

IGOR CHARLLES SIQUEIRA LEITE

EFEITOS DA INTERAÇÃO ENTRE VIGAS E PILARES MISTOS DE AÇO E
CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

SÃO PAULO

2023

IGOR CHARLLES SIQUEIRA LEITE

EFEITOS DA INTERAÇÃO ENTRE VIGAS E PILARES MISTOS DE AÇO E
CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Versão Original

Tese apresentada para à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção do título
de Doutor em Ciências.

Área de Concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Valdir Pignatta e Silva

São Paulo

2023

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, ____ de _____ de 2023

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catálogo-na-publicação

LEITE, IGOR CHARLLES SIQUEIRA

EFEITOS DA INTERAÇÃO ENTRE VIGAS E PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO, REVESTIDO CONTRA O FOGO/ I. C. S. LEITE – versão corr. – São Paulo 2023.

651p.

Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1. ESTRUTURAS DE AÇO 2. INCÊNDIO I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por iluminar o meu caminho, pelas alegrias e até mesmo pelas tristezas durante todo o processo do doutorado. À Ele toda a glória e honra.

Agradeço a minha esposa, Aline. Sem ela, não poderia continuar com o doutorado. Todas as horas de dedicação que ela desprendeu para que eu chegasse neste ponto e todo o apoio. Agradeço ao meu filho, Davi, por me mostrar toda a felicidade plena que ainda não conhecia.

Agradeço aos meus pais por todo o apoio e todo suporte para que eu chegasse até aqui. O suporte emocional e o suporte educacional para que eu pudesse realizar o meu sonho de ser doutor em engenharia, lá atrás, quando ainda era adolescente.

Agradeço ao Prof. Valdir Pignatta e Silva, pela excelência na orientação e por ter me acolhido, ainda em 2018, quando estava no processo de mudança para São Paulo. Agradeço por ter acreditado em mim e, mesmo eu não tendo feito mestrado na área de incêndio, o professor Valdir depositou em mim as fichas para que eu pudesse fazer um doutorado de excelência. Muito obrigado Professor. Serei eternamente grato por isso.

Agradeço aos amigos do LMC que, após o período de pandemia, pude conhecer no laboratório: Tiago, Lucas e Marcos. Agradeço também a Guiomar por toda a ajuda durante o período de realização da tese. Agradeço também a Wandréa por todo auxílio prestado.

Também preciso agradecer ao grande amigo que fiz durante a elaboração da tese, Yagho que, sem a sua ajuda no ABAQUS e sem seu apoio eu não teria saído do lugar. Agradeço também ao professor Jorge Munaiar, ao ter solicitado seus orientados para poder me ajudar.

Agradeço aos meus amigos que a aeronáutica me deu, Paulo de Tarso e Felipe por todo o apoio para realização do doutorado, por estarem escutando em todos os momentos que eu precisei. A eles, o meu agradecimento por tudo. Nunca vou esquecer.

Por fim, agradeço à Força Aérea Brasileira para a liberação do doutorado em tempo integral. Agradeço ao Cel Ronaldo e Ten Cel Cava por terem acreditado no meu potencial. Não posso deixar de agradecer ao Cel Prado e, principalmente, ao amigo, Jesus, por entender os meus problemas e por terem autorizado a extensão do prazo do doutorado. Ao amigo Maj Siebra, meu muito obrigado por todo o apoio, conselhos, mentoria e “link” para que eu pudesse estar realizando o doutorado.

RESUMO

LEITE, I. C. S. **Efeitos da Interação Entre Vigas e Pilares Mistos de Aço e Concreto em Situação de Incêndio**. 2023. 651p. Doutorado em Engenharia de Estruturas - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Esta tese de doutorado estuda os efeitos das interações entre vigas e pilares de aço e mistos de aço e concreto, revestidos ou não contra o fogo, em vigas isoladas com restrições axiais e rotacionais e em pórticos bidimensionais em situação de incêndio. Nas análises estruturais, foram considerados os efeitos da não linearidade geométrica, não linearidade física e a variação das propriedades mecânicas do aço, do concreto e dos materiais de revestimento contra o fogo em função da temperatura. Na primeira parte do estudo, foram utilizados nas análises quatro materiais de revestimento contra o fogo, com os campos térmicos respectivamente validados com estudos teóricos e experimentais internacionais. A primeira parte do estudo consiste na análise de vigas isoladas, com variação nas restrições axiais e rotacionais nos apoios para simular que as mesmas estão apoiadas em pilares, no software ABAQUS. Foram estudados um total parametrizado de 330 modelos de vigas isoladas. A partir desses resultados, verificou-se, o nível de influência que as forças axiais teriam nos pilares circundantes (no caso das forças de compressão) e nas ligações (no caso das forças de tração), concluindo-se que em pilares com menores seções transversais, as forças axiais de compressão são preponderantes e devem ser avaliadas detalhadamente. No caso das ligações, poucos tipos de ligação são influenciados pela força de tração devido à ação de catenária, quando as ligações são revestidas contra o fogo, com o mesmo material utilizado na viga. Foi elaborado um estudo para determinar, de forma expedita, as forças de tração em ação de catenária e as forças de compressão na expansão da viga. A segunda parte do estudo consistiu na análise de pórticos bidimensionais, com a mesma parametrização utilizada na primeira parte do estudo. Foi verificado que vigas isoladas em situação de incêndio com restrições axiais e rotacionais possuem comportamento distintos quando elas estão inseridas em pórticos, principalmente em relação as forças axiais nos apoios. A última parte da tese estudou pórticos de dois e três pavimentos de aço ou mistos, com a inserção de pilares mistos como elementos de contraventamento do pórtico, totalizando 468 modelos. Verificou-se que, em diversos modelos, deve-se avaliar com cuidado as forças de tração e de compressão que surgem na interação entre pilares, pois as forças de tração podem causar flexão não prevista na fase de catenária da viga e as forças de compressão podem fazer com que haja instabilidade localizada na região das ligações. Verificou-se ainda que o comprimento efetivo dos pilares, em algumas situações pode ser considerado diferente do que é visto no código brasileiro. Em conclusão, o estudo oferece recomendações adicionais e diretrizes para engenheiros estruturais sobre como abordar questões relacionadas a pórticos de aço em situações de incêndio, com base nas análises computacionais realizadas no ABAQUS.

Palavras-chave: vigas, pilares, estruturas de aço, estruturas mistas de aço e concreto, incêndio, vigas restringidas, comportamento estrutural

ABSTRACT

LEITE, I. C. S. **Effects of the Interaction Between Composite Steel and Concrete Beam and Columns in a Fire Situation.** 2023. 651p. Thesis. PhD in Structural Engineering – Polytechnic School of the University of Sao Paulo, Brazil.

This doctoral thesis investigates the effects of interactions between steel beams and columns and composite steel and concrete beams and columns, whether fireproofed or not, on isolated beams with axial and rotational constraints, and on two-dimensional frames under fire conditions. In the structural analyses, geometric nonlinearity, material nonlinearity, and temperature-dependent variations in the mechanical properties of steel, concrete, and fireproofing materials were considered. In the first part of the study, four fireproofing materials were used in the analyses, their thermal fields were validated through international theoretical and experimental studies. The initial study focused on the analysis of isolated beams, varying axial and rotational constraints at the supports, simulating them being supported by columns, using the ABAQUS software. A total of 330 parametric models of isolated beams were studied. From these results, the level of influence that axial forces would have on surrounding columns (in the case of compressive forces) and on connections (in the case of tensile forces) was assessed. It was found that in columns with smaller cross-sections, compressive axial forces are predominant and must be carefully assessed. Regarding the connections, few types are influenced by tensile forces due to catenary action, especially when the connections are fireproofed with the same material used on the beam. A study was developed to quickly determine the tensile forces in catenary action and the compressive forces in beam expansion. The second part of the study focused on the analysis of two-dimensional frames, using the same parameters as the first part. It was observed that isolated beams under fire with axial and rotational constraints behave differently when they are part of frames, especially concerning axial forces at the supports. The final part of the thesis studied two and three-story steel or composite frames, incorporating composite columns as bracing elements for the frame, totaling 468 models. It was observed that, in several models, the tensile and compressive forces that arise from interactions between columns must be carefully assessed as tensile forces can cause unforeseen bending in the catenary phase of the beam, and compressive forces may lead to localized instability in the connection region. It was also found that the effective length of columns, in some situations, might differ from what is specified in the Brazilian code. In conclusion, this study provides additional recommendations and guidelines for structural engineers on how to address issues related to steel frames in fire situations, based on the computational analyses performed in ABAQUS.

Keywords: beams, columns, steel structures, composite steel-concrete structures, fire, restrained beams, structural behavior

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	10
1.1. Objetivos.....	10
1.1.1. Objetivo Geral	10
1.1.1. Objetivos Específicos	10
1.2. Justificativa.....	11
1.3. Métodos	17
1.4. Organização da Tese.....	18
2. ESTADO DA ARTE	20
2.1. Estudo de Vigas de Aço em Situação de Incêndio	20
2.1.1. Comportamento de Vigas Restringidas em Situação de Incêndio.....	20
2.1.2. Estudos Numéricos e Experimentais em Vigas com Restrições Axiais e Rotacionais	25
2.2. Estudo de Pórticos de Aço em Situação de Incêndio	46
2.3. Revisão da Literatura Nacional	84
2.4. Considerações Finais Sobre a Revisão da Literatura.....	90
3. CONSIDERAÇÕES SOBRE A MODELAGEM NUMÉRICA.....	95
3.1. Considerações gerais sobre a ferramenta computacional ABAQUS.....	95
3.2. Metodologia de modelagem da tese	98
3.3. Validação do campo de temperatura via Método dos Elementos Finitos.....	99
3.3.1. Validação do campo de temperatura das vigas de aço	99
3.3.2. Validação do campo de temperatura das vigas mistas de aço e concreto.....	101
3.3.3. Validação do campo de temperatura das vigas de aço com material de revestimento contra o fogo.....	105
4. ESTUDO DAS VIGAS DE AÇO E MISTAS DE AÇO E CONCRETO COM RESTRIÇÕES AXIAIS E ROTACIONAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	114
4.1. Validação das simulações numéricas	114
4.1.1. Aspectos gerais sobre a análise termestrutural.....	114
4.1.3. Validação dos modelos de vigas mistas com restrições axiais e rotacionais.....	120
4.2. Estudo paramétrico de vigas de aço e mistas de aço e concreto com restrições axiais e rotacionais com e sem revestimento contra o fogo.....	126

4.2.1. Premissas da análise paramétrica	126
4.2.2. Resultados da análise paramétrica	135
4.2.3. Efeito das interações entre os elementos estruturais analisados isolados.....	147
4.3. Estimativa das forças axiais induzidas pelo fogo	155
4.3.1. Estimativa das forças axiais de compressão na fase de expansão da viga em situação de incêndio.....	155
4.3.2. Estimativa das forças axiais de tração na fase de catenária da viga em situação de incêndio	161
4.4. Resumo e conclusões.....	166
5. ESTUDO DE PÓRTICOS BIDIMENSIONAIS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	170
5.1. Validação das simulações numéricas	171
5.1.1. Validação de modelos numéricos de pórticos bidimensionais	171
5.1.2. Validação de modelos numéricos de pilares mistos	175
5.2. Estudo paramétrico de pórticos de aço com pilares de aço e vigas de aço e mistas de aço e concreto com e sem revestimento contra o fogo.....	178
5.2.1. Resultados da análise paramétrica.....	182
5.3. Estudo paramétrico de pórticos de dois pavimentos de aço com pilares e vigas de aço e mistas de aço e concreto com e sem revestimento contra o fogo com variação no cenário de incêndio	226
5.3.1. Resultados da análise paramétrica.....	232
5.4. Estudo paramétrico de pórticos de três pavimentos com pilares e vigas mistas de aço e concreto com e sem revestimento contra o fogo com variação no cenário de incêndio.....	441
5.4.1. Resultados da análise paramétrica.....	445
6. RECOMENDAÇÕES PARA O PROJETO DE PÓRTICOS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	521
6.1. Recomendações para verificação de incêndios na base da estrutura no compartimento de fachada.....	521
6.2. Recomendações para verificação de incêndios no topo da estrutura no compartimento de fachada.....	536
6.3. Recomendações para verificação de incêndios em pavimento intermediário da estrutura no compartimento de fachada.....	552
6.4. Recomendações para verificação de incêndios da estrutura em compartimentos internos	565
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	572
7.1. Conclusões.....	572
7.2. Recomendações de trabalhos futuros	577

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	578
ANEXO A – MEMÓRIA DE CÁLCULO DO DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DA ANÁLISE PARAMÉTRICA DO CAPÍTULO 4.....	585
ANEXO B – RESULTADOS DA ANÁLISE PARAMÉTRICA DE VIGAS COM RESTRIÇÃO AXIAL E ROTACIONAL	589
ANEXO C – MEMÓRIA DE CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DOS PILARES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO CONSIDERADOS NA ANÁLISE PARAMÉTRICA DO CAPÍTULO 4	600
ANEXO D – RESULTADOS DA VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE PILARES EM INTERAÇÃO COM VIGAS SIMPLES E MISTAS DE AÇO E CONCRETO COM E SEM REVESTIMENTO CONTRA O FOGO	607
ANEXO E – MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS LIGAÇÕES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO CONSIDERADAS NA ANÁLISE PARAMÉTRICA DO CAPÍTULO 5	611
ANEXO F – RESUMO DA VERIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES NA FASE DE CATENÁRIA DOS MODELOS ESTUDADOS NO CAPÍTULO 4.....	618
ANEXO G – MÉTODO PARA DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS AXIAIS DE TRAÇÃO EM VIGAS SOB AÇÃO DE CATENÁRIA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO E SUA RESPECTIVA TEMPERATURA	628
ANEXO H – MEMÓRIA DE CÁLCULO DE ENRIJECEDORES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO CONSIDERADOS NA ANÁLISE PARAMÉTRICA DO ITEM 5.1 DO CAPÍTULO 5.	635
ANEXO G – ESTRUTURAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	637

1. INTRODUÇÃO

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo Geral

O objetivo geral desta tese é analisar numericamente o comportamento em situação de incêndio da interação entre vigas e pilares de aço e mistos de aço e concreto, revestidos ou não contra o fogo, sendo estes elementos isolados ou inseridos em estruturas de pórticos bidimensionais, ponderando os efeitos dos vínculos entre os elementos estruturais, considerando lajes de concreto armado do tipo maciça e também as restrições às deformações dos elementos, axiais ou rotacionais, variando o tipo de ligação e o nível de capacidade resistente dos pilares e vigas.

1.1.1. Objetivos Específicos

Os objetivos específicos desta tese são:

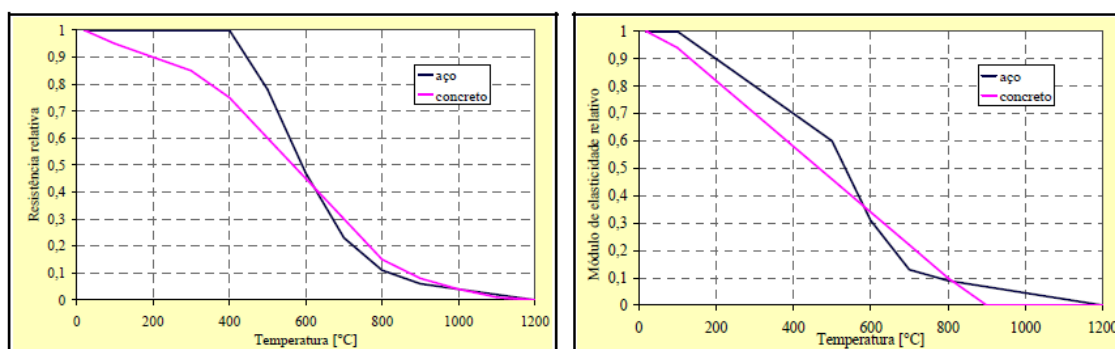
- Realizar uma revisão extensa do estado da arte e do comportamento de vigas de aço com restrições axial e rotacional e de pórticos bidimensionais em situação de incêndio;
- Analisar numericamente o comportamento de vigas de aço e mistas de aço e concreto isoladas em situação de incêndio, restringidas axial e rotacionalmente, com diversos tipos de revestimento contra o fogo com o *software* ABAQUS e sua interação com os demais elementos circundantes;
- Analisar numericamente o efeito da interação dos pilares de aço ou mistos de aço e concreto aos demais elementos dos pórticos, considerando a participação das lajes nos modelos de pórticos e a vinculação das ligações vigas *versus* pilares, variando o número de pavimentos, vão das vigas e a condição dos elementos estarem revestidos ou não contra o fogo, verificando as diferentes respostas que a mudança das rigidezes dos elementos estruturais pode trazer para a estrutura;
- Avaliar os efeitos das forças horizontais que os pilares de aço e mistos de aço e concreto, com e sem revestimento contra o fogo são submetidos, na interface com as vigas, envolvendo as demais variáveis aqui citadas.
- Avaliar o comportamento e a interação entre os elementos (vigas e pilares) com a inserção de pilares mistos em pórticos bidimensionais de múltiplos pavimentos.

- Determinar correlações entre os resultados encontrados a fim de sugerir eventuais recomendações nas próximas atualizações dos códigos brasileiros de dimensionamento de estruturas em situação de incêndio.
- Consolidar na academia o estudo de pórticos planos, englobando o maior número de parametrizações possíveis a fim de esgotar o tema.

1.2. Justificativa

Os materiais, quando submetidos a altas temperaturas, têm suas propriedades mecânicas reduzidas, possibilitando a ruína da estrutura em um tempo reduzido, impedindo que as pessoas desocupem a edificação com segurança, principal objetivo da segurança contra incêndio.

Figura 1.1 – Reduções da resistência ao escoamento e do módulo de elasticidade do aço e concreto



Fonte: (Kimura, 2009)

Segundo Silva (2001), o revestimento contra o fogo – materiais com baixa condutividade térmica e baixa densidade – pode ser utilizado para retardar a distribuição de temperatura nos elementos e, assim, evitar o colapso. Dessa forma, é importante determinar como a utilização de determinados materiais de revestimento contra o fogo influencia no comportamento do sistema estrutural sob altas temperaturas.

De acordo com a ABNT NBR 14323 (2013), o dimensionamento de uma estrutura em situação de incêndio deve ser realizado por meio de resultados obtidos de ensaios ou, ainda, por métodos analíticos de cálculo. Pode-se, também, utilizar-se de métodos simplificados ou avançados de dimensionamento.

No método simplificado, os elementos estruturais são considerados isolados em situação de incêndio. Esse método pode não representar o comportamento real da estrutura, podendo levar a um dimensionamento excessivamente a favor da segurança, por consequência, com maior custo, conforme ABNT NBR 14323 (2013). Já os métodos avançados de análise estrutural e térmica são aqueles em que os princípios de estruturas sob altas temperaturas são aplicados de maneira mais realista. O modelo da análise estrutural deve levar em consideração os seguintes aspectos:

- Efeitos das tensões e deformações induzidas ao elemento estrutural devido ao aumento de temperatura;
- Efeitos das ações térmicas, mecânica e possíveis imperfeições geométricas;
- Efeitos da não linearidade geométrica e do material.

É de concordância geral que a realização de ensaio experimental de sistemas estruturais em aço em situação de incêndio é a forma mais confiável para avaliar a ruína de elementos estruturais isolados e o potencial de colapso de estruturas de pórticos. Contudo, questões de capacidade de laboratórios limitados e alto custo financeiro dificultam a realização desses ensaios. Com isso, simulações numéricas com nível aceitável de precisão podem ser confiáveis para avaliar o comportamento das estruturas em situação de incêndio sob diferentes cenários possíveis.

Sendo assim, o modelo estrutural estudado deve estar habilitado para levar em consideração o estado-limite último, no qual as deformações e instabilidades dos elementos estruturais possam levar a estrutura como um todo à ruína, com a perda de capacidade resistente ou perda de estabilidade desses elementos. Em face disso, é importante o entendimento do comportamento estrutural de vigas e pilares e a interação entre esses elementos no modelo, seja bidimensional ou tridimensional.

Para resolver problemas específicos de análise estrutural e verificação da capacidade resistente de estruturas sob altas temperaturas, programas de computador foram desenvolvidos através dos anos, citando, por exemplo, o SAFIR (Franssen, Kodur, & Mason, 2000). De acordo com Phan, Gross & Hurley (2010), o desenvolvimento de cálculos avançados com modelos de elementos finitos se intensificou consideravelmente, com os estudos considerando, para a validação dos modelos numéricos, os experimentos realizados no edifício de Cardington (Kirby, 1996), utilizando programas como ABAQUS, DIANA e ANSYS. Nesse sentido, torna-se importante também a verificação do comportamento estrutural do estudo proposto, de modo

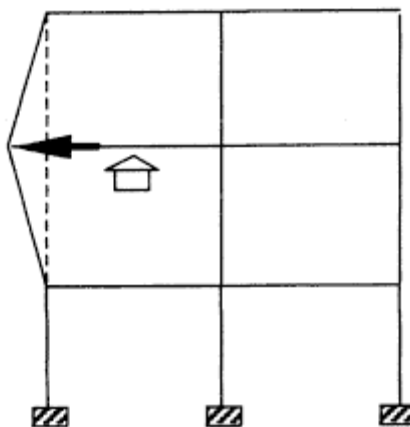
a difundir as análises para um número maior de ferramentas computacionais em elementos finitos.

A análise do comportamento de pilares não restringidos (ou isolados) em situação de incêndio pode ser dividida em duas formas: distribuição de temperatura uniforme e não uniforme. A análise de pilares com distribuição de temperatura uniforme sem restrições é idêntica a um pilar em temperatura ambiente (Wang, 2002). Na avaliação, quando o pilar está sob altas temperaturas, uma condição adicional a ser realizada é a redução da rigidez do material (Wang, 2002). A distribuição de temperaturas não uniforme pode ser causada pela exposição do fogo somente em um dos lados do pilar ou em um aquecimento localizado. Essa distribuição não uniforme pode causar momentos fletores adicionais no elemento estrutural, reduzindo a sua capacidade resistente.

De acordo com Wang (2002), quando um pilar pertence a uma estrutura hiperestática, ele poderá ter diversas interações com estruturas adjacentes. Tais interações podem causar efeitos no comportamento desse e de outros pilares em situação de incêndio, que são: mudança nos esforços axiais, devido à restrição do pilar à dilatação térmica; mudança no comprimento equivalente do pilar, devido à restrição da rotação do pilar; alterações nos momentos fletores do pilar, devido à variação da rigidez à flexão em relação aos elementos adjacentes; mudança nos momentos fletores do pilar, devido a sua força axial ser modificada por conta da dilatação térmica das vigas adjacentes.

Dessa forma, pilares com restrição em pórticos possuem mudança nos momentos fletores devido à expansão térmica das vigas adjacentes, principalmente em pilares de canto ou de extremidade, conforme mostrado na Figura 1.2.

Figura 1.2 – Efeitos da dilatação térmica de vigas nos pilares



Fonte: (Wang, 2002).

Os resultados dos testes de incêndio de Cardington mostraram que os pilares internos e externos de uma edificação em aço sob altas temperaturas são submetidos a altos valores de momentos fletores devido à expansão das vigas adjacentes a esses elementos. De acordo com Bailey (2000), se tais momentos fossem simplesmente incluídos nos procedimentos das normas de projeto de estruturas em situação de incêndio, os cálculos mostrariam que os pilares falharam por plastificação total no incêndio. Contudo, em caso de pórticos contraventados, existe uma certa redundância e é possível que os momentos induzidos no pilar causem altas tensões localizadas, podendo resultar em rótulas plásticas no nível do piso, sem causar a ruína da estrutura. Entretanto, deve-se estudar a influência das vigas em expansão térmica na estabilidade geral do pilar, para que, de fato, esse efeito possa ser desprezado.

Todas essas interações relatadas devem ser consideradas na análise estrutural em situação de incêndio para que as forças provenientes da expansão térmica possam ser consideradas, de modo que se possa obter os esforços realmente aplicados aos pilares, principalmente em pórticos tridimensionais, simulando o comportamento real da estrutura.

Nos estudos de Wang e Moore (1994) e de Bailey (2000), especificamente sobre a análise da interação entre as vigas e pilares em pórticos metálicos, o efeito de restrição das lajes de piso não foi considerado. Wang (2002) ainda destaca que, nos edifícios modernos de aço, as lajes mistas exercem grande restrição à dilatação térmica da viga, com isso sua dilatação é menor que em vigas sem utilização da laje como mesa colaborante. Com isso, o efeito da viga na falha do pilar em alta temperatura é muito menor que o discutido anteriormente e, conforme observado pelo autor, tal efeito poderia ser ignorado.

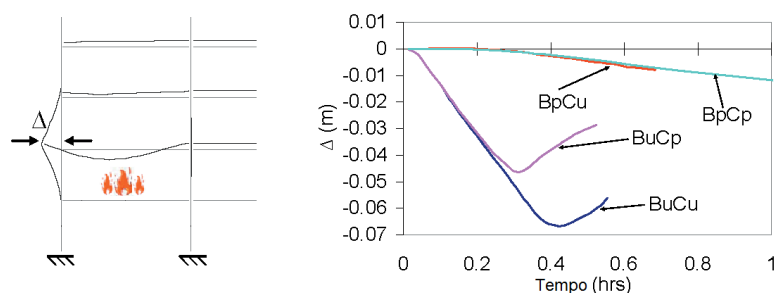
É importante ressaltar que Wang (2002) não analisou numericamente esse efeito. Além disso, em seus estudos, não foram considerados os efeitos de acréscimo de rigidez aos elementos estruturais que o revestimento contra o fogo pode trazer e seus eventuais efeitos na interação entre vigas e pilares. Também não se observou a influência que o efeito de catenária nas vigas mistas de grandes vãos pode trazer principalmente à interação entre vigas e pilares - também não verificada por Bailey (2000). E, ainda, não se abordou a modificação dos tipos de ligações das vigas com o pilar ou os efeitos de vigas conectadas em pilares de aço nem tampouco os efeitos da interação entre vigas e pilares de seção mista de aço e concreto – estudo inédito na academia.

Cai (2002) afirma que o projeto de pilares isolados em situação de incêndio tratado pelos códigos de dimensionamento é conservador na maioria dos casos, pelo fato de a continuidade

da estrutura não ser levada em consideração. Contudo, este método pode levar a resultados não conservadores em algumas situações especiais – como o caso de pilares de canto ou de extremidades, conectados a vigas sem revestimento contra o fogo, com o efeito chamado de *push-out*, ou seja, o deslocamento lateral do pilar devido à expansão térmica da viga. Para tanto, o autor realizou uma análise paramétrica com modelos numéricos no *software* VULCAN, mostrando que o efeito P-Delta e a expansão térmica são fatores importantes, normalmente não considerados no projeto de pilares. Apesar da parametrização feita em pórticos bi e tridimensionais, o autor não estudou efeitos como a ocorrência da instabilidade local e lateral nos elementos, além de não considerar a variação dos vãos. Por fim, de acordo com o próprio autor, outras parametrizações são essenciais para a consolidação do estudo em questão.

Garlock e Quiel (2007) estudaram o comportamento da interação entre vigas e pilares de fachada em pórticos bidimensionais com a inclusão do revestimento contra o fogo nesses elementos. Os autores realizaram diversas análises e verificaram, conforme já citado por Wang (2002) e Bailey (2000), que a expansão térmica das vigas nos pilares de canto ou na extremidade da edificação induz a deformações e momentos fletores nesses pilares que, adicionado às forças axiais, podem criar rótulas plásticas nos pilares. Os autores verificaram que, nas análises com vigas sem revestimentos contra o fogo, foram atingidas temperaturas maiores, levando a maiores expansões e, com isso, maiores deformações laterais nos pilares, comparadas a vigas com revestimento. Sem o revestimento contra incêndio nas vigas ou nos pilares, ou em ambos, o pórtico tornou-se instável após uma hora da ignição do fogo. A Figura 1,3 retrata o estudo das deformações dos pilares de fachada, levando em consideração ou não o revestimento contra o fogo nos elementos estruturais.

Figura 1.3 – Deformação Lateral dos Pilares



BpCu - Viga com proteção e pilar sem proteção ao fogo
 BpCp - Viga com proteção e pilar com proteção ao fogo
 BuCp - Viga sem proteção e pilar com proteção ao fogo
 BuCu - Viga sem proteção e pilar sem proteção ao fogo

Fonte: (Garlock & Quiel, 2007) – Adaptado

Os autores, então, chegaram à conclusão que se o material de revestimento contra o fogo for aplicado nas vigas e pilares, simultaneamente, a estrutura resiste à duração total do fogo. Logo, para que a segurança estrutural esteja garantida, é necessário que se utilize revestimento contra o fogo tanto nos pilares quanto nas vigas, uma vez que a utilização do revestimento contra o fogo apenas em pilares pode gerar resultados contra a segurança, se comparado aos dois elementos revestidos. Contudo, é importante ressaltar que a utilização do revestimento contra o fogo em ambos os elementos estruturais pode trazer desvantagens econômicas ao empreendimento. Logo, é importante estudar profundamente quais são os efeitos se somente um dos elementos (viga ou pilar) seja revestido contra o fogo. Outrossim, não foi estudado por Garlock e Quiel (2007) a diferença nos efeitos da utilização de distintos tipos de materiais que compõem o revestimento contra o fogo e quais seriam as influências que tais revestimentos poderiam acarretar o comportamento da estrutura.

Ao revisar a literatura existente na área, observou-se que muitos autores negligenciaram abordagens paramétrica, limitando-se a investigar casos específicos sem uma análise sistemática de outras possíveis variáveis envolvidas. Autores como Garlock e Quiel (2010) e Jiang e Li (2017) se concentraram em estudos que não consideraram a parametrização do vão e do compartimento incendiado, o que ressalta a importância da presente pesquisa.

Outros trabalhos, como os de Suwondo *et al.* (2021), examinaram a interação entre vigas e pilares em pórticos tridimensionais, mas não estenderam essa análise aos pórticos bidimensionais. Essa lacuna no conhecimento reforça a necessidade de investigar os pórticos bidimensionais, especialmente considerando a parametrização proposta.

A inclusão do contraventamento como parte do escopo deste estudo é relevante, pois permite avaliar o comportamento da estrutura em condições de incêndio considerando um aspecto crucial para a estabilidade global. Além disso, a análise da mudança do compartimento incendiado é fundamental para uma compreensão mais realista das condições de incêndio, uma vez que tais situações podem ocorrer de maneira não uniforme em edifícios e estruturas.

O estudo dos pilares mistos na estrutura contribuirá para a análise da distribuição de carga entre os diferentes elementos, proporcionando uma visão mais abrangente do comportamento estrutural em condições de incêndio. Outra questão a ser explorada é o revestimento contra o fogo nas vigas e pilares, o qual desempenha um papel crucial na proteção térmica da estrutura. Investigar a eficácia desses sistemas em situações reais de incêndio é essencial para aprimorar as soluções construtivas e garantir a segurança da estrutura e seus

ocupantes. Além disso, o estudo da inserção de pilares mistos em pórticos bidimensionais de múltiplos pavimentos é inédito na academia e nenhum autor ainda estudou essa situação.

Desta forma, a presente tese propõe-se a preencher lacunas no conhecimento da área de estruturas de aço em situação de incêndio, fornecendo informações fundamentais para o projeto e análise dessas estruturas em altas temperaturas. A abordagem paramétrica trará uma compreensão mais abrangente do comportamento estrutural, permitindo que os resultados obtidos sejam aplicáveis a uma variedade de cenários práticos. Espera-se que esta pesquisa contribua significativamente para o avanço do conhecimento nesse campo, proporcionando insights valiosos para pesquisadores, engenheiros e profissionais envolvidos na engenharia de estruturas e na proteção contra incêndio. Ao agregar informações relevantes e inéditas, este estudo se tornará uma referência importante para a comunidade acadêmica e profissional interessada nesse tema, com estudos e parametrizações inéditas na academia.

1.3. Métodos

Na presente tese, ocorrerão estudos paramétricos envolvendo vigas de aço e combinações de aço e concreto com limitações axiais e rotacionais, além de pórticos bidimensionais. A parametrização abordará modelos de vigas, tanto de aço quanto mistas, baseando-se na variação de diversos aspectos como vãos, rigidez axial e rotacional nos apoios, e mudanças nos revestimentos contra o fogo. Esta primeira etapa de parametrização vai permitir o melhor entendimento da interação entre elementos isolados, com posterior comparação dos mesmos resultados com as vigas inseridas em pórticos, com pilares possuindo rigidezes semelhantes às rigidezes adotadas no estudo de vigas isoladas.

