

Análise numérica de pequenas paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto em situação de incêndio

Numerical analysis of structural concrete masonry small walls in fire

Paulo Roberto de Oliveira Carvalho¹,
Davi Fagundes Leal^{1,2}, Jorge Munaiar Neto¹

¹ Departamento de Engenharia de Estruturas, SET/EESC/USP, Av. Trabalhador São-Carlense, 400, Parque Arnold Schmidt, CEP: 13.566-390, São Carlos, São Paulo, Brasil

² Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia Fluminense, Rua Dr. Siqueira, 273, Parque Dom Bosco, Campus Campos-Centro, CEP: 28.030-130, Campos dos Goytacazes, Rio de Janeiro, Brasil
e-mail: proc00012@gmail.com, daviusp@sc.usp.br, jmunaiar@sc.usp.br

RESUMO

A alvenaria estrutural vem sendo amplamente difundida no Brasil, principalmente nas últimas três décadas. Em fase de projeto, as ações térmicas devem também ser consideradas para garantir a sua segurança estrutural contra incêndios, uma vez que altas temperaturas reduzem as propriedades mecânicas dos materiais, o que não é contemplado nas normas brasileiras. Assim, os projetistas tendem a recorrer a normas estrangeiras, as quais se baseiam em parâmetros de suas respectivas abrangências. Considerando tais problemas, este trabalho teve como objetivo desenvolver, a partir do software ABAQUS, modelos numéricos estruturais e termoestruturais de pequenas paredes compostas por blocos vazados de concreto, a fim de avaliar seu comportamento em temperatura ambiente e em situação de incêndio. Foi utilizada a estratégia de micromodelagem detalhada, ou seja, os modelos foram desenvolvidos considerando a representação individual dos blocos e juntas de argamassa, além da interface entre os materiais. Primeiramente, foram realizadas análises não lineares com paredes sob compressão à temperatura ambiente, cujos resultados indicaram boa concordância com ensaios experimentais disponíveis na literatura. No caso das análises termoestruturais, os elementos foram expostos ao Incêndio-Padrão proposto na ISO 834-1:1999 e a quatro diferentes níveis de tensão de compressão (0% a 80% de sua resistência à temperatura ambiente); também foram testadas variações referentes às condições de contorno, a fim de obter o tempo de resistência ao fogo para diferentes situações. Considerando as paredes submetidas a carregamento equivalente a 40% de sua resistência, os tempos mínimos de resistência ao fogo resultantes das análises numéricas foram de 70 e 59 minutos, segundo os critérios de resistência mecânica e isolamento térmico, respectivamente. No entanto, os resultados indicam que a resistência ao fogo da alvenaria depende fortemente do carregamento e condições de vinculação, observando-se diferenças de até 81% entre as situações analisadas.

Palavras-chave: alvenaria estrutural, incêndio, análise numérica, análise térmica, análise termoestrutural.

ABSTRACT

Structural masonry has been widely used in Brazil, especially during the last three decades. In its design process, it is also necessary to consider the thermal actions to ensure structural fire safety, since the elevated temperatures tend to decrease the mechanical properties of the materials. Brazilian standards do not include procedures for designing of structural masonry in fire. So designers usually apply foreign codes, which are based on parameters inherent of their respective countries. Considering these shortcomings, this work aimed to develop, by using the software ABAQUS, structural and thermo-structural numerical models of small walls composed of hollow concrete blocks, in order to evaluate their behaviour at both normal and high temperatures. Detailed micro-modeling strategy was applied, i.e., the numerical models were developed considering an individual representation of each concrete block and mortar joints, as well as the interface between them. Firstly, nonlinear analyses were performed with members under compression at room temperature, which results indicated good agreement with experimental tests available in literature. For the thermo-mechanical analyses, the elements were exposed to the standard fire proposed in ISO 834-1:1999 and four compression load levels (0% to 80% of their compression strength at normal temperature); variations related

to boundary conditions were also tested, in order to obtain the fire resistance time for different situations. Considering members with 40% of compression load as a reference, the minimum fire resistance times resulting from the numerical analysis were about 70 and 59 minutes, according to the mechanical resistance and thermal insulation criteria, respectively. However, the results indicate that the fire resistance strongly depends of both mechanical loads and boundary conditions, with differences of up to 81% among the situations analysed.

Keywords: structural masonry, fire, numerical analysis, thermal analysis, thermo structural analysis.

1. INTRODUÇÃO

A alvenaria estrutural apresenta algumas vantagens frente aos demais sistemas construtivos, dentre as quais destacam-se o menor tempo de construção e a redução da mão-de-obra e de materiais (tais como fôrmas e armaduras), geralmente resultando em redução dos custos da obra.

A principal característica do sistema é o bom comportamento quanto às tensões de compressão, sendo os blocos os elementos com maior contribuição nessa resistência. Isto não exclui a relevância dos demais elementos constituintes da alvenaria estrutural, tais como o graute e a argamassa de assentamento, sendo primordial o conhecimento de suas funções e características de para obtenção do melhor desempenho estrutural deste sistema construtivo.

OLIVEIRA [1] e IZQUIERDO [2] apresentam estudos sobre o comportamento das interfaces verticais da alvenaria estrutural à temperatura ambiente, sendo que o primeiro trabalho teve ênfase no análise de paredes interconectadas e, o segundo, da interface entre bloco e graute. Em ambos os casos, foram realizados estudos experimentais e numéricos tanto para alvenaria com blocos de concreto quanto para blocos cerâmicos. Foram realizados ensaios mecânicos em blocos, prismas de dois e três blocos e pequenas paredes. Dentre as conclusões desses trabalhos, verificou-se o aumento da resistência à compressão das pequenas paredes quando utilizado graute, no entanto, a resistência da alvenaria não aumenta proporcionalmente ao aumento da resistência do graute. Os resultados obtidos para as situações em que foram utilizados blocos de concreto tiveram resultados superiores de resistência em relação aos cerâmicos. Os dados experimentais fornecidos por estas pesquisas são de suma relevância por possibilitar a modelagem numérica apresentada neste trabalho.

SANTOS [3] avaliou numericamente o comportamento entre paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto submetidas a ações verticais. Para tanto, realizou a modelagem numérica no *software* ABAQUS a partir dos resultados experimentais de OLIVEIRA [1] e CASTRO [4]. Utilizou como estratégia de modelagem dos prismas a micromodelagem detalhada, onde cada material é inserido no modelo considerando-se suas propriedades mecânicas; no caso das paredes, foi utilizada a macromodelagem, estratégia mais simplificada que consiste em associar à alvenaria as propriedades do conjunto (blocos, juntas e demais componentes). Como elementos de interface, considerou, no caso do prisma, as interações normais e tangenciais entre bloco e argamassa, além de propriedades de coesão e dano nas superfícies dos blocos onde ocorreriam as fissuras, de acordo com os resultados experimentais. Obteve divergência de 5% para os prismas entre os resultados numéricos e experimentais, considerando-se os valores de resistência à compressão e módulo de deformação. Para as paredes, a maior diferença foi em torno de 10% em relação aos resultados experimentais, considerando os resultados de carga de ruptura, carga de fissuração e módulo de deformação.

Devido ao aumento de casos de incêndio em construções civis, torna-se consenso que o dimensionamento apenas à temperatura ambiente não é mais suficiente para a garantia da segurança estrutural. No Brasil, ao contrário das estruturas de concreto armado ou mistas de aço e concreto, a alvenaria estrutural ainda não possui norma específica para seu dimensionamento ou verificação a temperaturas elevadas, o que reflete a escassez de trabalhos científicos nessa área em contexto nacional. A elevação de temperatura causa nos materiais a deterioração de suas propriedades mecânicas, tanto do módulo de elasticidade como da resistência mecânica, além de gerar deformações e esforços adicionais na estrutura devido à expansão térmica.

NADJAI *et al.* [5] analisaram numericamente o comportamento da alvenaria estrutural de blocos de concreto carregadas em situação de incêndio, comparando os resultados obtidos com os estudos experimentais realizados por outros autores (não seria bom dizer quais trabalhos são esses?). As dimensões das paredes em meia escala eram de 0,43 x 1,33 x 0,05 m (largura x altura x espessura). O software utilizado foi o MASSET (*Masonry Subject to Elevated Temperatures*), que é baseado no método dos elementos finitos. O aquecimento das paredes foi realizado em uma única face, com taxa de aquecimento de acordo com a norma australiana (qual?). As condições de contorno consideradas para o topo e para a base foram com restrição rotacional e, lateral nas extremidades e bordas verticais das paredes, livres. Nos testes experimentais, verificou-se a ocorrência de curvatura da parede em direção ao fogo. Num dos testes, com carregamento imposto de 50% da carga de ruptura da parede, obteve-se o colapso estrutural aos 28 minutos, devido à sua instabilidade. Nes-

te caso, as deflexões criaram tensões de tração na face exposta a qual produziu fissuras horizontais nas juntas de argamassa, seguidas pelo colapso estrutural. Em outro teste, com maior carregamento, verificou-se a inversão da curvatura da parede ao longo do tempo, aumentando, também, o tempo até o colapso estrutural. Os autores comentam que este fenômeno ocorre quando a degradação das propriedades do material devido à ação térmica passa a ser dominante, gerando, assim, excentricidades adicionais para o lado do fogo, onde o material está mais enfraquecido. Numericamente, não foi possível simular este último comportamento.

