

# **Estudo de Pórticos Metálicos Enrijecidos com Alvenaria**

Juliana T. Oliveira<sup>1</sup>, Roberto Márcio Silva<sup>2</sup>

Universidade Federal de Minas Gerais, Departamento de Engenharia de Estruturas  
Belo Horizonte, CEP: 30110-060, Minas Gerais, Brasil

Rita de Cássia S. S. Alvarenga<sup>3</sup>

Universidade Federal de Viçosa, Campus UFV,  
Viçosa, CEP: 36571-000, Minas Gerais, Brasil

Paulo B. Lourenço<sup>4</sup>

Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil  
Azurém, P-4800-058 Guimarães, Portugal

## **RESUMO**

Este trabalho aborda o estudo experimental e numérico do comportamento de pórticos metálicos preenchidos com painel de alvenaria constituído por blocos de concreto celular autoclavado, levando-se em consideração a contribuição do painel de alvenaria na rigidez global da estrutura.

O conjunto pórtico-painel foi submetido à acção de carga horizontal aplicada no eixo da viga superior do pórtico. Foram utilizadas barras de aço lisas, na forma de estribos, soldadas às mesas dos pilares metálicos, denominadas barras de aço “ferro-cabelo”, numa tentativa de retardar o descolamento precoce existente na interface pórtico-painel. A pesquisa consta de uma série de 6 ensaios experimentais do conjunto em escala real, 2 ensaios com o pórtico metálico isolado (sem o painel de preenchimento) e de análises numéricas, onde a alvenaria foi considerada um material não-linear.

## **1. INTRODUÇÃO**

As estruturas de aço frequentemente utilizam os painéis de alvenaria apenas como elemento de vedação, sem tirar proveito da sua capacidade estrutural. No entanto, observa-se que a alvenaria pode assumir tanto a função de vedação quanto a função estrutural, a fim de reduzir os custos na construção de edifícios.

Vários factores influenciam o comportamento dos pórticos enrijecidos por painéis, dentre os quais a interacção das interfaces pórtico-painel é um dos principais parâmetros, pois influencia activamente o comportamento do conjunto, e consequentemente o factor de enrijecimento global da estrutura.

Ainda hoje as normas de dimensionamento para pórticos enrijecidos por painéis, sejam de alvenaria ou qualquer outro material, não estão generalizadas.

## 2. COMPORTAMENTO DE PÓRTICOS METÁLICOS PREENCHIDOS COM PAINÉIS DE ALVENARIA

No conjunto pórtico preenchido com alvenaria, a rigidez do pórtico é aumentada devido à introdução da alvenaria, e o confinamento do painel pelo pórtico faz com que a alvenaria possa suportar cargas e atingir deformações muito maiores do que se estivesse trabalhando isolada.

Polyakov (1960) descreveu 3 estágios de comportamento de pórticos preenchidos submetidos a carregamento lateral. Observou que no primeiro estágio o painel de alvenaria e a estrutura reticulada agem com interação total, e que esse estágio termina com a presença de fissuras na interface pórtico-preenchimento, excepto nas regiões onde as tensões de compressão são transmitidas do pórtico para o painel. O segundo estágio é caracterizado pelo aparecimento de fissuras no painel, ao longo da diagonal comprimida. No terceiro estágio ocorre o esmagamento dos cantos comprimidos do painel.

Smith (1962,1966) desenvolveu o método da barra diagonal equivalente, estabelecendo para a estrutura deformada uma relação entre o comprimento de contacto da viga com o painel, definido como parâmetro de rigidez relativa  $\lambda l$ . Estabeleceu 2 modos de ruptura do painel: a) ruptura por fissuração repentina da diagonal carregada, estendendo-se do centro aos cantos comprimidos do painel; b) ruptura por compressão, causada pelo esmagamento da região dos cantos carregados do painel.

Saneinejad (1981,1990) observou que no conjunto pórtico-painel, a deflexão lateral acompanha o aumento gradual da carga lateral até a ruptura do painel de preenchimento. A partir da ruptura do painel, a carga diminui por causa do limite de ductilidade do painel.

Fonseca (1999) observou que para níveis de cargas relativamente baixos, as interfaces pórtico-painel estão em pleno contacto, neste caso a contribuição do painel à rigidez total do conjunto é máxima. Com o aumento da carga, as deformações do conjunto se intensificam e a evidente separação entre pórtico e painel surge nas interfaces, excepto nos cantos comprimidos.

## 3. PROGRAMA DE ENSAIOS

A parte experimental da pesquisa realizada consta de 6 ensaios de pórtico metálico preenchido com alvenaria e 2 ensaios do pórtico isolado (não preenchido). Os ensaios com os pórticos isolados foram realizados com o objectivo de avaliar o aumento de rigidez fornecido pelo painel ao pórtico. As características dos ensaios realizados, nomeadamente quanto ao tipo de argamassa utilizada no painel de alvenaria e quanto à utilização de barras de aço ferro-cabelo, podem ser vistas através da Tabela 1, a seguir:

Tabela 1- Característica dos ensaios realizados.