No que se refere aos modelos de pórticos bidimensionais, a análise será focada em pilares de fachada e intermediários, com variações no número de vãos e pavimentos, dimensões das vigas, níveis distintos de restrição rotacional, capacidade resistente de vigas e pilares, além de incluir contraventamentos, pilares paredes em pavimentos múltiplos e materiais de revestimento contra incêndio. Também serão considerados elementos mistos de aço e concreto, seja em vigas ou pilares.

O desenvolvimento desses modelos utilizou o software ABAQUS, fundamentado nos métodos de deslocamento e elementos finitos. Este programa, adequado para análises termoestruturais de estruturas de aço e mistas, é capaz de levar em conta a não linearidade física

do material. Seu uso foi verificado em várias análises numéricas em casos de incêndio internacionalmente, enquanto no Brasil, apenas uma tese de doutorado utilizou o ABAQUS para analisar estruturas de aço em temperaturas elevadas.

1.4. Organização da Tese

No capítulo 1, **Introdução**, contextualiza-se a problemática da interação entre vigas e pilares em pórticos constituídos em aço em situação de incêndio e apresenta-se a justificativa para o estudo do tema, além dos objetivos e da metodologia que será realizada na tese.

O capítulo 2, **Estado da Arte**, apresenta uma extensa revisão bibliográfica de literaturas nacionais e estrangeiras – sejam artigos, dissertações de mestrado, teses de doutorado e livros – sobre o estudo de vigas restringidas e sobre pórticos em situação de incêndio e, além disso, comentários são realizados para demonstrar a relevância de cada um desses trabalhos. Por fim, é feito um quadro resumo das principais bibliografias apresentadas, mostrando os pontos de ineditismo desta tese.

O capítulo 3, **Considerações sobre a Modelagem Numérica**, contextualiza a modelagem via método dos elementos finitos no *software* ABAQUS, explicando o funcionamento da análise térmica e da termestrutural acoplada. Outrossim, mostra-se neste capítulo a validação dos campos térmicos de vigas simples e mistas de aço e concreto e dos materiais de revestimento contra o fogo a ser utilizado na parametrização dos modelos que serão realizados na tese. Por fim, são apresentadas as validações dos modelos com a análise térmica acoplada com a estrutural.

Já o capítulo 4, **Estudo das Vigas de Aço e Mistas de Aço e Concreto com Restrições Axiais e Rotacionais em Situação de Incêndio**, tem por objetivo demonstrar as validações dos modelos de vigas simples com e sem revestimento contra o fogo e de vigas mistas de aço e concreto. Além disso, faz-se uma análise paramétrica desses elementos estruturais, variando as rigidezes axiais e rotacionais dos apoios, de modo a simular a presença de pilares e prever os seus efeitos e interações com os elementos circundantes. Apresenta-se no fim uma pequena conclusão sobre o assunto, para que sejam comparados, futuramente, com os resultados apresentados nos modelos de pórticos bidimensionais. Além disso, propõe-se métodos simplificados para a determinação das forças de compressão na fase de expansão da viga e

forças de tração na ação de catenária, para o dimensionamento de pilares à flexotração e dimensionamento de ligações levando em consideração as forças de tração que surgem na fase de catenária da viga.

Finalmente, no capítulo 5, **Estudo de Pórticos Bidimensionais de Aço em Situação de Incêndio**, procurou-se demonstrar o comportamento da interação entre vigas e pilares inseridos em pórticos, utilizando-se, inicialmente, a mesma análise paramétrica vista no Capítulo 5, porém, expandindo-se o estudo com a inserção de pilares mistos de aço e concreto, variando os vãos, com a inserção de mais compartimentos e mais pavimentos no pórtico, além da análise de pórticos contraventados (com a inserção de pilares mistos), analisando também a influência do nível de capacidade resistente de vigas e pilares na interação entre esses elementos.

O Capítulo 6, **Recomendações para Projeto de Pórticos de Aço em Situação de Incêndio** trará um resumo dos principais achados dos capítulos 4 e 5 e recomendações de metodologias para o projeto de estruturas de aço em situação de incêndio.

O Capítulo 7, **Considerações Finais**, demonstrou-se de forma sucinta os principais resultados encontrados nesta tese, discutindo-se os efeitos das interações entre vigas e pilares, considerando vigas restringidas isoladas e pórticos de aço com as parametrizações já apresentadas, além de futuras recomendações que poderão ser inseridas em códigos normativos de projetos de estruturas de aço em situação de incêndio.

2. ESTADO DA ARTE

2.1. Estudo de Vigas de Aço em Situação de Incêndio

2.1.1. Comportamento de Vigas Restringidas em Situação de Incêndio

Para se discutir o comportamento de vigas em situação de incêndio, segundo Wang (2002), é importante saber a diferença entre os tipos de suporte em que as vigas estão apoiadas. O comportamento de vigas simplesmente apoiadas, isto é, aquelas em que não há restrições rotacionais e um dos apoios não possui restrição axial, são relativamente simples de se investigar. Silva (1997), em sua tese de doutorado, estudou o comportamento desses tipos de vigas, verificando que, em situação de incêndio, a viga sofre, inicialmente, um deslocamento vertical constante até que, após a degradação das propriedades mecânicas em altas temperaturas, desloca-se excessivamente até atingir a sua temperatura crítica, que é a formação de rótulas plásticas no centro do vão. Silva (1997) ainda verificou que o valor da temperatura crítica para análises lineares pouco se altera quando se analisa o comportamento não linear do incêndio.

A capacidade de carga de uma viga simplesmente apoiada baseia-se na região sob o momento fletor máximo, quando este atinge a capacidade plástica da viga (Najafi, 2014). A temperatura crítica, então, é a função da relação do carregamento da viga, ou seja, a relação entre a carga aplicada em situação de incêndio e a carga associada ao momento de plastificação total da viga em temperatura ambiente. A falha da viga, então, é caracterizada por um deslocamento excessivo quando a rigidez à flexão da viga sofre diminuição pela degradação do material a um valor ínfimo.

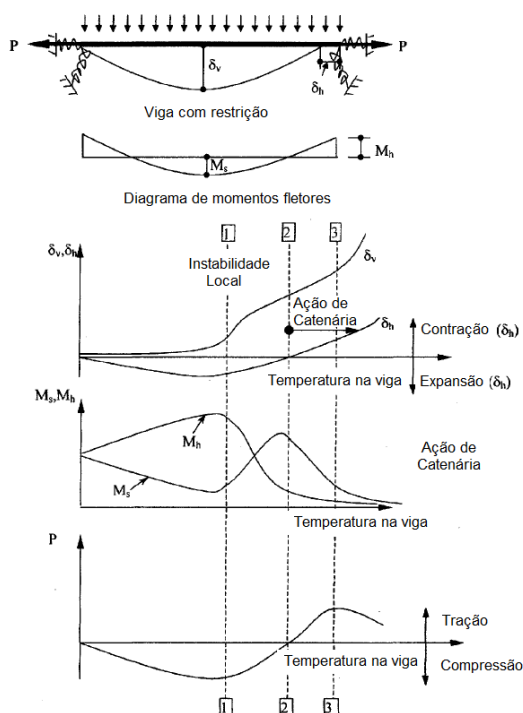
Em relação às condições de apoio de vigas, quando elas fazem parte de um pórtico, ou melhor, quando elas se apoiam em elementos verticais (normalmente pilares), as vigas possuem restrições axiais ou rotacionais em suas extremidades – as duas podem atuar de forma conjunta. Cabe ressaltar que, em situações normais de projeto, as vigas sempre terão restrições axiais, variando obviamente o valor de sua rigidez. Na Figura 2.1, é possível verificar o modelo de viga com restrições axiais e rotacionais.

Figura 2.1 – Modelo de vigas com restrição axial e rotacional



Fonte: Autor

Figura 2.2 – Comportamento de vigas restringidas rotacionalmente e axialmente em situação de incêndio



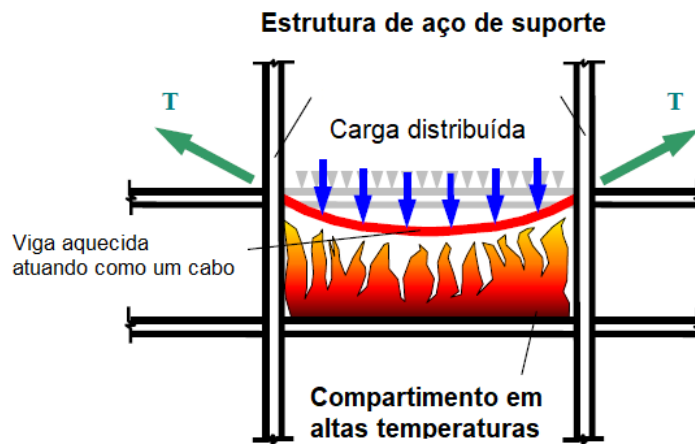
Fonte: Wang (2002)

O simples fato da viga possuir uma rigidez em seu apoio permite que esse elemento se comporte de uma forma muito diferente de quando possui apoio sem restrição axial. Wang (2002) fornece uma explicação sobre esse comportamento, resumido na Figura 2.2.

Em um primeiro momento, a restrição axial da viga faz com que a expansão térmica lateral da viga seja restringida, sendo esta expansão transformada em uma força axial de compressão no apoio, dada como N_{sd} . A parcela não restringida da expansão térmica irá aumentar o comprimento da viga em um valor representado como δ_h . Quando o momento de engastamento e a força de compressão são adequadamente altos, podem causar uma instabilidade local próxima às extremidades da viga, como mostrado em Leite e Silva (2021). Em seguida, conforme a temperatura no elemento estrutural aumenta, tanto os momentos de engastamento como as forças de compressão começam a diminuir de valor.

Na fase de catenária (Figura 2.3) de acordo com Usmani *et al.* (2001), as forças de tração desenvolvem-se na viga até um determinado valor máximo, valor este em que é possível verificar a plastificação da seção no meio do vão e nos apoios da viga. O modelo de catenária é baseado na suposição que a viga de aço, quando aquecida, funciona como um cabo que sustenta a estrutura ao seu redor (que não está aquecida), contudo, por conta da alta temperatura na viga, suas propriedades físicas são bastante reduzidas. Esse modelo é usado para o cálculo da relação entre os deslocamentos no meio do vão e a força axial de tração à qual é associada em situação de incêndio.

Figura 2.3 – Viga aquecida funcionando como cabo (ação de catenária) em grandes deslocamentos



Fonte: (Allam *et al.*, (2002) – Adaptado)

Allam *et al.* (2002) apresentou uma formulação em que descreve a força de tração T da viga em efeito de catenária com este valor demonstrado na Equação 2.1.

$$T_x = \frac{wL}{8} \frac{L}{\delta_{max}} \quad \text{Eq. 2.1}$$

Sendo “ w ” o valor do carregamento uniformemente distribuído na viga, “ L ” o vão da viga e “ δ_{max} ” o deslocamento máximo da viga em situação de incêndio. De acordo com Wang (2002), essa equação pode ser usada para encontrar a força de catenária requerida, com a qual é possível estimar a temperatura crítica de uma viga. Para determinar com precisão o valor dessa força, utiliza-se o modelo matemático a ser visto Figura 2.4, em que a Equação 2.1 pode ser deduzida para a Equação 2.2, levando em consideração o módulo de elasticidade relacionado a temperatura estimada (E), a área da seção transversal da viga (A) e a resultante da rigidez horizontal provida pela estrutura de apoio da viga.

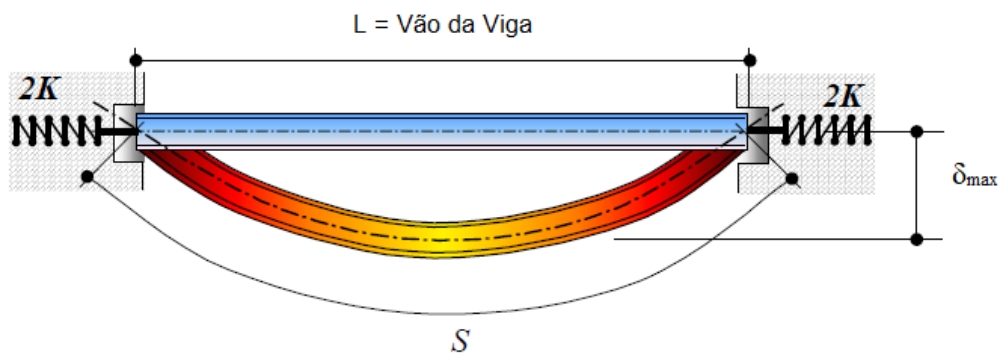


Figura 2.4 – Modelo matemático utilizado para a determinação da força devido à ação de catenária da viga em altas temperaturas.

$$\delta_{max}^3 - \frac{3}{8} \alpha \theta L^2 \delta_{max} + \frac{3wL^3}{64} \left(\frac{L}{EA} + \frac{1}{K} \right) = 0 \quad \text{Eq. 2.2}$$

Fonte: (Allam *et al.*, 2002 – Adaptado).

Sendo “ α ” o coeficiente de expansão térmica do material aquecido, “ θ ” a temperatura média ao longo da viga e “L” o vão da viga aquecida.

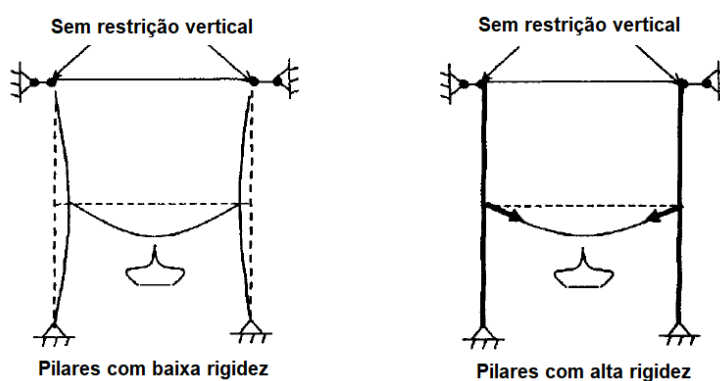
Por fim, finalizando o comportamento da viga isolada em situação de incêndio, após a fase da catenária, as forças de tração diminuem, assim como a resistência ao aço ao escoamento com a temperatura. Conforme citado por Kodur e Dwaikat (2009), a redução da capacidade de resistência da viga em combinação com os esforços internos que aparecem devido às restrições aos deslocamentos fazem com que o comportamento da viga em situação de incêndio seja completamente diferente do comportamento em temperatura ambiente.

Uma viga isolada em situação de incêndio pode alcançar o colapso estrutural quando chegar aos valores de seu momento resistente, seja por plastificação da seção ou por instabilidade lateral. Contudo, de acordo com Wang (2002), quando a viga possui ação de catenária, diferentes critérios de falha podem ser usados para determinar a resistência máxima da viga. Nesse caso, pode haver falha da viga pelos seguintes motivos: as deformações da viga serem tão altas que causarão falha na integridade das compartimentações da estrutura; fraturas na estrutura de aço; e a estrutura adjacente, incluindo as ligações, não resistirem às forças devido à ação de catenária nas vigas. Em relação, especificamente, às ações de catenária, Allam *et al.* (2002) mostra que a variação do nível de restrição horizontal tem um efeito significativo no comportamento das vigas em altas temperaturas. O aumento da rigidez axial horizontal ajuda a ação de catenária a evitar uma deformação descontrolada no centro do vão da viga, mesmo

que em certos casos a influência à resistência ao fogo seja limitada. Esse efeito, em especial, será abordado de forma profunda no Capítulo 3 desta tese.

Nos estágios iniciais de aquecimento, a estrutura ao redor da viga tende a resistir à sua expansão térmica. Os deslocamentos verticais iniciais da viga são aumentados por essa expansão, junto com a deformação térmica resultado da variação de temperatura ao longo da seção transversal da viga. Ainda de acordo com Allam *et al.* (2002), uma vez que as propriedades térmicas do aço se degradam rapidamente em temperaturas acima de 350°C, a viga começa a apresentar grandes deformações, dependendo do nível de carregamento que é aplicado. Contudo, as grandes deformações nas vigas podem ser atenuadas a partir do ponto em que a mesma se comporta como um cabo, desde que a estrutura de suporte seja capaz de redistribuir os esforços e resistir, em altas temperaturas, a viga com o nível de carregamento durante o incêndio.

Figura 2.5 – Ação de catenária em vigas conectada a pilares



Fonte: (Wang, 2002 – Adaptado)

Conforme pode ser visto na Figura 2.5, se as vigas estiverem conectadas a pilares com resistência à flexão baixa, eles precisarão resistir às forças devido à ação de catenária das vigas e, com isso, a resistência dos pilares deverão governar o dimensionamento. Em face a isso, de acordo com Wang (2002), os pilares precisarão ser dimensionados para uma maior capacidade de momento fletor. Esse é um fato em que a ação de catenária pode ser utilizada para evitar o colapso progressivo das estruturas, uma vez que os pilares mais rígidos permitirão a ação de catenária nas vigas, ajudando, principalmente, nos deslocamentos excessivos. Tal efeito será estudado de forma aprofundada nesta tese, incluindo parametrizações inéditas na academia.

2.1.2. Estudos Numéricos e Experimentais em Vigas com Restrições Axiais e Rotacionais

Neste presente capítulo serão destacados alguns dos principais trabalhos desenvolvidos nos campos experimentais e numéricos de vigas de aço e mistas de aço e concreto em situação de incêndio, com ou sem restrição axial e rotacional e com ou sem revestimento contra o fogo.

Os ensaios realizados por Wainman e Kirby (1987) representam um dos primeiros trabalhos expressivos publicados na década de 80, abordando o comportamento de vigas em situação de incêndio, por métodos experimentais, por meio do “*Compendium of UK Standard Fire Test Data Unprotected Structural Steel – 1 and 2*”. Os autores realizaram diversos ensaios nos Laboratórios Swiden, em Rotherham, Inglaterra. Eles avaliaram o comportamento de vigas mistas de aço e concreto sem revestimento contra o fogo. Foram medidas e registradas a temperatura do forno, das mesas inferior e superior da alma e os deslocamentos no centro do vão para as vigas em todo o tempo de ensaio.

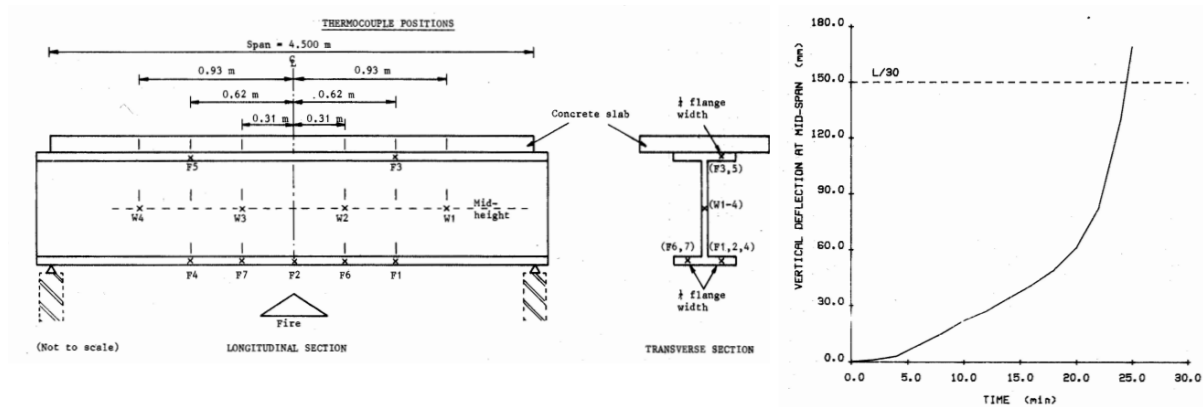
Os testes foram realizados em um forno em que a temperatura era controlada variando com o tempo, de acordo com as recomendações da ISO 834. Os ensaios eram encerrados, de acordo com os autores, a pedido do patrocinador dos ensaios ou quando os requisitos para a manutenção de critérios relevantes para a estabilidade dos elementos eram atingidos. Nesse caso, para as vigas, os autores levaram em consideração as medidas até um valor de deformação igual a 150 mm ($L/30$). Foram investigados uma série de perfis distintos, com cargas concentradas em pontos específicos das vigas. Diversas teses de doutorado utilizam os resultados dos autores para validação dos seus modelos e, no caso específico desta tese, no capítulo 4, utilizam-se resultados de Wainman e Kirby (1987) para a validação do modelo numérico de vigas mistas. Na Figura 2.6, é possível verificar uma viga mista sendo removida do forno após o ensaio e, na Figura 2.7, podem ser vistos o esquema de ensaio e os resultados para um dos testes realizados pelos autores.

Figura 2.6 – Viga mista sendo removida do forno após um dos ensaios



Fonte: (Wainman & Kirby, 1987)

Figura 2.7 – Esquema de ensaio e resultados dos deslocamentos no centro do vão para o Ensaio 9A

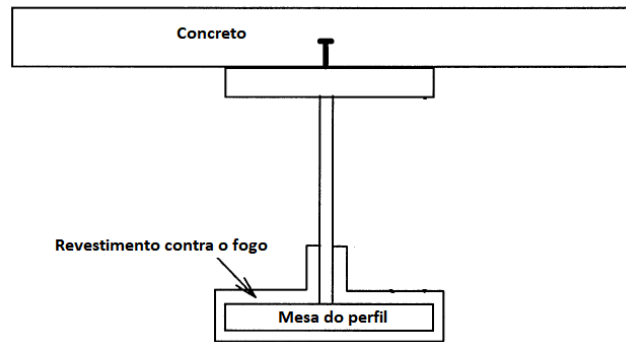


Fonte: (Wainman & Kirby, 1987)

Wang (1998) realizou estudos teóricos sobre a eficácia da proteção parcial de vigas mistas de aço e concreto, levando em consideração os custos. A proteção parcial estudada pelo autor é caracterizada pelo revestimento somente na mesa inferior da viga e parte da alma (Figura 2.8). O autor avaliou a eficácia comparando a sua capacidade resistente em relação a uma viga totalmente protegida, sujeita a um aquecimento pela curva de temperatura-tempo do Eurocode 1.

O estudo foi realizado por meio de programa computacional baseado em elementos finitos para transferência de calor na seção transversal. A capacidade resistente da viga foi realizada com a seguinte técnica: a seção foi dividida em vários "blocos" e a contribuição da resistência de cada "bloco" foi somada ao valor final da capacidade resistente.

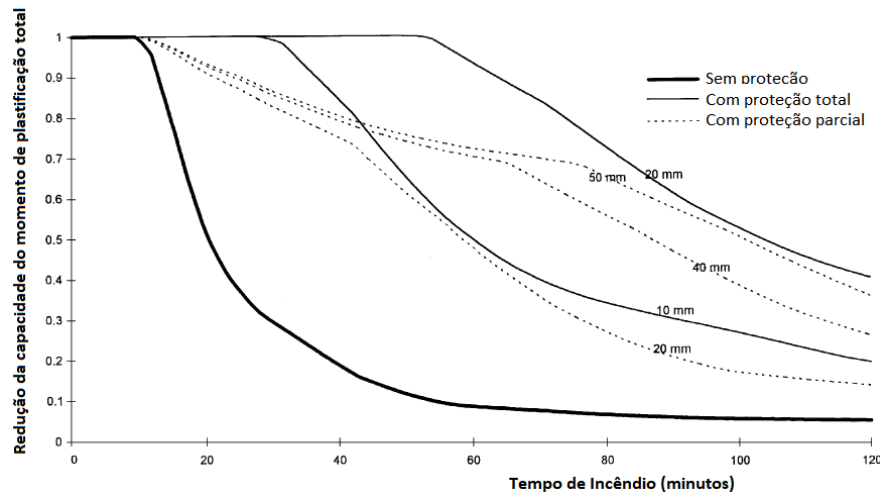
Figura 2.8 – Seção mista com proteção parcial contra o fogo



Fonte: (Wang, 1998 – Adaptado)

O autor, então, realizou um estudo paramétrico com três perfis distintos com o mesmo vão. Aplicou taxas de carregamento de 0.3 e 0.7 da capacidade resistente da viga em temperatura ambiente. Ressalta-se que o autor também modificou a espessura do revestimento contra o fogo em suas modelagens. A Figura 2.9 mostra o resultado da análise paramétrica de Wang (1998), comparando os valores da redução da capacidade resistente de vigas sem proteção, com proteção parcial (com variação na espessura do revestimento) e total. Concluiu-se que, baseado no comportamento de vigas mistas isoladas, a proteção contra o fogo é requerida na maioria dos casos, com exceção às vigas com baixo carregamento e com pouca exposição ao fogo. Além disso, o autor conclui que é totalmente viável a utilização de seções de aço com proteção parcial. Essa viabilidade é confirmada pela viga mista parcialmente protegida em situação de incêndio, que tem uma capacidade de 30 a 70% do momento de plastificação total à temperatura ambiente.

Figura 2.9 – Redução no momento de plastificação total da viga com diferentes espessuras de revestimento contra o fogo



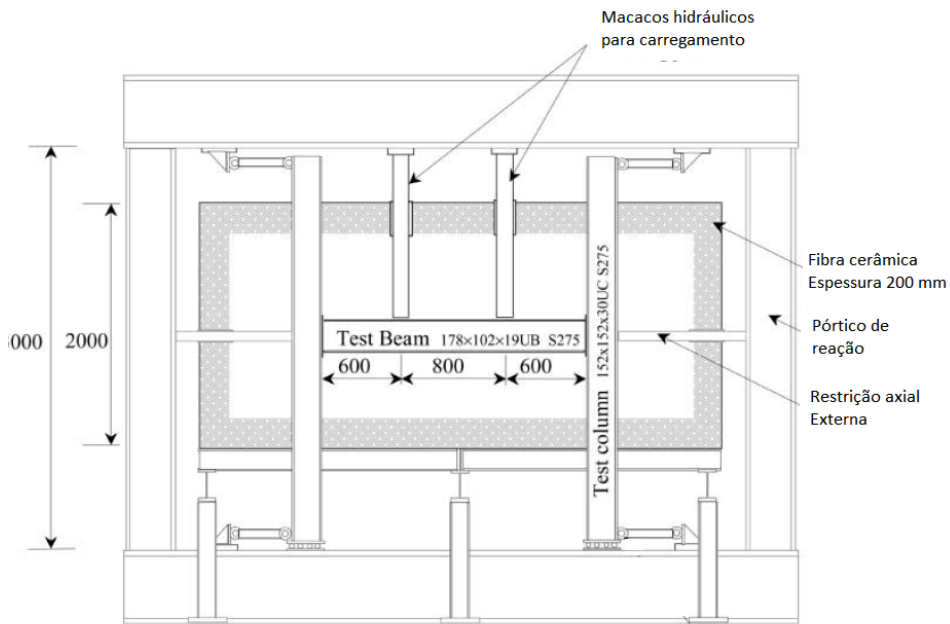
Fonte: (Wang, 1998 – Adaptado)

Wang (1998) ressalta ainda que a proteção parcial é adequada para situações em que o revestimento seja aplicado ao longo do perfil, sugerindo que o uso da proteção parcial pode reduzir de forma considerável o custo total da proteção contra incêndio, podendo reduzir em até 50% o custo total com a mesma performance.

Liu *et al.* (2002) realizaram estudos experimentais relacionados a vigas com restrição axial. Os autores verificaram que, até aquele momento, nos ensaios experimentais, não havia sido dado o devido enfoque às restrições que a viga possui quanto à expansão térmica e esse foi, então, o enfoque do estudo. Os autores aplicaram restrições horizontais adicionais nos ensaios para simular o efeito de restrição de uma viga dentro de uma estrutura completa. Além disso, Liu *et al.* (2002) estudaram complementarmente o eventual efeito de catenária em elevadas temperaturas, que poderiam ser capazes de evitar deformações excessivas.

O *layout* geral do ensaio pode ser visto na Figura 2.10. O forno utilizado nos experimentos foi projetado para acomodar pórticos com vigas de 2 m de comprimento e pilares de 3 m de altura, levando em consideração as grandes deformações que são naturalmente associadas aos ensaios de altas temperaturas. As vigas utilizadas nos ensaios eram do tipo 178x102x19 UB, de aço S275, sem revestimento contra o fogo. Contudo, para simular o efeito de uma laje de concreto, as mesas superiores foram cobertas com uma camada de 15 mm de espessura de fibra cerâmica. Os pilares e as ligações foram revestidos contra o fogo com uma camada de 50 mm de espessura de fibra cerâmica.

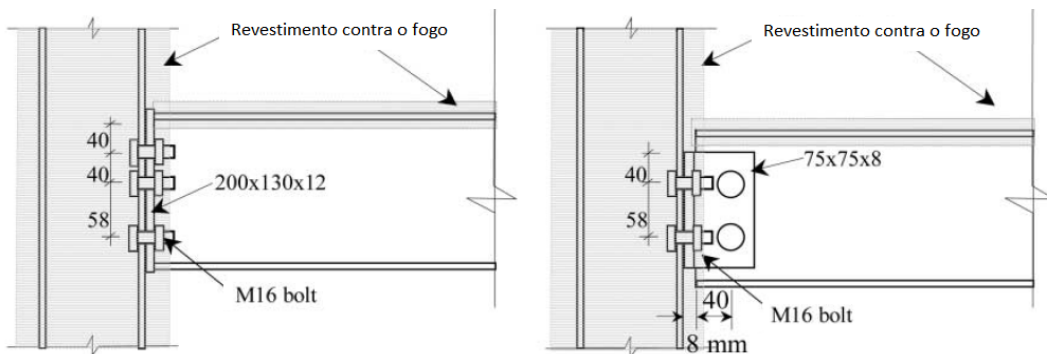
Figura 2.10 – *Layout* do ensaio



Fonte: (Liu *et al.*, 2002 – Adaptado)

Foram aplicadas cargas transversais nas vigas a partir de dois macacos hidráulicos, no topo da mesa. Escolheram dois tipos de ligações distintas, mais utilizadas na prática, que podem ser vistas na Figura 2.11, sendo a da esquerda uma ligação com chapas de extremidade e, a da direita, ligação com utilização de cantoneiras – simulando, respectivamente ligações com maior e menor restrição rotacional, respectivamente. O aquecimento do forno seguiu a curva de incêndio padrão da ISO834.

Figura 2.11 – Ligações utilizadas nos ensaios



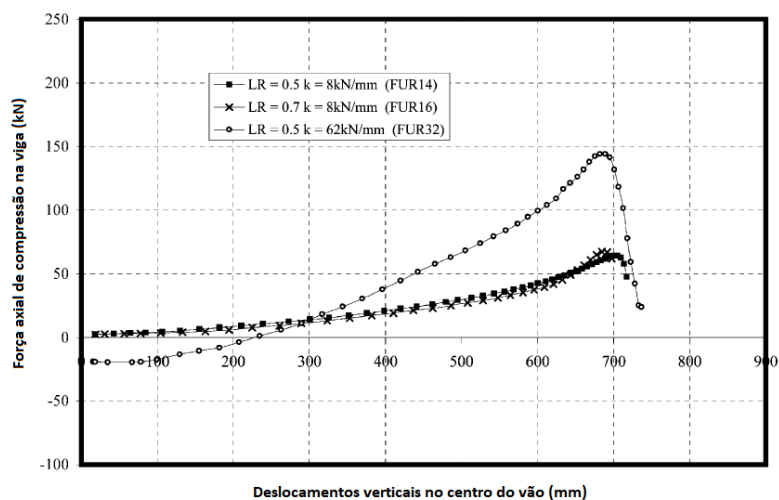
Fonte: (Liu *et al.*, 2002 – Adaptado)

O programa experimental de Liu *et al.* (2002) consistiu em 20 ensaios com dois tipos de ligações distintas e três níveis de carregamento, os quais: 0.3, 0.5 e 0.7 da capacidade de suporte da viga em temperatura ambiente. Com isso, o carregamento máximo em temperatura

ambiente em cada um dos macacos hidráulicos seria de 80 kN. Seguindo as recomendações do código britânico BS476:Part 21, a falha da viga seria dada quando a deformação no centro do vão excedesse $L/20$. Outrossim, os autores continuariam aumentando a temperatura do forno para investigar os efeitos da ação de catenária.