RODOVALHO [6] estudou numericamente o comportamento termo estrutural de blocos e primas de concreto sem e com revestimento em argamassa (espessura de 1,5 cm). A autora utilizou o pacote computacional ABAQUS e modelos de plasticidade e dano para representar o comportamento não-linear dos blocos e das juntas de argamassa. Não houve consideração quanto a deslocamento relativo entre argamassa e bloco. Nos modelos estruturais, utilizou elementos tridimensionais contínuos com integração reduzida (C3D8R). Inseriu o carregamento através de controle de deslocamentos com o objetivo de simular os ensaios realizados por OLIVEIRA [1]. Para a transferência de calor no interior dos blocos, fez a modelagem da massa de ar através da fluidodinâmica computacional. O aquecimento adotado foi de acordo com a curva proposta na ISO 834-1:1999 [7], em uma das faces. Quanto aos resultados do modelo estrutural, obteve boa concordância quanto ao comportamento até a ruptura. Em relação ao modelo termo estrutural, verificou a redução da resistência ao fogo quanto ao critério de resistência mecânica quando retirada a restrição rotacional das condições de contorno.

LOPES *et al.* [8] ensaiaram paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto de três células em situação de incêndio. Devido às limitações do forno de ensaios, as paredes foram confeccionadas na escala 1:2, com dimensões de 1,40 x 1,00 x 0,10 m (comprimento x altura x espessura). O aquecimento foi realizado em uma das faces, respeitando o aumento de temperatura de acordo com a curva ISO 834-1:1999 [7]. Porém, devido à inércia térmica do forno, às perdas de calor pela superfície dos elementos e pela capacitância térmica dos materiais, a temperatura interna dos gases não conseguiu acompanhar a curva-padrão com precisão. Observaram que, à temperatura de 100 °C, foi possível verificar a ocorrência de patamar de temperatura ao longo do tempo, fenômeno que ocorre devido à absorção de energia térmica para evaporação da água livre nos poros dos blocos. Outra constatação, assim como NADJAI *et al.* [5], foi a ocorrência de curvatura em direção ao fogo ao longo do ensaio. Para o carregamento em 46% da carga de ruptura da parede, foi obtido tempo de 83 e 40 minutos para os corpos-de-prova ensaiados em relação ao critério de resistência mecânica.

DUPIM [9] ensaiou blocos, prismas e pequenas paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto em situação de incêndio, com elevação de temperatura de acordo com a curva proposta na ISO 834-1:1999 [7], com o intuito de avaliar a resistência residual destes elementos. Em seus ensaios, utilizou dois grupos de resistência de blocos, de 4,0 MPa e 10,0 MPa, ambos com espessura de 14 cm. Por meio de um forno horizontal, foi simulada a ocorrência de incêndio em ambas as faces das pequenas paredes, bem como, considerando exposição direta em uma única face. Dentre os principais resultados, destaca-se a significativa perda de capacidade resistente dos elementos ensaiados, sobretudo aqueles expostos ao fogo em ambas as faces, cujos valores de resistência à compressão residual resultaram entre 13% e 27% após 70 minutos de exposição ao fogo. No caso das paredes com exposição em uma única face, a resistência residual foi de 46% em comparação com sua resistência à temperatura ambiente. Além disso, as pequenas paredes analisadas apresentaram tempo de resistência ao fogo igual a 61 minutos, segundo o critério de isolamento térmico.

Quanto à normatização nacional, a ABNT NBR 15575:2013 [10] apresenta os requisitos de desempenho para edificações habitacionais (a maior parte dos prédios em alvenaria estrutural é residencial). Visando minimizar o risco de colapso estrutural, essa norma condiciona que as edificações devem atender aos requisitos da ABNT NBR 14323:2013 e da ABNT NBR 15200:2012 para estruturas em aço e de concreto, respectivamente. Ou seja, não há normalização para segurança contra incêndios da alvenaria estrutural. A norma também estabelece requisitos para dificultar a propagação de chamas, o que está diretamente relacionado com a resistência ao fogo das paredes segundo os critérios de estanqueidade e isolamento térmico.

Os resultados deste trabalho contribuem para um melhor entendimento do comportamento estrutural das paredes e da sua capacidade resistente em situação de incêndio, permitindo a aplicação das prescrições da NBR 15575 quanto à resistência ao fogo de edificações de alvenaria estrutural.

Vale ressaltar que análises em contexto experimental apresentam, geralmente, custos bastante elevados devido à construção dos corpos-de-prova e, principalmente, à adequação da infraestrutura necessária para os ensaios, que incluem equipamentos e materiais caros e que os tornam pouco acessíveis à realidade brasileira. Neste sentido, a modelagem numérica se apresenta como uma alternativa interessante para análises em elevadas temperaturas. Após a calibração e validação dos modelos, os mesmos podem ser utilizados em análises paramétricas sem a necessidade de custos laboratoriais adicionais.

Nesse sentido, o presente trabalho tem como objetivo avaliar, por meio de análises numéricas, o comportamento termomecânico de elementos representativos da alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto em situação de incêndio, tomando-se como base para comparação resultados experimentais presentes na literatura. A modelagem numérica foi dividida, basicamente, em duas etapas: a primeira destinada a análises estruturais não lineares de pequenas paredes em temperatura ambiente, visando obter, principalmente, sua capacidade resistente à compressão em condições normais de temperatura; e, por fim, uma análise termomecânica (acoplada a uma análise térmica prévia) com vistas a determinar o tempo de resistência ao fogo desses elementos mediante exposição ao *Incêndio-Padrão* proposto na ISO 834-1:1999 [7].

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Ensaios experimentais de referência

Os resultados experimentais apresentados em OLIVEIRA [1], IZQUIERDO [2] e DUPIM [9] foram utilizados para a calibração e validação do modelo numérico. Os referidos autores realizaram ensaios de compressão em pequenas paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto à temperatura ambiente, conforme pode ser visto na Figura 1.

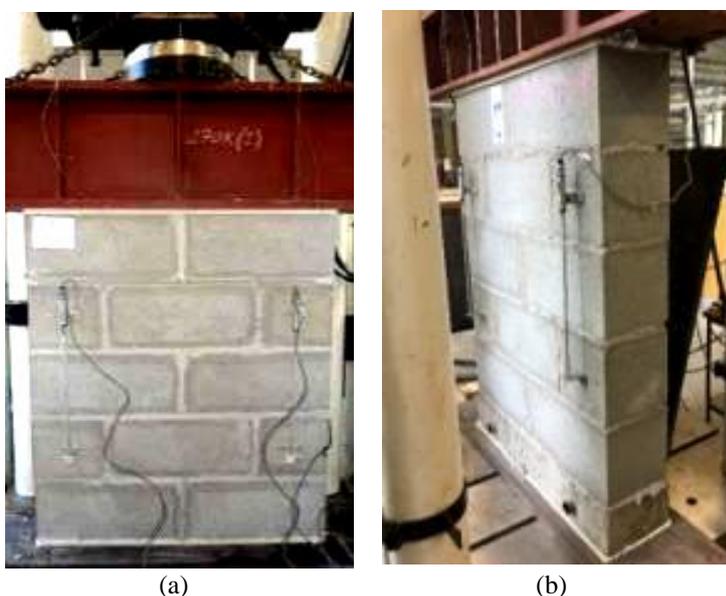


Figura 1: Paredes ensaiadas por (a) OLIVEIRA [1] e por (b) DUPIM [9].

Os corpos de prova foram construídos com blocos vazados de 14 x 19 x 39 cm, os quais apresentaram resistência à compressão média igual a 18,2 MPa e 14,3 MPa (em relação à área líquida) e à tração igual a 0,91 MPa e 0,81 MPa nos ensaios de OLIVEIRA [1] e DUPIM [9], respectivamente. Na Figura 2, podem ser vistos os diagramas tensão-deformação à compressão e à tração obtidos nos referidos trabalhos.

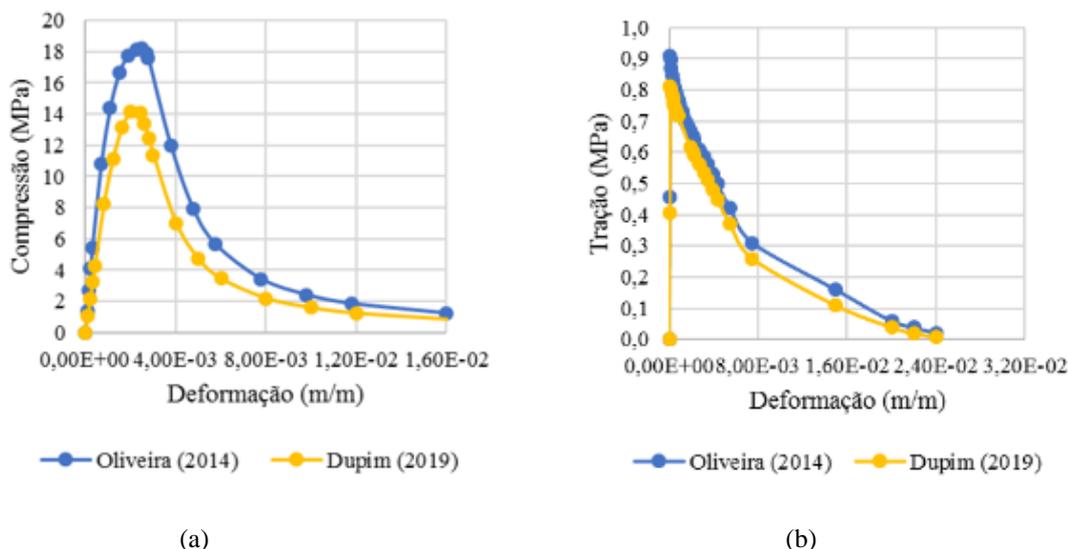


Figura 2: Diagramas tensão-deformação à (a) compressão e à (b) tração dos blocos ensaiados.