<i>ENSAIO</i>	<i>ARGAMASSA</i>	<i>FERRO-CABELO</i>
Ensaio do pórtico isolado (antes da série de ensaios)	-	não
Ensaio Pórtico-painel 1	1:3:7,5	sim
Ensaio Pórtico-painel 2	1:3:7,5	sim
Ensaio Pórtico-painel 3	cimentcola	sim
Ensaio Pórtico-painel 4	cimentcola	sim
Ensaio Pórtico-painel 5	cimentcola	não
Ensaio Pórtico-painel 6	cimentcola	não
Ensaio do pórtico isolado (depois da série de ensaios)	-	não

## 4. SISTEMA DE ENSAIO

### 4.1 Pórtico Metálico

O pórtico metálico (protótipo) foi calculado para trabalhar em regime elástico durante todos os ensaios. Esse pórtico tinha 3000 mm de comprimento, 2680 mm de altura e era constituído por vigas e pilares de perfis I soldados, cujas geometria e dimensões estão indicadas na Figura 1 e na Tabela 2, respectivamente. Os pilares metálicos eram ligados à laje de reacção por meio de 6 parafusos passantes de 25,4 mm de espessura em aço ASTM-A325, representando um engaste. As conexões entre vigas (superior e inferior) e pilares foram feitas através de cantoneiras parafusadas, cada uma com 4 parafusos do tipo ASTM-A35 de 16 mm, espaçados entre si de 80 mm, representando uma ligação semi-rígida.

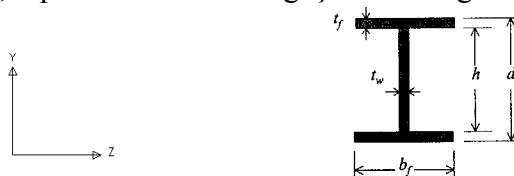


Figura 1 – Seções dos perfis metálicos das vigas e pilares do pórtico.

Tabela 2 – Dimensões dos perfis metálicos do pórtico.

d (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	h (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	b <sub>f</sub> (mm)	Área (mm <sup>2</sup> )	Momento de inércia (I <sub>z</sub> ) (mm <sup>4</sup> )
220	6,3	204	8	200	44,5 × 10 <sup>2</sup>	4.043,00 × 10 <sup>4</sup>

Para a aplicação de cargas horizontais no protótipo, utilizou-se um cilindro hidráulico fixado a um sistema de pórtico de reacção, cujas dimensões do pórtico de reacção eram 8500 mm de comprimento e 3150 mm de altura. Para garantir a rigidez do pórtico de reacção e estabilidade do conjunto, soldou-se à mesa do pilar, a uma altura de 2540 mm, uma barra de contraventamento de 3780 mm de comprimento.

### 4.2 PAINEL DE ALVENARIA

O painel de alvenaria foi constituído por blocos de concreto celular autoclavado da SICAL (empresa de blocos de concreto celular autoclavado), com dimensões 600 mm × 300 mm × 150 mm, largura, altura e espessura, respectivamente. O peso específico dos blocos é de  $7 \times 10^{-9}$  kN/mm<sup>3</sup> e a resistência média a compressão de 4,5 MPa. Na confecção dos painéis foram utilizadas as argamassas com traço 1:3:7,5, (cimento, cal e areia, respectivamente) e a argamassa cimentocola (argamassa colante pré-dosada, polimérica), como foi visto na Tabela 1. Na interface entre a viga metálica superior e o painel de alvenaria, região denominada encunhamento, foi utilizada argamassa expansiva cuja proporção em volume foi de 1:3 (cimento e areia) e 1% de material expansivo sobre o volume de cimento.

### 4.3 FERRO-CABELO

Nos ensaios 1 a 4 foram utilizadas barras de aço ferro-cabelo, de acordo com a Figura 2 com o objectivo de retardar o descolamento da interface pórtico-alvenaria. Os ferros-cabelo foram soldados à estrutura de aço de forma a penetrar nas juntas horizontais de argamassa. O

aço utilizado na confecção desses elementos foi o CA-60. As barras tinham 5 mm de diâmetro.

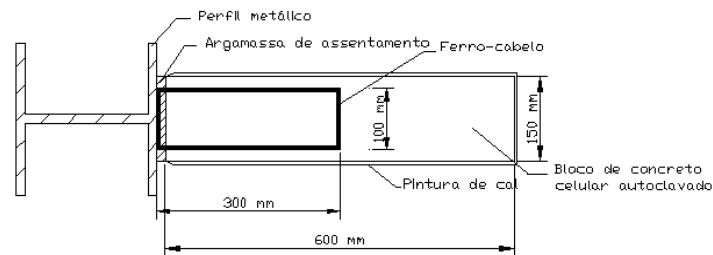


Figura 2 – Desenho esquemático do Ferro-cabelo.

#### 4.4 Sistema de Aplicação da Carga

A carga foi aplicada através de um sistema de cilindro hidráulico, ver Figura 3, fixado ao pórtico de reação e controlado por uma bomba hidráulica. O sistema mecânico foi ligado a um sistema de aquisição de dados, através do qual eram obtidas as leituras a cada instante da aplicação da carga. O modelo adoptado para a realização dos ensaios experimentais pode ser visto na Figura 4.



Figura 3 – Sistema de aplicação da carga.