Como o objetivo desses ensaios era avaliar o comportamento de vigas com restrição axial, os autores mediram que os pilares do pórtico com o material de revestimento contra o fogo ofereceriam uma rigidez axial de 8 kN/mm. Foi então adicionada uma restrição axial externa, fazendo com que alcançassem rigidezes de 35 e 62 kN/mm, respectivamente, para os ensaios. A partir disso, os autores estudaram os seguintes comportamentos: deformações verticais no centro do vão para diferentes níveis de rigidezes axiais; efeito das ligações; efeitos das restrições axiais. Na Figura 2.12, é possível verificar os resultados encontrados em relação às forças axiais nas vigas, com diferentes níveis de rigidezes axiais.

Figura 2.12 – Forças axiais em vigas com ligação de chapa de extremidade, com diferentes níveis de restrição axial



Fonte: (Liu *et al.*, 2002 – Adaptado)

Como conclusão dos ensaios, os autores puderam constatar que, ao aumento de temperatura, são introduzidos momentos fletores e forças axiais ao longo da viga. O momento fletor nas ligações aumenta e o momento fletor no centro do vão diminui até que haja uma inversão no gradiente térmico ou a resistência ao escoamento da viga próxima à ligação seja atingida por uma combinação de elevados momentos fletores e forças axiais de compressão, que normalmente acontece quando a mesa inferior alcança uma temperatura de 450°C a 600°C.

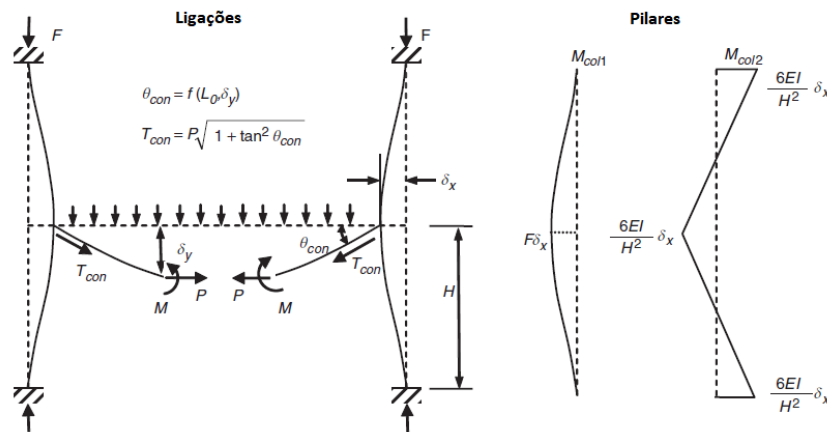
Além disso, os autores também observaram que, conforme a temperatura aumenta e a resistência ao escoamento do material diminui, há uma considerável perda de resistência da seção à flexão, e o *run-away* inicia a uma temperatura próxima a 700°C na viga. Contudo, a restrição axial reage rapidamente, fazendo com que a força axial, antes de compressão, mude para força de tração. Com isso, a ação de catenária faz com que diminua a taxa de ocorrência do *run-away*. Em algumas situações, a combinação do momento fletor elevado na ligação e a força de compressão causam instabilidade local na mesa da viga. Por fim, uma das principais conclusões é que a ação de catenária é mais pronunciada em casos de níveis de carga mais baixos e com maiores restrições axiais. Contudo, aparecem somente em grandes deformações. Para esta tese, serão utilizados os resultados de Liu *et al.* (2002) para validação dos modelos numéricos de vigas isoladas no ABAQUS.

Yin e Wang (2004) realizaram estudos numéricos com a utilização do ABAQUS no comportamento de vigas em altas temperaturas com diferentes rigidezes axiais e rotacionais. O principal objetivo desse estudo foi avaliar a ação de catenária no comportamento de vigas axialmente restringidas. Realizaram um estudo paramétrico, validando os modelos com o estudo de Liu *et al.* (2002), já dissertado no texto desta tese. Os autores realizaram uma parametrização com diferentes níveis de carga, diferentes níveis de restrição axial e rotacional e estudaram ainda o efeito da instabilidade lateral. Os autores concluíram que, com maiores restrições axiais, a ação de catenária irá ocorrer e permitirá que a viga sobreviva a temperaturas elevadas sem colapso. Outra observação importante feita por Yin e Wang (2004) é que o nível de restrição axial é o fator mais importante em vigas em situação de incêndio, uma vez que esta afeta os deslocamentos e a força axial de tração sob ação de catenária. Quanto maior a restrição axial, menores serão os deslocamentos da viga - o que favorece a integridade do compartimento incendiado onde a viga está localizada. Contudo, maiores rigidezes axiais exercerão maiores forças de catenária nas estruturas adjacentes à viga. Os autores ressaltam que o estudo da ação de catenária em aplicações de projeto deverá envolver uma cuidadosa consideração da estrutura adjacente, incluindo as ligações. Se as grandes deformações da viga não forem uma restrição ao projeto, desde que a estrutura adjacente tenha uma resistência suficiente às forças de catenária da viga, as vigas em situação de incêndio devem ser projetadas para serem as mais flexíveis possíveis, de forma a reduzir as forças de catenária da viga. Ressalta-se que, nesta tese, serão avaliadas cuidadosamente em pórticos, as estruturas adjacentes à viga, sendo um dos principais objetivos desta tese de doutorado. Também serão estudados os efeitos da ação de

catenária em vigas isoladas e as principais interações com os elementos adjacentes, tanto os pilares quanto as ligações.

Um estudo sobre a ação de catenária em vigas com restrição axial e rotacional foi realizado por Yu e Liew (2005), no qual realizaram uma análise paramétrica com resultados analíticos e numéricos, a fim de propor um novo método de dimensionamento para vigas restringidas. Os autores variaram os tipos de perfis, vãos, níveis distintos de restrição rotacional e níveis distintos de carregamento. Os autores citam que no comportamento de vigas restringidas, algumas características foram identificadas: estado de transição e o efeito da rigidez da restrição da viga. Quando o efeito da restrição é considerado no comportamento, o Estado Limite Último das vigas restringidas se dá pela falha da viga ou a falha do sistema de restrição, as ligações ou os pilares. Com a finalidade de se avaliar a segurança do sistema de restrição das vigas, os principais parâmetros que devem ser resolvidos são a força de tração e a deformação vertical no centro do vão. Para tal, os autores propuseram uma fórmula para estimar a força de restrição (Figura 2.13).

Figura 2.13 – Efeitos de vigas restringidas no sistema de restrição

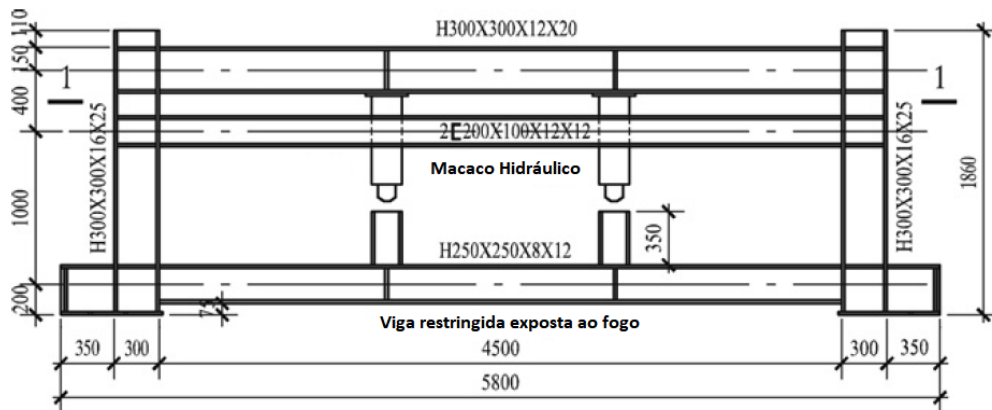


Fonte: (Yu e Liew, 2005 – Adaptado)

A partir dessas considerações, os autores verificaram que a estabilidade da viga é controlada pela capacidade de última deformação. Os autores, então, realizaram diversos modelos analíticos comparados com os modelos numéricos do ABAQUS, fornecendo boa concordância dos resultados. Os autores concluíram que o método de dimensionamento proposto tem uma grande vantagem em relação aos métodos convencionais, no que diz respeito apenas a vigas com restrição axial. Quando há extremidade rotacional significativa, o método proposto pelos autores é insignificante.

Li e Guo (2008) realizaram experimentos nos Laboratórios da Universidade de Tongji, na China, de vigas com restrição axial em situação de incêndio. O ensaio consistiu em analisar uma viga dentro de um pórtico de aço, constituído com dois pilares na extremidade da viga e uma viga superior à viga a ser verificada, constituída de perfis duplos "U", conforme a Figura 2.14. Dois experimentos foram realizados, a diferença entre eles foi a distância entre os perfis U e as vigas a serem analisadas, de modo a simular diferentes rigidezes axiais.

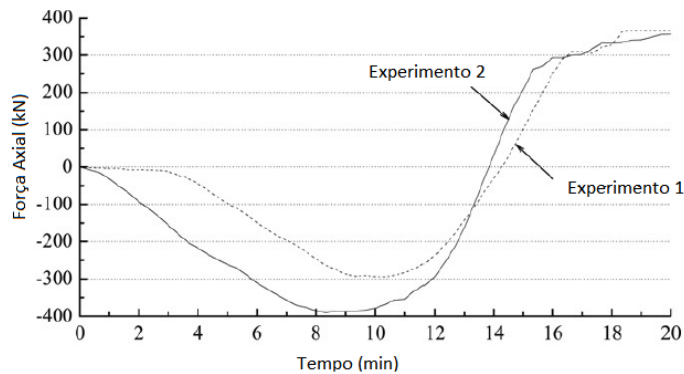
Figura 2.14 – Representação do experimento dos autores



Fonte: (Li e Guo, 2008 – Adaptado)

A parte superior da viga foi revestida com manta cerâmica para simular o efeito das lajes. A viga foi carregada a partir de duas cargas concentradas, aplicadas simetricamente por macacos hidráulicos, com uma taxa de 0.7 do carregamento máximo da viga em temperatura ambiente. O ensaio foi interrompido quando a viga alcançou cerca de 1/16 do seu vão, de 4,5 metros. Na Figura 2.15 é possível ver o resultado da variação da força axial nos apoios dos ensaios realizados.

Figura 2.15 – Variação na força axial nas vigas restritas durante o ensaio em 20 minutos de incêndio

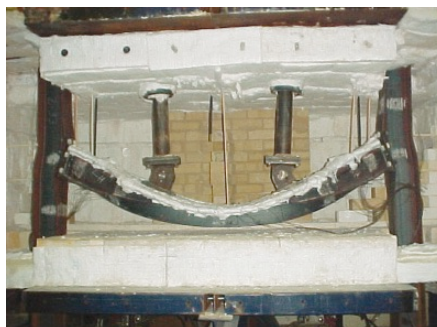


Fonte: (Li e Guo, 2008 – Adaptado)

A partir dos ensaios, os autores concluíram que as vigas de aço com restrição possuem melhor capacidade de resistência ao fogo do que as vigas isoladas. No início do aquecimento, devido ao fogo, uma força de compressão axial é produzida nas vigas restringidas, ocasionada pela expansão térmica. A partir de um certo valor, as forças de compressão começam a diminuir e a força de tração aparece na viga, com o aumento da deformação causando a ação de catenária. Tal fenômeno explica por que a viga de aço com restrição axial possui maior resistência do que uma viga isolada. Após o incêndio, uma força de tração maior foi produzida nas vigas de aço, à medida que a temperatura diminuía. Li e Guo (2008) também verificaram uma instabilidade local na mesa inferior das vigas, próxima às extremidades. Tal instabilidade local se deu pois as vigas não eram completamente livres de restrição rotacional. Por fim, os autores concluíram que a rigidez da restrição axial desempenha um papel importantíssimo no comportamento de vigas de aço em situação de incêndio. Tal comportamento será estudado nesta tese de forma isolada e de forma conjunta em pórticos bidimensionais.

Wang *et al.* (2010) realizaram ensaios em subpórticos de aço sem revestimento contra o fogo nos laboratórios da Universidade de Manchester, na Inglaterra. O *layout* geral do ensaio é muito similar ao apresentado em Liu *et al.* (2002), com a diferença de que não foi inserida uma restrição horizontal adicional aos pilares. Foram realizados dez ensaios, com cinco tipos distintos de ligações e dois perfis distintos de pilares, para simular dois níveis distintos de restrição axial e rotacional nas vigas. Os ensaios de Wang *et al.* (2010) mostraram que não houve colapso da viga, apesar dos grandes deslocamentos. Os autores ressaltaram que não houve nenhum colapso enquanto as forças axiais eram de compressão. Verificou-se que o desenvolvimento dos valores dos esforços axiais nos apoios foi controlado pela dimensão do pilar demonstrando a importância da análise da interação entre tais elementos. A Figura 2.16 mostra a configuração do ensaio e como as vigas alcançaram grandes deslocamentos.

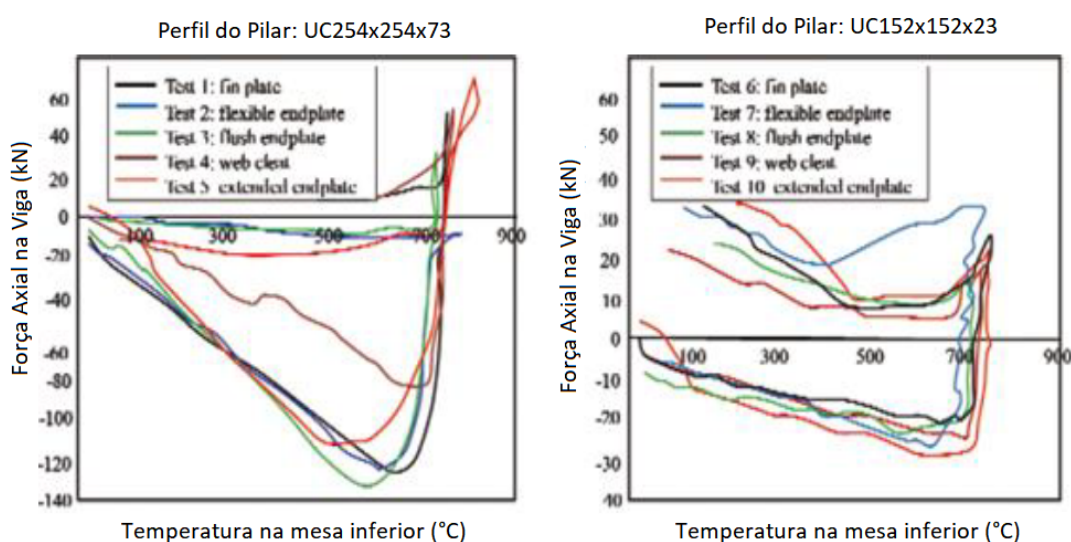
Figura 2.16 – Configuração e resultado final do ensaio



Fonte: (Wang *et al.*, 2010)

A Figura 2.17, a seguir, mostra os resultados obtidos para as forças axiais nos apoios nos dez ensaios realizados. Os resultados indicam que, uma vez que as vigas estavam sob ação de catenária, houve um rápido aumento da força de tração, que fez com que as ligações fossem ao colapso. Como conclusão, os autores identificaram que a melhor compreensão do comportamento da ligação, principalmente durante a ação de catenária da viga, pode gerar benefícios significativos, sobretudo em relação à segurança estrutural e a redução no custo de construção. Por fim, Wang *et al.* (2010) ressaltam que, para que a viga possa desenvolver a ação de catenária, as ligações devem possuir uma alta capacidade de rotação. Ressalta-se que tais efeitos serão estudados nos capítulos subsequentes desta tese, com resultados inéditos.

Figura 2.17 – Resultados dos ensaios com relação às forças axiais nas vigas



Fonte: (Wang *et al.*, 2010 – Adaptado)

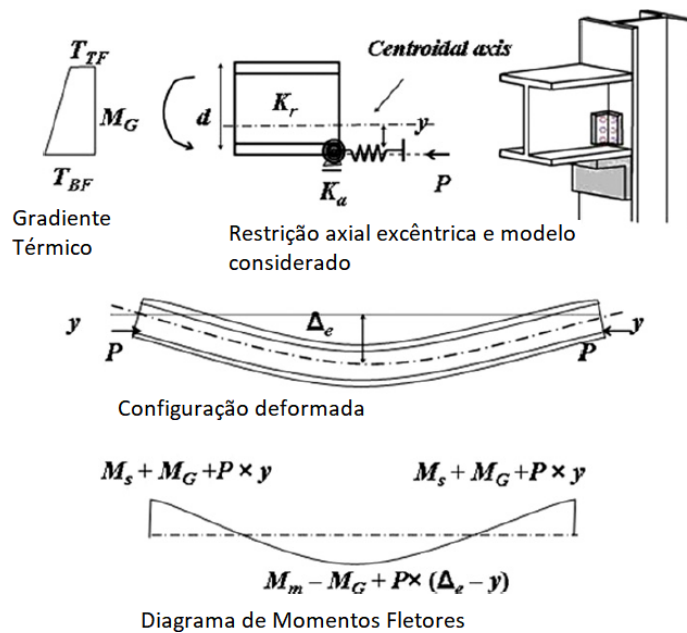
Dwaikat e Kodur (2011) desenvolveram uma abordagem teórica para a verificação da resistência de vigas restringidas em situação de incêndio, baseando-se no comportamento dessas vigas conforme a elevação de temperatura e nos princípios de equilíbrio e da compatibilidade, levando em consideração o cenário de incêndio, as restrições axiais e rotacionais (considerando também a localização da força axial), gradiente térmico, nível de carregamento, geometria e os critérios de falha na avaliação da resistência ao incêndio.

Para demonstrar a abordagem teórica desenvolvida, os autores explicaram as três fases que a viga desenvolve em situação de incêndio até a sua falha.

Na primeira fase da viga em situação de incêndio, ao passo em que ela se expande no início do incêndio, desenvolve uma significativa força de compressão axial devido à presença

de restrições axiais. Neste ponto, a resposta da viga ainda está na fase elástica, mas com as propriedades do aço sendo reduzidas devido à ação do fogo. De acordo com os autores, é mais comum que uma viga seja exposta ao fogo por três lados. Isso levará ao desenvolvimento de um gradiente térmico que causa um efeito chamado arqueamento térmico na viga. Ao assumir que o gradiente térmico é linear ao longo da seção transversal e uniforme no vão da viga, as restrições rotacionais da viga irão limitar tal arqueamento e causar um momento fletor adicional (M_G), que pode ser visto na Figura 2.18.

Figura 2.18 – Influência do gradiente térmico e restrição axial excêntrica no diagrama de momentos fletores



Fonte: (Dwaikat e Kodur, 2011 – Adaptado)

Além do já citado, Dwaikat e Kodur (2011) descrevem que o segundo estágio de aquecimento é aquele que as forças induzidas pelo incêndio na viga (P e M_G) irão se acumular conforme a temperatura do aço for aumentando, até chegar ao limite do escoamento do material, pelo aumento da tensão elástica da viga. Este aumento pode ser calculado usando a Equação 2.3, a seguir, sendo $F_{s,max}$ a máxima tensão no elemento de aço, A_s a área da seção transversal, S_x o momento estático de área da seção e M_{max} o máximo momento fletor na viga.

$$F_{s,max} = \frac{P}{A_s} + \frac{M_{max}}{S_x} \quad \text{Eq. 2.3}$$

A partir da resolução da manipulação algébrica de algumas expressões vistas em Dwaikat e Kodur (2011), o valor da força máxima de compressão, dada no segundo estágio de aquecimento (fase elastoplástica da viga em situação de incêndio) é dada pela Equação 2.4.

$$P_{c,max} = F_y A_s \times X_A (T_y - 20) \quad \text{Eq. 2.4}$$

Sendo T_y o valor da temperatura na viga e X_A dada na Equação 2.5. Ressalta-se que os autores também determinaram teoricamente o valor da temperatura crítica da viga, por meio da Equação 2.5:

$$X_A = \frac{\alpha E_s}{F_y} \left(\frac{a_1 K_a L / (E_s A_s)}{2a_1 + K_a L / (E_s A_s)} \right) \quad \text{Eq. 2.5}$$

Sendo a_1 o valor que varia de acordo com as propriedades do aço da Eurocode 3 ou da ASCE; α é coeficiente de expansão térmica do aço; K_a é a rigidez axial da viga e; E_s é o módulo de elasticidade do aço.

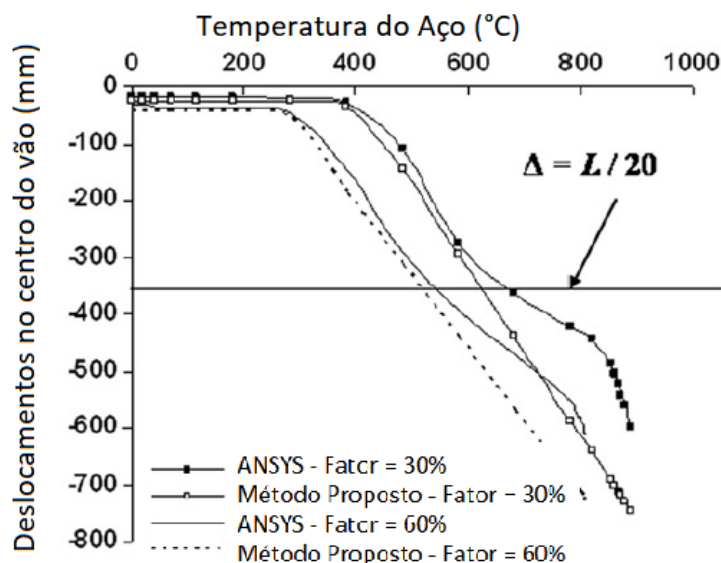
Ainda de acordo com Dwaikat e Kodur (2011), no terceiro estágio de aquecimento da viga, as forças de compressão zeram e começam a aparecer as forças de tração, que crescem até atingirem um valor máximo, a partir do qual o valor da plastificação total da seção de aço é alcançado no centro do vão e nos apoios. E então o valor da tração tem uma queda, seguindo a tendência da degradação do limite de escoamento do aço, de acordo com a temperatura. Considerando que as ligações resistam a esta força, os autores propuseram, a partir de expressões algébricas que podem ser visualizadas em seu trabalho, a seguinte expressão para a determinação da força máxima de catenária na viga, mostrada na Equação 2.6:

$$P_{ten,max} = F_y A_s (a_3 - a_4 T_{ten,max}) \quad \text{Eq. 2.6}$$

Em que a_3 e a_4 são valores que dependem das propriedades do aço, sejam na Eurocode 3 ou na ASCE, e $T_{ten,max}$ a temperatura estimada em que ocorre a força de catenária máxima na viga. Os autores também definiram em seu trabalho os valores das deformações elásticas e elastoplásticas, em função da temperatura e influência do cenário de incêndio (curva de incêndio padrão e incêndio real).

A partir das expressões deduzidas, Dwaikat e Kodur (2011) realizaram verificações da abordagem proposta, comparando com resultados numéricos a partir do *software* ANSYS e com uma análise paramétrica, levando em consideração a variação dos vãos das vigas, do nível de carregamento, do gradiente térmico e das rigidezes axiais e rotacionais. Na Figura 2.19 é possível ver uma comparação realizada pelos autores, com os deslocamentos verificados no modelo numérico e no modelo analítico proposto.

Figura 2.19 – Comparação dos valores da deformação no centro do vão pelo método proposto e pelo ANSYS



Fonte: (Dwakait e Kodur, 2011 – Adaptado)

Por fim, os autores concluem que a abordagem por eles proposta pode ser aplicada em vigas restritas sem revestimento contra o fogo, verificando diferentes critérios de falha. Além disso, ressaltam que elevados valores de restrição axial em vigas levam à ocorrência mais rápida do escoamento do aço, o que faz aumentar a deformação nos estágios iniciais do incêndio. Outrossim, o aumento da deformação nas vigas em situação de incêndio leva ao desenvolvimento da ação de catenária na viga e, por sua vez, essa força de tração melhora a resistência ao fogo nas vigas. Contudo, as ligações precisam resistir às forças de tração que aparecem nessa fase do incêndio. Uma última questão importante ressaltada por Dwakait e Kodur (2011) é que, durante o incêndio, a instabilidade local ocorrerá na mesa inferior do perfil, próximo aos apoios. Contudo, se a viga possui restrições axiais, a influência da instabilidade local é insignificante, uma vez que a ação de catenária aumenta o valor de tração, diminuindo as instabilidades. Ressalta-se deste trabalho que os autores não verificaram que, ao aumentar a rigidez axial, as forças de compressão gerarão instabilidade lateral no perfil. Além disso, os autores não citaram a influência de tais forças nos elementos adjacentes (pilares) que podem contribuir para o colapso de todo o sistema estrutural, caso a estrutura não esteja preparada para isso. Esta tese tem como objetivo ampliar o desenvolvimento desses autores, mostrando variações entre vigas com revestimento contra o fogo e a influência nos elementos adjacentes. Nesta tese, será demonstrado, via equações e análises numéricas, uma proposta para a

determinação das forças de compressão na fase de expansão da viga e força de tração na fase de catenária da viga para que possa ser utilizado em projetos de estruturas de aço em situação de incêndio sem precisar recorrer a análises avançadas utilizando o método dos elementos finitos.

Ahn *et al.* (2013) realizaram um estudo numérico no *software* DIANA para determinar a resistência ao fogo de vigas de aço, levando em consideração a sua temperatura crítica. Sabe-se que os principais métodos de cálculo de estruturas em situação de incêndio, de acordo com o código britânico BS 5950 Part 8 e o código europeu Eurocode3 Parte 1.2, são baseados nos métodos da temperatura crítica e do momento resistente da viga em elevadas temperaturas. A partir disso, o estudo de Ahn *et al.* (2013) em questão partiu do pressuposto que, no método da temperatura crítica, os engenheiros devem verificar se a temperatura do elemento permanece abaixo da temperatura limite, que é definida a partir do nível de carga que é aplicado. Os autores citam que, embora essa consideração seja convenientemente prática, tal método só é justificado quando a distribuição de temperatura entre os elementos segue um padrão pré-definido. De forma contrária, os cálculos utilizando a capacidade de momento fletor levam em consideração a resistência da seção reduzida em altas temperaturas, e faz uma comparação com o carregamento aplicado no incêndio. Ahn *et al.* (2013) ressaltam que tais métodos são difundidos na engenharia estrutural e são baseados em diversos resultados experimentais e numéricos, contudo, os autores acreditam, ainda assim, que tais métodos podem ser conservadores em excesso. Em face a isso, no trabalho de Ahn *et al.* (2013), o critério de resistência ao fogo de uma viga de aço é baseado na ocorrência do *run-away* (deformação vertical generalizada na seção) e o estudo em questão tenta propor uma fórmula que pode ser utilizada para a definição do tempo de resistência ao fogo de uma viga simples de aço sobre diversas condições distintas de projeto. Para validar os modelos utilizados no trabalho dos autores, os resultados foram comparados com os experimentos de Liu *et al.* (2002), já apresentado nesta tese, no qual os autores tiveram bons resultados na validação do modelo.

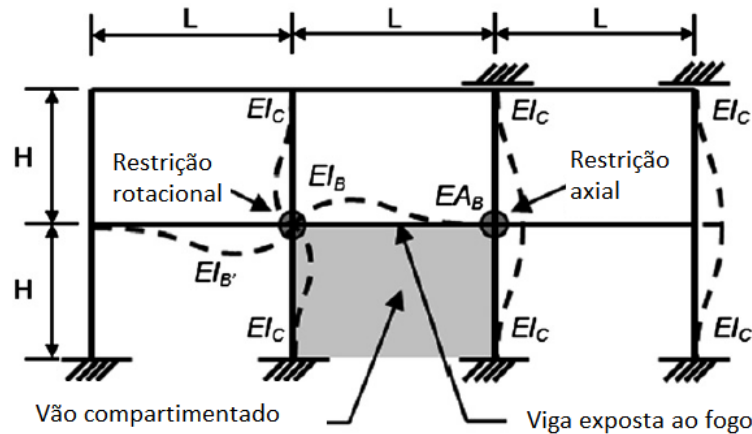
O estudo paramétrico do trabalho de Ahn *et al.* (2013) levou em consideração três tipos de carregamentos distintos (carga concentrada no centro do vão, dois pontos de concentração de cargas ao longo do vão e carga uniformemente distribuída), além de levar em consideração três níveis de carregamento e perfis distintos para verificar a influência da área da seção transversal na capacidade resistente da seção. Foram utilizadas dimensões de vãos distintos para identificar a influência dos vãos. Foi também utilizado na análise paramétrica dos autores um revestimento contra o fogo, variando a espessura do revestimento. Os valores das restrições

axiais e rotacionais utilizadas no trabalho de Ahn *et al.* (2013) são consideravelmente distintos de valores utilizados comumente em outros estudos, já apresentados no estado da arte desta tese. Para o valor da restrição axial, foi levado em consideração, além do valor da rigidez axial da viga em temperatura ambiente, as rigidezes rotacionais dos pilares de suporte das vigas em temperatura ambiente, se os elementos dos vãos adjacentes estiverem revestidos contra o fogo e forem compartimentados. Para a determinação do valor da restrição rotacional, os autores levaram em consideração, além da rigidez rotacional da viga, os valores das rigidezes rotacionais dos pilares de suporte. As Equações 2.7 e 2.8 mostram os valores das restrições axiais e rotacionais utilizadas por Ahn *et al.* (2013), respectivamente. A Figura 2.20 ilustra a forma como os autores realizaram as considerações das restrições nos apoios das vigas.

$$k_a = \frac{\sum(12EI_c/H^3)}{EA_B/L} \quad \text{Eq. 2.7}$$

$$k_r = \frac{4EI_B/L + \sum(4EI_c/H)}{4EI_B/L} \quad \text{Eq. 2.8}$$

Figura 2.20 – Exemplo de modelo para o cálculo da restrição axial e rotacional



Fonte: (Ahn *et al.*, 2013 – Adaptado)

A partir dos resultados encontrados no estudo paramétrico de Ahn *et al.* (2013), os autores chegaram em uma fórmula empírica, utilizando todos os parâmetros estruturais e térmicos usados no trabalho em questão. A Equação 2.9 mostra tal formulação, em que os parâmetros dados são: “A” é a área da seção transversal do elemento; “L/D” é a taxa de vão pela altura da viga; “k_a” é o nível de restrição axial, dado na Equação 2.5; “k_r” é o nível de restrição rotacional, dado na Equação 2.6; “FCR” é a taxa do revestimento contra o fogo; “LR”

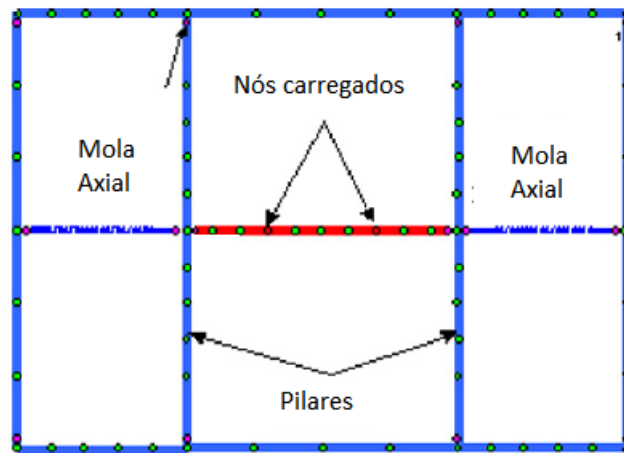
é a taxa de carregamento e “HP” é o perímetro aquecido. Sendo “R” o tempo de resistência ao fogo da viga.

$$R = 22.1 \times \frac{A^{7.10E-1} \left(\frac{L}{D}\right)^{4.90E-4} k_a^{1.05E-2} k_r^{8.57E-2} FCR^{4.82E-1}}{LR^{6.92E-2} HP^{2.28E-1}} \quad \text{Eq. 2.9}$$

Os autores chegaram à conclusão de que dentre os seis parâmetros estruturais analisados, a distribuição de carga, a relação vão e profundidade da viga e a rigidez axial relativa mostraram uma influência muito limitada à resistência ao fogo da viga. Contudo a área da seção transversal e a rigidez rotacional relativa tiveram um fator dominante na resistência a altas temperaturas. Os parâmetros térmicos incluíram o revestimento contra o fogo e o perímetro aquecido. O revestimento ao fogo mostrou uma influência significativa no comportamento da viga, como já era de se esperar, e mesmo um revestimento mais fino aumentou consideravelmente a resistência às altas temperaturas. Os autores ressaltaram que o perímetro aquecido também foi um fato importante para a resistência. Por fim, com base em análise de regressão linear múltipla, a fórmula empírica desenvolvida pode ser utilizada para prever o tempo de resistência ao fogo de vigas sob situações distintas de projeto. Os autores realizaram ainda um projeto prático de incêndio, demonstrando e ilustrando as vantagens que a utilização da fórmula em questão pode trazer ao dimensionamento de vigas em situação de incêndio. Ressalta-se que, nesta tese de doutorado, será realizada uma análise paramétrica de vigas isoladas, assim como feito por Ahn *et al.* (2013) e tais resultados serão discutidos para avaliar os efeitos das vigas com os elementos adjacentes, uma vez que o trabalho dos autores não levou essa questão em consideração.

