esquerda. Iniciando com a avaliação isolada de cada elemento, a FIGURA 4.3-34 ilustra a fissuração ocorrida na base e no topo da parede P2. Neste caso, verifica-se que o início da fissuração do painel ocorreu na base desta parede aos 13 kN. Logo em seguida, aos 14 kN, ocorreu propagação da fissura horizontal na base e surgiu a fissura no canto tracionado da abertura, a qual se estendeu até o último bloco canaleta da verga. Aos 15 kN e 16 kN houve nova propagação dessas fissuras, caracterizando-se, neste caso, a formação de rótulas na base e no topo da parede. Aos 17 kN houve pequeno esmagamento do bloco situado no canto comprimido da base, e surgiu fissura oblíqua no canto superior da parede. No caso da fissuração na base, ficou bem definido o comportamento à flexão, enquanto que no caso do

topo, o processo iniciou-se pela fissuração no canto tracionado da abertura para em seguida ocorrer sua propagação, possivelmente também influenciada por tensões de cisalhamento.



FIGURA 4.3-34 Fissuração da parede P2 do modelo PPSG2: (a) Base e (b) Topo.

Quanto à fissuração do lintel, FIGURA 4.3-35, observa-se que não houve fissuras relativas à flexão em sua parte inferior junto ao canto tracionado da abertura. No entanto, ocorreu fissuração na superfície superior da laje aos 14 kN, 15,5 kN e 18 kN, indicando a mobilização da seção composta *laje/alvenaria*. Da mesma forma, as tensões de cisalhamento atuantes foram responsáveis pela fissuração na junta horizontal aos 16 kN. Aos 16,6 kN surgiu uma fissura oblíqua, com extensão até o canto comprimido da abertura, causada pelo mesmo tipo de tensão.



FIGURA 4.3-35 Fissuração do lintel do modelo PPSG2.

Finalmente, observando a FIGURA 4.3-36 constata-se que a base da parede P1 apresentou fissuração proveniente da flexão para intensidades bastante altas da força horizontal. Neste caso, verifica-se que a primeira fissura visível ocorreu aos 17 kN sem prolongamento excessivo da mesma, e aos 18,4 kN o painel chegou à ruptura com fissuração diagonal principal. Esse comportamento foi comprovado durante a análise das deformações da parede P1 ilustradas pela FIGURA 4.3-30. É importante destacar o pequeno comprimento dessa fissura horizontal quando comparada àquela da base da parede P2.



FIGURA 4.3-36 Fissuração na base da parede P1 do modelo PPSG2.

A partir dessas considerações e observando-se a FIGURA 4.3-37, pode-se estabelecer o processo de fissuração da seguinte forma:

- A fissuração do painel foi iniciada pelos esforços de flexão na base da parede P2;
- Em seguida houve propagação da fissura na base de P2 e a ocorrência de fissuração horizontal no canto tracionado da abertura, a qual se prolongou até o último bloco canaleta da verga;
- A etapa seguinte foi marcada pela propagação das fissuras na base e no topo de P2, e pela ocorrência de fissuração horizontal no lintel proveniente do cisalhamento. Neste estágio da força horizontal ficou caracterizada a formação das rótulas na base e no topo de P2;
- O processo de propagação das fissuras na base e no topo da parede P2 foi continuado, com ocorrência de pequeno esmagamento no canto comprimido da base, e as tensões de cisalhamento intensificaram a sollicitação do lintel, causando o surgimento de fissuração oblíqua no mesmo;
- Finalmente, surgiu a primeira fissura visível proveniente dos esforços de flexão na base da parede P1, e logo em seguida ocorreu o colapso do painel com formação de fissura diagonal principal na mesma parede. É interessante comentar que a fissuração diagonal partiu do canto comprimido da abertura, prolongou-se até o canto comprimido da base de P1, não se limitando à propagação pelas juntas de argamassa, isto é, atravessou alguns blocos. No entanto, essa fissuração ocorreu apenas em uma única diagonal, ou seja, ficou caracterizada a ruptura abrupta do painel com a formação de uma única linha de fissuração diagonal.



FIGURA 4.3-37 Vista geral do modelo PPSG2 após a realização do ensaio.

4.3.3. Comparação entre os modelos

Da mesma forma que nos modelos de painéis isolados, decidiu-se comparar os resultados dos modelos PPSG1 e PPSG2 explorando de modo simplificado as diferenças observadas em cada comportamento, apesar das condições de ensaio não serem idênticas. Neste caso específico, exemplos dessas diferenças são as excentricidades atuantes durante o ensaio. As avaliações seguintes devem ser encaradas como tendências do comportamento.

Com base nisso, analisaram-se as tendências de modificação no comportamento do painel acoplado ao se empregar diferentes intensidades de pré-compressão. O modelo PPSG1 ficou submetido a intensidades médias de pré-compressão iguais a 1,77 MPa e 1,83 MPa, correspondentes às paredes P1 e P2 respectivamente; enquanto que no modelo PPSG2 essas pré-compressões foram iguais a 1,09 MPa e 1,02 MPa, relativas às paredes P1 e P2 respectivamente. Neste caso as diferenças entre essas intensidades são bem razoáveis, onde a parede P1 do modelo PPSG1 foi submetida a pré-compressão 62% maior que a do modelo PPSG2, enquanto que para a parede P2 essa diferença se igualou a 79%. A FIGURA 4.3-38 ilustra as curvas *força horizontal x deslocamento horizontal* nos dois modelos, nas quais estão apresentados os deslocamentos na laje de topo da parede P1, relativos ao transdutor T1, sendo destacados consecutivos trechos lineares para a representação do comportamento não-linear. Observando os gráficos, verifica-se boa aproximação das retas traçadas, sendo que o pior caso apresentou coeficiente de correlação R^2 igual 0,88. As inclinações dessas retas podem ser consideradas como representativas da rigidez do painel. Neste caso, observa-se rigidez inicial distinta para os dois modelos, igual a 15,42 kN/mm para PPSG1 e 11,42 kN/mm para PPSG2.. Além disso, verifica-se acréscimo no limite de definição do comportamento linear. Estas podem ser consideradas tendências na alteração do comportamento como resultado da influência da pré-

compressão. Outra verificação interessante é que, ao contrário do modelo 2, no modelo 1 ficou definido pequeno patamar após a força horizontal máxima, e que os deslocamentos horizontais no instante da ruptura foram praticamente iguais para os dois modelos.

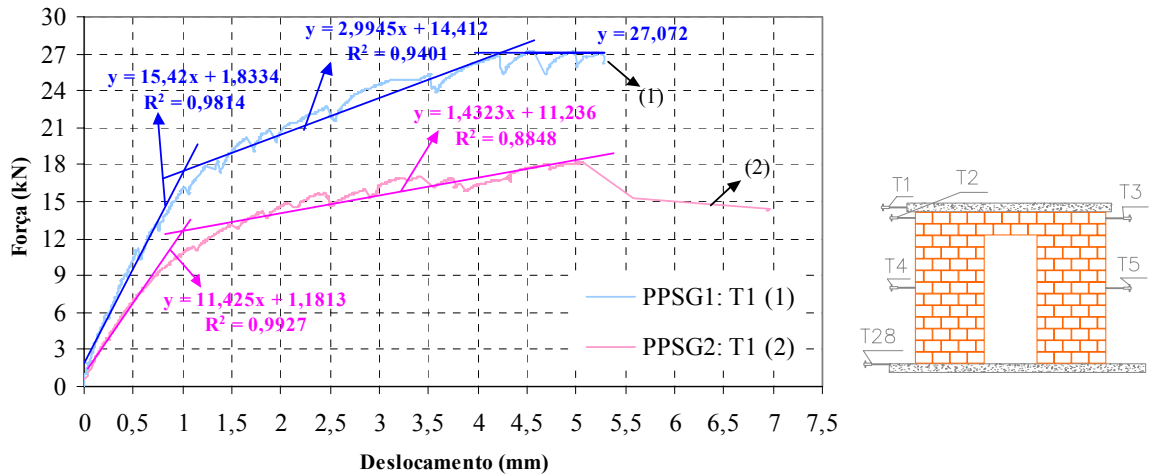


FIGURA 4.3-38 Curvas força horizontal x deslocamentos horizontais aproximadas por consecutivos trechos lineares: comparação entre os modelos PPSG1 e PPSG2.

A FIGURA 4.3-39 ilustra as deformações dos transdutores posicionados nos lados comprimido e tracionado de cada parede. Apesar da diferença entre os valores absolutos no lado comprimido, transdutores T8-T9, verifica-se grande semelhança entre as deformações da parede P1 nos dois modelos. Isto pode ser observado mais claramente nas deformações dos transdutores T10-T11. Até a força de 15 kN as deformações foram praticamente iguais, sendo que os comportamentos diferenciaram-se com o início da não-linearidade na parede do modelo PPSG2. Igualmente, essa semelhança pode ser observada no lado comprimido até a força de 15 kN. Da mesma forma, as deformações da parede P2 apresentaram grande semelhança. Até 9 kN as deformações no lado tracionado, transdutores T14-T15, foram praticamente iguais nos dois modelos, onde os comportamentos também diferenciaram-se com o início da fissuração na parede do modelo PPSG2. Desconsiderando-se as diferenças nos valores absolutos das deformações no lado comprimido, transdutores T12-T13, a semelhança entre os gráficos estende-se por praticamente todo o trecho do modelo PPSG2. Esses resultados indicam que, tratando-se individualmente as paredes, ocorreu comportamento idêntico até o início da não-linearidade no modelo com menor intensidade de pré-compressão. Isto pode ser considerado como esperado porque as paredes possuíam as mesmas dimensões, e até que os efeitos não-lineares se manifestem as deformações podem ser obtidas com a rigidez da seção não fissurada, que é a mesma para os dois modelos. Além disso, pode-se comentar que o efeito da pré-compressão se resumiu ao retardamento na ocorrência da fissuração, no aumento da capacidade resistente das paredes e, por conseguinte do painel. Outra observação importante refere-se ao

efeito de acoplamento, em que o modelo PPSG1 apresentou maior rigidez que o modelo PPSG2. Como as paredes apresentaram comportamento semelhante, essa diferença de rigidez entre os dois modelos pode efetivamente ser atribuída a esse efeito.

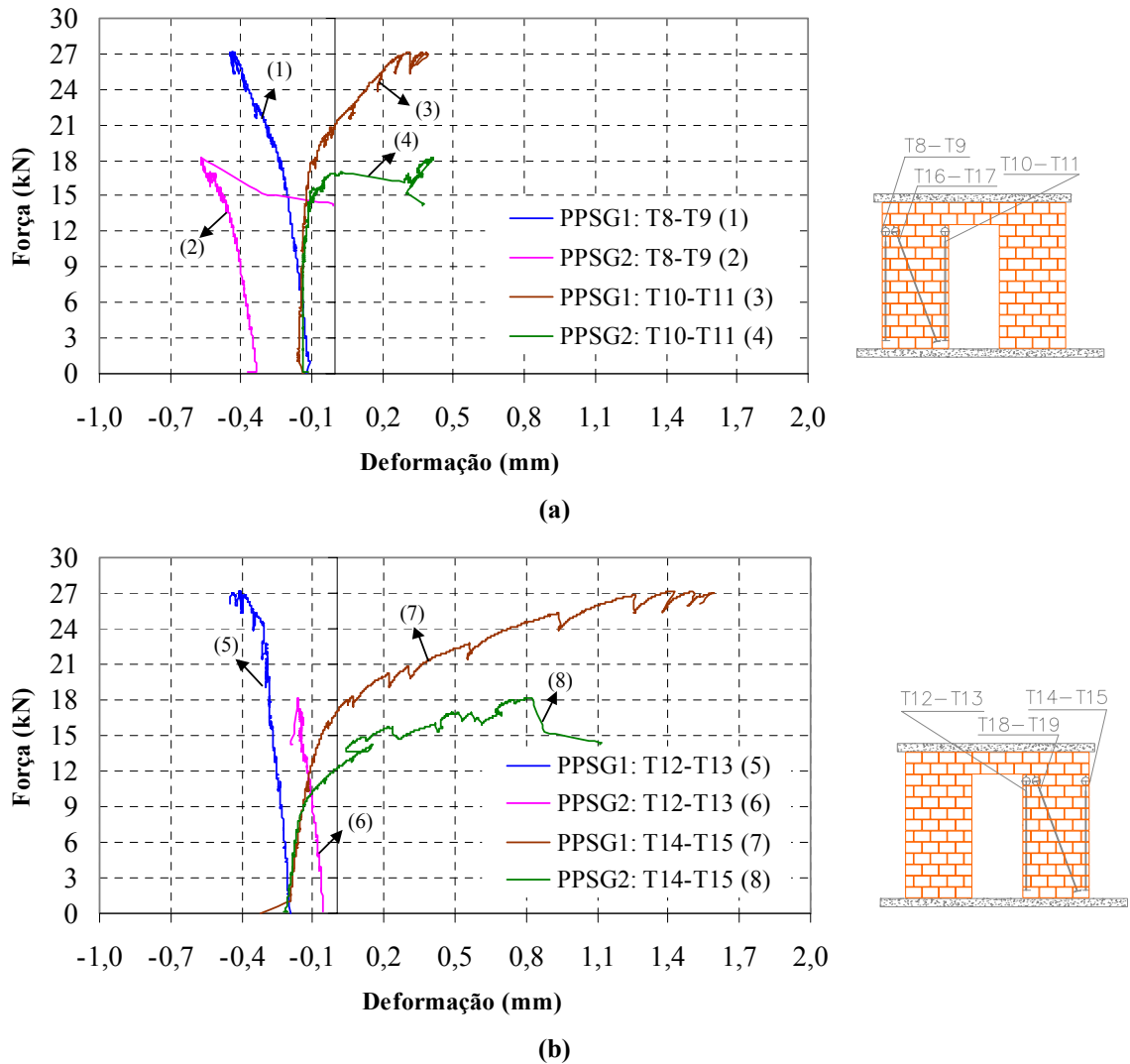


FIGURA 4.3-39 Deformações dos transdutores posicionados nos lados comprimido e tracionado – comparação entre os modelos PPSG1 e PPSG2: (a) Paredes P1 e (b) Paredes P2.

A Tabela 4.3-1 contém alguns valores importantes para se estabelecer outras diferenças de comportamento entre os modelos. Estão apresentados: os limites de definição do intervalo com comportamento linear, e os correspondentes deslocamentos horizontais; bem como, a força com a qual ocorreu a primeira fissuração visível dos modelos e os respectivos deslocamentos. Comparando-se os trechos lineares verifica-se que o modelo 1 apresentou maior extensão, com limite superior 67% maior. Além disso, os deslocamentos T1 e T4 foram ambos 12% maiores, indicando que os trechos lineares ficaram bem definidos. Quanto à força horizontal corresponde à primeira fissura visível, verifica-se que para o modelo 1 a mesma foi 38% maior com deslocamento T1 22% menor, apresentando perda de rigidez menos acentuada.

Percebe-se, também, que o início da etapa não-linear ficou bem definido, onde os deslocamentos T1 e T4 do modelo 1 são, respectivamente, 22% e 36% menores que aqueles do modelo 2. Resumidamente, pode-se dizer que o modelo com maior intensidade da pré-compressão apresentou retardamento da fissuração e menor perda de rigidez durante a etapa não-linear.

Tabela 4.3-1 Forças de fissuração e correspondentes deslocamentos: comparação entre os modelos PPSG1 e PPSG2.

Modelo	ΔF_{linear} (kN)	d_{linear} (mm)		$F_{\text{fis.}}$ (kN)	$d_{\text{fis.}}$ (mm)	
		T1	T4		T1	T4
PPSG1	1,0 – 15,0	0,91	0,53	18,0	1,34	0,75
PPSG2	1,0 – 9,0	0,81	0,47	13,0	1,73	1,18

Observações:

- ΔF_{linear} representa o intervalo de forças para o qual ocorreu comportamento linear;
- d_{linear} representa os deslocamentos referentes à força de 15 kN para o modelo PPSG1, e de 9 kN para o modelo PPSG2;
- Os transdutores **T1** e **T4** referem-se aos deslocamentos da última e da fiada intermediária do painel;
- $F_{\text{fis.}}$ representa a força corresponde ao surgimento da primeira fissura visível;
- $d_{\text{fis.}}$ representa os deslocamentos relacionados a primeira fissura visível.

Quanto aos resultados no instante da ruptura, a Tabela 4.3-2 contém as forças de ruptura e os correspondes deslocamentos, e os máximos deslocamentos registrados no final do ensaio. Verifica-se que o modelo 1 apresentou força horizontal de ruptura 48% maior que o modelo 2 com deslocamento na laje de topo, associado à respectiva força, praticamente igual. Além disso, é importante destacar a maior ductilidade do modelo 2 que apresentou deslocamento máximo 36% maior que aquele no instante de sua ruptura. Este tipo de comportamento também foi observado por Ghanem (1993) que verificou a redução da ductilidade ao se aumentar a intensidade da pré-compressão aplicada ao painel.

Tabela 4.3-2 Força de ruptura e correspondentes deslocamentos: comparação entre os modelos PPSG1 e PPSG2.

Modelos	$F_{\text{rup.}}$ (kN)	Deslocamentos T1 (mm)	
		$d_{\text{rup.}}$	$d_{\text{máx.}}$
PPSG1	27,2	5,22	5,29
PPSG2	18,4	5,15	7,01

Observações:

- $F_{\text{rup.}}$ representa a força de ruptura do painel, isto é, a máxima força registrada durante o ensaio;
- d_{rup} representa o deslocamento registrado no instante da ruptura;
- $d_{\text{máx.}}$ representa o máximo deslocamento medido no ensaio;
- O transdutor **T1** refere-se aos deslocamentos na última fiada do painel.

A Tabela 4.3-3 contém os valores da inclinação das linhas de tendência de cada trecho linear, as quais podem ser associadas à rigidez do painel, bem como o percentual de redução da rigidez na transição entre os respectivos trechos. Observando os resultados, verifica-se que ao modelo 1 é associada rigidez inicial 35% maior que a do modelo 2; e após a ocorrência das primeiras fissuras essa diferença passa a ser 109%, isto é, a rigidez do modelo 1 é 2,09 vezes maior. Como a ruptura do modelo 1 ocorreu com fissuração diagonal nas duas paredes, sua maior pré-compressão teve como efeito o aumento na resistência ao cisalhamento das juntas de argamassa. Outro aspecto interessante é a redução percentual, sendo observado que o modelo 1 reduziu sua rigidez em 81% na passagem do 1º para o 2º trecho linear; enquanto que o modelo 2 apresentou redução igual a 87%. Apesar de ocorrerem perdas diferentes, pode-se comentar que após o surgimento das primeiras fissuras visíveis houve decréscimo acentuado na rigidez nos dois modelos.

Tabela 4.3-3 Reduções de rigidez para modelagem simplificada: comparação entre modelos PPSG1 e PPSG2.

Modelo	Inclinações das linhas de tendência (kN/mm) e diferenças percentuais				
	Trecho 1	Trecho 2	Trecho 3	Δ_{12} (%)	Δ_{23} (%)
PPSG1	15,42	2,99	0,00	81	100
PPSG2	11,42	1,43	----	87	----

Observações:

- Δ_{ij} representa a redução da rigidez na passagem do trecho linear *i* para o trecho *j*.

4.3.4. Conclusões parciais

A partir da análise dos resultados desses modelos é possível estabelecer algumas conclusões parciais sobre os comportamentos observados.

No caso do painel PPSG1 pode-se comentar o seguinte:

➤ A linearidade do comportamento pode ser admitida até o surgimento da primeira fissura visível aos 15 kN de intensidade da força horizontal;

➤ O lintel foi bastante solicitado, pois surgiu fissuração vertical em suas extremidades devido aos esforços de flexão, assim como fissura horizontal na junta de argamassa e diagonal em alguns blocos devido ao cisalhamento, isto é, houve degradação generalizada deste elemento. Nesse caso particular não se pode dizer que houve preponderância de uma solicitação em relação à outra, restringindo-se ao comentário que a ausência de armadura transversal pode ter provocado fissuração prematura e em maior intensidade da junta horizontal do lintel;

➤ A utilização da cola entre a última fiada do painel e a laje permitiu a mobilização da seção composta *concreto/alvenaria* na região do lintel, fato este comprovado pela fissuração

na laje por esforços de flexão. É importante comentar que esse comportamento também é esperado no caso de uma estrutura real de edifício, em que é feita a concretagem simultânea das lajes e das cintas de respaldo;

➤ Para esta intensidade de pré-compressão não ocorreu fissuração no canto tracionado da abertura, em que as deformações (alongamentos) foram pequenas. Ao contrário, as deformações no canto comprimido foram grandes, ocorrendo, inclusive, pequeno esmagamento do bloco ali posicionado;

➤ No caso dos cantos tracionados na base das paredes, pode-se comentar que os efeitos de não-linearidade foram manifestados antes do surgimento de tensões de tração, isto é, ainda que as tensões fossem de compressão. Esses efeitos não-lineares podem ser atribuídos ao surgimento das primeiras fissuras visíveis, as quais ocorreram no lintel. Outro ponto a destacar é a diferença entre a abertura das fissuras, em que a parede P2 apresentou fissuração com abertura 3,4 vezes maior que a da parede P1;

➤ Da mesma forma que no painel PISG1, as tensões de tração na base das paredes influenciaram o comportamento não-linear, mesmo antes do surgimento de fissuração visível, indicando a ocorrência de micro-fissuração interna;

➤ Os encurtamentos e os alongamentos das duas paredes apresentaram aspecto bem distinto;

➤ Pode-se classificar o comportamento do painel como misto, devido à ocorrência de fissuração horizontal na base das duas paredes, bem como de fissuração diagonal que caracterizou o mecanismo de ruptura por cisalhamento.

Com base na análise de resultados do painel PPSG2, conclui-se que:

➤ O comportamento linear é admitido até uma força horizontal com intensidade menor que a correspondente ao surgimento da primeira fissura visível, a qual ocorreu no canto tracionado da base da parede P2;

➤ O canto tracionado da abertura exibiu importante fissuração que influenciou o comportamento do painel, cujo máximo alongamento medido pelo correspondente transdutor foi igual 1,0 mm no instante da ruptura;

➤ Quanto ao canto comprimido da abertura ocorreu, no instante da ruptura, esmagamento dos blocos nesta região;

➤ Com relação aos cantos tracionados na base das paredes, pode-se dizer que a fissuração na base de P2 foi quase que simultânea à fissuração no canto tracionado da abertura. Além disso, os efeitos de não-linearidade foram percebidos, na base de ambas paredes, mesmo que as tensões ainda fossem de compressão, fato que pode ser atribuído à micro-fissuração no canto tracionado da abertura. Outro ponto a destacar é a diferença entre os máximos

alongamentos medidos pela instrumentação: a parede P2 apresentou alongamento 2 vezes maior que aquele da parede P1;

- É importante destacar que as fissuras na base das paredes só surgiram quando todo o correspondente lado apresentava alongamentos, isto é, quando todo o lado estava tracionado;
- O efeito das tensões de tração no comportamento não-linear também foi evidenciado neste painel;
- Caracterizou-se a formação de rótula na base, iniciada com a fissura no canto tracionado, e no topo, iniciada com a fissuração no canto da abertura, da parede P2;
- Os encurtamentos e os alongamentos das duas paredes apresentaram aspecto bem distinto;
- O painel exibiu típico comportamento misto, em que ocorreu fissuração na base das paredes por esforços de flexão, e fissuração diagonal principal na parede P1 por tensões cisalhamento. Neste caso, a ruptura ficou definida por um processo de degradação proveniente da ação combinada de flexão e cisalhamento.

4.4. MODELOS DA 3ª CONFIGURAÇÃO DE ENSAIOS

4.4.1. Modelo PPCG1

Este modelo foi constituído pelo painel com abertura de porta submetido à pré-compressão de intensidade 1,64 MPa e com utilização de graute e armadura vertical, conforme comentado no item 4.1.

4.4.1.1. Etapa de aplicação da pré-compressão

A FIGURA 4.4-1 ilustra as deformações médias associadas às paredes P1 e P2. Verifica-se diferença na rigidez dos painéis tratados isoladamente, onde aquela associada à parede P1 foi igual a 8007 MPa e à parede P2 igual a 9375 MPa. Tanto esses valores quanto o valor médio foram um pouco maiores que o módulo de deformação obtido no ensaio das paredes (40 x 40) cm², igual a 6165 MPa. Isto pode ser atribuído ao grauteamento realizado nas duas paredes do painel. Além disso, outras causas, como foi verificado nos modelos não-grauteados, podem ter contribuído para estas diferenças, entre elas: a presença do próprio lintel e a existência da abertura no painel; ocorrência de alguma excentricidade no plano do painel no instante de aplicação das forças verticais. Semelhantemente aos modelos anteriores houve deslocamento horizontal do painel, onde no caso em particular ocorreu no sentido de P2 para P1 com deslocamento na laje de topo da mesma ordem de grandeza das deformações registradas pelos transdutores verticais. Ao final da etapa, a parede P1 ficou submetida à pré-compressão igual a 1,70 MPa, enquanto que para a parede P2 esse valor foi igual a 1,84 MPa. Pelas mesmas

razões já expostas nos modelos anteriormente analisados, optou-se por aplicar pré-compressão com intensidade um pouco maior que a estipulada.

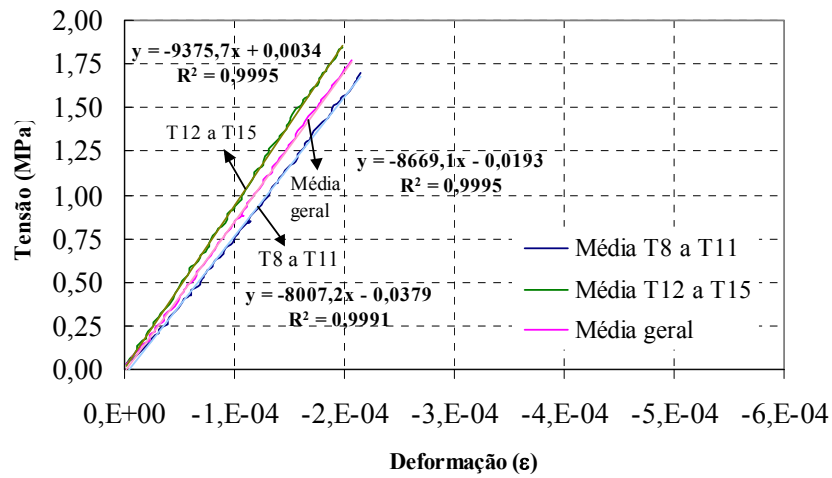


FIGURA 4.4-1 Gráfico σ x ϵ para a etapa de pré-compressão: modelo PPCG1.

No que se refere à excentricidade durante esta etapa do ensaio, a FIGURA 4.4-2 ilustra os deslocamentos relativos aos transdutores T24 e T25 referentes às paredes P1 e P2, respectivamente. Observando-se os gráficos, verifica-se que as excentricidades cresceram de modo semelhante, e ao final da aplicação das forças verticais a parede P1 apresentou excentricidade igual 0,83 mm e a P2 igual a 0,98 mm. O maior valor corresponde a 2% da espessura do painel. Com isso pode-se comentar que a aplicação da pré-compressão foi realizada com sucesso e o ensaio pode ser prosseguido sem problemas.

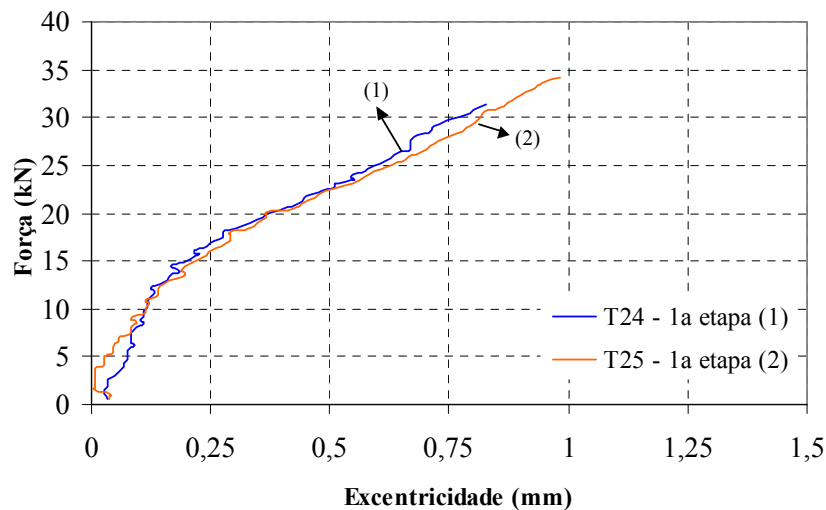


FIGURA 4.4-2 Variação da excentricidade durante etapa da pré-compressão: modelo PPCG1.

4.4.1.2. Etapa de aplicação da força horizontal

Após a aplicação da pré-compressão, deu-se início a etapa de aplicação da força horizontal. A primeira análise consistiu na verificação dos deslocamentos horizontais do painel. A FIGURA 4.4-3 ilustra os deslocamentos registrados pelos transdutores T1, T2, T3, T4, T5 e T28. Inicialmente percebe-se que houve pequeno escorregamento da laje de apoio com máximo valor igual a 0,52 mm, indicando a necessidade de corrigir os deslocamentos do painel. Tal correção foi feita de modo semelhante à do modelo PICG1. Observando o gráfico, verifica-se que a fase com comportamento linear ficou compreendida entre 1 kN e 9 kN. Era de se esperar que esse intervalo fosse, no mínimo, igual ao do modelo PPSG1, que ficou definido entre 1 kN e 15 kN. Apesar da instrumentação utilizada ser bastante abrangente quanto ao monitoramento das deformações e deslocamentos do painel, não se pôde identificar a causa desse problema. Entre 9 kN e 18 kN percebeu-se a ausência de fissuração visível no painel, que só ocorreu aos 19 kN no lintel. Portanto, a definição do trecho com comportamento linear, que no caso dos modelos anteriormente analisados ficou limitado entre 1 kN e a força correspondente ao surgimento da primeira fissura visível, teve seu resultado prejudicado por uma causa desconhecida. Entre 19 kN e 22 kN ocorreu perda de rigidez do modelo com exclusiva fissuração do lintel. Aos 25,7 kN ocorreu ruptura da parede P2 com surgimento de fissuração diagonal, seguida pela redução da força horizontal para 22 kN. Neste instante o deslocamento horizontal referente a T2 era igual a 5,1 mm. No entanto, o painel ainda apresentou capacidade de absorção de esforços, até que aos 24,8 kN ocorreu a ruptura da parede P1 também com fissuração diagonal. É interessante observar que após a ruptura da parede P1 ainda há uma reserva de resistência, de modo que o painel apresentou capacidade de deformação, sem acréscimo substancial na força, chegando a máximos deslocamentos horizontais iguais a 7,9 mm, 7,6 mm e 7,9 mm, relativos a T1, T2 e T3, respectivamente, e correspondentes à força de 20,7 kN. Outro ponto a destacar é a semelhança no aspecto geral das curvas, verificando-se proximidade entre os deslocamentos das duas paredes tanto no topo, transdutores T2 e T3, quanto a meia altura, transdutores T4 e T5. Isto indica a eficiência na transferência da força horizontal entre a laje de topo e o painel. Este modelo teve como característica principal a pequena fissuração na base das paredes e a intensa fissuração do lintel, tanto por flexão quanto por cisalhamento.

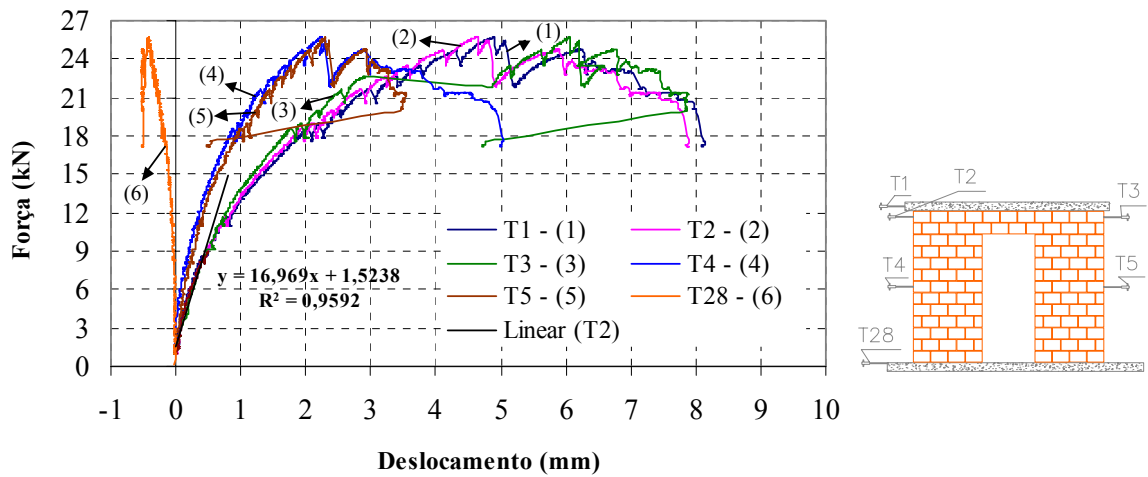


FIGURA 4.4-3 Gráfico força horizontal x deslocamentos horizontais: modelo PPCG1.

Enfocando agora a análise individual dos elementos do painel, a FIGURA 4.4-4 ilustra as deformações absolutas do lintel registradas pelos pares de transdutores T20 – T21 e T22 – T23, conforme descrito no item 3.5.4. Semelhante ao verificado nos modelos da 2ª configuração, houve compressão na região de T20 – T21 por razões já comentadas. É interessante observar neste caso que, simultaneamente à ruptura da parede P2, a respectiva região mudou bruscamente de um estado de compressão para um de tração a níveis semelhantes da região relativa a T22 – T23. Isto é uma evidência que houve fissuração no lintel, entre a laje de topo e alvenaria, quando se alterou o estado de tensões da citada região. Como consequência disso, houve redução da seção transversal do lintel proveniente da eliminação da contribuição da laje. Além disso, percebe-se que a região relativa a T22 – T23 apresentou alongamentos desde o início dessa etapa do ensaio; e que a não-linearidade foi atenuada, pois a fissuração ocorrida foi eficientemente controlada. Nestes gráficos também é percebida a ruptura da parede P2 aos 25,5 kN, a redistribuição e absorção dos esforços, e a ruptura da parede P1 aos 24,8 kN.

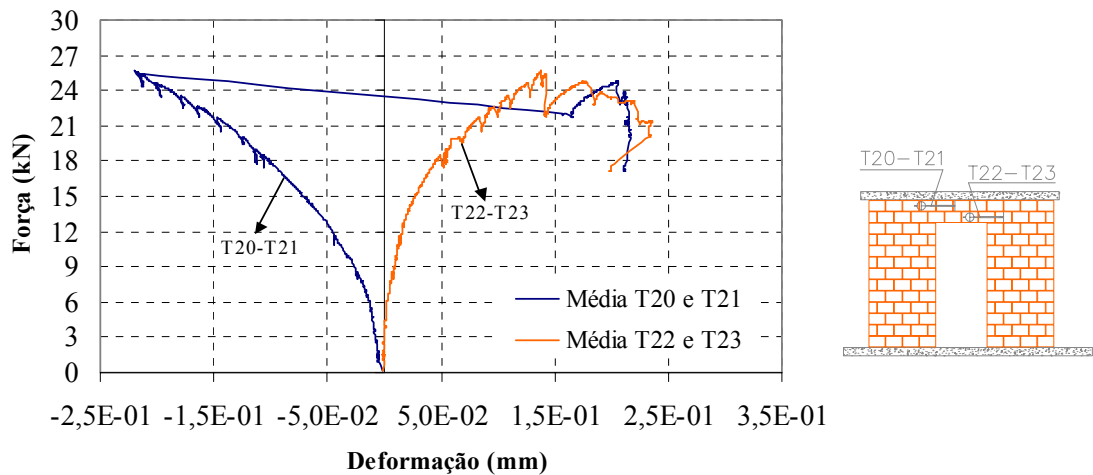


FIGURA 4.4-4 Deformações absolutas do lintel: modelo PPCG1.

Outras regiões localizadas que apresentam importância indiscutível neste tipo de análise são os cantos da abertura. Neste caso, a FIGURA 4.4-5 ilustra os deslocamentos relativos aos transdutores T26 e T27, que se referem aos cantos comprimido e tracionado da abertura, respectivamente. Observando os gráficos verifica-se linearidade e, apesar de crescerem em sentidos opostos, proximidade entre as inclinações das curvas até, aproximadamente, a força de 16 kN. Isto quer dizer que o problema constatado para a definição do comportamento linear, conforme análise da FIGURA 4.4-3, não apresentou influência nos resultados ora analisados. Além disso, observa-se pequena perturbação aos 19 kN, proveniente da fissuração do lintel, e aos 22 kN, como resultado da abertura da fissura no canto tracionado. Daí em diante ocorreu tênue não-linearidade, o que pode ser atribuído à eficiência da armadura vertical no controle da abertura dessa fissura.

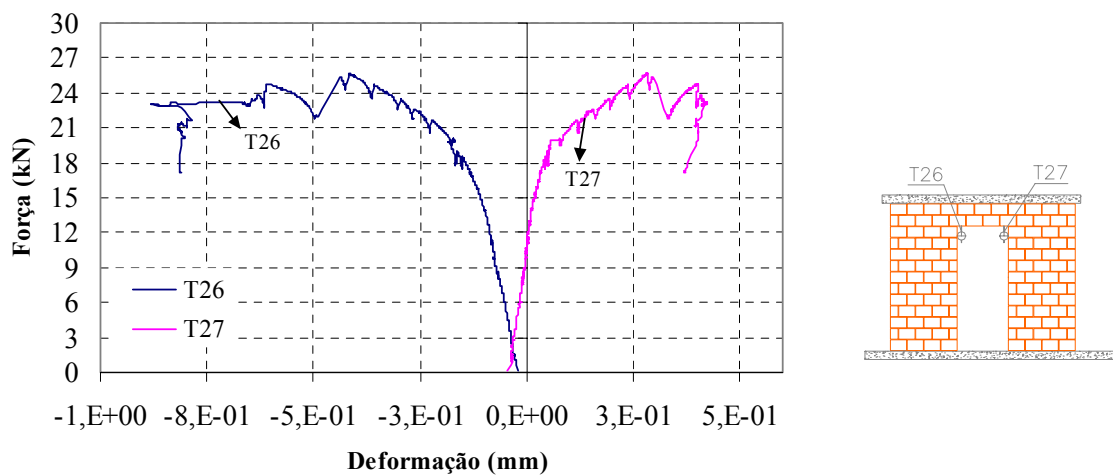


FIGURA 4.4-5 Monitoramento dos cantos tracionado e comprimido da abertura: modelo PPCG1.

Iniciando agora a análise isolada das paredes, a FIGURA 4.4-6 ilustra os deslocamentos dos transdutores T6 e T7, referentes ao canto tracionado da base das paredes P1 e P2, respectivamente. Primeiramente, verifica-se que as forças capazes de produzir tração nessas bases corresponderam às intensidades de 11,6 kN para P2 e 13,7 kN para P1, um pouco maior. Da mesma forma percebe-se, na curva relativa a T7, a ausência de não-linearidade acentuada até a força correspondente ao surgimento da primeira fissura visível do painel, igual a 19 kN. É importante comentar que a não-linearidade ocorreu de modo tímido entre 15 kN e 19 kN, e que essa fissura surgiu no lintel. A primeira fissura visível na base da parede P2 só ocorreu aos 25 kN, isto é, em estágio próximo à ruptura dessa mesma parede. Ao contrário, não foi percebida visualmente fissuração na base da parede P1, mesmo em estágio próximo à sua ruptura, no qual já havia deslocamentos maiores que aqueles correspondentes à fissuração visível na parede P2. As perturbações ocorridas em ambas as curvas, para forças anteriores a 25 kN, referem-se à progressão da fissuração no lintel. Outro ponto a destacar é a semelhança entre as curvas, indicando que a abertura dessas fissuras foi controlada de modo eficiente e de forma parecida nas duas paredes. No instante da ruptura da parede P2 os deslocamentos relativos a T6 e T7 eram iguais a 0,67 mm e 0,79 mm, respectivamente. Logo em seguida, ocorreu a ruptura da parede P1 e os deslocamentos eram respectivamente iguais a 0,98 mm e 1,09 mm. Verificação importante refere-se à etapa na qual pode-se associar linearidade na resposta do modelo. Neste caso, foi traçada a linha de tendência relativa aos deslocamentos do transdutor T7, em que se verificou coeficiente de correlação igual a 0,931 para os valores compreendidos entre 1 kN e 16 kN. Isto é outro indicativo que o trecho com comportamento linear pode apresentar maior extensão que aquele definido pela FIGURA 4.4-3. Caso houvesse não-linearidade antes de 16 kN, e mesmo que ocorresse por fissuração em outra região do painel, logo seria percebida na base das duas paredes, a exemplo do modelo PPSG1.

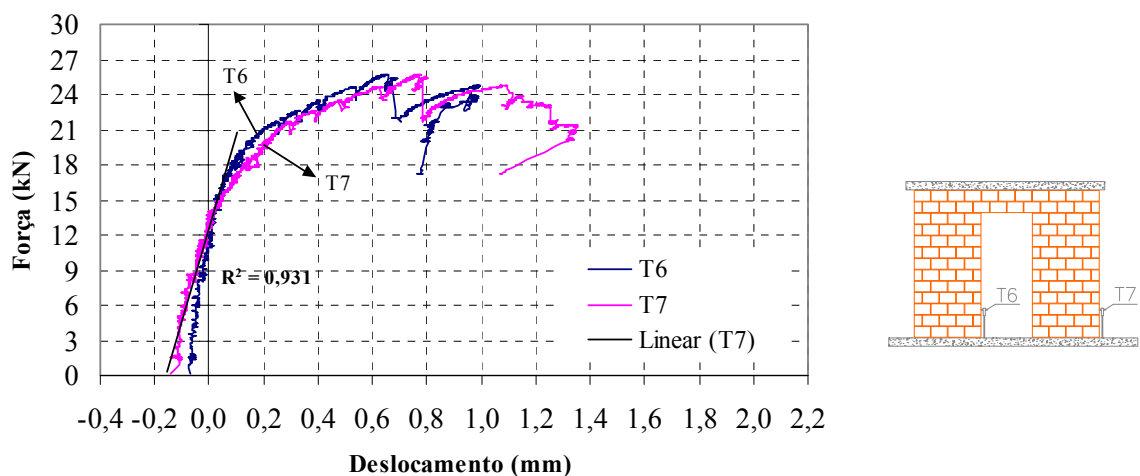


FIGURA 4.4-6 Deslocamentos verticais na base das paredes para monitoramento da abertura de fissuras: modelo PPCG1.

Continuando com a análise isolada das paredes, as FIGURA 4.4-7 e FIGURA 4.4-8 ilustram as deformações médias absolutas associadas às paredes P1 e P2, conforme descrito no item 3.5.4. Avaliando os gráficos relativos à parede P1, verifica-se que não ocorreu alongamento no par T10 – T11, mesmo até a força horizontal igual a 25,5 kN, correspondente à ruptura da parede P2. Isto explicaria a ausência de fissuração na base da parede P1, pois nos modelos da 2ª configuração o surgimento desse tipo de fissura ficou condicionado à ocorrência de tração no respectivo lado da parede. Mesmo no instante da ruptura dessa parede, aos 24 kN, não surgiram trações consideráveis. Uma observação importante refere-se às deformações relativas ao par T16 – T17, praticamente iguais àsquelas do par T10 – T11 até a força de 16,5 kN. A partir daí, as deformações dos transdutores na direção diagonal passaram a ser preponderantes, até a ruptura do painel. Outro ponto a se destacar é a ductilidade observada. As deformações medidas pelos transdutores diagonais foram consideravelmente maiores que as dos transdutores verticais porque a armadura, responsável pelo controle da fissuração na base, estava posicionada nesta mesma direção vertical. Caso houvesse algum tipo de cinta na parede P1, possivelmente as deformações de T16 – T17 não seriam tão maiores que as de T10 – T11.

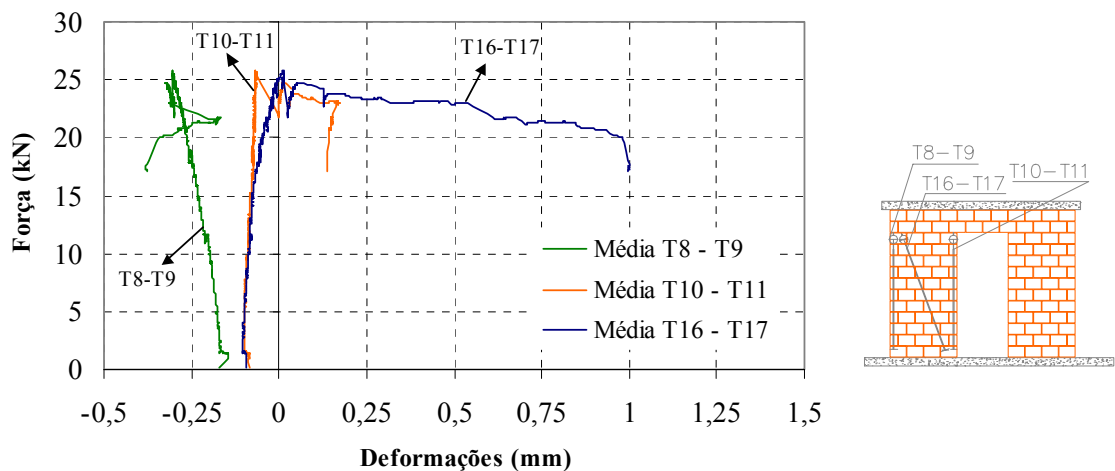


FIGURA 4.4-7 Deformações médias relativas aos lados comprimido e tracionado, e à direção diagonal: parede P1 do modelo PPCG1.

Quanto aos resultados da parede P2, destaca-se, inicialmente, a linearidade da curva relativa ao par T14 – T15 até a força de 18 kN. Esta é outra evidência de que o limite estabelecido pela força de 9 kN, na FIGURA 4.4-3, para o comportamento linear pode não ser o mais adequado. Em todos os modelos analisados até o momento, esse limite ficou bem definido até o surgimento da primeira fissura visível, e na análise em questão também não foi diferente. Neste caso, verifica-se boa correlação da linha de tendência, igual a 0,96, até a força de 18 kN correspondente ao surgimento da primeira fissura visível do modelo. Ao contrário da parede P1, o lado relativo aos transdutores T14 – T15 da parede P2 apresentou alongamentos e surgimento

de fissuração visível na base aos 25 kN, momentos antes de sua ruptura. Entre 18 kN e 21,7 kN houve tímida não-linearidade, e a última refere-se à força limite capaz de produzir tração no correspondente lado da parede. Para esta parede também se verifica semelhança entre as curvas dos pares T14 – T15 e T18 – T19, sendo limitada até a força de 21 kN, isto é, até o surgimento de tração no correspondente lado da parede. A ductilidade e a forma como a mesma se manifestou na parede P1, também se observa na parede P2. Por fim, pode-se destacar a grande semelhança entre as curvas para o lado comprimido e para o tracionado, fato atribuído, neste caso, à presença do graute e da armadura vertical.

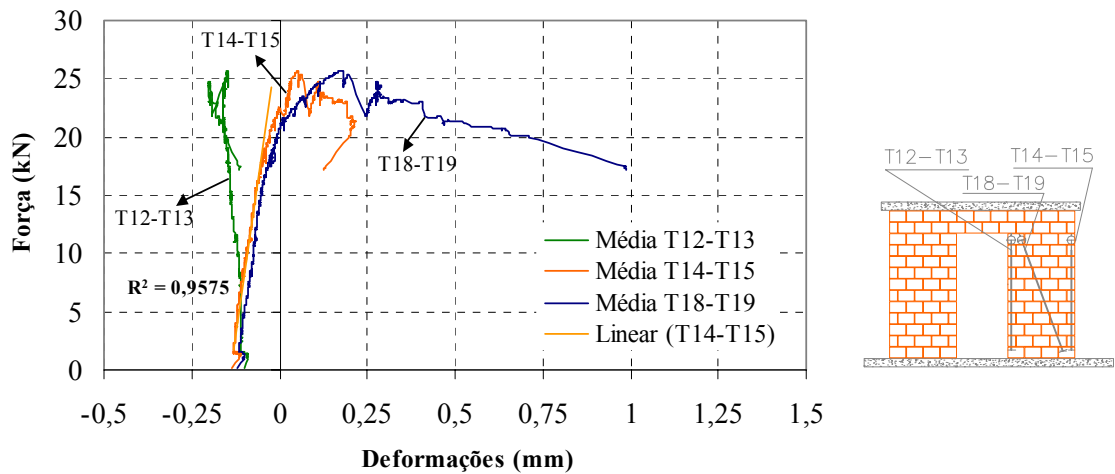


FIGURA 4.4-8 Deformações médias relativas aos lados comprimido e tracionado, e à direção diagonal: parede P2 do modelo PPCG1.

A variação ocorrida na intensidade da força vertical durante o ensaio pode ser observada na FIGURA 4.4-8. A etapa 1 refere-se a aplicação da pré-compressão e a etapa 2 a aplicação da força horizontal. Observando a figura, verifica-se que ao final da etapa 1 a parede P1 ficou submetida a força de 31 kN, correspondente a pré-compressão de 1,7 MPa, e a parede P2 a força de 34 kN, correspondente a pré-compressão de 1,8 MPa. Assim como nos modelos anteriores, ao iniciar a etapa 2 houve pequeno alívio na intensidade das forças das paredes P1 e P2 para 26 kN e 28 kN, respectivamente. Dessa forma, procederam-se suas correções até as intensidades originalmente aplicadas. Durante o decorrer do ensaio ocorreu decréscimo gradual dessas forças, sendo necessário reajustá-las em várias ocasiões sendo mais perceptíveis nas curvas para as forças horizontais iguais a 11 kN e 18 kN. É oportuno recordar que a força horizontal igual 18 kN corresponde ao surgimento da primeira fissura visível no modelo. Dessa forma, obtiveram-se durante todo o ensaio intensidades médias das forças verticais iguais a 30,5 kN e 33,8 kN, correspondentes a pré-compressões de 1,64 MPa e 1,82 MPa, relativas às paredes P1 e P2 respectivamente.

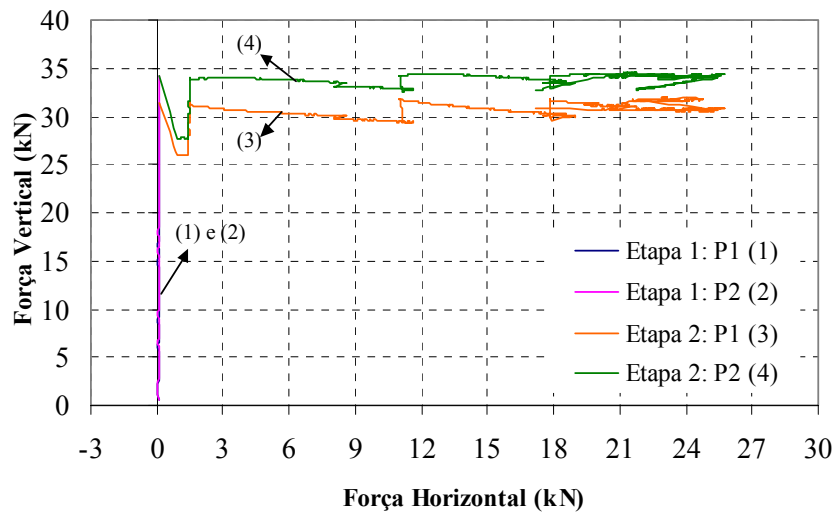


FIGURA 4.4-9 Constância da força vertical durante o ensaio: modelo PPCG1.

Para finalizar a análise dos resultados do ensaio, verificou-se a variação das excentricidades. A FIGURA 4.4-10 ilustra os deslocamentos perpendiculares ao plano do painel registrados pelos transdutores T24 e T25, relativos às paredes P1 e P2 respectivamente. Observa-se que o ensaio foi iniciado com excentricidade bem pequena, igual a 0,7 mm para P1 e 1,3 mm para P2, e que no decorrer do mesmo não houve acréscimo substancial nesses valores. O máximo valor ocorreu na parede P2 sendo igual a 1,8 mm, o que corresponde a 4% da espessura do painel. Ao contrário dos modelos sem graute, não houve acréscimo excessivo nas excentricidades, enaltecendo dessa forma, o efeito benéfico das armaduras pela não formação de um sistema instável, como os anteriores.

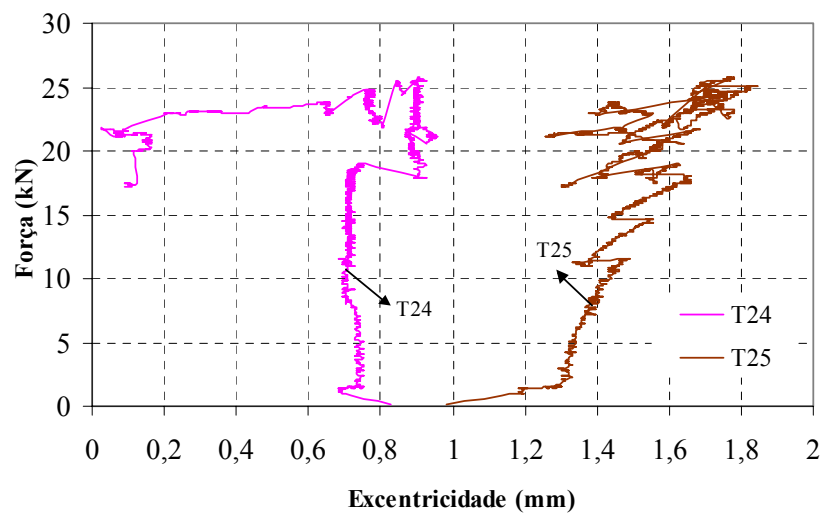


FIGURA 4.4-10 Verificação da excentricidade durante o ensaio: modelo PPCG1.

4.4.1.3. Modo de fissuração e tipo de ruptura

Após a análise dos resultados do ensaio, torna-se necessário estabelecer uma seqüência para o desenvolvimento da fissuração com a finalidade de identificar: as regiões mais tracionadas; o modo como essas fissuras se distribuíram; e o tipo de ruptura ocorrida. Como referencial para as figuras seguintes deve-se considerar a força horizontal sendo aplicada no sentido da direita para a esquerda. Neste caso, a FIGURA 4.4-11 ilustra a fissuração do lintel ao final do ensaio. Conforme comentado anteriormente, a primeira fissura visível do modelo ocorreu no lintel aos 19 kN. Percebe-se que essa fissuração surgiu numa junta vertical da região inferior do lintel, proveniente da sua flexão, na junta horizontal de sua região mediana, proveniente da flexão e do cisalhamento, e na superfície superior da laje devido à atuação da seção composta. Aos 22 kN houve intensificação da fissuração no lintel, tendo surgido: novas fissuras verticais relativas à flexão do mesmo; uma fissura horizontal abaixo da verga, proveniente da tração no canto da abertura; fissuras ocasionadas pela compressão no outro canto da abertura; e uma fissura horizontal indicadora da separação entre a laje e a alvenaria. Esta última resultou na redução da altura da seção do lintel e na eliminação da contribuição da laje. Outro fato interessante é que as fissuras ocorridas na laje tiveram espaçamento igual ao comprimento de um bloco.



FIGURA 4.4-11 Fissuração ocorrida no lintel do modelo PPCG1: (a) Vista geral e (b) Detalhe da fissuração na laje.

Quanto às paredes P1 e P2, a FIGURA 4.4-12 ilustra a fissuração ocorrida nas mesmas. Observa-se que aos 25 kN a parede P2 apresentou uma única fissura horizontal na base que se prolongou até metade de sua seção transversal. Logo em seguida, aos 25,5 kN, surgiu fissura diagonal nesta mesma parede. É importante destacar o efeito do graute, em que se verificou o desvio dessa fissura diagonal pelo contorno da região reforçada. Após a ruptura da parede P2 houve decréscimo na força horizontal aplicada e, apesar do painel apresentar grande fissuração neste estágio de carregamento horizontal, o mesmo ainda foi capaz de absorver as solicitações impostas. Neste caso, o painel contava com a resistência da parede P1, na qual observou-se a ausência de fissuração no canto tracionado da base, sendo que aos 24 kN ocorreu a ruptura da mesma com o surgimento de fissuração diagonal, iniciada no canto comprimido da

abertura e dirigindo-se para o canto comprimido da base. Neste mesmo instante, formou-se na parede P2 uma segunda linha de fissuração diagonal, indicando que a mencionada reserva de resistência não se devia apenas à parede P1. Faz-se necessário comentar que, no caso da parede P2, essas fissuras diagonais atravessaram alguns blocos no início e no fim da extensão da fissura, e passaram preponderantemente pelas juntas verticais e horizontais na região intermediária. No caso da parede P1 não houve preponderância de nenhum tipo, isto é, houve fissuração de blocos e juntas ao longo de toda a sua extensão.

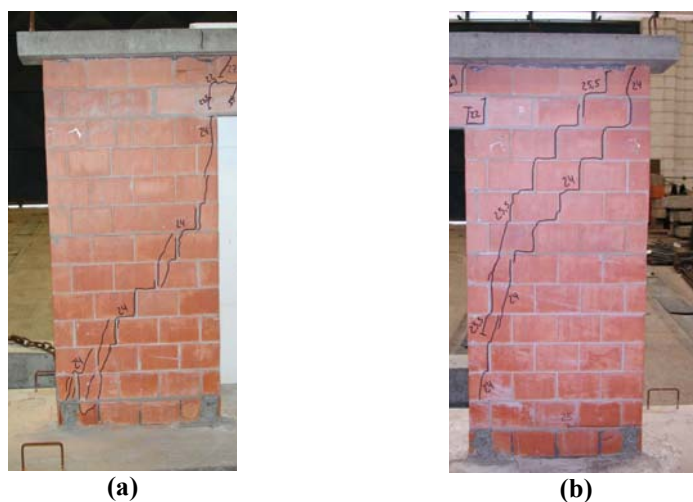


FIGURA 4.4-12 Fissuração das paredes do modelo PPCG1: (a) Parede P1 e (b) Parede P2.

Com base nisso, pode-se estabelecer a seguinte seqüência para o processo de fissuração do modelo:

- As primeiras fissuras visíveis do painel surgiram na seção composta do lintel, devido aos esforços de flexão e cisalhamento;
- Em seguida houve intensificação dessa fissuração com separação entre a laje de topo e a alvenaria situada na região do lintel;
- Na próxima etapa surgiu uma fissura horizontal no canto tracionado da base da parede P2;
- Com pequeno acréscimo da força horizontal ocorreu a ruptura da parede P2 com formação de fissuração diagonal;
- A seguinte e última etapa ficou marcada pela redução espontânea da força horizontal aplicada e, ainda que bastante fissurado, o painel apresentou capacidade de absorção dos esforços. No instante do colapso total do painel ocorreu fissuração diagonal na parede P1 e formação de nova fissura diagonal na parede P2.



FIGURA 4.4-13 Vista geral do modelo PPCG1 após a realização do ensaio.