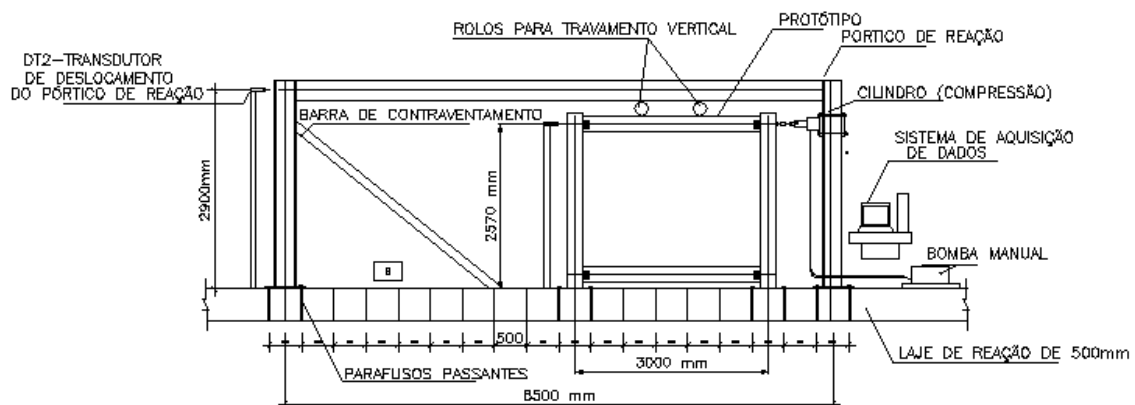


Figura 4 – Modelo adoptado para realização dos ensaios experimentais.

#### 4.5 Instrumentação do Protótipo

Para medir os deslocamentos relativos pórtico-alvenaria, foram colocados relógios comparadores de deslocamentos nas regiões tracionadas do painel, Figuras 5 (a) e (b), e

transdutores de deslocamentos (DT's), Figura 5 (b). Um dos relógios comparadores foi colocado na região da ligação semi-rígida viga-pilar, para que se pudesse acompanhar as modificações nesta ligação, Figura 5 (c). Um DT foi utilizado para medir o deslocamento do pórtico em estudo, Figura 5 (d). Para a verificação da estabilidade do painel de alvenaria ao longo do processo de aplicação da carga, foi colocado um relógio medidor de deslocamento, Figura 5 (f). Nos cantos comprimidos do painel de alvenaria foram colocados 3 extensômetros nas direções horizontal, vertical e diagonal, formando uma roseta de deformações, para que fossem lidas as deformações nestas regiões como mostrado na Figura 5 (h) e (i). No centro do painel foram colocados um extensômetro na direção da diagonal comprimida e um DT para medir a fissura que provavelmente ocorreria na região, Figura 5 (e) e 5 (g), respectivamente.



(a) Relógios comparadores do canto inferior direito.



(b) Relógios comparadores do canto superior direito e DT's.



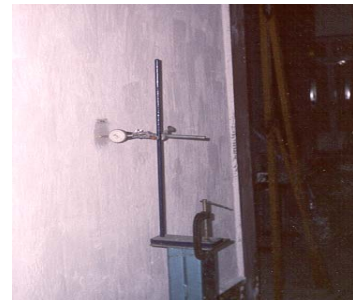
(c) Relógio comparador da ligação semi-rígida viga/pilar.



(d) Transdutor de deslocamento do Protótipo.



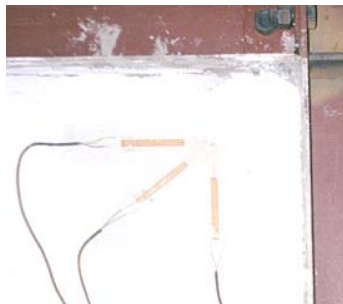
(e) Transdutor de deslocamento diagonal central.



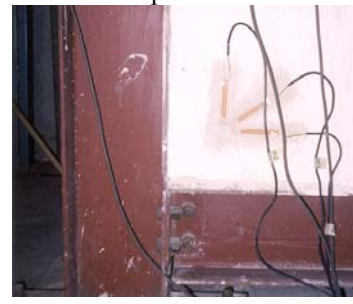
(f) Relógio comparador de deslocamento do painel fora do plano.



(g) DT central com suporte metálico.



(h) Extensômetros do canto superior do painel de alvenaria



(i) Extensômetros do canto inferior do painel de alvenaria

Figura 5 – Instrumentação do protótipo.

## 5. RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS

### 5.1 Ensaio Pórtico-Painel 1 e 2 (argamassa 1:3:7,5 e ferro-cabelo)

Os ensaios 1 e 2 foram realizados 28 dias após a confecção dos painéis de alvenaria. Nos dois ensaios, observou-se o aparecimento precoce de fissuras ao longo das juntas horizontais e verticais de argamassa, seguindo a direção da diagonal comprimida. Essa fissuração começou com a carga em torno de 20 kN. Verificou-se que a argamassa utilizada na confecção dos painéis, traço 1:3:7,5, tinha baixa resistência à tração e baixa aderência ao bloco de concreto celular autoclavado. Nestes dois ensaios foram observadas fissuras muito pequenas ao longo da interface pórtico-alvenaria, menores do que as observadas sem o uso do ferro-cabelo na pesquisa de Fonseca (1999). Os dois ensaios foram interrompidos a partir do momento em que praticamente todo o painel de alvenaria encontrava-se fissurado, uma vez que o limite de utilização do painel já havia sido alcançado. O mapeamento das fissuras dos ensaios 1 e 2 pode ser visto na Figura 6.