Allam *et al.* (2019) investigaram computacionalmente e analiticamente como diferentes níveis de restrição da estrutura circundante, em ação de catenária nas vigas, afetam a sobrevivência das estruturas de aço em situação de incêndio. Os autores concentraram o seu estudo em examinar a deflexão no meio do vão da viga e a força de tração axial de uma viga de aço submetida às altas temperaturas. O estudo leva em consideração os efeitos das restrições axiais, relação de carga, gradiente de temperatura da viga e relação entre o vão e a altura da viga. Os autores ressaltam que foi realizada a investigação em pórticos não mistos, não incluindo a contribuição da ação da laje de concreto. A análise numérica de Allam *et al.* (2019) no programa Vulcan foi realizada aplicando-se duas cargas axiais nas vigas e com a restrição axial sendo imposta nas extremidades, sendo as vigas apoiadas em pilares, conforme mostra A Figura 2.21.

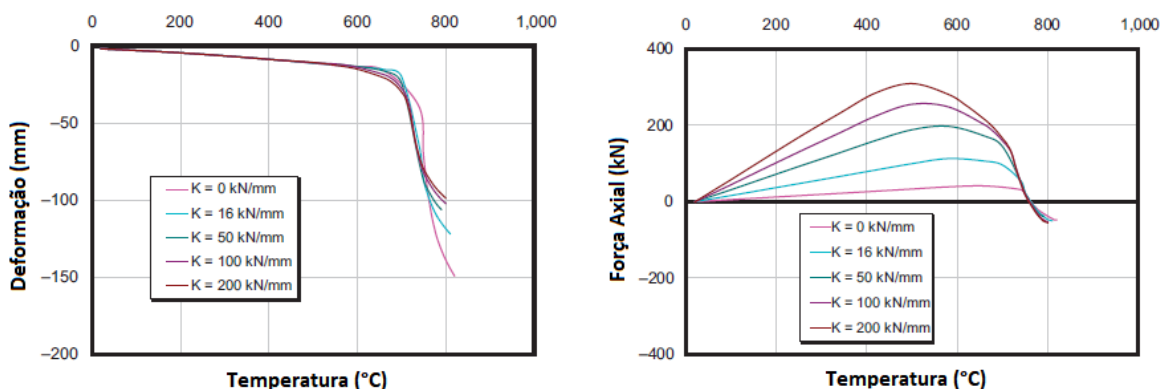
Figura 2.21 – Modelagem computacional utilizada pelos autores



Fonte: (Allam *et al*, 2019 – Adaptado)

Na Figura 2.22 é possível verificar o resultado do efeito da variação da rigidez axial nas vigas estudadas pelos autores. Os autores concluíram que os modelos numéricos mostram a possibilidade de simular análises de vigas em situação de incêndio, com bons resultados, baseando-se em resultados experimentais validados pelos autores no seu trabalho. Um comportamento relatado pelos autores é que, como já conhecido, vigas e pilares dimensionados como elementos separados em situação de incêndio é bem distinto do comportamento desses elementos inseridos no pórtico como um todo. A resistência ao fogo da viga é consideravelmente menor do que a resistência ao fogo do pórtico completo.

Figura 2.22 – Efeitos da variação da restrição axial no comportamento de vigas em situação de incêndio



Fonte: (Allam *et al*, 2019 – Adaptado)

Outra questão ressaltada pelos autores é que a ação de catenária ocorre e afeta a viga em situação de incêndio, retardando as deformações em situação de incêndio sob o efeito da carga aplicada. Quando a força de tração começa a se desenvolver com grandes deslocamentos, ela

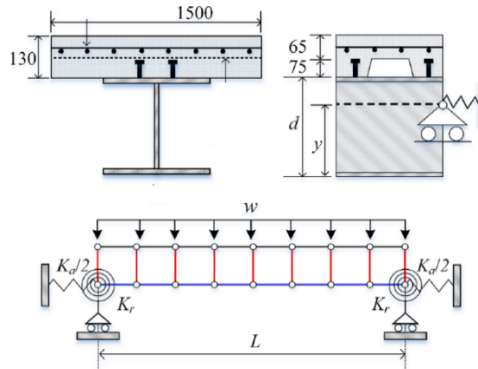
ajuda a viga a agir como um cabo na estrutura adjacente. Nos resultados obtidos por Allam *et al.* (2019), tal força de tração somente se desenvolve em altas temperaturas e com grandes deformações. Os autores ainda concluem que, dependendo de outros fatores, como o nível de restrição axial e a relação de carga, a ação de catenária será desenvolvida na viga, resultando na desaceleração das deformações. Os autores, por fim, ressaltam que, no estudo, forneceram-se evidências indicativas que a ação de catenária pode desempenhar uma ajuda na sobrevivência da viga em situação de incêndio, levantando a possibilidade da revisão dos métodos de dimensionamento para incluir o seu efeito.

Allam *et al.* (2019) ainda concluem que o nível de restrição axial tem um efeito importante no comportamento da viga, uma vez que o aumento da rigidez axial ajuda a ação de catenária a evitar o *run-away* em pequenas deformações. Os estudos também investigaram a influência da variação da taxa de carregamento no comportamento e mostrou que isso afeta a eficácia da ação da catenária quanto à resistência em altas temperaturas. Os autores sugerem que deve haver um cuidado ao selecionar a relação de carga a ser utilizada no projeto. Enfim, Allam *et al.* (2019) ressaltam que grandes deformações vistas em estruturas reais são confundidas como uma falha iminente da estrutura. Contudo, os resultados dos autores mostraram que as flechas de uma viga restringida axialmente podem ser muito maiores que as de uma viga simplesmente apoiada, porém não necessariamente indicam o *run-away*. Ressaltam, ainda, que as deformações são causadas quase que inteiramente pelo aumento do comprimento da viga por conta da expansão térmica. Essas deformações não são sinais de perda de resistência ou rigidez da viga, até pelo fato de que, no estágio final do incêndio, a ação de catenária atrasa o *run-away*.

Martinez e Jeffers (2021) realizaram uma análise paramétrica de vigas de aço-concreto expostas ao fogo, utilizando o *software* ABAQUS. O principal objetivo do trabalho dos autores foi estudar a influência da rigidez axial, da esbeltez da viga, do nível de carregamento e da localização da restrição axial. O esquema das vigas mistas com restrição axial utilizado pelos autores pode ser visto na Figura 2.23. Os autores utilizaram laje do tipo *steel deck* para suas análises. A resistência à compressão do concreto utilizado nas lajes foi de 34,5 MPa. A resistência ao escoamento do aço do perfil foi de 345 MPa. As vigas mistas dos modelos dos autores possuem restrição axial e rotacional em ambos os lados. Contudo, os autores ressaltaram que não estudaram a influência da rigidez rotacional e atribuíram um valor correspondente a 10% da rigidez rotacional da viga, valor escolhido arbitrariamente. Além disso, os autores utilizaram como material de revestimento contra o fogo a argamassa projetada CACFO *type*

300. Uma questão importante da análise paramétrica de Martinez e Jeffers (2021) é que os autores variaram a localização da restrição axial para levar em consideração a influência dessa posição. Utilizaram também a curva de incêndio padrão da ASTM E119 e, além dela, usaram a curva de incêndio natural estabelecida por Pettersson *et al.* (1976, apud Martinez e Jeffers, 2021).

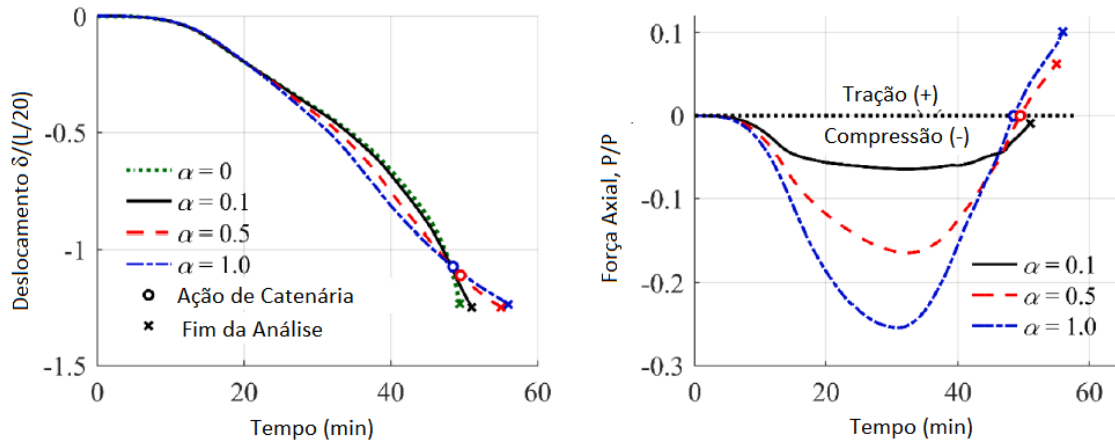
Figura 2.23 – Configuração do estudo paramétrico de vigas mistas de aço e concreto



Fonte: (Martinez e Jeffers, 2021)

De acordo com os autores, a resposta da viga mista é altamente influenciada por sua restrição axial. Na Figura 2.24, é possível ver um dos resultados de Martinez e Jeffers (2021) para os deslocamentos no centro do vão e das reações de apoio axial da viga. Um dos comportamentos visto pelos autores é que as forças de compressão axial reduzem a capacidade de momento da viga, da mesma forma que o aumento da força axial reduz a capacidade de momento de uma viga-coluna. Os autores mostraram que há um aumento no pico da força axial de compressão, conforme se aumenta a restrição axial. Como resultado, o aumento da restrição axial leva a altos valores de forças de compressão, resultando em grandes deformações nos estágios iniciais do incêndio. Além disso, conforme já visto em outros trabalhos citados nesta tese, em um estágio mais tardio do incêndio há uma redução das deformações, decorrente da ação de catenária. Durante a ação de catenária, o comportamento principal da viga passa a ser uma resposta axial, devido às forças de tração. Uma outra questão observada por Martinez e Jeffers (2021) é que o tempo de ocorrência da ação de catenária não é influenciado pela rigidez axial. Ademais, foi observado que a falha de modelos com baixas restrições axiais mostra que nem todas as vigas com restrição axial sofrem ação de catenária. Finalmente os autores ressaltam que as forças axiais de tração na ação de catenária podem atingir até 10% da capacidade axial da viga de aço em temperatura ambiente.

Figura 2.24 – Influência da rigidez axial sob incêndio padrão da ASTM E119



Fonte: (Martinez e Jeffers, 2021 – Adaptado)

No geral, de acordo com Martinez e Jeffers (2021), os resultados mostraram que a resposta de uma viga mista de aço e concreto em situação de incêndio é altamente influenciada pelo comprimento da viga. Vigas mais curtas falham ainda na fase de compressão, enquanto as vigas com maiores vãos tendem a falhar na fase de catenária. Além do que, os autores verificaram condições favoráveis para induzir a ação de catenária que pode ser utilizada por engenheiros para melhorar a resistência ao fogo de vigas mistas com restrição axial. Essas condições, de acordo com os autores, incluem um maior vão da viga, aumento da rigidez axial, aumento do nível de carga e posicionamento da restrição axial próximo ao topo da viga de aço. Martinez e Jeffers (2021) também citaram que a ação de catenária, na maioria das vezes, se desenvolve após o limite de deformação estabelecido por alguns autores e códigos normativos de $L/20$ a ser atingido. Eles concluem que utilizar esse limite de deformação para avaliação da resistência ao fogo de uma viga mista pode prejudicar seu desempenho, que é aprimorado quando associado à ação de catenária e, além do mais, deslocamentos muito grandes são necessários para ativar a ação de catenária.

Ainda segundo os autores, embora o uso de um critério de falha baseado em deslocamentos seja comum na engenharia estrutural, este critério deve ser utilizado apenas para estruturas não restritas que possuem o *run-away* no início do incêndio. No estudo numérico dos autores, a resistência ao fogo foi tomada como o último ponto de convergência da análise estática. Contudo, ressaltam que deve haver um cuidado com essa métrica, pois a instabilidade da análise estática não implica em falha estrutural, na maior parte dos casos. Outro ponto citado é que os limites de deformação podem ser aplicados em trabalhos experimentais por razões

práticas, para não causarem danos aos fornos ou em outros equipamentos de testes. Martinez e Jeffers (2021) explicam que o esmagamento do concreto e a fissuração da laje ocorrem em deslocamentos muito grandes. No estudo paramétrico elaborado por eles, a instabilidade numérica ocorreu antes que a ruptura do concreto pudesse ser alcançada, portanto o efeito sobre a viga mista restringida não foi investigado de uma forma rigorosa. Ressaltam ainda que os engenheiros devem estar atentos ao esmagamento excessivo do concreto e à fissuração da laje, pois estes danos podem levar à falha da integridade do compartimento. Finalmente, deve-se considerar os efeitos de grandes forças de tração sobre as ligações da viga. Os autores ressaltaram que os detalhes das ligações não foram considerados no modelo de análise e, portanto, modos de falha potenciais associados às ligações não foram considerados. É importante observar que nesta tese se levará em conta a interação em que tais efeitos possuem com os elementos adjacentes não estudados por estes e outros autores, demonstrando-se, assim, o ineditismo do tema. Além disso, para que não haja problemas de convergência antes dos elementos estruturais apresentarem deslocamentos excessivos como citado pelos autores, nesta tese será utilizado o Solver ABAQUS/Explicit. No Capítulo 3 dessa tese será explicado o funcionamento do método numérico e como o mesmo irá ajudar nas simulações numéricas da tese.

2.2. Estudo de Pórticos de Aço em Situação de Incêndio

Como o foco desta tese de doutorado é a investigação da influência das vigas nos pilares em pórticos de aço em situação de incêndio, faz-se mister demonstrar o comportamento dessas estruturas, além de demonstrar o ineditismo das análises que serão realizadas. Com isto, neste presente capítulo, serão destacados alguns dos principais trabalhos desenvolvidos nos campos experimentais e numéricos de pórticos bidimensionais em situação de incêndio, compostos com perfis simples de aço ou mistos de aço e concreto, revestidos ou não contra o fogo. Foram pesquisadas dezenas de bibliografias, entretanto, foram inseridas neste trabalho somente aquelas que justificam o ineditismo do tema.

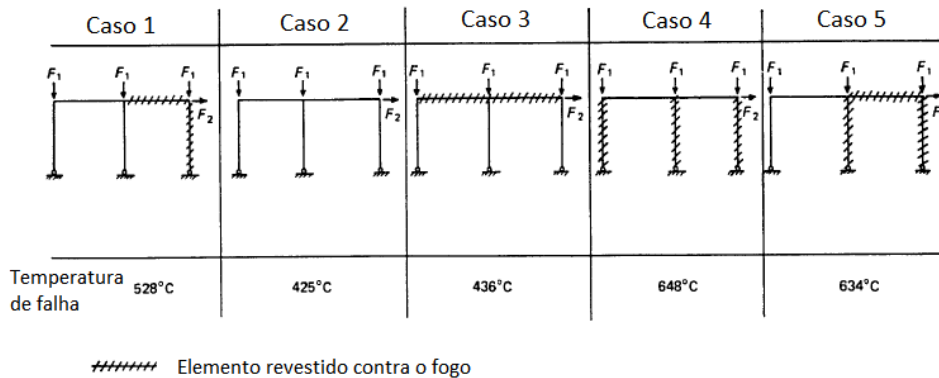
Diversos estudos numéricos foram realizados para verificar o comportamento de pórticos de estruturas de aço em situação de incêndio ao longo dos anos. Os principais objetivos desses estudos é demonstrar a resistência ao fogo e como a resposta global da estrutura de pórticos influencia na consideração da segurança ao incêndio. Historicamente, um dos

primeiros trabalhos em elementos finitos para a análise de pórticos planos em situação de incêndio foi desenvolvido por Jain e Rao (1983). Os autores incorporaram em sua análise a não linearidade geométrica, a qual considera o efeito da fluência, as grandes deformações e mudanças nas propriedades mecânicas do material sob efeitos de altas temperaturas. Os autores concluíram que, com esse estudo, poderia ser previsto o tempo ao qual a estrutura não entraria em ruína sob altas temperaturas.

Rubert e Schaumann (1986) realizaram diversos modelos de pórticos de seções de aço em situação de incêndio para determinar quais parâmetros influenciariam nas temperaturas críticas dos elementos. Os autores, por intermédio de análise numérica computacional, obtiveram conceitos básicos para a avaliação da resistência ao fogo dos elementos isolados, sujeitos principalmente à flexão ou sujeitos à instabilidade. Como principal conclusão, os autores verificaram que o fator de utilização de carga e a taxa de esbeltez do pórtico como um todo são características essenciais para o dimensionamento de pórticos em situação de incêndio. Este trabalho foi um marco para os demais autores, que viriam a realizar análises de pórticos em situação de incêndio, citados neste capítulo.

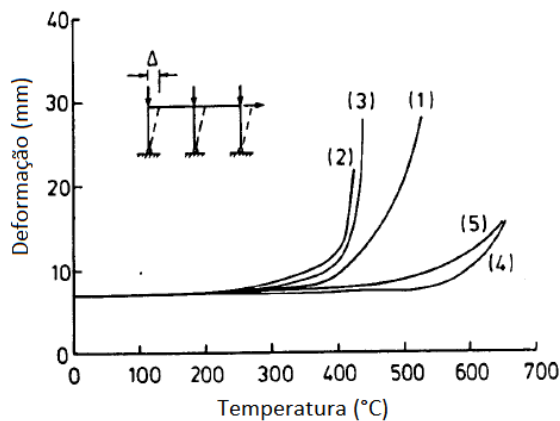
Destaca-se como referência na análise numérica do comportamento de pórticos o trabalho de Saab e Nethercot (1991). Os autores realizaram uma formulação usando o método dos elementos finitos para análise não linear de pórticos bidimensionais em situação de incêndio. A deterioração da resistência do material, conforme o aumento de temperatura, foi representada pela relação tensão-deformação, usando as equações de Ramberg-Osgood. O aumento de carga e temperatura nas estruturas foram analisadas utilizando o processo incremental de Newton-Raphson. A análise permitiu aos autores verificar o histórico de deformação e se o colapso nos pórticos se dá pela carga ou pela temperatura crítica do elemento. Foram incluídos os efeitos da não linearidade geométrica, comportamento do material conforme a variação de temperatura, além da variação da distribuição da temperatura ao longo de cada elemento estrutural. Os efeitos das deformações térmicas e tensões residuais também foram consideradas no trabalho de Saab e Nethercot (1991). Na Figura 2.25, pode ser visto um exemplo ilustrativo dos autores, submetido a carregamentos conforme indicados, e, na Figura 2.26, pode ser visto os resultados dos deslocamentos no topo dos pórticos e suas respectivas temperaturas críticas.

Figura 2.25 – Análise paramétrica realizada pelos autores



Fonte: (Saab e Nethercot, 1991 – Adaptado)

Figura 2.26 – Resultado das deformações das análises paramétricas



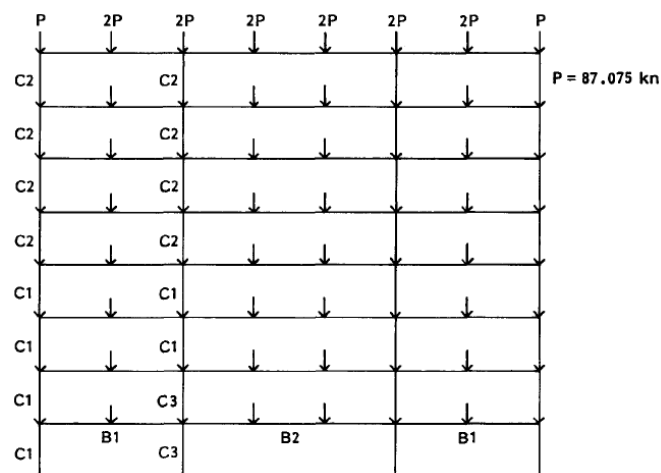
Fonte: (Saab e Nethercot, 1991 – Adaptado)

A utilização do revestimento contra o fogo em uma das vigas e em um pilar aumentou 21% o valor da temperatura crítica, mas o revestimento em todos os pilares do pórtico aumentou a temperatura crítica para 648°C. A variação nas temperaturas críticas, segundo os autores, é explicada pela variação do posicionamento do revestimento contra o fogo e o respectivo comportamento da estrutura quanto aos deslocamentos. Por fim, Saab e Nethercot (1991) afirmam que todos os casos estudados possuem resultados satisfatórios em comparação aos resultados experimentais para elementos isolados. Apesar do trabalho em questão ser demasiadamente antigo, nele foi tratado da parametrização do revestimento contra o fogo e, obviamente, não se verificou os efeitos dos elementos adjacentes nos pilares – o que será estudado nesta tese.

Devido à impossibilidade da modelagem numérica de pórticos tridimensionais à época, Wang *et al.* (1995) realizaram extenso estudo paramétrico de subpórticos isolados de aço,

bidimensionais, em situação de incêndio, comparando os resultados com o comportamento de um pórtico completo. A estrutura completa é uma representação da estrutura construída nos laboratórios de Cardington. Esta estrutura possui oito pavimentos, composta de pilares de aço e vigas mistas de aço e concreto (Figura 2.27). Para o estudo em questão, os autores assumiram ligações rígidas entre as vigas e pilares. As propriedades dos materiais em altas temperaturas foram utilizadas seguindo critérios da Eurocode Parte 1.2. Uma consideração importante na modelagem é que o incêndio foi assumido como confinado em um compartimento (em um vão) e em um pavimento, somente.

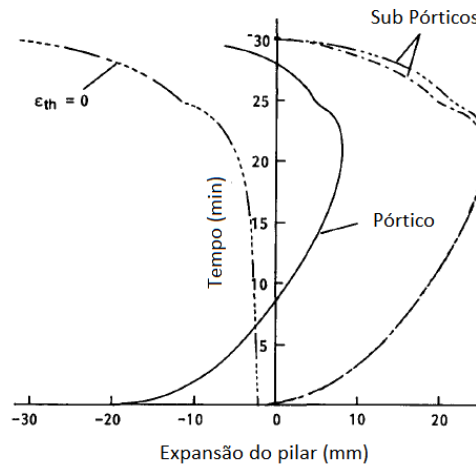
Figura 2.27 – Layout da modelagem numérica



Fonte: (Wang *et al.*, 1995)

De acordo com o Wang *et al.* (1995), o pórtico foi primeiramente analisado completo com o incêndio em cada pavimento. Em seguida, foram analisados subpórticos com diferentes combinações nas condições de contorno, representando trechos do pórtico completo. Na Figura 2.28, pode ser vista a comparação da variação da expansão térmica dos pilares com o tempo de incêndio, levando em consideração o pórtico completo e os subpórticos. De acordo com os autores, foi observado que o comportamento do compartimento aquecido como parte do pórtico inteiro é muito similar ao comportamento de subpórticos, sugerindo que os subpórticos podem ser usados para substituir os pórticos completos na análise estrutural. Essa conclusão também implica que as condições de contorno têm influência insignificante no comportamento de cada subpórtico.

Figura 2.28 – Variação da expansão do pilar, comparando o pórtico completo com subpórtico



Fonte: (Wang *et al.*, 1995)

Uma consideração de extrema importância relatada por Wang *et al.* (1995) é que um momento fletor de valor substancial é desenvolvido no pilar aquecido no estágio inicial de aumento de temperatura, devido à expansão térmica da viga, que aplica um momento negativo ao pilar. Contudo, tal momento diminui rapidamente à medida que a falha se aproxima, indicando que o pilar atua como um apoio simples virtual. De acordo com os autores, tal suposição é razoável, pois, na falha do pilar, tal elemento perde quase toda sua rigidez à flexão, enquanto que a ruptura da viga se concentra na região com maior tensão e a parte menos tensionada possui uma rigidez substancial que, de acordo com Wang *et al.* (1995), pode ser assumida como infinita, uma vez que o pilar possui rigidez à flexão pequena próxima à temperatura crítica. Portanto, nenhum momento é transferido para o pilar. Isso implica que em um dimensionamento em situação de incêndio de um pilar é necessário considerar apenas as cargas axiais, evitando a complicação de avaliação de momentos fletores para o cálculo da sua temperatura crítica.

Sobre a influência da restrição axial, os autores demonstram que para os modelos de pórticos e subpórticos, a força axial nos pilares aumenta ligeiramente e depois diminui. De acordo com Wang *et al.* (1995), isso decorre da restrição axial imposta por outros elementos do pórtico, quando a expansão térmica do pilar não é permitida. No estágio inicial do incêndio, a expansão térmica resulta em um aumento no comprimento do pilar, fazendo com que o pilar empurre as vigas adjacentes para cima. Em consequência desse efeito, surge uma carga de compressão axial no pilar. Contudo, ao aumento de temperatura e a consequente redução das propriedades dos materiais, o encurtamento do pilar devido às tensões de compressão irá anular a expansão térmica, resultando na ação do pilar puxando o pórtico restante. Com isso, uma

carga de tração adicional é produzida no pilar. Tal comportamento fica bem evidente na Figura 2.28 vista anteriormente.

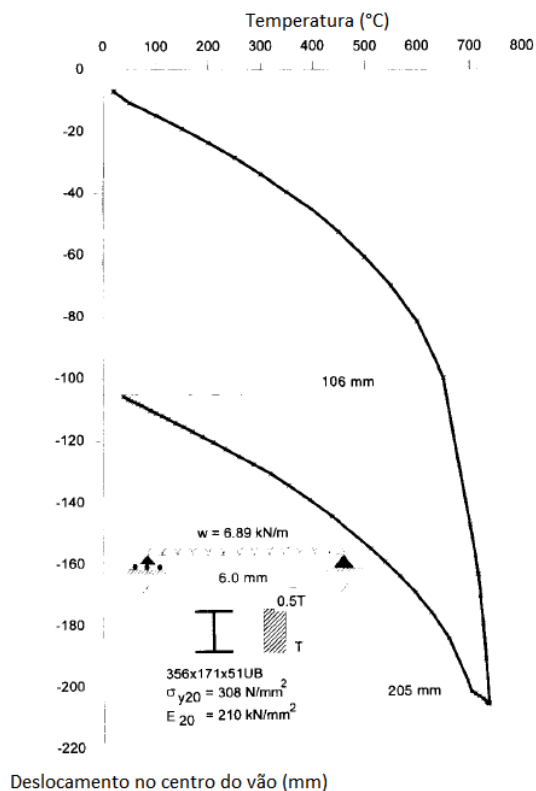
Como conclusão ao seu estudo, Wang *et al.* (1995) afirmam, conforme já explicado, que a análise estrutural por subpórticos pode ser realizada em situação de incêndio com suas condições de contorno tendo pouca influência nos resultados. Além disso, os autores afirmam que os momentos fletores que aparecem nos pilares durante o incêndio, devido à expansão da viga, podem ser desprezados do cálculo. Concluem, ainda, que a restrição dos pilares à expansão térmica é importante e deve ser avaliada com cuidado, pelos efeitos adicionais que podem causar à estrutura adjacente. Por fim, ressalta-se que, nesta tese de doutorado, o efeito citado sobre momentos fletores adicionais nos pilares serão extensamente avaliados para quando os pilares e ou as vigas estiverem revestidos contra o fogo, para verificar se, de fato, tais momentos fletores podem ser desconsiderados do dimensionamento por meio de parametrização de diversos modelos estruturais distintos.

Para investigar o comportamento na fase de resfriamento e o efeito da propagação do fogo em edifícios de aço em situação de incêndio, Bailey *et al.* (1996) realizaram uma programação adicional para incluir a possibilidade da reversão de tensão dentro da relação constitutiva do material em um modelo computacional existente, capaz de prever a resposta de pórticos de aço com ligações semirrígidas, levando em consideração o sistema de piso em altas temperaturas. A partir dessa inclusão no programa, os autores realizaram uma extensa análise paramétrica para dar uma indicação de prováveis efeitos do comportamento de resfriamento dentro da análise numérica.

De acordo com Bailey *et al.* (1996), a maioria dos trabalhos analíticos feitos até então considerou apenas o comportamento das estruturas de aço até a temperatura máxima. Os autores citam uma pesquisa realizada àquela época em que se estudou o comportamento estrutural durante a fase de resfriamento. Neste ensaio, foi detectado uma falha de localização nas ligações entre vigas e pilares. As análises preliminares mostraram que esse comportamento pode ter surgido devido às altas forças de tração axial que se desenvolveu durante o resfriamento. Com isso, existe uma possibilidade de que a integridade da estrutura permaneça inalterada até a temperatura máxima do incêndio, mas essa integridade pode se perder durante a fase do resfriamento. Com isso, os autores citaram a necessidade de uma estimativa de forças residuais, que só poderiam ser calculadas se a fase de resfriamento do incêndio fosse incluída.

Para investigar o comportamento de vigas com o efeito do resfriamento, estudou-se uma viga simplesmente apoiada, submetida a um carregamento distribuído, em que os resultados podem ser vistos na Figura 2.29. A viga foi aquecida até uma temperatura de 734°C, com um deslocamento no centro do vão de 205 mm. A viga, então, foi resfriada até a temperatura ambiente, resultando numa deformação residual de 106 mm.

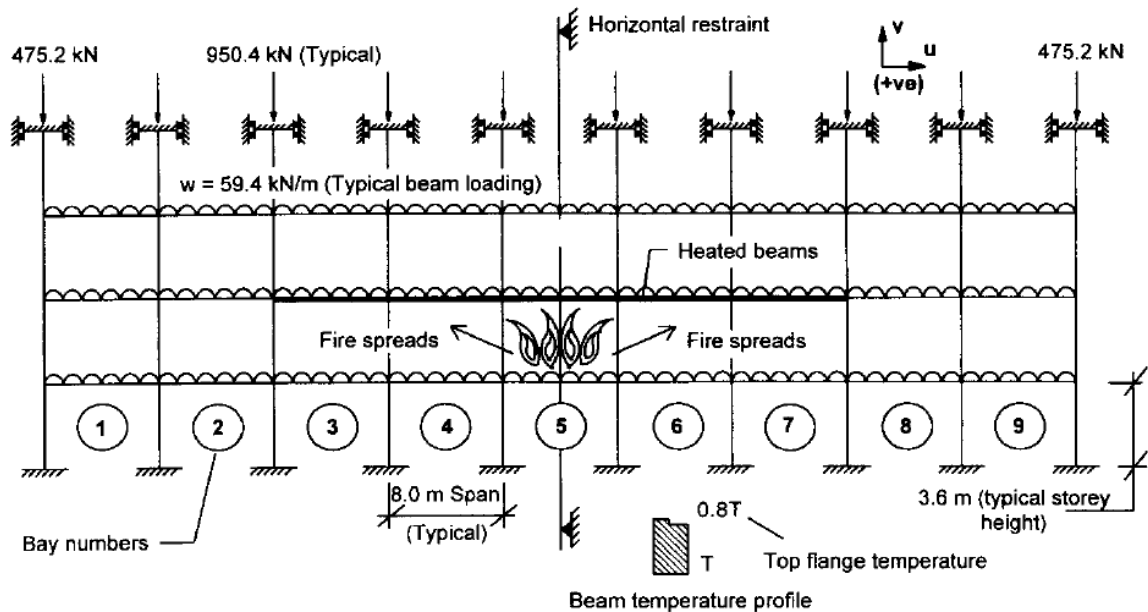
Figura 2.29 – Curva temperatura x deslocamento durante o aquecimento e resfriamento da viga



Fonte: (Bailey *et al.*, 1996)

Para permitir uma investigação dos efeitos da propagação do fogo entre compartimentos horizontais, Bailey *et al.* (1996) realizaram um modelo numérico de um pórtico bidimensional, com ligações do tipo rígidas entre os elementos. A fim de parametrizar seus estudos, os autores consideraram quatro cenários distintos de incêndio, envolvendo duas regiões submetidas ao incêndio com tamanhos diferentes, nas quais as análises estruturais com a propagação de incêndio são comparadas com as análises em que é considerado o aquecimento simultâneo em todas as regiões é considerado. Na Figura 2.30 é possível verificar o modelo estudado pelos autores.