A seqüência da fissuração assim estabelecida caracterizou o comportamento misto do painel, pois ocorreu fissuração horizontal na base, porém só em uma das duas paredes, e, no instante do colapso total, ocorreu fissuração diagonal nas duas paredes.

4.4.2. Modelo PPCG2

Este foi o segundo modelo da configuração de ensaios com abertura de porta que utilizou graute e armadura vertical nas extremidades das paredes. Suas dimensões eram idênticas às do modelo PPCG1 e sua distinção se deu pela aplicação de pré-compressão com intensidade estimada em 0,98 MPa.

4.4.2.1. Etapa de aplicação da pré-compressão

Inicialmente foram aplicados três ciclos da força vertical para acomodação do painel. Em seguida aplicou-se a pré-compressão propriamente dita com intensidade um pouco maior que a estipulada. A FIGURA 4.4-14 ilustra as deformações médias registradas pelos transdutores T8 a T11, relativos à parede P1, T12 a T15, relativos à parede P2, e a curva relativa à média geral. Observa-se pequena diferença entre os módulos das paredes, em torno de 9%, e proximidade da média geral em relação ao valor do modelo PICG1, igual a 7181 MPa, que também tomou partido de idêntico grauteamento vertical. Ao final da aplicação da força, a parede P1 ficou submetida a pré-compressão com intensidade igual a 1,14 MPa e a parede P2 igual a 1,23 MPa, um pouco maiores que a intensidade estabelecida para o modelo.

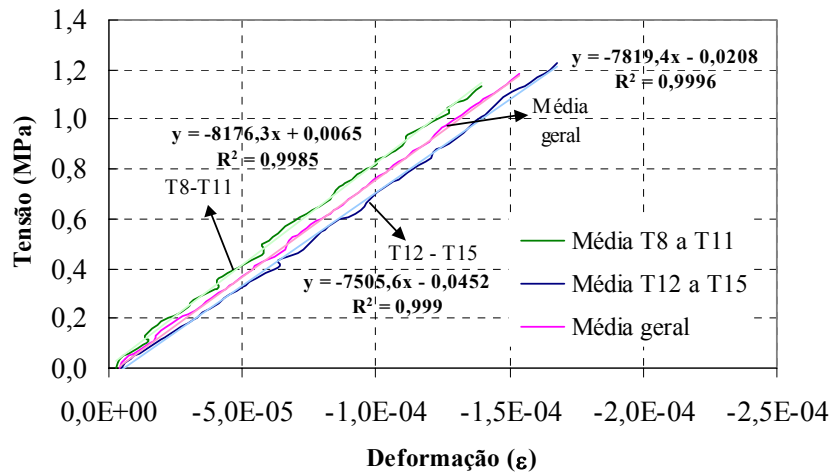


FIGURA 4.4-14 Gráfico $\sigma \times \epsilon$ para a etapa de pré-compressão: modelo PPCG2.

O controle alcançado durante a etapa de aplicação da pré-compressão pode ser avaliado mediante análise das excentricidades ocorridas. Neste caso, a FIGURA 4.4-15 ilustra os registros dos transdutores T24 e T25, associados às excentricidades das paredes P1 e P2 respectivamente. Verifica-se que as paredes apresentaram crescimento do deslocamento fora do plano de modo semelhante, e que não houve excentricidade exagerada, chegando ao máximo valor de 0,34 mm na parede P2.

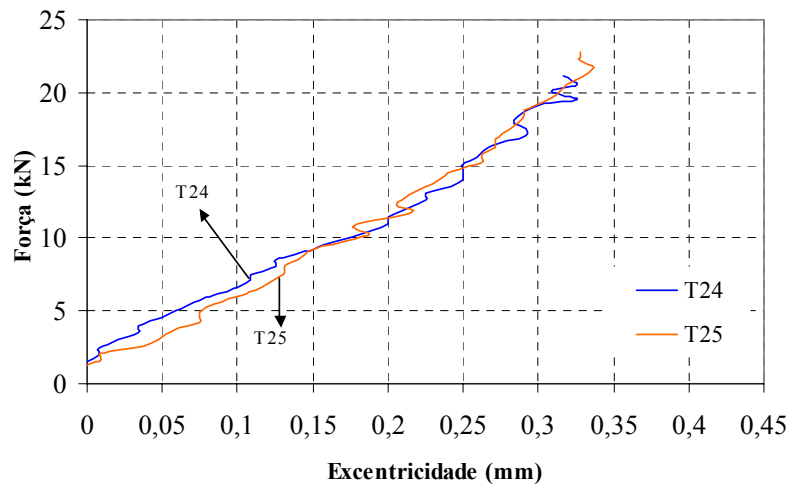


FIGURA 4.4-15 Variação da excentricidade durante etapa da pré-compressão: modelo PPCG2.

4.4.2.2. Etapa de aplicação da força horizontal

Inicia-se a análise da etapa referente à aplicação da força horizontal com a avaliação dos deslocamentos horizontais segundo a instrumentação adotada. Neste caso, a FIGURA 4.4-16 ilustra os registros dos transdutores T1, T2, T4, T3, T5 e T28. A primeira análise consiste na verificação de pequeno escorregamento da laje de apoio, de modo que todos os deslocamentos do painel tiveram seus valores corrigidos conforme os correspondentes registros

de T28. Observando as curvas, verifica-se grande semelhança entre os registros dos transdutores T1, T2 e T3, e entre T4 e T5. Isto mostra a identidade entre os comportamentos das paredes e a eficiência na transferência da força horizontal entre a laje de topo e o painel. Devido a grande coincidência entre esses resultados, escolheu-se para avaliação da rigidez do painel os deslocamentos relativos a T2. Neste caso, identificou-se a etapa linear do comportamento entre os limites de 1 kN a 9 kN da força horizontal, sendo ilustrado pela linha de tendências traçada na correspondente curva. A perda de rigidez aos 9 kN pode ser associada à fissuração interna devido à percepção auditiva de vários estalos na região do lintel, onde as primeiras fissuras visíveis só ocorreram aos 11 kN na junta horizontal do mesmo e na laje de topo. É interessante observar que a perda de rigidez tornou-se mais acentuada a partir de 11 kN devido ao processo de fissuração do painel, tendo surgido fissuras na verga, na laje de topo, no canto tracionado da abertura e na direção diagonal da parede P2. Mesmo assim, o painel apresentou capacidade de absorção dos esforços sem perda exagerada de rigidez, até que aos 22,5 kN houve prolongamento da fissura diagonal até o canto comprimido na base da parede P2. Aos 23 kN ouviram-se vários estalos no lintel, e finalmente, aos 24 kN ocorreu a ruptura da parede P1 com fissuração diagonal de grande extensão. Após a ocorrência do colapso do painel (vide trecho descendente da curva) ainda houve formação de nova fissura diagonal na parede P1 aos 22,5 kN.

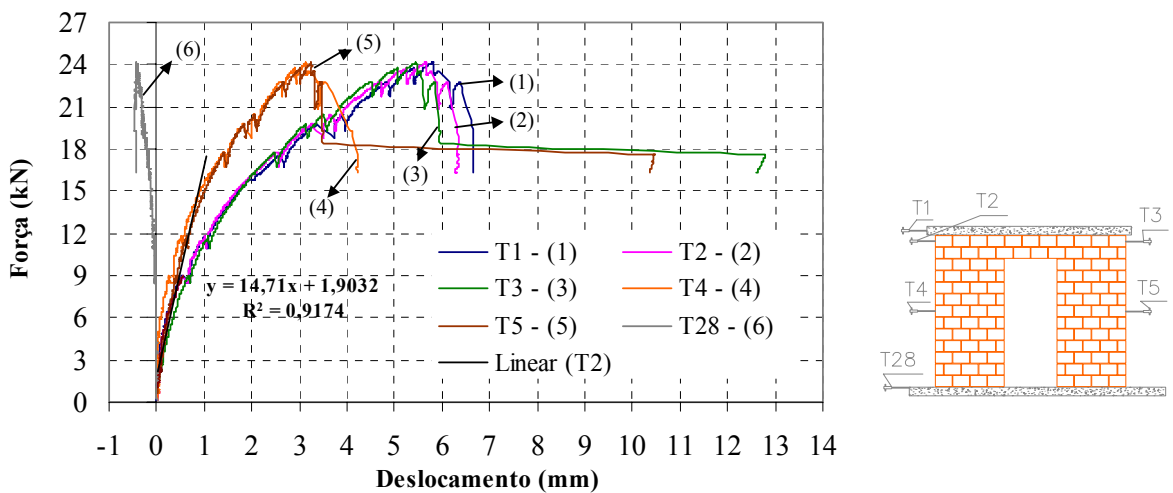


FIGURA 4.4-16 Gráfico força horizontal x deslocamentos horizontais: modelo PPCG2.

No que se refere à efetividade do acoplamento, a FIGURA 4.4-17 ilustra as deformações absolutas ocorridas em regiões do lintel próximas às suas extremidades, conforme descrito no item 3.5.4. Assim como nos modelos anteriores com abertura de porta, os transdutores T20-T21 apresentaram encurtamentos, enquanto que os T22-T23 apresentaram alongamentos. Observação interessante é a semelhança no aspecto das duas curvas, indicando

um estado de sollicitação de flexão razoavelmente simétrico nas extremidades do lintel, mesmo após a sua fissuração. Na curva relativa a T22-T23 também se pode observar o trecho linear até, aproximadamente, 11 kN quando ocorreu a fissuração na laje de topo e na junta horizontal do lintel. A perturbação ocorrida aos 18 kN indica o surgimento da fissura relativa à flexão na extremidade do lintel e no canto da abertura junto à parede P2, enquanto que as demais referem-se à fissuração de outras áreas do painel.

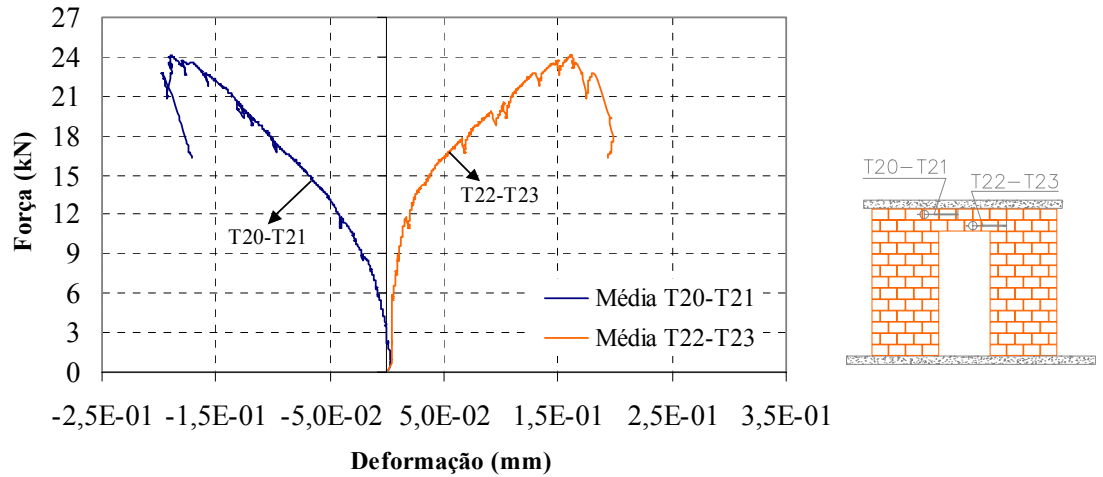


FIGURA 4.4-17 Deformações absolutas do lintel: modelo PPCG2.

Outras regiões importantes que refletem o comportamento e a efetividade do acoplamento causada pelo lintel são os cantos da abertura. Neste caso, a FIGURA 4.4-18 ilustra os registros dos transdutores T26 e T27, relativos aos cantos comprimido e tracionado da abertura, respectivamente. A primeira e inevitável avaliação consiste na comparação da curva relativa à T27 com àquela do modelo PPSG2. Desta comparação verifica-se proximidade para as deformações no canto comprimido, enquanto que as deformações no canto tracionado foram praticamente reduzidas à metade no modelo atual. Isto comprova a efetividade da armadura vertical, que impediu o prolongamento da fissuração horizontal junto a esse canto da abertura. Ao contrário dos modelos sem graute vertical, as fissurações anteriores àquela do canto tracionado não foram percebidas na curva relativa a T27, em que a linearidade pode ser considerada até a força horizontal de 14 kN. A conseguinte alteração de inclinação da curva deve-se, possivelmente, a alguma microfissuração, e só aos 18 kN ocorreu a primeira fissura visível. Outra característica importante é a semelhança entre as duas curvas, sendo que os encurtamentos e alongamentos apresentaram proximidade dos máximos valores. Esta semelhança, juntamente com aquela da FIGURA 4.4-17, ilustra a eficiência do grauteamento vertical pois, tanto as extremidades do lintel quanto os cantos da abertura apresentaram proximidade entre os encurtamentos e os alongamentos.

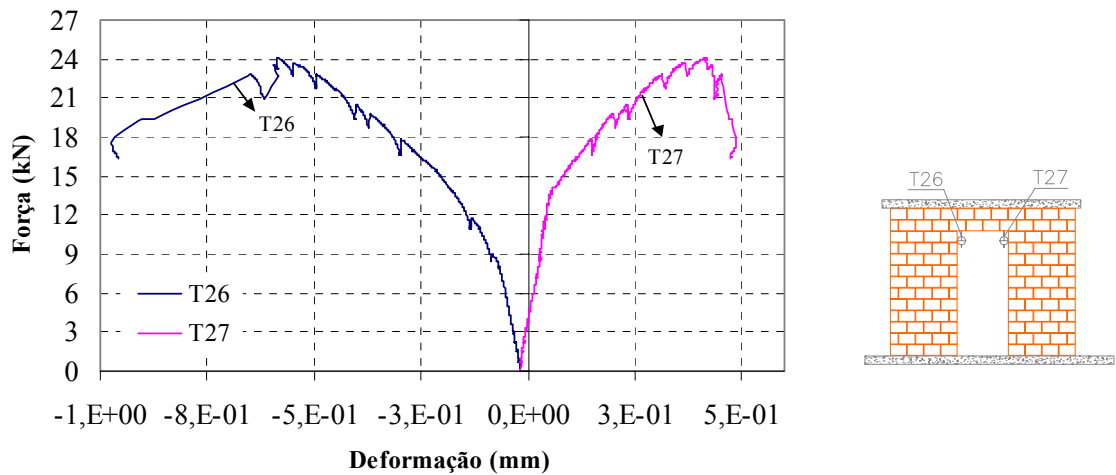


FIGURA 4.4-18 Monitoramento dos cantos tracionado e comprimido da abertura: modelo PPCG2.

Partindo agora para a análise individual das paredes P1 e P2, a FIGURA 4.4-19 ilustra os deslocamentos verticais no canto tracionado da base dessas paredes por meio dos transdutores T6 e T7, respectivamente. As forças capazes de imprimir alongamentos na base das paredes P1 e P2 foram iguais a 7,3 kN e 4,8 kN, respectivamente. Observa-se que após o surgimento das trações, a não-linearidade é mais intensa para o transdutor T7 até, aproximadamente, 15 kN. A partir daí, verifica-se que esse efeito tornou-se um pouco mais intenso para a parede P1. Pode-se verificar também, nos dois gráficos, as fissurações ocorridas aos 18 kN no lintel e canto tracionado da abertura, e aos 20 kN na base da parede P2, sendo esta a primeira fissura visível da mesma. Em contrapartida, a parede P1 não apresentou fissuração visível em sua base, de modo que a não-linearidade da curva relativa a T6 se deve às fissurações das outras regiões do painel e, possivelmente, às microfissuras internas no correspondente canto. Ao final do ensaio ocorreram máximos deslocamentos bem próximos, sendo iguais a 1,0 mm e 1,2 mm para os transdutores T6 e T7, respectivamente.

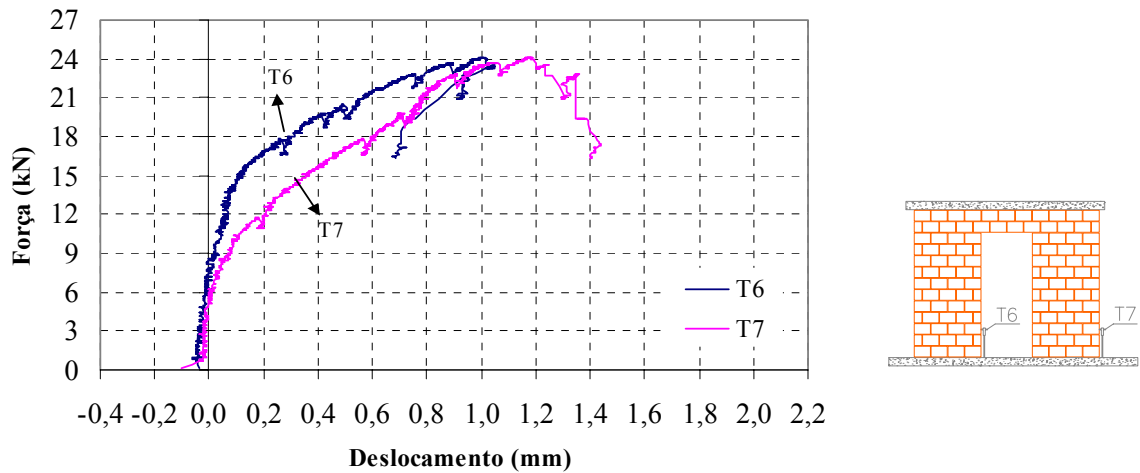


FIGURA 4.4-19 Deslocamentos verticais na base das paredes para monitoramento da abertura de fissuras: modelo PPCG2.

Dando prosseguimento à análise individual das paredes, as FIGURA 4.4-20 e FIGURA 4.4-21 ilustram as deformações globais das paredes P1 e P2, respectivamente. Inicialmente verifica-se razoável simetria entre as curvas relativas aos lados comprimido e tracionado da parede P1, com linearidade característica para as deformações relativas a T8-T9. Percebe-se também que os efeitos de não-linearidade foram manifestados aos 9 kN, situação na qual já ocorriam alongamentos na base de P1. Isto reforça que o efeito das tensões de tração se traduz na manifestação do comportamento não-linear, mesmo que essa tração seja localizada e que não tenha ocorrido fissuração visível na correspondente região. Aos 16,9 kN todo o lado relativo ao par T10-T11 apresentou alongamentos, até que aos 24 kN ocorreu a ruptura da parede P1 com formação de fissura diagonal. A pequena capacidade de absorção de esforços após a ocorrência da força máxima corresponde à formação de uma segunda linha de fissuração diagonal aos 22,5 kN. Outra observação interessante refere-se às deformações do par T16-T17, com valores menores e curva semelhante àquela do par T10-T11 até, praticamente, o início da tração. Em seguida verifica-se que tais deformações tornaram-se maiores, com permanência da semelhança de aspecto das curvas, ilustrando a preponderância das deformações nas diagonais.

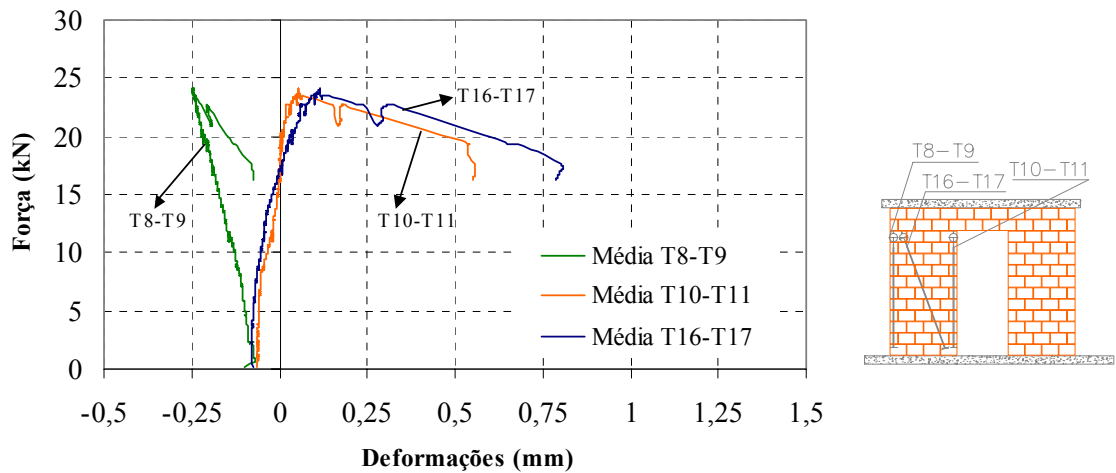


FIGURA 4.4-20 Deformações médias relativas aos lados comprimido e tracionado, e à direção diagonal: parede P1 do modelo PPCG2.

Quanto à parede P2, verifica-se que também se caracterizou a semelhança entre as curvas relativas ao lado comprimido e tracionado, até a força de 9 kN, e que foi mantida a linearidade da curva associada ao par T12-T13. A força capaz de anular a compressão, oriunda da aplicação da força vertical, no par T14-T15 foi igual a 16 kN. Embora todo o lado correspondente a esse par de transdutores só apresente alongamentos com essa intensidade da força horizontal, a ocorrência de não-linearidade pode ser percebida bem antes, aos 9 kN. Esta é mais uma comprovação dos efeitos das trações localizadas na base da parede. Após 16 kN, a não-linearidade tornou-se mais intensa e aos 20 kN surgiu a primeira fissura visível na base da parede P2 para logo em seguida, aos 20,5 kN, ocorrer a ruptura da mesma com fissuração diagonal. Neste instante as deformações dos pares T14-T15 e T18-T19 cresceram rapidamente. Ainda assim, verificou-se capacidade de absorção de esforços, sendo que aos 22,5 kN ocorreu o prolongamento da fissura diagonal até o canto comprimido da base da parede P2, e aos 24 kN ocorreu a ruptura dessa parede com formação de nova fissura diagonal. Da mesma forma que a parede P1, houve semelhança entre as curvas relativas aos pares T14-T15 e T18-T19, sendo que as deformações na direção diagonal apresentaram maior crescimento após o início da tração.

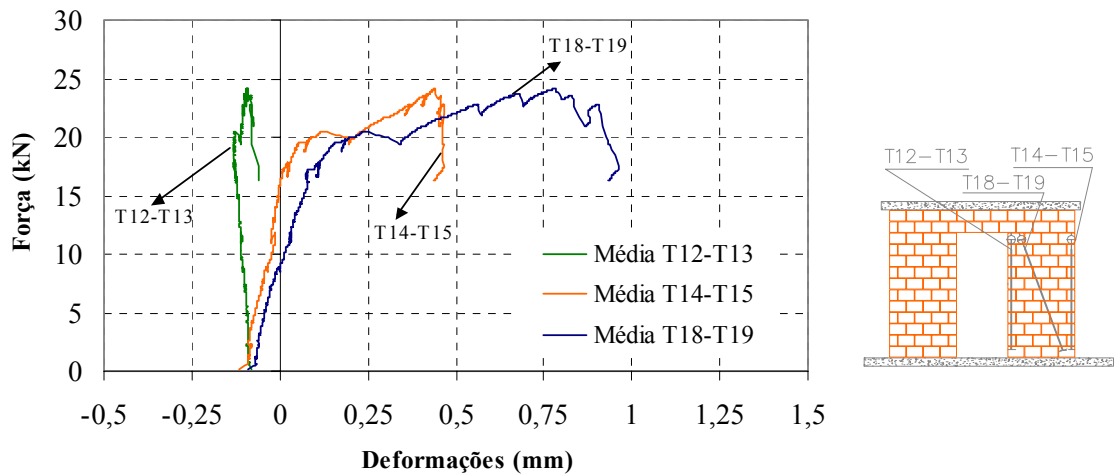


FIGURA 4.4-21 Deformações médias relativas aos lados comprimido e tracionado, e à direção diagonal: parede P2 do modelo PPCG2.

A variação na intensidade da pré-compressão das paredes durante a etapa de aplicação da força horizontal está ilustrada na FIGURA 4.4-22. A etapa 1 refere-se à aplicação da força vertical e a etapa 2 à aplicação da força horizontal. Observa-se que ao final da etapa 1 as paredes P1 e P2 ficaram submetidas às forças verticais de 21,1 kN e 22,8 kN, respectivamente. Ao se iniciar a etapa 2 ocorreu pequeno decréscimo dessas intensidades, sendo que suas correções só foram realizadas aos 2,2 kN da força horizontal, resultando em novas intensidades iguais a 20,1 kN e 21,3 kN. Outras correções foram feitas, obtendo-se durante todo o ensaio intensidades médias das forças verticais iguais a 19,7 kN e 21,8 kN, para as paredes P1 e P2 respectivamente, equivalentes à pré-compressões de intensidades iguais a 1,06 MPa e 1,18 MPa.

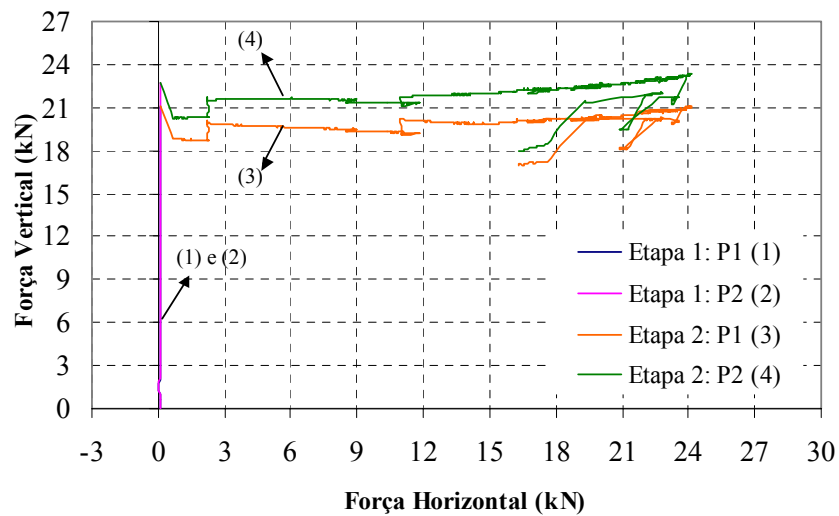


FIGURA 4.4-22 Constância da força vertical durante o ensaio: modelo PPCG2.

Para finalizar a análise individual do modelo PPCG2, verificam-se as excentricidades ocorridas durante a aplicação da força horizontal ilustradas pela FIGURA 4.4-23. Os registros dos transdutores T24 e T25 referem-se às paredes P1 e P2, respectivamente. Observa-se que a correspondente etapa do ensaio foi iniciada com pequenas excentricidades, aproximadamente 0,38 mm, oriundas da etapa de aplicação da pré-compressão. Verifica-se que não ocorreu crescimento desses valores até, aproximadamente, 15 kN. Em seguida houve crescimento das excentricidades, chegando a valores máximos iguais a 0,96 mm e 0,86 mm relativos a T24 e T25, respectivamente. Esses são valores bastante pequenos de excentricidade, correspondentes a aproximadamente 2% da espessura do painel.

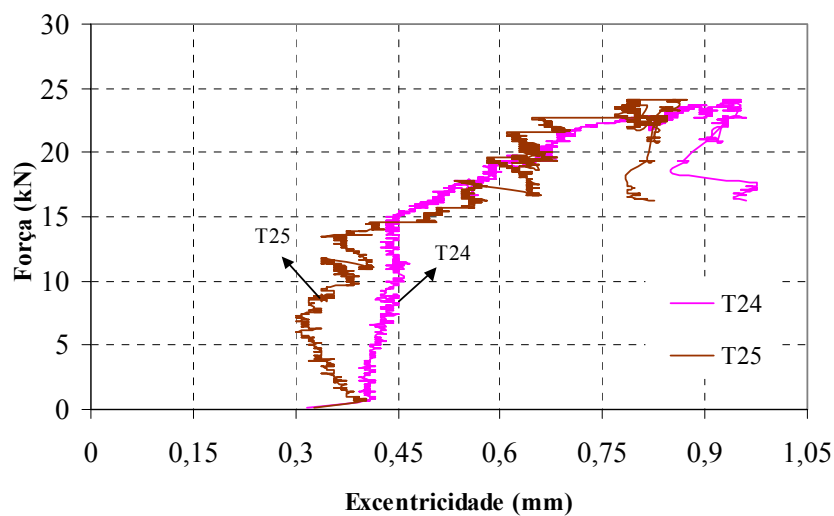


FIGURA 4.4-23 Verificação da excentricidade durante todo o ensaio: modelo PPCG2.

4.4.2.3. Modo de fissuração e tipo de ruptura

O modo de fissuração e o tipo de ruptura observado durante o ensaio são características com avaliações desejáveis após a análise dos resultados. Com este intuito, as figuras seguintes ilustram o modo de fissuração de cada elemento constituinte do painel. Para essas figuras considere-se o sentido da direita para a esquerda como referencial de aplicação da força horizontal. A FIGURA 4.4-24 ilustra a fissuração ocorrida no lintel. Observa-se que aos 11 kN ocorreu fissuração na laje, relativa à flexão, e fissura na junta horizontal, relativa ao cisalhamento. Essas foram as primeiras fissuras visíveis no modelo. Aos 17 kN e 18 kN ocorreu nova fissuração da laje e surgiu fissura na verga, relativa à flexão do lintel, e no canto tracionado da abertura. Devido à atuação conjunta das armaduras vertical da parede P2 e horizontal da verga, a fissuração dessa região foi totalmente controlada principalmente no que se refere ao prolongamento da fissura horizontal no canto tracionado da abertura. É importante comentar que até esta intensidade da força horizontal, toda fissuração se concentrou no lintel, isto é, as duas paredes apresentavam-se íntegras. Como comentário final, destaca-se a percepção

auditiva de forte estalo no lintel aos 23,8 kN, próximo da ruptura do painel, sem ocorrência de fissuração visível.



FIGURA 4.4-24 Fissuração do lintel: modelo PPCG2.

Quanto às paredes P1 e P2, a FIGURA 4.4-25 ilustra a sua fissuração. Observa-se que a primeira fissura visível ocorreu na base da parede P2 aos 20 kN, relativa aos esforços de flexão, e apresentou prolongamento com comprimento um pouco menor que metade da largura da parede. É importante enfatizar que essa não foi a primeira fissura visível do modelo, a qual ocorreu no lintel aos 11 kN como comentado no parágrafo anterior. Logo em seguida, aos 20,5 kN, caracterizou-se a ruptura parcial da parede P2 com formação de fissuração diagonal, e instantes depois, aos 22,5 kN, ocorreu prolongamento dessa fissura até o canto comprimido da base. Um ponto a se destacar foi o controle da fissuração relativa à flexão na base da parede P2, isto é, a armadura vertical impediu que houvesse excessivo prolongamento da correspondente fissura horizontal. No que se refere à parede P1, observou-se a total ausência de fissuração horizontal em sua base relativa aos esforços de flexão. A ruptura da parede, e também do painel, ficou caracterizada aos 24 kN com formação de fissuração diagonal, iniciada no canto comprimido da abertura e se prolongando até o canto comprimido da base. Também se verificou a ocorrência de um segundo linha média de fissuração diagonal aos 22,5 kN, semelhante ao da parede P2, após a força máxima de 24 kN.

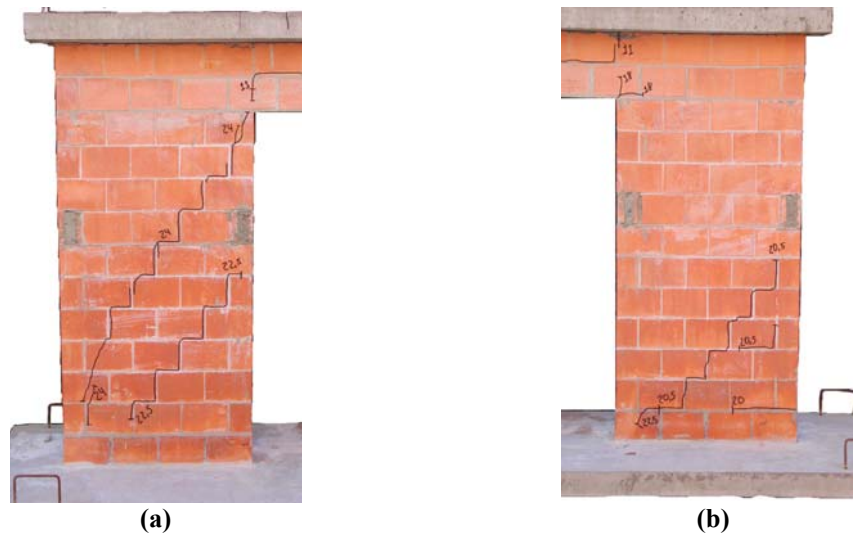


FIGURA 4.4-25 Fissuração das paredes do modelo PPCG2: (a) Parede P1 e (b) Parede P2.

A FIGURA 4.4-26 ilustra a distribuição final das fissuras após a realização do ensaio. Pode-se verificar o efeito benéfico da armadura vertical no controle da fissuração do canto tracionado da abertura onde ocorreu pequena fissura de flexão na verga e outra horizontal referente à tração no canto dessa abertura. Da mesma forma observa-se que a fissuração diagonal da parede P2 se limitou a regiões próximas à base e que, no caso da parede P1, tal fissuração ocorreu tanto junto ao topo quanto nas regiões próximas à base.



FIGURA 4.4-26 Vista geral do modelo PPCG2 após realização do ensaio.

Dessa forma, pode-se estabelecer a seguinte seqüência para o processo de fissuração do painel:

- A fissuração foi iniciada no lintel aos 11 kN de intensidade da força horizontal com ocorrência de fissura na laje, relativa à flexão, e fissura horizontal na junta, relativa aos esforços cortantes;

- Em seguida, aos 17 kN e 18 kN, houve nova fissuração tanto na laje quanto na verga, relativa à flexão do lintel, e outra relacionada à tração no canto da abertura;
- A próxima etapa ficou marcada pelo início da fissuração na base da parede P2, onde surgiu fissura horizontal aos 20 kN relativa à flexão. É importante ressaltar que essa fissura não se prolongou demasiadamente, limitando-se a menos da metade da largura da parede;
- O processo de fissuração foi prosseguido com a formação de fissura diagonal na parede P2 aos 20,5 kN, e seu prolongamento até o canto comprimido da base aos 22,5 kN;
- Finalmente, a ruptura do painel foi alcançada para a força horizontal máxima igual a 24 kN e com o surgimento de fissura diagonal na parede P1. Ainda assim, o modelo apresentou certa resistência residual e aos 22,5 kN ocorreu nova fissuração diagonal.

Com base nisso, pode-se comentar que o referido modelo apresentou comportamento misto, haja vista que houve controle da fissuração relativa à flexão na base da parede P2 e a ruptura foi complementada pelo surgimento de fissuração diagonal tanto na parede P2 quanto na parede P1.

4.4.3. Comparação entre os modelos

Mais uma vez promoveu-se o confronto entre os resultados dos modelos de uma mesma configuração de ensaio. Assim como nas comparações anteriores, as conclusões obtidas acerca da diferença entre os comportamentos devem ser encaradas apenas como tendências, pelas mesmas razões já expostas anteriormente. Assim sendo, as comparações seguintes expressam a tendência de modificação no comportamento de painéis quando se utilizam distintas intensidades de pré-compressão. É bom lembrar que esses painéis corresponderam aos modelos que possuíam abertura típica de porta com emprego de armadura vertical construtiva e grauteamento. O modelo PPCG1 ficou submetido às pré-compressões médias⁹⁹ de 1,64 MPa e 1,82 MPa, correspondentes às paredes P1 e P2 respectivamente; enquanto que o modelo PPCG2 ficou submetido às pré-compressões médias de 1,06 MPa e 1,18 MPa, também relativas às paredes P1 e P2. A diferença entre essas intensidades é bem razoável, onde tanto a parede P1 quanto a P2 do modelo PPCG1 ficaram submetidas a pré-compressões 54% maiores que as do modelo PPCG2.

A FIGURA 4.4-27 ilustra os deslocamentos na última fiada da parede P1 dos dois modelos, em que as etapas não-lineares do comportamento foram aproximadas por consecutivos trechos lineares. Observando-se os gráficos, verifica-se boa aproximação das retas, sendo que a menos representativa resultou num coeficiente de correlação igual a 0,92. Observa-se também rigidez inicial um pouco diferente para os dois modelos, igual a 16,26 kN/mm para o modelo

⁹⁹ Essas médias correspondem a toda etapa de aplicação da força horizontal.

PPCG1 e 14,71 kN/mm para o modelo PPCG2. Esta tendência pode ser considerada como o efeito da pré-compressão, em que o painel submetido a maior intensidade apresentou a maior rigidez inicial. Com o início da fissuração ficou definido o segundo trecho linear representando a queda de rigidez dos painéis. Como foi amplamente comentado no item 4.4.1.2, no modelo PPCG1 houve desprendimento da laje de topo em relação à alvenaria na região do lintel com conseqüente redução de sua seção transversal. Possivelmente este problema resultou na redução da capacidade de absorção dos esforços e, por conseguinte, na diminuição da força de ruptura do respectivo modelo. Apesar disso, verifica-se que o modelo 1 apresentou força de ruptura um pouco maior que o modelo 2, onde seria esperada maior diferença caso não ocorresse a redução do lintel. Além disso, percebe-se, também, que a ruptura foi alcançada com valores bem próximos de deslocamentos horizontais, iguais a 5,25 mm para o modelo 1 e 5,64 mm para o modelo 2.

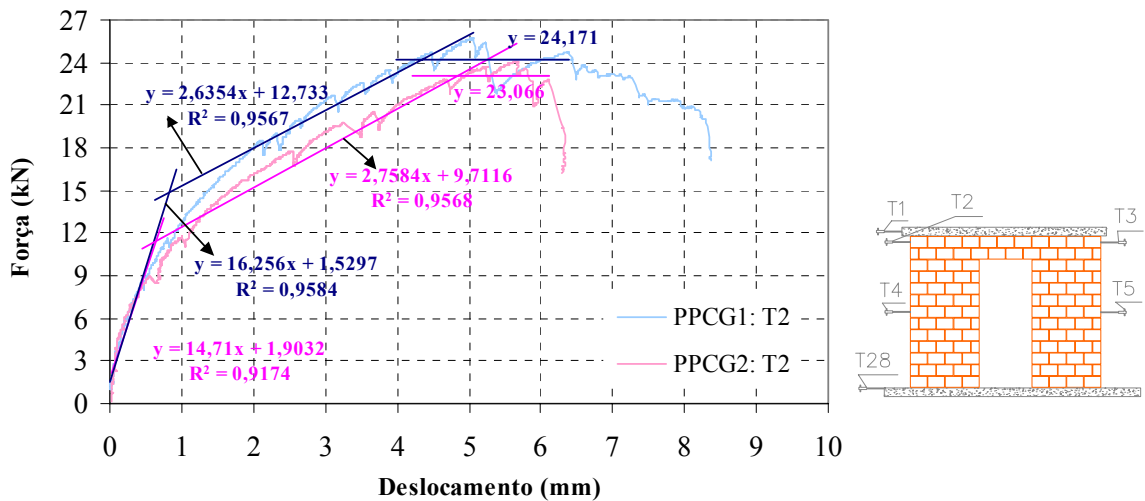


FIGURA 4.4-27 Curvas *força horizontal x deslocamentos horizontais* aproximadas por consecutivos trechos lineares: comparação entre os modelos PPCG1 e PPCG2.

Outra comparação interessante refere-se às deformações nos lados comprimido e tracionado das paredes dos modelos. Neste caso, a FIGURA 4.4-28(a) ilustra tais deformações relativas à parede P1 de cada modelo, onde pode-se verificar certa semelhança entre as duas curvas relativas a T8-T9 e entre aquelas relativas a T10-T11. Essa semelhança só não é mais evidente porque o processo de grauteamento vertical é passível de falhas, de modo a afetar a rigidez individual de cada parede. No entanto a FIGURA 4.4-28(b), referente às deformações absolutas das paredes P2, apresenta esse comportamento de forma mais clara. Desconsiderando as diferenças entre os valores absolutos das deformações no lado tracionado, transdutores T14-T15, pode-se observar a semelhança entre essas curvas até a força de 15 kN. No caso do lado comprimido, a semelhança se estendeu até aproximadamente 20 kN. Isto indica, assim como no caso dos modelos sem graute e armadura vertical, que, ao se tratar individualmente as paredes,

ocorreu comportamento parecido até o início da não-linearidade no modelo com menor pré-compressão. Além disso, verifica-se que o efeito da pré-compressão pode ser traduzido no retardamento do início da fissuração na base da parede dos dois modelos; e no acréscimo da resistência do painel, haja vista que a ruptura foi complementada¹⁰⁰ por fissuração diagonal das paredes e que a maior pré-compressão implica em maior resistência ao cisalhamento.

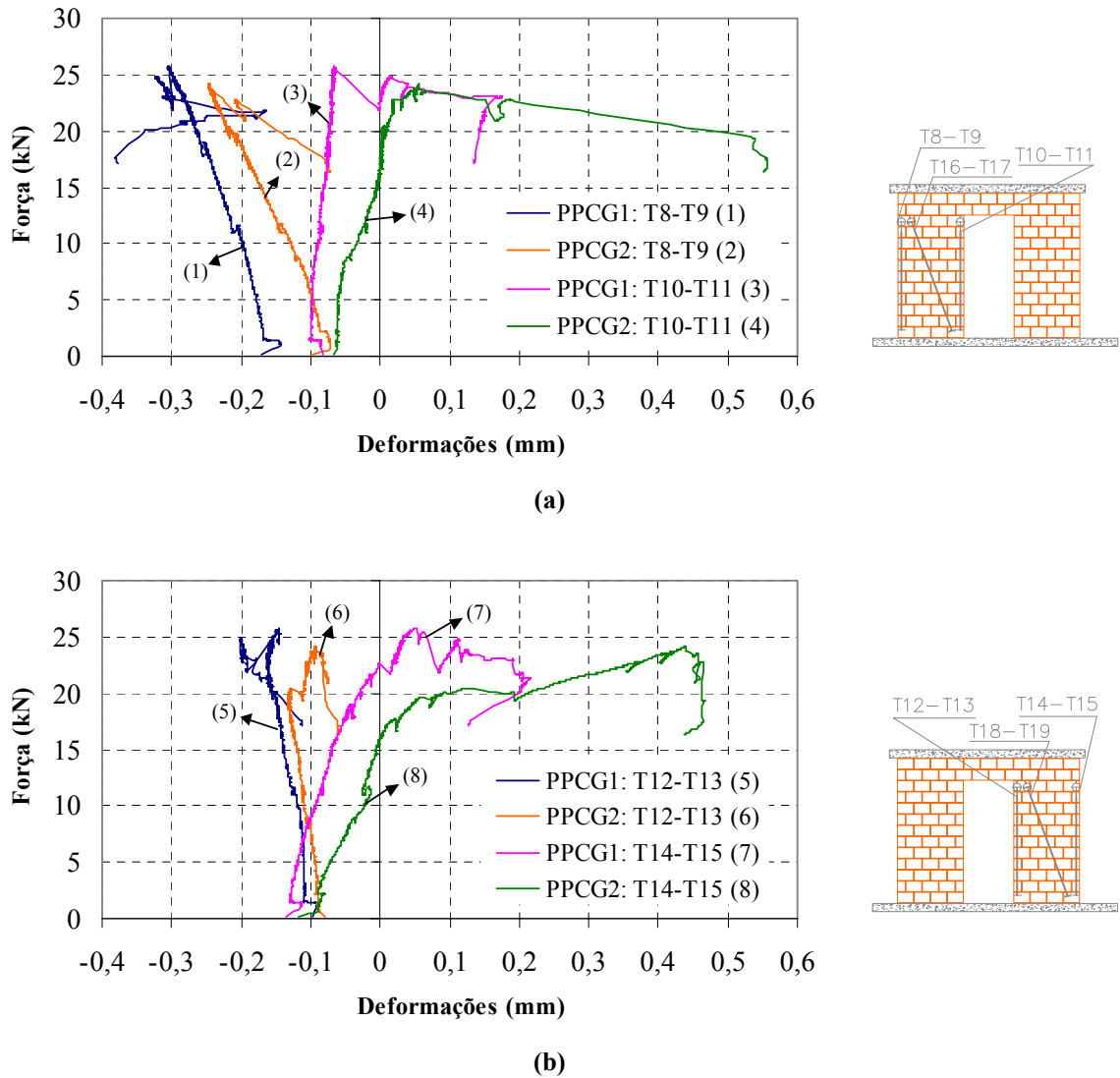


FIGURA 4.4-28 Deformações dos transdutores posicionados nos lados comprimido e tracionado – comparação entre os modelos PPCG1 e PPCG2: (a) Paredes P1 e (b) Paredes P2.

A Tabela 4.4-1 contém alguns dados para se avaliarem outras diferenças entre os comportamentos dos modelos. Como foi comentado na análise do modelo PPCG1, o limite que define seu comportamento linear não ficou bem caracterizado de modo que o valor apresentado

¹⁰⁰ Como comentado em itens anteriores, a ruptura é alcançada pelo desenvolvimento de todo um processo de fissuração, o qual se finaliza com ocorrência de fissuras diagonais nas paredes.

na tabela foi estimado a partir de resultados diferentes da curva *força horizontal x deslocamento*. No que se refere aos aspectos de fissuração, verifica-se que o modelo 1 apresentou força correspondente ao surgimento da primeira fissura visível 73% maior, com deslocamento T2 2,2 vezes maior, que o modelo 2. Apesar de não ter sido avaliado, pode-se comentar que o trecho com comportamento linear do modelo PPCG1 deveria apresentar limite superior maior que 9,0 kN, correspondente ao modelo PPCG2.

Tabela 4.4-1 Forças de fissuração e correspondentes deslocamentos: comparação entre os modelos PPCG1 e PPCG2.

Modelo/Painel	ΔF_{linear} (kN)	d_{linear} (mm)		$F_{\text{fis.}}$ (kN)	$d_{\text{fis.}}$ (mm)	
		T2	T4		T2	T4
PPCG1	1,0 – 16,0 ^(*)	---	---	19,0	2,32	1,17
PPCG2	1,0 – 9,0	0,55	0,26	11,0	1,05	0,55

Observações:

- ΔF_{linear} representa o intervalo de forças para o qual ocorreu comportamento linear. No caso do painel PPCG1, diferentemente dos outros painéis, esse intervalo não foi estimado a partir da curva *força horizontal x deslocamento*;
- d_{linear} representa os deslocamentos referentes à força de 9 kN para o modelo PPCG2;
- Os transdutores **T1** e **T4** referem-se aos deslocamentos na última e na fiada intermediária da parede P1;
- $F_{\text{fis.}}$ representa a força corresponde ao surgimento da primeira fissura visível;
- $d_{\text{fis.}}$ representa os deslocamentos correspondentes a primeira fissura visível.

No que se refere aos instantes de ruptura dos modelos, a Tabela 4.4-2 contém as forças e os deslocamentos relativos à ruptura, e os deslocamentos máximos registrados no final do ensaio. As máximas forças horizontais atingidas em cada modelo referem-se à ruptura da parede P2, no caso do modelo 1, e à ruptura da parede P1, no caso do modelo 2. Verifica-se que o modelo 1 apresentou força horizontal de ruptura 7% maior com deslocamento T2 9% menor que o modelo 2. Tendo a ruptura dos dois modelos ocorrido com fissuração diagonal, a maior pré-compressão teve como efeito o aumento na resistência ao cisalhamento das juntas de argamassa. Como amplamente comentado em parágrafos anteriores, essa força, provavelmente, seria maior ainda caso não tivesse ocorrido a redução na seção do lintel. Neste instante, é pertinente comentar que, em casos práticos de edifícios, a armadura vertical atravessa a laje, atenuando esse problema de separação entre laje e alvenaria. Além disso, também há a possibilidade de utilizar estribos no lintel, os quais também atravessariam a laje de topo. Um parâmetro que fornece indícios acerca da ductilidade do modelo é o máximo deslocamento registrado. Neste caso, verifica-se que o modelo 1 apresentou tal deslocamento 36% maior que o do modelo 2, isto é, apresentou maior ductilidade.

Tabela 4.4-2 Força de ruptura e correspondentes deslocamentos: comparação entre os modelos PPCG1 e PPCG2.

Modelos	F_{rup} (kN)	Deslocamentos T2 (mm)	
		d_{rup}	$d_{máx}$
PPCG1	25,7	5,1	7,9
PPCG2	24,1	5,6	5,8

Observações:

- F_{rup} . representa a força de ruptura do painel, isto é, a máxima força registrada durante o ensaio;
- d_{rup} representa o deslocamento registrado no instante da ruptura total;
- $d_{máx}$. representa o deslocamento máximo medido no ensaio;
- O transdutor T2 refere-se aos deslocamentos na última fiada da parede P1.

A Tabela 4.4-3 contém os valores da inclinação das linhas de tendência de cada trecho linear bem como o percentual de redução da rigidez na transição entre os respectivos trechos. Observando os resultados verifica-se que ao modelo 1 é associada rigidez inicial 10% maior que a do modelo 2; e que após a ocorrência das primeiras fissuras essa diferença passou a ser 4% a menos para o modelo 1, ou seja, praticamente a mesma rigidez. Isto induz a acreditar que no caso de painéis grauteados a pré-compressão não altera significativamente a rigidez, tanto inicial quanto fissurada. Outro aspecto interessante refere-se às reduções percentuais, em que o modelo 1 reduziu sua rigidez em 84% na passagem do 1º para o 2º trecho linear; enquanto que o modelo 2 apresentou redução igual a 81%, indicando uma tendência para esse efeito. Apesar das primeiras fissuras visíveis ocorrerem no lintel, essas reduções apontam para a acentuada perda de rigidez nos dois modelos após o surgimento dessas fissuras.

Tabela 4.4-3 Reduções de rigidez para modelagem simplificada: comparação entre modelos PPCG1 e PPCG2.

Modelo	Inclinação dos trechos lineares (kN/mm) e diferenças percentuais				
	Trecho 1	Trecho 2	Trecho 3	Δ_{12} (%)	Δ_{23} (%)
PPCG1	16,26	2,64	0,0	83,8	100
PPCG2	14,71	2,76	0,0	81,2	100

Observações:

- Δ_{ij} representa a redução da inclinação na passagem do trecho linear i para o trecho j .

4.4.4. Conclusões parciais

A partir da análise dos resultados desses modelos é possível estabelecer algumas conclusões parciais acerca dos comportamentos observados.

A partir da análise de resultados do painel PPCG1 pode-se afirmar que:

- A etapa inicial com comportamento linear não pôde ser identificada com clareza no gráfico *força horizontal x deslocamento*. Apesar de toda a instrumentação utilizada não foi

possível identificar a causa desse problema. No entanto, da avaliação de outros resultados, a exemplo das deformações na base e ao longo da altura das paredes,¹⁰¹ pode-se considerar razoável que esta etapa do comportamento esteja compreendida entre 1 kN e 16 kN;

- A primeira fissura visível ocorreu no lintel aos 19 kN de intensidade da força horizontal;

- O lintel apresentou aspecto simétrico para as deformações relativas à flexão;

- Da mesma forma, ficou estabelecida simetria para as deformações nos cantos tracionado e comprimido da abertura. Além disso, foi verificada pequena fissuração no canto tracionado;

- Quanto ao canto tracionado na base das paredes destaca-se a enorme semelhança entre suas deformações, em que a base da parede P2 apresentou pequena fissuração horizontal, enquanto que não foi verificado qualquer tipo de fissuração na base de P1;

- O efeito das tensões de tração no comportamento não-linear foi observado apenas nas deformações da base de P2;

- Também ficou evidenciada menor discrepância entre as deformações dos lados comprimido e tracionado de cada parede, isto é, os encurtamentos e alongamentos das duas paredes apresentaram aspecto semelhante;

- Momentos antes da ruptura, ocorreu separação entre a laje de topo e a última fiada da alvenaria na região do lintel. Embora isso tenha acontecido, os resultados desse ensaio são confiáveis e as conclusões acerca do comportamento do painel continuam válidas. A única ressalva refere-se à força de ruptura, em que a intensidade obtida poderia ser maior caso não tivesse ocorrido essa separação;

- Pode-se dizer que, até a ruptura, a fissuração mais intensa ocorreu exclusivamente no lintel;

- Por fim, atribui-se ao painel o típico comportamento misto, pois surgiu fissuração horizontal na base da parede P2, verificando-se total ausência no caso de P1, e o colapso se deu com intensa fissuração diagonal nas duas paredes.

Com relação ao ensaio do painel PPCG2, comenta-se o seguinte:

- A etapa inicial com comportamento linear ficou definida até a força de 9 kN, enquanto que a primeira fissura visível, a qual ocorreu no lintel, só surgiu aos 11 kN de intensidade da força horizontal;

- Quanto às deformações observadas nas extremidades do lintel, percebeu-se razoável simetria das mesmas, indicado que esse elemento foi igualmente solicitado pelos esforços de flexão;

¹⁰¹ FIGURAS 4.4-6 e 4.4-7.

- Ocorreu pequena fissuração no canto tracionado da abertura, e sua curva apresentou grande semelhança com aquela do canto comprimido;
- No que se refere ao canto tracionado na base das paredes, constatou-se semelhança no comportamento até o surgimento de tensões de tração na base de P2. A partir daí a não-linearidade foi mais intensa na base de P2, mesmo sem ocorrência de fissuração visível, o que pode ser atribuído à micro-fissuração interna. Ao se iniciar a micro-fissuração na base de P1, seus efeitos foram mais intensos na resposta não-linear que os da parede P2. Além disso, é importante comentar que ocorreu pequena fissuração na base de P2, em estágio próximo da ruptura, e nenhuma na base de P1;
- Percebeu-se o efeito das tensões de tração no comportamento não-linear, principalmente nos resultados do canto tracionado na base das paredes;
- Os encurtamentos e alongamentos das duas paredes apresentaram aspecto bem distinto, em que a parede P1 só apresentou alongamentos em estágio próximo à ruptura;
- A primeira fissura visível e grande parte da fissuração do painel ocorreram no lintel. A parede P2 só apresentou fissuração relativa à flexão em estágio próximo da ruptura;
- Finalmente, pode-se definir o comportamento misto do painel, apesar de ter ocorrido pouca fissuração horizontal na base das paredes, verificando-se total ausência no caso de P1, sendo que o colapso se completou por fissuração diagonal nas duas paredes. É importante comentar que as fissuras diagonais ocorreram de modo gradativo, em que se formou mais de uma linha de fissuração em cada parede.

4.5. MODELOS DA 4ª CONFIGURAÇÃO DE ENSAIOS

4.5.1. Modelo PJSJG1

Este modelo correspondeu ao painel com abertura de janela com pré-compressão estimada em 1,64 MPa e sem utilização de graute e armadura vertical, conforme comentado no item 4.1. É importante lembrar que, sendo a abertura do painel representativa de uma janela, ficaram definidos dois lintéis, um posicionado no topo e o outro na base das duas paredes.

4.5.1.1. Etapa de aplicação da pré-compressão

A FIGURA 4.5-1 ilustra as deformações médias associadas às paredes P1 e P2. Verifica-se diferença insignificante na rigidez das paredes tratadas isoladamente, onde aquela associada à parede P1 foi igual a 5632 MPa e à parede P2 igual a 5784 MPa. Tanto esses valores quanto o valor médio, igual a 5708 MPa, foram um pouco menores que o módulo de deformação obtido no ensaio das paredes (40 x 40) cm², igual a 6165 MPa, resultando numa diferença de aproximadamente 7%. Entretanto, esse percentual pode ser considerado como irrisório no âmbito da variação admitida para ensaios com alvenaria estrutural.

Semelhantemente aos modelos anteriores houve deslocamento horizontal do painel, onde no caso em particular ocorreu no sentido de P1 para P2 com deslocamento na laje de topo um pouco menores, porém da mesma ordem de grandeza, que as deformações absolutas registradas pelos transdutores verticais. Ao final da etapa, a parede P1 ficou submetida à pré-compressão de 1,72 MPa, enquanto que no caso da parede P2 esse valor foi igual a 1,81 MPa. Pelas mesmas razões já expostas nos modelos anteriormente analisados, aplicou-se pré-compressão com intensidade um pouco maior que a estipulada para o modelo.

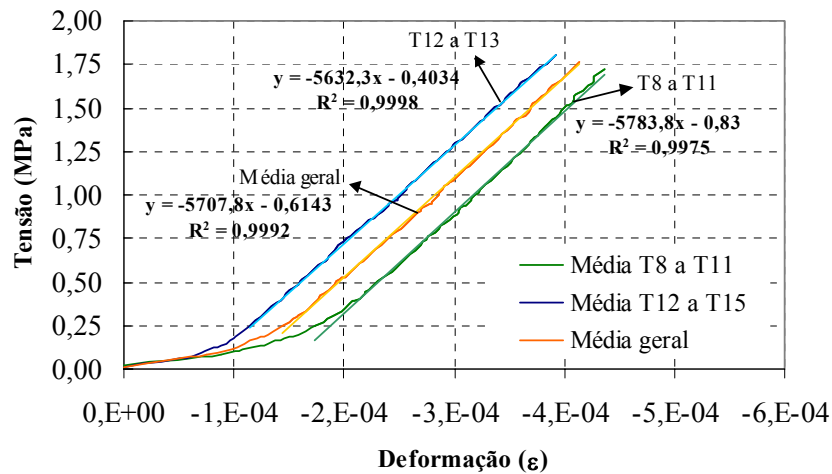


FIGURA 4.5-1 Gráfico $\sigma \times \epsilon$ para a etapa de pré-compressão: modelo PJS1.

Quanto à excentricidade durante esta etapa do ensaio, a FIGURA 4.5-2 ilustra os deslocamentos relativos aos transdutores T30 e T31 associados às paredes P1 e P2, respectivamente. Observando os gráficos verifica-se que as excentricidades cresceram de modo idêntico, em que ao final da aplicação das forças verticais as duas paredes apresentaram excentricidades iguais a 3,45 mm, o que corresponde a 7% da espessura do painel. Apesar dessa excentricidade, pode-se considerar que a pré-compressão foi aplicada de modo adequado devido à proximidade entre os módulos de elasticidade ora obtidos com aquele das paredes (40 x 40) cm².

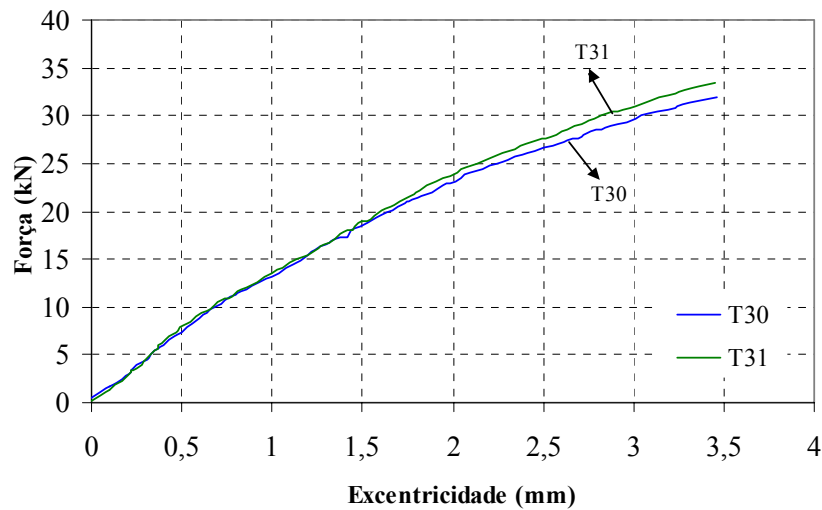


FIGURA 4.5-2 Variação da excentricidade durante etapa da pré-compressão: modelo PJSG1.