Para a construção da alvenaria, os blocos foram assentados com argamassa de cimento, cal e areia na proporção de 1:0,5:4,5 (em volume), sendo utilizado argamassamento parcial em OLIVEIRA [1] e argamassamento total em DUPIM [9]. A espessura média dos septos transversais e longitudinais dos blocos foi de 2,5 cm, resultando em uma área líquida da seção transversal em torno de 55% e 52% da área bruta, para os trabalhos de OLIVEIRA [1] e DUPIM [9], respectivamente. Os ensaios foram executados seguindo as prescrições da ABNT NBR 16522:2016 [11], sendo utilizados quatro transdutores de deslocamento para a obtenção das deformações. Na Figura 3 podem ser vistos os diagramas tensão-deformação para os meio blocos ensaiados por OLIVEIRA [1] e DUPIM [9], bem como para a argamassa ensaiada apenas por OLIVEIRA [1].

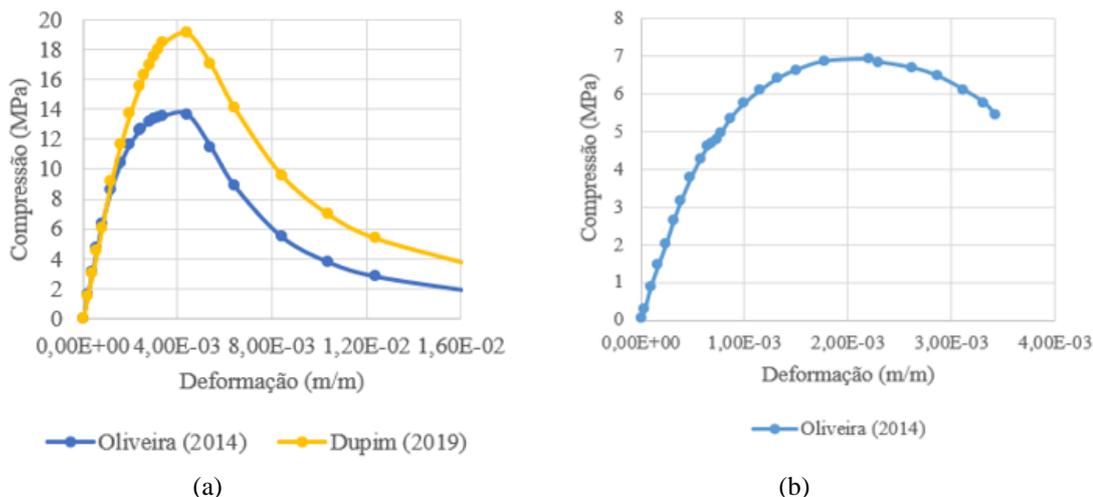


Figura 3: Diagramas tensão-deformação à compressão para os (a) meio blocos e para a (b) argamassa.

Para o trabalho de DUPIM [9], onde as paredes também foram ensaiadas sob elevadas temperaturas, estas foram executadas em local externo ao forno sobre bases individuais de concreto, com dimensões de 20 cm de largura, 80 cm de comprimento e 12 cm de altura, armadas com tela modelo Q138. Foram inseridos tubos metálicos de parede fina com diâmetro externo de 32 mm, atravessando toda a largura das bases para possibilitar o içamento e transporte das pequenas paredes através de ponte rolante e empilhadeira.

A elevação de temperatura ocorreu mediante exposição ao *Incêndio-Padrão* em um forno de ensaios. As paredes foram avaliadas mediante duas condições diferentes: (1) exposição ao fogo em ambas as faces e (2) exposição ao fogo em apenas uma face (paredes em trio), conforme pode ser visto na Figura 4. Todos os elementos foram ensaiados sem a introdução de carregamento mecânico, ou seja, apenas com a ação do fogo atuando.

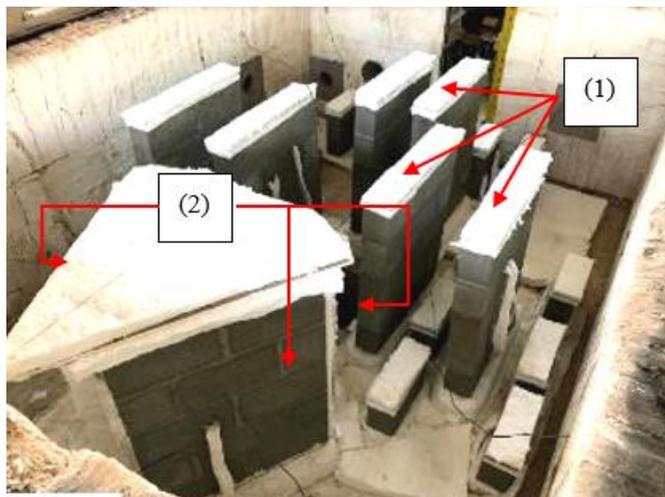


Figura 4: Ensaio experimental de DUPIM [9]: (1) exposição ao fogo em ambas as faces e (2) exposição ao fogo em apenas uma face.

2.2 Aspectos gerais da modelagem numérica

A modelagem numérica foi desenvolvida com o código computacional ABAQUS, versão 6.14, cujas análises são feitas via Método dos Elementos Finitos. Com base nos trabalhos de SANTOS [3] e RODOVALHO [6], a estratégia adotada foi a micromodelagem detalhada, onde cada material componente da alvenaria é modelado individualmente com suas respectivas propriedades. Os elementos finitos utilizados foram do tipo C3D8R, isto é, elementos sólidos tridimensionais de 8 nós e com integração reduzida.

Para simplificar a modelagem e evitar problemas de não conformidade na malha, os blocos de concreto foram modelados com espessura dos septos constante ao longo de sua altura, com área líquida próxima ao valor verificado experimentalmente. Após análises de sensibilidade preliminares (descrita em detalhes em CARVALHO [12]), o refinamento da malha foi definido de forma que os elementos finitos tivessem dimensões de, aproximadamente, 1,0 cm para a análise estrutural e de 1,5 cm para a análise termomecânica, em virtude do tempo de processamento.

O modelo constitutivo escolhido para a modelagem numérica foi o CDP (*Concrete Damaged Plasticity*), que está disponível na biblioteca interna do ABAQUS e é ideal para representar o comportamento de materiais frágeis, como é o caso do concreto. Para simular a base inferior de concreto e a base da prensa hidráulica no momento do ensaio, foram criadas duas placas (superior e inferior) com propriedades mecânicas na ordem de dez vezes o módulo de elasticidade dos blocos. A calibração quanto à espessura e à concentração de tensões esteve de acordo com o verificado por CARVALHO [12].

Para as interfaces entre os blocos de concreto e as juntas de argamassa, bem como entre as placas de extremidade superior e inferior e a alvenaria, considerou-se a possibilidade de deslocamento tangencial entre os materiais. O coeficiente de atrito utilizado foi de 0,6, baseando-se nas calibrações apresentadas em RODOVALHO [6] e em CARVALHO [12]. Para o contato normal, considerou-se a não permissão de penetração entre os materiais.

A Figura 5 indica os elementos da alvenaria modelados para as análises estrutural e termomecânica. As linhas indicam os locais onde foram criadas partições para coincidência dos nós para a discretização da malha de elementos finitos.

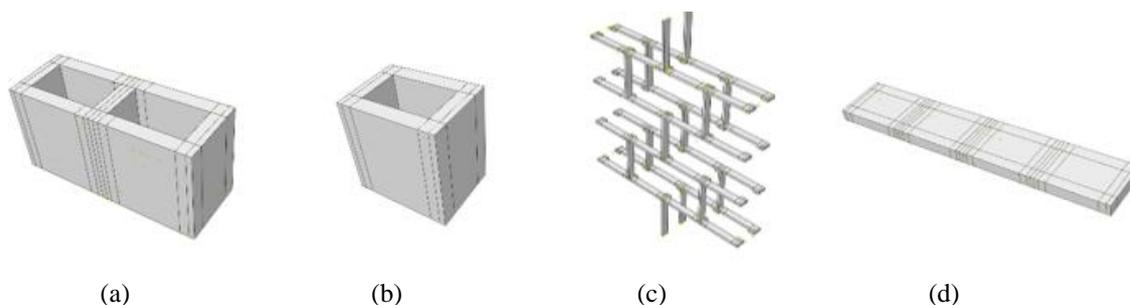


Figura 5: Elementos para a modelagem da pequena parede: (a) bloco de concreto, (b) meio bloco de concreto, (c) argamassa e (d) placa rígida.

2.3 Modelo estrutural

2.3.1 Condições de contorno

As condições de contorno impostas no modelo numérico buscaram simular aquelas utilizadas nos ensaios de referência. Dessa forma, na superfície superior as translações no plano perpendicular à altura da parede foram restringidas, e não permitidos quaisquer tipos de movimento na base da parede, conforme ilustra a Figura 6. Os carregamentos foram impostos considerando incrementos de deslocamentos, tal como realizado nos ensaios experimentais, e a uniformização do carregamento aplicado foi conseguido por meio da inserção de placas rígidas nas superfícies superior e inferior da pequena parede.