Figura 2.30 – Pórtico bidimensional sujeito à propagação de incêndio



Fonte: (Bailey *et al.*, 1996)

A partir dos resultados encontrados pelos autores, Bailey *et al.* (1996) demonstraram que o efeito de propagação de incêndio em um pórtico bidimensional produz maiores deslocamentos nas vigas dos vãos onde o incêndio está acontecendo, em comparação com o aquecimento simultâneo de todos os vãos. Observou-se pelos autores que, uma vez que a viga começa a esfriar, as vigas adjacentes começam a aquecer a uma taxa muito mais rápida e, com isso, uma compressão extra é induzida na viga que está resfriando, aumentando o seu deslocamento vertical. Tal deslocamento só começará a reduzir quando as forças de compressão induzidas pelas vigas adjacentes começarem a diminuir. Além disso, os autores citam que é provável que a propagação vertical do fogo possa ter efeitos significativos, embora diferentes, e que dependeria do grau de proteção contra o fogo aplicado aos elementos verticais. Por fim, Bailey *et al.* (1996) afirmam que mais estudos devem ser realizados para que tais conclusões possam ser efetivas. Ressalta-se que nesta tese não serão estudados os efeitos de propagação do fogo entre os compartimentos e nem os efeitos de resfriamento, contudo, será estudado qual o efeito que o incêndio localizado em um determinado compartimento pode influenciar nos elementos adjacentes, em especial os pilares de canto e extremidade.

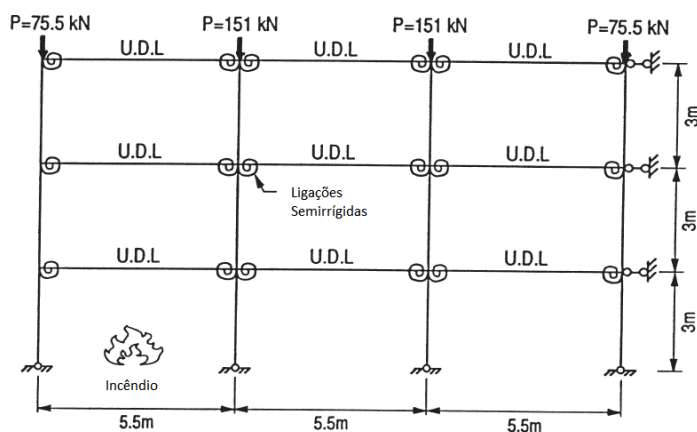
Liew *et al.* (1998) descrevem uma metodologia para estudar o comportamento de grandes deslocamentos, de forma inelástica, de pórticos submetidos a incêndios localizados. A principal característica da análise numérica proposta pelos autores é a utilização de um elemento para cada membro componente do modelo estrutural, obtendo uma representação realística

do comportamento não linear do material da geometria da estrutura. Foram utilizadas a curva de incêndio padrão da ISO e a curva de incêndio natural para simular o fogo nas análises. A transferência de calor foi calculada utilizando uma malha refinada de elementos finitos, enquanto as respostas termomecânicas foram calculadas por uma técnica de elemento finito não linear baseada em uma formulação elastoplástica de viga-coluna. Foi realizada análise numérica em vigas e pilares isolados para ilustrar os modelos de análise avançada desenvolvidos pelos autores e, comparando os resultados das temperaturas críticas encontradas na análise com as fornecidas pelo código britânico BS5950: Part 8.

A partir das considerações mencionadas, Liew *et al.* (1998) realizaram estudos numéricos em pórtico bidimensional exposto ao incêndio natural para avaliar a influência dos tipos de incêndio na estabilidade geral do pórtico. O pórtico utilizado no estudo (Figura 2.31) possui três vãos e três pavimentos, com as ligações entre as vigas e pilares consideradas como semirrígidas e com as características de momento *versus* rotação definida no trabalho dos autores. Um aspecto importante é que a mesa superior da viga foi assumida como sendo protegida com uma laje de concreto – com isso, a viga foi modelada com incêndio somente nas três faces inferiores. Foram então realizadas análises comparativas entre os pilares estarem ou expostos ou revestidos contra o fogo.

Para os pórticos com os pilares sem revestimento contra o fogo, expostos a uma elevação de temperatura com a curva de incêndio padrão, forma-se primeiramente uma rótula plástica na viga, com 12 minutos de incêndio e, continuando o aquecimento, forma-se rótulas plásticas no centro do pilar e no seu topo, do pavimento analisado, com uma temperatura crítica de 664°C e um tempo de incêndio de 13 minutos aproximadamente. Para todos os casos de elevação de temperatura analisados por Liew *et al.* (1998), as análises mostraram que a limitação de deformação da viga de $L/20$ não foi alcançada antes do colapso do pórtico. Com isso, mostrou-se que o pilar interno é o elemento mais crítico que pode levar o pórtico à ruína. De acordo com os autores, a análise avançada por eles proposta prevê uma temperatura crítica aproximadamente 3% maior que a da abordagem convencional de projeto.

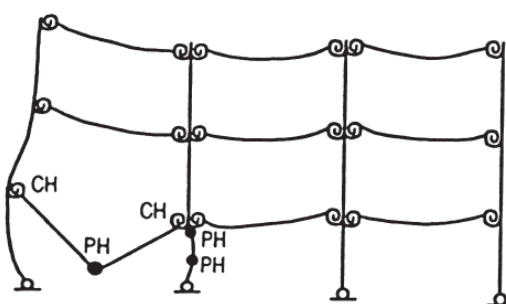
Figura 2.31 – Pórtico de múltiplos vãos e pavimentos submetido a incêndio localizado



Fonte: (Liew *et al.*, 1998 – Adaptado)

De acordo com Liew *et al.* (1998), em pórticos em que os pilares estão revestidos contra o fogo e somente as vigas não possuem tal proteção, o estado limite é governado pela deformação máxima da viga ($L/20$). O tempo em que a viga alcança sua deformação limite é de 14 minutos, aproximadamente, com um ganho de 8% de tempo em relação ao pórtico com pilares sem revestimento contra o fogo. Por fim, os autores afirmam, a partir do estudo, que os pilares são os elementos mais críticos do pórtico e que esses elementos necessitam do revestimento contra o fogo. Na Figura 2.32, é possível ver o mecanismo de colapso do pórtico exposto ao aquecimento pela curva de incêndio padrão.

Figura 2.32 – Deformação e mecanismo de colapso do estudo



Colapso do Pilar (Rótula Plástica)
 Tempo - 792 s
 Temperatura do Pilar - 664°C
 Temperatura da Viga - 641°C

Fonte: (Liew *et al.*, 1998 – Adaptado)

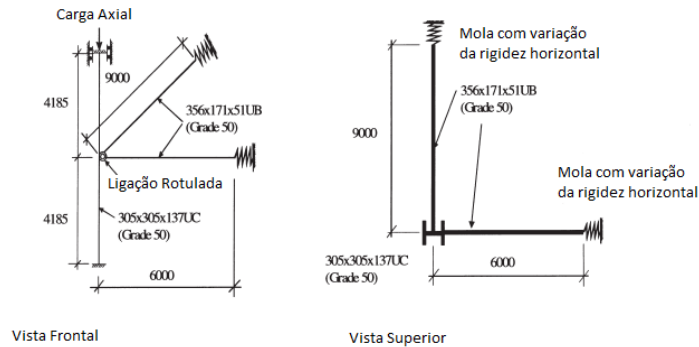
Como conclusão do estudo, Liew *et al.* (1998) afirmam que as análises de pórticos sujeitos a incêndios localizados mostraram que as estruturas, no geral, possuem uma maior resistência ao fogo do que os elementos isolados, uma vez que as cargas são transferidas dos

elementos mais fracos para outras partes da estrutura que estão mais afastadas do incêndio. Concluem que o projeto tradicional de resistência ao fogo pode ser excessivamente conservador, pois o comportamento estrutural é estimado com a relação temperatura-tempo do incêndio padrão. Com a ferramenta de análise avançada desenvolvida por Liew *et al.* (1998), pode-se avaliar o comportamento do conjunto por completo, a partir de condições mais realistas de incêndio, simulando com mais precisão a transferência de calor e o comportamento dos elementos da estrutura. Segundo os autores, a principal vantagem da análise avançada é que esta não se restringe ao incêndio padrão, mas pode ser usada para qualquer incêndio natural - em que pode ser determinada a sua característica em relação à curva de temperatura-tempo.

Uma outra consideração estudada no trabalho de Liew *et al.* (1998) é a propagação do fogo entre os compartimentos, já que as temperaturas não mudam uniformemente na região incendiada. Com isso, os autores concluíram que, uma vez que a viga comece a esfriar, a viga adjacente começa a aquecer a uma taxa mais rápida, fazendo com que uma compressão extra seja induzida na viga em resfriamento, aumentando a sua deformação. Esta deformação aumenta até que as forças de compressão induzidas pelas vigas adjacentes diminuam. Isso corrobora o trabalho de Bailey *et al.* (1996), como visto anteriormente nesta tese. Ressalta-se que as parametrizações no estudo de pórticos, como vistas em Liew *et al.* (1998), com a consideração do revestimento nos pilares, nas vigas, em ambos os elementos – assim como considerações distintas nas rigidezes das ligações – serão foco de estudo desta tese.

A partir dos resultados do ensaio de incêndio de Cardington, Bailey (2000) investigou analiticamente o comportamento estrutural de pilares de pórticos em situação de incêndio, inseridos em tipologias distintas de estruturas e tipos de incêndio, para estudar o comportamento de pilares devido ao deslocamento lateral causado pela expansão térmica das vigas adjacentes a esses elementos. O modelo utilizado na parametrização de Bailey (2000) está representado na Figura 2.33. Ressalta-se que, de acordo com o autor, as lajes do pavimento são ignoradas, mas as vigas aquecidas possuem travamentos laterais. Também não foram aplicadas cargas nas vigas e os pilares não possuem restrição axial à expansão térmica, exceto a restrição que é provida pela rigidez à flexão da ligação com as vigas e, por fim, os pilares estão submetidos a uma imperfeição inicial de um valor de $L/1000$ em torno do menor eixo.

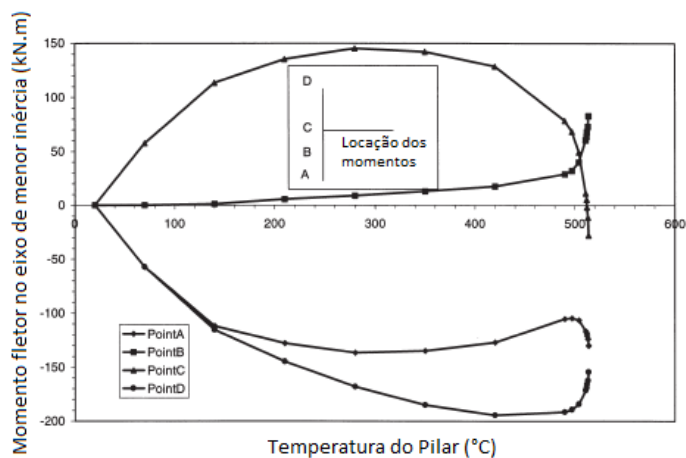
Figura 2.33 – Modelo utilizado no estudo paramétrico



Fonte: (Bailey, 2000 - Adaptado)

Os parâmetros analisados por Bailey (2000) foram: taxas de aquecimento entre as vigas e os pilares; dimensão das vigas; dimensão dos pilares; rigidez da ligação viga-pilar; restrição axial de uma das vigas aquecidas; vão das vigas; rigidez da base dos pilares e carga axial no pilar. Na Figura 2.34, pode ser visto o resultado dos momentos fletores no pilar em torno do eixo de menor inércia, com uma taxa de carregamento igual a 0.6 do carregamento máximo do pilar em temperatura ambiente e com um aquecimento correspondente a 70% do aquecimento imposto à viga. Considerando o comportamento estrutural do pilar, um dos principais focos do trabalho de Bailey (2000), o efeito da expansão da viga causa ao pilar uma dupla curvatura, com altas tensões localizadas na parte superior e inferior do pilar. Este efeito não poderia causar instabilidade, devido à presença de restrição no nível do piso. Contudo, a instabilidade do pilar deve ser iniciada pelo efeito P-Delta, conforme a carga axial aplicada e o deslocamento do pilar.

Figura 2.16 – Momentos fletores no eixo de menor inércia dos pilares



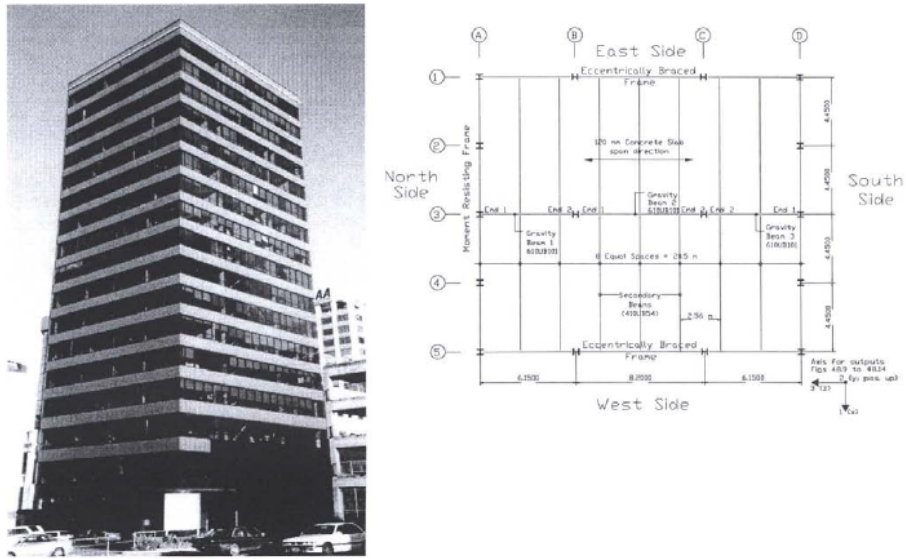
Fonte: (Bailey, 2000 – Adaptado)

Bailey (2000) afirma que a partir das análises apresentadas é possível verificar que a instabilidade pode ocorrer nos pilares, mesmo restringida ao nível do pavimento e com a diminuição do comprimento equivalente. Esta instabilidade foi causada pelo efeito P-Delta do pilar, que foi reforçado devido à forma como o pilar se deforma, causado pela expansão térmica das vigas. As análises mostraram que a instabilidade do pilar é significativamente afetada pela taxa de aquecimento das vigas em relação aos pilares, pela seção transversal das vigas, pelo vão das vigas, pela rigidez da conexão com o pilar aquecido e pela carga axial aplicada no pilar. Além disso, o autor afirma que a seção do pilar e a restrição axial da viga aquecida têm um efeito significativo sobre o comportamento do pilar. Conforme indicado por Bailey (2000), até o momento, havia poucos estudos paramétricos sobre o tema em questão. Será apresentado no Estado da Arte desta tese algumas outras parametrizações que levarão em conta os efeitos citados. Nesta tese, será realizada uma consolidação desses estudos, nos quais os estudos de casos levarão em consideração parametrizações até então inéditas em trabalhos ao redor do mundo.

Moss e Clifton (2001) realizaram uma análise estrutural avançada em um *software* de elementos finitos para determinar até que ponto as vigas de aço sem revestimento contra o fogo podem ser utilizadas em situação de incêndio, como membros de edifícios de múltiplos pavimentos. Para investigar esse efeito, foi estudado um edifício de 17 pavimentos, para determinar o comportamento de como o incêndio se espalha por pavimento. Nas análises, os pilares e os contraventamentos foram revestidos contra o fogo, enquanto as vigas (consideradas como mistas de aço e concreto, devido às lajes do pavimento) não possuem revestimento. Para as análises efetuadas, o incêndio ocorre apenas no segundo nível e se alastra para um quarto do comprimento horizontal da edificação.

A análise estrutural realizada pelos autores foi feita por meio do *software* ABAQUS. A análise, de acordo com os autores, levou em consideração os seguintes aspectos: efeitos das altas temperaturas nas propriedades dos materiais; efeito da restrição lateral e da continuidade provida pelas lajes aos pilares; efeito da ação de vigas mistas e ligações modeladas de forma realista, conforme a execução da estrutura. Além disso, os autores analisaram diferentes cenários, parametrizando diversas influências na estrutura, como, diferentes níveis de incêndio, condições de ventilação distintas, aplicação de cargas laterais simultâneas ao incêndio e variação da magnitude da carga gravitacional. Na Figura 2.35, é possível visualizar a edificação utilizada e de um dos pavimentos analisados pelos autores em questão.

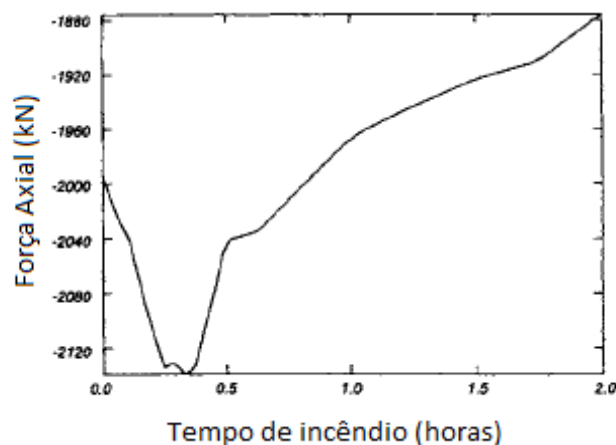
Figura 2.35 – Visualização da edificação modelada



Fonte: (Moss e Clifton, 2001)

Sobre o comportamento das vigas nas modelagens de Moss e Clifton (2001), verificou-se que, durante a fase de aquecimento, as vigas empurraram os pilares de extremidade à medida que sofreram expansão por conta da dilatação térmica. A força de compressão induzida pela viga diminuiu drasticamente durante a fase de resfriamento e, após, tornou-se de tração, com uma força de tração residual pós-incêndio remanescente, por meio da ligação com os pilares em que se apoiavam. Para o comportamento dos pilares, os autores verificaram que a temperatura máxima em qualquer um dos pilares foi de 130°C. Por conta desta temperatura, de acordo com os autores, os pilares permaneceram com comportamento elástico. A força de compressão em um dos pilares, no piso em que o incêndio foi modelado, aumentou cerca de 5% no momento de elevação máxima da temperatura do pilar. Em razão do aquecimento diferente dos pilares em pisos distintos, devido à compartimentação vertical, houve uma variação na carga distribuída ao pilar analisado pelas vigas que suportam o carregamento do piso. O pico de carga do pilar ocorreu 1 1/2 h após o início do incêndio. Ainda de acordo com os autores, caso houvesse uma queda do teto, ou seja, perda da compartimentação vertical, a carga no pilar aumenta cerca de 9%. Na Figura 2.36, é possível verificar a variação das forças axiais em um dos pilares analisados.

Figura 2.36 – Força axial em um dos pilares no piso incendiado



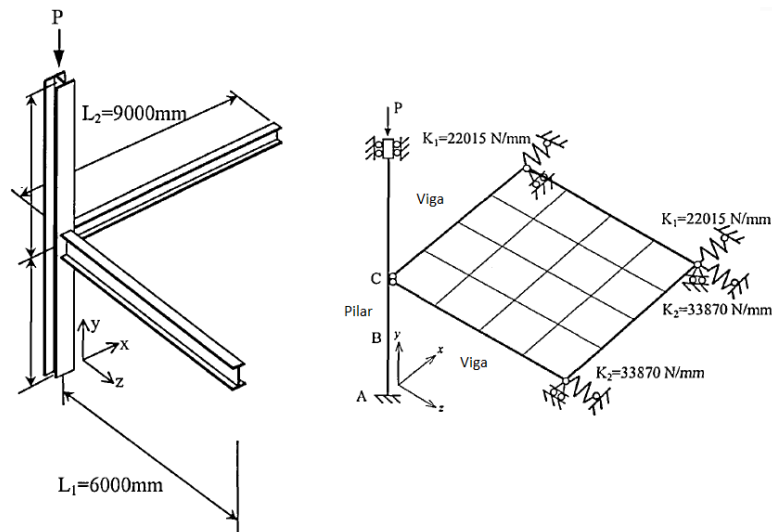
Fonte: (Moss e Clifton, 2001 – Adaptado)

Moss e Clifton (2001) ressaltam que um dos principais resultados da sua pesquisa era a indicação de quanto a edificação acima do piso incendiado seria desestabilizada por conta do incêndio. De acordo com os autores, para o edifício em questão era esperado que o fogo tivesse um efeito mais desestabilizador, quando comparados a edifícios com núcleos rígidos. A partir dos resultados encontrados, os autores verificaram que o movimento lateral da edificação é muito pequeno, inferior a 4 mm, no pico do incêndio, retornando ao local antes do início do incêndio, logo após o resfriamento. Com isso, Moss e Clifton (2001) verificaram que, sem carga lateral aplicada, o incêndio, no pavimento analisado, não tem influência perceptível no movimento lateral de toda a edificação acima do piso do incêndio. Por fim, os autores concluíram, a partir dos resultados acima explicitados, que o edifício em questão, constituído em aço de múltiplos pavimentos, sem revestimento contra o fogo nas vigas, possui um nível adequado de segurança contra o incêndio. Cabe salientar que nesta tese se estudará mais profundamente a possibilidade de não utilização de revestimento contra o fogo em vigas, a partir de uma análise paramétrica com mais variáveis que as utilizadas por Moss e Clifton (2001).

Em sua tese de doutorado, Cai (2002) realizou uma análise paramétrica no programa VULCAN para verificar a capacidade de carga dos pilares de canto em pórticos em situação de incêndio, devido ao fato da expansão das vigas ligadas a estes pilares estarem sem revestimento contra o fogo, mesmo que os pilares estejam revestidos. O autor cita que, embora as análises avançadas via método dos elementos finitos mostrem-se capazes da modelagem desse tipo de pórticos, é muito complexo para ser utilizado rotineiramente.

Para estudar o efeito da expansão térmica das vigas e a interação com os pilares, Cai (2002) realizou um estudo paramétrico de um subpórtico simples, retirado do ensaio de Cardington. Este subpórtico representa o pior caso de *push-out* do pilar. Nesse modelo, duas vigas estão ortogonais a um pilar, conforme a Figura 2.37. Uma carga P constante é inserida no topo do pilar e é assumido que não há carregamento nas vigas. Foram quatro estudos de caso no total: modelo tridimensional; modelo bidimensional; modelo tridimensional com consideração das rigidezes da continuidade das vigas e modelo tridimensional com as lajes do pavimento.

Figura 2.37 – Subpórtico com pilar de canto utilizado para o estudo e representação de um dos modelos utilizados na parametrização

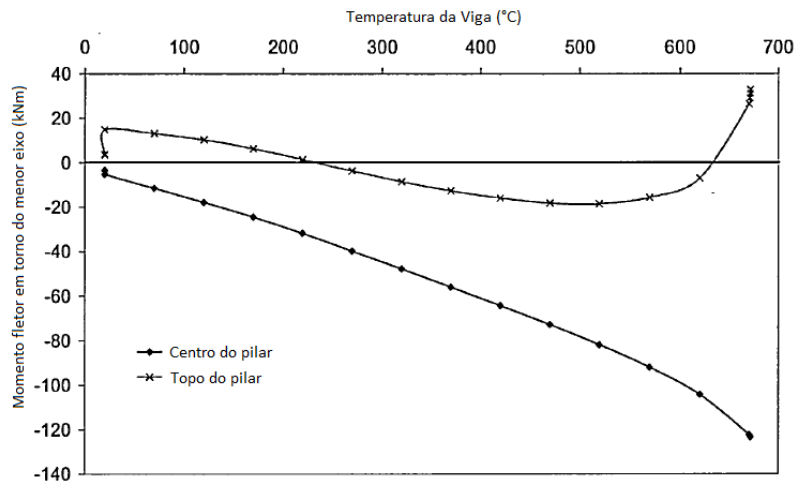


Fonte: (Cai, 2002 – Adaptado)

A partir da parametrização indicada, segundo Cai (2002), os resultados indicam que o fator mais importante na redução da temperatura crítica dos pilares é o efeito P-Delta. A expansão térmica das vigas sem revestimento contra o fogo induz momentos fletores extras no pilar (que pode ser visto na Figura 2.38), à medida que a temperatura crítica do pilar se aproxima, o efeito se inverte e se torna uma força restritiva. Segundo o autor, a laje tem uma influência significativa na redução do efeito da expansão da viga. O efeito *pull-in*, efeito causado pela flexão das vigas "puxando" o pilar para dentro do pórtico, é benéfico para a sobrevivência do pilar, mas pequeno em comparação ao efeito da expansão térmica, sendo essa a principal influência para o efeito P-Delta. Cai (2002) cita que os códigos de projeto existentes podem ser inseguros, para calcular a temperatura crítica do pilar, com base nos códigos de projeto, um comprimento efetivo de flambagem deve ser modificado, levando em consideração

fatores que ajudam a "travar" a estrutura. Por fim, o autor sugere que, se for levado em consideração o comprimento efetivo de flambagem modificado, a redução na capacidade resistente do pilar passa a não ser crítico. Cai (2002) ainda ressalta que o pórtico 2D não apresenta muita diferença de temperatura crítica em relação ao pórtico 3D. Com isso, sugeriu aos projetistas a utilização de cálculos 2D simplificados para a modelagem da instabilidade.

Figura 2.38 – Distribuição de momentos fletores no pilar de canto nos pórticos tridimensionais



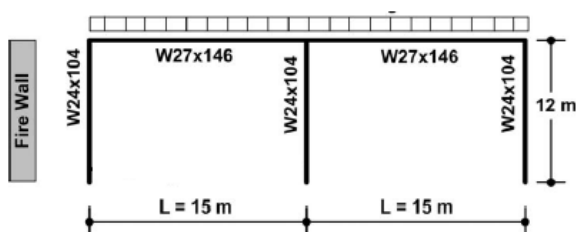
Fonte: (Cai, 2002 – Adaptado)

Como conclusão dos estudos, Cai (2002) afirma que as análises existentes mostram que os códigos de dimensionamento de estruturas em situação de incêndio podem estar contra segurança, uma vez que o efeito P-Delta devido à expansão térmica da viga sem revestimento contra o fogo não é considerado, normalmente, nos projetos de pilares isolados. Além disso, o autor mostra que os momentos introduzidos nos pilares são basicamente causados pelos efeitos de segunda ordem P-Delta, com a força axial do pilar juntamente com a expansão térmica da viga. Uma outra conclusão importante sobre a interação entre vigas e pilares em situação de incêndio, de acordo com Cai (2002), é que a deflexão do pilar e o momento fletor são proporcionais ao efeito térmico, no caso a expansão ou a força axial da viga, que, por sua vez, depende da rigidez. Por fim, o autor explica que as lajes têm uma influência significativa na redução do efeito da expansão da viga em altas temperaturas. Cabe ressaltar que, nesta tese, será utilizado parte do trabalho de Cai (2002) para a validação dos modelos de pórtico. Outrossim, serão realizadas parametrizações não realizadas por Cai (2002), cujos resultados serão inéditos. Além disso, essa tese irá investigar se, realmente, o efeito *pull-in* é benéfico aos pilares.

Para estudar a sequência completa de deformação em pórticos de aço, desde o início da expansão térmica, passando pela instabilidade dos pilares ou formação de rótulas plásticas nas vigas até o colapso, verificando a integridade de paredes contra o fogo em edificações de aço, Ali *et al.* (2004) realizaram modelos de elementos finitos, utilizando o *software* ABAQUS, para determinar a folga de segurança necessária entre o pórtico e as paredes corta-fogo, para permitir que o pórtico se expanda lateralmente sem danificar a parede. As paredes corta-fogo são utilizadas frequentemente para subdividir as edificações e realizar a compartimentação entre os ambientes. De acordo com os autores, os deslocamentos laterais dos prédios causados pelo incêndio podem danificar as paredes corta-fogo e tais elementos, então, perderem a capacidade de conter o incêndio, alastrando-se para outros pontos da edificação, podendo causar o colapso da estrutura.

No estudo de Ali *et al.* (2004), as paredes corta-fogo estão na medida do limite para a deformação lateral do pórtico. O trabalho apresenta resultados para pórticos de aço com dois vãos, com pilares engastados na base e ligações rígidas entre as vigas e pilares. Os autores parametrizaram os vãos das vigas, a altura dos pilares e a seção transversal dos elementos, além de cinco cenários distintos de incêndio. O modelo utilizado por Ali *et al.* (2004) pode ser visto na Figura 2.39

Figura 2.39 – Modelo utilizado na parametrização



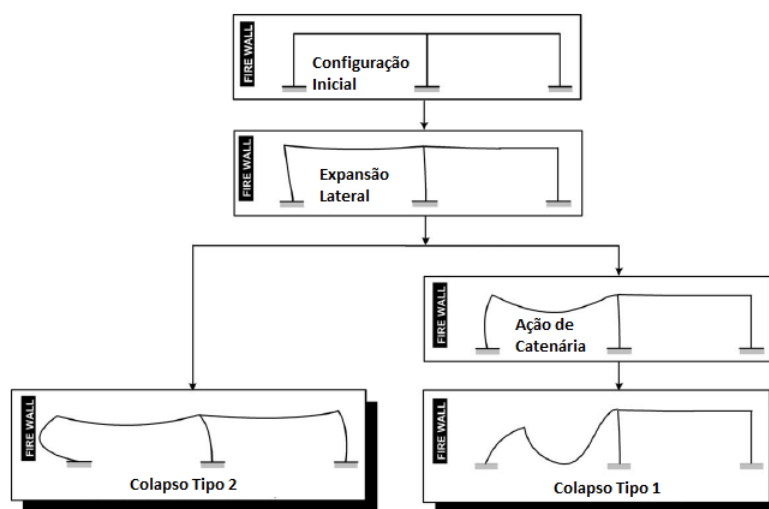
Fonte: (Ali *et al.*, 2004 – Adaptado)

Os resultados das simulações de Ali *et al.* (2004) mostraram que os pórticos possuem dois modos de colapso. No primeiro modo, o pórtico colapsa na direção contrária da parede corta-fogo. No segundo modo, o pórtico colapsa em direção à parede. De acordo com os autores, o colapso do Tipo 1 seria o preferido para a manutenção da integridade das paredes. Segundo Ali *et al.* (2004), quando o fogo se desenvolve, a viga expande, provocando um deslocamento para fora do topo do pilar e uma pequena deformação vertical na viga. Conforme o incêndio continua, a temperatura do aço aumenta e inicia-se a formação de rótulas plásticas, principalmente devido à redução das propriedades mecânicas do aço. Nesta fase de incêndio, o

pórtico mantém a sua forma básica, com um pequeno deslocamento lateral. Com a formação completa da rótula plástica, a viga aumenta muito o seu deslocamento, sob ação de catenária, criando uma carga de tração que puxa o topo do pilar. É essa força que faz com que os pilares colapsem para dentro da edificação.

O colapso do Tipo 2, de acordo com Ali *et al.* (2004), ocorre para quase todos os vãos e alturas distintas de pilares, nos casos em que o incêndio está localizado no pilar ou em uma região mais próxima à parede. A porção aquecida da viga não é extensa o suficiente para causar grandes deformações e, com isso, não será gerada força de catenária capaz de afastar os pilares das paredes, puxando estes elementos para dentro da edificação. Ao passo em que a temperatura de incêndio aumenta, os pilares aquecidos, já deformados lateralmente pela expansão das vigas, apresentam altos valores de flexão e se deslocam em direção à parede. Na Figura 2.40, pode ser vista a sequência de colapso do pórtico estudado pelos autores.