4.5.1.2. Etapa de aplicação da força horizontal

Iniciando a análise dos resultados relativos à etapa de aplicação da força horizontal, a FIGURA 4.5-3 ilustra os deslocamentos horizontais segundo a instrumentação descrita no item 3.5.4. Primeiramente, observa-se que não ocorreu escorregamento da laje de apoio devido à insignificância dos deslocamentos registrados pelo transdutor T32, de modo que não foi necessário promover qualquer correção nos deslocamentos registrados pelos demais transdutores. Verificou-se, também, a ocorrência de trecho preponderantemente linear no intervalo compreendido entre 1 kN e 13 kN, sendo ilustrado pela linha de tendência traçada para a curva relativa a T1. Daí em diante ocorreu comportamento não-linear com surgimento da primeira fissura visível do modelo aos 17 kN, numa junta horizontal do lintel superior. A não-linearidade continuou a se manifestar de forma tímida e aos 19 kN surgiu nova fissura no modelo, ocorrendo na junta horizontal da contraverga do lintel inferior. Isto comprova que os dois lintéis foram solicitados e que o acoplamento se deveu também ao lintel inferior. Não foi observado nenhum outro tipo de fissura até a ruptura da parede P2, aos 21,7 kN, com surgimento de fissuração diagonal e correspondente deslocamento T2 igual a 1,32 mm. Com isso houve pequena queda na força horizontal aplicada e acréscimo brusco no deslocamento T2. Mesmo assim, o painel apresentou capacidade de absorção dos esforços e com intensidade da força horizontal igual a 22 kN ocorreu a ruptura da parede P1, também com formação de fissuração diagonal. É importante comentar que esse modelo ficou caracterizado pela ocorrência de pequena fissuração, limitada aos lintéis, em instantes que antecederam sua ruptura. Assim como nos modelos anteriormente analisados, vale destacar a eficiência na transmissão da força horizontal ao painel, onde se observou igualdade entre os deslocamentos relativos aos transdutores T2 e T3 e entre aqueles relativos aos T4 e T5. Além disso, essa igualdade nos

deslocamentos também pode ser atribuída à igualdade entre as rigidezes das paredes tratadas isoladamente.

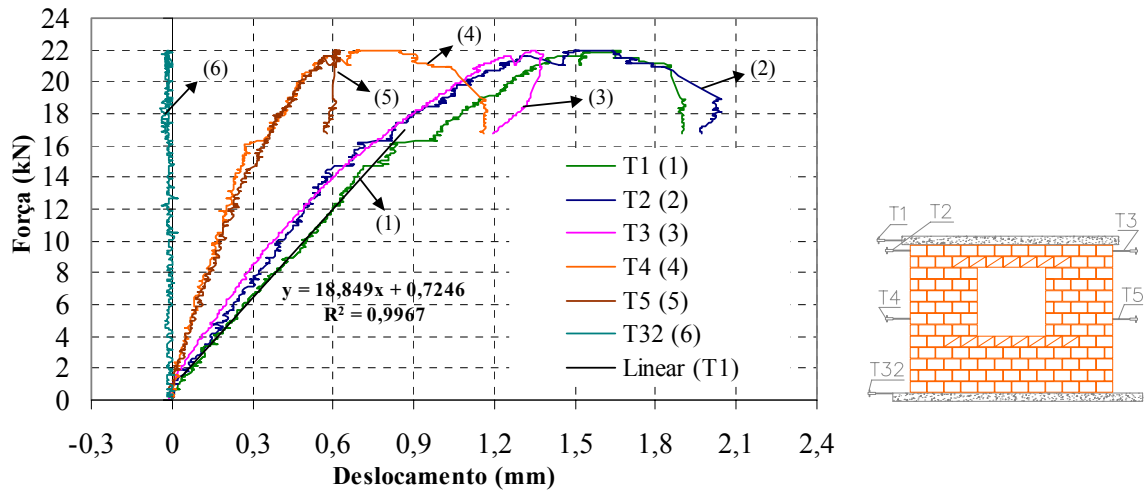


FIGURA 4.5-3 Gráfico *força horizontal x deslocamentos horizontais*: modelo PJS1.

A FIGURA 4.5-4 ilustra as deformações específicas ocorridas nos dois lintéis do modelo, de modo a se avaliar o nível de solicitação dos mesmos. Como a base de medida para T24-T25 apresentava comprimento muito diferente daquele relativo aos demais transdutores, optou-se por apresentar as deformações específicas ao invés das absolutas. Neste caso verifica-se que o lintel da base foi o primeiro a ser solicitado, pois ocorreu alongamento da diagonal para intensidades da força horizontal menores que 3 kN, situação em que os demais transdutores começaram a apresentar leituras significativas. Outro ponto importante refere-se aos pares T22-T23 e T28-T29, onde se observa que os alongamentos relativos ao último foram sempre maiores. Este é mais um indicativo de que o lintel inferior foi tão solicitado quanto o superior. Como comentado no parágrafo anterior, a primeira fissura visível do modelo ocorreu no lintel superior aos 17 kN. Quanto ao lintel inferior, a fissura horizontal proveniente do cisalhamento surgiu aos 19 kN com prolongamento da mesma aos 22 kN, apesar de não serem percebidas no correspondente gráfico. Assim como no caso dos modelos com abertura de porta, o par T20-T21 apresentou encurtamentos, podendo-se afirmar, neste caso, que não houve separação prematura entre a laje de topo e a última fiada do painel na região do lintel.

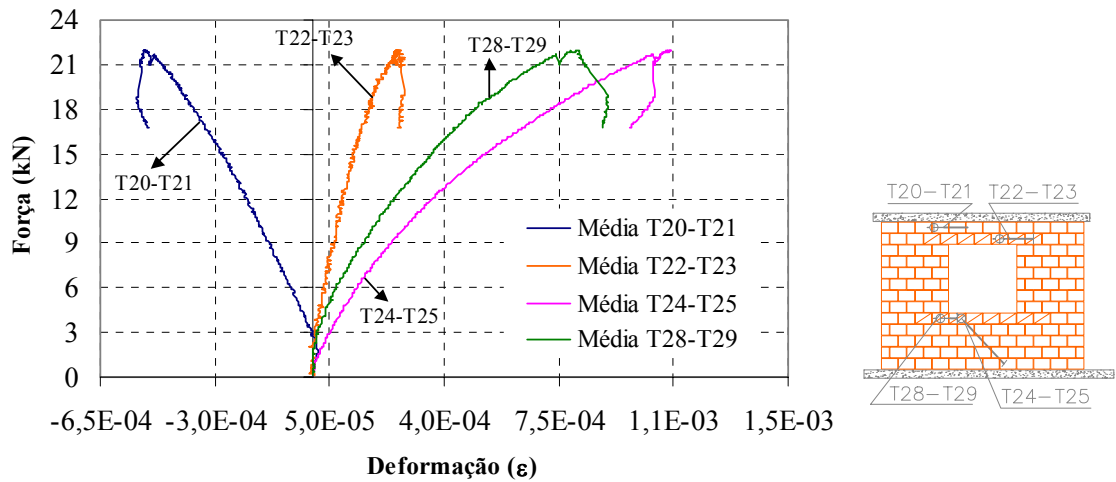


FIGURA 4.5-4 Deformações específicas dos lintéis: modelo PJSG1.

Avaliando, agora, os cantos da abertura e a base da parede P2, a FIGURA 4.5-5 ilustra os registros dos transdutores T6, T7, T26 e T27. Também por razões de grande diferença entre as bases de medida da instrumentação, optou-se por apresentar as deformações específicas para assegurar a coerência da análise. Neste caso, desconsiderando-se a diferença entre as compressões oriundas da aplicação da força vertical, verifica-se enorme semelhança entre as deformações relativas aos cantos tracionados da abertura, T27 e T6, destacando a simetria no comportamento destas regiões. Da mesma forma, observa-se semelhança com a curva relativa ao canto comprimido da abertura, T26. Além disso, só ocorreram deformações relativas à tração para intensidades elevadas da força horizontal, igual a 17 kN e 21 kN relativas a T7 e T27, respectivamente. Fato interessante foi que não ocorreram trações no canto da abertura monitorado por T6, correspondendo a situação de ensaio em que não se observou fissuração nesta região. A primeira fissura visível na base de P2 ocorreu aos 19 kN, com prolongamento da mesma no instante da ruptura aos 22 kN, comportamento este ilustrado pelo acréscimo excessivo nas deformações relativas a T7. Um outro ponto a destacar é a semelhança entre as curvas relativas às três regiões tracionadas, indicando identidade de comportamento tanto em regiões internas quanto junto a faces externas. Possivelmente esse é um comportamento inerente ao painel com essas dimensões em particular escolhidas para a porção contínua e para a abertura centralizada. É importante destacar a simetria entre as deformações relativas a T26 e T27, indicando que esses cantos foram solicitados de forma semelhante. Caso houvesse instrumentação no outro canto comprimido da abertura, provavelmente a correspondente curva seria muito semelhante àquela relativa a T26.

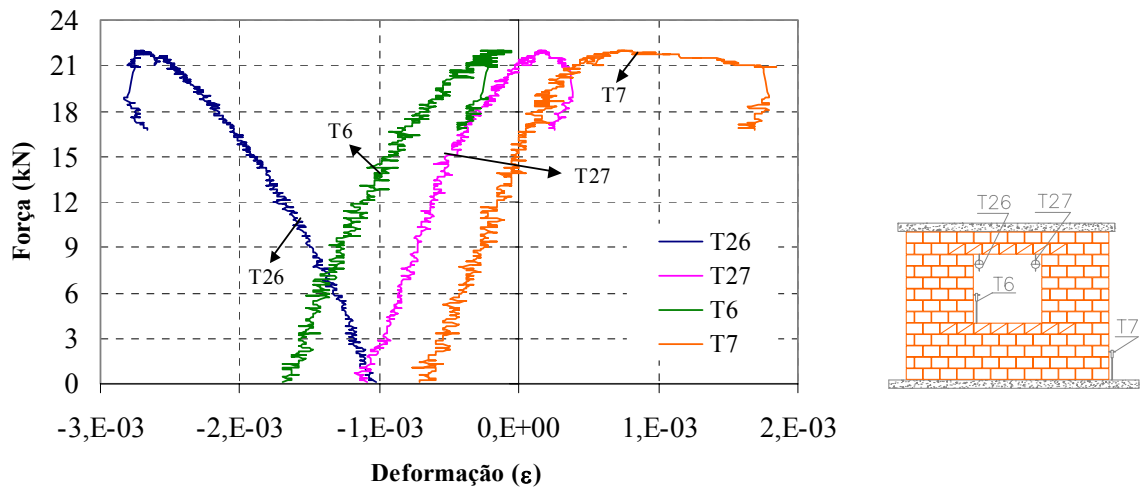


FIGURA 4.5-5 Monitoramento dos cantos tracionado e comprimido da abertura e do canto tracionado na base da parede P2: modelo PJS1.

Analisando-se agora os resultados relativos às duas paredes do painel, a FIGURA 4.5-6 ilustra as deformações médias associadas às paredes P1 e P2. Observando os resultados referentes a P1, verifica-se linearidade em toda a extensão da curva associada a T8-T9. Ao contrário, as curvas relativas a T10-T11 não apresentaram linearidade perceptível. Neste caso, foi considerada a força de 13 kN, conforme identificado na FIGURA 4.5-3, como sendo o limite para o comportamento linear, situação em que o lado associado a T10-T11 ainda estava comprimido. A força igual a 16 kN correspondeu ao limite de transição de compressão para tração neste lado, e aos 20 kN surgiu fissura horizontal na base dessa parede ou porção contínua. É interessante destacar que as deformações relativas a T10-T11 sempre foram maiores que as do par T16-T17. No entanto, os alongamentos diagonais apresentaram, no instante da ruptura, crescimento suficiente para se igualarem aos alongamentos verticais. Quanto à parede P2, verificam-se as mesmas tendências: linearidade em toda extensão da compressão, linearidade das trações até a força de 13 kN, e maiores deformações relativas aos transdutores T14-T15; bem como crescimento nas deformações relativas a T18-T19, igualando-se com aquelas do par T14-T15 logo após a ruptura. Verifica-se, também, que a força capaz de anular as compressões foi igual a 18 kN, e que aos 20 kN surgiu a primeira fissura visível na base dessa parede. Vale destacar que os efeitos de não-linearidade foram percebidos antes mesmo do surgimento de trações nas duas paredes.

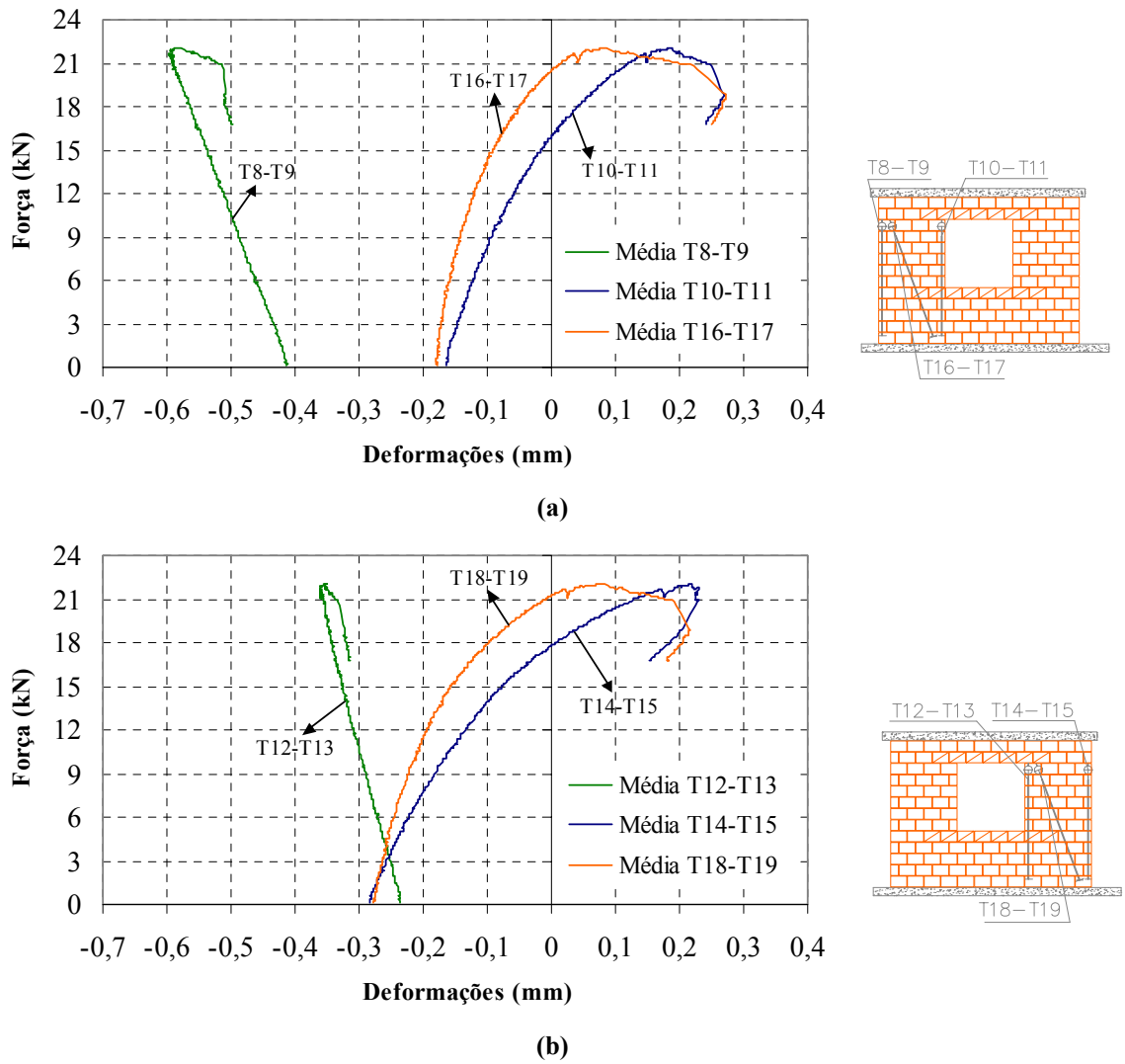


FIGURA 4.5-6 Deformações médias relativas aos lados comprimido e tracionado, e à direção diagonal do modelo PJSG1: (a) Parede P1 e (b) Parede P2.

As variações ocorridas na intensidade da força vertical durante a etapa de aplicação da força horizontal estão ilustradas na FIGURA 4.5-7. A etapa 1 refere-se à aplicação da pré-compressão, na qual as forças verticais apresentaram, ao final da etapa, intensidades iguais a 32 kN e 33,5 kN relativas às paredes P1 e P2 respectivamente e correspondentes a pré-compressões de 1,72 MPa e 1,80 MPa. No caso deste ensaio, não se perceberam os instantes de correção da força vertical porque tal tarefa foi realizada simultaneamente à aplicação da força horizontal, isto é, para qualquer percepção de alívio na intensidade dessas forças promovia-se sua correção sem pausa momentânea do ensaio. Com isso, obtiveram-se intensidades médias da força vertical iguais a 32 kN para as duas paredes, correspondendo a pré-compressão de 1,72 MPa.

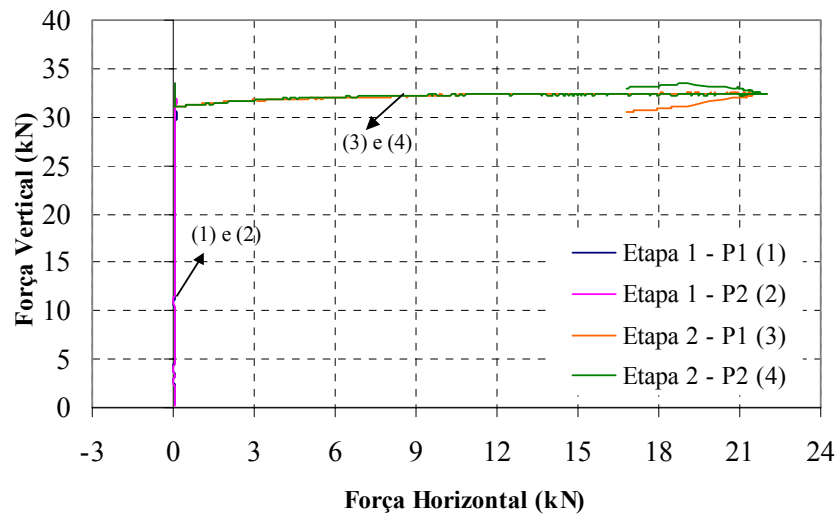


FIGURA 4.5-7 Constância da força vertical durante o ensaio: modelo PJSG1.

Para finalizar a análise dos resultados da etapa de aplicação da força horizontal, avaliam-se as excentricidades ocorridas durante o ensaio. Para tanto, a FIGURA 4.5-8 ilustra os registros dos transdutores T30 e T31 relativos às excentricidades das paredes P1 e P2, respectivamente. Os registros iguais a 3,5 mm inicialmente observados são remanescentes da aplicação da força vertical, e correspondem à cerca de 7% da espessura do painel. Ao se iniciar a etapa de carregamento horizontal verifica-se que até a força de 6 kN não houve crescimento nesses valores iniciais, e que a partir de 9 kN as excentricidades aumentaram de forma tênue chegando a máximos valores de 5,3 mm e 4,5 mm no instante da ruptura do painel.

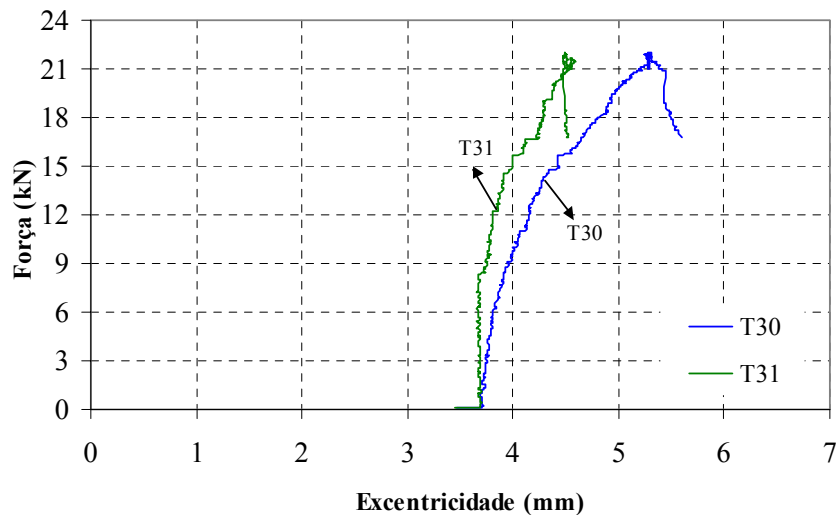


FIGURA 4.5-8 Verificação da excentricidade durante o ensaio: modelo PJSG1.

4.5.1.3. Modo de fissuração e tipo de ruptura

Após a análise dos resultados do ensaio aborda-se o processo de fissuração para se estabelecer sua seqüência de surgimento e propagação. Para todas as figuras, deve-se considerar que a força horizontal foi aplicada no sentido da direita para a esquerda. Avaliando-se inicialmente os lintéis, FIGURA 4.5-9, constata-se que a primeira fissura visível do modelo surgiu no lintel superior aos 17 kN, proveniente da sollicitação de cisalhamento do mesmo. Em seguida, aos 19 kN, surgiu uma fissura no canto tracionado superior e a primeira no lintel inferior, também proveniente da sollicitação de cisalhamento, com propagação da mesma aos 22 kN. Vale salientar que tal propagação ocorreu no instante da ruptura da parede P2. Também foram observadas fissuras na laje de topo, provenientes da ação conjunta *alvenaria/concreto*, e uma fissura na contraverga. Infelizmente tais fissuras só foram percebidas quando suas aberturas já apresentavam valores grandes, de modo que não se pode precisar as forças correspondentes a seus surgimentos. A partir dessas observações, pode-se comentar que o lintel inferior foi tão sollicitado quanto o superior, e que essa sollicitação não ficou limitada a estágios próximos à ruptura, evidenciada pela fissuração horizontal aos 19 kN e pela fissura na contraverga.

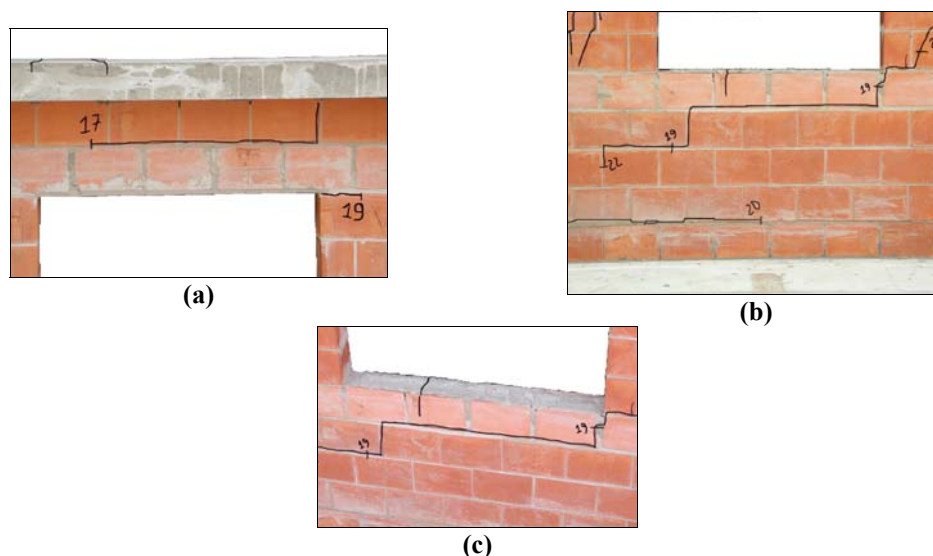


FIGURA 4.5-9 Fissuração dos lintéis do modelo PJSG1: (a) Lintel superior; (b) Lintel inferior e (c) Detalhe da fissura na contraverga.

Avaliando-se agora, individualmente, o modo de fissuração das duas paredes, ilustrado pela FIGURA 4.5-10, verifica-se que a parede P1 apresentou a primeira fissuração aos 20 kN da força horizontal, a qual ocorreu em sua base. É importante comentar que essa fissura também passou pela região do lintel inferior e se estendeu até o bloco posicionado no canto comprimido da parede, de modo que também pode apresentar alguma influência oriunda do cisalhamento desse lintel. O processo de fissuração dessa parede prosseguiu com sua ruptura aos

22 kN pela formação de fissura diagonal. É importante destacar o efeito da pré-compressão nas juntas de argamassa, onde se observou que as fissuras diagonais não se limitaram a ocorrer nas juntas, isto é, também atravessaram alguns blocos. Quanto à parede P2, verifica-se que sua primeira fissura visível ocorreu na base com força horizontal igual a 19 kN, sendo atribuída aos esforços de flexão. Assim como no caso de P1, não houve fissuração intensa dessa parede, e aos 22 kN ocorreu propagação dessa fissura horizontal e ruptura da parede com formação de fissuração diagonal.

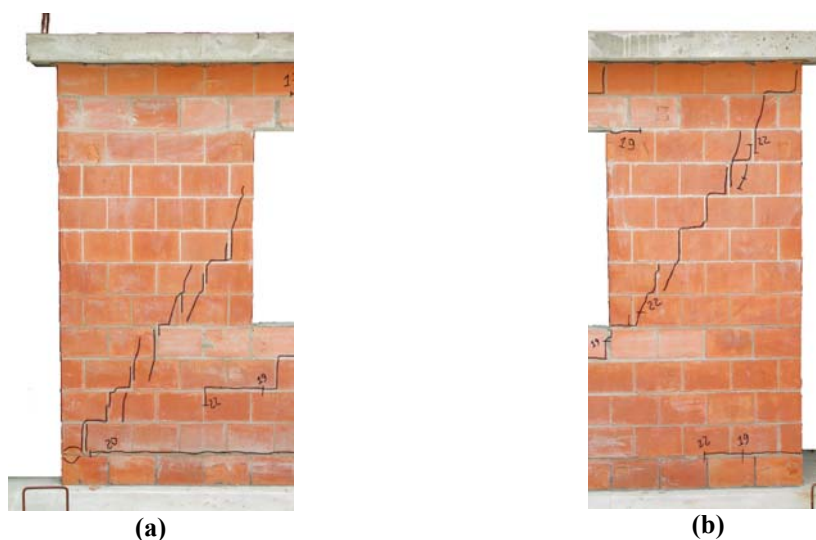


FIGURA 4.5-10 Fissuração das paredes do modelo PJS1: (a) Parede P1 e (b) Parede P2.

A partir desses comentários e observando a FIGURA 4.5-11, pode-se estabelecer o processo de fissuração do seguinte modo:

- A primeira fissura visível do modelo ocorreu no lintel superior com intensidade da força horizontal igual a 17 kN, sendo atribuída ao cisalhamento;
- Logo em seguida, aos 19 kN, surgiu a primeira fissura na base da parede P2 e uma fissura horizontal no lintel inferior, sendo atribuídas a esforços de flexão e ao cisalhamento respectivamente. Apesar de não terem sido identificadas as forças correspondentes, também surgiram fissuras na laje de topo e na contraverga do painel;
- A ruptura parcial do modelo ocorreu com intensidade da força horizontal igual a 22 kN e com formação de fissuração diagonal na parede P2. Contudo, o painel ainda apresentou capacidade de absorção dos esforços, de modo que houve pequena queda na intensidade dessa força para em seguida ocorrer seu acréscimo até outros 22 kN, situação em que se atingiu a ruptura total do painel com formação de fissuração diagonal na parede P1.

Neste instante é importante destacar que a fissuração do painel iniciou-se com intensidades elevadas da força horizontal, e sua propagação ocorreu num pequeno intervalo dessa força antes do seu colapso total, isto é, toda a fissuração visível ocorreu em estágios

próximos à ruptura. Outro ponto a ser enfatizado refere-se ao efeito global da abertura. No caso do painel não conter essa abertura, sua ruptura poderia ocorrer com formação de fissuração segundo a direção de uma das diagonais. Ao introduzir a abertura, promoveu-se o desvio do fluxo das tensões de cisalhamento, de modo que aquela única diagonal de fissuração foi dividida em outras duas, as quais ocorreram separadamente em cada parede do painel. Esse desvio de fluxo pode ser observado na FIGURA 4.5-11 pela ocorrência da fissura diagonal na parede P2 e sua continuidade com a fissuração horizontal no lintel inferior; e pela ocorrência de nova fissuração diagonal na parede P1. De certa forma, pode-se induzir que também houve continuidade entre a fissuração do lintel superior com a fissura diagonal da parede P1.

Para finalizar a análise desse modelo, comenta-se que o comportamento do painel pode ser classificado como misto, devido ao surgimento de fissuras provenientes da flexão na base das paredes, e pela ocorrência de fissuração diagonal no instante da ruptura.



FIGURA 4.5-11 Vista geral do modelo PJSJG1 após realização do ensaio.

4.5.2. Modelo PJSJG2

Este modelo correspondeu ao painel com abertura de janela sem utilização de graute e armadura vertical e com estimativa da pré-compressão igual a 0.98 MPa, conforme comentado no item 4.1. É importante lembrar mais uma vez que, sendo a abertura do painel representativa de uma janela, ficaram definidos dois lintéis, um posicionado no topo e o outro na base de cada parede.

4.5.2.1. Etapa de aplicação da pré-compressão

Esta etapa consistiu na aplicação da força vertical necessária para submeter o painel à pré-compressão estimada. A FIGURA 4.5-12 ilustra as deformações médias associadas às paredes P1 e P2. Verifica-se, assim como em outros modelos, pequena diferença na rigidez das

paredes tratadas isoladamente, onde aquela associada à parede P1 foi igual a 6321 MPa e à parede P2 igual a 5089 MPa. Tanto esses valores quanto o valor médio, igual a 5660 MPa, foram um pouco menores que o módulo de deformação obtido no ensaio das paredes (40 x 40) cm², igual a 6165 MPa, resultando numa diferença de aproximadamente 8%. Semelhantemente aos modelos anteriores houve deslocamento horizontal do painel, onde no caso em particular ocorreu no sentido de P2 para P1, com deslocamento na laje de topo da mesma ordem de grandeza que as deformações registradas pelos transdutores verticais. Ao final da etapa, a parede P1 ficou submetida à pré-compressão igual a 1,08 MPa, enquanto que para a parede P2 esse valor foi igual a 1,14 MPa, correspondentes a uma intensidade média de 1,11 MPa. Pelas mesmas razões já expostas nos modelos anteriormente analisados, aplicou-se pré-compressão final de intensidade um pouco maior que a estipulada.

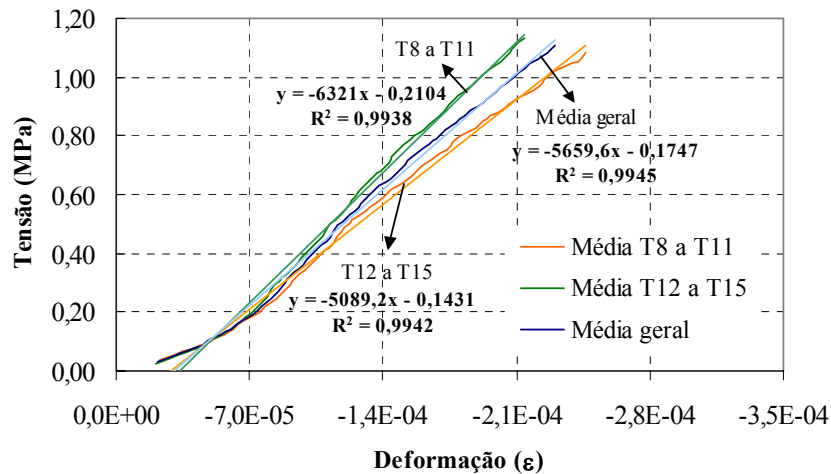


FIGURA 4.5-12 Gráfico σ x ϵ para a etapa de pré-compressão: modelo PJSG2.

Durante esta etapa realizou-se o monitoramento da excentricidade do painel, onde a FIGURA 4.5-13 ilustra os registros dos transdutores T30 e T31, associados às excentricidades das paredes P1 e P2 respectivamente. Observando os gráficos, verifica-se que essas excentricidades apresentaram valores pequenos, com máximo valor igual a 2,5 mm, correspondente a 5% da espessura do painel. Além disso, percebeu-se com inspeção visual que não ocorreu danificação do modelo ao final da etapa. Com isso, pode-se comentar que a pré-compressão foi aplicada de forma consistente e adequada, de modo que o modelo apresentava as condições necessárias para dar prosseguimento ao ensaio.

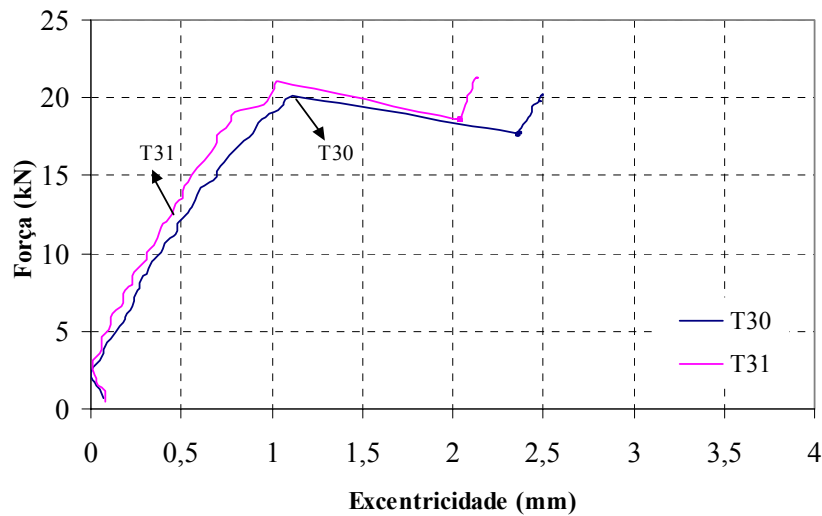


FIGURA 4.5-13 Variação da excentricidade durante etapa da pré-compressão: modelo PJS2.

4.5.2.2. Etapa de aplicação da força horizontal

Com o modelo submetido aos esforços axiais previstos, iniciou-se a etapa de aplicação da força horizontal. A FIGURA 4.5-14 ilustra os deslocamentos horizontais registrados pelos transdutores T1, T2, T3, T4 e T5, referentes à laje de topo, última fiada das paredes P1 e P2, e fiada intermediária das mesmas paredes, respectivamente; e os registros do transdutor T32, referente ao escorregamento da laje de apoio do painel. Inicialmente observa-se que a partir de 8 kN, aproximadamente, foram registrados pequenos valores desse deslocamento. Dessa forma, as curvas relativas aos deslocamentos do painel tiveram seus valores corrigidos com base no correspondente escorregamento registrado. Observando-se, agora, a curva referente ao transdutor T2 verifica-se que o comportamento linear do modelo ficou definido no intervalo entre 1 kN e 8 kN, o qual está ilustrado pela linha de tendência traçada a partir dessa curva. Da mesma forma, verifica-se que após essa força, e até 15 kN, ficou caracterizado o efeito de não-linearidade, porém sem ocorrência de fissuração visível. Aos 15 kN surgiu a primeira fissura visível do modelo, ocorrendo no lintel superior, com conseqüente intensificação dos efeitos de não-linearidade. Daí em diante ocorreu intensa perda de rigidez do painel, com surgimento de várias outras fissuras na base da parede P2 e no lintel inferior, até que ocorreu o colapso total do painel aos 21 kN com formação de fissura diagonal na parede P1. É interessante destacar o comportamento dúctil do painel após a força de 21 kN, em que se verifica a tendência de acréscimo nos deslocamentos sob constante intensidade da força horizontal. Além disso, faz-se menção da igualdade entre os deslocamentos relativos a T2 e T3, e entre aqueles relativos a T4 e T5, indicando que as paredes foram igualmente solicitadas e ilustrando a eficiência na transmissão da força horizontal da laje de topo para o painel, assim como a semelhança de rigidez entre P1 e P2.

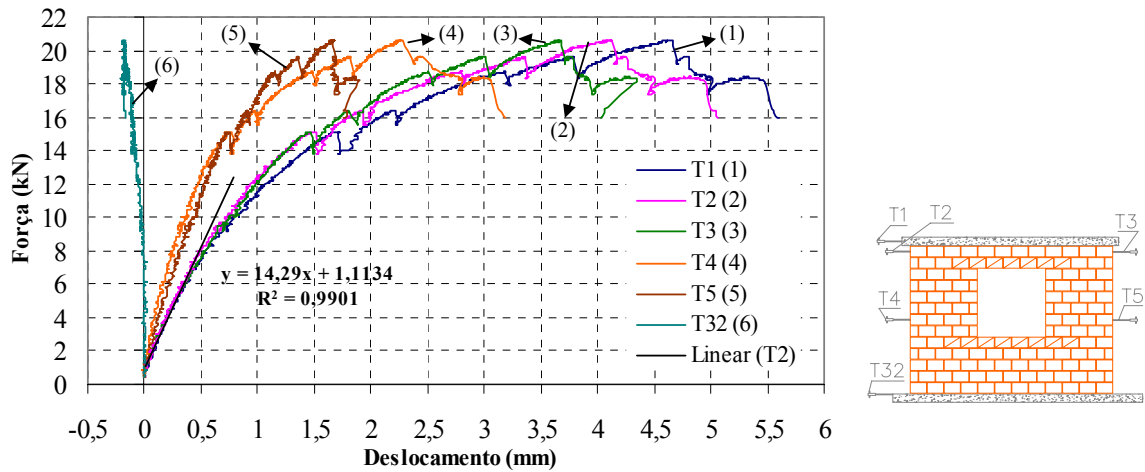


FIGURA 4.5-14 Gráfico *força horizontal x deslocamentos horizontais*: modelo PJSG2.

Analisando-se os resultados relativos aos dois lintéis do modelo, a FIGURA 4.5-15 ilustra as deformações registradas pela correspondente instrumentação. Por razões de diferenças entre as bases de medida dos transdutores, optou-se por apresentar as deformações específicas ao invés das absolutas. Observando-se o gráfico relativo a T20-T21 verifica-se que não houve separação entre a laje de topo e a última fiada do painel na região do lintel, pois não ocorreu mudança brusca no estado de compressão da região monitorada pelos transdutores. Outro fato importante é que o registro de pequenas deformações pelo par T22-T23 indica que a referida região foi pouco solicitada. Isto explica a ausência de fissuração nesta região do lintel. Ao contrário, verifica-se que o lintel inferior foi bastante solicitado, justificando a ocorrência de fissuração mais intensa. Tanto na curva relativa a T24-T25, que corresponde a uma região submetida a tensões de tração, quanto naquela relativa a T28-T29, que representa os alongamentos na direção diagonal, ficam claros os valores da força horizontal para os quais ocorreram essas fissuras. Aos 16,5 kN surgiu a fissura horizontal abaixo da contraverga e aos 20 kN uma fissura na direção diagonal, iniciada na região intermediária do correspondente lintel. Além disso, é importante comentar que apesar de não ser percebida na curva relativa à T28-T29, ocorreu fissuração vertical nesta região proveniente da flexão na contraverga.

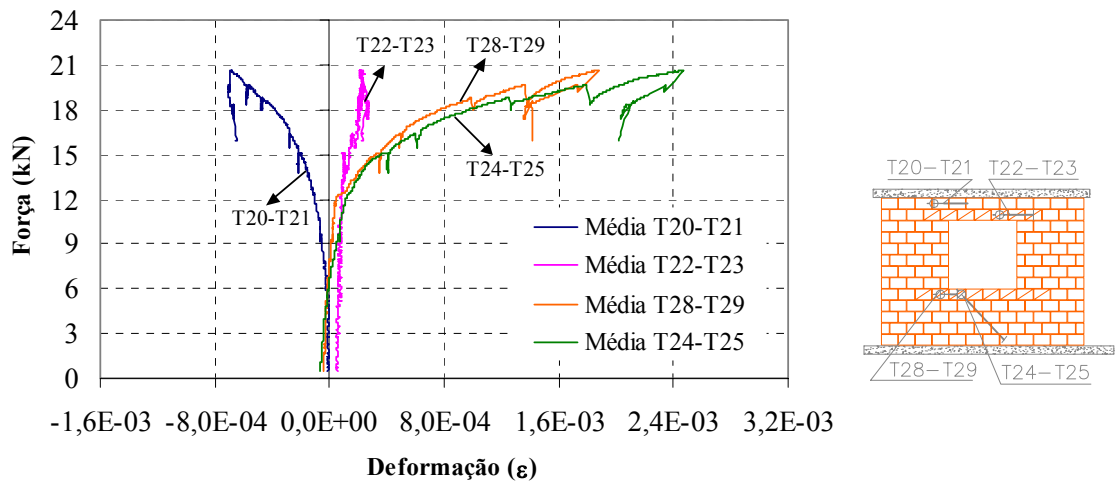


FIGURA 4.5-15 Deformações específicas dos lintéis: modelo PJS2.

Quanto aos cantos da abertura, a FIGURA 4.5-16 ilustra as deformações registradas pelos transdutores T6, T26 e T27, correspondentes aos cantos inferior tracionado e superiores comprimido e tracionado, respectivamente, e pelo transdutor T7, relativo à base da parede P2. Pode-se verificar pelos registros de T26 e T27 que os cantos superiores foram simetricamente solicitados até a força de, aproximadamente, 12 kN, a partir da qual os efeitos de não-linearidade começaram a se manifestar no canto a ser tracionado. Apesar de não ter ocorrido fissuração visível, essa não-linearidade tornou-se mais intensa após o início da tração neste canto, provavelmente pela micro-fissuração do próprio local e pelo efeito da fissuração em outra região do painel. A força horizontal capaz de aplicar tensões de tração no canto referente a T27 foi igual a 16,7 kN e a primeira fissura visível nesta região só surgiu aos 20 kN. Quanto à região monitorada pelo transdutor T6, verifica-se clara semelhança entre a corresponde curva e aquela referente a T27, até estágios iniciais do comportamento não-linear. A força de 13,4 kN definiu o limite de transição de compressão para tração no canto relativo a T6. É importante comentar que não surgiu, neste canto, fissuração correspondente às solicitações atuantes na direção monitorada. Quanto às deformações relativas a T7, verifica-se aspecto semelhante àquelas referentes a T6 e T27 em estágios com resposta linear. Ao se iniciarem os efeitos de não-linearidade, os mesmos foram mais intensos na base de P2, onde surgiu a primeira fissura visível aos 16,5 kN com prolongamentos aos 19 kN e 20 kN.

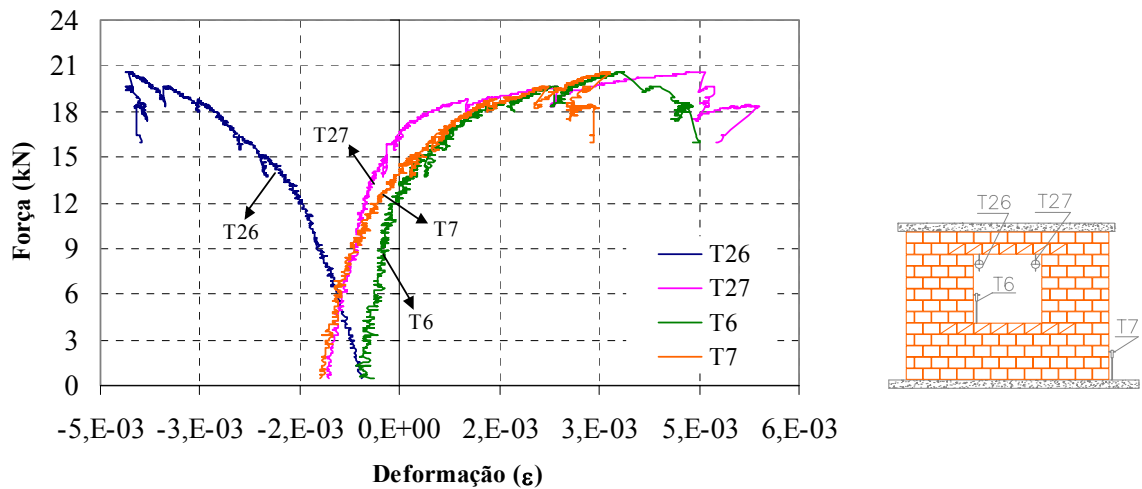


FIGURA 4.5-16 Monitoramento dos cantos tracionado e comprimido da abertura e do canto tracionado na base da parede P2: modelo PJS2.

Analisando agora os resultados relativos às duas paredes do painel, a FIGURA 4.5-17 ilustra as deformações associadas às paredes P1 e P2. Não foi apresentada a média relativa aos pares T10-T11 e T16-T17 porque os valores referentes a T11 e T17 apresentaram-se de forma inconsistente. Observando os resultados referentes a P1, verifica-se linearidade em toda a extensão da curva associada a T8-T9. Ao contrário, a curva relativa a T10 só apresentou linearidade até, aproximadamente, a força de 11 kN, situação em que este lado ainda estava comprimido. A força igual a 14 kN correspondeu ao limite de transição de compressão para tração neste transdutor, e aos 20 kN surgiu fissura horizontal na base dessa parede ou porção contínua. É interessante destacar a semelhança entre as curvas relativas a T10 e T16, a qual só foi quebrada no instante da ruptura da parede P1, aos 21 kN, pela formação de fissuração diagonal com conseqüente acréscimo das deformações na direção de T6. Quanto à parede P2, verifica-se a mesma tendência de linearidade na compressão e linearidade das trações até a força de 12 kN. Verifica-se, também, que a força capaz de anular as deformações de compressão foi igual a 13 kN, e que aos 16,5 kN surgiu a primeira fissura visível em sua base. É importante comentar que ocorreu fissuração diagonal nessa parede aos 18,5 kN, mas ainda se observou capacidade de absorção dos esforços, de modo que ocorreu o prolongamento da fissura horizontal na base aos 19 kN e 20 kN. Dessa forma, o aspecto das curvas relativas a T14-T15 e T18-T19 distingue-se daquele relativo a T10 e T16 pela não preponderância das deformações diagonais no instante da fissuração nessa direção. Além disso, verifica-se não-linearidade mais intensa no caso da parede P1.

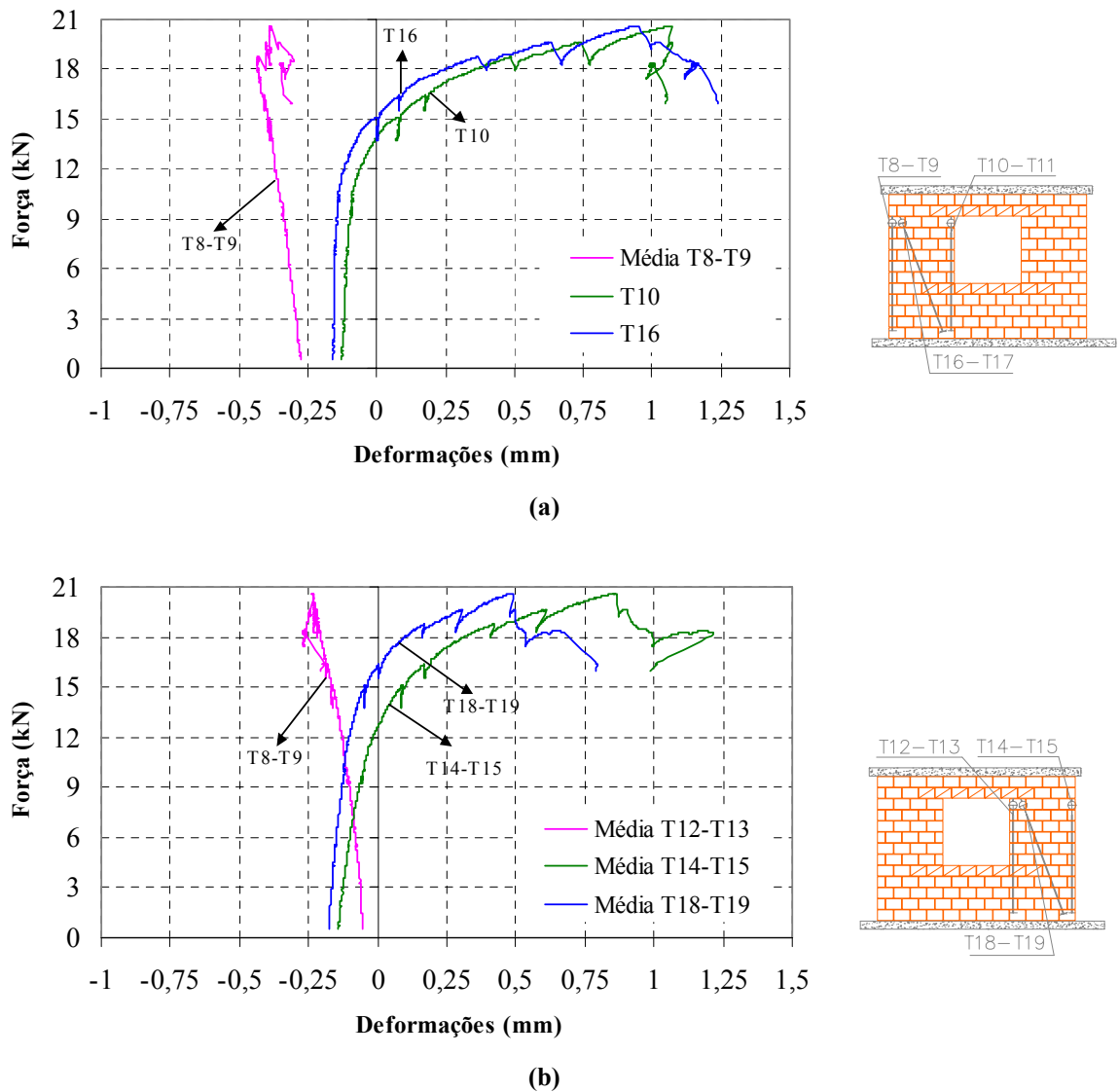


FIGURA 4.5-17 Deformações médias relativas aos lados comprimido e tracionado, e à direção diagonal do modelo PJSG2: (a) Parede P1 e (b) Parede P2.

A FIGURA 4.5-18 ilustra a variação na intensidade das forças verticais aplicadas durante todo o ensaio. A etapa 1 refere-se à aplicação da pré-compressão e a etapa 2 a da força horizontal. Ao final da etapa 1 as forças verticais apresentaram intensidades iguais a 20 kN e 21 kN, relativas às paredes P1 e P2 respectivamente. Durante a aplicação da força horizontal ocorreu alívio nessas intensidades, sendo necessário promover paradas momentâneas para efetuar as correções cabíveis. Neste caso, ficaram mais evidentes as correções realizadas logo no início e aos 10 kN e 14 kN de intensidade da força horizontal. Dessa forma, a etapa 2 foi iniciada com forças verticais iguais a 20 kN e 21 kN, relativas a P1 e P2, com respectivos decréscimos para 19 kN e 19,6 kN quando a força horizontal igualou-se a 10 kN. Neste caso, foi realizada a oportuna correção nas intensidades das forças verticais, resultando em valores finais iguais a 20 kN e 20,8 kN, relativas a P1 e P2 respectivamente. A partir disso tentou-se manter, tanto quanto possível, a constância das forças verticais aplicadas, o que resultou em intensidades

médias ao longo de toda a etapa 2 iguais a 20 kN e 20,6 kN, relativas a P1 e P2 e correspondentes a pré-compressões de 1,07 MPa e 1,11 MPa, respectivamente.

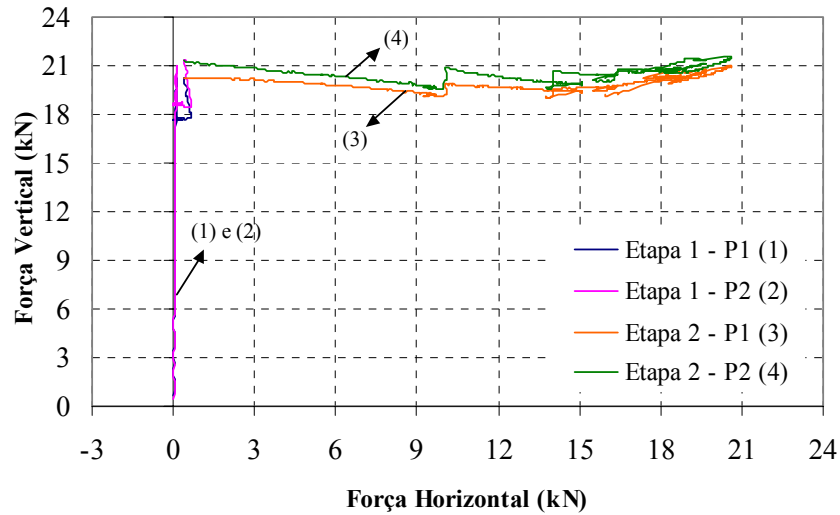


FIGURA 4.5-18 Constância da força vertical durante o ensaio: modelo PJSG2.

A variação das excentricidades ocorridas no ensaio são ilustradas pela FIGURA 4.5-19. Os registros dos transdutores T30 e T31 correspondem às excentricidades das paredes P1 e P2, respectivamente. Verifica-se que até, aproximadamente, a força de 12 kN não houve alteração nas excentricidades inicialmente observadas, provenientes da aplicação da pré-compressão no modelo e iguais a 2,5 mm e 2,1 mm. A partir dessa força e com o desenvolvimento da fissuração do modelo ocorreram acréscimos nessas excentricidades, sendo que ao final do ensaio registraram-se os máximos valores de 4,7 mm e 3,4 mm, relativos aos transdutores T30 e T31, respectivamente.

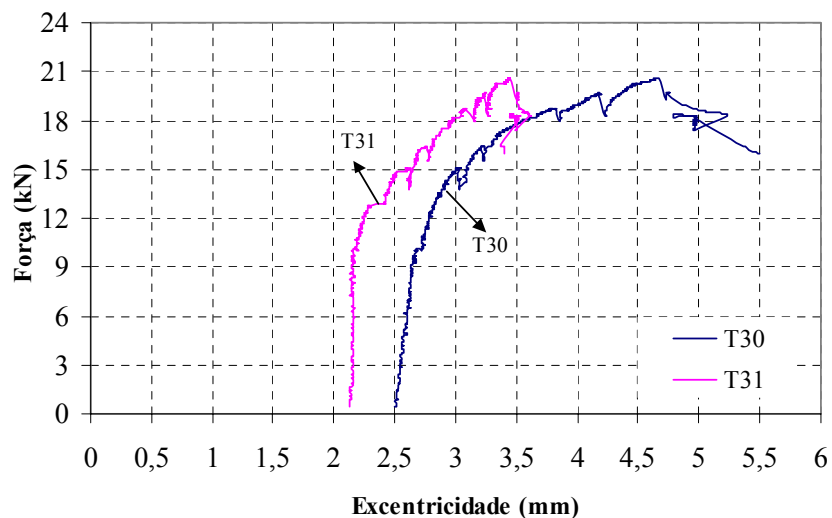


FIGURA 4.5-19 Verificação da excentricidade durante o ensaio: modelo PJSG2.

4.5.2.3. Modo de fissuração e tipo de ruptura

A partir da análise dos resultados do modelo, pode-se estabelecer o processo e o modo de fissuração, assim como o tipo de ruptura ocorrida. As figuras seguintes ilustram tal processo, onde se deve considerar o sentido da direita para a esquerda como referencial para atuação da força horizontal. A FIGURA 4.5-20 ilustra a fissuração ocorrida nos dois lintéis do modelo. Pode-se observar que a primeira fissura do lintel superior ocorreu na junta horizontal intermediária e aos 15 kN. Verifica-se também que aos 16,5 kN surgiu no lintel inferior fissura semelhante na junta horizontal abaixo da contraverga. Esse tipo de fissuração pode ser atribuído às solicitações de cisalhamento atuantes no lintel e proveniente do efeito de acoplamento. Em seguida, com força horizontal igual 20 kN, surgiu fissuração no canto tracionado superior da abertura, prolongando-se pelo contorno da verga, e fissuração diagonal no lintel inferior. É importante comentar que essa diagonal partiu de uma região intermediária do lintel, e ao atingir a primeira fiada do painel prolongou-se até a canto comprimido na base da parede P1. Com intensidade um pouco maior, igual a 21 kN, surgiram várias fissuras no topo da parede P2, tanto em juntas horizontais quanto verticais. Provavelmente, este efeito consistiu na redistribuição simultânea da tração no canto da abertura e do cisalhamento no lintel. Apesar de não ter sido anotada a intensidade da força correspondente, surgiu uma fissura vertical no topo da contraverga, proveniente de sua flexão.

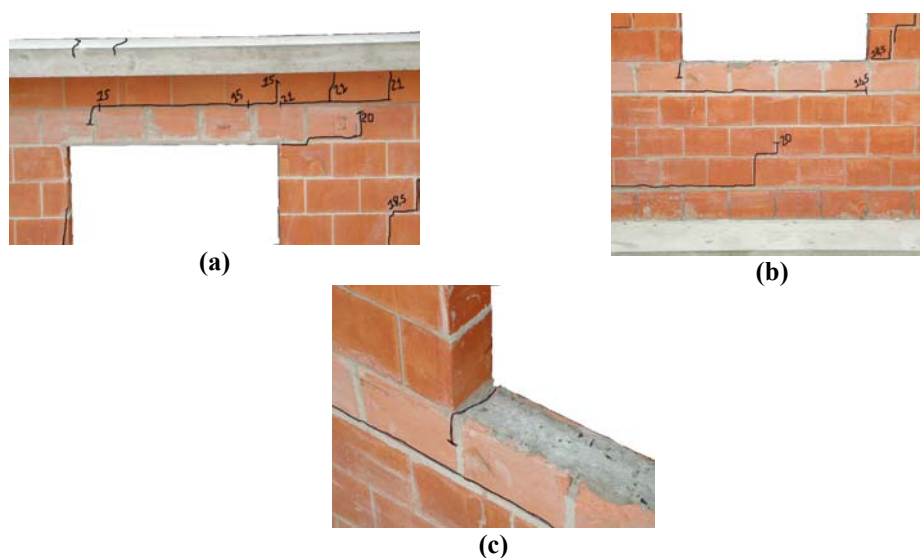


FIGURA 4.5-20 Fissuração dos lintéis do modelo PJS2: (a) Lintel superior; (b) Lintel inferior e (c) Detalhe da fissura na contraverga.