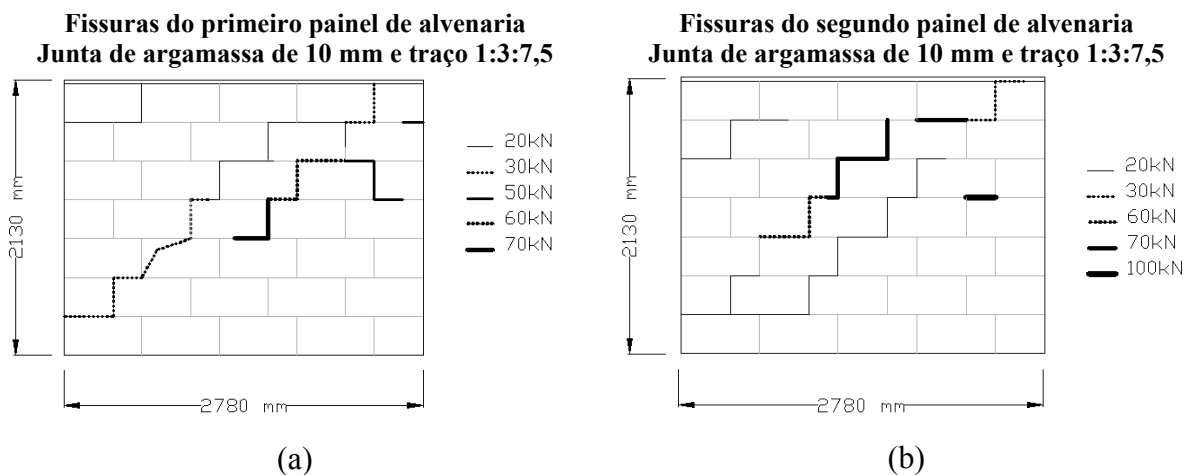


Figura 6 – Mapeamento das fissuras: (a) ensaio 1; (b) ensaio 2.

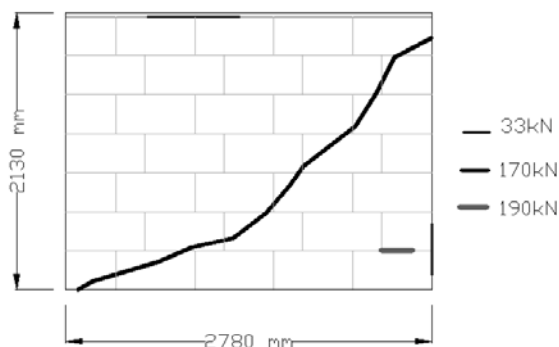
### 5.2 Ensaio Pórtico-Painel 3 e 4 (argamassa cimentocola e ferro-cabelo)

O terceiro e o quarto ensaio foram realizados 15 dias após a confecção dos painéis, uma vez que não são necessários 28 dias para o processo de cura da argamassa cimentocola.

No terceiro ensaio, ao ser atingida a carga de 33 kN, surgiu o descolamento na interface tracionada pórtico-alvenaria, na horizontal superior e na vertical do canto inferior direito. Com carga de 190 kN ocorreu a ruptura ao longo da diagonal comprimida, conforme mostrado na Figura 7 (a).

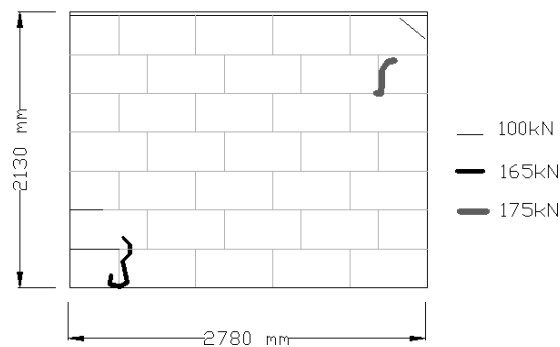
No quarto ensaio, o descolamento na interface tracionada começou a ocorrer com 30 kN, tanto na parte superior, quanto na vertical. Com carga de 165 kN, houve esmagamento do bloco no canto inferior esquerdo, e com carga de 200 kN, houve o esmagamento dos cantos comprimidos sem fissuração da diagonal e término do ensaio, ver Figura 7 (b).

**Fissuras do terceiro painel de alvenaria  
Junta de argamassa cimentcola com 5 mm**



(a)

**Fissuras do quarto painel de alvenaria  
Junta de argamassa cimentcola com 5 mm**



(b)

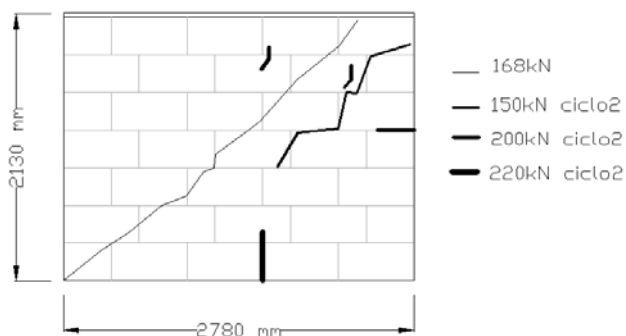
Figura 7 – Mapeamento das fissuras: (a) ensaio 3; (b) ensaio 4.

### 5.3 Ensaio Pórtico-Painel 5 e 6 (argamassa cimentocola e sem ferro-cabelo)

Estes ensaios foram realizados sem o dispositivo ferro-cabelo, de forma que se pudesse comparar os resultados com os ensaios 3 e 4.