Figura 2.40 – Sequência das deformações e tipos de colapso



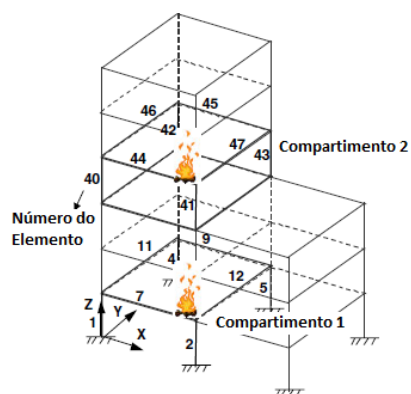
Fonte: (Ali *et al.*, 2004)

Os autores concluíram, a partir dos resultados encontrados, que não se deve armazenar materiais inflamáveis próximos às paredes corta-fogo, para, assim, evitar o incêndio localizado junto aos pilares, pois, neste caso, o pórtico irá falhar pelo colapso Tipo 2. Ali *et al.* (2004) ainda afirmam que a distância mínima entre os pórticos e as paredes corta-fogo depende consideravelmente da escolha da extensão do incêndio. Caso, no projeto, seja considerado, conservadoramente, que o incêndio irá acontecer em ambos os vãos com a mesma intensidade, pode ser necessário que a distância entre o elemento de aço e a parede corta-fogo seja dobrada, em comparação com um cenário de incêndio restrito a um vão mais próximo da parede.

Outra questão ressaltada pelos autores é que o aumento da rigidez do pilar diminuirá os requisitos mínimos de folga entre as paredes corta-fogo e o elemento de aço. Outrossim, os autores ressaltam que a fluência no aço geralmente afeta a deformação lateral dos pórticos. A importância da inclusão da fluência no aço aumenta quando as cargas nos pórticos são mais elevadas e os pilares mais altos. Os autores concluem que ignorar a fluência na análise pode não ser conservador. Por fim, ressalta-se que neste presente trabalho não serão investigados os efeitos dos pórticos em paredes corta-fogo, contudo os resultados encontrados em Ali *et al.* (2004) são de grande valia, pois nesta tese serão avaliados, também, os possíveis modos de falhas em pórticos de aço e mistos de aço e concreto.

Liew e Ma (2004) realizaram uma análise avançada em pórticos tridimensionais expostos a incêndios compartimentados. A análise dos autores é baseada na teoria inelástica de viga-coluna, que pode capturar a capacidade resistente dos elementos em uma estrutura de grande porte em situação de incêndio. O principal objetivo do trabalho dos autores era examinar os efeitos de vários cenários de incêndio na performance global da estrutura. O aquecimento devido ao incêndio foi dado de duas formas: pela utilização da curva de incêndio padrão da ISO 834 e um incêndio paramétrico, segundo os autores, recomendado pelo código europeu EN 1991-1-2. A edificação a ser estudada por Liew e Ma (2004) consiste em um edifício misto de aço e concreto com seis pavimentos, classificado como escritório, sem contraventamentos. Na Figura 2.41, pode ser vista a configuração da edificação utilizada para a análise, com a indicação dos compartimentos sob o efeito do incêndio.

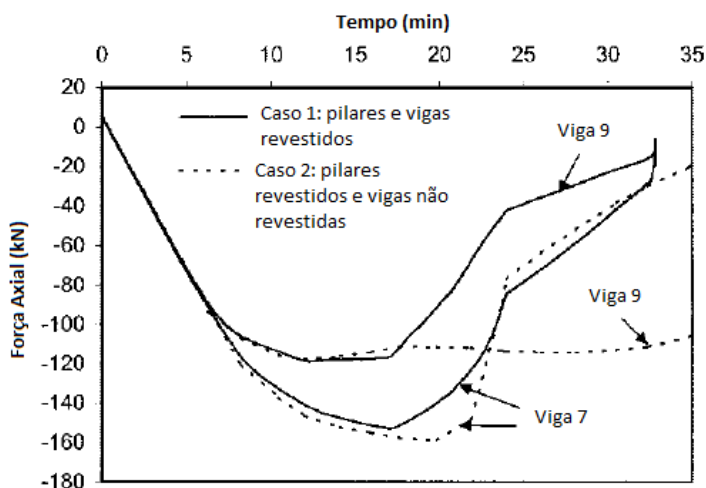
Figura 2.41 – Descrição dos compartimentos e representação do modelo estrutural



Fonte: (Liew e Ma, 2004 – Adaptado)

Para a análise paramétrica, Liew e Ma (2004) estudaram o incêndio nos Compartimentos 1 e 2, com os seguintes casos: todas as vigas e pilares sem revestimento contra o fogo; vigas sem revestimento contra o fogo e pilares com revestimento; revestimento somente nas vigas 7 e 9. Os autores verificaram que, em todos os casos, com o aquecimento pela curva de incêndio padrão, os pilares analisados apresentavam o run-away devido aos deslocamentos excessivos, indicando colapso. Entretanto, tal comportamento não aconteceu em dois casos (quando havia revestimento contra o fogo somente nas vigas 7 e 9 no compartimento 1 e quando os pilares estavam revestidos contra o fogo no compartimento 2). Na Figura 2.42, é possível verificar o resultado das forças axiais nas vigas 7 e 9 para dois casos distintos, que exemplifica bem o comportamento diverso da interação entre viga e pilar, com ou sem revestimento contra o fogo.

Figura 2.42 – Força axial nas vigas 7 e 9 da análise paramétrica



Fonte: (Liew e Ma, 2004 – Adaptado)

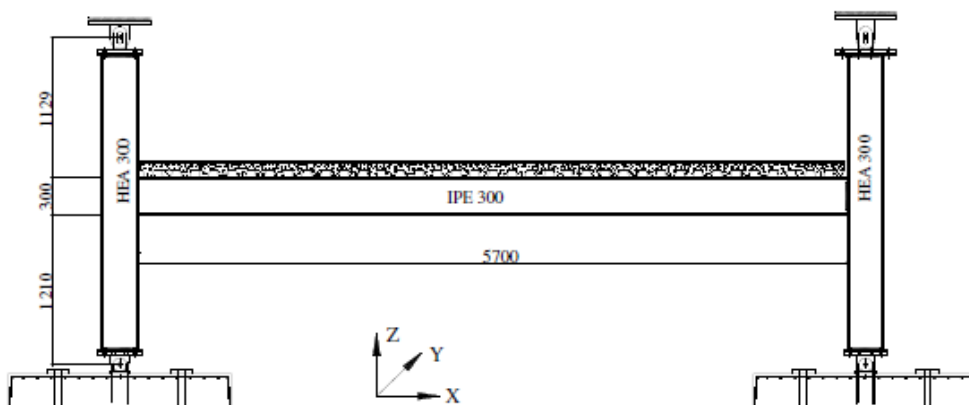
A principal conclusão dos autores com tal estudo é de que a consideração de um modelo de incêndio realista reduziria os custos de proteção contra o fogo. No pórtico tridimensional com seis pavimentos, os pilares e vigas na direção X requerem revestimento contra o fogo do primeiro ao terceiro pavimento. Porém, a partir do terceiro pavimento, somente os pilares precisam ser revestidos, enquanto as vigas não necessitam de revestimento. Contudo, se utilizar a curva de incêndio padrão, todos os elementos estruturais devem ser revestidos contra o fogo. Cabe ressaltar que os autores não discutiram profundamente o comportamento da interação entre as vigas e pilares. Não houve parametrização entre os vãos das vigas ou altura dos pavimentos. Também não houve a parametrização da seção transversal dos elementos estruturais. Com isso, nesta tese pretende-se aumentar o escopo de trabalhos como o de Liew e

Ma (2004), para que sejam apresentados resultados inéditos do comportamento de pórticos e a interação entre os seus elementos estruturais.

Santiago *et al.* (2008) estudaram o comportamento de um subpórtico em situação de incêndio, levando em consideração que somente os pilares possuíam revestimento contra o fogo. A estrutura estudada pelos autores foi modelada utilizando elementos de casca, levando em consideração a instabilidade local na viga. Além disso, a critério de comparação, os autores realizaram estudos no SAFIR com elementos de viga (*beam elements*). O modelo numérico parametrizado levou em consideração imperfeições geométricas, gradiente de temperatura não linear, além da consideração da não linearidade física e geométrica. Para isso, os autores utilizaram as ferramentas computacionais em elementos finitos SAFIR e LUSAS. O principal objetivo desse trabalho era comparar a influência do vão da viga, das restrições laterais, do gradiente de temperatura através da seção transversal e o nível de carga aplicado.

O subpórtico estudado por Santiago *et al.* (2008) tem a configuração apresentada na Figura 2.43. Conforme já relatado, as vigas não possuem revestimento contra o fogo, somente os pilares. Além disso, os pilares não são expostos ao incêndio, apenas as vigas. A laje de concreto não foi modelada pelos autores, porém, levaram em consideração que a viga não teria aquecimento na mesa superior. É importante salientar que os autores utilizaram uma curva de aquecimento diferenciada, considerando a fase de aquecimento e resfriamento vista no ensaio de Cardington, segundo Santiago *et al.* (2008).

Figura 2.43 – Modelo estrutural utilizado pelos autores



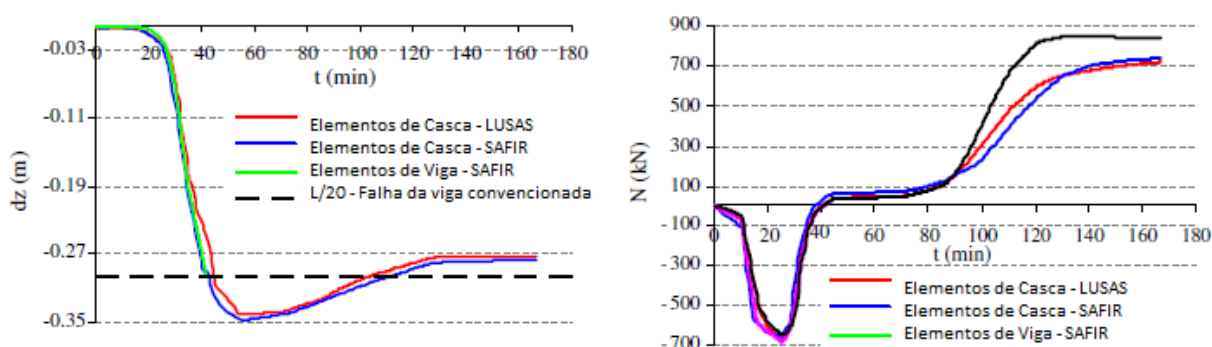
Fonte: (Santiago *et al.*, 2008)

Como comportamento global, os autores verificaram que os deslocamentos aumentam gradualmente até atingir a temperatura de 550°C, em que a taxa de deformação começa a

aumentar significativamente. Como os autores consideraram também a fase de resfriamento, a deformação não segue o mesmo comportamento da fase de aquecimento e, então, a deformação total diminui. Santiago *et al.* (2008) ressaltam que, realizando as análises com modelos de viga, não é possível acompanhar a fase de resfriamento, uma vez que o modelo se torna instável antes de atingir a máxima temperatura. Com isso, mostrou-se que os modelos, utilizando elementos de casca, possuem boa concordância com os resultados esperados.

Em relação ao desenvolvimento das forças internas, os autores mostram que esta pode ser dividida em diferentes etapas. Na primeira etapa, com tempo de exposição ao fogo menor que nove minutos, a expansão térmica é convertida em tensões térmicas, que aumentam a compressão axial e os momentos fletores sem apresentar grandes deslocamentos. A segunda fase, que se inicia após nove minutos de incêndio, corresponde ao aumento das forças internas. Na terceira fase, compreendida em um tempo entre 26 e 45 minutos de incêndio, há uma diminuição das forças internas, por conta da degradação do material e das grandes deformações da viga. Na quarta fase, com o tempo de incêndio entre 45 e 55 minutos, o comportamento da viga muda de flexão para ação de catenária e, com isso, há o desenvolvimento de forças de tração, diminuindo os momentos fletores, apresentando valores próximos aos observados em temperatura ambiente. A quinta fase é o resfriamento, com a diminuição das deformações no centro do vão e diminuição nas forças internas. Na Figura 2.44, é possível verificar os valores das deformações e forças axiais desenvolvidas na viga em uma das análises dos autores.

Figura 2.44 – Desenvolvimento de deslocamentos e forças axiais na viga analisada



Fonte: (Santiago *et al.*, 2008 – Adaptado)

Os autores estudaram, a partir de parametrizações, a influência do vão das vigas, a variação dos gradientes de temperatura dentro da seção transversal da viga, a variação do gradiente de temperatura ao longo da viga, o efeito das restrições laterais e o efeito da variação da taxa de carregamento e, a partir disso, concluíram que o comportamento da viga nos pórticos

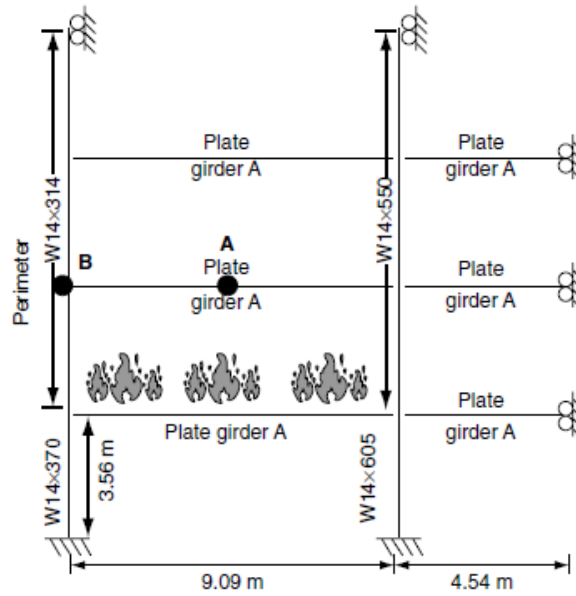
é muito dependente das características das ligações e do grau de redistribuição de forças que ocorre no pórtico, à medida que as temperaturas, devido ao incêndio, aumentam. Além disso, Santiago *et al.* (2008) concluem que, nesse caso específico, nenhum revestimento contra o fogo é necessário para as vigas mistas expostas a um cenário de incêndio natural, conforme medido nos ensaios de Cardington. Ressalta-se que nesta tese a parametrização realizada por Santiago *et al.* (2008) será ampliada, mostrando como a variação dos revestimentos contra o fogo nos pilares pode influenciar o comportamento da estrutura.

Para determinar quais são os parâmetros mais importantes na modelagem de pórticos de múltiplos pavimentos em situação de incêndio, Quiel e Garlock (2010) realizaram uma comparação entre modelos para avaliar a precisão e eficiência da modelagem desse tipo de estrutura. O comportamento foi estudado a partir de três parâmetros, a saber:

- Representação do sistema estrutural com um modelo de pórtico tridimensional em comparação a um modelo de pórtico bidimensional, incluindo a laje de piso;
- Representação da laje no modelo de pórtico bidimensional;
- Efeitos da modelagem do aquecimento não uniforme, permitindo o desenvolvimento de gradiente térmico *versus* uniforme.

O sistema estrutural estudado pelos autores é um pórtico resistente ao momento, composto por perfis de aço que suportam uma laje de piso de concreto. Na Figura 2.45, pode ser visto o subpórtico considerado para o estudo. O subpórtico foi dimensionado para capturar a interação entre os elementos aquecidos com as partes adjacentes mais frias da estrutura. As condições de contorno, com exceção dos apoios das bases dos pilares, possuem restrição para todos os graus de liberdade, com translação vertical permitida. As análises realizadas por Quiel e Garlock (2010) assumiram que somente um único compartimento do subpórtico, em um único piso, está submetido ao incêndio. Foi utilizada a curva de incêndio natural para a elevação da temperatura. A estrutura analisada pelos autores foi realizada no *software* SAFIR.

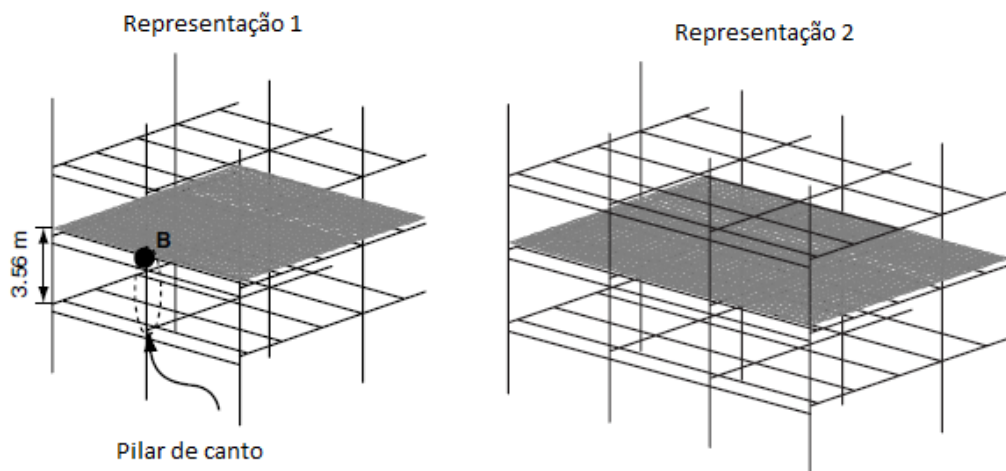
Figura 2.45 – Subpórtico analisado



Fonte: (Quiel e Garlock, 2010)

O pórtico tridimensional foi representado de duas formas distintas. A primeira representação inclui a largura de dois compartimentos da estrutura. O incêndio nesta representação abrangerá a largura de um vão, mas será centralizado sob a viga. A segunda representação inclui uma largura de três compartimentos da estrutura. O incêndio nesta representação envolveu o vão central e todas as vigas e pilares deste vão. A Figura 2.46 mostra ambas as representações do pórtico tridimensional analisado pelos autores.

Figura 2.46 – Modelos de pórticos tridimensionais estudados



Fonte: (Quiel e Garlock, 2010)

As análises de pórticos tridimensionais utilizaram os mesmos modelos térmicos para as seções transversais que as análises com os modelos bidimensionais. De acordo com os autores, as lajes dos pisos não aquecidos não têm significância na resposta estrutural do conjunto. Com isso, desconsiderar qualquer rigidez adicional fornecida pela laje nos pisos não aquecidos é conservador (Quiel e Garlock, 2010).

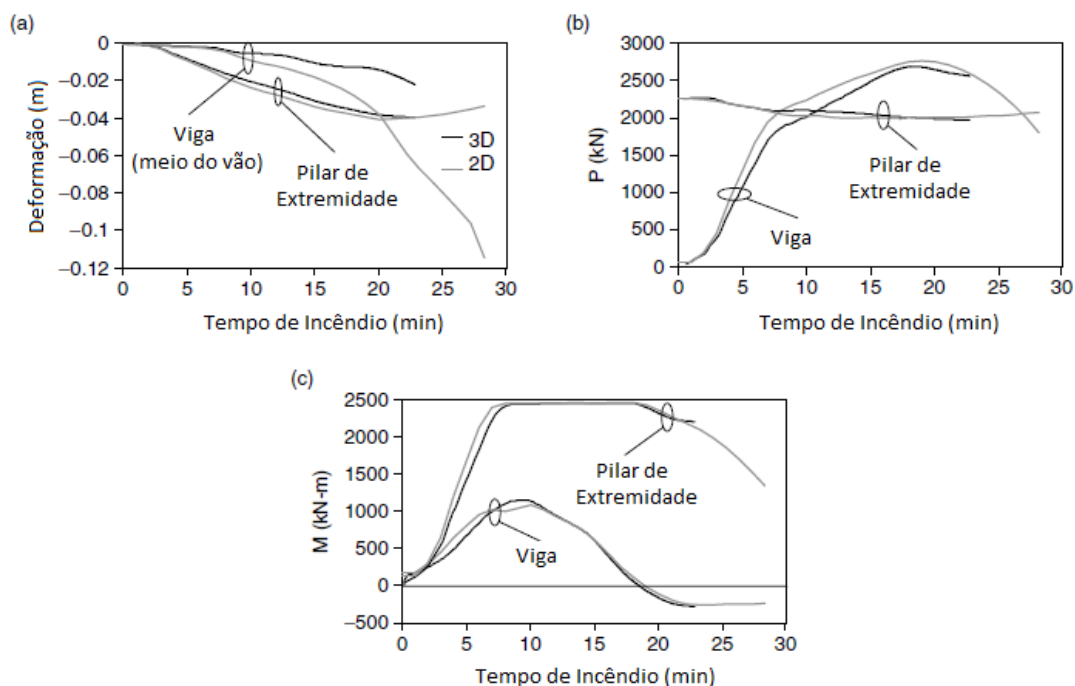
Foram analisados, pelos autores, quatro casos específicos, combinando diferentes proteções contra o incêndio, a saber:

- Todas as vigas não possuem revestimento contra o fogo. Os pilares são revestidos;
- As vigas e os pilares são revestidos;
- As vigas são revestidas, mas não os pilares;
- Todos os elementos estruturais possuem revestimento contra o fogo.

De acordo com Quiel e Garlock (2010), tais casos foram selecionados a fim de demonstrar o desempenho dos elementos estruturais do estudo. Assumir os elementos sem revestimento permite o cálculo do pior caso do comportamento, no caso de o revestimento contra o fogo ser danificado ou, até mesmo, ineficaz. Ainda, segundo os autores, tais casos são úteis para demonstrar o comportamento plástico dos elementos, resultando na combinação entre a carga axial e momentos fletores. Na Figura 2.47, é possível verificar a comparação entre os resultados encontrados, analisando o pilar de extremidade e a viga que nele se apoia, para os casos em que as vigas não estão revestidas, mas sim o pilar – comparando a modelagem bi e tridimensional.

Dos resultados observados na Figura 2.47, é possível verificar que tanto a viga quanto o pilar sofrem deformações semelhantes nos modelos bi e tridimensionais, com o modelo bidimensional apresentando deformações um pouco maiores para ambos os casos. Isso é explicado pelo fato de, no modelo tridimensional, a estrutura possuir uma maior rigidez pela presença da estrutura adjacente e pela laje de concreto. Além disso, verificou-se que há uma concordância entre os modelos bi e tridimensionais para a força axial P em ambos os elementos, com o modelo bidimensional produzindo maiores valores para a viga. Em relação aos momentos, o modelo bidimensional prevê um valor maior no pilar, à medida que a estrutura esfria. Os autores ressaltam que a laje atua como um diafragma de compressão, à medida que a temperatura diminui, fazendo com que a viga não introduza tanto momento no pilar. De acordo com Quiel e Garlock (2010), tais resultados indicam que o modelo de pórtico plano bidimensional pode ser usado para calcular o comportamento induzido pelo fogo.

Figura 2.17 – Comparação de resultados para vigas sem revestimento contra o fogo e pilares revestidos



Fonte: (Quiel e Garlock, 2010 – Adaptado)

Dos demais resultados encontrados em seu trabalho, Quiel e Garlock (2010) concluem que a inclusão da laje no modelo estrutural bidimensional quase não possui efeito na resposta. A eliminação da laje na análise estrutural reduziria consideravelmente seu tempo de execução e produziria um desempenho quase idêntico ao pórtico bidimensional – que inclui a laje com propriedades estruturais do concreto a altas temperaturas. Entretanto, os autores afirmam que a laje influencia a temperatura do perfil e as mudanças de temperatura irão produzir uma mudança no comportamento que não pode ser desprezada no desempenho do pórtico. Com isso, a laje deve ser incluída na análise térmica da viga mista, mas não precisa ser incluída na análise estrutural de um pórtico bidimensional que inclua a viga mista.

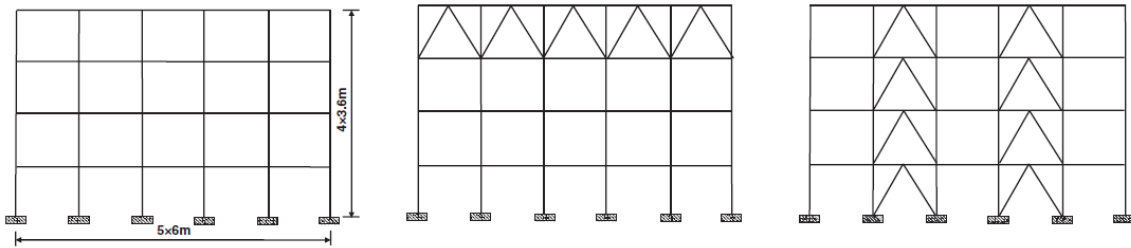
Quiel e Garlock (2010) concluem ainda que a comparação entre modelos de pórticos bidimensionais, submetidos a aquecimento uniforme e não uniforme, possuem resultados semelhantes em relação às cargas axiais na viga e momento fletor nos pilares de extremidade, indicando, assim, que modelos com distribuição uniforme de temperatura podem ser usados para se obter estimativas razoáveis de resultados. Contudo, concluiu-se que os gradientes térmicos produzem mudanças significativas na mecânica de deflexão e no comportamento

plástico dos pilares aquecidos de forma não uniforme - sofrendo uma brusca redução na capacidade de carga. De acordo com os autores, os pilares modelados com temperaturas uniformes desprezam as mudanças citadas, produzindo previsões imprecisas sobre a capacidade resistente destes elementos. Os autores, então, recomendam que os gradientes térmicos sejam incluídos nos pilares. Ressalta-se que nessa tese será ampliado o estudo feito por Queil e Garlock (2010), principalmente em relação à parametrização dos vãos a serem analisados, da rigidez da ligação e, sobretudo, na mudança dos materiais de revestimento contra o fogo. Lajes mistas serão incluídas na análise para avaliar o comportamento do pórtico com elementos mistos.

Para identificar mecanismos de colapso progressivo de pórticos de aço bidimensionais contraventados em situação de incêndio, Sun *et al.* (2012) realizaram um procedimento estático-dinâmico para analisar 20 modelos distintos, a fim de fornecer uma visão mais abrangente sobre o colapso desses pórticos em diferentes condições de incêndio. O estudo dos autores foi conduzido pelo *software* VULCAN.

Os autores decidiram realizar as análises em modelos bidimensionais para levar em consideração a eficiência computacional e a representação da estrutura. Ressaltam que o modelo bidimensional não considera os benefícios da redistribuição de forças para elementos fora do plano e das lajes de piso. No entanto, Sun *et al.* (2012) observam que o pórtico plano estudado é um pórtico primário representativo, sendo parte vital do mecanismo de suporte e da distribuição dos carregamentos. Além disso, a principal preocupação do estudo em questão era investigar a eficácia dos sistemas de contraventamento na prevenção do colapso do pórtico - não sendo, portanto, necessário verificar o comportamento estrutural de maneira realista. Por fim, a análise tridimensional requer um alto custo computacional. De acordo com Sun *et al.* (2012), a ação de membrana de tração desenvolvida pelas lajes de piso em grandes deformações pode aumentar consideravelmente a capacidade de carga da estrutura. Apesar da modelagem tridimensional estar fora do escopo do trabalho dos autores, estudou-se a contribuição das lajes contra o colapso progressivo no incêndio. Os autores ressaltam que as ligações entre vigas e pilares são consideradas como rígidas (rotação impedida) e as ligações entre os contraventamentos e pilares são consideradas como rotuladas (rotação livre). Foi considerado como premissa dos modelos estruturais que as ligações não falhariam. Na Figura 2.51, é possível verificar os modelos utilizados no trabalho de Sun *et al.* (2012), a saber: pórtico sem contraventamento, pórtico com contraventamento do tipo treliçado e com contraventamento vertical.

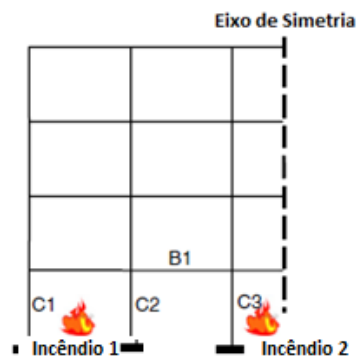
Figura 2.51 – Modelos de pórticos utilizados no estudo



Fonte: (Sun *et al.*, 2012 – Adaptado)

Uma consideração importante estudada pelos autores foram os cenários de incêndio. De acordo com Sun *et al.* (2012), a curva de incêndio padrão é amplamente utilizada para a avaliação do comportamento estrutural de elementos isolados, principalmente em ensaios de forno. No entanto, a curva de incêndio padrão não representa condições realistas de incêndio - por conta da fase de resfriamento, que é inexistente nesta curva. No estudo dos autores, foi utilizada uma curva de incêndio paramétrica, que representa mais realisticamente o incêndio. Para levar em consideração a influência da laje, os autores assumiram que a temperatura na mesa superior da viga é 70% da temperatura da mesa inferior e da alma. O compartimento incendiado fica localizado em diferentes partes do pórtico, a fim de investigar a influência no comportamento geral, conforme mostrado na Figura 2.52.

Figura 2.52 – Diferentes cenários de incêndio

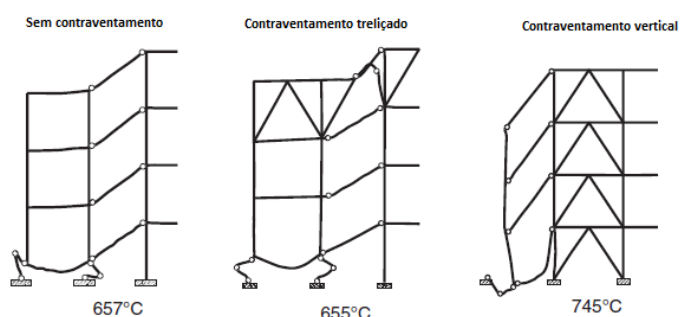


Fonte: (Sun *et al.*, 2012 – Adaptado)

A partir dos resultados encontrados pelos autores, observou-se que o sistema de contraventamento pode aumentar a capacidade da estrutura para resistir ao colapso progressivo em situação de incêndio. O sistema de contraventamento atua no aumento da redundância da estrutura, fornecendo caminhos alternativos para a distribuição dos carregamentos, após a ocorrência de uma instabilidade localizada. A utilização do contraventamento do tipo treliçado

pode aumentar a capacidade de transferência de carga após uma falha localizada. Contudo, grandes deslocamentos podem eventualmente induzir a falha dos elementos de contraventamento e, como consequência, gerar rótulas plásticas em vigas em vãos adjacentes. O efeito de *pull-in* nos pilares, devido à ação de catenária em vigas com grandes deflexões, não pode ser evitado utilizando o sistema de contraventamento treliçado. Na Figura 2.53, verifica-se o modo de colapso de cada um dos modelos estudados (situação de Incêndio 1) por Sun *et al.* (2012), com a respectiva temperatura em que a falha ocorreu.

Figura 2.53 – Modos de colapso em cada tipo de contraventamento



Fonte: (Sun *et al.*, 2012)

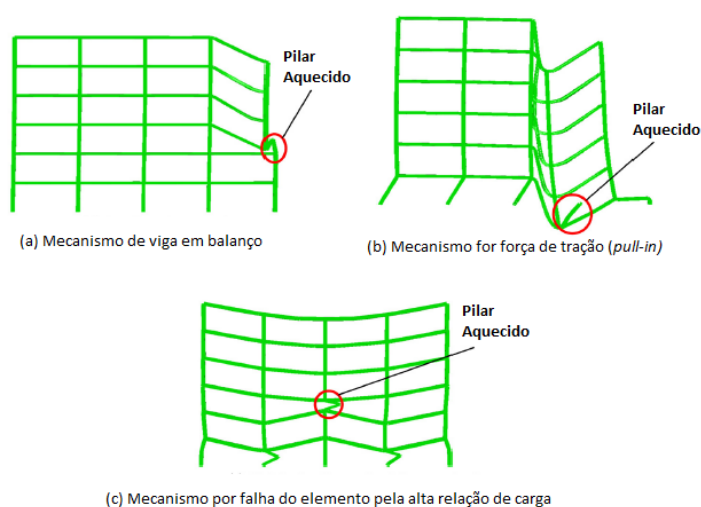
Os autores concluem, também, que o sistema de contraventamento vertical pode ser efetivo para evitar que o colapso localizado se espalhe para os demais vãos do pórtico, evitando também o efeito de *pull-in* nos pilares. Com isso, os autores propõem que seja utilizada uma combinação entre esses dois sistemas de contraventamento, para que a estrutura possa ter uma maior capacidade na redistribuição dos esforços. Por fim, para comprovar essa afirmação, os autores realizaram um novo modelo sem nenhuma parametrização, utilizando a combinação entre os sistemas, e verificaram que não houve sinal de colapso global ou instabilidade em ambos os cenários de incêndio, mostrando que o contraventamento influencia diretamente na prevenção do colapso progressivo das estruturas de aço em situação de incêndio. Uma das questões levantadas pelos autores, principalmente nos pórticos sem contraventamento e com contraventamento do tipo treliçado, é o efeito *pull-in* nos pilares, por conta da interação com as vigas que nele se apoiam. Este efeito será longamente discutido nesta tese.