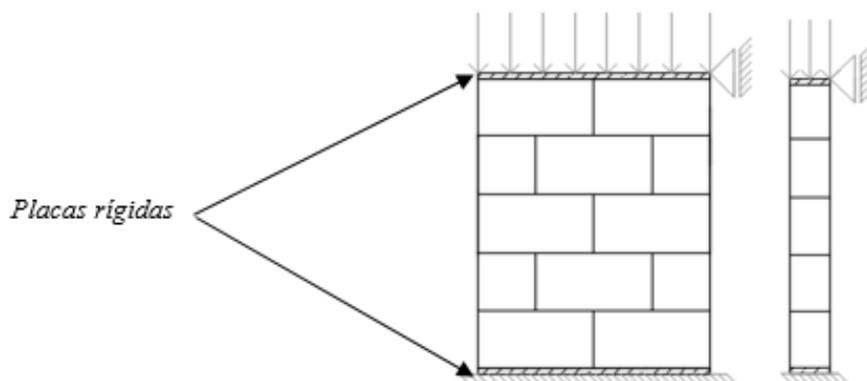


Figura 6: Condições de contorno impostas ao modelo.

2.3.2 Propriedades dos materiais

As curvas dos materiais (Figuras 2 e 3) foram inseridas no modelo numérico de acordo com os resultados dos ensaios de referência e extrapoladas a partir das equações propostas em GUO [13]. De forma análoga, as variáveis de dano foram estimadas através das equações propostas em GUO [13].

Para o comportamento à tração do meio bloco, foi adotada a mesma curva tensão-deformação para o bloco para ambos os autores, em virtude da inexistência de ensaios. No caso da argamassa, estimado o valor de ruptura à tração de acordo com a Equação 1, proposta por GENIKOMSOU e POLAK [14]:

$$f_{bm} = 0,33 \cdot f_{cm}^{1/2} \quad [1]$$

Para as propriedades plásticas, estas foram baseadas primordialmente na calibração efetuada por RODVALHO [6]. O coeficiente de Poisson foi considerado no valor de 0,2 proposto na ABNT NBR 15961:2011 [15]. As propriedades plásticas calibradas e utilizadas na modelagem numérica estão inseridas na Tabela 1.

Tabela 1: Propriedades plásticas utilizadas na modelagem numérica

| PROPRIEDADES | ARGAMASSA | CONCRETO |
|---------------------------|-----------|----------|
| Ângulo de dilatância | 35° | 40° |
| Excentricidade | 0,1 | 0,1 |
| σ_{b0}/σ_{c0} | 1,14 | 1,4 |
| K_c | 0,666 | 0,666 |
| Viscosidade | 0,0001 | 0,0001 |

2.4 Modelo termoestrutural

Nas análises termoestruturais, busca-se avaliar o comportamento da estrutura mediante a atuação simultânea de carregamentos mecânicos e da ação do fogo. Assim, o principal objetivo dessas análises é obter, para um dado nível de carregamento mecânico, o tempo de resistência ao fogo do elemento em questão. Neste trabalho, buscou-se validar, de forma qualitativa, o comportamento de paredes com apenas uma face exposta ao fogo ensaiadas por DUPIM [9], onde houve um gradiente de temperaturas que levou a ocorrência de uma curvatura, porém, sem a existência de carregamento imposto. Assim, fez-se a extrapolação numérica, considerando carregamentos sobre as pequenas paredes.

2.4.1 Condições de contorno

As condições de vinculação foram semelhantes às estabelecidas para o modelo estrutural, conforme ilustrado na Figura 6. O carregamento mecânico é introduzido na etapa inicial da análise, sendo aplicado em incremento único de força (em vez de deslocamento) para que não haja conflito com as deformações oriundas da expansão térmica. Esse carregamento foi definido como um percentual da capacidade resistente da pequena parede à temperatura ambiente e calculado a partir dos resultados obtidos com o modelo estrutural.

Em seguida, mantido o carregamento mecânico constante, a ação térmica é inserida na análise mediante acoplamento com uma análise térmica prévia, de forma a atualizar o gradiente de temperaturas ao longo da seção transversal da alvenaria em função do tempo de exposição ao fogo (Incêndio-Padrão da ISO 834-1:1999 [7]).

2.4.2 Propriedades dos materiais

O valor utilizado para o coeficiente de expansão térmica do concreto foi o obtido através da ABNT NBR 15961-1:2011 [15], igual a $9.10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$. Para a argamassa, foi adotado o mesmo valor em virtude da falta de testes experimentais e de valores normalizados. Esse valor foi mantido constante durante a análise, conforme feito em NADJAI *et al.* [16].

As propriedades térmicas, tais como o calor específico e a condutividade térmica, foram calibradas por CARVALHO [12], considerando os resultados experimentais de DUPIM [9]. Neste caso, as calibrações tiveram como base as curvas existentes no EUROCODE 2 – EN 1996-1-2:2004 [17] e no EUROCODE 6 – EN 1996-1-2:2005 [18]. Para a massa específica, foram utilizadas as equações do EUROCODE 2 – EN 1996-1-2:2004 [17]. A Figura 7 indica a variação das propriedades térmicas utilizadas em função da temperatura.

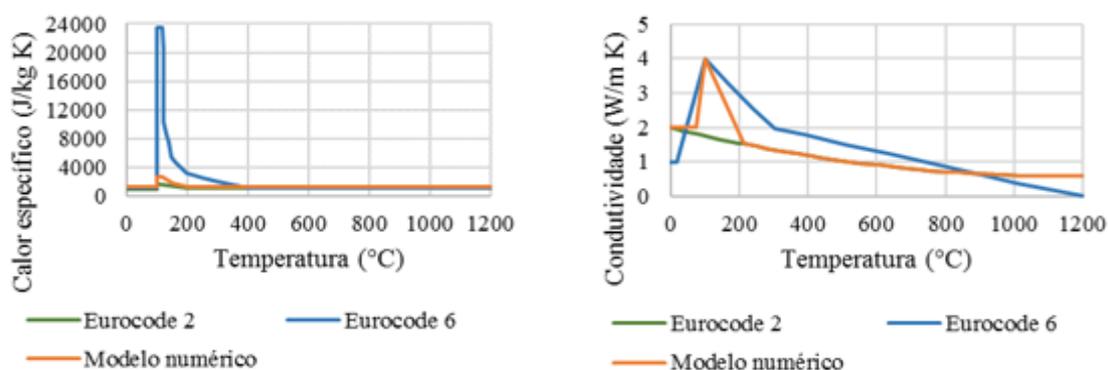


Figura 7: Calor específico e condutividade térmica em função da temperatura, respectivamente.

Ao longo da análise, as propriedades mecânicas dos materiais foram atualizadas com a temperatura de acordo com os coeficientes obtidos através da norma americana ACI/TMS 216.1:2014 [19] (sem carregamento para a comparação com DUPIM [9], concreto com agregado silicoso), bem como o módulo de elasticidade recalculado para cada temperatura, considerando o traçado de linha de tendência no regime linear, entre 5 e 33% da tensão de ruptura. As Figuras 8 e 9 apresentam as curvas tensão-deformação consideradas no modelo para cada nível de temperatura para o bloco de concreto, tanto para a situação sem carregamento como para a carregada. O mesmo procedimento foi realizado para o meio bloco e a argamassa.

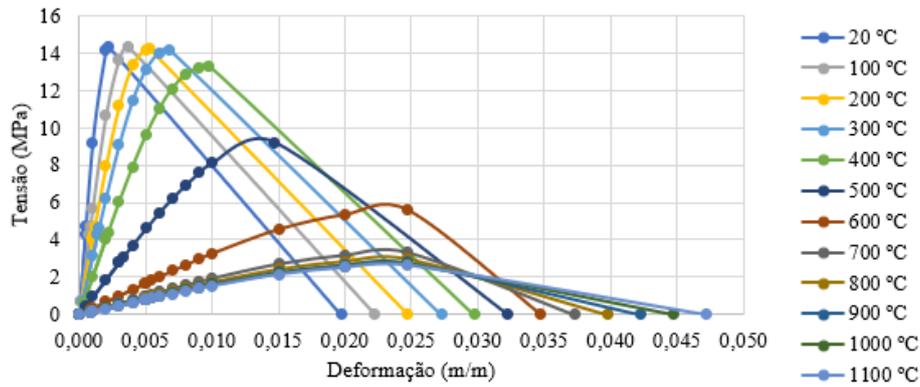


Figura 8: Diagrama tensão-deformação do bloco de concreto para diferentes temperaturas sem carregamento.

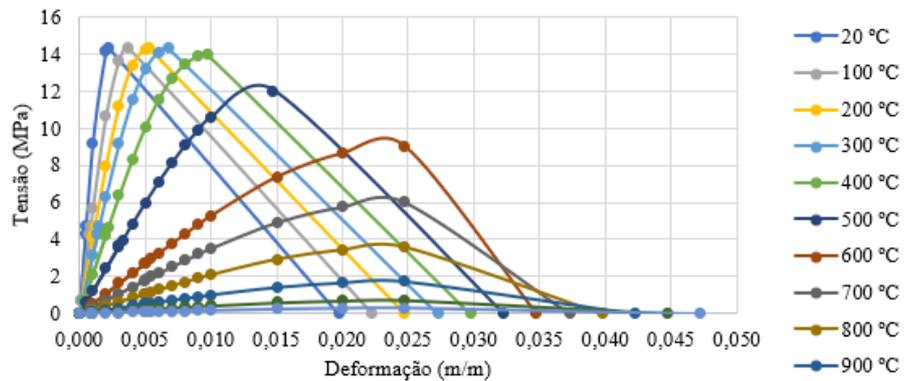


Figura 9: Diagrama tensão-deformação do bloco de concreto para diferentes temperaturas considerando carregamento.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste tópico, são avaliados os resultados obtidos numericamente em comparação com os experimentais de referência.