Analisando-se as duas paredes do modelo, a FIGURA 4.5-21 ilustra a fissuração ocorrida. Observando-se a parede P2 verifica-se que sua primeira fissura visível surgiu na base aos 16,5 kN da força horizontal. Logo em seguida, aos 18,5 kN, ocorreu fissuração diagonal da mesma. No entanto não ficou definida a ruptura dessa parede, pois aos 19 kN e 20 kN houve o

prolongamento da fissuração na base. É interessante observar que assim como no modelo PPSG2 também ocorreu fissuração no topo. Vale lembrar que esse modelo de painel porta tinha a mesma estimativa de pré-compressão do modelo atual. Quanto à parede P1 verificou-se o surgimento de fissura horizontal em sua base aos 20 kN, a qual pode ser atribuída não só ao prolongamento da fissura diagonal do lintel, mas também à atuação de tensões de tração ao longo da altura dessa parede, conforme discutido anteriormente e ilustrado pela FIGURA 4.5-17(a). Instantes depois, aos 21 kN, a ruptura total do painel foi alcançada com o surgimento de fissuração diagonal nessa parede.

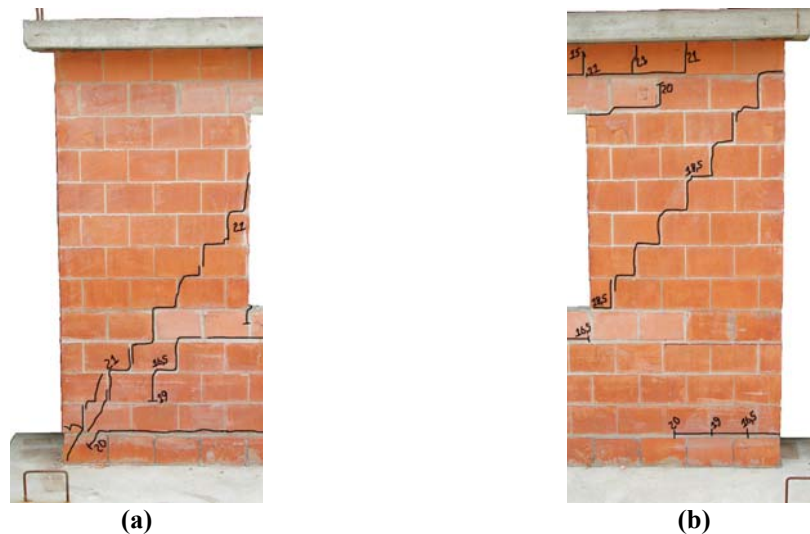


FIGURA 4.5-21 Fissuração das paredes do modelo PJS2: (a) Parede P1 e (b) Parede P2.

Com base nessa descrição, e observando a FIGURA 4.5-22, pode-se estabelecer o processo de fissuração da seguinte forma:

- A primeira fissura visível do modelo surgiu aos 15 kN no lintel superior, sendo atribuída à sollicitação de cisalhamento oriunda do efeito de acoplamento;
- Logo em seguida, aos 16,5 kN, iniciou-se a fissuração na base da parede P2, proveniente de sollicitações de flexão, e surgiu fissura horizontal no lintel inferior relativa a esforços cortantes;
- A etapa seguinte, correspondente à intensidade de 18,5 kN, ficou marcada pela ocorrência de fissuração diagonal na parede P1, embora sua ruptura não fosse ainda alcançada;
- Aos 19 kN e 20 kN ocorreu o prolongamento da fissura na base de P2, surgiu fissuração diagonal na porção intermediária do lintel inferior com prolongamento até o canto comprimido da base de P1, e surgiu fissura horizontal no canto tracionado superior da abertura;
- Finalmente, aos 21 kN, ocorreu intensificação da fissuração na região do topo de P2 próxima ao mencionado canto tracionado, e a ruptura do modelo foi alcançada pela formação de fissuração diagonal na parede P2.

Embora não sendo percebido o instante da ocorrência, é importante destacar que surgiram fissuras na laje de topo, indicando a atuação de seção composta *concreto/alvenaria*, e acima da contraverga, provavelmente por esforços relativos à flexão.

Dessa forma, pode-se classificar o comportamento do painel como misto, devido a ocorrência de fissuras relativas à flexão na base das duas paredes e pela ruptura com surgimento de fissuração diagonal. Além disso, o efeito da abertura traduziu-se, assim como no modelo PJSG1, no surgimento de dois planos médios diagonais de ruptura, como resultado do desvio do fluxo de tensões de cisalhamento. Os dois planos médios podem ser observados na FIGURA 4.5-22 pela fissuração diagonal da parede P2 e seu prolongamento no lintel inferior, e pela fissuração diagonal da parede P1.



FIGURA 4.5-22 Vista geral do modelo PJSG2 após realização do ensaio.

4.5.3. Comparação entre os modelos

A seguir compararam-se os resultados dos modelos da 4ª configuração de ensaios. Assim como nos modelos anteriormente analisados, as comparações seguintes refletem a tendência de modificação no comportamento dos painéis quando se utilizam distintas intensidades de pré-compressão. O modelo PJSG1 ficou submetido às pré-compressões médias¹⁰² de 1,72 MPa e 1,81 MPa, correspondentes às paredes P1 e P2, respectivamente; enquanto que o modelo PJSG2 ficou submetido às pré-compressões médias de 1,08 MPa e 1,14 MPa, também relativas às paredes P1 e P2. A diferença entre essas intensidades é significativa, sendo que tanto a parede P1 quanto a P2 do modelo PJSG1 ficaram submetidas a pré-compressões 59% maiores que as do modelo PJSG2. A FIGURA 4.5-23 ilustra os deslocamentos na última fiada da parede P1 dos dois modelos, em que o comportamento não-

¹⁰² Essas médias correspondem à etapa de aplicação da força horizontal.

linear foi aproximado por consecutivos trechos lineares. Observa-se, inicialmente, a diferença entre a rigidez dos dois modelos, expressando o efeito da maior intensidade de pré-compressão do modelo 1. Ao se iniciar o processo de fissuração, que ocorreu primeiro para o modelo 2, verifica-se a repetição dessa tendência. Além disso, percebe-se que a ruptura do modelo 2 foi alcançada com deslocamento horizontal, igual a 4,3 mm, 2,9 vezes maior que o do modelo 1, igual a 1,5 mm. Outro ponto a se destacar é a boa representação da não-linearidade pelos trechos lineares, em que a pior aproximação apresentou coeficiente de correlação igual a 0,92.

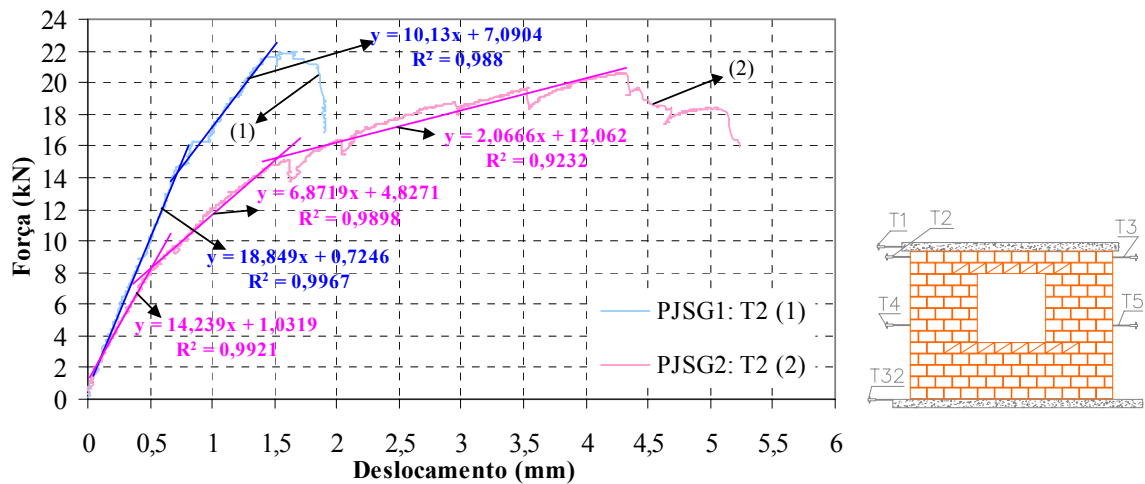


FIGURA 4.5-23 Curvas força horizontal x deslocamentos horizontais aproximadas por consecutivos trechos lineares: comparação entre os modelos PJS1 e PJS2.

A Tabela 4.5-1 contém alguns dados para se avaliarem outras diferenças de comportamento dos modelos. Como foi comentado na análise do modelo PJS1, a força igual a 13 kN definiu o limite para seu comportamento linear, enquanto que no caso do modelo PJS2 essa força foi igual a 8 kN, correspondendo a uma diferença de 38% em favor do modelo 1. Para essas forças o deslocamento no topo da parede P1 foi praticamente o mesmo em ambos os modelos. Estes valores de força e de deslocamento podem ser utilizados para se obter, de forma aproximada, a rigidez não fissurada de cada modelo, comprovando a maior rigidez inicial do modelo 1. No que se refere aos aspectos de fissuração, verifica-se que o modelo 1 apresentou força correspondente ao surgimento da primeira fissura visível 12% maior, com deslocamento T2 38% menor, que o modelo 2.

Tabela 4.5-1 Forças de fissuração e correspondentes deslocamentos: comparação entre os modelos PJS1 e PJS2.

Modelo	ΔF_{linear} (kN)	d_{linear} (mm)		$F_{\text{fis.}}$ (kN)	$d_{\text{fis.}}$ (mm)	
		T2	T4		T2	T4
PJSG1	1,0 – 13,0	0,52	0,23	17	1,0	0,35
PJSG2	1,0 – 8,0	0,51	0,24	15	1,6	0,8

Observações:

- ΔF_{linear} representa o intervalo de forças para o qual ocorreu comportamento linear;
- d_{linear} representa os deslocamentos referentes à força de 13 kN para o modelo PJSG1 e de 8 kN para o modelo PJSG2;
- Os transdutores **T1** e **T4** referem-se aos deslocamentos da última e da fiada intermediária da parede P1;
- $F_{\text{fis.}}$ representa a força corresponde ao surgimento da primeira fissura visível;
- $d_{\text{fis.}}$ representa os deslocamentos relacionados a primeira fissura visível.

No que se refere ao instante da ruptura dos modelos, a Tabela 4.5-2 contém as correspondentes forças e deslocamentos, bem como os máximos deslocamentos registrados no final do ensaio. As máximas forças horizontais atingidas em cada modelo referem-se à ruptura da parede P1. Verifica-se que o modelo 1 apresentou força horizontal de ruptura 7% maior com deslocamento T2 63% menor que o modelo 2, ilustrando a diferença de rigidez secante entre os mesmos. Pode-se destacar, também, a diferença entre os deslocamentos finais registrados, onde o modelo 2, com menor pré-compressão, apresentou deslocamento 3 vezes maior.

Tabela 4.5-2 Força de ruptura e correspondentes deslocamentos: comparação entre os modelos PJSG1 e PJSG2.

Modelos	F_{rup} (kN)	Deslocamentos T2 (mm)	
		d_{rup}	$d_{\text{máx}}$
PJSG1	22,0	1,6	1,7
PJSG2	20,6	4,3	5,1

Observações:

- F_{rup} representa a força de ruptura do painel, isto é, a máxima força registrada durante o ensaio;
- d_{rup} representa o deslocamento registrado no instante da ruptura total;
- $d_{\text{máx}}$ representa o deslocamento máximo medido no ensaio;
- O transdutor **T2** refere-se aos deslocamentos na última fiada da parede P1.

A Tabela 4.5-3 contém os valores da inclinação das linhas de tendência de cada trecho linear, bem como o percentual de redução da rigidez na transição entre os respectivos trechos. Observando os resultados verifica-se que ao modelo 1 é associada rigidez inicial 1,3 vezes maior que a do modelo 2; e após a ocorrência das primeiras fissuras não houve modificação considerável nessa diferença, a qual passou a ser 1,5 vezes a mais para o modelo 1. Como a ruptura dos dois modelos ocorreu com fissuração diagonal em uma das duas paredes, a maior pré-compressão teve como efeito mais significativo o acréscimo na rigidez do painel sem alteração substancial na resistência. Outro aspecto interessante refere-se às reduções

percentuais, onde o modelo 1 reduziu sua rigidez em 46% na passagem do 1º para o 2º trecho linear; enquanto que o modelo 2 apresentou redução igual a 51%, indicando que ocorreu tendência similar para esse efeito devido à proximidade entre esses valores. Como as primeiras fissuras visíveis ocorreram no lintel, essas reduções indicam que o efeito de acoplamento é bastante significativo e que a fissuração do lintel resulta em acentuada perda de rigidez do painel.

Tabela 4.5-3 Reduções de rigidez para modelagem simplificada: comparação entre modelos PJSG1 e PJSG2.

Modelo	Rigidez (inclinações das retas) e diferenças percentuais				
	Trecho 1	Trecho 2	Trecho 3	Δ_{12} (%)	Δ_{23} (%)
PJSG1	18,8	10,1	---	46	---
PSJG2	14,2	6,9	2,1	51	7

Observações:

- Δ_{ij} representa a redução da rigidez na passagem do trecho linear i para o trecho j .

4.5.4. Conclusões parciais

A partir da análise dos resultados desses modelos é possível estabelecer algumas conclusões parciais sobre os comportamentos observados.

A partir da análise de resultados do painel PJSG1 afirma-se o seguinte:

- O comportamento linear ficou definido até a força de 13 kN, ao passo que a primeira fissura visível ocorreu no lintel superior aos 17 kN de intensidade da força horizontal;
- O lintel inferior foi tão, ou mais, solicitado quanto o superior;
- A fissuração mais intensa do painel, anterior à ruptura, se restringiu aos lintéis. O lintel superior exibiu fissuração na laje de topo, relativa à flexão, e fissuração horizontal na junta intermediária, relativa ao cisalhamento. No caso do lintel inferior, foi observada fissuração na contraverga, atribuída a eventual flexão, e fissura horizontal abaixo dessa mesma contraverga, que pode ser atribuída ao cisalhamento. É importante destacar que as maiores deformações ocorreram na direção diagonal do lintel inferior;
- Quanto aos cantos da abertura verificou-se razoável simetria entre as deformações dos cantos superiores tracionado e comprimido, em que a não-linearidade se manifestou de forma tênue. Da mesma forma, as deformações nos cantos superior e inferior a serem tracionados ocorreram de modo semelhante, destacando-se a ausência de tração no canto inferior. Ao contrário, o canto tracionado superior apresentou tensões de tração, de modo que ocorreu pequena fissuração nesta região;
- Quanto à base da parede P2, ocorreu fissuração horizontal associada aos esforços de flexão, e não se percebeu influência das tensões de tração no comportamento não-linear. É interessante destacar a semelhança entre essas deformações e aquelas dos cantos tracionados da

abertura, indicando que ocorreu comportamento parecido em regiões com concentração de tensões no interior e junto a faces externas do painel;

➤ No caso das deformações relativas aos lados tracionado e comprimido das paredes P1 e P2, destaca-se a percepção do comportamento não-linear antes do surgimento de tensões de tração. Além disso, verificou-se que a fissura na base de P2 só surgiu quando todo seu lado apresentou alongamentos. Da mesma forma, surgiu fissura horizontal na base de P1 quando todo seu correspondente lado apresentou tensões de tração. É importante comentar que essa fissura se estendeu ao lintel inferior, de modo que também houve influência das tensões de cisalhamento desse lintel no surgimento da mesma;

➤ Outro ponto importante a destacar é que, ao contrário do painel com abertura de porta, ficou evidente a semelhança entre o comportamento das duas paredes, isto é, os encurtamentos e alongamentos de cada parede apresentaram aspecto semelhante;

➤ As deformações na direção diagonal das paredes mostraram-se sempre inferiores, a exceção do instante da ruptura em que ocorreu fissuração na direção da outra diagonal;

➤ Finalmente, pode-se definir o comportamento misto do painel, pois ocorreu fissuração horizontal na base das duas paredes, e o colapso se deu por fissuração diagonal, também nas duas paredes. É importante comentar que as fissuras diagonais ocorreram de modo brusco e em instantes distintos, nos quais se formou apenas uma linha média de fissuração em cada parede.

A partir da análise do painel com abertura de janela PJSG2 pode-se comentar o seguinte:

➤ O comportamento linear ficou definido até a força de 8 kN, enquanto que a primeira fissura visível, que ocorreu no lintel superior, só surgiu aos 15 kN de intensidade da força horizontal;

➤ O lintel inferior foi tão, ou mais, solicitado quanto o superior, no qual as deformações segundo sua diagonal foram as mais significativas. A fissuração do lintel superior ocorreu na laje de topo, proveniente da solicitação de flexão, e na junta horizontal intermediária, proveniente do cisalhamento. No caso do lintel inferior, surgiu fissura vertical na contraverga, proveniente de sua flexão, e horizontal logo abaixo dessa mesma contraverga e diagonal na porção inferior, provenientes das tensões de cisalhamento;

➤ Quanto aos cantos da abertura verificou-se razoável simetria entre as deformações dos cantos superiores tracionado e comprimido, em que a não-linearidade se manifestou de forma tênue e se tornou mais intensa no canto tracionado após o surgimento de tensões de tração. Da mesma forma, as deformações nos cantos tracionados superior e inferior ocorreram de modo semelhante, em que se destaca a ausência de fissura horizontal no canto inferior. Ao contrário, ocorreu intensa fissuração horizontal no canto tracionado superior.

➤ Quanto à base da parede P2 verificou-se, para o estágio com resposta linear, semelhança no aspecto de suas deformações e aquelas dos cantos tracionados da abertura. Isto indica que ocorreu comportamento semelhante nas regiões propensas a concentração de tensões, independentemente de serem no interior ou junto a faces externas do painel. Ao se iniciarem os efeitos não-lineares, os mesmos foram mais intensos na base de P2, ocorrendo intensa fissuração horizontal;

➤ No caso das deformações relativas aos lados tracionado e comprimido das paredes P1 e P2, destaca-se a percepção dos efeitos não-lineares antes do surgimento de tensões de tração. Além disso, surgiu fissuração horizontal na base das duas paredes, e isso só ocorreu quando todo o correspondente lado estava tracionado. É importante comentar que a fissura na base de P1 se estendeu ao lintel inferior, de modo que também houve influência dos esforços desse lintel no surgimento da mesma;

➤ Outro ponto importante a destacar é que, ao contrário do painel com abertura de porta, ficou evidente a semelhança entre o comportamento das duas paredes, isto é, os encurtamentos e alongamentos de cada parede apresentaram aspecto semelhante;

➤ Finalmente, pode-se definir o comportamento misto do painel, pois ocorreu fissuração horizontal na base das duas paredes, e o colapso se completou por fissuração diagonal, também nas duas paredes. É importante comentar que as fissuras diagonais ocorreram de modo brusco e em instantes distintos, nos quais se formou apenas uma linha média de fissuração em cada parede.

4.6. MODELOS DA 5ª CONFIGURAÇÃO DE ENSAIOS

4.6.1. Modelo PJCG1

Este modelo foi representado pelo painel com abertura de janela e utilização de grauteamento, e armadura vertical, nos vazados extremos e naqueles ao lado da abertura. Suas dimensões eram idênticas às dos modelos não grauteados, e a pré-compressão a ser aplicada foi estimada em 1,64 MPa. O item 4.1 contém descrições mais detalhadas desse e dos outros modelos de ensaio.

4.6.1.1. Etapa de aplicação da pré-compressão

Assim como em todos os modelos anteriores, esta etapa consistiu na aplicação de força vertical nas duas paredes de modo a submetê-las a um estado inicial de compressão com intensidade próxima daquela estipulada para o modelo. Para avaliação dos resultados, a FIGURA 4.6-1 ilustra as deformações axiais médias relativas às paredes P1 e P2, representadas pela média dos transdutores T8 a T11 e T12 a T15, respectivamente. Observa-se que os módulos relativos às duas paredes do modelo apresentaram valores próximos, igual a

10722 MPa para P1 e 9645 MPa para P2 correspondendo a média de 10143 MPa. Verifica-se também que, ao final da etapa, a parede P1 ficou submetida à pré-compressão de 1,69 MPa e a parede P2 de 1,79 MPa, um pouco maiores que o valor teoricamente estipulado de 1,64 MPa para o modelo. Apesar de não ser ilustrado por uma figura, também se pode comentar que essa etapa ficou marcada pela ocorrência de pequena excentricidade, em que o máximo valor registrado foi igual a 0,2 mm.

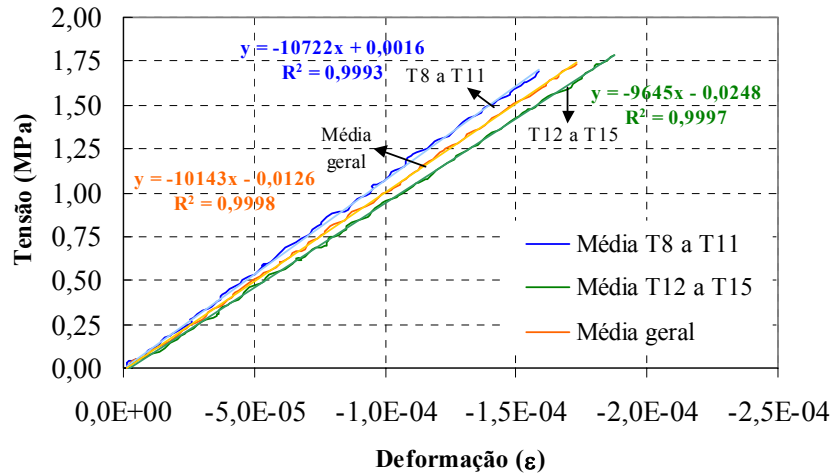


FIGURA 4.6-1 Gráfico $\sigma \times \epsilon$ para a etapa de pré-compressão: modelo PJCG1.

4.6.1.2. Etapa de aplicação da força horizontal

Após submeter o modelo à intensidade de pré-compressão próxima do valor estipulado iniciou-se a etapa de carregamento horizontal. Para se manter o padrão dos ensaios, não foi aplicado carregamento horizontal prévio. A resposta do modelo foi inicialmente avaliada pelos deslocamentos horizontais. A FIGURA 4.6-2 ilustra os registros dos transdutores T1, T2, T3, T4 e T5. Verifica-se primeiramente que houve certo escorregamento, de modo que todos os deslocamentos do painel tiveram seus valores corrigidos com base nos registros de T32. Quanto à resposta do modelo, verificou-se que até a força de 2 kN não houve deformação considerável e que o trecho com comportamento preponderantemente linear ficou compreendido entre 2 kN e 15 kN. A rigidez relativa ao trecho linear foi ilustrada pela linha de tendência correspondente à curva de T2, a qual apresentou boa correlação com coeficiente igual a 0,98. A primeira fissura visível do modelo ocorreu no lintel superior, sendo associada a esforços cortantes, aos 19 kN da força horizontal. No entanto, essa fissuração não se mostrou capaz de alterar significativamente a rigidez do painel. Fato interessante, e também comum aos modelos anteriores, é que os efeitos de não-linearidade se manifestaram antes do surgimento dessa fissura, entre 15 kN e 19 kN. A intensificação na perda de rigidez só foi iniciada aos 23 kN, força com a qual surgiram fissuras no lintel inferior, também associadas ao cisalhamento. Aos 24 kN surgiu fissura diagonal nas duas paredes, definindo apenas um estado de deformação excessiva e não a ruptura do painel.

Aos 25 kN ocorreu prolongamento dessas fissuras, aos 26 kN surgiram novas fissuras diagonais e aos 26,5 kN a ruptura total do painel foi alcançada. Neste instante o deslocamento relativo a T2 era igual a 3,3 mm. É oportuno comentar que esse processo de fissuração implicou, como não poderia ser diferente, em acentuada perda de rigidez do modelo. Fato interessante foi que após a ruptura, o painel ainda apresentou pequena capacidade de deformação antes do decréscimo acentuado da força horizontal, ilustrado pelo patamar aos 24 kN. Outro ponto a se destacar é a semelhança entre os deslocamentos dos transdutores T1, T2 e T3, ressaltando a eficiência na transmissão da força horizontal entre a laje de topo e a última fiada do painel. Da mesma forma ressalta-se a diferença entre os deslocamentos T4 e T5, depois de iniciada a fissuração, indicando a ocorrência de comportamentos um pouco diferentes nas paredes, apesar de serem igualmente solicitados.

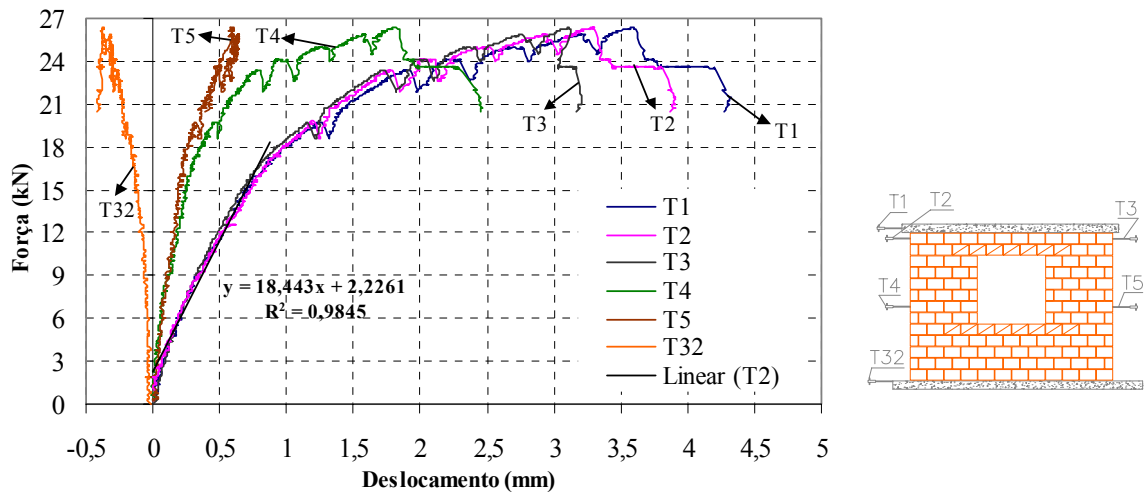


FIGURA 4.6-2 Gráfico força horizontal x deslocamentos horizontais: modelo PJCG1.

Iniciando, agora, as análises individuais dos elementos do painel, a FIGURA 4.6-3 ilustra as deformações específicas médias dos lintéis superior e inferior, de acordo com a instrumentação descrita no item 3.5.4. Observa-se que não houve tração considerável na região relativa a T22-T23, o que explica a ausência de fissuração na mesma. A não alteração no estado de compressão da região correspondente a T20-T21 comprova que não houve separação entre laje de topo e última fiada do painel. Avaliando-se os resultados do lintel inferior, verifica-se linearidade até a força de 15 kN. Isto reforça o resultado ilustrado pela FIGURA 4.6-2, onde se definiu o limite de 15 kN para o comportamento linear do modelo. Como as primeiras fissuras visíveis do modelo surgiram nos lintéis, seria esperado que a não-linearidade se manifestasse de forma mais intensa nesses elementos após o final da resposta linear. Essa não-linearidade ficou mais bem ilustrada pelas deformações relativas a T28-T29 e T24-T25. Nessas curvas ficaram

claros os instantes de fissuração aos 19 kN, apesar de ter ocorrido no lintel superior, e aos 23 kN. Em resumo, pode-se dizer que o lintel inferior foi solicitado tanto quanto o superior.

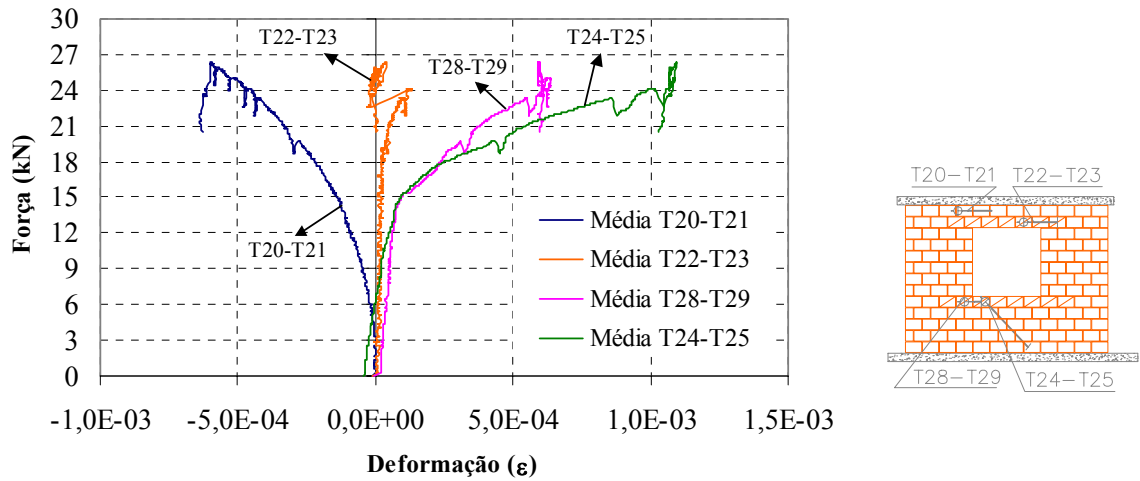


FIGURA 4.6-3 Deformações específicas dos lintéis: modelo PJCG1.

Outras regiões importantes para se avaliar o grau de solicitação a que foram submetidas são os cantos da abertura. Neste caso, a FIGURA 4.6-4 ilustra as deformações específicas correspondentes aos deslocamentos registrados pelos transdutores T6, T26, T7 e T27. A compressão residual observada refere-se à etapa de aplicação da pré-compressão ao modelo. O primeiro ponto a se observar é a linearidade da curva relativa a T26 até 15 kN, comprovando mais uma vez a definição do trecho com resposta linear do modelo. Além disso, verifica-se semelhança entre essa curva com aquelas relativas a T27 e T6, indicando que os cantos foram igualmente solicitados durante esta etapa do comportamento. Vale salientar que até a força de 15 kN apenas o transdutor T27 apresentou alongamentos, os quais surgiram com 14,3 kN. Dessa forma, pode-se comentar que essa semelhança de comportamento restringiu-se à situação na qual os cantos estavam comprimidos. Em contrapartida, os cantos relativos a T27 e T6 apresentaram semelhança no comportamento, mesmo ao surgirem tensões de tração, até a força de aproximadamente 23 kN. Isto ilustra o efeito da armadura vertical na absorção das trações e no controle da fissuração. É importante destacar que não surgiram fissuras nos cantos da abertura. Quanto à base da parede P2, verifica-se que a força horizontal capaz de anular a pré-compressão previamente aplicada teve intensidade igual a 9,8 kN, isto é, bem antes do limite para o comportamento linear do modelo. Neste instante cabe o comentário que não surgiu qualquer tipo de fissuração nesta região. Também é importante destacar a linearidade da correspondente curva até a força de 15 kN, destacando mais uma vez o benéfico efeito da armadura vertical.

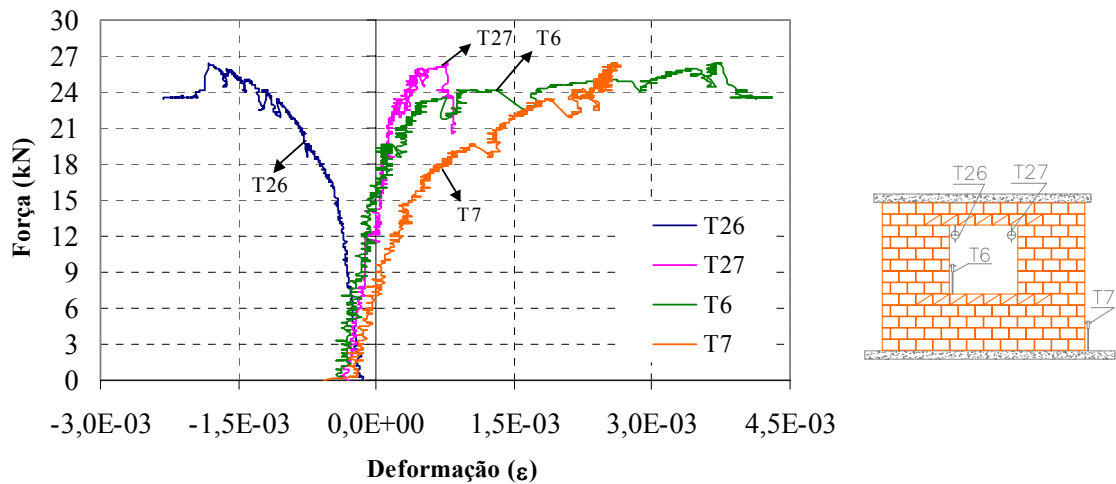


FIGURA 4.6-4 Monitoramento dos cantos tracionado e comprimido da abertura e do canto tracionado na base da parede P2: modelo PJCG1.

Continuando com a análise individual dos elementos, a FIGURA 4.6-5 ilustra as deformações globais da parede P1, associadas aos pares de transdutores T8-T9, T10-T11 e T16-T17, e da parede P2, associadas aos pares de transdutores T12-T13, T14-T15 e T18-T19. Consta-se inicialmente, em ambas as figuras, a definição da linearidade do comportamento até a força de 15 kN, e a manifestação de não-linearidade mesmo sem o surgimento de trações nos correspondentes lados das paredes. A força horizontal limite para transição do estado de compressão, oriundo da aplicação da pré-compressão, para um de tração foi igual a 17,7 kN no caso de P2 e 22,7 kN no caso de P1. Apesar de surgirem trações nos correspondentes lados das paredes não ocorreu fissuração visível em suas bases, comportamento este atribuído à presença do grauteamento e da armadura vertical. Os alongamentos diagonais sempre apresentaram valores menores que os do lado tracionado. No entanto, em instantes próximos à ruptura, esses valores se tornaram bem maiores, indicando o surgimento das fissuras diagonais das paredes. É oportuno destacar a maior fissuração da parede P2, resultando em maiores deformações que as da parede P1. Outro item a ressaltar é a semelhança entre as curvas dos lados comprimido e tracionado das duas paredes até o limite do comportamento linear, igual a 15 kN, e a proximidade dos encurtamentos no instante da ruptura, igual a 0,24 mm no caso de P1 (par T8-T9) e 0,29 mm no caso de P2 (par T12-T13).

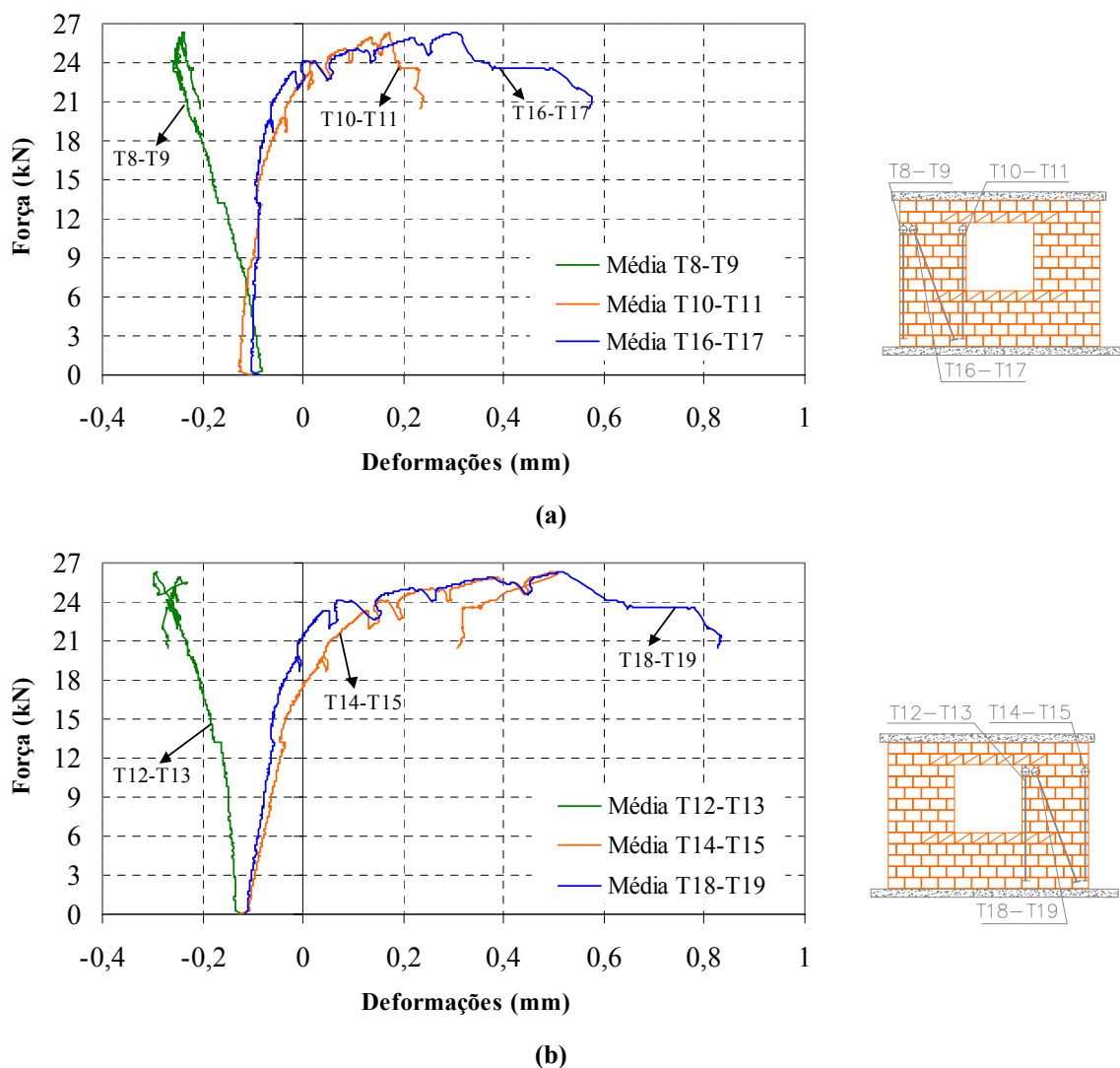


FIGURA 4.6-5 Deformações médias relativas aos lados comprimido e tracionado, e à direção diagonal do modelo PJCG1: (a) Parede P1 e (b) Parede P2.

A variação na intensidade da força vertical durante todo ensaio pode ser observada na FIGURA 4.6-6. Ao final da etapa 1, relativa a aplicação da pré-compressão, a parede P1 ficou solicitada por força vertical de intensidade igual a 31,3 kN, correspondente à pré-compressão de 1,69 MPa, e a parede P2 por força de intensidade igual a 33,1 kN, correspondente à pré-compressão de 1,78 MPa. Assim como nos modelos anteriores, houve pequeno alívio nessas intensidades ao se iniciar a etapa 2, relativa a aplicação da força horizontal. No entanto, os ajustes só foram realizados com forças horizontais maiores que 12 kN, sendo mais perceptíveis aos 13 kN e 19 kN. Dessa forma tentou-se manter tanto quanto possível a constância das forças verticais, e por conseguinte da pré-compressão, onde obteve-se um valor médio igual a 30 kN, relativo à parede P1 e correspondente a pré-compressão de 1,61 MPa, e igual a 32 kN, relativo à parede P2 e correspondente a pré-compressão de 1,72 MPa.

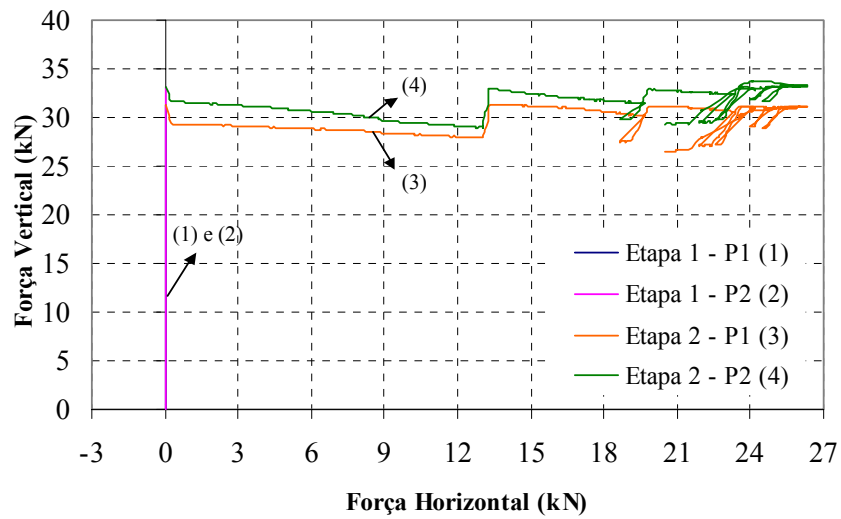


FIGURA 4.6-6 Constância da força vertical durante o ensaio: modelo PJCG1.

Por fim, avaliam-se as excentricidades ocorridas durante a etapa da força horizontal. Para tanto, a FIGURA 4.6-7 ilustra os registros dos transdutores T30 e T31 relativos às excentricidades das paredes P1 e P2, respectivamente. Observa-se que a etapa foi iniciada com excentricidades iguais a 0,5 mm para P2 e 0,8 mm para P1. Até a força de 12 kN não houve crescimento considerável desses valores, sendo que a partir de 15 kN, quando se inicia a etapa não-linear do comportamento, as excentricidades cresceram, porém de forma tímida. Após o início da fissuração do painel, aos 19 kN, houve o crescimento acentuado na excentricidade da parede P1, chegando ao máximo valor de 2,5 mm no instante da ruptura.

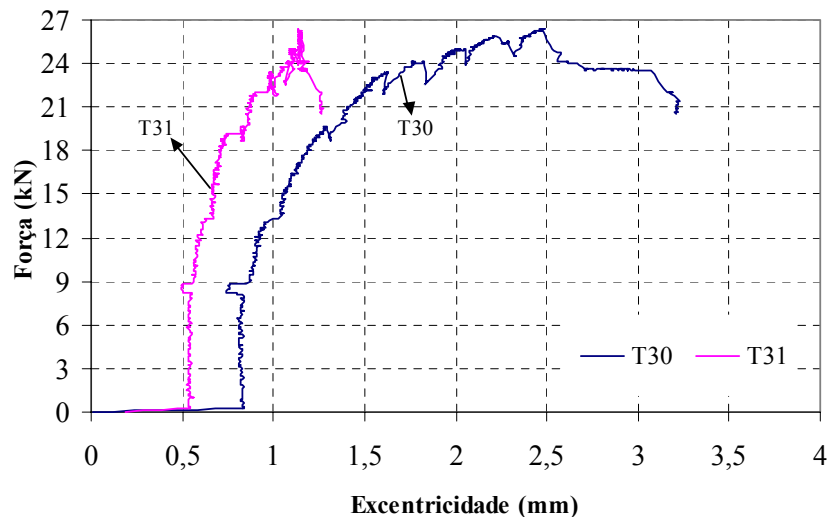


FIGURA 4.6-7 Verificação da excentricidade durante o ensaio: modelo PJCG1.

4.6.1.3. Modo de fissuração e tipo de ruptura

Após a análise dos resultados pode-se estabelecer uma seqüência para o processo de fissuração do modelo, bem como caracterizar seu tipo de ruptura. Para todas as figuras seguintes deve-se considerar o sentido da direita para a esquerda como aquele de aplicação da força horizontal.

A FIGURA 4.6-8 ilustra a fissuração ocorrida nos lintéis superior e inferior, na qual observa-se a fissura horizontal relativa à força de 19 kN que correspondeu à primeira fissura visível do modelo. Verifica-se, também, que houve prolongamento dessa fissura e surgimento de outras fissuras horizontais no lintel inferior aos 23 kN. É importante comentar que tais fissuras podem ser atribuídas à sollicitação de cisalhamento dos lintéis, e que até essas intensidades da força horizontal, as paredes do painel apresentavam-se íntegras sem ocorrência de fissuras visíveis. Apesar de não ter sido correlacionada com a correspondente força horizontal, destaca-se o surgimento da fissura horizontal na contraverga, a qual pode ser atribuída a esforços de flexão. Da mesma forma, ocorreram fissuras na laje de topo pela ação da seção composta do lintel *concreto/alvenaria*. Além disso, vale destacar a ausência de fissuração horizontal no canto tracionado superior, o que se deveu à presença da armadura vertical na parede P2.

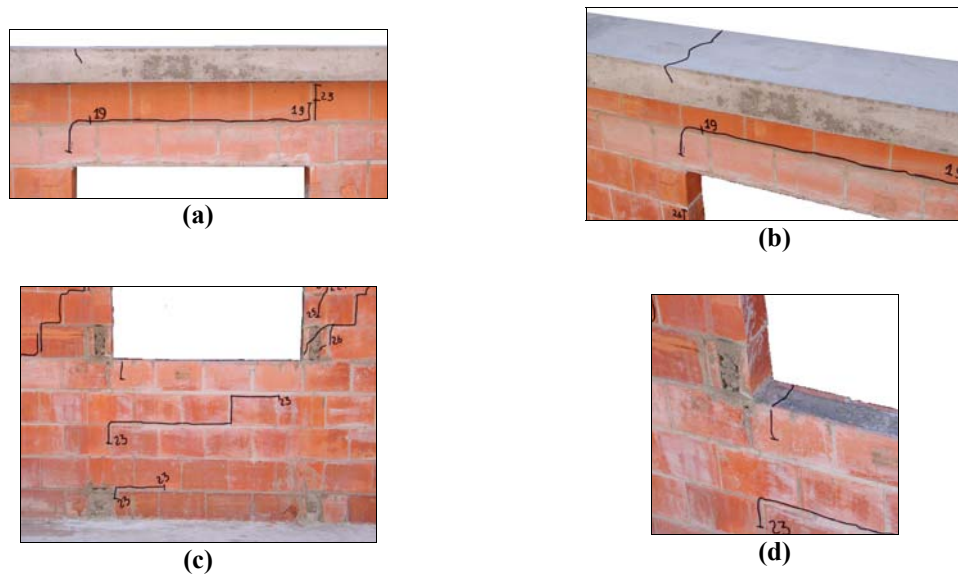


FIGURA 4.6-8 Fissuração dos lintéis do modelo PJCG1: (a) Lintel superior, (c) Detalhe da fissura na laje de topo, (c) Lintel inferior e (d) Detalhe da fissura na contraverga.

Quanto às paredes P1 e P2 do modelo, a FIGURA 4.6-9 ilustra a fissuração ocorrida nas mesmas. Inicialmente destaca-se a ausência de fissuras associadas à flexão na base da parede P2. A primeira fissuração visível ocorreu simultaneamente nas duas paredes e na direção diagonal, aos 24 kN. Mesmo assim, a ruptura do modelo não ficou caracterizada, de modo que

aos 25 kN ocorreu prolongamento dessas fissuras diagonais. Com intensidade da força horizontal igual a 26 kN surgiram novas fissuras diagonais e, finalmente, aos 26,5 kN a ruptura do modelo foi alcançada. É importante destacar que, ao contrário do modelo PJSG1, ficou definido mais de uma linha média de fissuração diagonal.

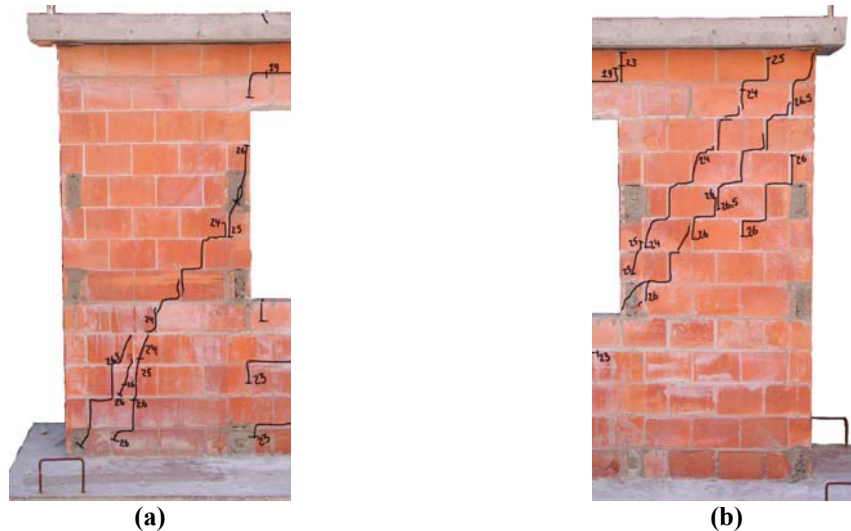


FIGURA 4.6-9 Fissuração das paredes do modelo PJCG1: (a) Parede P1 e (b) Parede P2.

A partir desses comentários e observando a FIGURA 4.6-10 pode-se estabelecer a seguinte seqüência de fissuração para o modelo:

- As primeiras fissuras visíveis ocorreram nos dois lintéis, inicialmente no lintel superior e em seguida no inferior, as quais podem ser atribuídas a tensões de cisalhamento;
- Em seguida surgiram fissuras diagonais nas duas paredes;
- A etapa seguinte ficou marcada pelo surgimento de nova fissuração diagonal nas paredes para, finalmente, ser alcançada a ruptura do modelo.

Com base nessa seqüência, pode-se dizer que ficou definida uma etapa inicial de fissuração, relativa exclusivamente aos lintéis, e uma segunda etapa atribuída às paredes. Além disso, pode-se classificar o comportamento e a ruptura do painel como por cisalhamento, isto é, não surgiram fissuras na base oriundas da flexão do painel e a ruptura ocorreu por fissuração diagonal. Também é importante comentar que as fissuras diagonais das paredes ocorreram apenas nas juntas de argamassa, em regiões internas às paredes, e atravessaram alguns blocos nas regiões com graute.



FIGURA 4.6-10 Vista geral do modelo PJCG1 após realização do ensaio.

4.6.2. Modelo PJCG2

Este foi o último modelo do programa experimental, sendo representado pelo painel com abertura de janela utilizando grauteamento e armadura vertical. Suas dimensões eram idênticas às do modelo não-grauteado e a pré-compressão aplicada foi estimada em 0,98 MPa.

4.6.2.1. Etapa de aplicação da pré-compressão

Assim como em todos os modelos anteriores, esta etapa foi iniciada com aplicação de carregamento vertical prévio para induzir a acomodação da estrutura. Em seguida foi aplicado o carregamento vertical propriamente dito, onde a FIGURA 4.6-11 ilustra as deformações axiais médias segundo os registros dos transdutores T8 a T11 e T12 a T15, relativos às paredes P1 e P2 respectivamente. Observa-se total coincidência entre esses valores, onde se adotou para valor do módulo de deformação aquele correspondente à média geral e igual a 8774 MPa. O carregamento foi aplicado lentamente com macaco hidráulico, obtendo-se intensidades finais da força vertical iguais a 21,2 kN e 22,3 kN, relativas às paredes P1 e P2, respectivamente. Esses valores correspondem a pré-compressões de 1,14 MPa e 1,20 MPa, um pouco maiores que o estipulado inicialmente para o modelo. Apesar de não serem ilustradas, as excentricidades ao final dessa etapa foram iguais a 0,8 mm, no caso de P1, e 0,9 mm, no caso de P2.

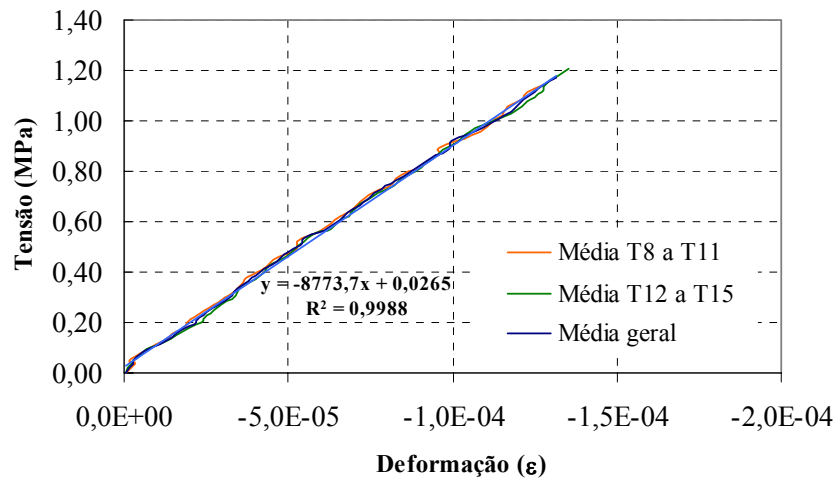


FIGURA 4.6-11 Gráfico σ x ϵ para a etapa de pré-compressão: modelo PJCG2.

4.6.2.2. Etapa de aplicação da força horizontal

Com o modelo submetido à pré-compressão, iniciou-se a etapa de aplicação da força horizontal. A FIGURA 4.6-12 ilustra os deslocamentos horizontais registrados pelos transdutores T1, T2, T4, T5 e T32. Verifica-se que a partir da força igual 13 kN ocorreu escorregamento, de modo que se procederam as devidas correções dos deslocamentos horizontais do painel. O trecho com comportamento linear ficou definido entre 1 kN e 13 kN, sendo representado pela linha de tendência traçada no respectivo trecho da curva relativa a T2, e correspondeu à declividade igual a 15 kN/mm. A primeira fissura visível do modelo surgiu no lintel superior com intensidade da força horizontal igual a 15 kN, a partir da qual percebe-se acentuada redução da rigidez do painel. Até a ocorrência da ruptura do painel não houve perda acentuada dessa rigidez, embora tenha intensa fissuração nos dois lintéis. É interessante observar, assim como em todos os modelos anteriores, a semelhança entre os deslocamentos relativos a T1 e T2, o que ilustra a eficiência na transmissão da força horizontal entre a laje de topo e a última fiada do painel sem a ocorrência de escorregamento. Assim como no caso do modelo PJCG1, verificam-se diferenças entre os deslocamentos T4 e T5 no trecho não-linear.

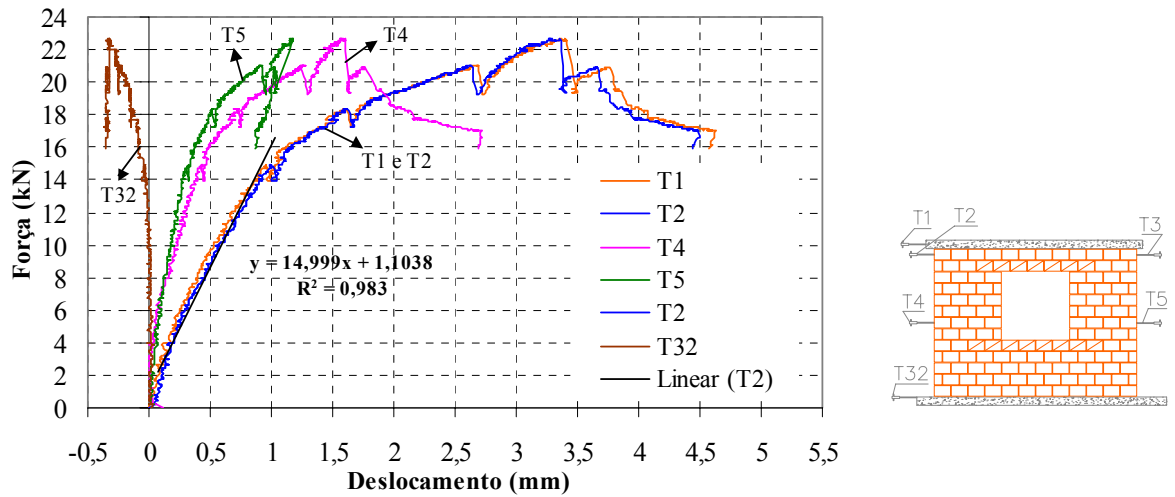


FIGURA 4.6-12 Gráfico força horizontal x deslocamentos horizontais: modelo PJCG2.

Iniciando-se, agora, a análise individual de cada elemento do painel, a FIGURA 4.6-13 ilustra as deformações específicas médias dos lintéis. Essas deformações foram determinadas a partir dos registros dos pares de transdutores T22-T23, T28-T29 e T24-T25, e do transdutor T21, conforme descrito no item 3.5.4. Verifica-se, inicialmente, que não houve alteração brusca no estado de compressão relativo a T21, comprovando-se, desta forma, que não ocorreu fissuração entre a laje de topo e a alvenaria, com conseqüente redução da altura da seção transversal do correspondente lintel. Vale destacar a linearidade de todas as curvas até a força de 13 kN, indicando que o limite anteriormente estabelecido para o comportamento linear ficou adequadamente definido. É interessante observar a simetria na solicitação do lintel superior, até aproximadamente 15 kN, devido à semelhança entre as curvas relativas a T21 e T22-T23. A alteração na inclinação da curva relativa a T22-T23, aos 19 kN, indica o surgimento de fissuração por flexão do lintel. Outro ponto a se destacar é que o lintel inferior foi o primeiro a ser solicitado, onde as deformações T24-T25 foram efetivamente iniciadas aos 2,3 kN e as T28-T29 aos 3,3 kN, enquanto que as deformações T21 e T22-T23 só apresentaram valores não desprezíveis a partir de 6,0 kN e 6,8 kN, respectivamente. As primeiras fissuras visíveis do lintel inferior surgiram aos 15 kN e 16,5 kN, onde se percebe grande variação na inclinação das curvas T28-T29 e T24-T25. Como o lintel inferior apresentou intensa fissuração das juntas horizontais, as quais podem ser associadas a atuação de esforços cortantes, as deformações na direção diagonal, par T24-T25, foram bem maiores que as demais. Resumidamente, pode-se dizer que o lintel superior foi pouco solicitado por esforços de flexão, e que o lintel inferior foi mais solicitado que o superior.

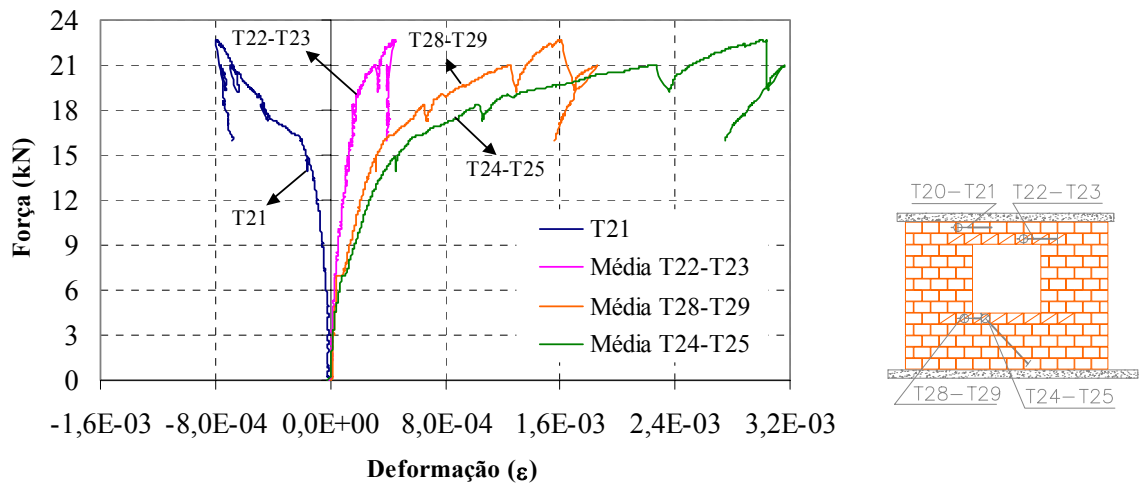


FIGURA 4.6-13 Deformações específicas dos lintéis: modelo PJCG2.