Um estudo sobre possíveis mecanismos de colapso progressivo de pórticos planos de aço, a partir da falha de pilares em situação de incêndio, foi realizado por Jiang *et al.* (2015). Para tal, os autores realizaram uma análise paramétrica por meio do *software* ABAQUS, utilizando o *solver* *Dynamic/Explicit*, para superar os problemas de convergência sob grandes

deformações – nesta tese, utiliza-se o mesmo *solver*, explicado detalhadamente no Capítulo 3. Parâmetros como a velocidade de carregamento e o tamanho da malha foram estudados e o modelo foi validado com dados experimentais de outros pesquisadores, como Rubert e Schaumann (1986), já citado nesta tese. Além disso, os autores estudaram diversos cenários distintos de incêndio. No total, foram feitos quatro modelos com a variação na seção transversal das vigas.

A partir das análises paramétricas, os autores encontraram três mecanismos de colapso progressivo: mecanismo de viga em balanço, mecanismo produzido por força de tração (*pull-in*) e mecanismo de falha do elemento pela relação de carga (carregamento em situação de incêndio pelo carregamento máximo da viga em temperatura ambiente). Na Figura 2.54, é possível ver o modelo dos autores e os mecanismos de colapso que aconteceram na análise paramétrica. Em relação aos mecanismos que acontecem nos pórticos, o mecanismo de viga em balanço ocorre apenas quando um pilar externo é aquecido. Os autores ressaltam que, para o cenário de aquecimento do pilar externo, a estrutura falha em uma relação de carga menor quando o pilar aquecido está localizado no piso imediatamente superior. Após a instabilidade do pilar aquecido, os momentos fletores das vigas externas acima do pilar aquecido aumentam de uma forma considerável. Quando os momentos nos apoios atingem o limite plástico da viga, formam-se rótulas plásticas nos apoios e os pisos dos vãos nos cantos do pórtico acima do pilar aquecido colapsam.

Figura 2.54 – Configuração deformada do pórtico com os mecanismos de falhas encontrados



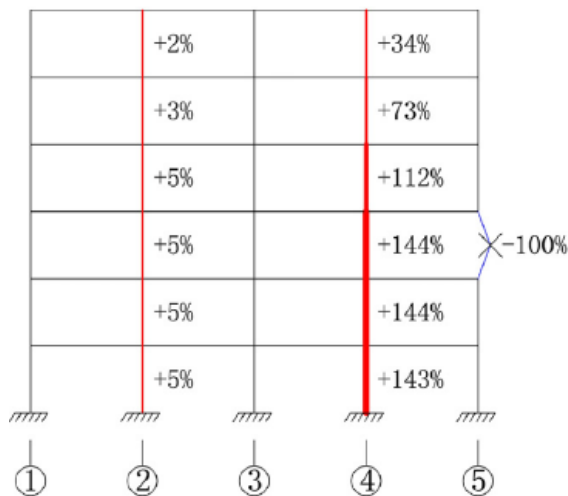
Fonte: (Jiang *et al.*, 2015 – Adaptado)

Segundo Jiang *et al.* (2015), o mecanismo induzido pela força de tração (*pull-in*) pode ocorrer quando os pilares internos são aquecidos. Após a instabilidade do pilar aquecido, as vigas que estão ligadas a ele podem atuar como catenária para redistribuir a carga vertical oriunda do pilar aquecido. Tal redistribuição resulta em forças de tração nas vigas, aumentando o deslocamento vertical no topo do pilar aquecido. A redistribuição de carga também aumenta a força de compressão nos pilares adjacentes, tanto no piso incendiado como nos pisos inferiores. Os autores também citam que a ação de catenária das vigas induz a forças laterais nos pilares conectados. Com isso, os pilares adjacentes no mesmo piso podem ruir, pois há um aumento de força de compressão e de força lateral - o que pode ocasionar o colapso progressivo em toda a estrutura.

O mecanismo de falha do pilar com taxa elevada de carga ocorre apenas em um dos modelos estudados pelos autores - o modelo que possui a maior dimensão de seção transversal da viga. De acordo com os autores, isso ocorre pelo fato de que as vigas com maior capacidade resistente tendem a redistribuir a carga vertical após a instabilidade do pilar aquecido. Tal mecanismo pode suceder quando o pilar externo ou interno é aquecido. Quando o pilar aquecido entra em ruína, a força de compressão nos pilares adjacentes e acima do piso aquecido aumenta. Os pilares do primeiro pavimento passam a apresentar uma relação de carga maior - podendo acontecer a instabilidade por flexão, caso atinjam a força crítica, induzindo o pórtico, então, ao colapso progressivo. Ainda segundo Jiang *et al.* (2015), em incêndios reais, vários pilares podem ser aquecidos simultaneamente, caso em que a carga que seria redistribuída será maior, tornando provável a ocorrência desse mecanismo de colapso progressivo.

Como conclusão de seu estudo, Jiang *et al.* (2015) afirmam que a falha de um pilar em situação de incêndio provoca a redistribuição de seu carregamento para os pilares mais próximos, aumentando a força axial desses pilares e nos pisos abaixo. Caso a rigidez da viga de piso seja elevada, esse aumento pode ser de até 200% da carga suportada pelo pilar aquecido em temperatura ambiente, podendo, então, ocorrer o colapso progressivo da estrutura. Na Figura 2.55 verifica-se um exemplo em relação ao percentual de acréscimo de carga nos pilares vizinhos ao pilar incendiado em um dos modelos estudados pelos autores.

Figura 2.55 – Redistribuição das cargas (em porcentagem) aos pilares vizinhos a partir do pilar em ruína



Fonte: (Jiang *et al.*, 2015)

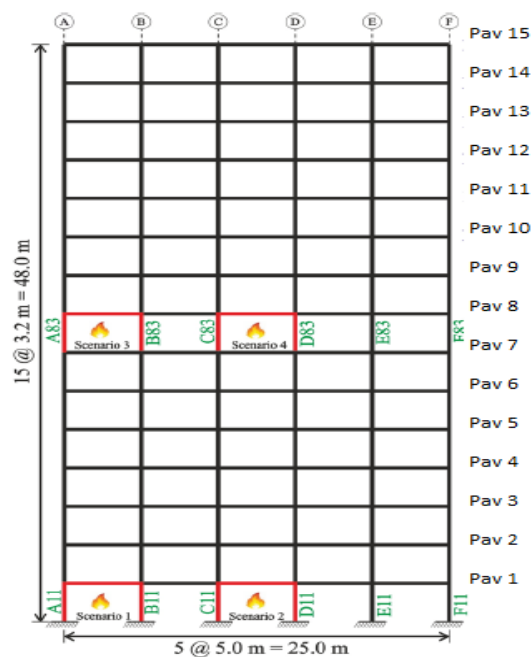
Além do que já foi citado, os autores ressaltam que as barras diretamente conectadas ao pilar aquecido podem ter sua capacidade de carga afetada por uma falha localizada e tais elementos também devem ser verificados. Lembra-se que nesta tese, os estudos de Jiang *et al* (2015) serão ampliados, levando em consideração a parametrização dos vãos, a inserção de materiais de revestimento contra o fogo e a utilização de vigas e pilares mistos, complementando os estudos aqui citados e fornecendo resultados inéditos até o momento.

A fim de avaliar o colapso progressivo em edifícios altos em estruturas mistas de aço e concreto, Heshmati e Aghakouchak (2019) realizaram uma análise numérica de um pórtico bidimensional de 15 pavimentos, com sistema de resistência ao momento e pisos mistos. Os autores levaram em consideração efeitos como a variação da seção das vigas, variação da taxa de carregamento e localização dos compartimentos incendiados. O estudo numérico dos autores foi realizado no *software* de código aberto OpenSees, desenvolvido em Berkeley, Estados Unidos. Para validar os resultados do seu trabalho, os autores utilizaram os modelos desenvolvidos por Bailey (1995) e Rubert e Schaumann (1986), para os modelos de vigas e pórticos bidimensionais, respectivamente.

Heshmati e Aghakouchak (2019) idealizaram um pórtico de 15 pavimentos ao total, com cinco vãos de cinco metros em cada direção e dimensionaram conforme os códigos vigentes de seu país. As seções utilizadas para os pilares foram do tipo *box* e, para as vigas, do tipo *IPE*, padrão europeu. As curvas de incêndio empregadas no trabalho dos autores foram baseadas na curva tempo-temperatura da ISO 834 para elementos de aço. Os pilares e as vigas foram

considerados sem revestimento contra o fogo. Além disso, considerou-se temperatura uniforme através das seções transversais. A superfície interna da laje de concreto, logo acima da viga de aço, é exposta ao incêndio. Ao total, os autores modelaram quatro cenários de incêndio em diferentes compartimentos do térreo e no meio da edificação (oitavo pavimento). Nestes cenários, o incêndio ocorre no vão central e na borda do pórtico. Os autores ressaltam que os cenários não são considerados como ocorrendo simultaneamente. Para cada cenário de incêndio, os autores realizaram uma série de estudos paramétricos, incluindo os efeitos da relação de carga gravitacional, mudança na seção transversal da viga e irregularidade vertical do sistema resistente. A estrutura foi inicialmente analisada sob carga gravitacional e, em seguida, foi iniciada a análise térmica. Foi empregado um procedimento dinâmico implícito para analisar a estrutura em situação de incêndio. Esse tipo de análise é capaz de rastrear todo o desempenho, desde falhas locais até o colapso global final da estrutura, conforme já apresentado nesta tese, em Jiang *et al.* (2015). Na Figura 2.56, pode ser visto o pórtico estudado pelos autores e os respectivos cenários de incêndio.

Figura 2.56 – Vista frontal do pórtico estudado

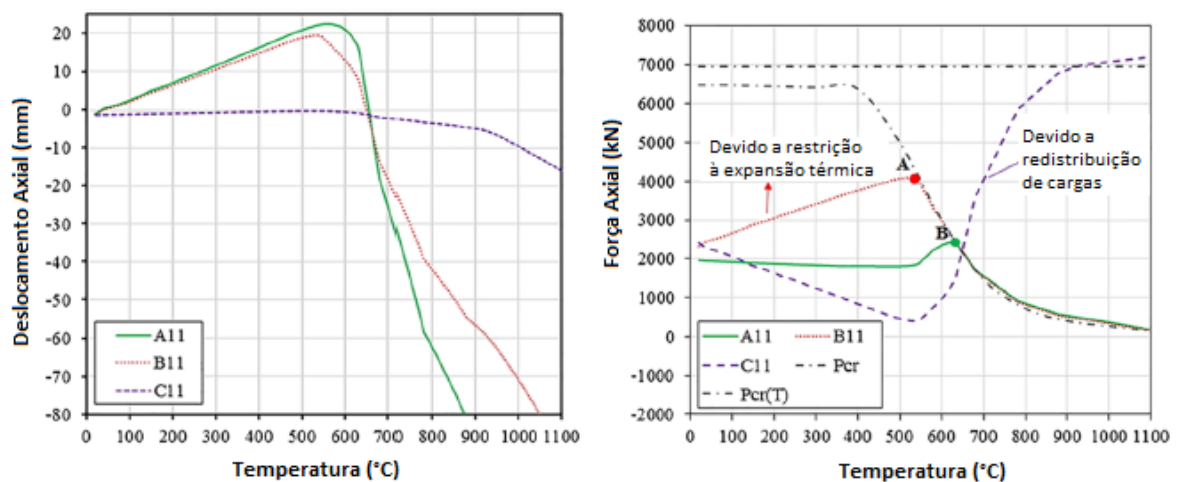


Fonte: (Heshmati e Aghakouchak, 2019 – Adaptado)

Os autores estudaram a influência da seção das vigas e das cargas em cada cenário de incêndio. Na análise do incêndio no térreo, ocorrendo no compartimento junto aos pilares de canto (Cenário 1), os autores inferiram que, nos estágios iniciais do incêndio, o compartimento aquecido se move para cima, devido à expansão térmica do pilar. Após esse momento, com as

temperaturas elevadas, os pilares aquecidos retornam a sua posição inicial e se movem para baixo de forma abrupta e, de acordo com os autores, a falha do pilar ocorre devido à degradação do material e das restrições rotacionais das estruturas frias circundantes. Segundo os autores, as vigas com maiores seções transversais produzem maiores forças axiais de compressão nos pilares aquecidos e diminuem a temperatura crítica, adiantando o processo de instabilidade por flexão do pilar. De acordo com Heshmati e Aghakouchak (2019), os resultados obtidos são semelhantes à temperatura crítica de pilares aquecidos com baixo nível de revestimento contra o fogo, conforme visto em Jiang e Li (2017). Na Figura 2.57, é possível verificar o comportamento de três pilares no Cenário 1 de incêndio (o pilar de canto, o pilar vizinho e o pilar central, vizinho ao último).

Figura 2.57 – Resposta dos pilares do pavimento térreo em uma das seções transversais de viga analisada no Cenário 1

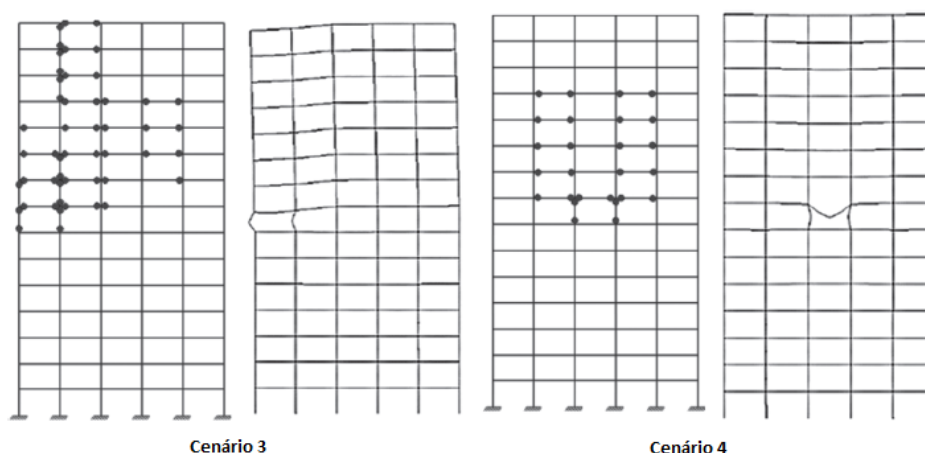


Fonte: (Heshmati e Aghakouchak, 2019 – Adaptado)

Uma consideração importante é que os vãos circundantes se deformam significativamente e começam a desenvolver rótulas plásticas nas extremidades das vigas. Em todos os casos analisados de dimensão de viga, os autores verificaram que o colapso local dos pilares acontece nos dois primeiros pilares e, em seguida, as forças são redistribuídas ao pilar vizinho. O colapso global da estrutura ocorre a aproximadamente 900°C para vigas mais rígidas e com 1000°C para a análise de viga menos rígida. Ainda de acordo com os autores, o colapso local é definido pela temperatura na qual a força axial no pilar incendiado atinge a resistência axial à compressão em situação de incêndio. O colapso global é identificado quando ocorre a primeira falha do pilar adjacente não aquecido.

Na avaliação do incêndio no oitavo pavimento (Cenários 3 e 4), os autores verificaram que os pilares falham com temperaturas parecidas aos cenários dos incêndios anteriores. Contudo, os pilares adjacentes não aquecidos suportam as cargas gravitacionais devido à menor deformação da viga aquecida. As grandes deformações na viga aquecida só ocorrem após a instabilidade dos pilares do piso analisado. Como as lajes de concreto estão presentes no modelo e as vigas são consideradas como mistas, os momentos fletores transmitidos aos pilares são menores do que em relação aos cenários anteriores, de acordo com os autores. Apesar dos pilares atingirem a ruína e aparecerem rótulas plásticas em algumas regiões do pórtico, não há colapso global acontecendo nos Cenários 3 e 4, de acordo com os autores. Na Figura 2.58, pode ser vista a configuração deformada dos pórticos após o incêndio. Os autores estudaram ainda a mesma parametrização para pórticos irregulares (com variação no número de vãos nos pavimentos superiores) e verificaram comportamentos semelhantes, contudo, as temperaturas para colapso local e global são menores nesse tipo de pórtico.

Figura 2.58 – Modo de colapso de dois cenários de incêndio distintos estudados



Fonte: (Heshmati e Aghakouchak, 2019 – Adaptado)

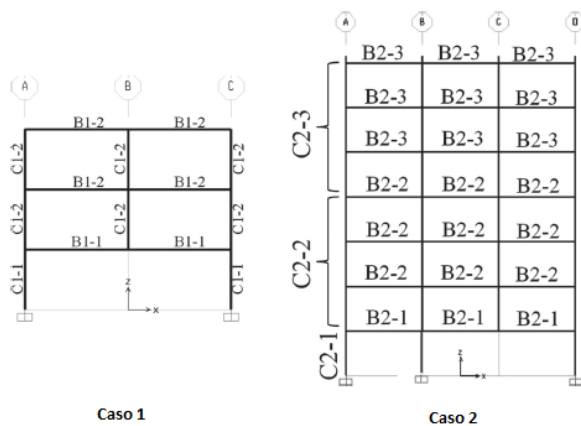
A principal conclusão encontrada no trabalho de Heshmati e Aghakouchak (2019) foi que o colapso local dos pórticos é desencadeado pela instabilidade dos pilares aquecidos e pelo aumento das dimensões das vigas. O aumento no nível de carga acelerou a ocorrência desse colapso. Por isso, faz-se mister o estudo da interação entre as vigas e pilares em situação de incêndio. Além disso, os autores afirmam que ao ocorrer o incêndio no vão de fachada do pórtico, há um deslocamento lateral acentuado no pórtico e o colapso global acontece devido a sua baixa rigidez lateral. Contudo, à medida em que a seção transversal da viga aumenta, a estrutura colapsa para baixo, semelhante ao incêndio no compartimento central da estrutura.

Outra consideração a se destacar é que a dilatação térmica das vigas aquecidas, no incêndio do compartimento central, gerou grandes momentos fletores adicionais aos pilares não aquecidos, causando a ruptura dos pilares do térreo. Além do mais, as grandes deformações do piso aconteceram somente após a ruptura localizada dos pilares, permitindo que os esforços fossem redistribuídos, aumentando a temperatura para o colapso global. Cita-se ainda que, de acordo com os autores, o potencial de colapso de pórticos regulares e irregulares com incêndio nos compartimentos de fachada foram maiores em comparação ao incêndio no meio do vão. Por fim, diferentemente do incêndio no térreo, quando este aconteceu no oitavo pavimento, apesar de ocorrer a instabilidade por flexão no pilar incendiado, os pilares adjacentes resistiram às cargas distribuídas. Nesta tese será ampliado o estudo de parametrização de Heshmati e Aghakouchak (2019), incluindo, principalmente, pilares mistos de aço e concreto e revestimento contra o fogo nos elementos.

Behnam (2019) estudou a resposta estrutural da interação entre vigas de transição e pilares que se apoiam nesses elementos em pórticos em situação de incêndio. Esta situação é aplicada principalmente em estruturas em que há a necessidade de possuir uma grande área de abertura no piso térreo. O autor estudou dois modelos distintos com vigas de transição: um modelo para edifícios baixos e outro para altos, por meio do *software* SAFIR. As estruturas foram projetadas para cargas verticais e de terremotos, além disso, os elementos foram projetados para atender os TRF exigidos com base na ISO834. As estruturas, então, foram expostas a dois cenários distintos de incêndio: uniforme e não uniforme. Para o cenário utilizando o incêndio natural, a variação da temperatura foi determinada baseando-se em cinco taxas de abertura para consideração do grau de ventilação. A carga de incêndio foi considerada como sendo de escritório. O primeiro modelo possui três pavimentos – Caso 1 – e, o segundo, sete pavimentos – Caso 2, representando uma edificação baixa e outra alta (63). Behnam (2019) utilizou revestimento contra o fogo, contudo, não especificou o tipo – apenas inseriu as propriedades térmicas, que não possuem variação de acordo com a temperatura. O autor ressaltou que, por questão de simplicidade e redução do custo computacional, as análises foram realizadas somente em pórticos bidimensionais. De acordo com Behnam (2019), quando um modelo bidimensional é utilizado, a rigidez adicional fornecida pela laje de concreto não é levada em consideração. No entanto, o efeito da laje de concreto é ainda mais destacado na fase de resfriamento. Porém, a presença de laje de concreto no modelo dos autores foi considerada somente na análise térmica. As ligações das vigas com os pilares e dos pilares com as bases são consideradas engastadas (rotação impedida). Por fim, foram considerados dois cenários de

incêndio: incêndio uniforme, em um determinado compartimento, e um incêndio não uniforme, em que o fogo se espalha por outros compartimentos. Os modelos da análise numérica podem ser vistos na Figura 2.59

Figura 2.59 – Modelos da análise numérica



Fonte: (Behnam, 2019 – Adaptado)

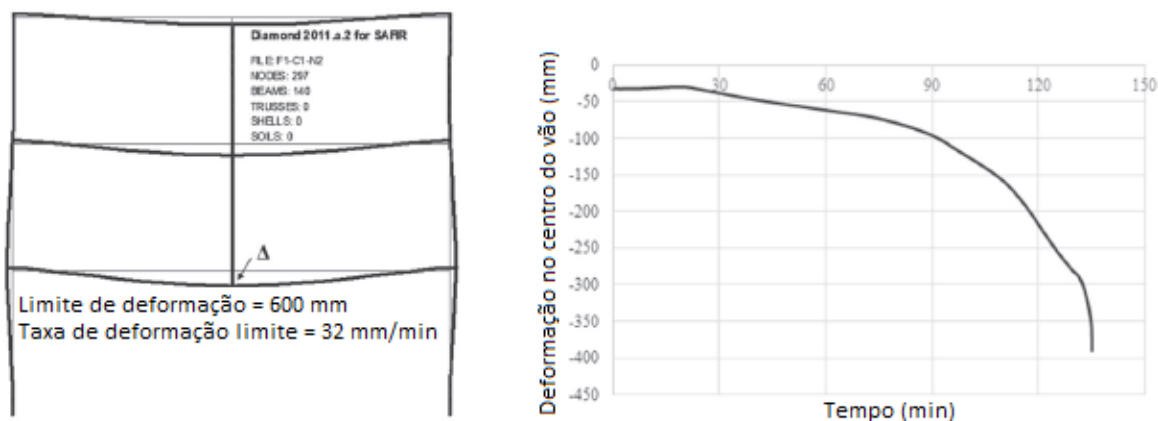
Os incêndios naturais assumidos pelo autor foram aplicados ao segundo andar do Caso 1, para verificar se a estrutura poderia aguentar tais cargas de incêndio. O resultado encontrado foi que, nestes cenários, não haveria nenhum colapso. O autor concluiu, então, que diferentes sistemas estruturais respondem de maneira diferente em cenários comuns de incêndio. Contudo, o autor demonstrou que as estruturas não foram capazes de resistir às cargas de incêndio, quando o espalhamento do incêndio, com 25% da carga do incêndio centrado, for considerado na estrutura. Nesse caso, a estrutura entra em colapso com 89 minutos de incêndio. Na Figura 2.60, pode-se verificar o resultado de variação da deformação no centro do vão de uma das vigas analisadas no estudo do Caso 1.

Sob a perspectiva do espalhamento do incêndio, os resultados encontrados pelo autor indicaram que a estrutura não foi capaz de suportá-lo, falhando após 93 minutos.

Como principal conclusão, o autor ressaltou que, embora ambos os Casos tenham resistido ao fogo e ao seu TRF exigido, presume-se que a estrutura ficaria estável após o incêndio, o que obviamente não aconteceu. Os resultados mostram, então, que a suposição de que a estrutura resistiria ao colapso, mesmo para estruturas com elementos de transição, não é correta. Além disso, Behnam (2019) sugere que a vulnerabilidade de estruturas de transição é maior de acordo com o aumento do comprimento do vão. Por fim, o autor acrescenta que o Caso 1 entrou em colapso sob fase de aquecimento longo, enquanto o Caso 2 colapsou sob fase de aquecimento médio e longo. Neste caso específico, nesta tese, embora não se analise o

espalhamento do incêndio, serão analisados elementos em transição com variação maior de vãos e parametrização de materiais de revestimento contra o fogo, assim como serão adotadas lajes no modelo estrutural, o que não foi feito por Behnam (2019).

Figura 2.60 – Resultados da deformação no centro do vão da viga para um dos cenários de incêndio estudado



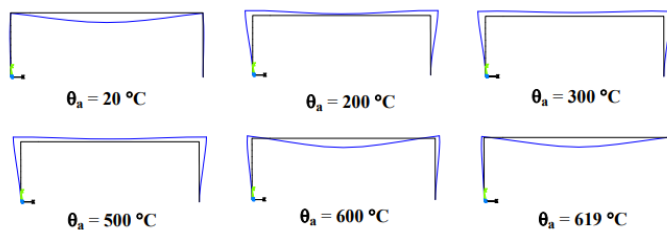
Fonte: (Behnam, 2019 – Adaptado)

2.3. Revisão da Literatura Nacional

Serão apresentados neste subitem, de forma sucinta, os trabalhos nacionais julgados mais relevantes sobre modelagens numéricas, que envolvam a interação entre elementos de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio.

Em relação ao estudo de estruturas de aço em situação de incêndio com a utilização de ferramentas computacionais, com o uso do método dos elementos finitos, cita-se como o marco o trabalho de Silva (1997), que estudou o comportamento de estruturas de aço sob altas temperaturas, apresentando a curva temperatura-tempo dos gases quentes e deduções de expressões, de modo a determinar os efeitos da ação térmica nos elementos estruturais. Foi recomendado um método simplificado de dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio e utilizada a ferramenta computacional ANSYS para apresentar os resultados dos modelos estudados. Na Figura 2.61, observa-se um dos modelos estudado por Silva (1997) em sua tese de doutorado.

Figura 2.61 – Comportamento quanto aos deslocamentos de um pórtico dentro do compartimento em chamas

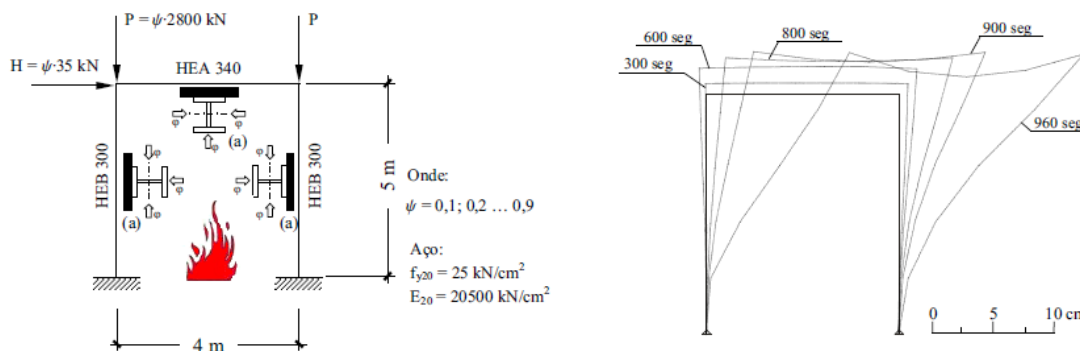


Fonte: (Silva, 1997 – Adaptado)

Silva e Calmon (2000) desenvolveram um modelo numérico baseado na teoria de Métodos dos Elementos Finitos para elementos bidimensionais. Esse modelo numérico foi capaz de determinar campos de temperaturas para diferentes condições de contorno e tipos de estruturas, com análise linear e não linear. O programa desenvolvido pelos autores apresentou resultados de temperatura menores que os verificados pela ABNT NBR 14323/1999, verificando-se, então, que a norma era conservadora.

Landesmann (2003) desenvolveu um modelo computacional para análise não linear elastoplástica de estruturas de aço planas e aperticadas em situação de incêndio. A primeira parte do trabalho, em relação à etapa de análise, constituiu-se da determinação da variação do campo de temperaturas de seções transversais expostas ao fogo, realizada por intermédio do Método dos Elementos Finitos. Nesse trabalho, o autor estimou o tempo crítico de resistência ao fogo, associado à formação de mecanismos para o colapso estrutural a partir de modelos refinados de rótulas plásticas, funções de estabilidade, módulos tangentes e superfícies inelásticas de redução de resistência. Utilizou-se para a análise o programa SAFIR. Na Figura 2.62, pode ser visto um dos resultados encontrados por Landesmann (2003).

Figura 2.62 – Modelo de pórtico em situação de incêndio com a apresentação da deformada em relação ao tempo de incêndio

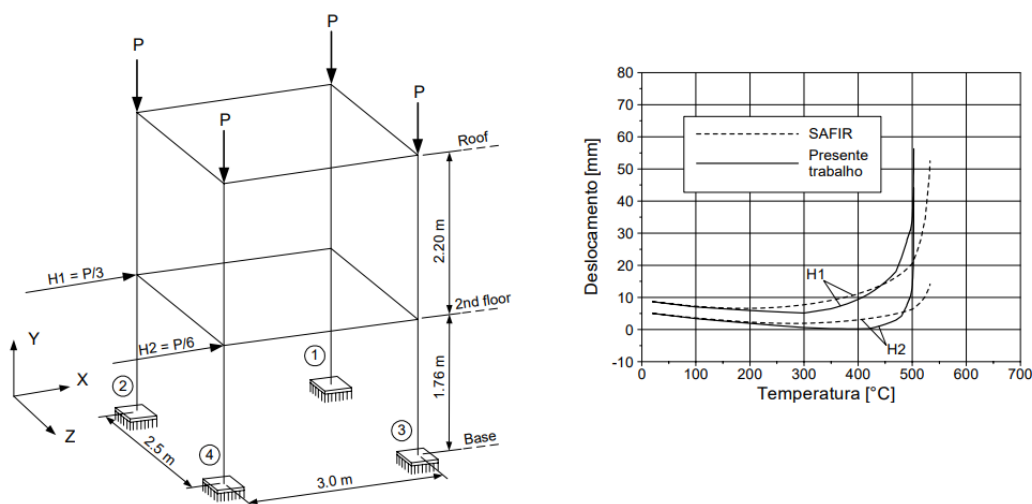


Fonte: (Landesmann, 2003 – Adaptado)

O trabalho desenvolvido por Junior (2004) se tratou de uma simulação numérica do comportamento de estruturas metálicas em altas temperaturas e dividiu-se em três partes. A

primeira parte concentrou-se em uma análise comparativa entre a utilização de elementos finitos de casca e de viga para vigas biapoiadas, sujeitas a instabilidade lateral por torção. Verificou-se que a diminuição da rigidez à torção da viga pode ser desprezada, por efeitos de plastificação. Na segunda parte realizou-se uma comparação entre modelos em duas dimensões e três dimensões para galpões, mostrando a importância de se considerar efeitos no modelo bidimensional, que geralmente são desprezados. A terceira parte baseou-se em um modelo numérico para simulação em três dimensões do comportamento de estruturas de aço em situação de incêndio (Figura 2.63).

Figura 2.63 – Pórtico tridimensional com os respectivos resultados



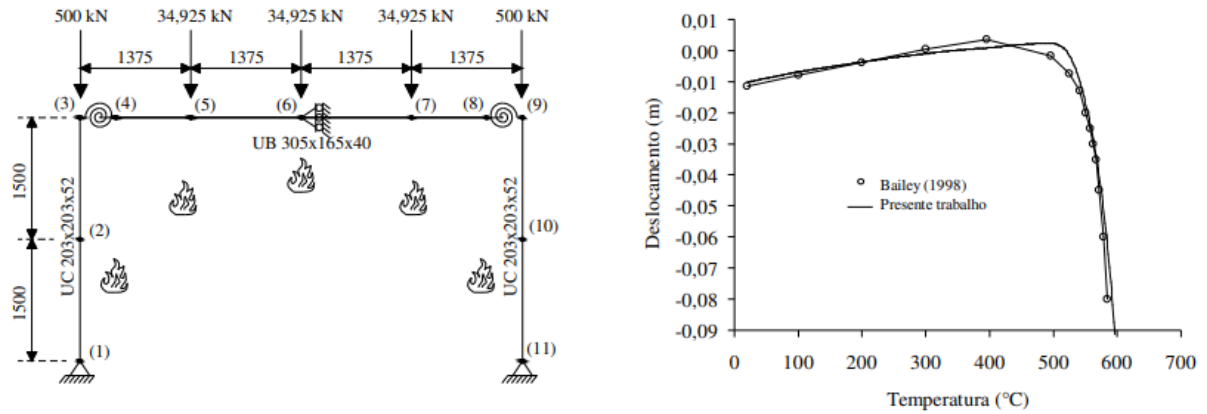
Fonte: (Junior, 2004)

Os resultados desse modelo mostraram que o procedimento proposto pelo autor pode ser uma alternativa à análise em três dimensões, com uma razoável precisão e um baixo esforço computacional. Nesse trabalho, no entanto, o autor não focou nos efeitos das interações entre vigas e pilares, não obtendo, portanto, as forças horizontais aplicadas aos pilares, em especial aos pilares de canto.