3.1 Modelo estrutural

Inicialmente, é feita a comparação com os resultados experimentais apresentados em OLIVEIRA [1], cujos corpos de prova foram construídos com blocos vazados de concreto assentados com argamassamento parcial, o que foi reproduzido no modelo numérico. A Figura 10 indica o modo de ruptura observado nos ensaios e a distribuição das tensões obtida numericamente.

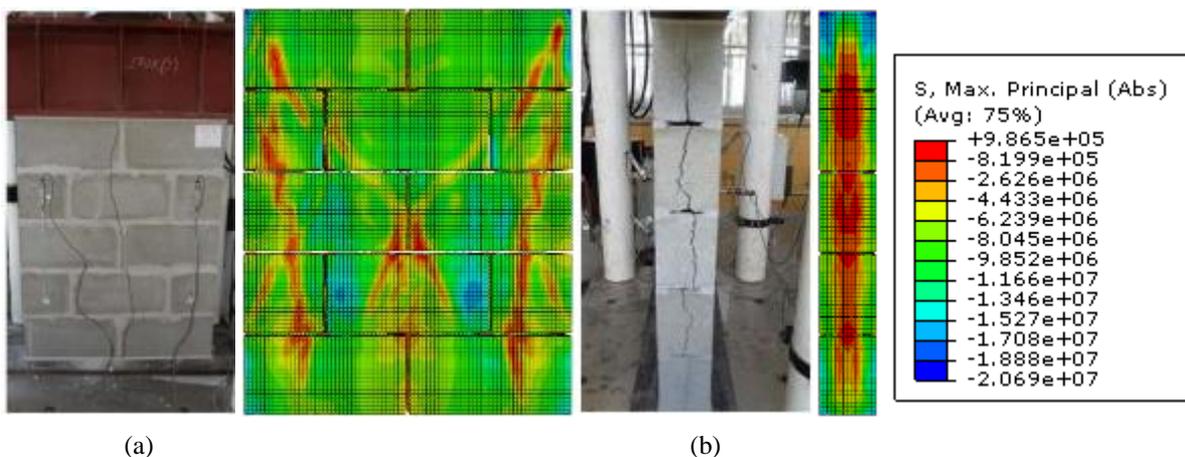


Figura 10: (a) Modo de ruptura experimental e distribuição de tensões numérico na face frontal e (b) modo de ruptura experimental e distribuição das tensões numérico na face lateral. Unidade em N/m².

A ruptura experimental ocorreu em todos os corpos de prova por fissuras verticais acentuadas localizadas na face lateral das pequenas paredes, comportamento este típico de alvenaria com argamassamento parcial sujeita à compressão, conforme verificado em SHRIVE [20]. Numericamente, no instante da ruptura, verifica-se uma concentração de tensões na lateral do modelo com valores superiores ao de ruptura por tração do bloco, de 0,91 MPa, ocorrendo também, em algumas faixas da face frontal, valores de tensões de tração elevados, próximos ao de ruptura. Não se observa valores superiores à resistência do bloco à compressão, de 18,2 MPa. Desta forma, verifica-se, qualitativamente, que o modelo apresenta distribuição de tensões coerentes com a fissuração observada experimentalmente.

A Figura 11 apresenta as curvas tensão-deformação experimentais juntamente com a obtida numericamente para as pequenas paredes. As linhas pontilhadas se referem aos valores experimentais, sendo as tracejadas relativas aos limites máximo e mínimo e a contínua relativa ao valor médio.

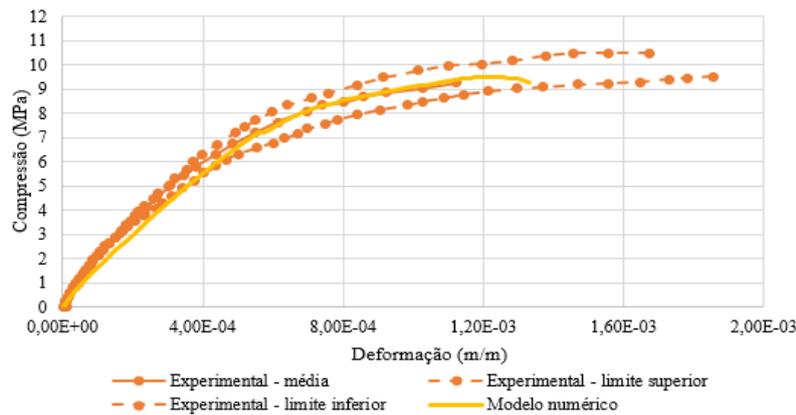


Figura 11: Comparação da curva tensão-deformação entre os resultados experimentais e numérico para as pequenas paredes.

Observa-se que a curva numérica se encontra dentro do intervalo entre os valores máximo e mínimo obtidos experimentalmente. Em relação ao valor médio experimental, ocorre um desvio de 2,9% da curva numérica para a tensão máxima no instante da ruptura da parede, verificando um bom comportamento do modelo numérico.

O modelo numérico foi também comparado aos resultados experimentais de DUPIM [9]. Neste caso, o autor utilizou argamassamento total para o assentamento dos blocos, o qual foi reproduzido na modelagem numérica. A Figura 12 indica o modo de ruptura obtido experimentalmente e a distribuição das tensões máximas obtida numericamente.

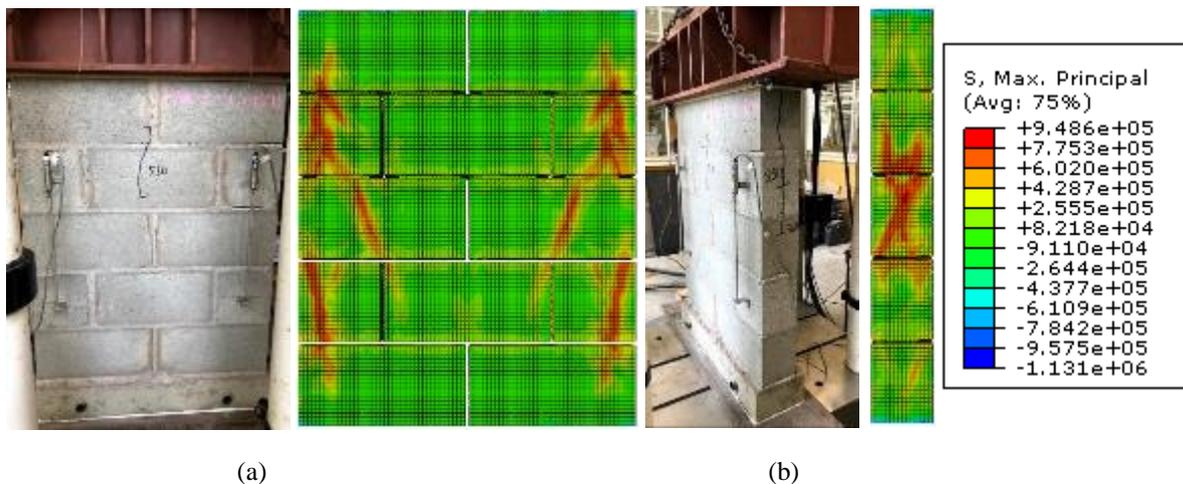


Figura 12: (a) Modo de ruptura experimental e distribuição de tensões numérico na face frontal e (b) modo de ruptura experimental e distribuição das tensões numérico na face lateral. Unidade em N/m².

Como verificado no caso anterior, a ruptura experimental ocorreu em todos os corpos de prova por fissuras verticais localizadas na face lateral das pequenas paredes. Numericamente, no instante da ruptura, verifica-se o acúmulo de tensões na lateral do modelo com valores superiores ao de ruptura por tração do bloco, de 0,81 MPa, ocorrendo também, em algumas faixas da face frontal, valores de tensões de tração elevados. Não se observa valores superiores à resistência do bloco à compressão, de 14,3 MPa. Analogamente ao caso anterior, observa-se, de forma qualitativa, um comportamento satisfatório do modelo em relação ao aparecimento de fissuras experimentais, principalmente em relação àquelas presentes nas faces laterais.

A Figura 13 apresenta as curvas tensão-deformação das três paredes ensaiadas (linhas tracejadas) juntamente com a curva resultante da análise numérica (linha contínua), onde se observa que a curva numérica apresenta tendência semelhante ao verificado experimentalmente. Em relação ao valor da tensão de ruptura, ocorre um desvio mínimo dos valores numéricos de 3,6% em relação à “Parede 1” e máximo de 5,1% em relação à “Parede 3”, verificando novamente um bom comportamento do modelo numérico.