Analisando agora os cantos da abertura, a FIGURA 4.6-14 ilustra as deformações específicas médias associadas aos transdutores T6, T26, T7 e T27, conforme descrição do item 3.5.4. Mais uma vez contempla-se a etapa linear, na curva relativa a T26, até a força de 13 kN. Da mesma forma, observa-se semelhança entre as curvas relativas a T6 e T27 com início de deformações positivas, efetivamente trações, aos 21 kN e 12,5 kN. Apesar disso, não ocorreu fissuração nestas regiões, o que pode ser explicado pelo pequeno acréscimo nessas deformações, como resultado da eficiência da armadura vertical no controle dessa fissuração. Quanto ao canto tracionado da base de P2, pode-se comentar que sua curva apresentou aspecto semelhante àquelas relativas a T6 e T27 até aproximadamente a força de 16 kN, a partir da qual houve maior crescimento das trações, com surgimento de fissura visível aos 20 kN. Resumidamente, pode-se comentar que os cantos tracionados da abertura apresentaram comportamento semelhante até o instante da ruptura, atribuindo-se tal característica à presença da armadura vertical, e que a base da parede P2 também apresentou essa semelhança, até o instante de intensificação das tensões de tração.

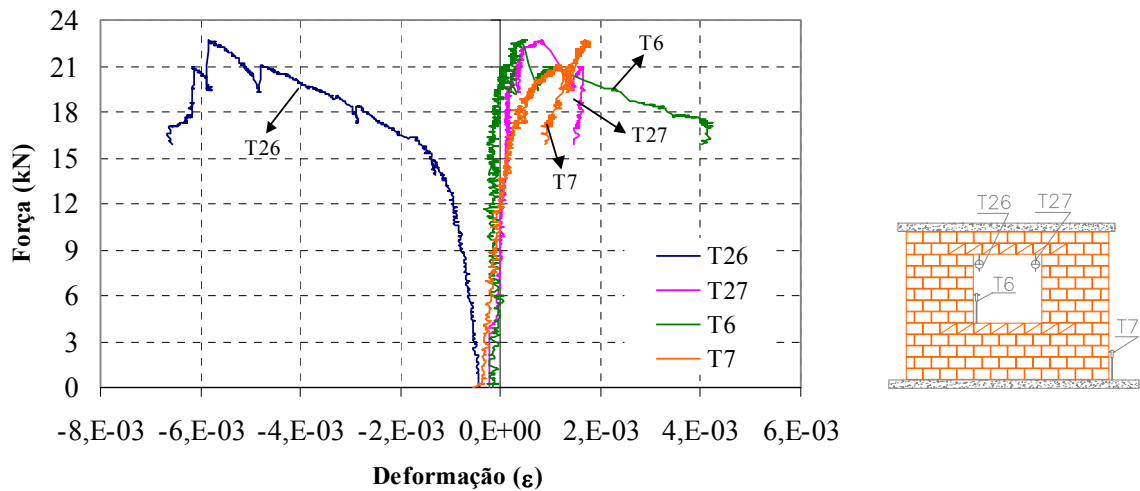


FIGURA 4.6-14 Monitoramento dos cantos tracionado e comprimido da abertura e do canto tracionado na base da parede P2: modelo PJCG2.

Dando prosseguimento à análise individual, a FIGURA 4.6-15 ilustra as deformações globais da parede P1, associadas aos pares transdutores T8-T9, T10-T11 e T16-T17, e da parede P2, associadas aos pares T12-T13, T14-T15 e T18-T19. Pode-se observar pela última vez, em qualquer das duas figuras e em qualquer curva, a definição do trecho linear até a força de 13 kN. Outro aspecto importante é a semelhança, em cada parede, entre as curvas relativas à compressão com aquelas relativas à tração até instantes que precederam o início das respectivas trações. Verifica-se, também, que tais trações iniciaram-se na parede P2 com intensidade da força horizontal igual a 14 kN, e surgimento de fissura visível em sua base aos 20 kN, enquanto que na parede P1 as trações surgiram aos 17 kN da força horizontal. Por fim, destaca-se a superioridade das deformações relativas ao lado tracionado em relação àquelas na direção diagonal, até o instante da ruptura, a partir do qual ocorreu a inversão dessa relação devido à fissuração diagonal das duas paredes. É interessante observar a ductilidade adquirida, evidenciada pela formação de trecho descendente tênue após a ruptura do painel.

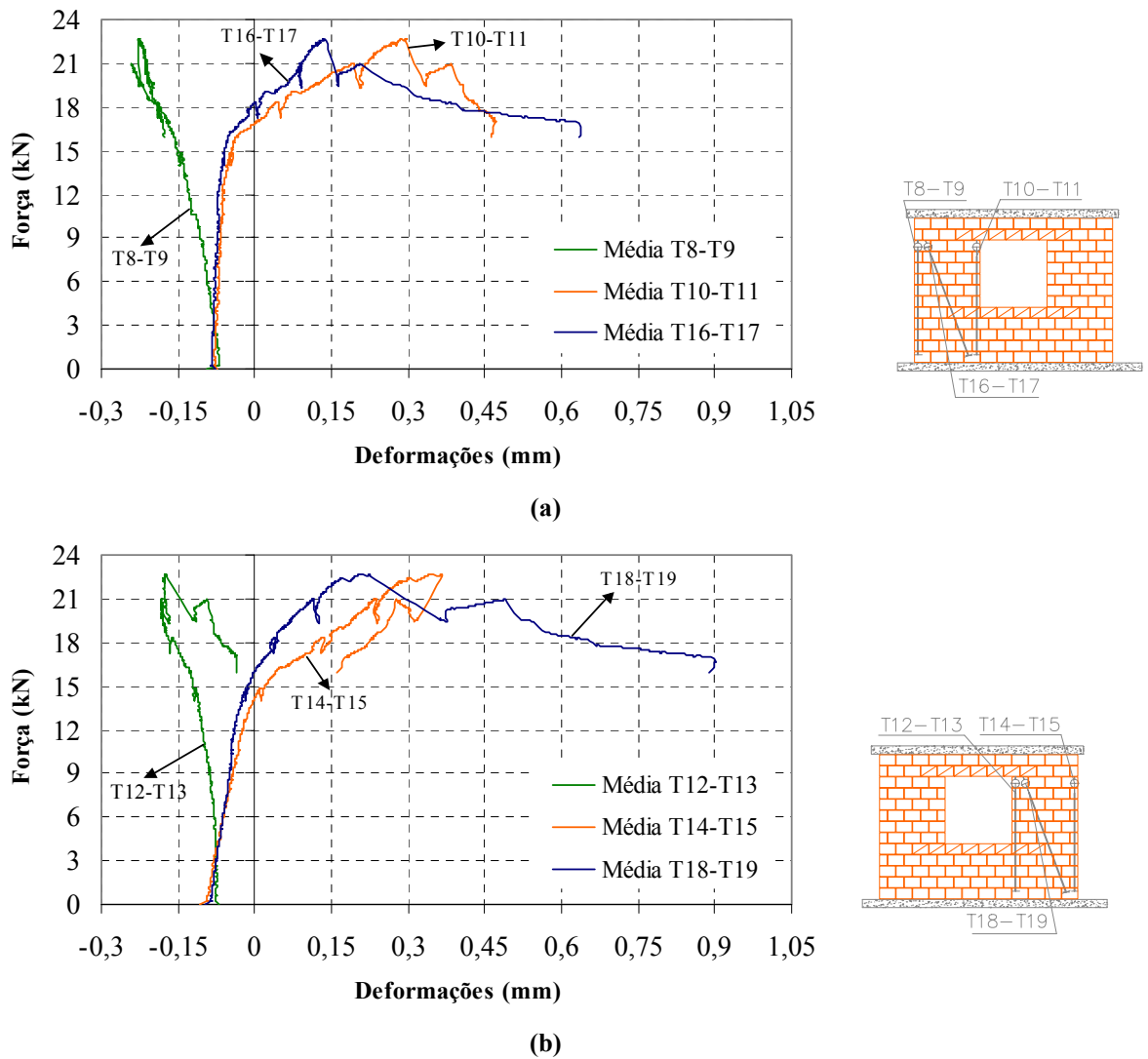


FIGURA 4.6-15 Deformações médias relativas aos lados comprimido e tracionado, e à direção diagonal do modelo PJCG2: (a) Parede P1 e (b) Parede P2.

Aspecto importante para validação dos resultados anteriores é a variação na intensidade da força vertical durante a etapa de aplicação da força horizontal. Neste aspecto, a FIGURA 4.6-16 ilustra os registros das correspondentes células de carga, na qual as etapas 1 e 2 referem-se à aplicação da pré-compressão e da força horizontal, respectivamente. Observa-se que ao final da etapa 1 a parede P1 ficou submetida à força de 21,2 kN e a P2 à força de 22,3 kN. Ao se iniciar a etapa 2 ocorreu decréscimo dessas intensidades que continuou de forma gradual até a força horizontal de 10,5 kN, onde se procedeu a primeira correção na pré-compressão. Com a realização de outras correções tentou-se manter tanto quanto possível a constância da pré-compressão aplicada, obtendo-se uma média de 20 kN e 21 kN, correspondentes à pré-compressões de intensidades iguais a 1,07 MPa e 1,13 MPa e relativas às paredes P1 e P2, respectivamente.

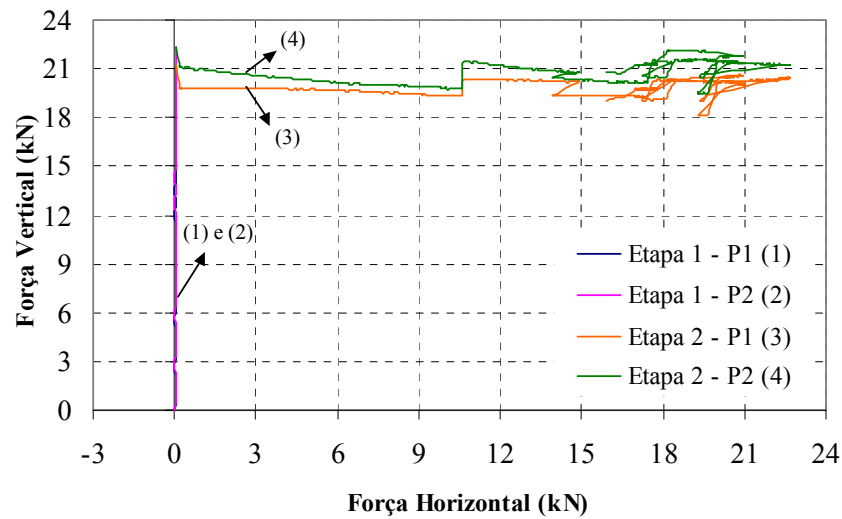


FIGURA 4.6-16 Constância da força vertical durante o ensaio: modelo PJCG2.

Por apresentarem valores pequenos, optou-se por não apresentar os resultados relativos às excentricidades, limitando-se a comentá-los. Neste caso, verificaram-se pequenos valores iniciais dessas grandezas, menores que 0,4 mm, sem crescimento expressivo dos mesmos em que foi registrado o máximo valor de 0,6 mm relativo à parede P2.

4.6.2.3. Modo de fissuração e tipo de ruptura

O estabelecimento da seqüência de fissuração, bem como a classificação do tipo de ruptura, são etapas naturais no prosseguimento da análise dos resultados. Neste caso, as figuras seguintes ilustram a fissuração de cada elemento do painel, lintéis e paredes, para as quais deve-se considerar o sentido da direita para esquerda como aquele relativo a aplicação da força horizontal. Observando a FIGURA 4.6-17 verifica-se que aos 15 kN surgiu fissura horizontal no lintel superior e outra vertical na contraverga, sendo respectivamente associadas ao cisalhamento e à flexão. Vale destacar que essas foram as primeiras fissuras visíveis do modelo. Aos 16,5 kN surgiu a primeira fissura relativa ao cisalhamento no lintel inferior, e aos 18 kN ocorreu propagação dessa fissura e daquela do lintel superior. Quando a força horizontal se igualou a 19 kN surgiram fissuras relativas à tração e à compressão nas extremidades do lintel junto às paredes P2 e P1, respectivamente. Logo em seguida, aos 20 kN, ocorreu a degradação generalizada do lintel inferior, com o surgimento de fissuras horizontais em todas as suas juntas e o prolongamento da fissura vertical de flexão na contraverga. Mais uma vez, ficou caracterizada a atuação da seção composta *concreto/alvenaria* pelo surgimento de fissuras relativas à flexão na laje de topo. É importante destacar a ausência de fissuração horizontal no canto tracionado inferior da abertura, comportamento este atribuído à presença da armadura vertical.



(c)

FIGURA 4.6-18 Fissuração das paredes do modelo PJCG2: (a) Parede P1, (b) Parede P2, e (c) Detalhe da fissura diagonal da parede P2.

Com base nestes comentários e observando a FIGURA 4.6-19, pode-se estabelecer o processo de fissuração do modelo nas seguintes etapas:

- As primeiras fissuras visíveis ocorreram no lintel superior devido ao cisalhamento, e no lintel inferior pela flexão da contraverga;
- Em seguida houve intensificação na fissuração do lintel superior e o surgimento das primeiras fissuras relativas ao cisalhamento no lintel inferior;
- A próxima etapa ficou marcada pelo surgimento de fissuras relativas à flexão do lintel superior, pela degradação generalizada do lintel inferior com a fissuração horizontal de todas as juntas, e pelo surgimento da única fissura relativa à flexão na base da parede P2;
- Finalmente, a ruptura do modelo foi alcançada com o surgimento de fissuras diagonais nas duas paredes.

Com base nessa seqüência, pode-se dizer que ficou definida uma etapa inicial de fissuração, relativa exclusivamente aos lintéis, e uma segunda etapa atribuída às paredes. Da mesma forma, pode-se dizer que o painel exibiu comportamento do tipo misto, pois surgiu fissura relativa à flexão na base da parede P2 e a ruptura se complementou com fissuração diagonal. Além disso, também é importante destacar que, ao contrário do modelo PJCG1, ficou definida apenas uma única linha média de fissuração diagonal, e que essas fissuras ocorreram preponderantemente nas juntas de argamassa, a exceção das regiões que continham graute.



FIGURA 4.6-19 Vista geral do modelo PJC2 após realização do ensaio.

4.6.3. Comparação entre os modelos

As comparações seguintes refletem a tendência de modificação no comportamento dos painéis quando se utilizam distintas intensidades de pré-compressão. O modelo PJC1 ficou submetido às pré-compressões médias¹⁰³ de 1,61 MPa e 1,72 MPa, correspondentes às paredes P1 e P2 respectivamente; enquanto que o modelo PJC2 ficou submetido às pré-compressões médias de 1,07 MPa e 1,13 MPa, também relativas às paredes P1 e P2. A diferença entre essas intensidades é bem razoável, em que as paredes P1 e P2 do modelo 1 ficaram submetidas, respectivamente, a pré-compressões 50% e 52% maiores que as do modelo 2. A FIGURA 4.6-20 ilustra os deslocamentos na última fiada da parede P1 dos dois modelos, cujo comportamento não-linear foi aproximado por consecutivos trechos lineares. Essas aproximações mostraram-se adequadas, pois a pior delas apresentou coeficiente de correlação igual a 0,899. A partir desses resultados constata-se a diferença entre a rigidez inicial dos dois modelos, destacando o efeito da maior intensidade da pré-compressão do modelo 1. Essa tendência foi mantida no segundo trecho linear, isto é, após iniciado o processo de fissuração. É importante comentar que o início da fissuração ocorreu primeiro no modelo 2, como efeito da menor intensidade da pré-compressão. Um terceiro e último trecho linear definiu nova queda de rigidez, provocada pela intensificação da fissuração. Além disso, percebe-se que a ruptura dos dois modelos foi alcançada com deslocamentos horizontais exatamente iguais a 3,3 mm. Outro ponto a se destacar é a queda tênue da força horizontal após a ruptura do modelo, indicando a existência de certa ductilidade.

¹⁰³ Essas médias correspondem à etapa de aplicação da força horizontal.

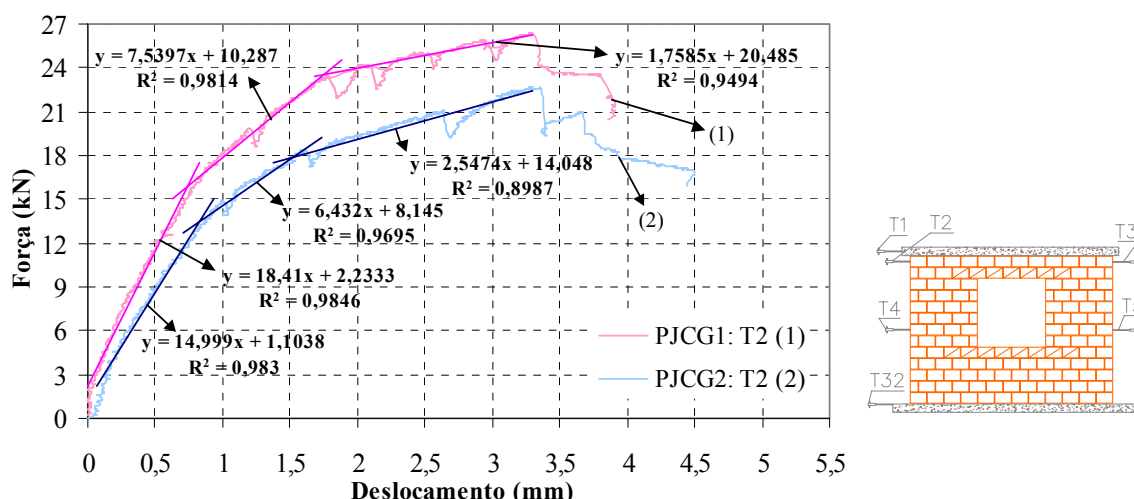


FIGURA 4.6-20 Curvas força horizontal x deslocamentos horizontais aproximadas por consecutivos trechos lineares: comparação entre os modelos PJCG1 e PJCG2.

A Tabela 4.6-1 contém alguns dados referentes às etapas com comportamento linear e de início da fissuração visível. Verifica-se inicialmente que o modelo PJCG1 apresentou comportamento linear até a força de 15 kN, 15% maior que aquela do modelo PJCG2, com deslocamento T2 igual a 0,73 mm, 10% menor. Isto enfatiza a maior rigidez do modelo 1. Quanto ao início da fissuração, o modelo 1 apresentou a correspondente força igual a 19 kN, 26% maior que a do modelo 2, com deslocamento T2 16% maior. É interessante observar que os deslocamentos T4, referentes à primeira fissura visível, foram iguais para os dois modelos, indicando que ocorreu um deslocamento relativo T2-T4 maior para o modelo 1, ou seja, deformações mais intensas neste modelo.

Tabela 4.6-1 Forças de fissuração e correspondentes deslocamentos: comparação entre os modelos PJCG1 e PJCG2.

Modelo	ΔF_{linear} (kN)	d_{linear} (mm)		$F_{\text{fis.}}$ (kN)	$d_{\text{fis.}}$ (mm)	
		T2	T4		T2	T4
PJCG1	1,0 – 15,0	0,73	0,24	19,0	1,26	0,48
PJCG2	1,0 – 13,0	0,81	0,34	15,0	1,09	0,47

Observações:

- ΔF_{linear} representa o intervalo de forças para o qual ocorreu comportamento linear;
- d_{linear} representa os deslocamentos referentes à força de 15 kN para o modelo PJCG1 e de 13 kN para o modelo PJCG2;
- Os transdutores T2 e T4 referem-se aos deslocamentos da última e da fiada intermediária da parede P1;
- $F_{\text{fis.}}$ representa a força correspondente ao surgimento da primeira fissura visível;
- $d_{\text{fis.}}$ representa os deslocamentos relacionados a primeira fissura visível.

Outra etapa importante é a ruptura dos modelos. A Tabela 4.6-2 contém os valores da força de ruptura com seus respectivos deslocamentos T2, e os máximos deslocamentos

registrados no ensaio. Verifica-se que o modelo PJCG1 alcançou a ruptura com intensidade da força horizontal 17% maior que o modelo PJCG2, e que os deslocamentos correspondentes foram iguais. Além disso, deve-se fazer menção aos máximos deslocamentos, em que o modelo com menor pré-compressão apresentou máximo deslocamento 36% maior que aquele da ruptura; enquanto que o modelo PJCG1 apresentou o acréscimo de 15%. A partir disso, pode-se comentar que há certa resistência residual após a ruptura, superior no modelo com maior pré-compressão. A FIGURA 4.6-20 ilustra esses comportamentos, na qual pode-se observar que, embora haja diferença entre as rigidezes, os deslocamentos foram praticamente iguais, isto é, a alteração no comportamento limitou-se ao acréscimo nas forças aplicadas para se obterem deslocamentos semelhantes.

Tabela 4.6-2 Força de ruptura e correspondentes deslocamentos: comparação entre os modelos PJCG1 e PJCG2.

Modelos	F_{rup} (kN)	Deslocamentos T2 (mm)	
		d_{rup}	$d_{máx}$
PJCG1	26,5	3,3	3,8
PJCG2	22,6	3,3	4,5

Observações:

- F_{rup} , representa a força de ruptura do painel, isto é, a máxima força registrada durante o ensaio;
- d_{rup} representa o deslocamento registrado no instante da ruptura total;
- $d_{máx}$, representa o deslocamento máximo medido no ensaio;
- O transdutor T2 refere-se aos deslocamentos na última fiada da parede P1.

Por fim, a Tabela 4.6-3 contém os valores da inclinação das linhas de tendência da FIGURA 4.6-20, correspondentes às aproximações lineares e representativas das rigidezes do painel, e o percentual de redução da rigidez na transição entre essas aproximações. Conforme comentado anteriormente, a rigidez inicial dos modelos foi bastante diferente, sendo 23% maior no modelo 1. Da mesma forma, essa tendência manteve-se após o início da fissuração, com diferença um pouco menor e igual a 17%, também em favor do modelo 1. No entanto, em estágios próximos à ruptura, o modelo 1 exibiu rigidez menor que a do modelo 2 com diferença igual a 39% em favor do modelo 2. Essa degradação na rigidez pode ser mais bem avaliada pelos percentuais Δ_{ij} da Tabela 4.6-3. Verifica-se que o início da fissuração resultou em perda de rigidez semelhante nos dois modelos, em torno de 58%. No entanto, a intensificação da fissuração produziu diferentes perdas de rigidez; o modelo 1 teve sua rigidez reduzida em 76% e o modelo 2 em 61%. Isto indica que nos estágios iniciais de fissuração os comportamentos apresentaram-se de modo semelhante quanto à queda de declividade, e que a degradação do painel foi mais intensa no modelo 1.

Tabela 4.6-3 Reduções de rigidez para modelagem simplificada: comparação entre modelos PJCG1 e PJCG2.

Modelo	Declividades das retas (rigidez) e diferenças percentuais				
	Trecho 1	Trecho 2	Trecho 3	Δ_{12} (%)	Δ_{23} (%)
PJCG1	18,4	7,5	1,8	59	76
PJCG2	15,0	6,4	2,5	57	61

Observações:

- Δ_{ij} representa a redução da rigidez na passagem do trecho linear i para o trecho j .

4.6.4. Conclusões parciais

A partir da análise dos resultados desses modelos é possível estabelecer algumas conclusões parciais acerca dos comportamentos observados.

A partir da análise de resultados do painel PJCG1 afirma-se o seguinte:

- A etapa linear ficou definida até a força de 15 kN, enquanto que a primeira fissura visível, a qual surgiu no lintel superior, só ocorreu aos 19 kN de intensidade da força horizontal;
- O lintel inferior foi tão, ou mais, solicitado que o superior. A fissuração do lintel superior ocorreu na laje de topo, proveniente da solicitação de flexão, e na junta horizontal intermediária, proveniente do cisalhamento. No caso do lintel inferior, surgiu fissura vertical na contraverga, proveniente de sua flexão, e fissuração horizontal e vertical nas porções intermediária e inferior, provenientes do cisalhamento;
- Quanto aos cantos da abertura, a razoável simetria entre as deformações dos cantos superiores tracionado e comprimido se limitou à condição de atuação de tensões de compressão. A não-linearidade se manifestou de modo tênue, mesmo após o surgimento de tensões de tração. Da mesma forma, as deformações nos cantos tracionados superior e inferior ocorreram de modo semelhante, em que se destaca a ausência de fissura horizontal em ambas as regiões;
- Quanto à base da parede P2 verificou-se, para o estágio com resposta linear, semelhança no aspecto de suas deformações com aquelas dos cantos tracionados da abertura. Isto indica que ocorreu comportamento semelhante nas regiões propensas a concentração de tensões, independentemente de serem internas ou junto a faces externas do painel. Ao se iniciarem os efeitos não-lineares, os mesmos foram mais intensos na base de P2, no entanto não ocorreu qualquer tipo de fissuração nesta região;
- No caso das deformações relativas aos lados tracionado e comprimido das paredes P1 e P2, destaca-se a percepção dos efeitos não-lineares antes do surgimento de tensões de tração e a semelhança no comportamento das paredes, isto é, no aspecto dos encurtamentos e dos alongamentos. Além disso, é importante ressaltar que houve fissuração diagonal mais intensa na parede P2, resultando em maiores deformações que as da parede P1, e que não surgiu fissura horizontal na base das duas paredes;

- Outro ponto importante a destacar é que, ao contrário do painel com abertura de porta, ficou evidente a semelhança entre o comportamento das duas paredes, isto é, os encurtamentos e alongamentos de cada parede apresentaram aspecto semelhante;
- As deformações na direção diagonal das paredes mostraram-se sempre inferiores, a exceção do instante da ruptura em que ocorreu fissuração na direção da outra diagonal;
- Finalmente, pode-se classificar o comportamento do painel como misto, apesar de não surgir fissuração horizontal na base das paredes, em que o colapso se deu por fissuração diagonal nas duas paredes. É importante comentar que surgiu, em distintos instantes, uma única linha média de fissuração diagonal em cada parede.

Quanto ao painel com abertura de janela PJCG2 pode-se comentar que:

- A etapa linear do comportamento ficou caracterizada até a força de 13 kN, embora a primeira fissura visível, a qual surgiu no lintel superior, tenha ocorrido aos 15 kN de intensidade da força horizontal;
- O lintel inferior foi tão, ou mais, solicitado quanto o superior. A fissuração do lintel superior ocorreu na laje de topo e na verga, proveniente da solicitação de flexão, e na junta horizontal intermediária, proveniente do cisalhamento. No caso do lintel inferior, surgiu fissura vertical na contraverga, proveniente de sua flexão, e intensa fissuração nas juntas horizontais, provenientes do cisalhamento;
- Não ficou evidente a simetria entre as deformações dos cantos superiores tracionado e comprimido. Verificou-se, também, semelhança entre as deformações dos cantos tracionados e a ocorrência de não-linearidade tênue, em que se destaca a total ausência de fissuração visível nestas regiões;
- Quanto à base da parede P2 verificou-se semelhança no aspecto de suas deformações com aquelas dos cantos tracionados da abertura. Isto indica que ocorreu comportamento semelhante nas regiões propensas à concentração de tensões, independentemente de serem internas ou junto a faces externas do painel. Ao se iniciarem os efeitos não-lineares os mesmos foram mais intensos na base de P2, em que se observou o surgimento de fissuração horizontal;
- No caso das deformações relativas aos lados tracionado e comprimido das paredes P1 e P2, destaca-se a percepção dos efeitos não-lineares antes do surgimento de tensões de tração e a semelhança no comportamento das paredes, isto é, no aspecto dos encurtamentos e dos alongamentos. Além disso, observou-se que surgiu fissura horizontal apenas na base de P2, apesar do correspondente lado de cada parede apresentar alongamentos. Também ficou evidente a existência de ductilidade, pois a fissuração diagonal das paredes ocorreu em instantes distintos e as deformações registradas decresceram suavemente após a ruptura;

➤ Finalmente, pode-se definir o comportamento misto do painel, pois ocorreu fissuração horizontal na base da parede P2, e o colapso se completou com a fissuração diagonal nas duas paredes. É importante comentar que as fissuras diagonais ocorreram de modo brusco e em instantes distintos, formando uma única linha média de fissuração em cada parede.

4.7. RESUMO DOS RESULTADOS DE TODOS OS PAINÉIS ENSAIADOS

Para finalizar a análise de resultados dos ensaios, apresenta-se na Tabela 4.7-1 algumas das principais características e parâmetros determinados. Antes de qualquer comentário é importante deixar claro que, para avaliação do efeito de acoplamento, deve-se comparar o painel PISG1 com os painéis PPSG1 e PJSG1. Neste caso, os painéis não dispunham de armadura vertical e a pré-compressão foi estimada com a mesma intensidade. Da mesma forma, associa-se o painel PICG1 aos painéis PPCG1 e PJCG1. Outro ponto a destacar é que um painel acoplado foi considerado, nos presentes ensaios, como dois painéis isolados ligados por um lintel, no caso de abertura de porta, e por dois lintéis, no caso de abertura de janela.¹⁰⁴

A partir dos resultados da tabela, observa-se, inicialmente, o benéfico efeito de acoplamento causado pelo lintel, pois a rigidez inicial de qualquer painel acoplado apresentou valor maior que o dobro do painel isolado. Ainda sob o aspecto do acoplamento, verifica-se que os painéis com abertura de janela apresentaram maior rigidez inicial, o que já era esperado, pois neste tipo de painel há dois lintéis.

Quanto ao efeito da pré-compressão observa-se que os painéis com maior intensidade desse esforço apresentaram maior rigidez inicial e trecho linear mais longo. Ainda sobre o trecho linear, verifica-se que para um mesmo tipo de painel submetido a igual intensidade de pré-compressão, exceto os painéis PJSG2 e PJCG2, os limites máximos apresentaram valores muito próximos, isto é, a armadura vertical não teve influência neste resultado. Como consequência disso, verificou-se a proximidade entre as forças horizontais correspondentes ao surgimento da primeira fissura visível. Exceto nos painéis PPSG1 e PPSG2, em todos os painéis acoplados essa fissura surgiu no lintel superior.

Após o surgimento da primeira fissura visível, houve acentuada queda na rigidez inicial dos painéis. Nos painéis porta, em especial, essas quedas foram as maiores dentre todas, sendo iguais a 81% para o painel PPSG1, a 87% para o painel PPSG2, a 84% para o painel PPCG1, e a 81% para o painel PPCG2, resultando num valor médio de 83%. Para os painéis isolados as quedas foram da ordem de 76%, para o painel PISG1, e 65%, para o painel PICG1. É importante comentar que apesar da queda da rigidez inicial ser maior para os painéis porta, os valores absolutos de sua rigidez após a fissuração ainda são maiores que aqueles dos painéis

¹⁰⁴ Para uma estrutura real de edifício, pode-se considerar o painel com abertura de janela como dois painéis isolados ligados apenas por um lintel com maior altura da seção transversal.

isolados. Quanto aos painéis janela, as reduções foram iguais a 46% para o painel PJS1, a 52% para o painel PJS2, a 59% para o painel PJCG1, e a 57% para o painel PJCG2. Exceto o painel PJS1, os outros três apresentaram redução acima de 50%, com média igual a 56%. Fato interessante, é que a rigidez fissurada dos painéis janela é maior que a rigidez inicial dos painéis isolados. A partir desses comentários pode-se dizer que seria razoável adotar uma perda de rigidez, após a primeira fissuração, da ordem de 85% para os painéis com abertura de porta e da ordem de 55% para os painéis com abertura de janela.

Finalmente, observa-se que as forças horizontais de ruptura dos painéis com abertura foram maiores que o dobro dos correspondentes painéis isolados, destacando, mais uma vez, o efeito de acoplamento proporcionado pelo lintel. Sob este aspecto, verifica-se que os painéis com maior intensidade da pré-compressão apresentaram maior força de ruptura. Da mesma forma, os painéis com armadura vertical, exceto o painel PPCG1, apresentaram maior força de ruptura que o seu correspondente modelo sem armadura.

Tabela 4.7-1 Quadro resumo dos resultados dos ensaios.

Painel	$K_{inicial}$ (kN/mm)	Δ_{linear} (kN)	$F_{fiss.}$ (kN)	Local da 1 ^a fissura visível	$K_{fiss.}$ (kN/mm)	ΔK (%)	$F_{rup.}$ (kN)
PISG1	4,5	1 – 3,4	5,8	Base do painel	1,06	76	7,3
PICG1	4,5	1 – 4,4	7,0	Base do painel	1,56	65	10,7
PPSG1	15,4	1 – 15	18	Base de P2	2,99	81	27,2
PPSG2	11,4	1 – 9	13	Base de P2	1,43	87	18,4
PPCG1	16,3	1 – 16*	19	Lintel	2,63	84	25,7
PPCG2	14,7	1 – 9	11	Lintel	2,76	81	24,1
PJS1	18,8	1 – 13	17	Lintel superior	10,13	46	22,0
PJS2	14,2	1 – 8	15	Lintel superior	6,87	52	20,6
PJCG1	18,4	1 – 15	19	Lintel superior	7,54	59	26,5
PJCG2	15,0	1 – 13	15	Lintel superior	6,43	57	22,6

Observações:

- $K_{inicial}$ representa a rigidez inicial, associada à etapa linear do comportamento;
- Δ_{linear} representa os limites do trecho com comportamento linear;
- $F_{fiss.}$ representa a intensidade da força horizontal relativa ao surgimento da primeira fissura visível;
- P2 representa a parede 2 dos painéis acoplados;
- $K_{fiss.}$ representa a rigidez do painel após o surgimento da primeira fissura visível;
- $F_{rup.}$ representa a força horizontal de ruptura do painel;
- $d_{rup.}$ representa o deslocamento horizontal no instante da ruptura do painel;
- O trecho linear marcado com * indica que o mesmo não foi estabelecido a partir da curva *força horizontal x deslocamento*.

4.8. COMENTÁRIOS FINAIS

Neste capítulo foram analisados os resultados dos ensaios de todos os modelos reduzidos. Inicialmente foram avaliados os painéis isolados PIS1 e PIC1, correspondentes à primeira configuração de ensaio, destacando-se o efeito da armadura vertical no comportamento

desses painéis. Em seguida foram analisados os resultados dos pares de painéis PPSG1 e PPSG2, PPCG1 e PPCG2, PJSG1 e PJSG2, e PJCG1 e PJCG2, de modo a avaliar os efeitos provenientes de diferentes intensidades de pré-compressão, enfatizando-se os aspectos relativos à rigidez inicial e à força horizontal de ruptura. Semelhantemente, avaliou-se o efeito da presença de armaduras verticais construtivas nestes painéis, dando destaque às alterações no modo de fissuração.

Os aspectos relativos à modelagem numérica desses painéis, tais como o tipo de modelo utilizado e a comparação com os resultados experimentais, foram tratados no capítulo seguinte.

MODELAGEM NUMÉRICA E ANÁLISE COMPARATIVA DOS EXPERIMENTOS

5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo é detalhado o modelo numérico empregado na análise teórica de alguns painéis, bem como realizada a comparação entre os resultados obtidos com tal modelagem e com os ensaios. Além disso, foram confrontados os resultados experimentais dos painéis, abordando-se os aspectos relacionados aos efeitos de acoplamento e da armadura vertical, assim como à utilização de rigidez secante como modo simplificado de considerar a não-linearidade física em projeto. Na análise numérica foram utilizados os pacotes de programas Ansys Versão 5.5, do qual foram utilizadas as ferramentas do seu pré-processador, e Abaqus/Standard Versões 5.8, 6.2 e 6.3, do qual foram utilizados alguns modelos de ruptura e plasticidade disponíveis em sua biblioteca. A opção em utilizar os modelos do Abaqus teve como base o estudo desenvolvido por Peleteiro (2001), que avaliou alguns desses modelos utilizando-os em análises numéricas de paredes submetidas à compressão simples. O sucesso obtido com essas análises apontou para uma primeira tentativa, que seria o emprego de modelos semelhantes na análise dos painéis submetidos à flexo-compressão.

A calibragem desse modelo numérico foi realizada comparando-se seus resultados com os experimentais das paredes (40 x 40) cm². Essas comparações consistiram no confronto entre as correspondentes curvas *tensão x deformação*, além de uma análise qualitativa da distribuição de tensões e deformações em cada modelo numérico.

Em seguida, procedeu-se a investigação numérica do modelo de ensaio PISG1, referente ao painel isolado sem graute e armadura vertical. Foram ilustrados e discutidos três tipos distintos de modelo, dos quais extraíram-se algumas informações importantes com relação às suas dificuldades de utilização e limitações. Devido a essas limitações e por uma questão de indisponibilidade de tempo, a análise dos painéis com abertura também se limitou ao painel porta sem grauteamento e armadura vertical, ou seja, ao modelo PPSG1. No entanto, foram

avaliados alguns modelos simplificados¹⁰⁵, comparando-se seus resultados com os experimentais aqui obtidos. Desse modo, a modelagem numérica mais refinada foi apontada como uma das sugestões para continuidade da pesquisa.

5.2. DESCRIÇÃO DO MODELO EM ELEMENTOS FINITOS UTILIZADO

5.2.1. Tipo de modelagem adotada

Conforme comentado por Lourenço (1996), há três tipos básicos para abordagem numérica da alvenaria estrutural: micro-modelagem detalhada, micro-modelagem simplificada e macro-modelagem.¹⁰⁶ No estudo ora desenvolvido optou-se por utilizar um tipo de micro-modelagem para possibilitar uma melhor avaliação de determinadas regiões dos painéis, a exemplo dos cantos da abertura e da base das paredes, bem como para representar os planos preferenciais de ruptura, ou planos de fraqueza, constituídos pelas juntas de argamassa. Dessa forma, foram discretizados os blocos, com suas correspondentes características não-lineares, e as juntas de argamassa, as quais foram associadas às características de deformabilidade da argamassa e de não-linearidade da interface *bloco/argamassa*, conforme ilustrado pela FIGURA 5.2-1. A partir disso, pode-se dizer que tal modelagem seria intermediária à micro-modelagem detalhada e à micro-modelagem simplificada, descritas em Lourenço (1996). As características não-lineares dos blocos referem-se à curva *tensão x deformação*, obtida a partir de seus ensaios individuais. Quanto ao módulo de deformação da argamassa, foi utilizado o valor obtido a partir dos ensaios de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos. No caso das propriedades da interface, adotaram-se os valores de coesão e ângulo de atrito obtidos da reta de Coulomb correspondente ao ensaio de cisalhamento direto na junta.¹⁰⁷ O modelo possui a simplificação de não considerar os vazados existentes nos blocos, sendo necessário, portanto, utilizar uma espessura aqui denominada como equivalente ou líquida. Tal espessura foi determinada considerando-se iguais a área e o comprimento dos blocos vazado e equivalente, o que corresponde a multiplicar a espessura nominal do bloco vazado pela relação entre a área líquida e a área bruta (A_{liq}/A_{bruta}). Dessa forma, todos os valores de tensões relacionados com o modelo numérico estão referidos à área líquida do modelo experimental.

¹⁰⁵ Maiores detalhes a respeito desses modelos simplificados podem ser encontrados em Nascimento Neto (1999).

¹⁰⁶ Esses modelos foram detalhados no item 2.1.1.

¹⁰⁷ Todas essas características correspondem aos resultados dos ensaios de caracterização apresentados no item 3.3.

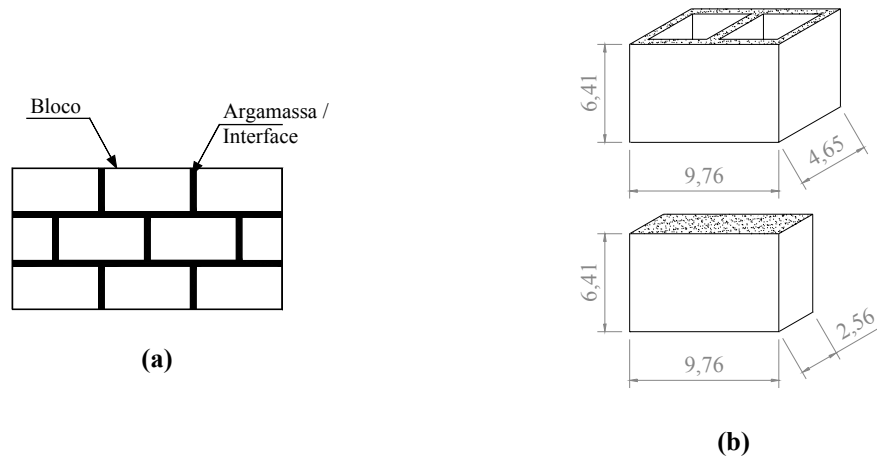


FIGURA 5.2-1 Modelo em elementos finitos: (a) Micro-modelagem utilizada e (b) Configurações dos blocos vazado e equivalente.

5.2.2. Estudo da rede em elementos finitos

Inicialmente, foi desenvolvido um estudo com o modelo de painel com abertura de porta para verificação da influência do refinamento da rede. Foram avaliadas várias configurações de rede partindo do modelo mais refinado, constituído por 6 x 9 (altura x largura) elementos em cada unidade (bloco), até o menos refinado, constituído por 3 x 5 elementos em cada unidade, conforme ilustrado pela FIGURA 5.2-2.

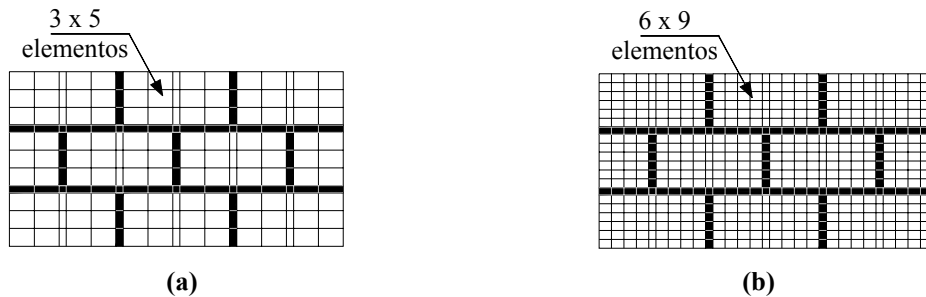


FIGURA 5.2-2 Distribuição dos elementos finitos em cada unidade: (a) Modelo menos refinado e (b) Modelo mais refinado.

Neste estudo inicial foi realizada análise linear, na qual o painel foi submetido a forças verticais e horizontais aplicadas em seu topo. O estudo consistiu na verificação das diferenças entre os deslocamentos horizontais, entre as tensões nas direções verticais e horizontais, e entre as tensões de cisalhamento. Também foram analisadas as distribuições de tensões em seções específicas do painel, a exemplo das extremidades do lintel e da base das paredes. Ao final do estudo, percebeu-se que os deslocamentos horizontais foram praticamente iguais para os dois tipos de discretização. Quanto às tensões, verificou-se alguma diferença em seus valores máximos ocorridos no canto da abertura, isto é, em regiões típicas de concentrações de tensão.

No entanto, em regiões um pouco afastadas desses pontos de perturbação os valores das tensões foram bastante próximos. Da mesma forma, a distribuição das tensões normal e de cisalhamento nas seções extremas do lintel foi semelhante. É importante destacar que o modelo menos refinado continha 66 nós, correspondendo a 198 graus de liberdade, enquanto que o mais refinado continha 110 nós, correspondendo a 330 graus de liberdade, isto é, 132 graus de liberdade a mais. A partir desses resultados, adotou-se a malha com 3 x 5 elementos em cada unidade para se desenvolver toda a análise não-linear dos modelos, podendo-se destacar dois motivos principais: proximidade com os deslocamentos e as tensões do modelo mais refinado; e menor custo computacional na análise não-linear. Além desses testes, essas discretizações foram avaliadas com o modelo não-linear das paredes (40 x 40) cm² em que se observaram as mesmas proximidades para as tensões axiais e de cisalhamento, bem como para as curvas *tensão x deformação* e cargas teóricas de ruptura.

5.2.3. Critérios de ruptura e plasticidade utilizados na análise não-linear

Dentre os critérios disponíveis na biblioteca do Abaqus/Standard, optou-se por utilizar aqueles julgados mais convenientes para a análise de painéis submetidos a força horizontal. Tal conveniência consiste na capacidade do modelo representar os possíveis tipos de ruptura da alvenaria. Neste caso, foram escolhidos critérios específicos na tentativa de simular os seguintes mecanismos de ruptura: fissuração por compressão e tração dos blocos; fissuração por escorregamento na junta ou interface *bloco/argamassa*; fissuração por tração diagonal nos blocos; e fissuração por tração direta da junta. Além disso, tomou-se como base a micro-modelagem simplificada apresentada em Lourenço (1996), observando-se os problemas intrínsecos a esse tipo de modelo.¹⁰⁸

A partir disso, foram escolhidos os critérios de ruptura ou modelos de materiais, como são denominados nos manuais do programa, *CONCRETE* e *MOHR-COULOMB*, além de algumas interações de contato, para o tratamento da não-linearidade física associada ao problema. A seguir são feitos breves comentários a respeito de cada critério:

➤ Critério *CONCRETE*:

Esse critério considera a fissuração como o aspecto mais importante do comportamento do material, e a sua representação, bem como o comportamento pós-fissuração, predominam na definição do modelo. A FIGURA 5.2-3 ilustra o comportamento considerado para o material sob cargas uniaxiais. Para cargas de tração, há resposta elástica até cerca de 7-10% da tensão última de compressão, quando se inicia a formação das fissuras. A partir daí, o programa considera a perda de resistência do material por meio do mecanismo de “amolecimento”, modelo de dano,

¹⁰⁸ Os tipos de micro-modelagem e seus principais problemas foram detalhados no item 2.1.

em que as fissuras abertas podem ser representadas pela perda da rigidez elástica. No caso das cargas de compressão, há uma resposta elástica inicial e, à medida que a tensão aumenta, surgem deformações plásticas de modo que a resposta do material apresenta um “amolecimento”. Quando a tensão última é atingida, a rigidez vai diminuindo até que o material não suporte mais tensão. É importante comentar que o modelo permite a utilização de vários pontos, como dados de entrada, para descrição da curva *tensão x deformação*.

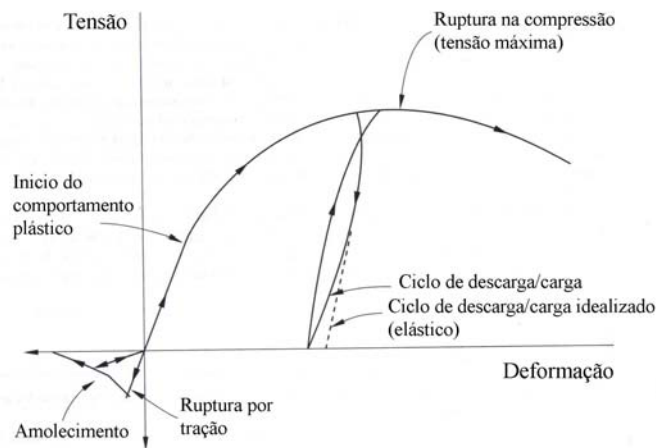


FIGURA 5.2-3 Comportamento uniaxial do modelo [Adaptado do manual do ABAQUS/Standard Volume II].

A FIGURA 5.2-4 ilustra a forma da superfície de ruptura adotada pelo critério no plano das tensões principais. Os parâmetros fornecidos pelo usuário para caracterização dessa superfície são as resistências à compressão e à tração uniaxiais e as respectivas proporções entre as resistências à compressão e a tração biaxiais. Outros parâmetros são necessários para montagem do modelo, tais como: o módulo de deformação inicial e o coeficiente de Poisson do material. Maiores detalhes sobre este critério podem ser encontrados nos manuais Abaqus/Standard e Abaqus Theory Manual.

Pretende-se, com a utilização desse critério, simular a eventual ruptura por esmagamento e a fissuração diagonal dos blocos.

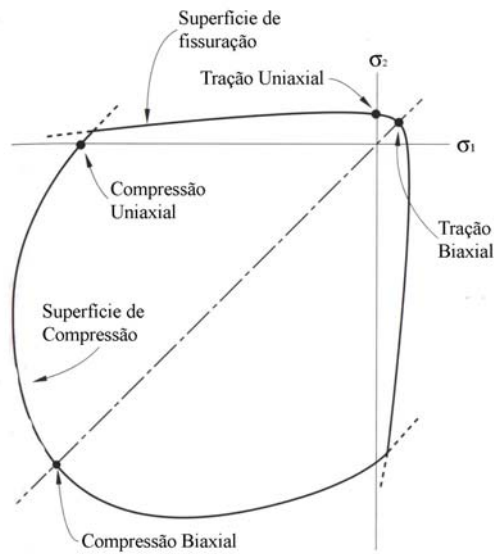


FIGURA 5.2-4 Superfície de ruptura no estado plano de tensões [Adaptado do manual do ABAQUS/Standard Volume II].

➤ Critério *MOHR-COULOMB*:

Esse critério é utilizado para modelar materiais cujo comportamento pode ser representado pelo clássico critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Neste caso, admite-se que a ruptura ocorra quando a tensão de cisalhamento, em qualquer ponto do material, se iguala a um valor que depende linearmente da tensão normal no mesmo plano. Esse modelo é baseado no traçado do círculo de Mohr para estados de tensões, na ruptura, no plano das tensões principais. A curva de ruptura é a tangente a esses círculos de Mohr, conforme ilustrado pela FIGURA 5.2-5. O usuário deve fornecer o ângulo de atrito interno ϕ e a coesão c como parâmetros de entrada para caracterização do modelo. É importante comentar que também é permitido o encruamento isotrópico do material, baseado no acréscimo e/ou decréscimo da coesão à medida que ocorrem as deformações plásticas, isto é, o modelo permite que ocorra tanto “endurecimento” quanto “amolecimento”. A utilização desse critério teve como intuito simular o escorregamento da junta.

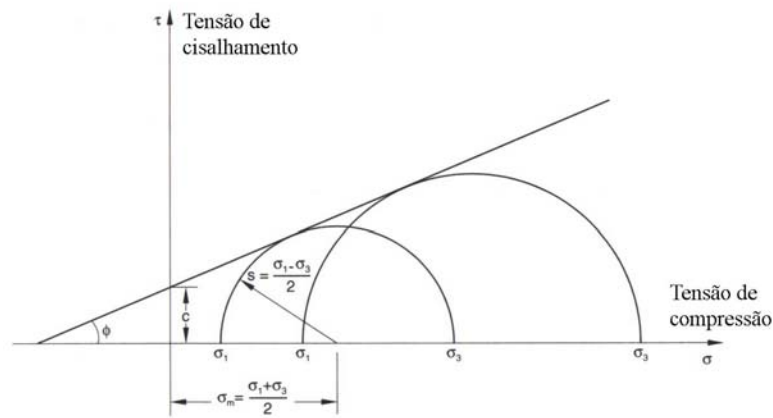


FIGURA 5.2-5 Modelo de ruptura de Mohr-Coulomb [Adaptado do manual do ABAQUS/Standard Volume II].

➤ *INTERAÇÕES DE CONTATO:*

Neste caso são definidas duas superfícies que irão interagir segundo duas direções: uma normal e outra tangencial. No caso da interação normal, representa-se a abertura e a propagação de fissuras provocadas por tensões normais de tração; no caso da interação tangencial simula-se o escorregamento provocado pelas tensões de cisalhamento¹⁰⁹. À interação normal pode-se associar uma resistência à tração, impedindo o surgimento de fissuração e a separação das superfícies, até esse limite de tensão. Para a interação tangencial, a lei que define a ocorrência de escorregamento entre as superfícies é do tipo Mohr-Coulomb, distinguindo-se do critério anterior pela nulidade da coesão *c*. Essas interações foram utilizadas em alguns modelos na tentativa de simular a fissuração da junta por tração direta, bem como sua propagação.

5.3. MODELO NUMÉRICO DAS PAREDES (40 x 40) cm²

A calibragem do modelo numérico foi realizada comparando-se seus resultados com aqueles dos ensaios das paredes (40 x 40) cm² submetidas à compressão simples e diagonal. Neste caso, preocupou-se em representar apenas os mecanismos de ruptura relacionados ao esmagamento e à fissuração diagonal dos blocos, bem como ao escorregamento das juntas, não se explorando, portanto, os efeitos relativos à tração direta da junta. Neste instante da modelagem, pode-se considerar essa hipótese como razoável, haja vista que o tipo de solitação imposta a essas paredes não resulta em tensões de tração perpendiculares às juntas horizontais.

Desse modo, foi utilizado o critério *CONCRETE* para os blocos e o *MOHR-COULOMB* para a argamassa, cujos parâmetros de entrada utilizados estão apresentados na Tabela 5.3-1. Os parâmetros com destaque em itálico foram obtidos experimentalmente a partir

¹⁰⁹ Essas tensões estão contidas no plano das superfícies de contato.

dos ensaios de caracterização descritos no item 3.3. Os demais, ou são valores padrão utilizados pelo programa ou foram calibrados para melhor representar os ensaios ora avaliados numericamente.

Tabela 5.3-1 Parâmetros utilizados para os critérios de ruptura.

Tipo de critério	Material associado	Parâmetros		
CONCRETE	Blocos	$E_b = 1561 \text{ kN/cm}^2$ P1 = 1,2 P4 = 0,33	$\nu_b = 0,1$ P2 = 0,1	$\sigma_{comp.} = 5,51 \text{ kN/cm}^2$ P3 = 1,28
MORH-COULOMB	Argamassa e juntas	$E_a = 985 \text{ kN/cm}^2$ $c = 0,068 \text{ kN/cm}^2$	$\nu_a = 0,2$	$\phi = 35,2^\circ$

Observações:

- E_b , ν_b e $\sigma_{comp.}$ representam o módulo de deformação, o coeficiente de Poisson e a resistência à compressão uniaxial do bloco, respectivamente;
- P1 representa a proporção entre as máximas tensões de compressão biaxial e uniaxial;
- P2 representa a proporção entre as máximas tensões de tração e compressão uniaxial;
- P3 representa a proporção entre as deformações plásticas para a máxima tensão de compressão biaxial e a máxima tensão de compressão uniaxial;
- P4 representa a proporção entre a tensão de tração principal para fissuração, no estado plano de tensões e quando a outra tensão principal é a máxima compressão, e a tensão de fissuração para a tração uniaxial;
- E_a e ν_a representam o módulo de deformação e o coeficiente de Poisson da argamassa, respectivamente;
- ϕ e c representam respectivamente o ângulo de atrito interno e a coesão, associados à interface *bloco\argamassa*.

O primeiro ensaio foi realizado com intuito de determinar o módulo de deformação longitudinal da alvenaria, E_{alv} , e sua resistência média à compressão, f_{par} . Adicionalmente, esses resultados foram utilizados para calibrar o modelo numérico sob compressão. Nesse modelo foram contemplados os mecanismos de ruptura considerados mais relevantes, como comentado anteriormente. A FIGURA 5.3-1 ilustra a discretização final das paredes, na qual podem ser observados a vinculação em toda extensão da base e o carregamento no topo da parede submetida à compressão simples, bem como a vinculação num canto e o carregamento no canto oposto da parede submetida à compressão diagonal. Modelagem semelhante, porém com outra configuração da rede em elementos finitos, foi realizada com sucesso por Peleteiro (2001) para paredes em escala natural constituídas por blocos vazados de concreto.

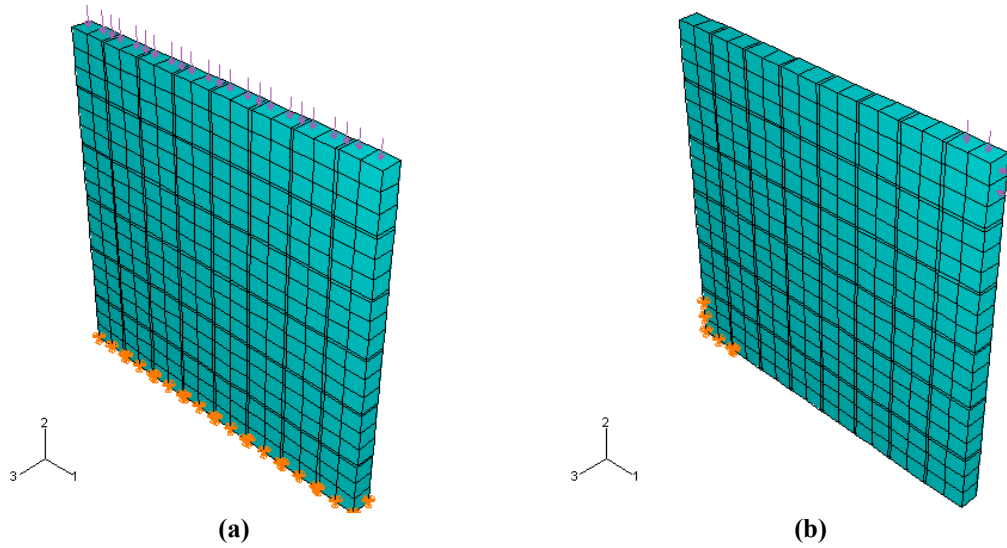
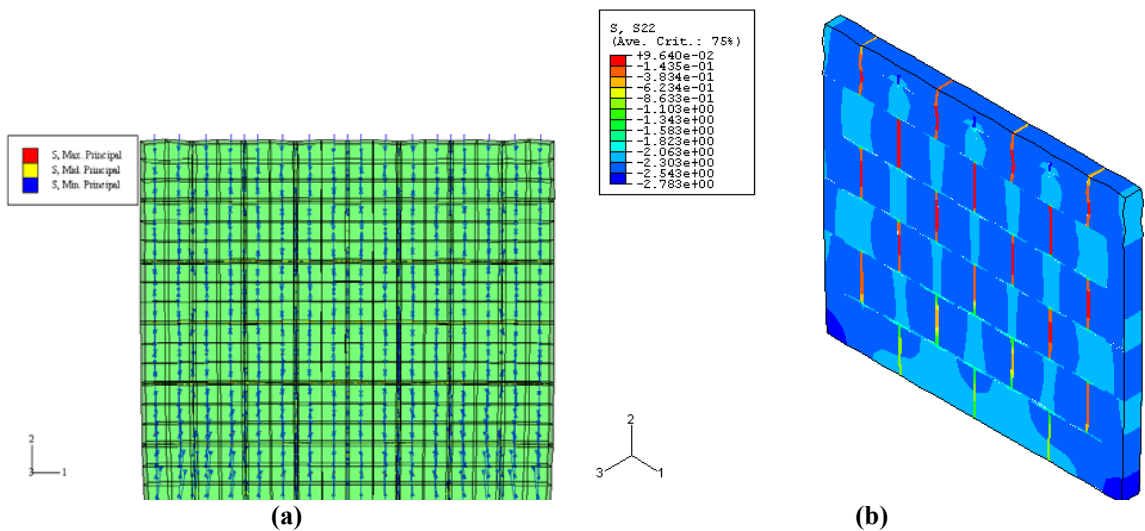


FIGURA 5.3-1 Discretização das paredes: (a) Modelo para compressão simples e (b) Modelo para compressão diagonal.