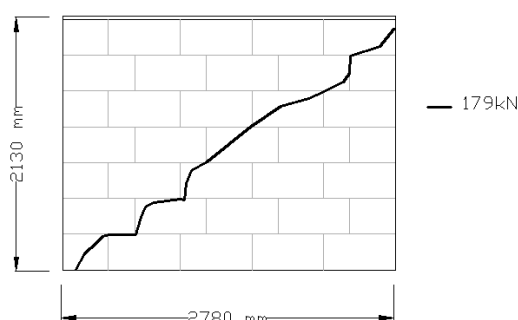
No ensaio 5, com carga de 20 kN, houve o descolamento total na interface horizontal viga metálica-alvenaria e descolamento quase total, com exceção do canto inferior esquerdo, na interface vertical lateral e esquerda. Na interface vertical direita, onde estava sendo aplicada a carga, o descolamento iniciou-se com carga de 50 kN, atingindo 1/3 da altura do painel. O painel fissurou ao longo da diagonal comprimida, com carga de aproximadamente 168 kN. Neste caso, houve o descarregamento do painel e recarregamento até a carga de 220 kN, quando o painel já não suportava mais a carga aplicada, devido ao esmagamento no canto inferior. O ensaio 6 foi similar ao quinto ensaio, porém não houve recarregamento do painel e a carga de fissuração da diagonal foi em torno de 179 kN, como é mostrado na Figura 8.

**Fissuras do quinto painel de alvenaria  
Junta de argamassa cimentcola com 5 mm**



(a)

**Fissuras do sexto painel de alvenaria  
Junta de argamassa cimentcola com 5 mm**



(b)

Figura 8 – Mapeamento das fissuras: (a) ensaio 5; (b) ensaio 6.

### 5.4 Ensaio do Pórtico Metálico sem o Painel de Alvenaria

Estes ensaios foram realizados para que se pudesse compará-los com os ensaios de pórticos preenchidos e observar a influência do enrijecimento fornecido pelo painel de alvenaria ao pórtico metálico. Os resultados dos ensaios em termos de carga  $\times$  deslocamento podem ser vistos no gráfico da Figura 9, e parecem indicar que o pórtico metálico se manteve

elástico durante todos os ensaios, uma vez que não se observa qualquer alteração de comportamento antes e após a série de ensaios com os painéis de alvenaria.

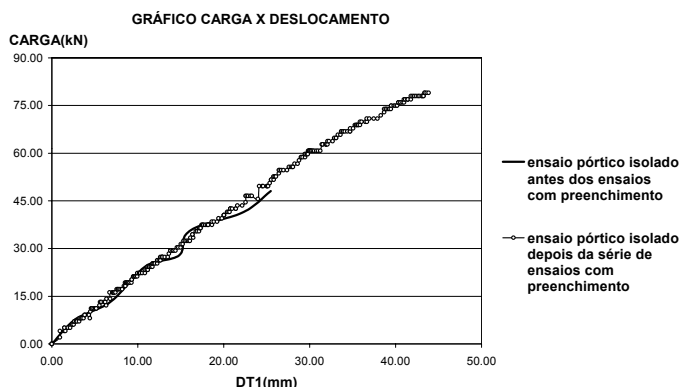


Figura 9 – Ensaio do pórtico isolado.

## 6. ANÁLISE NUMÉRICA

A alvenaria é um material que possui propriedades direccionais distintas, devido ao fato de ser formada por blocos e juntas de argamassa, materiais com características diferentes. Para o estudo desse composto é possível descrever tais componentes através de uma representação numérica, que pode ser a micro-modelagem ou a macro-modelagem.

Na macro-modelagem, unidades de blocos e juntas de argamassas são representados por elementos contínuos, isto é, a alvenaria é tratada como um material homogéneo, contínuo e idealmente anisotrópico. Já na micro-modelagem, os materiais, bloco e argamassa são representados separadamente. Neste trabalho a estrutura foi discretizada através de um macro-modelo, em elementos finitos, utilizando o software Diana na versão 7.2. Face à falta de informação experimental sobre as propriedades da alvenaria, adoptou-se o comportamento isotrópico para este material.

Nestas análises foram utilizados o método do comprimento do arco “arc-length control” associado a iteração com o método de Newton–Raphson.

### 6.1 Propriedades dos Materiais

Na Tabela 3 estão mostradas as propriedades elásticas dos materiais que foram utilizadas na macro-modelagem.

Tabela 3 – Propriedades Elásticas dos Materiais Utilizados nos Ensaio.

CARACTERÍSTICAS DOS PAINÉIS DE ALVENARIA E DO PÓRTICO METÁLICO		
Material	Módulo de Deformação	Coefficiente de Poisson
PAINEL	$E_a = 1750 \text{ MPa}$	$\nu_a = 0,16$
PÓRTICO	$E_{aco} = 200 \text{ GPa}$	$\nu_{aco} = 0,30$

Na Tabela 4 estão mostrados os grupos de elementos usados na macro-modelagem com as respectivas propriedades inelásticas, onde  $f_t$ ,  $f_c$ ,  $G_c$  e  $G_f$  são resistência à tracção, resistência à compressão, energia de fractura à compressão e energia de fractura à tracção do painel de alvenaria, respectivamente, e  $K$  representa a rigidez dos elementos de interface. Para os elementos de interface adoptou-se um critério de cedência que combina a lei de atrito de Coulomb com um limite máximo à tracção, caracterizado pela coesão  $c$ , ângulo de atrito  $\phi$ ,



ângulo de dilatação  $\psi$  e resistência à tração  $f_t$ . Para a alvenaria, adoptou-se um critério de cedência que combina a lei de Rankine, para limitar as tensões de tração, com a lei de Von Mises, para limitar as tensões de compressão.