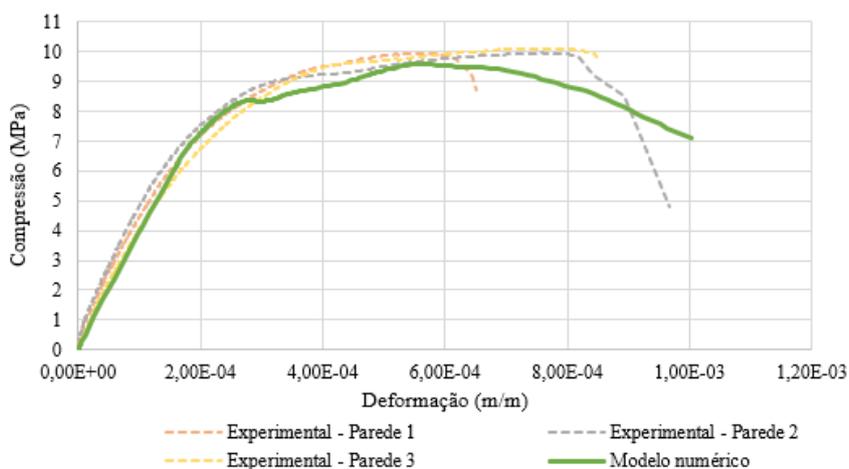


Figura 13: Comparação da curva tensão-deformação entre os resultados experimentais e numérico para as pequenas paredes.

3.2 Modelo termoestrutural

A validação do modelo termoestrutural foi realizada com base nos ensaios de DUPIM [9], mais especificamente em relação aos resultados obtidos com paredes com apenas uma face exposta ao fogo. Neste caso, o incêndio simulado considera a atuação do fogo em apenas uma das faces da alvenaria, sendo utilizada a Curva de Incêndio-Padrão da ISO 834-1:1999 [7] para a elevação de temperatura na face exposta ao fogo. No interior destas paredes, foi considerado o confinamento dos gases.

Assim como no ensaio de referência, não houve carregamento mecânico imposto nas análises destinadas à calibração do modelo numérico. Sendo assim, os principais resultados experimentais de interesse referem-se à distribuição de temperaturas na seção transversal e às deformações térmicas ao longo do tempo de exposição ao fogo, os quais são aqui comparados com os resultados numéricos.

A Figura 14 apresenta o gradiente de temperaturas resultante da análise numérica após 70 minutos de exposição ao fogo. As distâncias indicadas no gráfico temperatura-tempo referem-se à distância medida em relação à face exposta ao fogo, em centímetros.

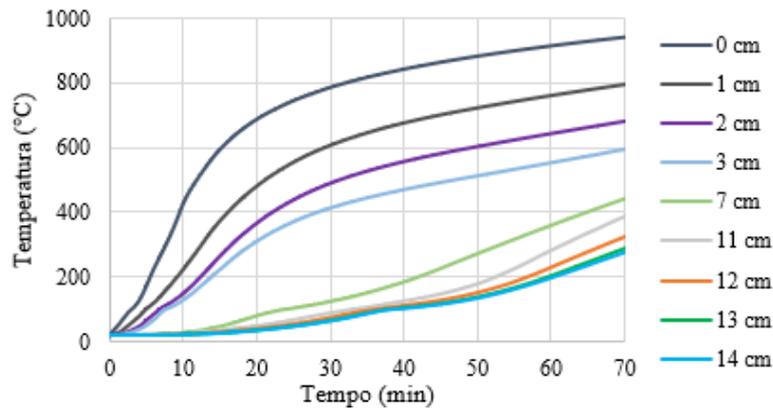


Figura 14: Evolução de temperatura ao longo do tempo.

Como resultado do aquecimento não uniforme (fogo atuando em apenas uma face), as paredes tendem a apresentar uma curvatura que evolui na direção do lado incendiado, conforme detalhado em NADJAI *et al* [16]. Na Figura 15, é possível visualizar tal curvatura ocorrendo em ambos os modelos (experimental e numérico).

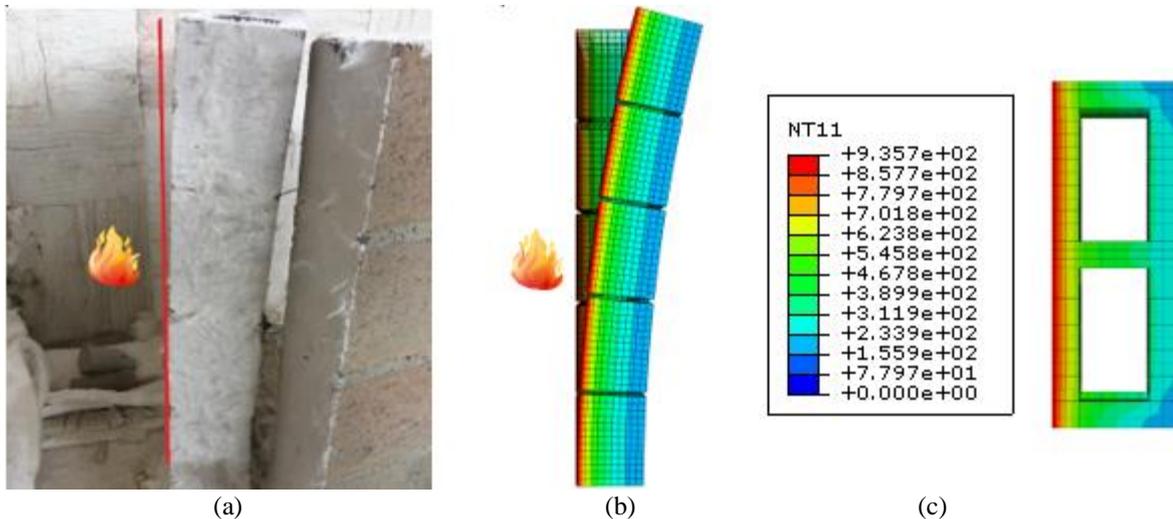


Figura 15: (a) Curvatura da parede após o ensaio, (b) representação numérica obtida em 70 minutos de incêndio e (c) gradiente de temperaturas aos 70 minutos de incêndio, em Celsius.

Com as condições de contorno impostas, foi possível identificar que o modelo numérico apresentou comportamento similar, enquanto curvatura, quando comparado ao experimental. Nota-se, com base na Figura 15 (a) e considerando a proporção entre a altura do bloco e deslocamento lateral da parte superior da parede (traço vermelho), que esse mesmo deslocamento resulta da mesma ordem de grandeza do valor obtido na análise numérica, de aproximadamente 2,5 cm.

Embora as condições de vinculação aplicadas não imponham qualquer restrição às deformações, a expansão térmica variável devido ao gradiente de temperaturas na seção provoca níveis de deformações diferentes ao longo da parede, o que resulta no aparecimento de tensões internas que tendem a gerar fissuras em diferentes pontos dos blocos. O modelo numérico não apresentou tensões de compressão superiores à resistência do concreto utilizado. Quanto às tensões de tração, verificou-se aproximação dos valores numéricos aos de ruptura experimental em algumas faixas e pontos isolados, porém, sem caracterizar a ruptura do modelo.

3.3 Análises complementares

As seguintes análises referem-se a variações aplicadas no modelo termoestrutural, com o intuito de sinalizar possíveis comportamentos da alvenaria sob diferentes condições de contorno e de carregamento.

3.3.1 Condições de contorno

Nestas análises complementares, o modelo do item 3.2 foi analisado considerando diferentes condições de vinculação, conforme mostrado na Figura 16. Além disso, foi introduzido um carregamento de compressão equivalente a 40% de sua capacidade resistente à temperatura ambiente, com a ação simultânea do Incêndio-Padrão em uma das faces da pequena parede (face não exposta ao fogo sob temperatura constante de 20°C). A redução da resistência à compressão dos materiais seguiu a curva da norma americana ACI/TMS 216.1:2014 [19] referente a 40% da carga última (Figura 9).

A resistência ao fogo, segundo o critério de resistência mecânica, é definida pelo EUROCODE 6 – EN 1996-1-2:2005 [18] como a capacidade de o elemento manter sua função estrutural por um determinado período de tempo em situação de incêndio, não permitindo a ocorrência da ruptura. Numericamente, essa resistência foi considerada até o ponto de maior deformação axial (Figura 17). Até esse ponto, a estrutura deforma-se contrariamente ao carregamento imposto devido aos efeitos da expansão térmica; no entanto, a elevação da temperatura faz com que o concreto tenha suas propriedades mecânicas degeneradas, em virtude da decomposição dos compostos químicos do concreto, principalmente, até o momento em que sua reduzida rigidez à compressão resulta na inversão da deformação na estrutura, passando a ser preponderantes os efeitos do carregamento mecânico em relação à expansão térmica.

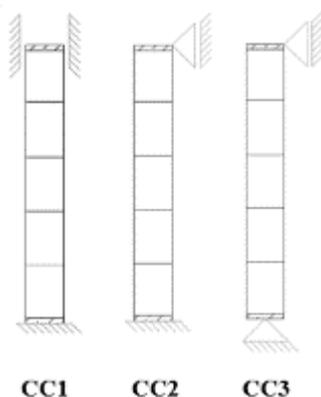


Figura 16: Condições de contorno estudadas na análise termoestrutural.

Entende-se que é possível a estrutura possuir integridade suficiente para suportar o carregamento por maior tempo, considerando a existência de resistência residual, mesmo no trecho descendente da deformação. Porém, de forma conservadora e em virtude da inexistência de experimentos neste tema com os parâmetros deste trabalho, optou-se por definir o ponto de pico das deformações axiais como o tempo de resistência ao fogo pelo critério de resistência mecânica.