A FIGURA 5.3-2 ilustra a distribuição das tensões na parede submetida à compressão simples. Percebe-se que as tensões principais de compressão ficaram, como esperado, paralelas à direção vertical. Além disso, comprova-se que os blocos são os principais responsáveis pela resistência da parede, haja visto que os maiores valores das tensões σ_{22} , ou tensões verticais, ocorreram nos mesmos. Observando-se agora as tensões normais horizontais σ_{11} , constata-se que apenas os blocos ficaram submetidos a tensões de tração, com máximos valores no seu contorno, ou seja, nas porções próximas às juntas de argamassa horizontais e verticais. Neste caso em particular, a 5ª fiada foi a região da parede com tensões σ_{11} mais significativas. Por fim, destaca-se o estado triaxial de compressão ao qual a argamassa disposta nas juntas horizontais ficou submetida, conforme distribuição de σ_{11} , σ_{22} e σ_{33} .



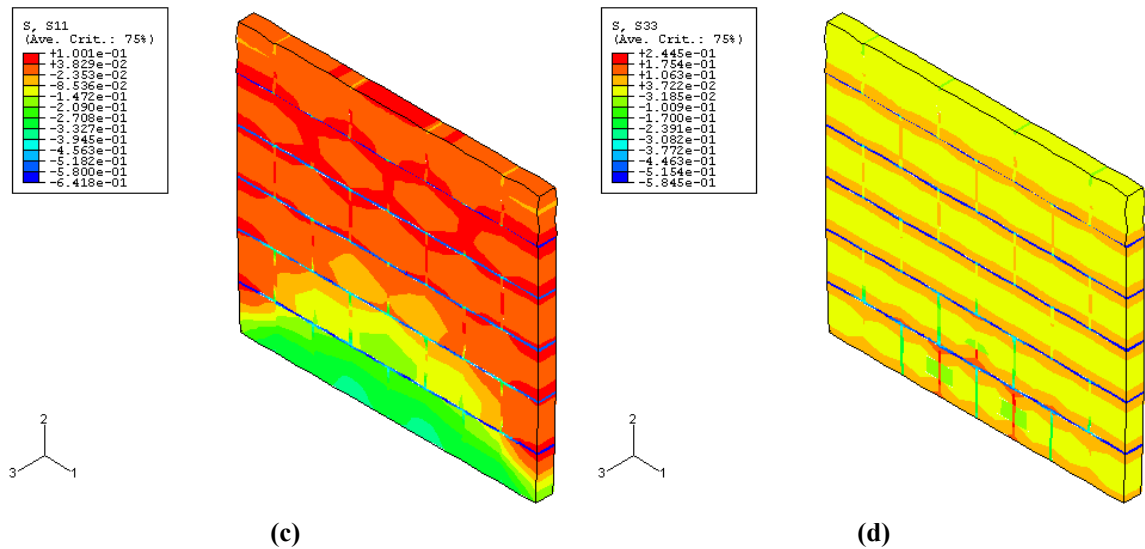


FIGURA 5.3-2 Distribuição das tensões no modelo com compressão simples: (a) Tensões principais; (b) Tensão normal vertical σ_{22} ; (c) Tensão normal horizontal σ_{11} ; e (d) Tensão normal horizontal σ_{33} .

Comparando-se os gráficos *tensão x deformação* do modelo de parede submetida à compressão simples verifica-se rigidez um pouco maior no modelo numérico. Para o módulo de deformação longitudinal obteve-se valor igual a 13.415 MPa, no caso do modelo numérico, e 11.209 MPa, como média dos três ensaios, resultando numa diferença de 20% em favor do modelo numérico.¹¹⁰ Além disso, verifica-se que o modelo numérico apresentou perda de rigidez insuficiente para acompanhar as curvas experimentais. Tanto o maior módulo de deformação quanto a menor perda de rigidez podem ter sido influenciados pelo fato do modelo numérico não simular a concentração de tensão e, por conseguinte, a separação entre os septos do bloco vazado. Tal separação é causada pelas trações horizontais, originárias do efeito de Poisson e observadas no modelo numérico, vide FIGURA 5.3-2(d). O tipo de fissuração ocorrida no modelo experimental confirma esse efeito, pois houve separação entre os septos dos vários blocos da parede.¹¹¹ Isso poderia ser atenuado caso a curva *tensão x deformação* individual do bloco apresentasse essa perda de rigidez. No entanto, o ensaio dos blocos resultou em tal relação praticamente linear, isto é, não houve fissuração antes da ruptura, que ficou caracterizada pela separação abrupta dos septos. Apesar dessas diferenças, verificou-se boa aproximação na carga de ruptura obtida, sendo igual a 222,3 kN, equivalente a 21,7 MPa¹¹², para a média dos três ensaios, e igual a 236 kN, equivalente a 23 MPa, para o modelo numérico. Neste caso, é importante destacar que o coeficiente de variação da média dos ensaios foi de

¹¹⁰ O valor da média dos ensaios foi apresentado no item 3.3.4. É importante lembrar que o valor utilizado na comparação deve ser o relativo à área líquida.

¹¹¹ Vide FIGURA 3.10(a) no item 3.3.5.

¹¹² Relativa à área líquida.

19%, enquanto que a diferença entre o resultado numérico e a média dos experimentais é menor, com valor igual a 6%.

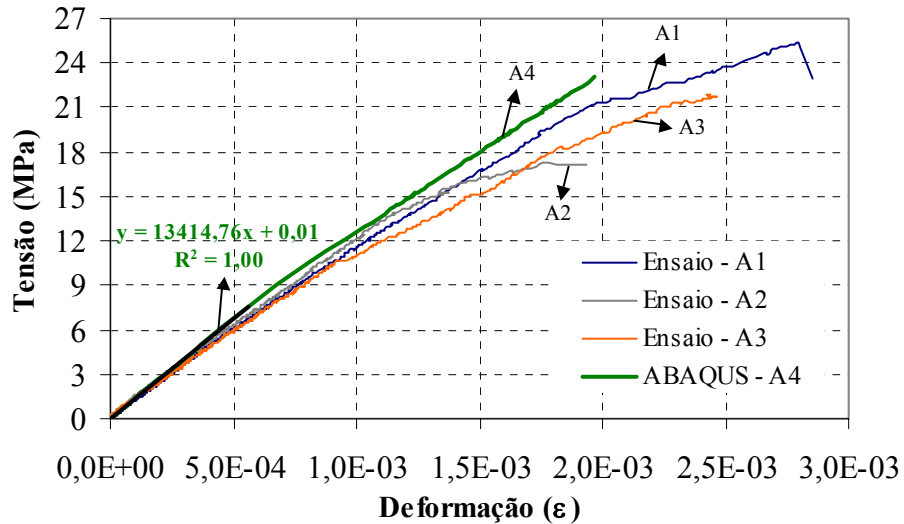
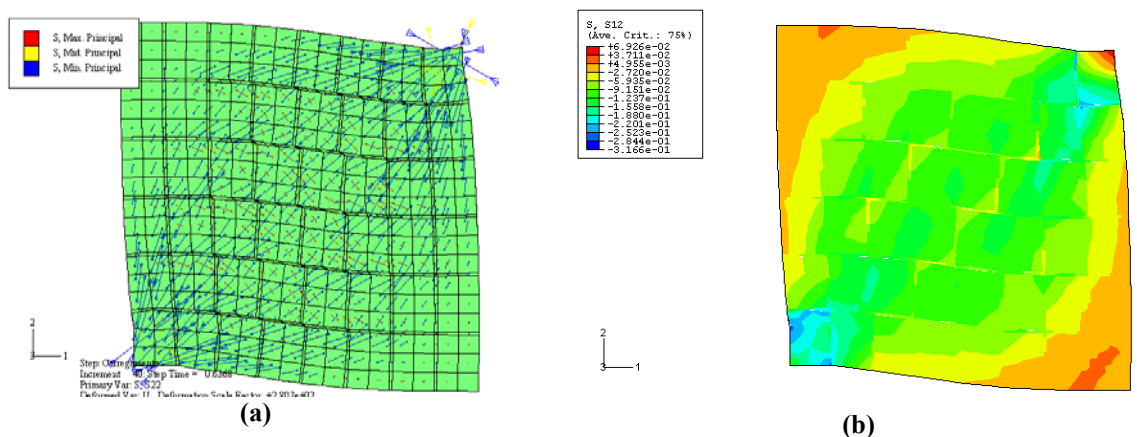


FIGURA 5.3-3 Curva *tensão x deformação* para o ensaio de compressão simples.

A FIGURA 5.3-4 ilustra a direção das tensões principais, bem como a distribuição das tensões de cisalhamento e das deformações plásticas de distorção para o modelo submetido à compressão diagonal. Verifica-se, inicialmente, que as tensões principais concentraram-se na porção central da parede, segundo sua diagonal. Dessa forma, e desprezando-se os picos de tensão nas regiões do apoio e da aplicação da carga, as máximas tensões de cisalhamento ocorreram nesta mesma porção central. No entanto, a boa representatividade do modelo ficou comprovada com a concentração das distorções plásticas nas juntas de argamassa, pois toda fissuração do modelo experimental ocorreu nestas mesmas juntas.¹¹³



¹¹³ Vide FIGURA 3.10(b) no item 3.3.5 para comparação com o ensaio.

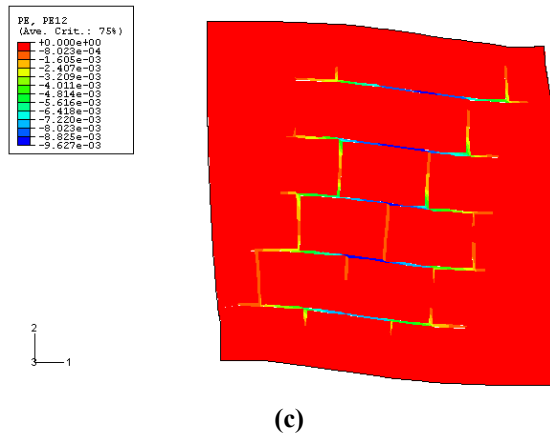


FIGURA 5.3-4 Distribuição das tensões no modelo com compressão diagonal: (a) Tensões principais; (b) Tensão de cisalhamento σ_{12} ; e (c) Deformação plástica PE₁₂.

Comparando-se as curvas *tensão de cisalhamento x distorção* verifica-se, assim como no caso da compressão simples, rigidez um pouco maior para o modelo numérico. Essa rigidez, equivalente ao módulo de deformação transversal G , foi igual a 4.532 MPa para o modelo numérico e 3.424 MPa¹¹⁴ para a média dos três ensaios, resultando numa diferença de 32% em favor do numérico. Também se pode admitir grande parte dessa diferença à não inclusão dos vazados dos blocos no modelo. Outro ponto a destacar refere-se à carga de ruptura, para a qual o modelo numérico resultou num valor igual a 12,7 kN, e a média dos três ensaios foi igual a 15,6 kN. Apesar dessas diferenças, pode-se considerar que o modelo numérico representou razoavelmente bem o comportamento experimental devido à forma da curva obtida e à proximidade com a carga de ruptura média do ensaio.

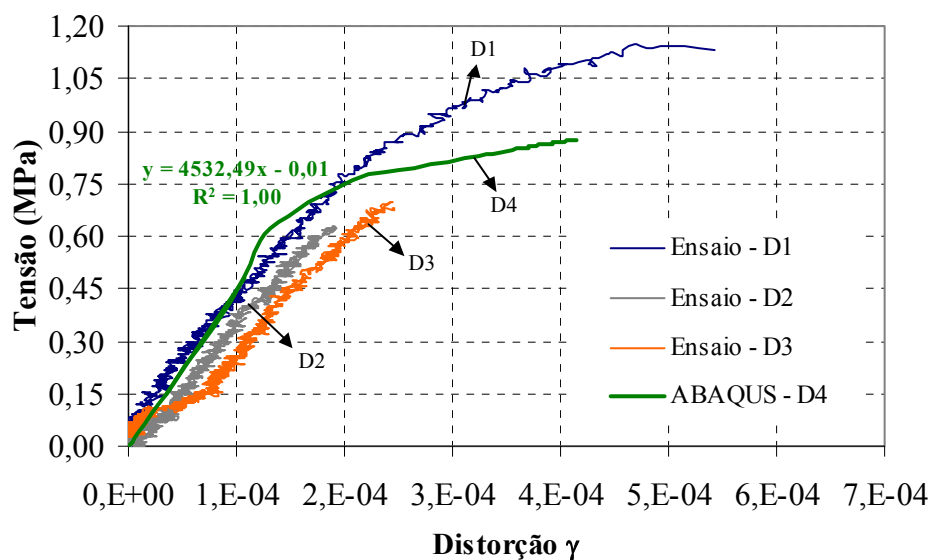


FIGURA 5.3-5 Curva *tensão de cisalhamento x distorção* para o ensaio de compressão diagonal.

¹¹⁴ Relativa à área líquida da parede.

Embora tenha sido constatada a maior rigidez do modelo numérico, decidiu-se utilizá-lo para o desenvolvimento da análise numérica dos painéis maiores, submetidos a pré-compressão e força horizontal.

5.4. MODELAGEM DO PAINEL ISOLADO PISG1

O ensaio do modelo PISG1 mostrou que a fissuração principal ocorre na base do painel, exclusivamente na primeira junta horizontal entre blocos. Como primeira tentativa para a simulação numérica do ensaio utilizou-se o mesmo modelo das paredes (40 x 40) cm², isto é, o critério *CONCRETE* para os blocos e o *MOHR-COULOMB* para as juntas de argamassa. No entanto, os resultados obtidos mostraram-se insatisfatórios, pois o modelo foi incapaz de representar a perda de rigidez verificada no ensaio, devido, principalmente, à propagação da fissura ao longo da referida junta horizontal.¹¹⁵ No transcorrer do estudo, pensou-se na possibilidade de utilizar elementos de contato na 1ª junta horizontal para simular a abertura e a propagação dessa fissura. Antes disso, fez-se uma análise simplificada dessa hipótese para avaliar sua capacidade de simulação do fenômeno.

5.4.1. Modelo simplificado

Este modelo representa a avaliação das tensões normais na 1ª junta horizontal com o decorrer de sua fissuração, ocasionada pela aplicação da força horizontal no topo do painel. É importante dizer que foram consideradas as resistências à tração e ao cisalhamento, determinadas a partir do ensaio de cisalhamento direto na junta. Dessa forma, utilizou-se a reta de Mohr-Coulomb ilustrada pela FIGURA 3.13, e determinou-se a correspondente resistência à tração inserindo-se o círculo de Mohr correspondente à ruptura em tração simples. A FIGURA 5.4-1 ilustra a distribuição das tensões na 1ª junta horizontal, antes e após o início da fissuração, na qual 1 e 2 representam os pontos das máximas tensões na seção retangular. O painel foi submetido inicialmente à pré-compressão com tensão igual a σ_v , correspondente à resultante vertical F_v , e em seguida foi aplicado carregamento horizontal crescente na laje, com resultante igual a F_h , de modo a alterar continuamente a distribuição das tensões na base. Considera-se que o início da fissuração está condicionado ao surgimento de tração maior que a resistência da junta, de modo que situações com $\sigma_2 < f_t$ apresentam possibilidade de resistir à correspondente tração e a distribuição das tensões na seção é semelhante à apresentada na FIGURA 5.4-1(a). Quando $\sigma_2 = f_t$, inicia-se o processo de fissuração no ponto 2, para em seguida ocorrer a propagação dessa fissura até uma distância X quando a tensão neste ponto for igual a f_t . Isto significa que ocorre a separação entre bloco e argamassa, eliminado-se a possibilidade de transferência de tensões, de modo que as trações reduzem-se a zero por toda extensão dessa

¹¹⁵ Vide FIGURA 4.2-4 do item 4.2.1.2.

fissura. Neste caso, a seção resistente passa a possuir menor altura, e a máxima tensão de tração apresenta intensidade igual à resistência da junta. Vale ressaltar que, após a fissuração, o ponto de maior tração deve ser transladado para a extremidade da seção resistente modificada. Com a nova configuração da seção e dos esforços atuantes, a força horizontal cresce de intensidade até que ocorra outra igualdade entre as trações atuante e resistente na vizinhança do ponto 2, para que haja a propagação dessa fissura, conforme ilustrado pela FIGURA 5.4-1(b). O modelo simplificado ora apresentado consiste na avaliação do equilíbrio da seção fissurada, em que a FIGURA 5.4-1(c) ilustra o esquema estático equivalente a ser considerado. Neste caso, M_{FH} representa o momento relativo à força horizontal; N_{FV} o esforço normal no centro de gravidade da seção íntegra, igual à força vertical resultante F_V relativa à pré-compressão; e a excentricidade de N_{FV} em relação ao centro de gravidade da seção fissurada; e V_{FH} o esforço cortante na seção, igual à força horizontal resultante F_H . A partir disso, determina-se a relação de F_H com o comprimento da fissura X , obtendo-se a seguinte equação:

$$F_H = aX^2 + bX + c \quad \text{Equação 5.4-1}$$

$$\text{em que: } a = \frac{1}{6 \cdot H_{FH}} (f_t \cdot e)$$

$$b = \frac{1}{3 \times H_{FH}} (F_V - f_t \times e \times h_{\text{seção}})$$

$$c = \frac{1}{6 \times H_{FH}} (F_V \times h_{\text{seção}} + f_t \times e \times h_{\text{seção}}^2)$$

sendo: H_{FH} a distância da força horizontal resultante até a 1ª junta; f_t a tensão de tração resistente da junta; e a espessura do painel; F_V a força vertical resultante; e $h_{\text{seção}}$ a altura da seção não fissurada.¹¹⁶

¹¹⁶ Caso as características geométricas da seção estejam referidas à área líquida, o valor da espessura e do painel deve ser igual à espessura equivalente, como definida no item 5.2.1.

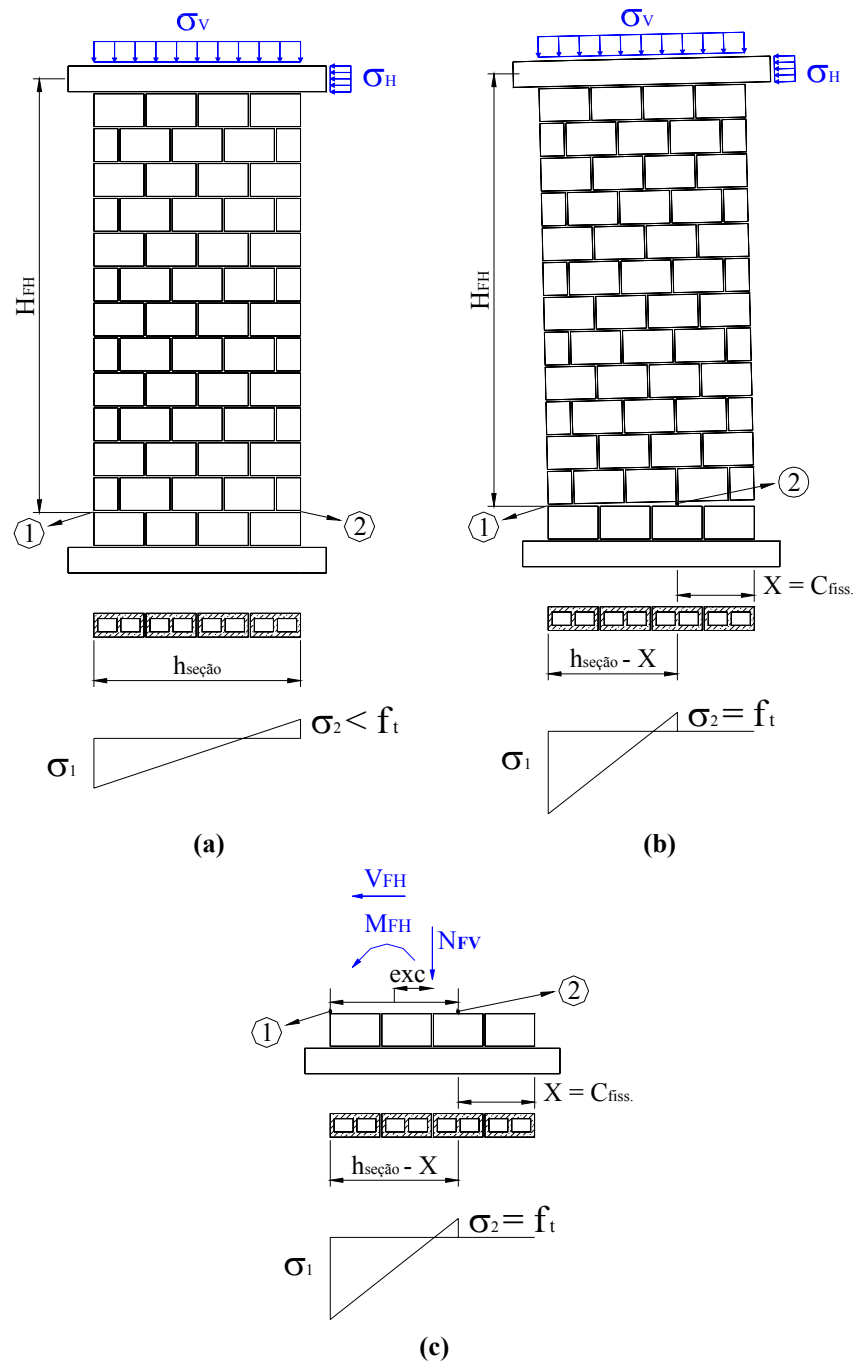


FIGURA 5.4-1 Modificação das tensões na 1ª junta horizontal com o desenvolvimento de sua fissuração: (a) Trações com intensidade menor que f_t ; (b) Ocorrência de fissuração com correspondente zeragem das trações; e (c) Equivalência estática dos esforços na 1ª junta horizontal.

Considerando os valores dos termos constantes da Equação 5.4-1: $H_{FH} = 84,2$ cm ; $f_t = 0,0705$ kN/cm² ; $e = 2,56$ cm ; $F_V = 32$ kN ; e $h_{seção} = 40$ cm; a mesma equação ganha a seguinte redação:

$$F_H = 0,00036 \cdot X^2 + 0,098 \cdot X + 3,107$$

Equação 5.4-2

Esta equação exprime a intensidade da força horizontal F_H , em kN, necessária para que a fissuração na 1ª junta de argamassa do painel alcance um comprimento igual a X cm. O valor de $F_H = 3,1$ kN, quando $X = 0$, corresponde à força necessária para se obter $\sigma_2 = f_t$, de modo a dar início ao processo de fissuração. É importante lembrar que, à medida que a fissura se propaga, além da atualização das características geométricas, deve-se verificar as intensidades das tensões de compressão, no ponto 1, e de cisalhamento na parte íntegra da seção transversal. Vale lembrar que a tensão de cisalhamento resistente foi calculada levando em consideração o efeito da pré-compressão, a partir da equação de Morh-Coulomb definida no item 3.3.6.

Desta forma, fazendo-se crescer o valor de X , obteve-se uma estimativa da força horizontal de ruptura igual a $F_H = 7,0$ kN, para o caso do modelo PISG1. Esta situação corresponde à fissura com comprimento $X = 35,2$ cm e atuação de tensões de compressão e cisalhamento iguais a $5,26$ kN/cm² e $0,57$ kN/cm², respectivamente. Obviamente, a ruptura ficou definida pela igualdade entre a tensão σ_1 e a resistência à compressão simples dos blocos, já que a resistência ao cisalhamento foi igual, nesta situação, a $1,90$ kN/cm², bem inferior a tensão atuante.¹¹⁷

Dois pontos merecem destaque nesta análise simplificada:

- A consideração do surgimento e da propagação da fissura horizontal na base do painel: tal fenômeno foi simulado por meio da variação nas características geométricas da seção transversal, como resultado do decréscimo de sua altura;
- E, como consequência, a ocorrência de excentricidade da força vertical resultante: o decréscimo na altura da seção implicou em surgimento de excentricidade da força vertical resultante com relação ao centro de gravidade da seção fissurada.

Durante a análise dos resultados percebeu-se que o valor dessa excentricidade foi decisivo na obtenção das tensões atuantes na seção, pois o momento assim gerado se contrapõe àquele originado pela força horizontal, ou momento de tombamento do painel. Neste caso, destacam-se os valores na situação de ruptura:

- Parcela de σ_1 relativa ao momento da força horizontal (momento de tombamento): $59,7$ kN/cm² (compressão);
- Parcela de σ_1 relativa à força vertical (pré-compressão): $2,6$ kN/cm² (compressão);
- Parcela de σ_1 relativa ao momento da força vertical (excentricidade **ex**): $57,1$ kN/cm² (tração), correspondente a 96% da primeira.

¹¹⁷ A resistência à compressão dos blocos é igual a $5,27$ kN/cm², referida à área líquida. Vide item 3.3.3.

5.4.2. Modelo não-linear em elementos finitos

Como comentado no item precedente, utilizou-se inicialmente o mesmo modelo das paredes (40 x 40) cm² para a simulação numérica do painel isolado, modelo PISG1. No entanto, os resultados mostraram-se insatisfatórios por não representarem bem o fenômeno da perda de rigidez associada ao modelo experimental. A obtenção da carga de ruptura do ensaio empregando-se a modelagem simplificada apresentada no item 5.4.1, forneceu indícios de que a consideração da fissuração na base do painel poderia representar melhor sua perda de rigidez. O modelo utilizando apenas *CONCRETE* e *MOHR-COULOMB* não forneceu resultados satisfatórios justamente pela incapacidade de representar a propagação dessa fissura na base, por exemplo, pela propagação de deformações plásticas na junta horizontal. Com base nessas observações, optou-se por utilizar superfícies de contato entre a argamassa da 1ª junta horizontal e o bloco da 2ª fiada do painel, FIGURA 5.4-2, de modo a permitir a propagação da fissura nessa junta e a separação física entre os blocos e a argamassa. Dessa forma, pôde-se utilizar variações desse modelo e avaliar quais os pontos de maior influência no comportamento não-linear do painel. Como comentado no item 5.2.3, são definidas duas superfícies de contato que interagem segundo uma direção normal e outra tangencial. No caso da interação tangencial foram utilizados os mesmos parâmetros do critério Morh-Coulomb, considerando que essa interação também segue a mesma lei, com exceção da coesão *c* que é nula. Uma forma de simular a coesão seria considerar certa resistência à tração na interação normal. No entanto, essa idéia foi abandonada devido a dificuldades operacionais encontradas na utilização de tal parâmetro no modelo.¹¹⁸

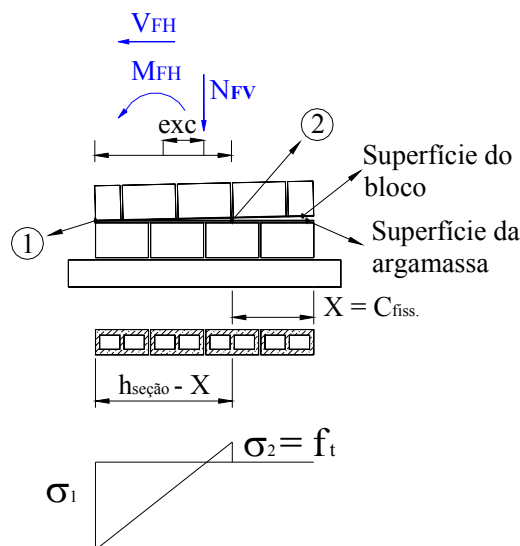


FIGURA 5.4-2 Utilização de superfícies de contato para simulação da abertura e da propagação da fissura horizontal na base do painel: modelo PISG1.

¹¹⁸ A resistência à tração não é levada em consideração apenas pelo fornecimento de um valor de tensão limite. Segundo o manual do Abaqus, é necessário fornecer outro parâmetro que requer muita experiência por parte do usuário neste tipo de modelo, pois sua utilização pode prejudicar a convergência da solução, gerando problemas numéricos de difícil controle.

A partir dessas considerações, foram avaliados os seguintes modelos numéricos:

➤ Modelo 1: consideração dos critérios *CONCRETE* para os blocos e *MOHR-COULOMB* para a argamassa. Os parâmetros fornecidos ao programa são aqueles apresentados na Tabela 5.3-1;

➤ Modelo 2: semelhante ao modelo 1 com a inclusão de superfícies de contato na 1ª junta horizontal de argamassa, como comentado anteriormente;

➤ Modelo 3: consideração do critério *CONCRETE* para os blocos, elasticidade linear para a argamassa, e superfícies de contato na 1ª junta de argamassa. Este modelo consiste numa variação do modelo 2, em que não se consideraram critérios de ruptura e plasticidade para argamassa, de modo a avaliar se toda não-linearidade, ou pelo menos grande parte dela, se deveu à fissuração horizontal na base.

A FIGURA 5.4-3 ilustra o modelo numérico do painel isolado no qual se observa a ilustração da pré-compressão e da força horizontal aplicadas na laje de topo. O painel foi considerado com espessura equivalente (2,56 cm), enquanto a laje foi considerada com largura igual à dimensão da mesa do perfil metálico utilizado na aplicação da pré-compressão.

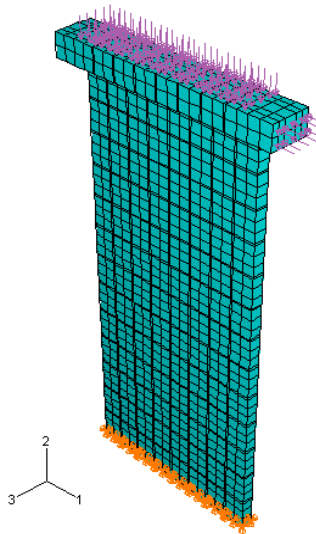
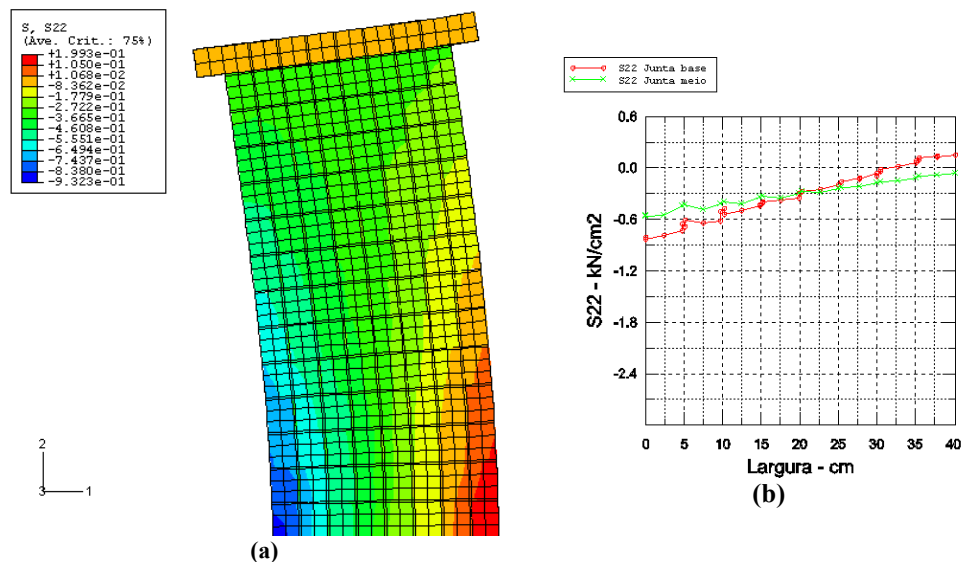


FIGURA 5.4-3 Discretização do modelo numérico do painel isolado PISG1.

A FIGURA 5.4-4 ilustra a distribuição das tensões normais verticais S22 e o diagrama das mesmas tensões nas 1ª e 7ª juntas horizontais de argamassa para os modelos 1 e 3, correspondentes às respectivas forças horizontais máximas obtidas em cada modelagem. Observa-se inicialmente nos resultados do modelo 1 que as tensões de tração se estenderam até a 5ª fiada, enquanto que no caso do modelo 3 a separação física entre a 1ª junta horizontal e o bloco da 2ª fiada impediu a transferência dessas tensões. Esta situação de separação na 1ª junta horizontal também foi observada no ensaio. Ainda assim, o modelo 3 apresentou pequena região submetida a tensões de tração vertical, podendo ser entendido como uma migração das trações

na base, verificadas no modelo 1, para as juntas superiores, isto é, mesmo permitindo-se separação na 1ª junta horizontal surgem tensões de tração no painel. É importante perceber a diferença entre os dois modelos numéricos, no sentido de que a separação física na 1ª junta implica, necessariamente, em ocorrência de maiores intensidades de tensões de compressão numa região menor da seção transversal. Além disso, uma vez ocorrida a fissura não há mais possibilidade de transferir tensões de tração, de modo que seus valores reduzem-se a zero. Considerando-se esses dois fatores em conjunto, maiores tensões de compressão e nulidade de tensões de tração à medida que se desenvolve a fissuração, pode-se traduzir o mecanismo como a migração da resultante de compressão. Dessa forma, a propagação da fissura horizontal resulta no deslocamento da resultante de compressão, no mesmo sentido da fissuração, bem como na redução da seção transversal e, conseqüentemente, no acréscimo das tensões de compressão na parte íntegra da seção transversal. As FIGURA 5.4-4 (b) e (d) ilustram tal comportamento, nas quais observa-se que o modelo 1 apresentou pequenas intensidades de trações, enquanto que o modelo 3, além de apresentar valores nulos de tração ao longo de 30 cm da junta na base, contemplou o acréscimo das tensões de compressão. Outro ponto a destacar é que as pequenas trações verificadas no modelo 1, quase constantes por 5 cm da seção, representam a plastificação daquela junta, verificando-se, dessa forma, a impossibilidade de propagação dessa plastificação ao longo do seu comprimento. Por fim, vale o comentário a respeito da ocorrência de trações na 7ª junta horizontal do modelo 3, indicando que, apesar da fissuração na base, ainda há possibilidade de outras juntas do painel serem tracionadas.



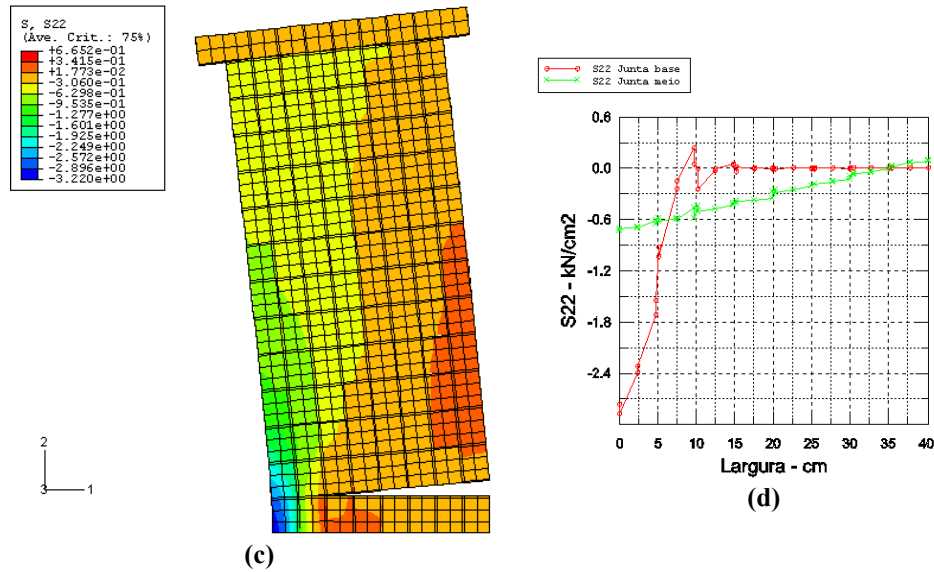


FIGURA 5.4-4 Distribuição de tensões segundo os modelos numéricos: (a) Tensões normais verticais S22 e (b) Tensões na 1ª e 7ª juntas horizontais do modelo 1; (c) Tensões normais verticais S22 e (d) Tensões na 1ª e 7ª juntas horizontais do modelo 3.

A FIGURA 5.4-5 ilustra as curvas *força horizontal x deslocamento horizontal*, obtidas segundo os três modelos numéricos para comparação com a obtida experimentalmente. A curva experimental refere-se ao transdutor T2 do modelo de ensaio PISG1, conforme descrito no item 3.5.4, assim como os resultados numéricos referem-se à posição equivalente nos respectivos modelos. Observa-se que os três modelos numéricos apresentaram a mesma rigidez inicial, sendo maior que a do modelo experimental, como nos casos anteriores. Pode-se verificar, também, que o modelo 1 foi incapaz de representar a perda de rigidez do ensaio, fato este que pode ser atribuído à não representação da fissuração horizontal na 1ª junta, em outras palavras, por não simular a anulação das tensões de tração nesta junta. Além disso, a força horizontal de ruptura, igual a 4,2 kN, foi bem menor que a verificada no ensaio, igual a 7,2 kN. Dessa forma, decidiu-se utilizar superfícies de contato na tentativa de representar tal fenômeno. Com isso, observou-se que o modelo 2 representou, de forma tímida, a perda de rigidez do modelo experimental, chegando à força horizontal de ruptura igual a 5,4 kN. Durante as análises, percebeu-se que a ruptura teórica do modelo 2 ocorreu na argamassa, isto é, os parâmetros utilizados no critério *MOHR-COULOMB* foram insuficientes para permitir que o painel suportasse força horizontal de maior intensidade. Uma alternativa para esse problema seria a consideração de parâmetros de encruamento no referido critério. No entanto, julgou-se inadequado tomar partido dessa alternativa por não se ter informações, na literatura pesquisada, a respeito do encruamento de argamassas. Ainda assim, foi avaliada uma terceira alternativa de modelo numérico, no qual a argamassa foi considerada como material elástico linear sem adoção de critérios de plasticidade e ruptura, conforme descrito anteriormente. Para este caso percebeu-se a semelhança entre as curvas do modelo 3 e do experimental, de modo que

relevante parcela da não-linearidade do ensaio pode ser atribuída à fissuração na base do painel, cuja ruptura ocorreu com intensidade da força horizontal igual a 6,7 kN.

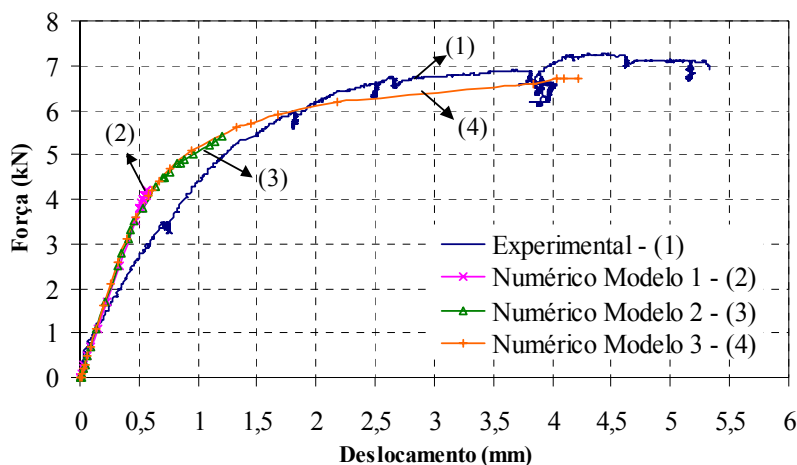


FIGURA 5.4-5 Gráfico *força horizontal x deslocamento horizontal* do modelo PISG1: comparação entre os resultados experimental e numérico.

Embora o modelo numérico 3 tenha apresentado resultados satisfatórios na simulação do modelo de ensaio PISG1, pode-se dizer, em princípio, que no caso dos painéis acoplados não se esperariam resultados tão satisfatórios, pois, além da fissuração na base, esses painéis apresentaram ruptura com fissuração diagonal.

A partir desses resultados, e observando as FIGURA 5.4-1(c) e FIGURA 5.4-4(d), percebe-se a semelhança entre os resultados do modelo 3 e o modelo simplificado descrito no item 5.4.1, enfatizando a conclusão de que tais modelos são parecidos por simularem apenas a não-linearidade associada à fissuração na base. Isto estabelece a qualidade desse modelo simplificado, e fornece subsídios para o emprego de modelos numéricos adequados para a simulação dos painéis ensaiados.

5.5. MODELAGEM DO PAINEL COM ABERTURA DE PORTA PPSG1

5.5.1. Modelos para análise linear

Foram empregados dois modelos para se fazer uma avaliação prévia, considerando comportamento elástico-linear. Inicialmente foi utilizado um modelo com elementos barra, denominado pórtico equivalente, semelhante ao avaliado por Nascimento Neto (1999). O modelo consiste na utilização de barras flexíveis e trechos rígidos para simular o acoplamento do painel, conforme ilustração da FIGURA 5.5-1(a). Neste caso, foram consideradas duas barras verticais, posicionadas no centro de gravidade da seção retangular de cada parede, com as correspondentes características geométricas. Quanto à barra horizontal flexível, foi considerado,

nas duas extremidades, um prolongamento do seu comprimento para o interior de cada parede, igual à metade da altura total da seção do lintel. As características geométricas e mecânicas dessa barra horizontal foram determinadas a partir da seção homogeneizada do lintel, FIGURA 5.5-1(b) e (c). Neste caso em especial, não se considerou a contribuição do graute na composição da seção. Isto foi adotado porque, como será visto mais adiante, não houve contribuição considerável do grauteamento e da armadura vertical na rigidez dos painéis acoplados. Quanto às barras horizontais rígidas, segundo Corrêa (1991), a consideração de uma seção transversal com altura igual à metade do pé-direito é suficiente para simular, de forma adequada, a rigidez desejada para o trecho rígido.

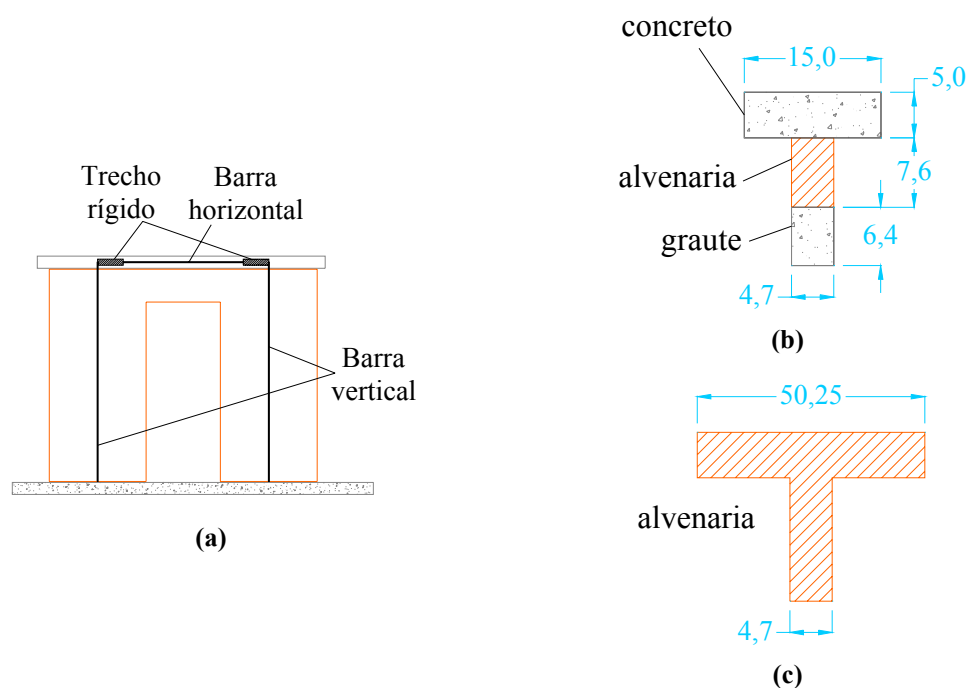


FIGURA 5.5-1 Modelo de barras para o painel com abertura de porta: (a) Disposição das barras nas paredes e no lintel; (b) Seção do lintel no painel e (c) Seção homogeneizada do lintel.

A Tabela 5.5-1 contém os valores das características geométricas e mecânicas consideradas no modelo de barras. Para determinação das propriedades da seção homogeneizada do lintel, consideraram-se os seguintes módulos de deformação individuais: $E_{\text{alv}} = 6.012 \text{ MPa}$; $E_{\text{concreto}} = 21.050 \text{ MPa}$. Além dessas características, utilizou-se, também, a área de cisalhamento, tanto do lintel quanto das paredes, para se levar em consideração a deformação por cisalhamento desses elementos. Neste caso, considerou-se um fator de forma igual a 1,2 para o cálculo dessas correspondentes áreas.

Tabela 5.5-1 Características geométricas e mecânicas das barras verticais e horizontal.

Barras verticais			Barra horizontal		
E_{bruta} (kN/cm ²)	I_{bruta} (cm ⁴)	A_{bruta} (cm ²)	E_{homog} (kN/cm ²)	I_{homog} (cm ⁴)	A_{homog} (cm ²)
601,2	24.800	186	601,2	2.414,8	314,6

Observações:

- Os valores de E_{bruta} , I_{bruta} e A_{bruta} correspondem ao módulo de deformação, ao momento de inércia e à área da seção das paredes, todos referidos à área bruta da seção;

- Os valores de E_{homog} , I_{homog} e A_{homog} correspondem às características da seção homogeneizada do lintel;

Também foi empregado um modelo em elementos finitos para a análise linear desse painel. Neste caso, o painel foi considerado com espessura igual à equivalente, $e = 2,56$ cm, enquanto que a laje foi considerada com largura igual a 8,25 cm, correspondente à largura do perfil metálico utilizado para distribuição da força vertical. Foi considerado, também, o módulo de deformação da alvenaria relativo à área líquida $E_{alv} = 19.030$ MPa. Quanto ao concreto da laje de topo foi utilizado um módulo de deformação igual a 21.050 MPa. Da mesma forma que no modelo com elementos barra, desprezou-se a contribuição do graute da verga. A discretização realizada foi a mesma do painel isolado, constituída por uma rede de 3 x 5 elementos em cada bloco do painel. A FIGURA 5.5-2 ilustra o modelo numérico do painel com abertura de porta, na qual se ilustram as forças verticais nas duas paredes e a força horizontal na laje de topo, consideradas como pressões nas correspondentes faces dos elementos finitos.

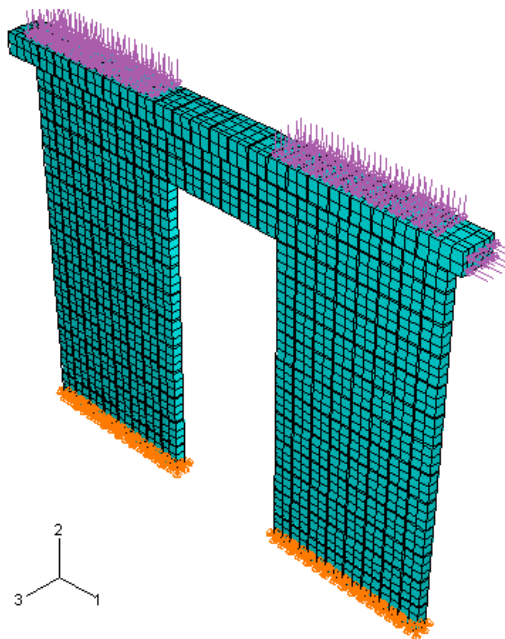


FIGURA 5.5-2 Discretização do modelo numérico do painel com abertura de porta PPSG1.

A partir da avaliação do ensaio do painel PPSG1, verificou-se a formação de um trecho preponderantemente linear antes do surgimento da primeira fissura visível. Este trecho corresponde à etapa inicial com comportamento elástico, na qual não ocorrem deformações plásticas e, por conseguinte, fissuração visível do painel. Com essa etapa identificada, pôde-se estimar a intensidade da força horizontal e o correspondente deslocamento que limitaram esse comportamento, obtendo-se os seguintes valores: $F_H = 15 \text{ kN}$ e $d_{\text{exp}} = 0,91 \text{ mm}$, sendo d_{exp} o deslocamento horizontal medido na laje de topo.

Quanto aos resultados, foram obtidos os seguintes valores para o deslocamento horizontal no topo dos modelos:

- Modelo com elementos barra: $d_{\text{topo}} = 0,86 \text{ mm}$;
- Modelo em elementos finitos: $d_{\text{topo}} = 0,60 \text{ mm}$.

A partir desses valores, percebe-se que o modelo que utiliza elementos barra apresentou resultado mais próximo do experimental, com diferença igual a 5%. Isto demonstra a necessidade de se avaliar com mais profundidade a modelagem em elementos finitos, pois, além das dificuldades encontradas na análise não-linear, como será visto no item seguinte, o resultado para o comportamento linear também não se mostrou adequado.

5.5.2. Modelo não-linear em elementos finitos

Como os resultados do modelo do painel PISG1 utilizando-se apenas os critérios “Concrete” e “Mohr-Coulomb” não apresentou resultados satisfatórios, partiu-se do princípio que o mesmo também não apresentaria bons resultados na análise dos painéis acoplados. Neste caso, optou-se por utilizar o modelo com interações de contato, sendo que:

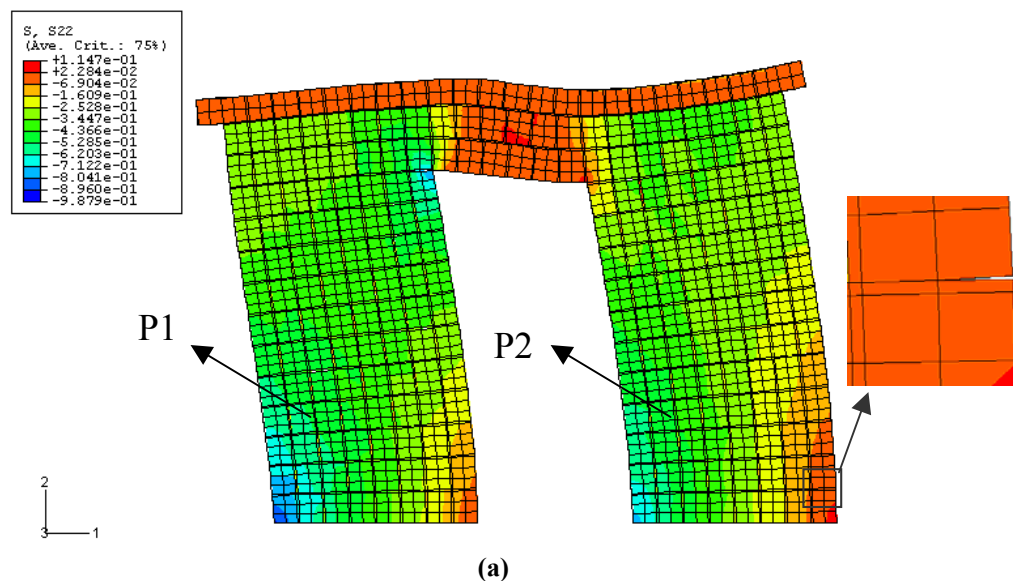
- As superfícies de contato foram utilizadas entre a argamassa e os blocos da 1^a e 11^a fiadas das paredes, isto é, na base e no topo de cada parede;
- Os critérios “Concrete” e “Mohr-Coulomb” foram considerados para os blocos e argamassa, respectivamente. Apesar do critério “Mohr-Coulomb” não ter apresentado resultados satisfatórios na modelagem do painel isolado, decidiu-se mantê-lo no modelo do painel porta devido à ocorrência da fissuração diagonal durante no ensaio.

Essas superfícies de contato foram utilizadas, assim como no painel PISG1, com o intuito de simular o efeito da propagação da fissura horizontal e da separação física entre bloco e argamassa. Os parâmetros considerados para o critério dos contatos foram os mesmos utilizados no painel PISG1. A discretização do painel foi a mesma utilizada no modelo para a análise linear, ilustrada na FIGURA 5.5-2.

Antes de se fazer qualquer análise, é importante comentar que o modelo ora avaliado não apresentou resultado satisfatório para a força horizontal de ruptura do ensaio. O modelo numérico resultou numa força horizontal de ruptura igual a 9,5 kN, enquanto que no ensaio do

painel a intensidade da força foi igual a 27,2 kN. Dessa forma, as avaliações feitas neste item têm como objetivo apontar as deficiências da modelagem.

A FIGURA 5.5-3 ilustra a distribuição das tensões normais verticais S22 e o diagrama das mesmas tensões na 1ª e 7ª juntas horizontais de argamassa de cada parede. Verifica-se, inicialmente, a ocorrência de concentrações de tensão nos cantos da base das paredes e nos cantos da abertura, e que as tensões no lintel são preponderantemente de tração. Da mesma forma, verifica-se que a compressão mais intensa ocorreu na base da parede P1, enquanto que a tração mais intensa ocorreu na base da parede P2. No detalhe da FIGURA 5.5-3(a), pode ser verificado que o processo de fissuração horizontal na base da parede P2 foi iniciado, porém não ocorreu com a extensão observada no ensaio do correspondente painel. Avaliando agora os gráficos das FIGURA 5.5-3(b) e (c), verifica-se que na base de P2 a distribuição das tensões é aproximadamente linear, e que uma pequena parte da seção transversal, cerca de 5 cm, apresentou tensão normal vertical S22 nula, o que corresponde à pequena fissura horizontal destaca na FIGURA 5.5-3(a). As intensidades das tensões de compressão na parede P2 variaram, aproximadamente, entre 0,65 kN/cm² e 0. Ao contrário, na base da parede P1 não ocorreram tensões nulas. Neste caso, observa-se apenas o efeito da flexão, traduzido pelo alívio e pelo acréscimo da pré-compressão, observando-se variação das tensões na seção da base entre 0,75 kN/cm² e 0,05 kN/cm². Além disso, desconsiderando-se os picos na distribuição de tensões na seção, pode-se observar que à meia altura das paredes, 7ª junta horizontal, o alívio da compressão vertical foi menos intenso na parede P1, em que o menor e o maior valor são aproximadamente iguais a 0,44 kN/cm² e 0,35 kN/cm², respectivamente. Isto pode ser atribuído à presença do lintel, pois surge uma compressão excêntrica adicional devido ao acoplamento. No caso da parede P2, as intensidades das tensões de compressão na 7ª junta horizontal variaram entre 0,44 kN/cm² e 0,20 kN/cm².



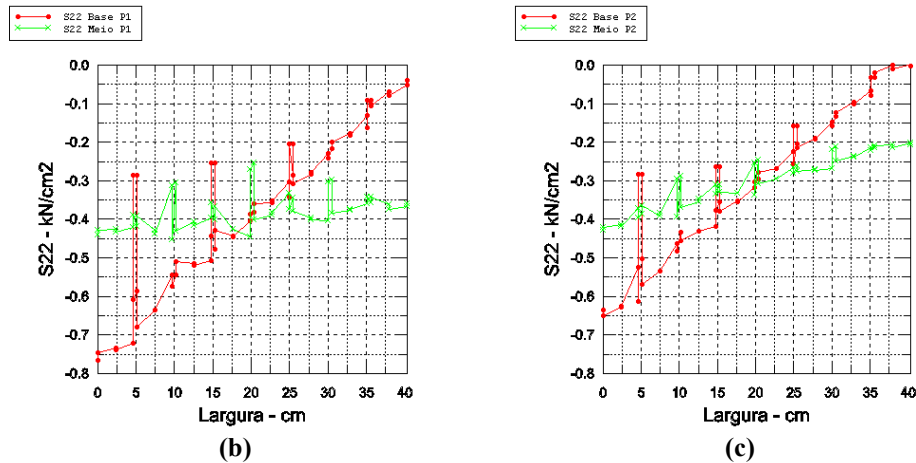


FIGURA 5.5-3 Distribuição de tensões normais verticais S22 nas paredes do painel: (a) Panorama geral das tensões no painel e detalhe do início da fissuração na base da parede P2; (b) Tensões na 1ª e 7ª juntas horizontais da parede P1 e (c) Tensões na 1ª e 7ª juntas horizontais da parede P2.

A FIGURA 5.5-4 ilustra a distribuição das deformações plásticas PE12 associadas à tensão de cisalhamento S12. Percebe-se que, no panorama geral, essas deformações apresentaram valor muito pequeno, praticamente nulo, na maior parte do painel, indicando que não ocorreu intensa sollicitação. No entanto, observando-se o detalhe das deformações do lintel, verifica-se que os picos dessa deformação plástica concentraram-se em suas juntas horizontais. Esta foi a causa identificada para que o modelo numérico resultasse numa força horizontal de ruptura menor que a do ensaio. Neste caso, o modelo, mais especificamente o critério Mohr-Coulomb, falha na representação do comportamento da argamassa do lintel. Provavelmente o problema está associado à intensa fissuração nesta região, isto é, a plastificação permitida pelo critério não representa de forma adequada essa fissuração. Dessa forma, uma reavaliação do critério considerado para as juntas de argamassa do lintel é algo de extrema importância para futuras análises numéricas. Além disso, também seria interessante reavaliar os parâmetros considerados para as interações de contato. Neste caso, pode haver alguma penetração entre as superfícies de contato no canto comprimido da abertura, o que prejudica a solução numérica do problema. Outra posição que poderia ser adotada quanto a esses modelos, seria a utilização de elementos finitos de junta, os quais permitem a simulação numérica dos efeitos de escorregamento e separação das juntas de argamassa. Na biblioteca do Abaqus existe um tipo de elemento junta, no entanto sua aplicação na modelagem aqui realizada torna-se impraticável, pois há a necessidade de se utilizar dois nós em cada ponto da rede em elementos finitos, elevando demasiadamente o custo computacional. Por causa dessas limitações, optou-se por não fazer a modelagem numérica dos outros painéis, sugerindo esse estudo numérico como pesquisa futura. Além das sugestões feitas para o prosseguimento dos estudos numéricos deve-se, ainda, alertar para a necessidade de levar em consideração no modelo as armaduras construtivas dos painéis grauteados.

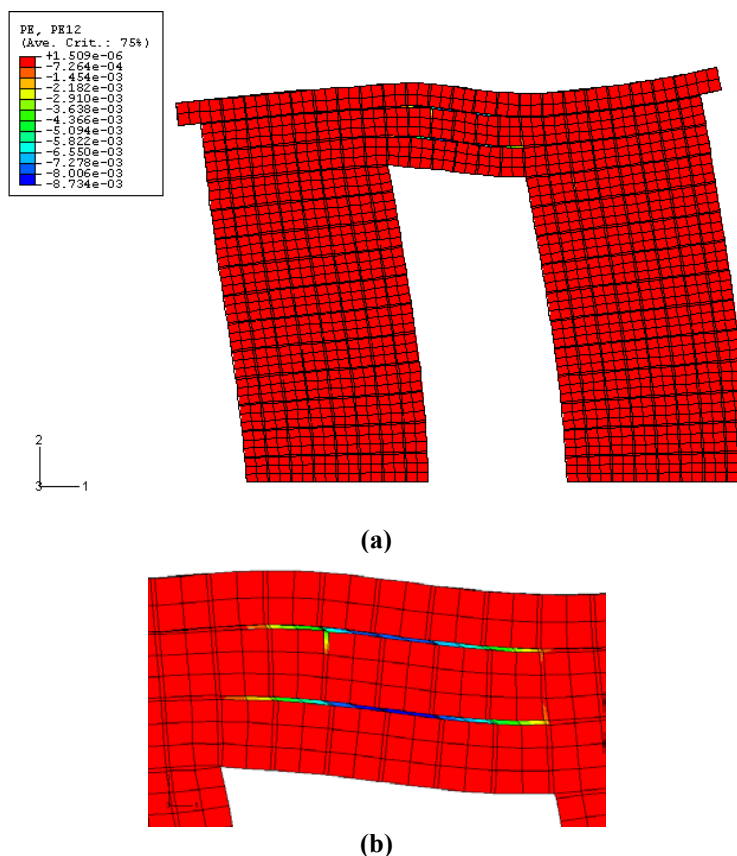


FIGURA 5.5-4 Distribuição das deformações plásticas PE12 no painel: (a) Panorama geral das deformações no painel e (b) Detalhe do lintel.