Tabela 4 – Características dos grupos de elementos usados na macro-modelagem.

CARACTERÍSTICAS DOS GRUPOS DE ELEMENTOS UTILIZADOS NA MACRO-MODELAGEM				
		ENSAIOS 5 E 6	ENSAIOS 3 E 4	ENSAIOS 1 E 2
Alvenaria	$f_t$	0,20 MPa	0,20 MPa	0,10 MPa
	$f_c$	2,3 MPa	2,3 MPa	2,1 MPa
	$G_r$	$2,0 \times 10^{-2}$ Nmm / mm <sup>2</sup>	$2,0 \times 10^{-2}$ Nmm / mm <sup>2</sup>	$2,0 \times 10^{-2}$ Nmm / mm <sup>2</sup>
	$G_c$	4,0 Nmm / mm <sup>2</sup>	4,0 Nmm / mm <sup>2</sup>	4,0 Nmm / mm <sup>2</sup>
Alvenaria com ferro-cabelo	$f_t$	-	0,33 MPa	0,15 MPa
	$f_c$	-	2,3 MPa	2,1 MPa
	$G_r$	-	$\infty$	$\infty$
	$G_c$	-	4,0 Nmm / mm <sup>2</sup>	4,0 Nmm / mm <sup>2</sup>
Interface ligação semi-rígida Pórtico metálico (INTPOR)	K	$2,0 \times 10^3$ N / mm	$2,0 \times 10^3$ N / mm	$2,0 \times 10^3$ N / mm
	K	$1,0 \times 10^9$ N / mm	$1,0 \times 10^9$ N / mm	$1,0 \times 10^9$ N / mm
Interface aço-alvenaria (INTVA)	$f_t$	0	0	0
	c	0	0	0
	$\tan\phi$	0,75	0,75	0,75
	$\tan\psi$	0,00	0,00	0,00
Interface ferro-cabelo (INTFER)	K	-	$1,0 \times 10^6$ N / mm	$1,0 \times 10^6$ N / mm
	$f_t$	-	0,13 MPa	0,05 MPa
	c	-	0,26 MPa	0,1 MPa
	$\tan\phi$	-	0,75	0,75
	$\tan\psi$	-	0,00	0,00

## 6.2 Comparações entre as Análises Experimental e Numérica

A modelagem numérica foi iniciada com os ensaios 5 e 6 devido ao fato dos modelos desses ensaios não utilizarem as barras de aço ferro-cabelo, o que simplifica a modelagem.

A modelagem dos ensaios 5 e 6 apresentou bons resultados em termos de carga de ruptura por fendilhação da diagonal, mas depois dessa carga, o modelo numérico não conseguiu representar bem o comportamento da estrutura como pode ser visto na Figura 10. A razão para esta discrepância não é clara, mas a resposta pós-fendilhação da diagonal é controlada pelo comportamento à compressão da alvenaria. Na Figura 10, verifica-se que, na ausência de um limite à compressão, modelo RANKIN, a rigidez da resposta mantém-se excessivamente elevada e não é possível obter uma carga de colapso total. Na presença de um

limite à compressão, modelo RANVMI, a carga de colapso é cerca de 30% superior ao valor experimental. Evidentemente que seria possível ajustar os dois valores, reduzindo a resistência à compressão e/ou a energia de fractura em compressão da alvenaria. Uma outra possibilidade para justificar a diferença seria adotar um micro-modelo, tal como foi feito em Lourenço (1996).