A Figura 17 indica a deformação axial para as três condições de contorno analisadas numericamente. Todas as deformações axiais indicadas nos gráficos deste item foram obtidas a partir do ponto central da superfície superior do bloco locado na interface com a placa superior.

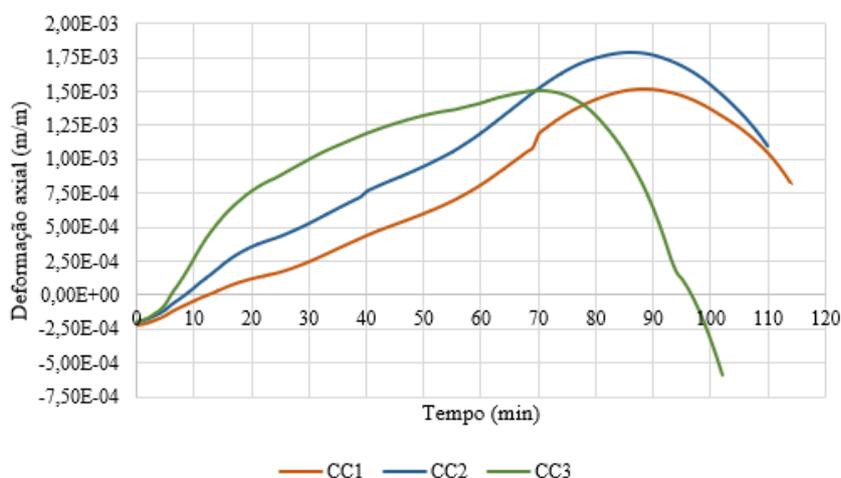


Figura 17: Deformação axial em função do tempo de incêndio para as condições de contorno avaliadas.

A Tabela 2 sintetiza os tempos de resistência ao fogo segundo o critério de resistência mecânica e as respectivas deformações.

Tabela 2: Deformações máximas e respectivos tempos quanto ao critério de resistência mecânica para as condições de contorno avaliadas

| CONDIÇÃO DE CONTORNO | DEFORMAÇÃO MÁXIMA (M/M) | CRITÉRIO DE RESISTÊNCIA MECÂNICA (MIN) |
|----------------------|-------------------------|--|
| CC1 | 0,001515 | 88 |
| CC2 | 0,001782 | 86 |
| CC3 | 0,001502 | 70 |

Observa-se maior tempo quanto ao critério de resistência mecânica para a condição de contorno CC1 (Tabela 2). De fato, o maior número de restrições quanto aos graus de liberdade provoca uma redução do deslocamento lateral em virtude da restrição dos giros nas superfícies superior e inferior. Desta forma, há a redução da curvatura da parede e, conseqüentemente, a diminuição das tensões de tração nos blocos, aumentando, assim, o tempo de resistência ao fogo.

Ressalta-se que, em CARVALHO [12], o critério de isolamento térmico para esta configuração numérica foi atingido aos 59 minutos. Desta forma, o isolamento térmico se apresenta como sendo o mais crítico no que se refere aos critérios de resistência ao fogo definidos pelo EUROCODE 6 – EN 1996-1-2:2005 [18].

Quanto às deformações da parede com a elevação de temperatura, verifica-se, nas condições de contorno CC2 e CC3, a inversão da sua curvatura após determinado tempo exposição ao fogo, semelhantemente aos resultados de NADJAI *et al.* [16]. Inicialmente, a parede curva-se em direção lado onde atua o fogo; em seguida, com a redução das propriedades mecânicas dos materiais, ocorre a inversão desta curvatura. A Figura 18 indica o deslocamento lateral do ponto central das pequenas paredes em função do tempo de exposição ao fogo na face oposta ao incêndio.

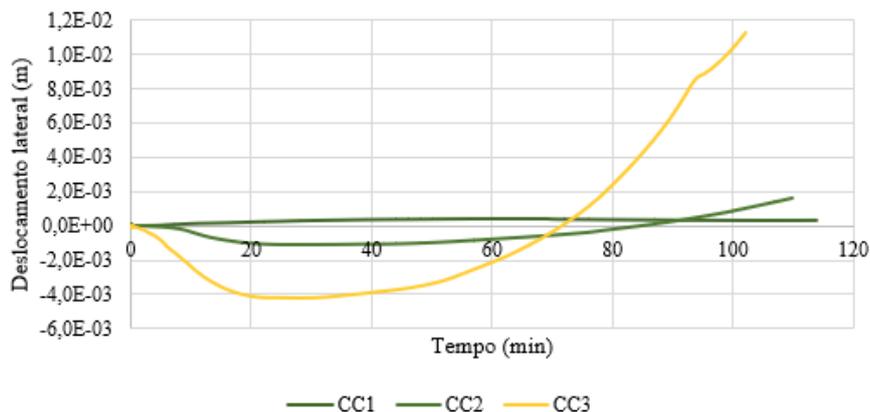


Figura 18: Deslocamento lateral em função do tempo para as condições de contorno avaliadas.

3.3.2 Carregamento

Visando avaliar a influência do nível de carregamento mecânico no tempo de resistência ao fogo das pequenas paredes, o modelo do item 3.2 foi analisado sob diferentes níveis de carregamento. Foi realizada uma alteração no modelo, desconsiderando o confinamento dos gases na face oposta ao fogo. A Figura 19 indica a deformação axial da parede em função do tempo de exposição ao fogo para carregamentos de 20%, 40% e 80% em relação à sua capacidade resistente à temperatura ambiente, considerando as condições de contorno CC1 e CC2. Os mesmos gráficos mostram, também, a curva referente às pequenas paredes sem qualquer carregamento aplicado.

Os tempos de resistência ao fogo, conforme definido anteriormente, bem como as deformações máximas, estão indicadas na Tabela 3 para cada carregamento e condição de contorno.

Tabela 3: Deformações máximas e respectivos tempos para os diferentes percentuais de carregamento para as condições de contorno CC1 e CC2

| CARREGAMENTO | DEFORMAÇÃO MÁXIMA (M/M) | | CRITÉRIO DE RESISTÊNCIA MECÂNICA (MIN) | |
|-----------------------|-------------------------|-----------|--|-----|
| | CC1 | CC2 | CC1 | CC2 |
| Descarregado | - | - | - | - |
| 20% $f_{m\acute{a}x}$ | 0,004048 | 0,003144 | 97 | 87 |
| 40% $f_{m\acute{a}x}$ | 0,001530 | 0,001946 | 87 | 83 |
| 80% $f_{m\acute{a}x}$ | -0,000534 | -0,000515 | 68 | 17 |

Onde $f_{m\acute{a}x}$ é capacidade resistente à compressão das pequenas paredes à temperatura ambiente.

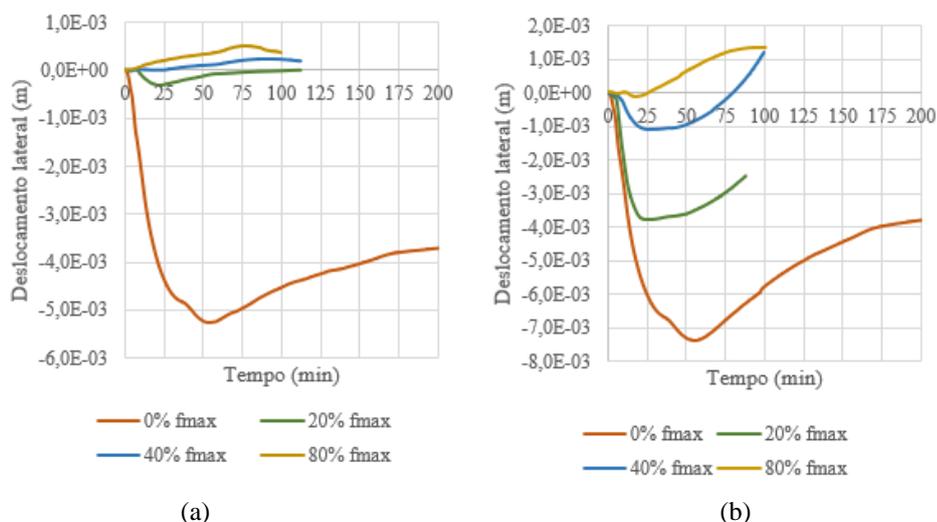


Figura 19: Deformação axial em função do tempo para diferentes níveis de carregamento para as condições de contorno (a) CC1 e (b) CC2.

Dentre os principais resultados, observa-se a redução do tempo de resistência ao fogo segundo o critério de resistência mecânica de acordo com o aumento da carga sobre a estrutura, aspecto que se mostra consistente em resposta à estratégia adotada para obtenção deste tempo, uma vez que o maior carregamento tende a fazer com que a inversão da deformação axial ocorra de forma mais rápida.

Na Figura 20 estão indicados os deslocamentos laterais medidos no centro das paredes analisadas, na face oposta ao fogo.