5.6. COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

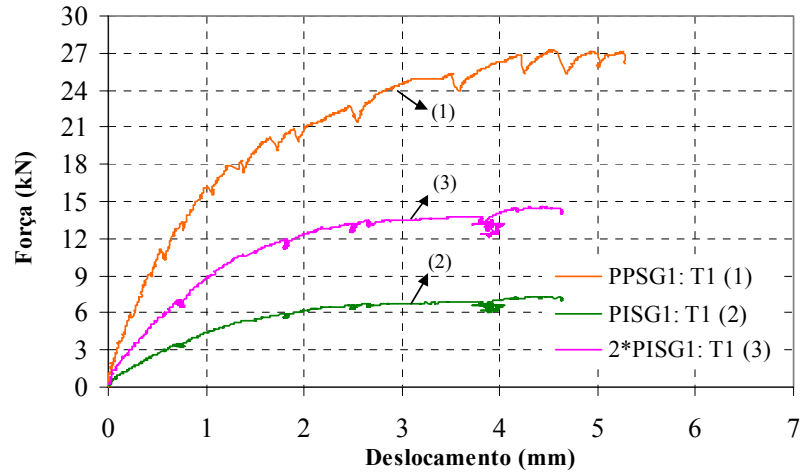
5.6.1. Efeitos de acoplamento e da armadura vertical

O efeito do acoplamento causado pela presença do lintel foi avaliado confrontando-se separadamente os resultados dos painéis com abertura representativa de porta e de janela com aqueles dos correspondentes painéis isolados. Da mesma forma, avaliou-se o efeito da presença de armadura vertical construtiva.

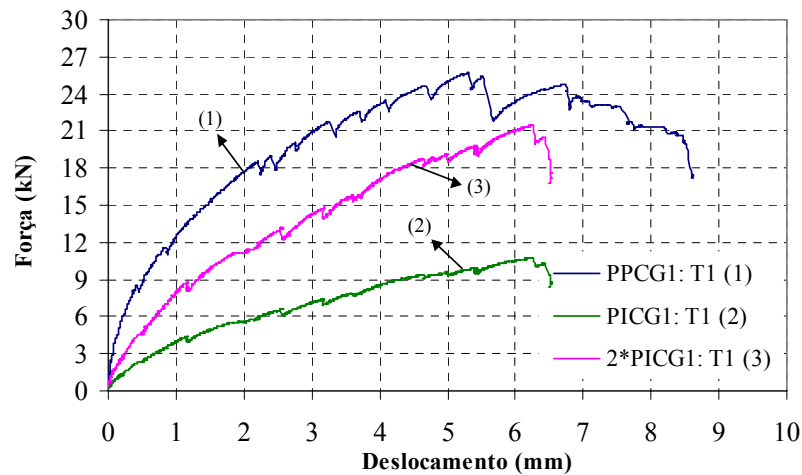
5.6.1.1. Painéis com abertura representativa de porta

Para se avaliar o efeito de acoplamento causado pelo lintel, confrontaram-se os resultados dos modelos sem graute e armadura vertical PISG1 e PPSG1, e dos modelos com graute e armadura vertical PICG1 e PPCG1. Na pior das hipóteses o painel acoplado apresentaria força de ruptura duas vezes maior que a do painel isolado, situação na qual o lintel possuiria extremidades articuladas e funcionaria apenas na compatibilização dos deslocamentos horizontais no topo. A FIGURA 5.6-1(a) ilustra os deslocamentos horizontais dos modelos não grauteados, curvas (1) e (2), e um terceiro gráfico obtido multiplicando-se por 2 os registros da força horizontal do modelo PISG1. Neste caso, verifica-se que o painel acoplado apresentou tanto rigidez quanto força de ruptura maior que o dobro do painel isolado. Isto indica que a

presença do lintel não implica apenas na redução dos deslocamentos horizontais, mas, também, no considerável acréscimo da resistência do painel. Tendência semelhante pode ser observada nos modelos grauteados, FIGURA 5.6-1(b).



(a)



(b)

FIGURA 5.6-1 Avaliação do efeito de acoplamento causado pelo lintel nos painéis com abertura de porta: (a) Painéis sem graute e armadura vertical e (b) Painéis com graute e armadura vertical.

Essas diferenças de rigidez e resistência podem ser mais bem avaliadas pelos resultados contidos na Tabela 5.6-1. Estão apresentados os valores de rigidez inicial, conforme inclinações das linhas de tendência apresentadas no capítulo anterior; as forças e respectivos deslocamentos correspondentes ao surgimento da primeira fissura visível; as forças e respectivos deslocamentos correspondentes à ruptura do painel; e os máximos deslocamentos registrados ao final de cada ensaio. Verifica-se, inicialmente, que as rigidezes dos modelos acoplados são maiores que o triplo dos correspondentes modelos isolados. No caso dos modelos PISG1 e PPSG1 o acoplamento resultou num painel com rigidez 3,46 vezes maior, indicando que o lintel representou cerca de 1,46 desse acréscimo. No caso dos modelos PICG1 e PPCG1 esse acoplamento resultou numa rigidez 3,65 vezes maior, indicando maior efetividade do lintel

que representou cerca de 1,65 do acréscimo. Outro ponto a destacar refere-se ao surgimento da primeira fissura visível na base das paredes. Nota-se que também houve acréscimos dessas forças, iguais a 3,1 e 3,6 vezes para os modelos sem e com graute, respectivamente. Da mesma forma, o grauteamento e armadura vertical proveram o retardamento da fissuração na base das paredes do painel acoplado, em que o modelo PPCG1 apresentou a correspondente força com intensidade 39% maior que a do painel PPSG1. É importante comentar que para essa intensidade de carregamento o lintel do modelo PPSG1 apresentava pouca fissuração, enquanto que o do modelo PPCG1 apresentava-se bastante fissurado. Como não poderia ser diferente, o acoplamento resultou em acréscimo significativo da força de ruptura dos modelos. Os modelos sem graute apresentaram diferença igual a 3,72 em favor do painel acoplado, enquanto que no caso dos modelos grauteados essa diferença foi igual a 2,57 vezes, também em favor do painel acoplado. É importante lembrar que o modelo PPCG1 poderia apresentar maior força de ruptura, caso não tivesse ocorrido a fissura entre a laje de topo e a alvenaria na região do lintel. Por fim, destaca-se a proximidade dos deslocamentos no instante da ruptura, com valores em torno de 5,3 mm, e a maior ductilidade do modelo PPCG1, que apresentou máximo deslocamento 54% maior que aquele no instante da ruptura.

Tabela 5.6-1 Efeito de acoplamento: comparação entre os modelos da 1^a, 2^a e 3^a configurações.

Modelo	Rigidez inicial (kN/mm)	F _{fis.} (kN)	F _{rup.} (kN)	d _{rup.} (mm)	d _{máx.} (mm)
PISG1	4,45	5,8	7,3	4,1	4,3
PPSG1	15,42	18,0	27,2	5,2	5,3
PICG1	4,45	7,0	10,7	5,6	5,8
PPCG1	16,26	25,0	25,7	5,3	8,2

Observações:

- PISG1: modelo isolado sem utilização de graute e armadura vertical;
- PPSG1: modelo acoplado sem utilização de graute e armadura vertical;
- PICG1: modelo isolado com utilização de graute e armadura vertical;
- PPCG1: modelo acoplado com utilização de graute e armadura vertical;
- Todos os modelos referem-se à pré-compressão estimada de 1,64 MPa;
- F_{fis.} refere-se à força horizontal correspondente ao surgimento da primeira fissura visível na base dos painéis.

A FIGURA 5.6-2 ilustra os deslocamentos horizontais registrados pelo transdutor T1 para os modelos da 2^a e 3^a configurações de ensaio, de modo a se avaliarem as tendências de modificação no comportamento ao se utilizar graute e armadura vertical. Os efeitos da pré-compressão já foram avaliados em itens anteriores, de modo que se optou por não comentá-los para evitar sua repetição. Uma primeira observação consiste nos resultados do modelo PPCG1, em que se verifica menor trecho com comportamento linear que o do modelo PPSG1. Apesar de toda instrumentação utilizada, não foi possível identificar a causa desse problema. Todavia, pode-se fazer uma análise qualitativa com os resultados assim obtidos. Verifica-se inicialmente

que a ruptura do modelo grauteado ocorreu com deslocamento no topo bem próximo do não grauteado. Verifica-se, também, que a força horizontal de ruptura do painel armado foi um pouco menor que a do painel sem armadura vertical. É importante comentar mais uma vez que isto pode ter ocorrido devido ao problema da fissuração entre a laje de topo e a alvenaria do lintel. Caso não tivesse ocorrido a separação entre laje e alvenaria, correspondente a uma seção transversal do lintel sem contribuição da laje, a ruptura do painel PPCG1 corresponderia, provavelmente, a maior intensidade da força horizontal. Outro ponto importante é o ganho de ductilidade do modelo grauteado, em relação ao modelo sem graute.

Quanto aos modelos submetidos a menor intensidade de pré-compressão, não está bem perceptível nos gráficos, mas há uma diferença entre a rigidez inicial dos painéis PPCG2 e PPSG2. No entanto, pode-se verificar com mais clareza que a força de ruptura do painel PPCG2 foi maior que a do painel PPSG2. Ao contrário do modelo com maior intensidade de pré-compressão, não ficou evidenciado um ganho de ductilidade, pois os máximos deslocamentos registrados apresentaram valores muito próximos. Aliás, é interessante destacar que os deslocamentos correspondentes a maior força horizontal dos quatro painéis apresentaram valores muito próximos.

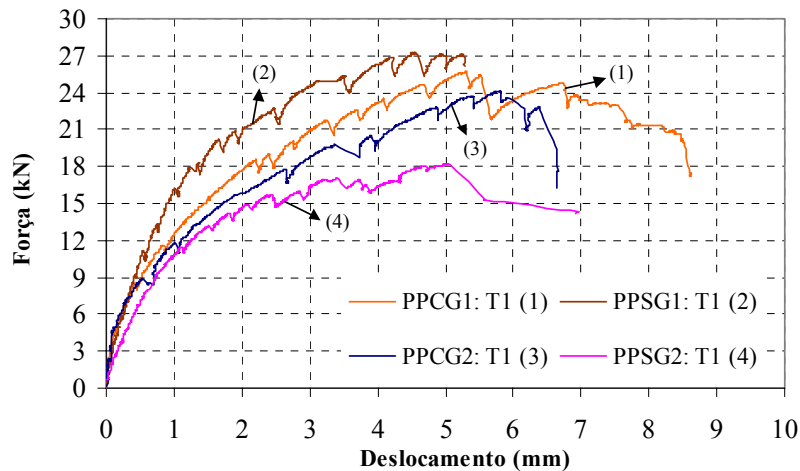


FIGURA 5.6-2 Gráfico *força horizontal x deslocamentos horizontais*: comparação entre os modelos PPCG1, PPSG1, PPCG2 e PPSG2.

A partir dos resultados apresentados na Tabela 5.6-2, pode-se verificar, inicialmente, que não houve alteração significativa na rigidez do painel PPCG1 em relação à do painel PPSG1, com diferença igual a 6%. No caso dos painéis PPCG2 e PPSG2, há uma diferença igual a 29% em favor do painel armado. Quanto aos trechos iniciais com comportamento linear, observa-se que a presença da armadura vertical não produziu modificação substancial em suas extensões. Observa-se, também, que a força horizontal correspondente ao surgimento da primeira fissura visível apresentou valor muito próximo para os painéis de uma mesma configuração. No caso dos painéis PPCG1 e PPSG1, é importante comentar que essa fissura

ocorreu no lintel, enquanto que nos outros dois painéis, a fissura do PPCG2 ocorreu no lintel e a do painel PPSG2 ocorreu na base da parede P2. Embora os valores sejam próximos, a diferença entre a força correspondente à primeira fissura visível do painel PPCG2 foi 18% maior que a do painel PPSG2. Como comentado anteriormente, a força horizontal correspondente à ruptura do painel PPCG2 foi maior que a do painel PPSG2, com diferença igual a 31%. Também conforme comentário anterior, o painel PPCG1 apresentou força de ruptura um pouco menor que a do painel PPSG2, o que pode ser atribuído à separação entre laje e alvenaria na região do lintel. É interessante observar a proximidade entre os deslocamentos dos quatro painéis no instante da ruptura. Além disso, verifica-se a maior ductilidade do painel PPCG1, pois o máximo deslocamento registrado foi 55% maior que aquele no instante da ruptura.

Tabela 5.6-2 Efeito da armadura vertical: comparação entre os modelos da 2ª e 3ª configurações.

Modelo	Rigidez inicial (kN/mm)	Δ_{linear} (kN)	$F_{\text{fis.}}$ (kN)	$F_{\text{rup.}}$ (kN)	$d_{\text{rup.}}$ (mm)	$d_{\text{máx.}}$ (mm)
PPSG1	15,42	1 – 15	18	27,2	5,2	5,3
PPCG1	16,26	1 – 16*	19	25,7	5,3	8,2
PPSG2	11,43	1 – 9	13	18,4	5,2	7,0
PPCG2	14,71	1 – 9	11	24,1	5,6	5,8

Observações:

- Δ_{linear} representa o trecho inicial com comportamento linear, associado à etapa sem ocorrência de fissuração visível;
- O trecho marcado com * indica que seu intervalo não foi determinado, assim como os outros, a partir da curva *força horizontal x deslocamento*;
- $F_{\text{fis.}}$ refere-se à força horizontal correspondente ao surgimento da primeira fissura visível na base dos painéis;
- $F_{\text{rup.}}$ refere-se à força horizontal correspondente à ruptura do painel;
- $d_{\text{rup.}}$ refere-se ao deslocamento horizontal correspondente a $F_{\text{rup.}}$;
- $d_{\text{máx.}}$ refere-se ao máximo deslocamento horizontal registrado no ensaio.

A efetividade do acoplamento também pode ser avaliada pelas deformações absolutas sofridas pelo lintel de cada modelo. Neste caso, a FIGURA 5.6-3 ilustra tais deformações relativas aos modelos PPSG1, PPCG1, PPSG2, e PPCG2, em que os pares de transdutores correspondem àqueles descritos no item 3.5.4. Observando-se inicialmente os resultados dos modelos não grauteados constata-se que o acoplamento foi mais eficiente no modelo com maior pré-compressão, denominado PPSG1, pois além de ocorrerem maiores encurtamentos neste modelo, não surgiram trações no par T22-T23 do modelo PPSG2. Pode-se dizer que essa ausência de tração caracterizou a desvinculação do lintel em relação à parede P2, isto é, surgiu uma articulação entre o lintel e a parede. Quanto aos modelos grauteados verifica-se claramente que seus lintéis foram mais solicitados que os dos modelos sem graute: primeiramente porque ocorreram maiores encurtamentos; e em segundo porque ao se iniciar o processo de fissuração, as armaduras impediram sua propagação excessiva e garantiram ao lintel capacidade de absorção das trações. É importante comentar que esse acréscimo na capacidade de absorção de

esforços do lintel deveu-se, também, à presença da armadura vertical no canto da abertura, a qual impediu o prolongamento da fissura horizontal abaixo da verga. Além disso, deve-se destacar que as armaduras utilizadas são representativas de uma configuração construtiva, isto é, são armaduras que não foram dimensionadas para absorver as tensões de tração causadas pela flexão do painel.

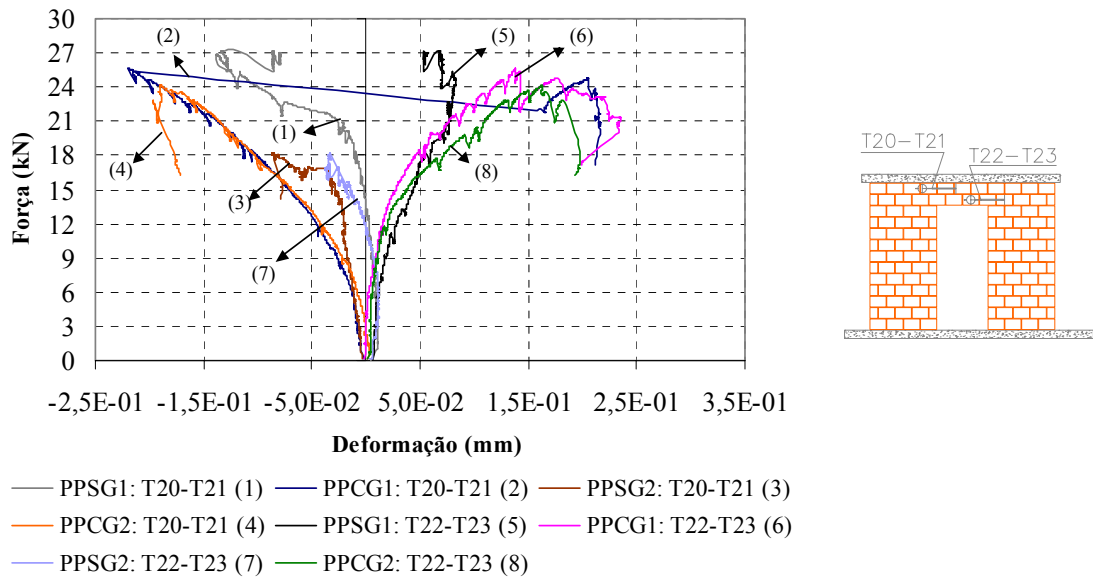


FIGURA 5.6-3 Deformações absolutas do lintel: comparação entre os modelos PPSG1, PPCG1, PPSG2 e PPCG2.

Com base nesses e nos comentários do item 4.4.4, pode-se resumir o efeito da armadura construtiva vertical nos painéis com abertura de porta nas seguintes afirmações:

- Para os painéis PPSG1 e PPCG1, a armadura vertical não produziu alteração substancial na rigidez inicial, resultando numa diferença de 6% em favor do painel armado;
- No caso dos painéis PPSG2 e PPCG2 houve considerável acréscimo na rigidez inicial, sendo verificada diferença de 29% em favor do painel armado;
- Não houve alteração significativa na extensão dos trechos iniciais com comportamento linear;
- Não houve alteração substancial na força correspondente ao surgimento da primeira fissura visível. No entanto, nos painéis sem armadura vertical essa fissura surgiu na base da parede P1, enquanto que nos painéis com armadura surgiu no lintel. É importante comentar que embora a fissuração tenha ocorrido numa seqüência diferente, o mecanismo de ruptura foi semelhante;
- Os lintéis dos PPCG1 e PPCG2 foram mais solicitados que os dos painéis PPSG1 e PPSG2;

➤ A armadura vertical não impediu o surgimento da fissura horizontal no canto tracionado da abertura e na base das paredes, no entanto sua propagação e abertura foram eficientemente controladas;

Quanto aos efeitos da pré-compressão, baseando-se nos comentários feitos nos itens 4.3.3 e 4.4.3, pode-se resumi-los em:

➤ A rigidez inicial dos painéis submetidos a maior intensidade de pré-compressão foi maior, resultando em acréscimos da ordem de 35% nos painéis sem graute e armadura, e de 10% nos painéis com graute e armadura vertical;

➤ Também se percebeu que o trecho inicial com comportamento linear foi mais longo, no caso dos painéis submetidos a maior intensidade da pré-compressão;

➤ Da mesma forma, houve retardamento na ocorrência da primeira fissura visível. É importante comentar que essa fissura surgiu na base da parede P2, no caso dos painéis sem armadura vertical, e no lintel, no caso dos painéis que dispunha dessa armadura;

➤ A força de ruptura dos painéis submetidos a maior intensidade de pré-compressão também foi maior, sendo observadas diferenças da ordem de 48% e 7%, em favor dos painéis PPSG1 e PPCG1, respectivamente. Neste caso, percebe-se que esse efeito foi mais intenso no painel sem graute e armadura vertical;

➤ A maior pré-compressão do painel PPSG1 impediu que ocorresse fissura no canto tracionado da abertura. É importante comentar que, no caso do painel PPCG1, surgiu essa fissura, o que também pode ser atribuído a não atuação da seção composta do lintel devido à separação entre laje e alvenaria;

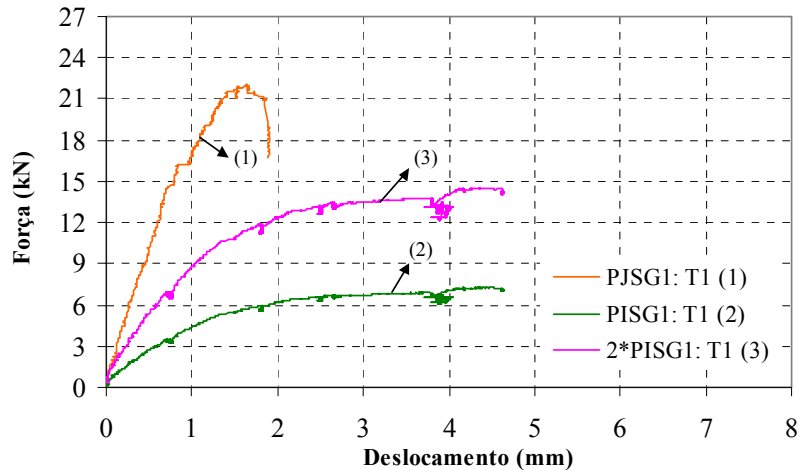
➤ No caso dos painéis sem armadura e graute vertical, aquele submetido à maior intensidade de pré-compressão não apresentou a formação da articulação no topo da parede P2;

➤ Por fim, pode-se dizer que o lintel do painel PPSG1 foi mais solicitado que o do painel PPSG2, no seu comportamento de flexão.

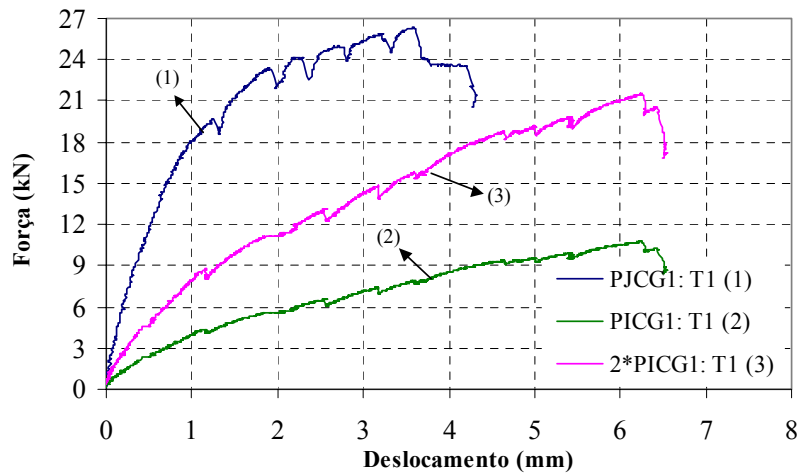
5.6.1.2. Painéis com abertura representativa de janela

Ainda pode ser feita outra avaliação do efeito de acoplamento causado pelo lintel. Neste caso, foram confrontados os resultados dos painéis isolados PISG1 e PICG1 com os dos painéis PJSG1 e PJCG1, respectivamente. Da mesma forma que na comparação com os painéis com abertura de porta, na pior das hipóteses, os painéis com abertura de janela apresentariam força de ruptura duas vezes maior que a do painel isolado. A FIGURA 5.6-4(a) ilustra os deslocamentos horizontais versus força horizontal dos modelos não grauteados, na qual observa-se que o painel acoplado apresentou tanto rigidez quanto força de ruptura maiores que o dobro do painel isolado. Neste caso, verifica-se o considerável acréscimo na resistência do painel acoplado, quando comparada com o máximo valor da força associada à curva (3), obtida pela

duplicação das forças da curva do painel PISG1. Além disso, pode-se perceber que os deslocamentos do painel acoplado foram significativamente menores que os do painel isolado. Essas tendências também podem ser observadas nos painéis grauteados, FIGURA 5.6-4 (b).



(a)



(b)

FIGURA 5.6-4 Avaliação do efeito de acoplamento causado pelo lintel nos painéis com abertura de janela: (a) Painéis sem graute e armadura vertical e (b) Painéis com graute e armadura vertical.

A Tabela 5.6-3 contém os valores de rigidez inicial, conforme inclinações das linhas de tendência apresentadas anteriormente, as forças correspondentes ao surgimento da primeira fissura visível na base das paredes, as forças e respectivos deslocamentos correspondentes à ruptura do painel, assim como os máximos deslocamentos registrados ao final de cada ensaio. Verifica-se, inicialmente, que a rigidez dos painéis acoplados é maior que o quádruplo dos correspondentes painéis isolados. No caso dos painéis PISG1 e PJSG1, o acoplamento resultou num painel com rigidez inicial 4,22 vezes maior que a do painel isolado. Considerando que o painel acoplado pode ser idealizado como dois painéis isolados ligados por dois lintéis, verifica-se que esses lintéis representaram cerca de 2,22 desse acréscimo. No caso dos painéis PICG1 e

PJCG1, o acoplamento resultou numa rigidez 4,13 vezes maior que a do painel isolado. Os lintéis, agora, representaram cerca de 2,13 desse acréscimo. Observa-se que a contribuição dos lintéis no acoplamento foi praticamente a mesma nos dois tipos de painéis, isto é, independentemente do painel conter ou não armadura vertical. Pelos resultados apresentados na tabela, pode-se perceber, ainda, que o acoplamento resultou em acréscimo considerável da força de ruptura. O painel PJSG1 apresentou força de ruptura 3,01 vezes maior que a do painel isolado PISG1, isto é, 51% maior que o dobro da resistência do mesmo painel isolado. No caso do painel PJCG1, essa diferença foi igual a 2,48 vezes, correspondendo a um acréscimo de 24% na resistência dobrada do painel isolado PICG1. Por último, destaca-se a acentuada redução no deslocamento dos painéis acoplados no instante da ruptura, ocorrendo valores 61% e 41%, relativos aos painéis PJSG1 e PJCG1, respectivamente menores que os dos painéis PISG1 e PICG1. Além disso, também se pode verificar que os máximos deslocamentos foram praticamente iguais àqueles no instante da ruptura, em qualquer dos quatro painéis.

Tabela 5.6-3 Efeito de acoplamento: comparação entre os modelos da 1^a, 4^a e 5^a configurações.

Modelo	Rigidez inicial (kN/mm)	F_{fis.} (kN)	F_{rup.} (kN)	d_{rup.} (mm)	d_{máx.} (mm)
PISG1	4,45	5,8	7,3	4,1	4,3
PJSG1	18,80	17,0	22,0	1,6	1,7
PICG1	4,45	7,0	10,7	5,6	5,8
PJCG1	18,40	19,0	26,5	3,3	3,8

Observações:

- Todos os modelos referem-se à pré-compressão estimada de 1,64 MPa;
- **F_{fis.}** refere-se à força horizontal correspondente ao surgimento da primeira fissura visível na base dos painéis;
- **F_{rup.}** refere-se à força horizontal correspondente à ruptura do painel;
- **d_{rup.}** refere-se ao deslocamento horizontal correspondente a **F_{rup.}**;
- **d_{máx.}** refere-se ao máximo deslocamento horizontal registrado no ensaio.

A FIGURA 5.6-5 ilustra os deslocamentos horizontais ocorridos na laje de topo dos painéis da 3^a e da 4^a configurações de ensaio, de modo a se avaliarem as modificações no comportamento desses painéis devido à presença de graute e de armadura vertical. Como os efeitos da pré-compressão já foram exaustivamente avaliados em itens anteriores, optou-se por não comentá-los para evitar sua repetição. Comparando-se, inicialmente, os resultados dos painéis PJCG1 e PJSG1, curvas (1) e (2), respectivamente, verifica-se comportamento semelhante até a ruptura do painel PJSG1. Mais que isso, percebe-se que a rigidez inicial foi praticamente a mesma, conforme valores da Tabela 5.6-3. Pelos gráficos, é notório o ganho de ductilidade experimentado pelo painel armado, sendo observado não só acréscimo na força de ruptura, mas também no deslocamento máximo registrado. No caso dos painéis PJSG2 e PJCG2 submetidos à menor intensidade de pré-compressão, curvas (3) e (4), também não se percebe grande diferença na rigidez inicial. Ao contrário dos painéis submetidos à maior intensidade de

pré-compressão, apesar do painel com armadura apresentar maior força horizontal de ruptura, não se verifica ganho expressivo de ductilidade. É importante destacar que após a máxima força horizontal, observa-se decréscimo suave de sua intensidade, isto é, os painéis ainda se deformaram sob a solicitação horizontal. Isto indica que existe certa ductilidade após a ruptura em todos os quatro painéis, resultando numa ruptura dúctil.

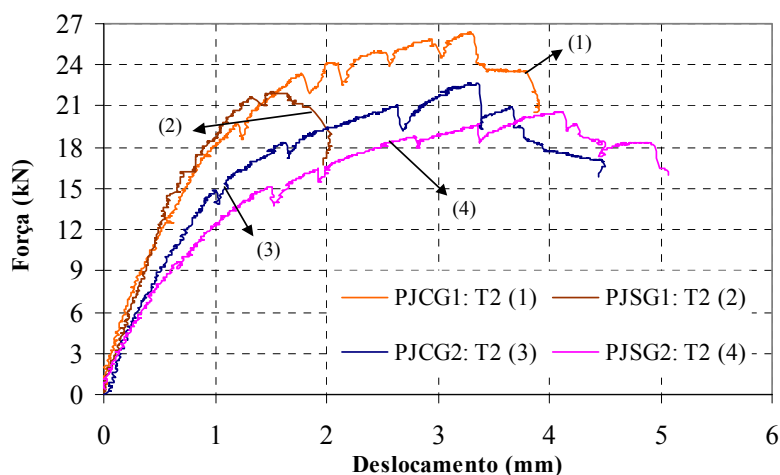


FIGURA 5.6-5 Gráfico *força horizontal x deslocamentos horizontais*: comparação entre os modelos PJCG1, PJSG1, PJCG2 e PJSG2.

Alguns valores obtidos dos ensaios estão apresentados na Tabela 5.6-4. Pode-se verificar, inicialmente, a proximidade na rigidez inicial dos painéis PJCG1 e PJSG1. Outro aspecto interessante refere-se ao trecho com comportamento linear, em que se verifica trecho mais longo para o painel com armadura vertical. Também foi verificado nos ensaios que, embora com intensidades da força horizontal um pouco diferentes, a primeira fissura visível ocorreu no lintel superior em ambos os modelos. Além disso, percebeu-se que tal fissuração pode ser associada ao cisalhamento. Fato bastante importante foi que a fissuração na base das paredes, verificada no painel sem armadura, não se repetiu no painel armado, o que evidencia o efeito benéfico da presença da armadura. Outro aspecto importante relaciona-se à força de ruptura e aos respectivos deslocamentos horizontais. Neste caso, verifica-se que o painel PJCG1 chegou à ruptura com intensidade da força horizontal 17% maior que a do painel PJSG1. Quanto aos deslocamentos correspondentes à ruptura, verifica-se que o deslocamento do painel PJCG1 foi 2,1 vezes maior que o do painel PJSG1. Isto ilustra o considerável ganho de ductilidade proporcionado pela armadura. Ainda sob este aspecto, é importante enfatizar que a armadura utilizada é representativa de uma armação construtiva.

Quanto aos modelos submetidos à menor intensidade de pré-compressão, percebe-se a diferença entre a rigidez inicial dos painéis PJCG2 e PJSG2. Pode-se verificar, inicialmente, que o trecho correspondente ao comportamento linear do painel PJSG2 é mais curto que o do painel

PJCG2, com diferença de 62%. Ao contrário, as forças correspondentes ao surgimento da primeira fissura visível foram iguais. Essa fissura surgiu no lintel superior em ambos os painéis. Ao contrário dos painéis com maior intensidade de pré-compressão, não ocorreu ganho de ductilidade no painel armado, verificando-se, inclusive, que sua ruptura ocorreu com deslocamento horizontal um pouco menor que o do painel sem armadura. No entanto, a força horizontal de ruptura do painel PJCG2 foi apenas 10% maior que a do painel PJSG2, indicando que, no caso dos painéis submetidos à menor intensidade de pré-compressão, o ganho de resistência, ao se introduzir armaduras verticais nas paredes, foi menor que o ganho verificado nos painéis com maior pré-compressão.

Tabela 5.6-4 Efeito da armadura vertical: comparação entre os modelos da 4ª e 5ª configurações.

Modelo	Rigidez inicial (kN/mm)	Δ_{linear} (kN)	$F_{fis.}$ (kN)	$F_{rup.}$ (kN)	$d_{rup.}$ (mm)	$d_{máx.}$ (mm)
PJSG1	18,85	1 – 13	17,0	22,0	1,6	1,7
PJCG1	18,41	1 – 15	19,0	26,5	3,3	3,8
PJSG2	14,24	1 – 8	15,0	20,6	4,3	5,1
PJCG2	15,00	1 – 13	15,0	22,6	3,3	4,5

Observações:

- $F_{fis.}$ refere-se à força horizontal correspondente ao surgimento da primeira fissura visível na base dos painéis;
- $F_{rup.}$ refere-se à força horizontal correspondente à ruptura do painel;
- $d_{rup.}$ refere-se ao deslocamento horizontal correspondente a $F_{rup.}$;
- $d_{máx.}$ refere-se ao máximo deslocamento horizontal registrado no ensaio.

Com base nesses comentários, pode-se resumir o efeito da armadura vertical construtiva nos painéis com abertura de janela no seguinte:

- Não foi verificada alteração substancial na rigidez inicial dos painéis com armadura e graute vertical em relação aos painéis sem armadura;
- Houve alteração na extensão dos trechos iniciais de comportamento linear, sendo verificadas diferenças da ordem de 15% e 62% em favor dos painéis PJCG1 e PJCG2, quando comparados com os painéis PJSG1 e PJSG2. Neste caso, percebe-se que o maior acréscimo ocorreu nos painéis sob menor pré-compressão;
- Quanto ao surgimento da primeira fissura visível, verificou-se que a força horizontal correspondente apresentou valores muito próximos. Da mesma forma, essa fissura surgiu no lintel superior, independentemente do painel ser armado ou não;
- As fissuras ocorridas nos cantos tracionados da abertura, dos painéis sem armadura vertical, foram eliminadas nos painéis com armadura;
- Ao contrário do painel PJSG2, não houve formação de rótula no topo da parede P2 do painel com armadura vertical PJCG2;

➤ A fissuração horizontal na base das paredes também foi eficientemente controlada, verificando-se sua total ausência, no caso do painel PJCG1, e pequeno comprimento da fissura na base da parede P2, no caso do painel PJCG2;

➤ Os deslocamentos no instante da ruptura apresentaram diferenças razoáveis, tendo ocorrido deslocamento no painel PJCG1 100% maior que o do painel PJSG1;

➤ Por fim, pode-se relatar que as forças horizontais correspondentes à ruptura foram maiores nos painéis com armadura vertical, sendo verificadas diferenças da ordem de 20% e 10% em favor dos painéis PJCG1 e PJCG2, respectivamente.

Quanto aos efeitos da pré-compressão, baseando-se nos comentários feitos nos itens 4.6.3 e 4.7.3, pode-se resumi-los em:

➤ Assim como nos painéis com abertura de porta, a rigidez inicial foi maior nos painéis submetidos à maior intensidade de pré-compressão, verificando-se que os painéis PJCG1 e PJSG1 apresentaram, respectivamente, rigidez 32% e 23% maiores que as dos painéis PJCG2 e PJSG2;

➤ O trecho inicial com comportamento linear também foi mais longo, no caso dos painéis submetidos à maior pré-compressão;

➤ Também foi observado que ocorreu retardamento no surgimento da primeira fissura visível, sendo que os painéis PJCG1 e PJSG1 apresentaram força correspondente a essa fissura 27% e 13% maiores que aquelas dos painéis PJCG2 e PJSG2. Além disso, também se percebeu que, em todos os painéis com abertura de janela, a primeira fissura visível ocorreu no lintel superior;

➤ A força de ruptura dos painéis submetidos à maior intensidade de pré-compressão também foi maior, sendo observadas diferenças da ordem de 7% e 17%, em favor dos painéis PJSG1 e PJCG1, respectivamente;

➤ No caso particular dos painéis sem armadura e graute vertical, naquele submetido à maior intensidade de pré-compressão, PJSG1, não se formou a articulação no topo da parede P2. Além disso, verificou-se que neste mesmo painel a ruptura foi alcançada com deslocamento no topo cerca de 63% menor;

➤ Para finalizar, pode-se dizer que os lintéis superior e inferior dos painéis submetidos à maior pré-compressão apresentaram maiores deformações, isto é, foram mais intensamente solicitados.

É importante comentar que os painéis estudados só dispunham de um pé-direito, enquanto que em estruturas reais de edifícios há uma continuidade, no caso de aberturas de janela, entre o lintel superior de um andar e o lintel inferior do andar acima. Isto sugere que os painéis com abertura representativa de porta dispõem de lintéis com altura da seção transversal bem menor que aquela do lintel do painel com abertura de janela, tendo como resultado um

acoplamento menos intenso. A FIGURA 5.6-6 ilustra esses painéis e os correspondentes lintéis. Os painéis com abertura de janela podem ser observados, com mais frequência, na periferia da edificação. Segundo Nascimento Neto (1999), tanto a rigidez do painel quanto a sua distância em relação ao centro de torção do edifício, são características decisivas para a distribuição da força horizontal entre os painéis de contraventamento. Neste caso, as paredes dos painéis com abertura de janela, que estejam dispostos na periferia, são candidatos em potencial para absorverem as maiores parcelas da força horizontal atuante na edificação.

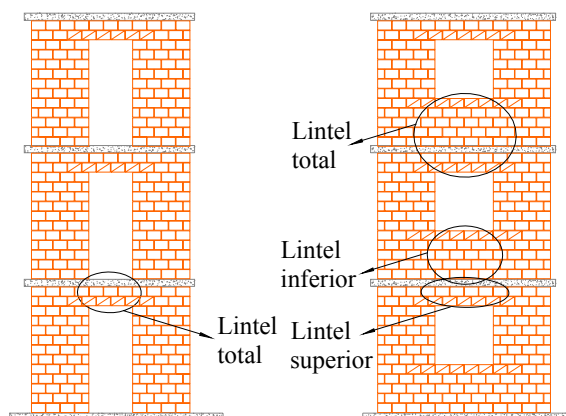


FIGURA 5.6-6 Disposição dos lintéis em painéis com mais de um pé-direito.

5.6.2. Avaliação da perda de rigidez dos painéis

Em todos os resultados avaliados até aqui, foram consideradas as inclinações das linhas de tendência seguindo, aproximadamente, tangentes às curvas experimentais. Um outro modo de se avaliar esses resultados seria considerar retas secantes às mencionadas curvas. A inclinação dessa reta secante, quando comparada com aquela da reta tangente, pode fornecer subsídios para a consideração aproximada da não-linearidade física no comportamento dos painéis. Neste caso, obtêm-se indicativos de valores de redução na rigidez dos painéis a serem utilizados em projeto.

No caso dos painéis estudados nesta tese, verificou-se que foi adequada a aproximação por vários trechos lineares das curvas obtidas experimentalmente. Além disso, em todas as curvas ficaram definidos pelo menos dois trechos lineares, devido à fissuração. Para a consideração da reta secante, decidiu-se adotar o início do 1º trecho linear¹¹⁹ e o final do 2º trecho como os limites para sua definição. Assim sendo, a FIGURA 5.6-7 ilustra os trechos lineares tangentes e a reta secante associada ao painel PISG1. Comparando-se os valores da inclinação do 2º trecho linear com aquele da reta secante, verifica-se que há, respectivamente, reduções iguais a 76% e 53% em relação ao valor do 1º trecho linear.

¹¹⁹ Como descrito em capítulos anteriores, o 1º trecho linear corresponde à fase elástica do comportamento do painel, isto é, à etapa sem ocorrência de fissuração visível.

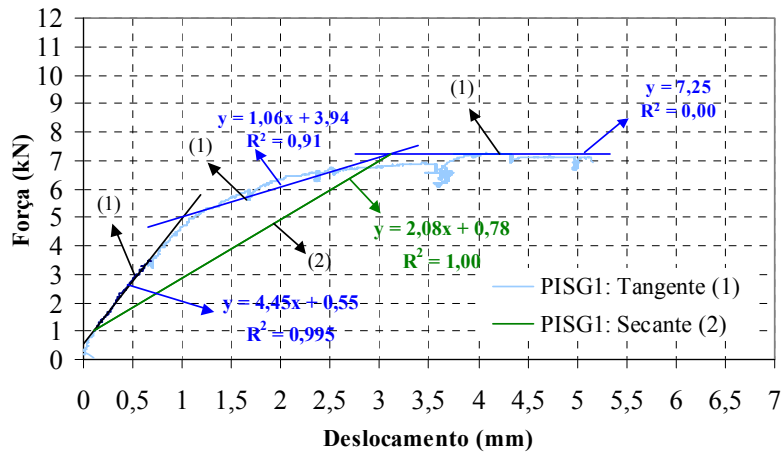


FIGURA 5.6-7 Avaliação da rigidez secante do painel PISG1.

No caso do painel PICG1, FIGURA 5.6-8, essas reduções são iguais a 65% e 54%, relativas ao 2º trecho linear e à reta secante, respectivamente. É interessante notar que as reduções relativas à reta secante são praticamente iguais nesses dois painéis, isto é, independentemente do painel conter armadura e grauteamento vertical.

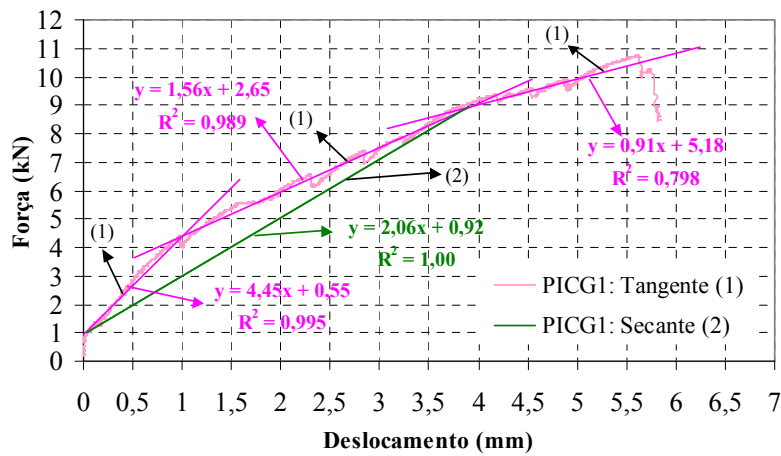


FIGURA 5.6-8 Avaliação da rigidez secante do painel PICG1.

Para tornar a análise desses resultados mais curta, decidiu-se apresentar os valores associados aos demais painéis na forma da Tabela 5.6-5. Verifica-se inicialmente que os valores de inclinação da reta secante são, como era de se esperar, maiores que a inclinação do 2º trecho linear. Em alguns casos essa diferença chega a ser maior que o dobro, a exemplo do painel PPSG2. Como consequência disso é que a redução na inclinação associada à reta secante é menor que aquela do 2º trecho linear. Essas reduções de inclinação referem-se às colunas ΔK_i e ΔK_s da tabela, as quais também podem ser entendidas como tendências de reduções na rigidez do painel ocasionada por sua fissuração. Pode-se verificar, inicialmente, que no caso dos painéis

isolados a redução ΔK_s , apresentou valores iguais a 53% e 54%, bem mais próximos que aqueles relativos a ΔK_t . Isto favorece a simplicidade do modelo a ser adotado, pois se poderia considerar a mesma redução de rigidez, independentemente do painel conter ou não armadura vertical. Nos painéis porta, em especial, as reduções, tanto ΔK_t quanto ΔK_s , foram as maiores dentre todas, sendo os valores de ΔK_s iguais a 60% para o painel PPSG1, a 70% para o painel PPSG2, a 67% para o painel PPCG1, e a 69% para o painel PPCG2, resultando num valor médio igual a 66,5%. É importante comentar que, apesar da queda de rigidez inicial ser maior para os painéis porta, os valores absolutos de rigidez após a fissuração ainda são maiores que aqueles dos painéis isolados. Além disso, a inclinação K_s , ou rigidez secante, dos painéis PPSG1 e PPCG1 é maior que os valores de K_{It} , ou rigidez inicial, dos painéis PISG1 e PICG1, respectivamente. No caso dos painéis com abertura de janela, as reduções foram as menores, com valores de ΔK_s iguais a 24% para o painel PJSG1, a 33% para o painel PJSG2, a 30% para o painel PJCG1, e a 22% para o painel PJCG2, resultando num valor médio igual a 27,3%. Também pode ser verificado que as inclinações da reta secante de todos os painéis janela são maiores que a inclinação K_{It} dos painéis isolados. A partir desses comentários pode-se dizer que seria razoável adotar uma perda de rigidez, após a primeira fissuração, da ordem de 55% para os painéis isolados, 65% para os painéis com abertura de porta e 30% para os painéis com abertura de janela. Neste caso, observa-se que a perda média dos painéis isolados apresenta um valor intermediário à dos painéis porta e janela. Considerando-se as reduções ΔK_t , esses valores seriam da ordem de 85% para os painéis porta, e 55% para os painéis janela, desconsiderando-se o valor relativo ao painel PJSG1. No caso dos painéis isolados, devido à diferença entre os valores ΔK_t , não seria adequado considerar a mesma redução, de modo que se adotaria redução da ordem de 75% para o painel PISG1 e de 65% para o PICG1. Com base nesses comentários, pode-se dizer que, para se levar em consideração a fissuração do painel num modelo simplificado, seria suficiente adotar as reduções de rigidez ΔK_s , ao invés das ΔK_t , que são maiores.

Tabela 5.6-5 Rigidez tangente e secante de todos os painéis.

Painel	K_{1t} (kN/mm)	K_{2t} (kN/mm)	K_s (kN/mm)	ΔK_{2t-s} (%)	ΔK_t (%)	ΔK_s (%)
PISG1	4,45	1,06	2,08	96	76	53
PICG1	4,45	1,56	2,06	32	65	54
PPSG1	15,42	2,99	6,16	106	81	60
PPSG2	11,43	1,43	3,39	137	87	70
PPCG1	16,26	2,63	5,36	104	84	67
PPCG2	14,71	2,76	4,58	66	81	69
PJSG1	18,85	10,13	14,29	41	46	24
PJSG2	14,24	6,87	9,57	39	52	33
PJCG1	18,41	7,54	12,84	70	59	30
PJCG2	15,00	6,43	11,62	81	57	22

Observações:

- K_{1t} representa a inclinação do 1º trecho linear, ou rigidez inicial, associada à etapa linear do comportamento;
- K_{2t} representa a inclinação do 2º trecho linear, ou rigidez fissurada, associada ao surgimento da primeira fissura visível;
- K_s representa a inclinação da reta secante à curva, ou rigidez secante;
- ΔK_{2t-s} representa a diferença entre a inclinação do 2º trecho linear e a da reta secante;
- ΔK_t representa a redução na inclinação do 2º trecho linear em relação ao 1º;
- ΔK_s representa a redução na inclinação da reta secante em relação ao 1º trecho linear.

5.7. RESUMO DOS RESULTADOS DE TODOS OS PAINÉIS ENSAIADOS

Para finalizar a comparação entre os resultados dos ensaios, apresenta-se na Tabela 5.7-1 algumas das principais características e parâmetros determinados. Antes de qualquer comentário é importante deixar claro que, para avaliação do efeito de acoplamento, deve-se comparar o painel PISG1 com os painéis PPSG1 e PJSG1. Neste caso, os painéis não dispunham de armadura vertical e a pré-compressão foi estimada com a mesma intensidade. Da mesma forma, associa-se o painel PICG1 aos painéis PPCG1 e PJCG1. Outro ponto a destacar é que um painel acoplado foi considerado, nos presentes ensaios, como dois painéis isolados ligados por um lintel, no caso de abertura de porta, e por dois lintéis, no caso de abertura de janela.¹²⁰

A partir dos resultados da tabela, observa-se, inicialmente, o benéfico efeito de acoplamento causado pelo lintel, pois a rigidez inicial de qualquer painel acoplado apresentou valor maior que o dobro do painel isolado. Ainda sob o aspecto do acoplamento, verifica-se que os painéis com abertura de janela apresentaram a maior rigidez inicial, o que já era esperado, pois neste tipo de painel há dois lintéis.

¹²⁰ Conforme comentários anteriores, no caso de uma estrutura real de edifício, pode-se considerar o painel com abertura de janela como dois painéis isolados ligados apenas por um lintel com maior altura da seção transversal.

Quanto ao efeito da pré-compressão observa-se que os painéis com maior intensidade desse esforço apresentaram maior rigidez inicial e trecho linear mais longo. Da mesma forma, verifica-se que para os painéis armados e não armados submetidos a igual intensidade de pré-compressão, exceto os painéis PJSG2 e PJCG2, os limites máximos apresentaram valores muito próximos, isto é, a armadura vertical não teve influência neste resultado. Além disso, verifica-se, também, a proximidade entre as forças horizontais correspondentes ao surgimento da primeira fissura visível. Exceto nos painéis PPSG1 e PPSG2, em todos os painéis acoplados essa fissura surgiu no lintel superior.

Após o surgimento da primeira fissura visível, houve acentuada queda na rigidez inicial dos painéis. Nos painéis porta, em especial, essas quedas foram as maiores dentre todas. É importante comentar que apesar da queda da rigidez inicial ser maior para os painéis porta, os valores absolutos de sua rigidez após a fissuração ainda são maiores que aqueles dos painéis isolados. Quanto aos painéis janela, verifica-se que a rigidez inicial dos painéis sem armadura vertical apresenta valor muito próximo daquela dos painéis armados. No entanto, após o surgimento da primeira fissura visível, essa proximidade só permaneceu para os painéis submetidos a menor pré-compressão. Semelhantemente aos painéis porta, a rigidez fissurada dos painéis janela é maior que a rigidez inicial dos painéis isolados.

Finalmente, observa-se que as forças horizontais de ruptura dos painéis com abertura foram maiores que o dobro dos correspondentes painéis isolados, destacando-se, mais uma vez, o efeito de acoplamento proporcionado pelo lintel. Sob este aspecto, verifica-se que os painéis com maior intensidade da pré-compressão apresentaram maior força de ruptura. Da mesma forma, os painéis com armadura vertical, exceto o painel PPCG1, apresentaram maior força de ruptura que o seu correspondente modelo sem armadura.

Tabela 5.7-1 Quadro resumo dos resultados dos ensaios.

Painel	K_{1t} (kN/mm)	Δ_{linear} (kN)	$F_{fiss.}$ (kN)	Local da 1ª fissura visível	K_{2t} (kN/mm)	ΔK (%)	$F_{rup.}$ (kN)
PISG1	4,45	1 – 3,4	5,8	Base do painel	1,06	76	7,3
PICG1	4,45	1 – 4,4	7,0	Base do painel	1,56	65	10,7
PPSG1	15,4	1 – 15	18	Base de P2	2,99	81	27,2
PPSG2	11,4	1 – 9	13	Base de P2	1,43	87	18,4
PPCG1	16,3	1 – 16*	19	Lintel	2,63	84	25,7
PPCG2	14,7	1 – 9	11	Lintel	2,76	81	24,1
PJSG1	18,8	1 – 13	17	Lintel superior	10,13	46	22,0
PJSG2	14,2	1 – 8	15	Lintel superior	6,87	52	20,6
PJCG1	18,4	1 – 15	19	Lintel superior	7,54	59	26,5
PJCG2	15,0	1 – 13	15	Lintel superior	6,43	57	22,6

Observações:

- K_{1t} representa a inclinação do 1º trecho linear, ou rigidez inicial, associada à etapa linear do comportamento;
- K_{2t} representa a inclinação do 2º trecho linear, ou rigidez fissurada, associada ao surgimento da primeira fissura visível;
- Δ_{linear} representa os limites do trecho com comportamento linear;
- $F_{fiss.}$ representa a intensidade da força horizontal relativa ao surgimento da primeira fissura visível;
- P2 representa a parede 2 dos painéis acoplados;
- $F_{rup.}$ representa a força horizontal de ruptura do painel;
- $d_{rup.}$ representa o deslocamento horizontal no instante da ruptura do painel;
- O trecho linear marcado com * indica que o mesmo não foi estabelecido a partir da curva *força horizontal x deslocamento*.

5.8. COMENTÁRIOS FINAIS

Apesar das análises numéricas não apresentarem resultados satisfatórios na modelagem do painel porta, pode-se afirmar que o estudo desenvolvido foi importante por fornecer informações preciosas com relação ao principal fenômeno que influencia não só a simulação numérica, mas também o próprio ensaio do painel.

Neste sentido, os modelos numéricos adotados para a análise das paredes (40 x 40) cm² mostraram-se eficientes pela boa representatividade das deformações ocorridas e das tensões de ruptura. Ainda assim, esses modelos apresentaram pequena diferença na rigidez inicial, quando comparada com os resultados experimentais.

No caso do painel isolado, pode-se destacar dois fatores importantes:

➤ Ao contrário do que se julgou inicialmente, o tipo de solicitação imposta influenciou demasiadamente no comportamento final do modelo numérico. Daí os resultados serem satisfatórios nos modelos das paredes (40 x 40) cm² e inadequados nos modelos do painel isolado;

➤ A parcela mais importante da não-linearidade pode ser associada à abertura e à propagação da fissura na 1ª junta de argamassa entre blocos. É importante comentar que num

caso real, essa fissura poderia ocorrer na junta entre a parede e a laje, o que não aconteceu nos ensaios realizados por causa da utilização da cola à base de epóxi nesta região.

O primeiro explica o motivo pelo qual os modelos das paredes (40 x 40) cm² apresentaram resultados satisfatórios, pois foram tratadas, isoladamente, duas situações distintas: compressão axial, na qual a maior parte da deformabilidade é associada às juntas de argamassa e a ruptura à resistência dos blocos; e compressão diagonal, na qual tanto a deformabilidade quanto a ruptura em si podem ser associadas às juntas de argamassa. Provavelmente, no caso do painel PISG1, o mesmo modelo numérico apresentou resultados inadequados devido à complexidade, não abordada anteriormente, das solicitações impostas pela atuação simultânea das forças vertical e horizontal, isto é, uma flexo-compressão. Esta distribuição complexa de tensões pode ser a causa da ruptura teórica prematura, no modelo numérico 1, das juntas de argamassa próximas à região comprimida na base. No caso de associação exclusiva da não-linearidade com a fissuração na base, o modelo 3, no qual a argamassa foi considerada como material elástico, foi crucial para esta conclusão.

Quanto à modelagem numérica do painel com abertura de porta PPSG1, percebeu-se que o modelo não simula de modo adequado o comportamento do lintel. Neste caso, foi identificado que a utilização do critério de Mohr-Coulomb para todas as juntas de argamassa, concentra toda plastificação inicial nas juntas do lintel. Por causa disso, e por que o critério não representa a separação das faces em contato, considerou-se que o mesmo não seria adequado para representar a fissuração das juntas de argamassa do lintel, semelhantemente ao analisado para a base das paredes. Neste caso, deve ser estudada outra forma de simular o comportamento dessas juntas. Além disso, é importante, também, analisar de forma um pouco mais criteriosa a utilização das interações de contato, principalmente no que diz respeito ao aspecto da penetração entre essas superfícies. Na região do canto comprimido da abertura pode ocorrer penetração entre elementos, prejudicando a solução numérica do problema, se essa penetração for excessiva.

Embora tenha sido avaliado apenas na etapa do comportamento linear, o modelo que utiliza elementos de barra mostrou-se adequado para a representação do comportamento do painel com abertura de porta, pois o deslocamento obtido no topo apresentou valor próximo do verificado experimentalmente.

Outro ponto importante analisado neste capítulo referiu-se ao efeito de acoplamento oriundo da presença do lintel, em que se confrontaram os resultados entre os pares de painéis PISG1 e PPSG1, e PICG1 e PPCG1.

Por fim, comenta-se a respeito das rigidezes tangente e secante dos painéis. Foi verificado que, para se considerar de forma simplificada a fissuração dos painéis, seria mais adequado utilizar percentuais de redução da rigidez inicial que correspondesse à rigidez secante.

Neste caso, foram definidos os seguintes percentuais: 55% para os painéis isolados, 65% para os painéis com abertura de porta e 30% para os painéis com abertura de janela.

6.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Em trabalho anterior, verificou-se que a consideração de lintéis no sistema de contraventamento de edifícios em alvenaria é uma alternativa interessante para enrijecer a estrutura, de modo a reduzir os deslocamentos horizontais provenientes de ações laterais, como, por exemplo, o vento. No entanto, questões como a perda de rigidez provocada pela fissuração e o efetivo acoplamento proporcionado pelo lintel, não foram totalmente resolvidas na literatura, principalmente no caso de painéis não-armados, de acordo com Corrêa (2003). O trabalho ora desenvolvido apresentou resultados quanto ao comportamento de painéis de contraventamento, em especial no que se refere aos efeitos da fissuração, bem como a influência dos lintéis no acoplamento. Foram abordados aspectos relativos ao acréscimo de rigidez proporcionado pela presença do lintel; aos efeitos de fissuração, no que se refere à sua ocorrência, propagação e influência na perda de rigidez; aos efeitos causados por diferentes intensidades de pré-compressão; aos efeitos de armaduras construtivas; além dos efeitos do tipo de abertura, pois aberturas típicas de porta implicam na presença de um lintel na extremidade superior dos painéis, enquanto que aberturas de janela apresentam um lintel no topo e outro na base desses painéis. Adicionalmente, pode-se dizer que o trabalho contribuiu com informações a respeito do comportamento de painéis constituídos por alvenaria de blocos vazados, ainda escassas no Brasil, da mesma forma que consolidou a utilização da técnica de modelos reduzidos na avaliação experimental da alvenaria estrutural, a qual vem sendo amplamente empregada em outros centros de excelência, a exemplo das Universidades de Drexel, nos Estados Unidos, e de Edimburgo, na Escócia. É importante deixar claro que essa técnica já foi utilizada em alguns estudos no Brasil, de modo que esta tese consiste numa adição aos mesmos. Além disso, foram avaliados alguns modelos

numéricos, baseados no método dos elementos finitos, abordando-se suas capacidades de representação do comportamento experimental. Neste aspecto, identificaram-se os principais problemas inerentes a cada tipo de modelagem e foram sugeridos outros tipos de modelos para a análise dos painéis. As afirmações seguintes, baseadas na avaliação dos resultados experimentais dos painéis, devem ser interpretadas como tendências no comportamento e não como regras definitivamente estabelecidas.