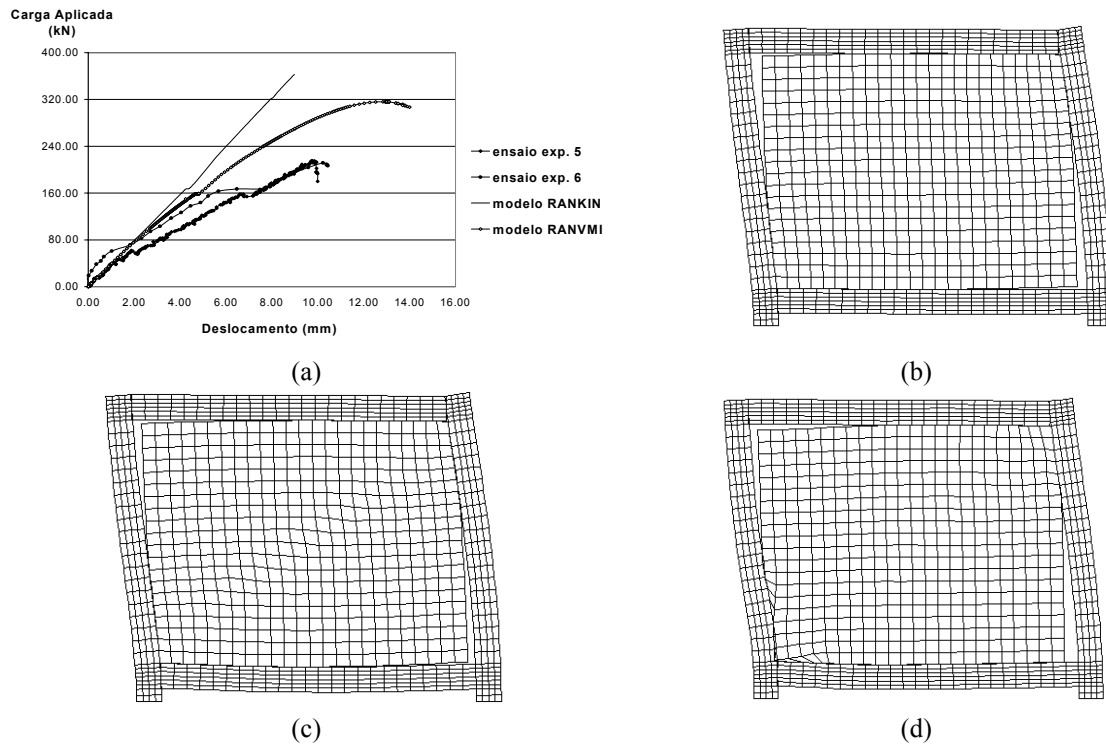
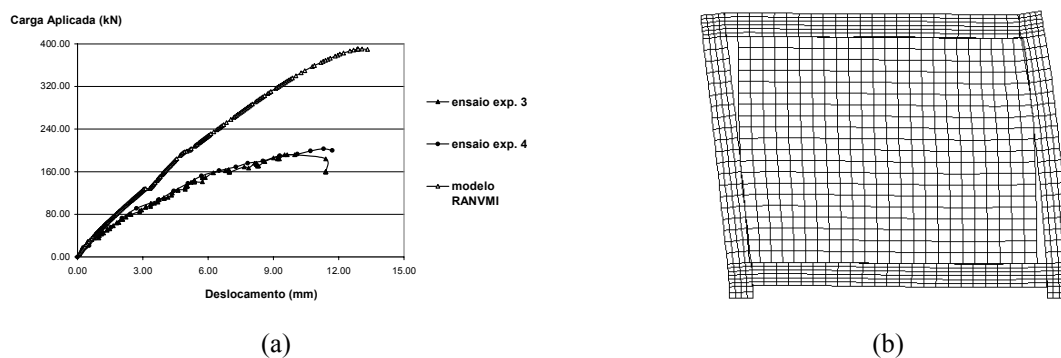


Figura 10 – (a) Análises experimental e numérica dos ensaios 5 e 6; (b) deformada a 150 kN; (c) deformada após fendilhação da diagonal a 200 kN; (d) esmagamento do canto inferior esquerdo a 360 kN.

O resultado numérico para os ensaios 3 e 4 mostrou a formação de duas bielas de compressão. A primeira biela foi formada com carga de 126 kN e a segunda com carga de 195 kN. Nos ensaios experimentais essa biela foi formada com carga de aproximadamente 190 kN. Depois da fenda ao longo da diagonal, a diferença de rigidez entre os dois modelos cresceu para 100%, como pode ser visto na Figura 11. A figura mostra que o comportamento da estrutura não pode ser reproduzido convenientemente pelo modelo, provavelmente devido ao fato da dificuldade em se modelar o ferro-cabelo, devido à deficiência da macro-modelagem para esse tipo de estrutura, e devido à resistência à compressão adotada ser inferior aos valores realmente encontrados na estrutura.



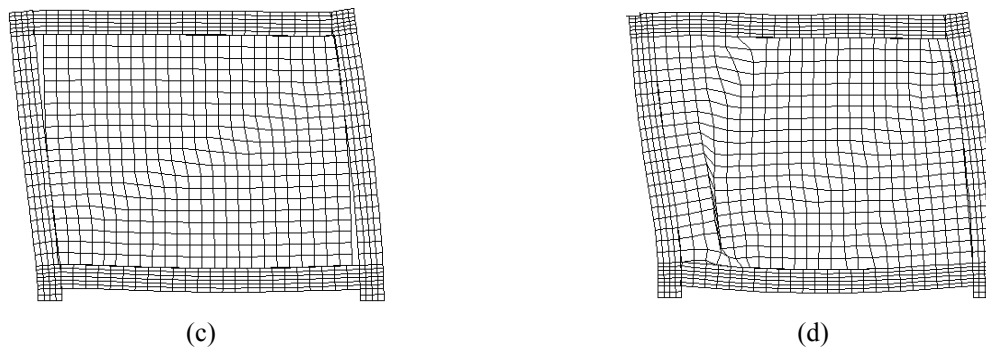


Figura 11 – (a) Análises experimental e numérica dos ensaios 3 e 4; (b) deformada a 126 kN e início da formação da fenda na diagonal; (c) deformada a 163 kN; (d) esmagamento a 390 kN.

No caso dos ensaios 1 e 2, a comparação entre os resultados experimentais e numéricos conduz a desvios ainda mais significativos. A macro-modelagem não consegue representar o caminho das fissuras, principalmente quando elas ocorrem nas juntas de argamassa. Neste caso, o tamanho dos blocos assume bastante importância na análise. As dificuldades na modelagem do ferro-cabelo provavelmente contribuiu para o mau comportamento dos modelos numéricos dos ensaios 1 e 2, ver Figura 12.