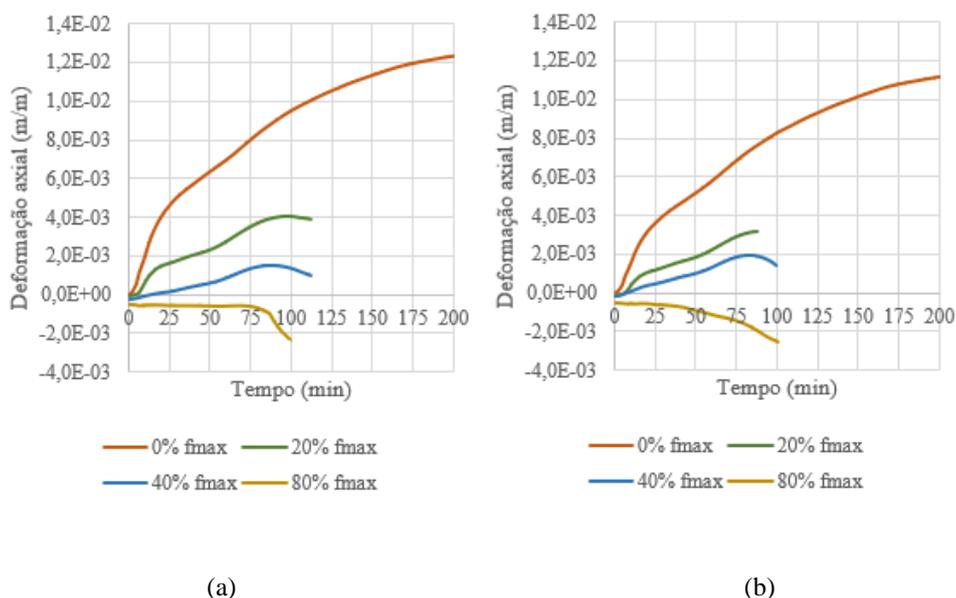


Figura 20: Deslocamento lateral em função do tempo de incêndio para diferentes percentuais de carregamento para as condições de contorno (a) CC1 e (b) CC2.

Observa-se deslocamento lateral maior para a situação sem carregamento em relação aos demais casos em ambas as condições de contorno, indicando um efeito estabilizador do carregamento mecânico em relação aos deslocamentos laterais de origem térmica. Tal comportamento tende a contribuir para a capacidade resistente da alvenaria em situação de incêndio, uma vez que resulta numa redução das excentricidades geradas e nos efeitos de segunda ordem.

Além de reduzir o deslocamento lateral da direção do fogo, o aumento do carregamento mecânico

tende a inverter tais deslocamentos para o lado oposto ao ambiente incendiado, tal como observado para o caso com 80% da carga de ruptura e condição de contorno CC1.

Em virtude do giro permitido para a condição de contorno CC2 na superfície superior, em todas as situações de carregamento ocorre curvatura para a superfície exposta ao fogo. O nível de deslocamento para todas as situações apresenta-se com maior intensidade nesta condição de contorno. A tendência das situações carregadas é a inversão da curvatura ao longo do tempo, como visto para os casos com 40 e 80% da carga de ruptura.

Tanto para a condição de contorno CC1 quanto para a CC2, na situação sem carregamento, a tendência da curvatura da parede é sempre para o lado exposto ao fogo sem que haja inversão para o lado oposto.

4. CONCLUSÕES

Em relação às análises realizadas à temperatura ambiente, vale destacar que:

A distribuição de tensões obtida numericamente apresentou concordância com os resultados experimentais de referência (OLIVEIRA [1] e DUPIM [9]) em relação ao padrão de fissuração e à forma de ruptura das pequenas paredes.

Além disso, a curva tensão-deformação numérica apresentou-se muito próximo aos limites obtidos experimentalmente. Em relação ao experimento de OLIVEIRA [1], ocorreu variação de 2,9% superior ao valor médio de tensão de ruptura experimental. No caso dos ensaios de DUPIM [9], desvio inferior a 6% para as três situações em relação à tensão de ruptura experimental.

Tal como observado nos ensaios experimentais, os resultados numéricos indicam que a perda de capacidade resistente à compressão das pequenas paredes ocorre devido, principalmente, à formação de fissuras verticais ao longo de suas faces laterais, onde foram observadas tensões de tração superiores à resistência do concreto dos blocos.

Quanto aos resultados numéricos a temperaturas elevadas, destacam-se as seguintes conclusões:

A condição de contorno estudada, com engastamento inferior e sem restrição superior apresentou boa concordância quanto à curvatura da parede na análise qualitativa. Os deslocamentos laterais da parede estiveram na mesma ordem de grandeza entre os valores experimental e numérico, próximos a 2,5 cm;

Dentre as condições de contorno estudadas, a que apresentou menor tempo em relação ao critério de resistência mecânica, definida neste trabalho, foi a CC3, a qual possibilita o giro na base e no topo da parede. As condições CC1 (impossibilita em ambas as extremidades) e CC2 (possibilita o giro apenas no topo) sinalizam tempos próximos entre si, de 88 e 86 minutos, respectivamente;

Devido ao gradiente de temperaturas na seção (paredes expostas ao fogo em apenas uma face), ocorre um encurvamento da parede na direção do fogo, visto que a face com temperaturas mais elevadas apresenta maior expansão térmica do que a menos aquecida. No entanto, com a degeneração das propriedades mecânicas dos materiais em função da temperatura, ocorre a inversão dessa curvatura após determinado tempo de incêndio no caso das condições de contorno CC2 e CC3, as quais permitem o giro na superfície superior. O mesmo resultado foi também verificado em NADJAI *et al.* [16]”;

Os deslocamentos laterais apresentam maiores intensidades na seguinte ordem decrescente: CC3, CC2 e CC1. Isto é esperado em virtude do aumento das restrições rotacionais de CC3 para CC1;

O aumento do carregamento nas paredes sinaliza a redução do tempo relativo ao critério de resistência mecânica para ambas as condições de contorno. Observando a condição de contorno CC1, sinaliza-se que a cada aumento em 20% da carga sobre a parede ocorre uma redução em aproximadamente 10 minutos do tempo relativo ao critério de resistência mecânica;

Em relação ao deslocamento lateral, o aumento da carga sinaliza a redução do deslocamento na região central da parede;

Em comparação entre os critérios que determinam a resistência ao fogo da parede, o critério de isolamento térmico foi preponderante para ambas as situações quanto ao confinamento dos gases. Considerando o confinamento, obteve-se 52 minutos quanto a este critério, e, desconsiderando, 59 minutos.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP pelo uso de sua infraestrutura, à FAPESP, Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, pelo financiamento direcionado à presente pesquisa (Projeto FAPESP nº 2017/20255-4) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio financeiro.

fico e Tecnológico (CNPq) pela bolsa concedida.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] OLIVEIRA, L. M. F. Estudo teórico e experimental do comportamento das interfaces verticais de paredes interconectadas de alvenaria estrutural. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 2014.
- [2] IZQUIERDO, O. S. Estudo da interface bloco/graute em elementos de alvenaria estrutural. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 2015.
- [3] SANTOS, C. F. R. Avaliação numérica da interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas às ações verticais. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Brasil, 2016.
- [4] CASTRO, L. O. Avaliação experimental da interação de paredes de blocos de concreto de alta resistência sob ações verticais. 2015. 163 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2015.
- [5] NADJAI, A.; O’GARRA, M.; ALI, F.; JURGEN, R. Compartment Masonry Walls in Fire Situations. Fire Technology, v. 42, 211-231, 2006.
- [6] RODOVALHO, F. S. Simulação numérica de blocos e prismas de alvenaria em situação de incêndio. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 2018.
- [7] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 834: Fire resistance tests - elements of building construction: Part 1. General requirements. Genève, 1999.
- [8] LOPES, R. F. R.; RODRIGUES, J. P. C.; PEREIRA, J. M.; LOURENÇO, P. B. Análise experimental de uma parede de alvenaria estrutural de blocos de concreto de três células em situação de incêndio. Concreto e Construções, ed. 90. Abr.-Jun. 2018. p. 86-94.
- [9] DUPIM, R. H. Resistência residual de compressão de blocos, prismas e pequenas paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto submetidos à situação de incêndio. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 2019.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575 Edificações habitacionais - Desempenho. Rio de Janeiro, 2013.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16522: Alvenaria de blocos de concreto – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2016.
- [12] CARVALHO, P. R. O. Análise numérica de pequenas paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto em situação de incêndio: ênfase no comportamento térmico e termoestrutural. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 2019.
- [13] GUO, Z. Principles of Reinforced Concrete. 1 edition. Elsevier: Oxford, 2014.
- [14] GENIKOMSOU, A. S.; POLAK, M. A. Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in Abaqus. Journal of Structural Engineering, p. 38-48. Canada, 2015.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15961: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011.
- [16] NADJAI, A.; O’GARRA, M.; ALI, F. Finite element modeling of compartment masonry walls in fire. Journal of Computer & Structures, Vol 81, nº 18-19, p. 1923-1930. 2003.
- [17] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 2: EN 1992-1.2: Design of concrete structures: Part 1-2: General rules – Structural fire design. Brussels, 2004.
- [18] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Eurocode 6: EN 1996-1.2: Design of masonry structures: Part 1-2: general rules: structural fire design. Brussels, 2005.
- [19] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI/TMS 216.1: Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies, Detroit, Michigan, 2014.
- [20] SHRIVE, N. G. The failure mechanism of face-shell bedded (ungROUTED and unreinforced) masonry subjected to compressive loading. The International Journal of Masonry Construction. Vol. 2, Nº 3, p. 115-128, 1982.

ORCID

Paulo Roberto de Oliveira Carvalho <https://orcid.org/0000-0001-9671-3395>
Davi Fagundes Leal <https://orcid.org/0000-0001-9494-6988>
Jorge Munaiar Neto <https://orcid.org/0000-0002-7241-3950>