6.2. EFEITO DA PRÉ-COMPRESSÃO

Dessa forma, podem ser apontados como efeitos provenientes da diferença entre as intensidades da pré-compressão:

➤ Observou-se acréscimo na rigidez inicial, sendo verificadas maiores diferenças nos painéis não grauteados, chegando a valores da ordem de 35% no caso do painel com abertura de porta. Quanto aos demais painéis, ocorreram acréscimos de 32%, 10% e 23%, correspondentes aos painéis janela sem graute, porta com graute e janela com graute, respectivamente;

➤ Quanto ao retardamento da ocorrência da primeira fissura visível, no caso dos painéis de uma mesma configuração de ensaio, tal fissura surgiu no mesmo local, porém com maior intensidade da força horizontal para o painel com maior pré-compressão;

➤ Verificou-se, também, que a extensão do trecho inicial com comportamento linear foi maior nos painéis sob maior solicitação de pré-compressão;

➤ No caso dos painéis sem grauteamento e armadura vertical, a maior perda de rigidez, associada ao surgimento da primeira fissura visível, ocorreu naqueles submetidos à menor intensidade de pré-compressão. Ao contrário, nos painéis com graute e armadura vertical essa perda foi um pouco maior naqueles submetidos à maior pré-compressão;

➤ A força horizontal de ruptura dos painéis submetidos a maior intensidade de pré-compressão também foi maior, com diferenças da ordem de 48%, 7%, 7% e 17% em favor dos painéis PPSG1, PPCG1, PJSG1 e PJCG1, respectivamente. Além disso, percebe-se que esse efeito foi mais significativo no painel porta não reforçado e no painel janela reforçado;

➤ Constatou-se, também, a ausência da fissuração horizontal no canto tracionado e o pequeno esmagamento no canto comprimido da abertura, no caso particular do painel PPSG1. Ao contrário, surgiu fissura no canto tracionado dos outros painéis, exceto nos painéis PJCG1 e PJCG2, com menor propagação dessa fissura no painel submetido a maior pré-compressão;

➤ No caso dos painéis PJSG2 e PPSG2, submetidos à menor intensidade de pré-compressão, verificou-se, respectivamente, a tendência e a formação de rótula no topo da parede P2. Ao contrário, nos painéis sob maior intensidade de pré-compressão essa tendência não foi observada;

➤ No caso dos painéis janela sem grauteamento vertical, a ruptura do painel sob maior intensidade de pré-compressão foi alcançada com deslocamento no topo cerca de 63% menor, quando comparado ao painel submetido à menor pré-compressão;

➤ O lintel do painel PPSG1 foi mais solicitado que o do PPSG2. Da mesma forma, tanto o lintel superior quanto o inferior dos painéis janela submetidos a maior pré-compressão apresentaram maiores deformações e, portanto, solicitação mais intensa.

6.3. EFEITO DO GRAUTEAMENTO E DA ARMADURA VERTICAL

Para se avaliar os efeitos do grauteamento e da armadura vertical, faz-se necessário comparar os resultados entre painéis submetidos à mesma intensidade de pré-compressão. Podem ser apontadas como tendências no comportamento atribuídas ao efeito do grauteamento e da armadura vertical:

➤ Não houve modificação considerável na rigidez inicial dos painéis, exceto os painéis PPSG2 e PPCG2 em que se verificou diferença de 29% em favor do painel reforçado;

➤ Após o surgimento das primeiras fissuras, essa tendência não se manteve em todos os painéis. Além da diferença entre os painéis PPSG2 e PPCG2, igual a 93% em favor do painel reforçado, também foi verificada diferença entre a rigidez dos painéis PISG1 e PICG1, igual a 47% em favor do painel reforçado. Fato interessante e inesperado foi que, no caso dos painéis PJSG1 e PJCG1, a rigidez associada à etapa não-linear foi maior no modelo sem reforço, com diferença igual a 34%;

➤ A perda de rigidez após o surgimento das primeiras fissuras foi mais intensa nos painéis com reforço, no caso dos painéis porta sob menor pré-compressão e dos painéis janela. Mais uma vez os painéis PJSG1 e PJCG1 foram a exceção;

➤ Houve alteração na extensão do trecho com comportamento linear no caso dos painéis janela e isolados. Dessa forma, o painel PJCG1 apresentou trecho com limite superior 15% maior que aquele do painel PJSG1, enquanto que para o painel PJCG2 essa diferença foi de 62% em relação ao painel PJSG2. Quanto aos painéis isolados a diferença foi de 28% em favor do painel PICG1;

➤ Nos painéis porta houve alteração no surgimento da primeira fissura visível, sendo que, nos painéis sem reforço, tal fissura surgiu na base da parede P2, enquanto que no caso dos painéis reforçados essa mesma fissura surgiu no lintel;

➤ Os lintéis dos painéis porta reforçados foram mais solicitados que os dos painéis sem reforço. No caso dos painéis janela este comportamento não se repetiu, sendo observado, apenas, que os lintéis inferiores foram tão solicitados quanto os superiores;

➤ No caso dos painéis porta, a armadura vertical não impediu o surgimento de fissura horizontal no canto tracionado da abertura, contudo a propagação e a abertura dessa fissura foram eficientemente controladas. Esse efeito foi mais benéfico no painel PPCG2, no qual eliminou-se a formação de rótula no topo da parede P2, como ocorrido no painel PPSG2;

➤ Quanto aos painéis janela reforçados, observou-se que a presença da armadura vertical eliminou a fissura horizontal ocorrida no canto tracionado superior dos painéis sem reforço. Da mesma forma que no painel porta, esse efeito mostrou-se mais significativo no painel PJCG2, pois se inibiu a tendência de formação de rótula no topo da parede P2, como ocorrido no painel PJSG2;

➤ A fissuração horizontal na base das paredes também foi eficientemente controlada, sendo que esse tipo de fissura não ocorreu nas paredes do painel PJCG1, enquanto que no painel PJCG2 a fissura surgiu apenas na base da parede P2, porém com abertura muito menor que aquela do painel PJSG2;

➤ No caso dos painéis porta reforçados verificou-se que não surgiu fissura na base da parede P1, e que a fissura na base da parede P2 dos painéis PPSG1 e PPSG2 apresentaram abertura 2,4 e 1,6 vezes maior que aquela dos painéis PPCG1 e PPCG2, respectivamente;

➤ Além das tendências já estabelecidas, pode ser dito que a presença da armadura vertical no painel isolado implicou em:

✓ Distribuição da fissuração entre as juntas horizontais;

✓ Ganho de ductilidade;

✓ Alteração do tipo de ruptura, em que o painel PISG1 exibiu ruptura típica por esforços de flexão e o painel PICG1 por esforços de cisalhamento.

➤ Os deslocamentos horizontais no instante da ruptura apresentaram diferença apreciável apenas no caso dos painéis janela e isolado, nos quais os painéis PJCG1 e PICG1 apresentaram deslocamentos 100% e 36% maiores que os dos painéis PJSG1 e PISG1, respectivamente. Interessante é que no caso do painel PJCG2 esse deslocamento foi 23% menor que aquele do painel PJSG2;

➤ Exceto nos painéis porta submetidos a maior intensidade de pré-compressão, a força de ruptura nos demais painéis reforçados foi maior, sendo que os painéis PICG1, PPCG2, PJCG1 e PJCG2 apresentaram força horizontal de ruptura 46%, 31%, 20% e 10% maior que aquela dos painéis PISG1, PPSG2, PJSG1 e PJSG2, respectivamente.

6.4. EFEITO DE ACOPLAMENTO DOS PAINÉIS

Um modo de avaliar a efetividade do acoplamento é comparar os resultados dos painéis que continham abertura com aqueles do painel isolado. É importante deixar claro que, no estudo aqui desenvolvido, adotou-se a condição dos painéis porta e janela corresponderem à mobilização conjunta de outros dois painéis, idênticos ao isolado, devido à presença dos lintéis.

Verificou-se, inicialmente, que as paredes de um mesmo painel porta, no caso dos painéis sem reforço, apresentaram comportamento bastante distinto. Neste caso, destaca-se a semelhança entre o comportamento da parede P2, dos painéis PPSG1 e PPSG2, com aquele do painel PISG1, no qual se caracterizou a formação de rótula na base. No caso da parede P1, houve minimização da fissura em sua base, sendo observada abertura e propagação muito menor que aquelas da parede P2. Dessa forma, é coerente afirmar que houve um acréscimo na compressão excêntrica da parede P1, originada pelos esforços na extremidade do lintel.

No caso dos painéis porta grauteados e de todos os painéis janela, essa discrepância entre os comportamentos das paredes de um mesmo painel foi atenuada, podendo-se afirmar, inclusive, que no caso dos painéis janela o comportamento foi semelhante.

Outro fato interessante atribuído ao efeito de acoplamento foi a alteração do tipo de ruptura. Neste caso, observou-se ruptura típica por esforços de flexão no painel PISG1 e ruptura por esforços cisalhantes nos painéis PPSG1 e PPSG2, os quais, conforme mencionado anteriormente, podem ser interpretados como dois painéis acoplados.

Também se pode dizer que o efeito de acoplamento foi mais intenso no painel PPSG1 que no PPSG2, e que isso pode ser atribuído a um dos efeitos da pré-compressão, como resultado da maior solicitação do lintel. Neste caso, a maior rigidez inicial do painel 1 pode ser atribuída à maior efetividade do acoplamento, pois as deformações do lintel foram maiores neste mesmo painel.

Também ficou evidente que os painéis com abertura de janela, por disporem de dois lintéis, resultaram num acoplamento mais efetivo, pois apresentaram maior rigidez do que aquela dos painéis com abertura de porta.

Uma característica que não pode deixar de ser citada é o acréscimo de rigidez proveniente da presença do lintel. Neste caso, verificou-se que a contribuição do lintel na rigidez inicial dos painéis PPSG1 e PPCG1 correspondeu a 1,46 e 1,66 da rigidez dos painéis PISG1 e PICG1, evidenciando a maior efetividade do lintel no painel reforçado. Após a fissuração, a contribuição do lintel na rigidez do painel PPSG1 correspondeu a 0,82 da rigidez do painel isolado fissurado, enquanto que no caso do painel PPCG1 não ficou caracterizada contribuição alguma do lintel.

Quanto aos painéis PJSG1 e PJCG1, os correspondentes lintéis contribuíram para a rigidez inicial com 2,22 e 2,13 da rigidez dos painéis isolados PISG1 e PICG1, respectivamente, de modo que se observa, mais uma vez, a maior efetividade no acoplamento do painel reforçado. Fato interessante foi que a maior contribuição desses lintéis ocorreu após a fissuração dos painéis, tendo sido contabilizadas contribuições nos painéis PJSG1 e PJCG1 equivalentes a 7,55 e 2,83 da rigidez dos painéis PISG1 e PICG1 fissurados, respectivamente.

Outro ponto a ser destacado relaciona-se à perda de rigidez após o surgimento da primeira fissura. Sob este aspecto, considerou-se a rigidez secante, definida entre o início do 1º trecho linear e o final do 2º, como uma opção para se levar em consideração, de modo simplificado, a perda de rigidez por fissuração do painel. Com base nessa rigidez secante, considerou-se razoável adotar perdas médias de rigidez com valores da seguinte ordem de grandeza: 55% para os painéis isolados; 65% para os painéis com abertura de porta; e 30% para os painéis com abertura de janela.

6.5. ASPECTOS RELATIVOS À MODELAGEM NUMÉRICA

A modelagem numérica se limitou às paredes (40 x 40) cm², ao painel isolado PISG1 e ao painel PPSG1 por um único motivo: os modelos utilizados foram incapazes de representar a acentuada perda de rigidez dos painéis. Deste modo, torna-se muito importante fornecer subsídios para o emprego de modelos mais condizentes com o comportamento experimental, destacando as dificuldades e limitações da modelagem aqui utilizada.

A partir dos resultados da modelagem das paredes (40 x 40) cm², pode-se afirmar o seguinte:

- As cargas teóricas de ruptura, obtidas com o modelo numérico, apresentaram valores próximos das experimentais, tanto para a compressão simples quanto para a diagonal;
- Apesar da diferença na rigidez inicial, o aspecto das curvas dos modelos numéricos mostrou-se semelhante ao das experimentais;

➤ Esses problemas de rigidez do modelo numérico podem ter sido influenciados por não considerar os vazados do bloco na modelagem.

Quanto à modelagem do painel PISG1, utilizaram-se três opções distintas, assim identificadas:

➤ Modelo 1: modelo semelhante ao das paredes (40 x 40) cm², no qual foram considerados o critério “Mohr-Coulomb” para as juntas de argamassa e o “Concrete” para os blocos, sendo ambos os critérios pertencentes à biblioteca do Abaqus. Neste caso, a intenção principal foi representar a fissuração ocorrida na base do painel por meio de deformações plásticas, e considerar a resistência à tração da junta correspondente a sua coesão;

➤ Modelo 2: semelhante ao modelo 1, porém com a adição de superfícies de contato na primeira junta horizontal. Assim, permitiu-se a eventual separação física na referida junta para representar a fissuração;

➤ Modelo 3: utilização de material elástico nas juntas de argamassa, “Concrete” para os blocos e consideração de superfícies de contato na primeira junta horizontal. Este modelo foi empregado para verificar se a maior parte da não-linearidade estava associada à fissuração na base;

➤ Adicionalmente, foi elaborado um modelo analítico simplificado para verificação prévia da representatividade do modelo com superfícies de contato.

A partir dos resultados obtidos constatou-se que:

➤ O modelo 1 apresentou resultados insatisfatórios, pois foi incapaz de representar a acentuada perda de rigidez, bem como de obter uma força de ruptura próxima do valor de ensaio. O principal problema inerente a este modelo foi a plastificação verificada nas juntas de argamassa, pois tal comportamento não se limitou à junta da base, isto é, ocorreu plastificação em várias juntas horizontais. Em resumo, o modelo foi incapaz de simular a fissuração na base por meio de deformações plásticas;

➤ O modelo 2 apresentou melhores resultados, a partir dos quais obteve-se boa representação da perda de rigidez. No entanto, a força de ruptura teórica obtida foi bem menor que a do ensaio;

➤ O modelo 3 apresentou o melhor resultado dentre todos, conseguindo boa representatividade da perda de rigidez, e apresentando valor da carga de ruptura próximo do experimental. Desta forma, ficou comprovado que a parcela mais importante da não-linearidade pode ser atribuída à fissuração horizontal na base.

É bom mencionar que o modelo simplificado resultou em valor da força horizontal de ruptura muito próximo do experimental, indicando previamente que o modelo 3 poderia

fornecer bons resultados. Além disso, é importante ressaltar que esse modelo, assim como os modelos 2 e 3, têm como principal característica a anulação das tensões normais quando seus valores se tornam maiores que a resistência à tração da junta.

Com base nestas afirmações, pode-se concluir que um modelo que leve em consideração essa anulação de tensões, seguramente representará de forma efetiva a fissuração na base, que foi a principal causa do comportamento não-linear. Além disso, atenção especial deve ser dada à fissuração diagonal, ocorrida nos painéis com abertura de porta e janela. Neste caso, além da não-linearidade por fissuração na base, deve-se utilizar um critério que represente a ruptura com fissuração diagonal.

Além disso, o modelo em elementos finitos com a utilização de superfícies de contato também foi utilizado para simular o comportamento do painel com abertura de porta. No entanto, esse modelo apresentou algumas deficiências na representação do comportamento do painel, sendo identificado o seguinte:

- Houve concentração das deformações plásticas na junta horizontal do lintel, o que pode ter prejudicado a convergência do critério “Mohr-Coulomb”;
- Deve-se ter cuidado especial na consideração das superfícies de contato no topo das paredes. No canto comprimido da abertura pode haver alguma penetração entre as superfícies, podendo prejudicar a solução numérica do problema.

Um último comentário a respeito das modelagens refere-se ao modelo com elementos de barra. Neste caso, constatou-se que tal modelo representou de modo adequado a etapa linear do comportamento do painel porta PPSG1, pois o deslocamento obtido para o topo do painel apresentou valor próximo do verificado no ensaio.

6.6. COMENTÁRIOS FINAIS

Além das afirmações já feitas acerca dos efeitos da pré-compressão e da armadura vertical, pode ainda ser dito que:

- Deve-se ter muito cuidado no planejamento dos ensaios, principalmente no que se refere às condições de contorno. Neste caso, observou-se que, apesar de apresentarem aspecto de fissuração semelhante, os ensaios piloto e PISG1 apresentaram curvas *força horizontal x deslocamento horizontal* bem distintas, o que, provavelmente, foi influenciado pelas diferentes vinculações dos sistemas de aplicação da força vertical;
- As fissuras de tração na base de todos os painéis só surgiram quando os correspondentes lados das paredes apresentaram alongamento, isto é, quando o lado estava todo tracionado ao longo da altura;

➤ Ficou evidente que o acoplamento das paredes, em qualquer tipo de painel, resultou num conjunto com rigidez maior que o dobro de um painel isolado. Porém, é importante deixar claro que, no caso particular dos painéis porta, o efeito de acoplamento só influenciou, de forma significativa, o comportamento de uma das paredes, no que se refere à fissuração na base;

➤ Caso seja considerado o acoplamento, isto é, os lintéis sejam incluídos no sistema de contraventamento, faz-se necessário e indispensável a utilização de estribos no lintel para minimizar a perda de rigidez decorrente de sua fissuração. Além disso, recomenda-se o emprego dessa armadura porque a primeira fissura dos painéis ocorreu exatamente no lintel. Isto pode ser estendido ao lintel inferior dos painéis com abertura de janela, principalmente quando se têm graute e armadura vertical.

De um modo geral, baseando-se no estudo anterior desenvolvido pelo autor e nos resultados experimentais e teóricos apresentados nesta tese, pode-se considerar razoável a inclusão dos lintéis no sistema de contraventamento de edifícios em alvenaria pelos seguintes fatos:

➤ O acréscimo de rigidez foi evidente, pois se obtiveram diferenças maiores que o triplo ao se comparar os painéis acoplados com o painel isolado;

➤ A fase do comportamento linear foi mais extensa nos painéis acoplados e, por conseguinte, o início da fissuração visível foi retardado;

➤ A rigidez após o surgimento da primeira fissura visível também foi maior para os painéis acoplados.

Esses fatos levam a concluir que ao se considerar o lintel como elemento integrante do sistema estrutural, o desempenho do painel é melhorado. Como exemplo dessa melhora pode-se citar:

➤ A utilização de blocos com menor resistência à compressão;

➤ O emprego de menor quantidade de armadura para absorver os esforços de tração;

➤ A redução do número de paredes estruturais, permitindo alguma flexibilidade na planta do pavimento;

➤ A possibilidade de aumentar o número de pavimentos do edifício.

Para que o melhor desempenho seja alcançado é necessário adotar algumas medidas:

- É imprescindível a utilização de vergas e contravergas nas aberturas, pois além de distribuírem as cargas verticais, esses elementos possuem as armaduras de flexão do lintel. Também é importante verificar a necessidade de utilização de armadura dupla;
- Nos lintéis seria interessante realizar seu grauteamento e utilizar estribos, principalmente aqueles situados sob abertura de portas;
- A utilização de armaduras verticais construtivas também é de extrema importância para minimizar os efeitos de fissuração nos cantos da abertura e na base das paredes;

6.7. CONTINUIDADE DA PESQUISA

A partir dos resultados obtidos com os ensaios e da análise numérica realizada, foram colocadas em evidência várias questões e aberto o caminho para o desenvolvimento de novas investigações. Dessa forma, a presente tese pode ser considerada como ponto de partida para outros temas de pesquisa, tais como:

- Avaliação da perda de rigidez de painéis com utilização de estribos nos lintéis;
- Avaliação do comportamento de painéis com utilização de cinta à meia altura das paredes;
- Emprego de modelos numéricos que levem em consideração a anulação das tensões de tração, quando esta for maior que a resistência das juntas de argamassa;
- Avaliação mais profunda da modelagem dos painéis com abertura, principalmente no que se refere à representatividade do critério “Morh-Coulomb”, na simulação da fissuração nas juntas do lintel, e à utilização de superfícies de contato no topo das paredes;
- Desenvolvimento de estudo paramétrico, após a consolidação do modelo numérico, de modo a avaliar o comportamento de painéis com variadas configurações de geometria: dimensão das paredes, dimensão e posição das aberturas, bem como dos lintéis;
- Avaliação de modelos simplificados que levem em consideração as reduções médias de rigidez sugeridas neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABAQUS/Standard User's Manual , version 6.2 (2001). Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc. v. 1, 2 e 3.

ABAQUS Theory Manual, version 6.2 (2001). Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.

ABBOUD, B. E.; HAMID, A. A.; HARRIS, H. G. (1990). Small-scale modelling of concrete block masonry structures. *ACI Structural Journal*, v.87, n.2, Mar.-Apr.

ABRAMS, D. P. (1986). Lateral resistance of a two-story block building. In: ASCE STRUCTURES CONGRESS, New Orleans, USA, September 15-18. Technical session: Advances in analysis of structural masonry.

ABRAMS, D. P. (1988). Dynamic and static testing of reinforced concrete masonry structures. *The Masonry Society Journal (TMS)*, January-June.

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

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1994). ACI 530R-92 – Commentary on building code requirements for masonry structures. In: _____. *ACI manual of practice*. Detroit, part. 5.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA – ABCI (1990). *Manual técnico de alvenaria*. São Paulo.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1992). *NBR 7171: Bloco cerâmico para alvenaria*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1987). *NBR 7217*: Agregados – Determinação da composição granulométrica.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1985). *NBR 8949*: Paredes de alvenaria estrutural – Ensaio à compressão simples. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1984). *NBR 8522*: Concreto – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1991). *NBR 12118*: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Determinação da absorção de água, do teor de umidade e da área líquida. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1999). *NBR 14321*: Paredes de alvenaria estrutural – Determinação da resistência ao cisalhamento. Rio de Janeiro.

ANDREAS, U. (1996). Failure criteria for masonry panels under in-plane loading. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.122, n.1, p.37-46, January.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *ASTM E 111*: Standard test method for Young's modulus, tangenta modulus, and chord modulus.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *ASTM E 518*: Standard test method for flexural bond strength of masonry.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *ASTM E 519*: Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages.

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

CAMACHO, J. S.; BERTOLINO Jr., R.; ANDOLFATO, R. P. (2000). An experimental investigation of correlations between prototypes and small-scale modelling of ceramic block masonry. In: INTERNATIONAL BRICK/BLOCK MASONRY CONFERENCE, 12th, Madrid, Spain, 25-28 June.

CHEN, H. -L.; SHAH, S. P. (1988). Test of model masonry single pier under dynamic shaking and quasistatic cyclic loading. masonry: materials, design, construction and maintenance. In: HARRIS, H. A. (Ed.). *Masonry: materials, design, construction and maintenance*. Philadelphia: American Society for Testing and Materials. ASTM STP 992, p.145-165.

COLLANTES, M. C.; FRANCO, L. S.; SABBATINI, F. H. (1994). Resistência de aderência ao cisalhamento da alvenaria estrutural não-armada de blocos cerâmicos. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 5th, Florianópolis, Brazil, August, 1994.

CORRÊA, M. R. S. (1991). *Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios*. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

CORRÊA, M. R. S. (2003). *Fluxo de forças em edifícios de alvenaria estrutural*. São Carlos. Tese (Livre-docência) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

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

ELSHAFIE, H.; HAMID, A.; OKBA, S.; NASH, E. (1996). Masonry shear wall with openings: state-of-the-art report. In: NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE, 7th, June 2-5, University of Notre Dame – South Bend, Indiana, USA.

ELSHAFIE, H.; HAMID, A.; OKBA, S.; NASH, E. (1998). Lateral response of reinforced masonry shear walls with door openings: an experimental study. In: CANADIAN MASONRY SYMPOSIUM, 8th, May 31 – June 3, Jasper, Alberta.

EPPERSON, G. S.; ABRAMS, D. P. (1992). Evaluating lateral strength of existing unreinforced brick piers in the laboratory. *The Masonry Society Journal (TMS)*, February.

GHANEM, G. M.; ESSAWY, A. S.; HAMID, A. A. (1992). Effect of steel distribution on the behavior of partially reinforced masonry shear walls. In: CANADIAN MASONRY SYMPOSIUM, 6th, Saskatoon, Saskatchewan, Canada, 15-17 June.

GHANEM, G. M.; SALAMA, A. E.; ELMAGD, S. A.; HAMID, A. A. (1993). Effect of axial compression on the behavior of partially reinforced masonry shear walls. In: NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE, 6th, June 6-9, Philadelphia, Pennsylvania, USA.

GHAZALI, M.Z.; RIDDINGTON, J. R. (1988). Simple test method for masonry shear strength. *Proc. Instn. Civ. Engrs.:* Part 2, v.85, p.567-74, September.

GHOSH, A. K.; AMDE, A. M.; COLVILLE, J. (1994). Finite element modelign of unreinforced masonry. In: INTERNATIONAL BRICK-BLOCK MASONRY CONFERENCE, 10th, (IB²MaC), July 5-7, Calgary, Canada.

HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. (1979). Shear strength of concrete masonry joints. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.105, n.ST7, July.

HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. (1981). Proposed failure criteria for concrete block masonry under biaxial stresses. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.107, n.ST8, August.

HENDRY, A. W.; SINHA, B. P.; DAVIES, S. R. (1981). *An introduction to load bearing brickwork design*. New York: Halsted Press – John Wiley & Sons.

JUKES, P.; RIDDINGTON, J. R. (1997). A review of masonry joint shear strength test methods. *Masonry International*, v.105, n.2.

LOURENÇO, P. J. B. B. (1996). *Computacional strategies for masonry structures*. Delft University Press. – III. Thesis Delft University of Technology.

NASCIMENTO NETO, J. A. (1999). *Investigação das solicitações de cisalhamento em edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações horizontais*. 127p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

NASCIMENTO NETO, J. A.; CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. (1999). Análise de edifícios em alvenaria estrutural considerando-se a deformação por cisalhamento das paredes. In:

CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 41., Salvador, ago. 30 - set. 03, 1999. São Paulo: IBRACON. 16p.

NASCIMENTO NETO, J. A.; CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. (2000a). Análise tridimensional de edifícios em alvenaria estrutural submetidos a ações horizontais. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 42., Fortaleza, 13-19 ago. São Paulo: IBRACON. 14p.

NASCIMENTO NETO, J. A., CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. (2000b). Analysis of torsion effects on the bracing system of masonry buildings. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 6th, 11-13 October, Bangalore, India.

PAGE, A. W. (1978). Finite element model for masonry. *Journal of Structural Division*, ASCE, v.104, n.ST8, August.

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

RAHMAN, M. A.; ANAND, F. C. (1994). Empirical Mohr-Coulomb failure criterion for concrete block-mortar joints. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.120, n.8, August.

RIDDINGTON, J. R.; GHAZALI, M. Z. (1990). Hypothesis for shear failure in masonry joints. *Proc. Instn. Civ. Engrs.:* Part 2, v.89, p.89-102, March.

RIDDINGTON, J. R.; JUKES, P. (1994). A masonry joint shear strength test method. *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, v.104, p.267-274, Aug..

RIDDINGTON, J. R.; NAOM, N. F. (1994). Finit element prediction of masonry compressive strength. *Computers & Structures*, v.52, n.1, p.113-119.

SALIBA, J. E.; SEXTON, A. J. (1991). Distribution of shear forces in walls having openings. *The Masonry Society Journal (TMS)*, August.

SANTOS, F. A. (2001). *Efeito do não-preenchimento de juntas verticais no desempenho de edifícios em alvenaria estrutural*. 154p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, Universidade Federal de Santa Catarina.

SCHNEIDER, R. R.; DICKEY, W. L. (1980). *Reinforced masonry design*. Englewood Cliffs, USA: Prentice-Hall.

SCHULTZ, A. E. (1994). Performance of masonry structures during extreme lateral loading events. In: ABRAMS, D. P. (Ed.). *Masonry in the Americas*. Detroit: ACI. p.85-125. (ACI-SP 147).

SCHULTZ, A. E.; HUTCHINSON, R. S.; CHEOK, G. C. (2000). Seismic performance of masonry walls with bed joint reinforcement. In: INTERNATIONAL BRICK/BLOCK MASONRY CONFERENCE, 12th, Madri, Spain, 25-28 June.

SCHUMACHER, R. C.; TANIL, C. A. (2000). Loadbearing concrete masonry construction in Sao Paulo, Brazil. In: INTERNATIONAL BRICK/BLOCK MASONRY CONFERENCE, 12th, Madri, Spain, 25-28 June.

YAMASAKI, Y.; SEIBLE, F.; MIZUNO, H.; KAMINOSONO, T.; TESHIGAWARA, M. (1987). The Japanese 5-Story full-scale reinforced concrete masonry test – Forced vibration and cyclic load test results. *The Masonry Society Journal (TMS)*, July-December.

ZHUGE Y.; MILLS, J. (2000). On behavior of partially reinforced masonry under simulated earthquake load. In: INTERNATIONAL BRICK/BLOCK MASONRY CONFERENCE, 12th, Madri, Spain, 25-28 June.

ZIJL, G. P. A. G. Van; ROTS, J. G.; VERMELTFOORT, A. Th. (2001). Modelling shear-compression in masonry. In: CANADIAN MASONRY SYMPOSIUM, 9th, University of New Brunswick, Fredericton, Canada. *Proceedings*.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

HAMID, A.A.; DRYSDALE, R.G. (1982). The shear behaviour of brickwork bed joints. Proc. Brit. Ceramic Soc., n.30, p.101-109.

HAMID, A. A.; ABBOUD, B. D.; HARRIS, H. G. (1985). Direct modeling of concrete block masonry under axial compression. In: MASONRY: research, application and problems. Philadelphia: ASTM. STP-871, p.151-166.

HAMID, A. A.; ABBOUD, B. D. (1986). Direct modeling of concrete block masonry under shear and in-plane tension. Journal of Testing and Evaluation, v.14, n. 2, Mar., p. 112-121.

HEGEMIER, G. A. (1978). On the behavior of joints in concrete masonry. In: NORTH AM. MASONRY CONF., Univ. of Colorado, Boulder, USA. Proc. 4.1-4.22.

HOLANDA JR., O. G. (2002). Influência de recalques em edifícios de alvenaria estrutural. 224p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

IMAI, H. (1987). The design method of bearing walls with openings. In: MEETING OF THE U.S.-JAPAN JOINT TECHNICAL COORDINATION COMMITTEE ON MASONRY RESEARCH, 3rd, Hokkaido, Japan, October.

IMAI, H.; MIYAMOTO, M. (1988). Seismic behavior of reinforced masonry walls with small opening. In: MEETING OF THE U.S.- JAPAN JOINT TECHNICAL COORDINATION COMMITTEE ON MASONRY RESEARCH, 4th, San Diego, USA, October.

IMAI, H. (1989). Seismic behavior of reinforced masonry walls with small opening. In: MEETING OF THE U.S.-JAPAN JOINT TECHNICAL COORDINATION COMMITTEE ON MASONRY RESEARCH, 5th, Tsukuba, Japan, October.

JONES, R.M. (1975). Mechanics of composite materials. Washington D.C.: McGraw-Hill Book Co.

JUKES, P.; RIDDINGTON, J.R. (1995). Ultimate strength prediction of masonry triplets samples. In: MIDDLETON, J.; PANDE, G.N. (Ed.) Computer methods in structural masonry – 3. Books and Journals International. p. 97-106.

- JUSTE, A. E. (2001). Estudo da resistência e da deformabilidade de paredes comprimidas de alvenaria de blocos de concreto. São Carlos. 237p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- McNARY, W. S.; ABRAMS, D.P. (1985). Mechanics of masonry in compression. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, New York, April.
- MURTHY, C. K.; HENDRY, A. W. (1965). Preliminary investigation of the shear strength of 1/6th scale model brickwork. *British Ceramic Research Association, Technical Note 65*.
- PAGE, A. W.; SAMARASINGHE, W.; HENDRY, A. W. (1982). The in-plane failure of masonry – a review. *Proc. B. C. S., Load-bearing brickwork*, v.7, n.30, p.90-100.
- PAULSON, T.; ABRAMS, D. (1990). Measured inelastic response of reinforced masonry building structures to earthquake motion. U.S.–Japan Coordinated Program for Masonry Building Research, Report No. 7.1-1, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, October.
- PLUIJM, R. VAN DER (1992). Material properties of masonry and its components under tension and shear. In: *CANADIAN MASONRY SYMPOSIUM*, 6th, Saskatoon, Saskatchewan, Canada. Proc. Ed. V.V. Neis. p.675-686.
- PLUIJM, R. VAN DER (1993). Shear behavior of bed joints. In: *NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE*, 6th, Drexel University, Philadelphia, USA. Proc. Eds. A.A. Hamid and H. G. Harris. p.125-136.
- KHOO, C. L.; HENDRY, A. W. (1972). A failure criterion for brickwork in axial compression. *British Ceramic Research Association, Technical Note 179*.
- PAGE, A. W. (1980). A biaxial failure criterion for brick masonry in the tension-tension range. *International Journal of Masonry Construction*, v.1, n.1, p.26-29.
- PAGE, A. W. (1981). The biaxial compressive strength of brick masonry. *Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2*, London, v.71, p.893-906, Sep.

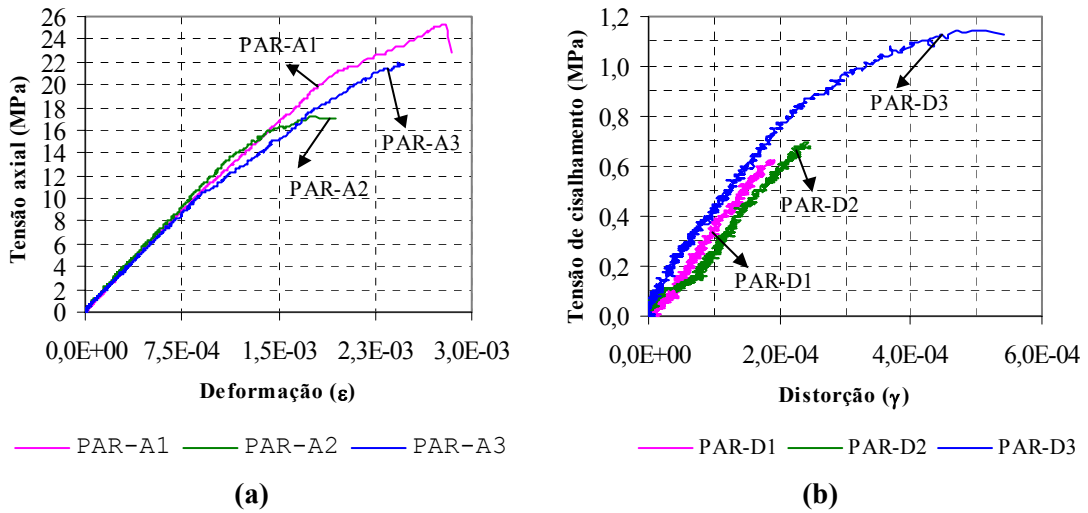
RIDDINGTON, J. R.; GAZALI, M. Z. (1987). Shear strength of masonry joints at high normal stress levels. In: INT. SEM. ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 2nd, Kuala Lumpur, Malaysia, Mar. p.1-11.

APÊNDICES

APÊNDICE A – Características dos concretos utilizados, e curvas tensão deformação referentes ao ensaio das paredes (40 x 40) cm²

Características mecânicas do concreto das lajes.

Painel correspondente	Amostra	Resistência à ... (MPa)		Módulo de elasticidade (MPa)
		compressão	tração	
PISG1, PICG1, PPSG1 e PPSG2	1	40,8	----	22.978
	2	40,5	----	23.028
	3	39,2	----	21.794
	4	40,1	----	----
	5	----	2,8	----
	6	----	2,4	----
PPCG1 e PPCG2	1	48,1	----	----
	2	47,4	----	----
	3	47,8	----	----
	4	45,2	----	----
	5	45,9	----	----
	6	46,2	----	----
	7	----	3,7	----
	8	----	3,3	----
	9	----	3,2	----
PJSG1 e PJSG2	1	47,7	----	----
	2	53,1	----	----
	3	49,7	----	----
	4	43,1	----	----
	5	----	2,9	----
	6	----	3,1	----
	7	----	3,0	----
	8	----	4,1	----
PJCG1 e PJCG2	1	46,3	----	----
	2	46,2	----	----
	3	44,3	----	----
	4	48,6	----	----
	5	----	2,8	----
	6	----	2,8	----
	7	----	2,7	----
	8	----	3,5	----



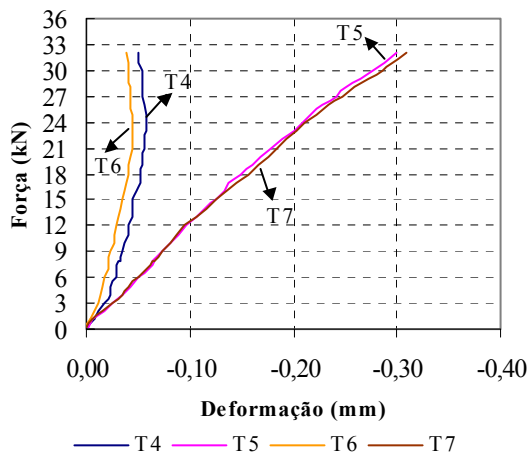
Curvas tensão x deformação das paredes (40 x 40) cm²: (a) Compressão simples e (b) Compressão diagonal.

APÊNDICE B – Cálculo dos deslocamentos horizontais dos painéis isolados, considerando-se o modelo de barra engastada na base e livre no topo (Tabela 4.2.3)

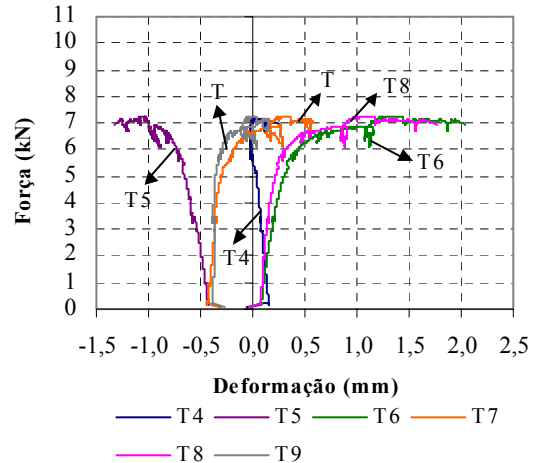
Neste cálculo foi utilizada a equação de deslocamento obtida a partir da teoria da resistência dos materiais: $\Delta_T = \Delta_f + \Delta_c$, sendo $\Delta_f = \frac{P h^3}{3 E I}$ e $\Delta_c = \frac{1,2 P h}{G A}$ as parcelas do deslocamento relativas à flexão e ao cisalhamento, respectivamente. Nestas equações: **P** corresponde à força horizontal aplicada; **h** à distância vertical entre a junta na qual surgiu a primeira fissura visível e o ponto de aplicação da força horizontal; **E** e **G** aos módulos de elasticidade longitudinal e transversal, respectivamente; **I** e **A** ao momento de inércia e à área da seção transversal não fissurada. Os deslocamentos da Tabela 4.2.3 foram determinados considerando-se diferentes valores para os módulos de elasticidade longitudinal e transversal, conforme apresentado naquela tabela.

APÊNDICE C – Curvas individuais dos transdutores: modelos da 1^a configuração

Apresenta-se a seguir as curvas individuais dos transdutores T4, T5, T6, T7, T8 e T9, nas etapas de aplicação da pré-compressão e da força horizontal para a 1^a configuração de ensaios. Inicialmente são ilustradas as curvas relativas ao modelo PISG1 e em seguida àquelas referentes ao modelo PICG1.

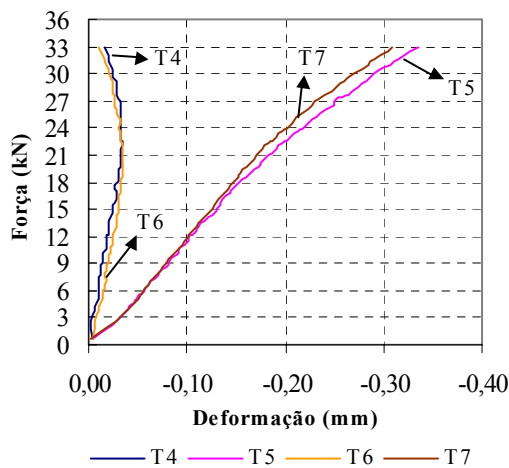


(a)

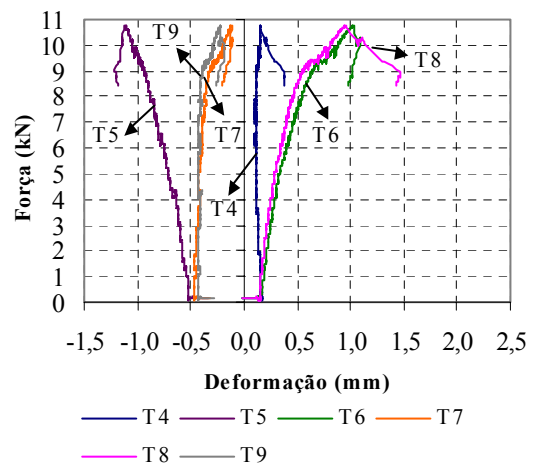


(b)

Painel PISG1: (a) Etapa da pré-compressão; (b) Etapa da força horizontal.



(a)

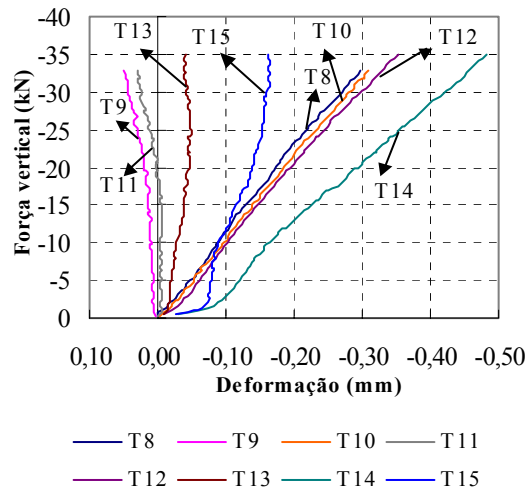


(b)

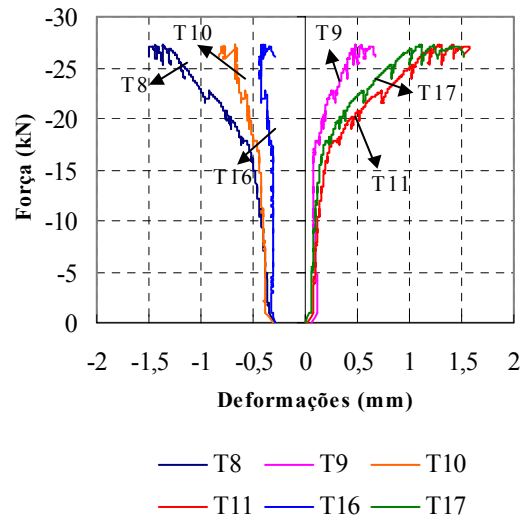
Painel PICG1: (a) Etapa da pré-compressão; (b) Etapa de força horizontal.

APÊNDICE D – Curvas individuais dos transdutores: modelos da 2ª configuração

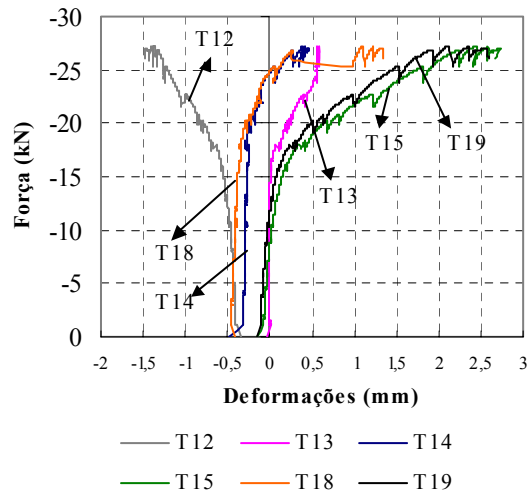
Apresenta-se a seguir as curvas individuais relativas aos transdutores T8, T9, T10, T11, T16 e T17, associados à parede P1, e relativas aos transdutores T12, T13, T14, T14, T18 e T19, associados à parede P2. Foram apresentadas, separadamente, as deformações medidas nas etapas de aplicação da pré-compressão e da força horizontal para a 2ª configuração de ensaios. Inicialmente são ilustradas as curvas relativas ao painel PPSG1, e em seguida àquelas referentes ao painel PPSG2.



(a)

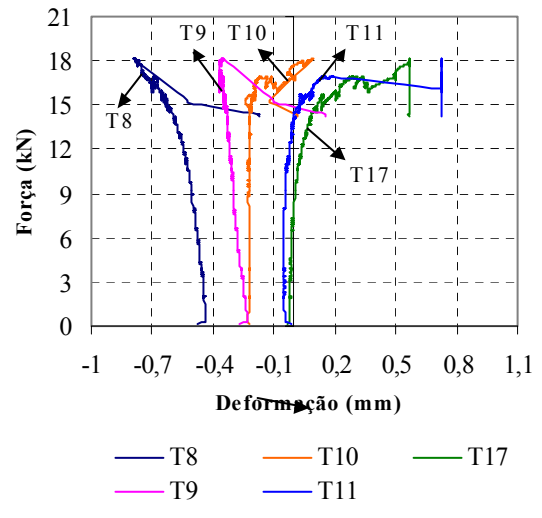
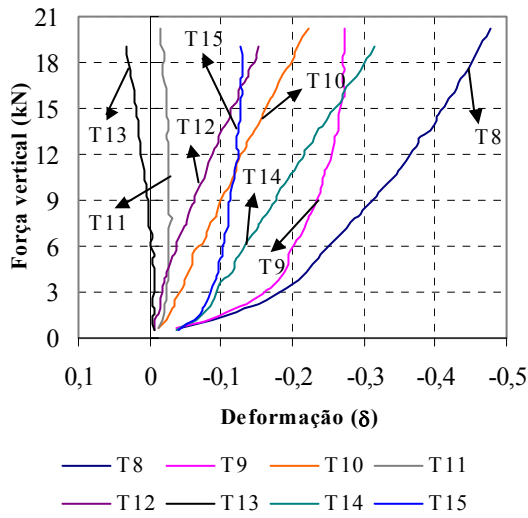


(b)



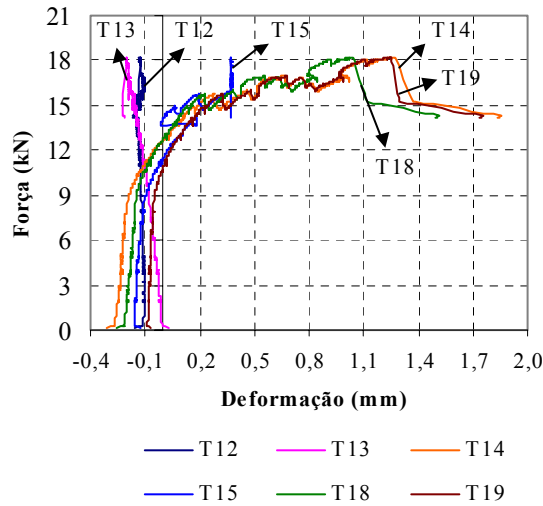
(c)

Painel PPSG1: (a) Etapa da pré-compressão; Etapa da força horizontal relativa à (b) Parede P1 e à (c) Parede P2.



(a)

(b)

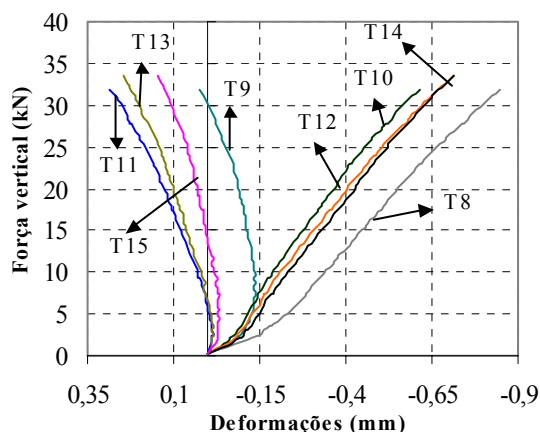


(c)

Painel PPSG2: (a) Etapa da pré-compressão; Etapa da força horizontal relativa à (b) Parede P1 e à (c) Parede P2.

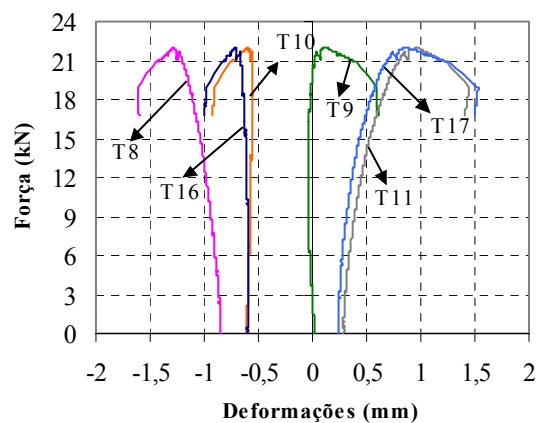
APÊNDICE E – Curvas individuais dos transdutores: modelos da 4ª configuração

Apresenta-se a seguir as curvas individuais relativas aos transdutores T8, T9, T10, T11, T16 e T17, associados à parede P1, e relativas aos transdutores T12, T13, T14, T14, T18 e T19, associados à parede P2. Foram apresentadas, separadamente, as deformações medidas nas etapas de aplicação da pré-compressão e da força horizontal para a 3ª configuração de ensaios. Inicialmente são ilustradas as curvas relativas ao painel PPSG1, e em seguida àquelas referentes ao painel PPSG2.



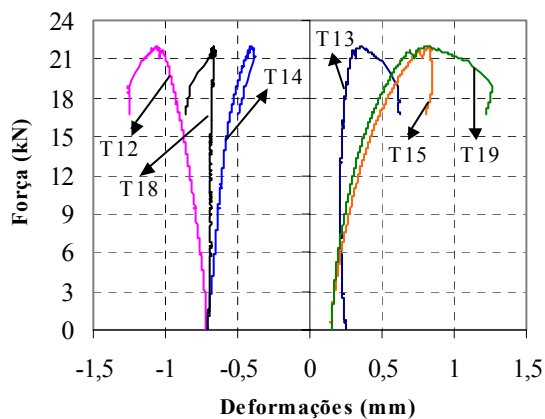
— T8 — T9 — T10 — T11
 — T12 — T13 — T14 — T15

(a)



— T8 — T9 — T10
 — T11 — T16 — T17

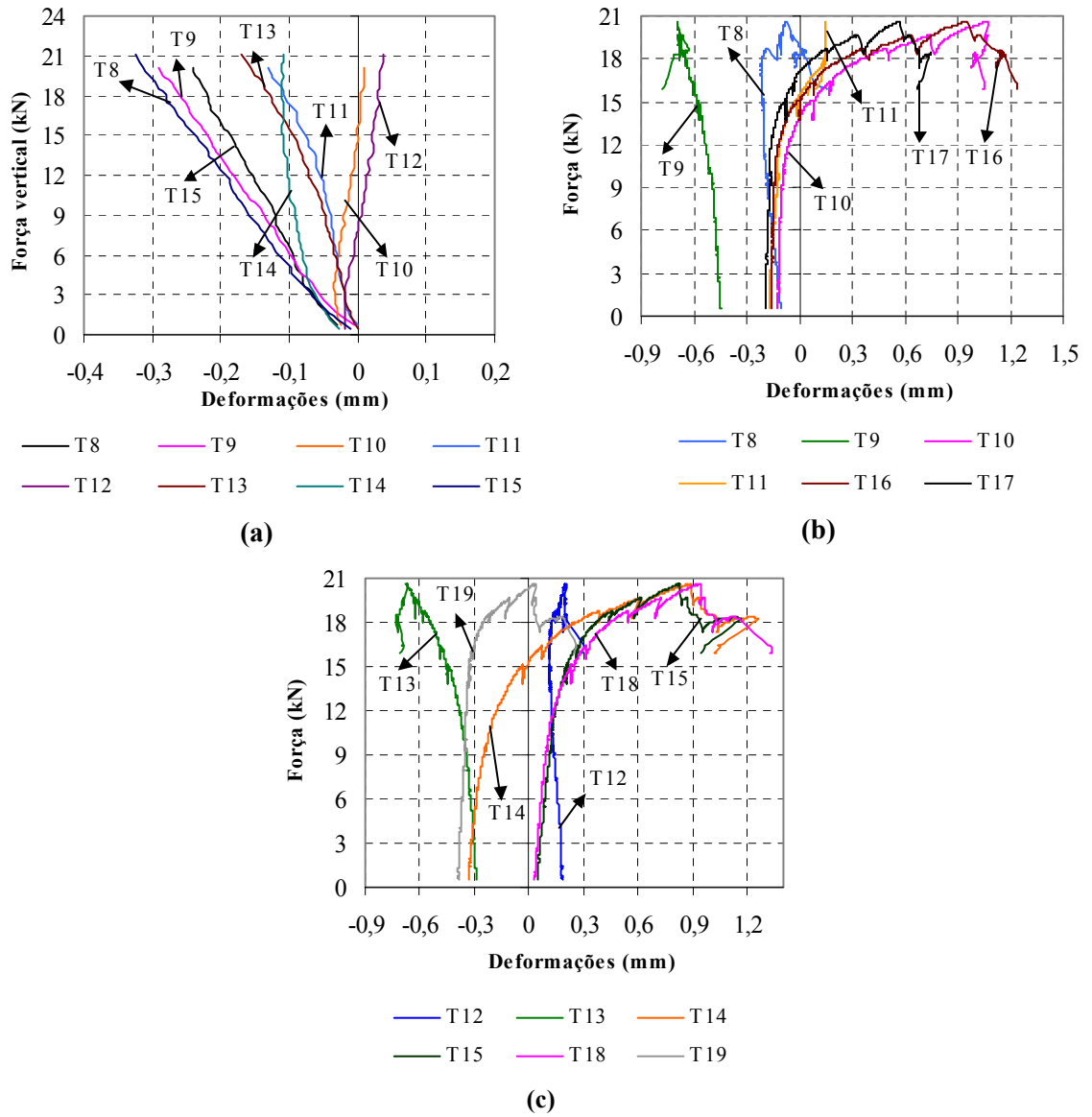
(b)



— T12 — T13 — T14
 — T15 — T18 — T19

(c)

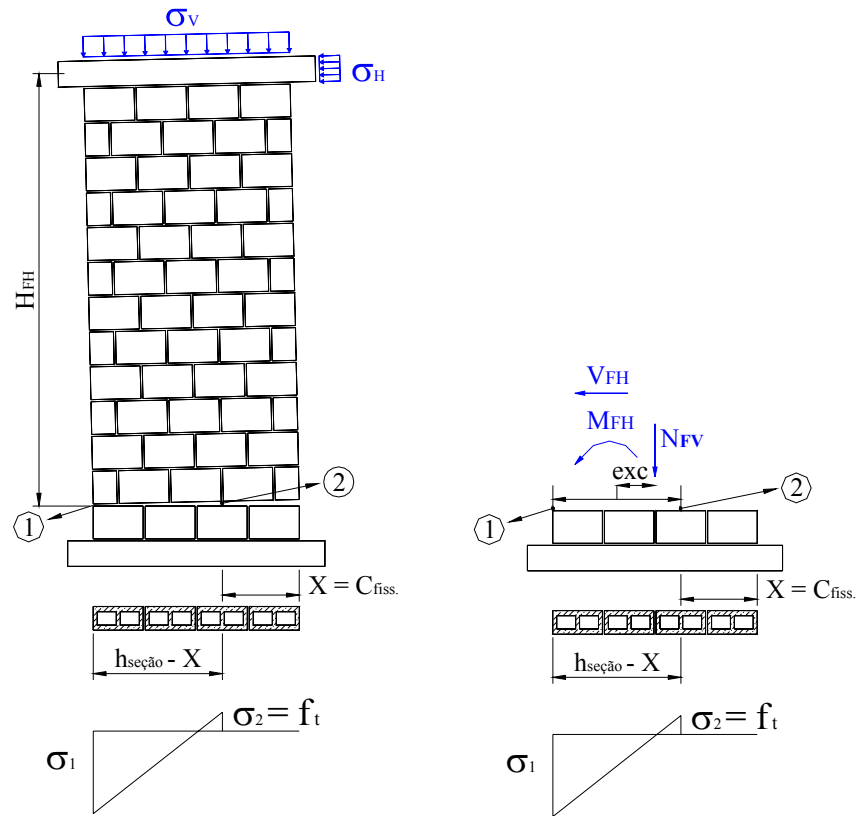
Painel PJSG1: (a) Etapa da pré-compressão; Etapa da força horizontal relativa à (b) Parede P1 e à (c) Parede P2.



Painel PJSG2: (a) Etapa da pré-compressão; Etapa da força horizontal relativa à (b) Parede P1 e à (c) Parede P2.

APÊNDICE F – Dedução da equação do modelo simplificado do painel PISG1

A equação seguinte foi desenvolvida para levar em consideração, de forma simplificada, a fissuração horizontal na base do painel isolado. O modelo foi descrito com maiores detalhes do item 5.4.1. A figura seguinte deve ser tomada como base para a simbologia utilizada na dedução.



A dedução é desenvolvida calculando-se a tensão na extremidade tracionada, da seção fissurada, e igualando-se essa tensão ao valor da resistência à tração da junta. Neste caso:

$$\frac{-N_{FV}}{e(h_{secao} - x)} + \frac{F_H \cdot H_{FH} - \frac{F_V}{2} [h_{secao} - (h_{secao} - x)]}{e \left[\frac{(h_{secao} - x)^2}{6} \right]} = f_t \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{1}{e(h_{secao} - x)} \left[-F_V + \frac{F_H \cdot H_{FH} - \frac{F_V}{2} \cdot x}{\left[\frac{(h_{secao} - x)}{6} \right]} \right] = f_t \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{6}{(h_{secao} - x)} \left[F_H \cdot H_{FH} - \frac{F_V}{2} \cdot x \right] = f_t \cdot e(h_{secao} - x) + F_V \Rightarrow$$

$$\Rightarrow F_H \cdot H_{FH} = \frac{1}{6} f_t \cdot e(h_{secao} - x)^2 + \frac{1}{6} F_V (h_{secao} - x) + \frac{F_V}{2} \cdot x \Rightarrow$$

$$\Rightarrow F_H = \frac{1}{H_{FH}} \left\{ \left[\frac{1}{6} f_t \cdot e \cdot (h_{secao} - x)^2 - 2 \cdot h_{secao} \cdot x + x^2 \right] + \frac{1}{6} F_V (h_{secao} - x) + \frac{F_V}{2} \cdot x \right\} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow F_H = \frac{1}{H_{FH}} \left\{ \left[\frac{1}{6} f_t \cdot e \right] \cdot x^2 + \left[\frac{F_V - f_t \cdot e \cdot h_{seção}}{3} \right] \cdot x + \left[\frac{F_V \cdot h_{seção} + f_t \cdot e \cdot (h_{seção})^2}{6} \right] \right\}$$

Esta equação pode ser reescrita na forma de uma equação do segundo grau:

$$F_H = a \cdot x^2 + b \cdot x + c$$

$$\text{Sendo: } a = \frac{1}{H_{FH}} \left(\frac{1}{6} f_t \cdot e \right)$$

$$b = \frac{1}{3 \cdot H_{FH}} (F_V - f_t \cdot e \cdot h_{seção})$$

$$c = \frac{1}{6 \cdot H_{FH}} [F_V \cdot h_{seção} + f_t \cdot e \cdot (h_{seção})^2]$$