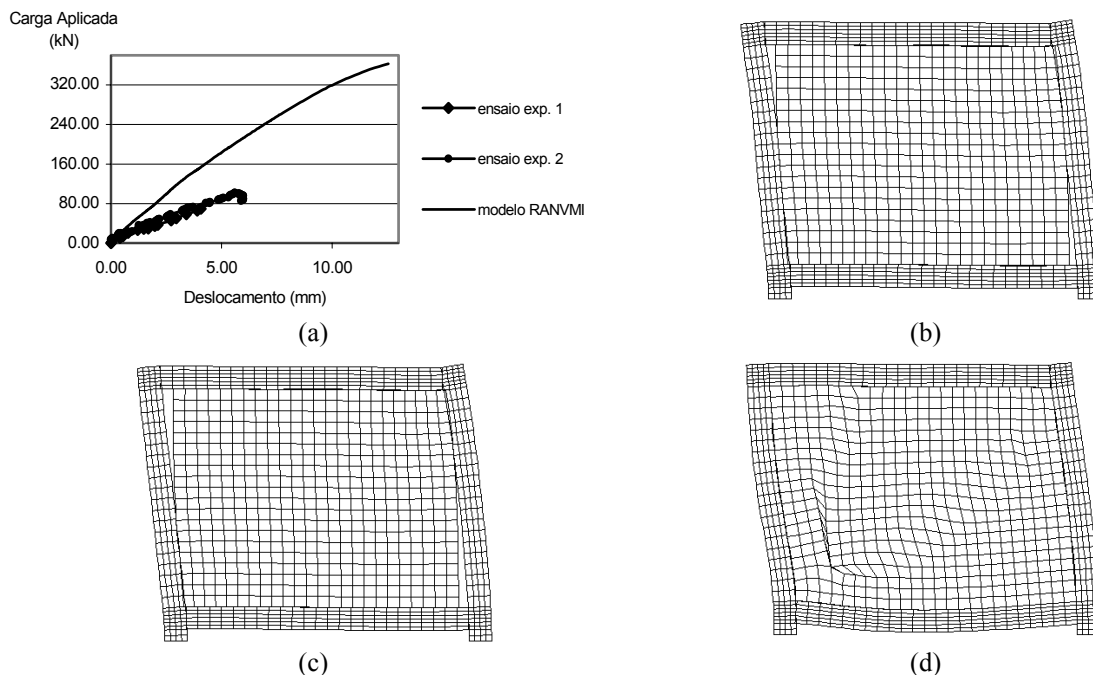


Figura 12 – (a) Análises experimental e numérica dos ensaios 1 e 2; (b) deformada a 20 kN; (c) deformada a 70 kN; (d) Esmagamento do canto inferior a 360 kN.

Para permitir entendimento claro dos fenómenos envolvidos e para os deficientes resultados aparentemente obtidos, seria necessário que as barras de aço ferro-cabelo fossem instrumentadas, para se ter mais informações a respeito do seu real comportamento no sistema. Nomeadamente, é provável que o ferro-cabelo só resiste aos esforços de tracção até o limite de resistência a compressão da juntas horizontal ou a resistência ao corte entre a junta ou o bloco, vencido estes limites de resistência, o ferro-cabelo deverá deslizar sobre a junta horizontal, perdendo então a seu objectivo no sistema.

## CONCLUSÕES

As barras de aço ferros-cabelo utilizadas nos ensaios 1, 2, 3 e 4 não foram eficientes para retardar a separação pórtico-alvenaria. A separação na interface pórtico-alvenaria continuou a ocorrer a baixos níveis de carga, ainda que as fissuras tivessem menores expressões. Devido a esse fato, o uso do elemento ferro-cabelo não se justifica para o fim desejado neste trabalho. Além disso, o seu uso torna a construção mais trabalhosa e mais cara.

O estudo permitiu constatar que o painel de alvenaria enrijeceu em 12 vezes a rigidez do pórtico metálico nas análises experimentais.

A macro-modelagem não foi uma estratégia de modelagem eficiente, provavelmente por não ter conseguido representar bem a fendilhação altamente localizada obtida nos ensaios 3 a 6, e por não ter representado a geometria dos blocos nos ensaios 1 e 2. Nos ensaios 3 a 6, o comportamento dos painéis foi mais homogêneo, pois a argamassa cimentocola é mais resistente do que a argamassa corrente. Como nos ensaios 5 e 6 não foram utilizados as barras de aço ferro-cabelo, o resultado do macro-modelo aproximou-se mais das análises experimentais pelo menos até a carga de fendilhação da diagonal. Nos outros ensaios, os resultados experimentais e numéricos foram significativamente distintos, provavelmente devido também à dificuldade em incluir o ferro-cabelo adequadamente no modelo.

Salienta-se que os painéis de alvenaria são capazes de suportar cargas além daquela responsável pela fissuração da diagonal. Através dos ensaios experimentais, foi possível observar os diferentes modos de ruptura referenciados na literatura.

## REFERÊNCIAS

Fonseca, G.M., (1999). Análise numérico experimental da interação conjunta pórtico alvenaria, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil.

Lourenço, P.B., (1996). Computational strategies for masonry structures, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.

Mehrabi, A.B., Shying, P.B.,(1997). Finite element modeling of masonry-infilled RC frames, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.123, 604-612, May 1997.

Polyakov, S V., (1960). On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall. Earthquake Engineering Research Institute, San Francisco, CA, pp.36-42

Smith, B. S.; Carter, C., (1969). A method of Analysis for Infilled Frames. Proc. Civ. Eng., vol 44, pg. 31-48. September.

Stafford-Smith, B.,(1966). Behavior of square infilled frames, ASCE Journal of the Structural Division, vol.92, No.ST1,pp.381-403.

Smith, B. S., (1962). Lateral Stiffness of Infilled Frames. Journal of Structural Division – ASCE – ST6, pg. 183-199, December.