Caldas (2008) desenvolveu e implementou modelos numéricos não lineares para a análise térmica e mecânica de estruturas de aço e mistas em situação de incêndio. Foi desenvolvido um novo procedimento para a análise da resistência de vigas, pilares e lajes para situações de incêndio. Além disso, foi implementado e testado um elemento de viga tridimensional, que foi capaz de simular as estruturas em altas temperaturas. Utilizou-se elementos de cascas, compostos por camadas, com um modelo constitutivo de dano para simular lajes de concreto em altas temperaturas. Desenvolveu-se também um elemento de mola

para ligações semirrígidas. Na Figura 2.64, pode ser visto um dos modelos realizados por Caldas (2008) para validar os resultados de seu programa.

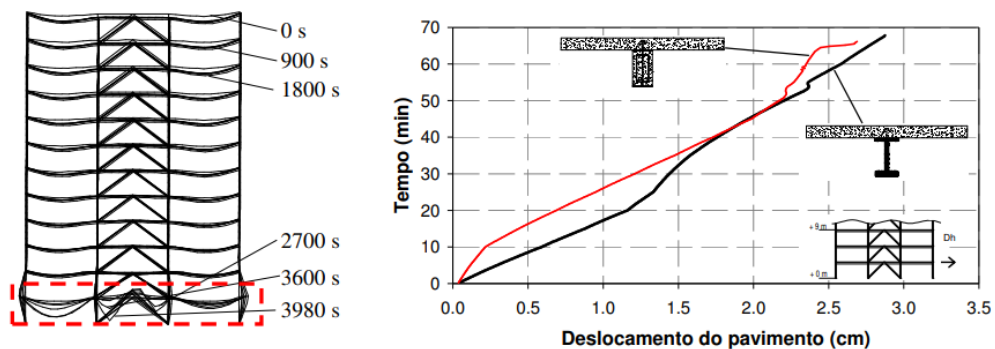
Figura 2.18 – Modelo realizado e comparação de resultados de Bailey (1998 *apud* Caldas, 2008) para o deslocamento da viga no centro do vão



Fonte: (Caldas, 2008 – Adaptado)

Mouço (2008) desenvolveu uma ferramenta computacional de análise avançada que realiza a análise inelástica de estruturas aperticadas de aço e mistas de aço e concreto em situação de incêndio. A ferramenta considera automaticamente os efeitos da exposição não uniforme do elemento em situação de incêndio, assim como todo o seu comportamento não linear. A redução da rigidez à flexão foi modelada por intermédio do método das rótulas plásticas e um módulo de elasticidade tangente, no qual os dois consideram a redução da rigidez intervenientes da redução da capacidade resistente e dos efeitos inelásticos. Foram avaliados diversos perfis de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio e analisado o comportamento estrutural inelástico de um edifício de aço até a sua ruína, conforme Figura 2.65.

Figura 2.65 – Avaliação dos deslocamentos do pavimento incendiado ao longo do tempo

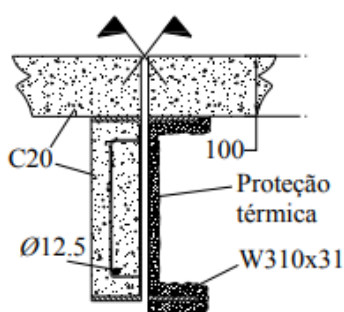


Fonte: (Mouço, 2008 – Adaptado)

Apesar do autor explicar que os deslocamentos laterais dos pilares de canto têm os seus momentos fletores amplificados devido ao efeito P-Delta em situação de incêndio, não se analisou especificamente a interação entre os elementos circundantes ao pilar. Além disso, o autor explica que, no caso específico de sua análise, não foram formadas rótulas plásticas para que o pórtico seja considerado um mecanismo plástico.

Mouço *et al.* (2008) apresentaram procedimento numérico para análise não linear inelástica de vigas mistas de aço e concreto em situação de incêndio. Os autores incorporaram as relações constitutivas dos materiais e as tensões residuais. Utilizou-se um modelo em elementos finitos, usando o programa MASIN, em que Mouço *et al.* (2008) estudaram propriedades de parâmetros inelásticos do material e o programa SAAFE, desenvolvido por Landesmann (2003), para verificação da formação de rótulas plásticas em situação de incêndio. Foram verificadas vigas com e sem a presença de preenchimento de concreto entre as mesas do perfil (Figura 2.66). A partir dos resultados obtidos, os autores desenvolveram funções aproximadas para a descrição da formação de mecanismo de colapso inelástico das vigas. Como conclusão, os autores verificaram que os modelos numéricos estudados no trabalho poderiam ser incorporados na avaliação de estruturas metálicas e mistas em situação de incêndio, garantindo um dimensionamento econômico. No trabalho, os autores consideraram a modelagem do revestimento contra-fogo de argamassa projetada ao material, mas não estudaram a interação das vigas no comportamento dos pilares da edificação.

Figura 2.66 – Representação do preenchimento de concreto utilizado na viga metálica



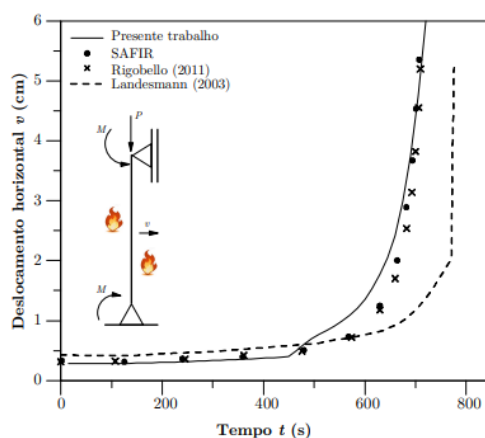
Fonte: (Mouço *et al.*, 2008)

Em relação ao estudo de estruturas aporticadas tridimensionais em situação de incêndio, Rigobello (2011) desenvolveu em sua tese de doutorado um código computacional, baseado no Método dos Elementos Finitos para análise termomecânica de estruturas de aço em situação de incêndio. Este código permitiu que o autor determinasse campos de temperatura nas seções transversais dos elementos estruturais expostos a altas temperaturas. Verificou-se, então, a

influência da temperatura no desempenho estrutural até o colapso, validando os resultados de seu código computacional com resultados vistos em Robert e Schaumann (1985), Landesmann (2003) e Junior (2007). Por fim, ressalta-se que Rigobello investigou os deslocamentos horizontais e a carga última no pilar, não observando, no entanto, a interação de forças entre as vigas dos modelos.

Barros (2016) desenvolveu módulos adicionais a um programa de análise estrutural por MEF, desenvolvido pela UFOP. O primeiro desses módulos foi destinado à obtenção do campo de temperaturas em nível de seção transversal de elementos de aço. O segundo módulo adicional era responsável pela análise numérica de segunda ordem inelástica de estruturas metálicas sob altas temperaturas. Esses módulos foram capazes de apresentar resultados em três grupos: análise térmica, curvas de interação momento-normal e análise termomecânica de vigas, pilares e pórticos. Os resultados obtidos pelo trabalho mostraram-se compatíveis com resultados mostrados em outros trabalhos (Figura 2.67), como os apresentados por Landesmann (2003) e Rigobello (2011).

Figura 2.67 – Comparação de resultados para validação do código apresentado



Fonte: (Barros, 2016)

O estudo de pilares em situação de incêndio foi verificado por Rocha (2016), que apresentou um estudo numérico e experimental do comportamento de pilares de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio, inseridos em paredes. O autor realizou o estudo experimental na Universidade de Coimbra e verificou, a partir dessas análises, que os pilares com o gradiente térmico ao longo das mesas apresentam um comportamento semelhante aos pilares que são aquecidos uniformemente. Contudo, com o gradiente térmico ao longo da alma, o comportamento foi diferente, fazendo com que o desenvolvimento das forças de restrição do pilar apresentasse dois valores até o valor de pico. Apresentou, ainda, uma metodologia para se

obter curvas de interação da força normal e momentos fletores de pilares submetidos a gradientes térmicos ao longo da alma e da mesa do perfil.

2.4. Considerações Finais Sobre a Revisão da Literatura

Neste capítulo, foram analisadas dezenas de publicações que tratam do comportamento de vigas de aço com restrição axial e rotacional em situação de incêndio e que tratam do comportamento de pórticos de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio, além da interação entre os elementos constituintes desse tipo de estrutura. A Tabela 2.1 faz um resumo sobre as bibliografias estudadas, em especial as que envolvem o estudo de pórticos de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio, contendo informações sobre o que já foi estudado pelos autores citados e o que se pretende acrescentar nesta tese, a fim de que seja demonstrado o ineditismo do tema. Ressalta-se, ainda, que durante o desenvolvimento do item 2.2, já foram demonstrados alguns pontos a serem acrescentados.

Tabela 2.1 – Resumo dos estudos envolvendo análise de pórticos de aço e mistos de aço e concreto em situação de incêndio

Trabalho	Foco do Estudo	O que se deseja acrescentar
Rubert e Schaumann (1986)	Análise de pórticos bidimensionais em situação de incêndio	Validação dos modelos de pórtico da tese
Saab e Nethercort (1991)	Análise de pórticos bidimensionais em situação de incêndio, parametrizando o elemento estrutural revestido contra o fogo	Interação entre vigas e pilares, parametrizando o elemento estrutural revestido contra o fogo
Wang <i>et al.</i> (1995)	Análise de subpórticos comparados com pórticos completos (bidimensionais) em situação de incêndio, avaliando os momentos fletores adicionais aos pilares e os efeitos da restrição à expansão térmica	Avaliação dos momentos fletores adicionais e efeitos da restrição à expansão, com parametrização de materiais de revestimento contra o fogo e inclusão de elementos mistos (vigas e pilares) no modelo estrutural
Bailey <i>et al.</i> (1996)	Análise do efeito da propagação para compartimentos adjacentes aos submetidos ao incêndio	Verificação do comportamento dos elementos adjacentes, em especial os pilares,

	em pórticos bidimensionais, a fim de avaliar o comportamento dos elementos adjacentes aos submetidos ao fogo diretamente	parametrizando os compartimentos incendiados
Liew <i>et al.</i> (1998)	Análise do comportamento de grandes deslocamentos em pórticos bidimensionais submetidos a incêndio localizado, com a consideração de ligações semirrígidas, com parametrização do elemento estrutural a ser revestido contra o fogo	Parametrização das rigidezes rotacionais entre as vigas e os pilares para simular efeitos de ligações distintas dimensionadas em práticas de projeto de estruturas de aço em situação de incêndio
Bailey (2000)	Análise do comportamento de pilares em pórticos bidimensionais em situação de incêndio, avaliando o comportamento dos pilares quanto à interação com os elementos adjacentes, parametrizando a dimensão das vigas, rigidez das bases dos pilares, dimensão dos pilares e rigidez da ligação viga-pilar.	Consolidação dos resultados encontrados por Bailey (2000), considerando a utilização de elementos mistos de aço e concreto e a variação dos elementos revestidos
Moss e Clifton (2001)	Análise do comportamento de pórticos de aço de múltiplos pavimentos para avaliar a possibilidade da não consideração do revestimento contra o fogo em vigas	Parametrização da utilização dos revestimentos contra o fogo em vigas e ou pilares, em pórticos bidimensionais, parametrizando dados como vão das vigas, rigidez das ligações e mudança na seção transversal dos elementos
Cai (2002)	Análise do comportamento da interação entre pilares de canto e demais elementos estruturais, parametrizando os modelos estudados: modelo bidimensional, tridimensional, tridimensional com continuidade das vigas e tridimensional com as lajes dos pavimentos	Parametrização de modelos bidimensionais, conforme visto em Cai (2002), inserindo elementos mistos de aço e concreto e revestimento contra o fogo

Ali <i>et al.</i> (2004)	Análise do colapso de pórticos bidimensionais de aço em situação de incêndio, parametrizando vão das vigas, altura dos pilares e seção transversal dos elementos	Verificação da interação entre os elementos estruturais até o colapso com a utilização de Análise Dinâmica Explícita do ABAQUS, com número maior de parametrização que em Ali <i>et al.</i> (2004), para pórticos bidimensionais
Liew e Ma (2004)	Análise avançada em pórticos tridimensionais em situação de incêndio, examinando cenários distintos de incêndio, sem parametrização da estrutura	Verificação de cenários distintos de incêndio em pórticos bidimensionais, parametrizando vãos das vigas, altura dos pilares, seção transversal dos elementos e inserção de pilares mistos de aço e concreto
Santiago <i>et al.</i> (2008)	Análise de comportamento de subpórtico bidimensional em situação de incêndio, revestindo somente os pilares	Verificação do comportamento e interação entre os elementos, parametrizando o revestimento contra o fogo, utilizando, inclusive, materiais distintos
Quiel e Garlock (2010)	Análise de pórtico de múltiplos pavimentos tridimensionais em situação de incêndio, parametrizando os elementos que recebem o revestimento contra o fogo	Consolidação dos resultados encontrados por Quiel e Garlock (2010), parametrizando vãos, seções transversais e inclusão de ligações rotuladas em modelos de subpórticos
Sun <i>et al.</i> (2012)	Análise do colapso de pórticos bidimensionais de múltiplos pavimentos em situação de incêndio com a inserção de contraventamentos	Verificação do comportamento e interação entre os elementos, incluindo sistemas de contraventamento, com a parametrização do revestimento contra o fogo e inserção de elementos mistos de aço e concreto
Jiang <i>et al.</i> (2015)	Análise do colapso progressivo e redistribuição de esforços em pórticos bidimensionais de aço em situação de incêndio, com	Verificação do comportamento e interação entre os elementos, estudando cenários distintos de incêndio, com maior parametrização, para

	cenários distintos de incêndio	demonstrar a redistribuição de esforços
Behnam (2019)	Análise do colapso progressivo em pórticos bidimensionais, com elementos de transição em situação de incêndio	Verificação do comportamento e interação entre vigas e pilares, parametrizando a utilização do revestimento contra o fogo nos elementos

Em relação à natureza de tais trabalhos apresentados na Tabela 2.1, verifica-se que há apenas um trabalho experimental e 13 trabalhos numéricos estudando o comportamento de pórticos bidimensionais. O fato de haver poucos trabalhos experimentais para a análise do comportamento de pórticos em situação de incêndio mostra o nível de dificuldade e custo para a realização do estudo, fazendo-se necessário, então, o maior número possível de análises numéricas para que se possa contar com uma quantidade considerável de resultados confiáveis e precisos. Sobre as literaturas citadas como as mais relevantes no estudo da interação entre os elementos estruturais em pórticos de aço e mistos de aço e concreto, destacam-se as seguintes questões:

- Nas análises numéricas de pórticos bidimensionais, não foi estudado, em nenhum trabalho, parametrizações com a utilização de pilares mistos de aço e concreto;
- Encontrou-se apenas um trabalho que fizesse a parametrização entre a aplicação do revestimento contra o fogo em vigas e pilares, estudando a sua interação – contudo, não foram parametrizados outros aspectos como vão das vigas, nível de capacidade resistente dos elementos (vigas e pilares) e cenários distintos de incêndio;
- Apenas dois trabalhos utilizaram o *solver Dynamic/Explicit* do ABAQUS para avaliar o colapso progressivo e, destes trabalhos, não foram parametrizadas as mudanças dos elementos que possuem revestimento contra o fogo e nem a interação das vigas com pilares mistos de aço e concreto;
- Não foi encontrando nenhum trabalho que tratasse de pórticos de aço em situação de incêndio com a adição de pilares parede.
- Não foi encontrada uma tese de doutorado nacional que tratasse da interação entre vigas e pilares de aço em situação de incêndio.
- Não foi encontrada tese com a quantidade de modelagens numéricas (996) ao todo para que se tenham conclusões mais abrangentes e precisar, pelo número de parametrizações.

Além da tabela resumo e das considerações apresentadas acima, este autor desenvolveu uma planilha (Tabela 2.2), na qual pode ser vista o que os autores citados anteriormente estudaram, corroborando o que foi descrito, mostrando que este trabalho consolidará de maneira inédita os resultados das análises da interação entre vigas e pilares em estruturas de aço em situação de incêndio em pórticos bidimensionais.

Tabela 2.2 – Resumo dos assuntos estudados por autores vistos no Estado da Arte

Parametrização	Pórtico
Vãos distintos	X
Altura dos pilares	X
Interação entre pilares e elementos estruturais adjacentes	X
Utilização de cenários de incêndio distintos	X
Utilização do revestimento contra o fogo	X
Variação dos elementos que serão revestidos contra o fogo	X
Variação dos tipos de revestimento contra o fogo	O
Utilização de vigas mistas	X
Utilização de pilares mistos	O
Consideração de ligações semirrígidas	X
Utilização de vigas de transição	X
Investigação dos modos de colapso	X
Variação da seção transversal dos elementos	X

Legenda:

X – Problema já estudado por outros autores – serão realizadas abordagens inéditas na academia

O – Problema não estudado por outros autores – resultados inéditos na academia

3. CONSIDERAÇÕES SOBRE A MODELAGEM NUMÉRICA

3.1. Considerações gerais sobre a ferramenta computacional ABAQUS

Para a elaboração dos modelos para determinação do campo térmico e, em sequência, dos modelos para a análise termomecânica dos elementos analisados neste trabalho, utilizou-se a ferramenta computacional ABAQUS v.2020. Essa ferramenta disponibiliza ao usuário uma diversa biblioteca de elementos finitos para vários tipos de análise, como análises térmicas, fluidodinâmicas e análise estrutural (que pode ser estática ou modal), tornando o processo de modelagem mais condizente com a realidade.

De acordo com Simulia (2017), o ABAQUS pode resolver diversos tipos de problemas de transferência de calor. Serão citados aqui os tipos de análise que foram realizados neste trabalho: Análise de Transferência de Calor e Análise Termomecânica Acoplada. A Análise de Transferência de Calor é utilizada para modelagem de condução de calor de um corpo sólido com condutividade geral, que depende da temperatura, energia interna – incluindo os efeitos de calor latente, convecção geral e radiação. Nessa análise, o campo de temperatura é calculado sem se conhecer o estado de tensão *versus* deformação do elemento. Os problemas de transferência de calor no ABAQUS podem ser transientes ou estacionária, linear ou não linear.

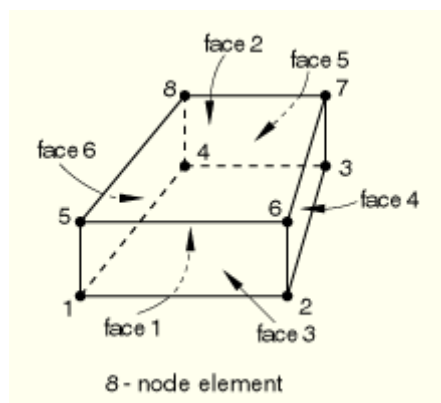
A análise térmica transiente, de acordo com Simulia (2017), é feita com o método de Euler retroativo. Essa análise é utilizada para determinar a temperatura e demais grandezas térmicas relacionadas ao tempo e seus resultados servem de dados de entrada para análises de tensões induzidas pela temperatura em elementos estruturais, como análise de estruturas em situação de incêndio. Lembrando que a diferença entre a análise transiente e a estacionária é que a transiente tem a temperatura em função do tempo e a estacionária não.

A solução do ABAQUS, via método dos elementos finitos, calcula a temperatura nodal, a partir da qual é utilizada para se obter outros parâmetros dependentes dessa temperatura. Os modos primários de transferência de calor considerados pelo ABAQUS são: condução, convecção e radiação. Nas simulações, para que os modos primários sejam considerados, é necessário definir no ABAQUS dois tipos de superfícies, chamados de *Surface Film Condition* e *Surface Radiation*, correspondentes, respectivamente, à transferência de calor por condução e radiação. Em ambos os tipos de superfície, é necessário que seja estabelecido uma tabela de

temperatura correspondente com o valor do filme de convecção, no caso específico desta tese, foi utilizada a curva de incêndio padrão definida na ABNT NBR 14323 (2013). Além disso, é necessário que seja inserido o parâmetro *Film interaction property*, que corresponde às propriedades de convecção (filme de convecção) na transferência de calor. Tais propriedades são adicionadas no campo *Film Condition*, com um coeficiente igual a 25 W/(m²K). Nas propriedades referentes à radiação, é necessário que seja definido um fator de emissividade, que no caso desta tese, foi considerado igual a 0.7, valor em conformidade com várias literaturas internacionais sobre estruturas em situação de incêndio.

Os problemas relativos à transferência de calor no ABAQUS podem ser resolvidos por meio do elemento finito DC3D8, um elemento de 8 nós lineares, conforme representado na Figura 3.1. Este foi o elemento finito utilizado para a análise térmica nesta tese.

Figura 3.1 – Representação do elemento finito DC3D8 (Simulia, 2017)



A análise termomecânica é realizada após a obtenção dos resultados do campo térmico, determinados na análise térmica, a partir do parâmetro *Predefined Fields*. Existem alguns modos para a resolução da análise estrutural no ABAQUS. Primeiramente, é necessário definir o algoritmo de resolução, que pode pertencer, de acordo com Vieira (2019), ao ABAQUS/*Explicit* ou ABAQUS/*Standard*. A opção pelo ABAQUS/*Standard* é feita automaticamente pelo programa. Caso o usuário queira modificar para a opção ABAQUS/*Explicit*, é necessário fazer a mudança na aba *Step*. Na opção *Standard*, para a análise termomecânica, duas ações são necessárias: a primeira, é uma ação estática, com a consideração de que a estrutura é previamente carregada e, a segunda, é uma ação térmica sobre a configuração deformada do elemento, carregado no passo anterior. As ações citadas são definidas no ABAQUS com dois passos (*steps*) de análise, o primeiro do tipo *Static, General*, que é correspondente à ação estática para carregamento prévio da estrutura e, o segundo passo, após o término do primeiro, do tipo *Explicit, Dynamic*, com a opção *Mass Scaling* ativada. Essa

opção é necessária para a eficiência computacional em análises quase-estáticas e em algumas análises dinâmicas, as quais contém elementos muito pequenos que controlam o incremento de tempo estável. O segundo passo também pode ser feito com um passo do tipo *Static, General*, contudo, com um período igual ao período de tempo do incêndio. A não linearidade geométrica do material é obtida pela opção NLGEOM. De acordo com Simulia (2017), com essa opção marcada é possível capturar as grandes deformações do elemento estrutural.

A opção pelo ABAQUS/*Explicit* deve ser feita pelo usuário, modificando o campo *step*. Nesse tipo de *solver*, o usuário não conseguirá criar o passo *Static, General*. Com isso, pode ser que o usuário não consiga capturar as respostas estáticas do modelo, uma vez que tal *solver* é preparado para fornecer respostas dinâmicas. Contudo, é possível capturar as respostas da análise termomecânica por esse *solver*, desde que o usuário lance mão de artifícios computacionais, como o *mass scaling* (que tem a função de modificar artificialmente a densidade do material para reduzir o tempo de processamento) e *time scaling* (que é o tempo de aplicação da carga). Essa abordagem é capaz de resolver problemas de altas não linearidades físicas e geométricas, desde que seja modelada de forma correta.

A diferença entre o *solver* da opção ABAQUS/*Explicit* e o *solver* da opção ABAQUS/*Standard* é que, na primeira opção, o procedimento incremental que atualiza a matriz de rigidez ao fim de cada incremento é realizado por um algoritmo explícito, que depende da configuração deformada da estrutura e das alterações das propriedades do material. Isso faz com que uma nova matriz de rigidez seja formada ao fim de cada incremento. Na segunda opção, a cada interação o algoritmo tende a impor o equilíbrio dinâmico das forças através do método de *Newton-Raphson*. Com isso, a matriz de rigidez é atualizada (em vez de se formar uma nova matriz de rigidez) ao fim de cada incremento e, ao mesmo tempo, verifica as condições de equilíbrio de todo o sistema. Ressalta-se que as análises termomecânica acopladas desta tese utilizam o *solver* da opção ABAQUS/*Explicit*.

Essa escolha se deu pelo fato de, segundo Wang *et al* (2013), explicar que o *solver Explicit* do ABAQUS são matematicamente estáveis, desde que sejam utilizados intervalos de tempos menores. Isso gera um enorme número de passos de tempo pequeno com alto custo computacional. Entretanto, com a indicação do *Mass Scaling*, já citado neste trabalho, problemas de engenharia de estruturas em situações de incêndio podem ser resolvidos em tempos menores e com precisão, uma vez que o *solver Static*, do ABAQUS, perde a estabilidade

rapidamente (o modelo passa a não convergir com curto tempo) e não é possível chegar grandes deformações e o colapso progressivo das estruturas, um dos principais objetivos deste trabalho.

3.2. Metodologia de modelagem da tese

As modelagens numéricas desta tese foram divididas em duas etapas: a primeira etapa da modelagem constituiu na análise térmica (*heat transfer*, do ABAQUS) e a segunda etapa foi a análise termomecânica acoplada. A análise térmica estuda o comportamento do campo térmico na seção transversal dos elementos estruturais a partir de uma elevação de temperatura pré-determinada em que, no caso desta tese, foi utilizada a curva de incêndio-padrão preconizada pela ABNT NBR 14323:2013. Nessa etapa da modelagem, aplicam-se os conceitos relacionados às propriedades térmicas do aço e concreto ao longo do período de duração do incêndio.

Para entender a distribuição de temperaturas nos elementos estruturais, de acordo com os modelos utilizados neste trabalho, foram realizadas modelagens de validação da distribuição de temperaturas. A Tabela 3.1 mostra a metodologia para validação e os trabalhos utilizados para a comparação de resultados.

Tabela 3.1 – Modelos de validação do campo térmico

	Modelo estudado	Temperatura dos gases	Trabalho utilizado na validação
1	Viga de aço	Incêndio-padrão ISO384	Liu <i>et al</i> (2002)
2	Viga mista de aço e concreto	Ensaio Incêndio-padrão ISO384	Wainman e Kirby (1987)
3	Viga de aço com revestimento contra o fogo - Argamassa Projetada	Incêndio-padrão ASTM E119	Kodur e Shakya (2013)
4	Viga de aço com revestimento contra o fogo – Placa de gesso acartonado RF	Incêndio-padrão	Regobello (2007)
5	Viga de aço com revestimento contra o fogo – Tinta intumescente	ISO384	Krishnamoorthy (2011)

A análise termestrutural acoplada é a interação entre duas análises, que englobam fenômenos físicos distintos, como a interação entre os campos estrutural e térmico. Na análise termestrutural acoplada, que é o objeto de interesse desta tese, o campo de temperatura leva a deformações térmicas na estrutura. Contudo, as deformações da estrutura, em geral, não influenciam na distribuição da temperatura. Logo, é importante que o campo de temperatura seja realizado separadamente em um primeiro passo e, em seguida, seja inserido no modelo para a determinação do campo estrutural.

3.3. Validação do campo de temperatura via Método dos Elementos Finitos

A análise *heat transfer* utilizada para a análise térmica nesta tese será realizada de forma tridimensional, ou seja, com a discretização das vigas de forma completa, com e sem material de revestimento contra o fogo. Serão abordados, a seguir, os detalhes das simulações numéricas de validação dos modelos distintos que serão utilizados neste trabalho, apresentando as características das malhas utilizadas na discretização dos elementos e os tipos de elementos finitos empregados. O comportamento dos materiais de revestimento contra o fogo também estará presente nesta parte da tese.

Durante a etapa da análise térmica do trabalho, é possível monitorar a variação de temperatura na seção transversal de vigas sem ou com revestimento contra o fogo. A análise térmica será realizada de acordo com as recomendações da ABNT NBR 14323 (2013), na qual será possível determinar a elevação de temperatura do perfil metálico a partir da curva de incêndio padrão, a uma distribuição de temperatura uniforme. Essa parte da análise tem como objetivo compreender o comportamento do campo de temperatura dos perfis e validar essa distribuição com trabalhos já elaborados sobre o tema para que, com a posse desses resultados, sejam realizadas as análises termestruturais.

3.3.1. Validação do campo de temperatura das vigas de aço

Para validar a distribuição de temperatura nas vigas de aço desta tese, será utilizado como referência o trabalho de Liu *et al.* (2002), que estudaram o comportamento de uma viga com restrições axiais em situação de incêndio, conforme visto no item 2.1.2 deste trabalho. O perfil da viga em questão é do tipo UB 178x102x19, com aço S275, sem material de revestimento contra o fogo. Contudo, para simular os efeitos de uma laje de concreto na mesa

superior, os autores envolveram a mesa com manta de fibra cerâmica de espessura igual a 15 mm. Nesse estudo, os autores ressaltaram que a temperatura dentro do forno podia ser controlada para se aproximar à curva de incêndio padrão da ISO834, dentro de uma tolerância de 2%. Em face do exposto, nesta tese utilizou-se a curva de incêndio padrão da ABNT NBR 14323 (2013), que é a mesma curva da ISO384. Ressalta-se que, apesar da ABNT NBR 14323 (2013) considerar um fator de emissividade igual a 0.7, neste trabalho utilizou-se um valor equivalente à emissividade do forno, que pode ser visto em Wong (2005) para a simulação ser a mais realística possível. Considerou-se o aquecimento até o tempo de 40 minutos, conforme o ensaio de Liu *et al.* (2002). As propriedades térmicas do aço utilizadas nessa validação foram retiradas da ABNT NBR 14323 (2013), uma vez que no trabalho de Liu *et al.* (2002) não foram citadas tais propriedades. A Figura 3.2 apresenta o campo de temperatura para o tempo de duração de incêndio de 40 minutos. Na Figura 3.3 é possível verificar a comparação dos valores encontrados nesta tese com os valores obtidos pelos autores citados.

Figura 3.2 – Campos de temperatura para a viga em 40 minutos de incêndio

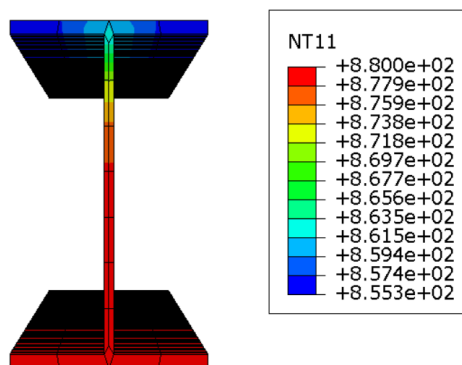
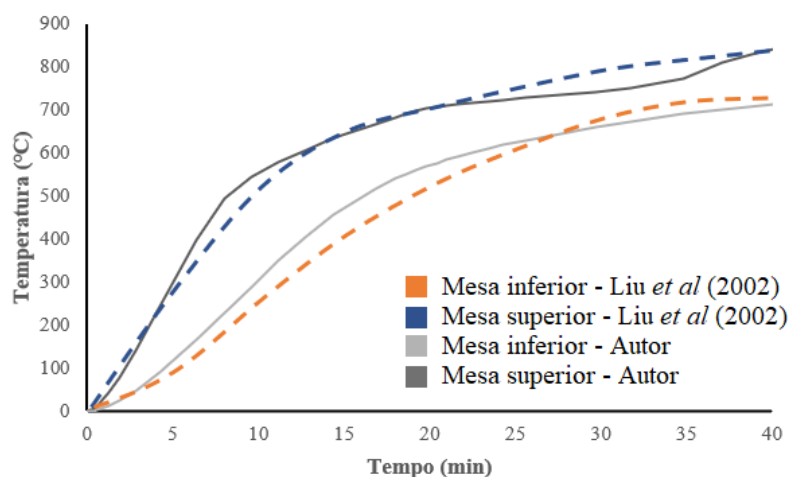


Figura 3.3 – Comparação dos resultados de Liu *et al.* (2002)



Como pode ser observado na Figura 3.3, os valores da distribuição de temperatura nas mesas e inferiores são ligeiramente superiores até uma temperatura de aproximadamente 600°C, tanto para a mesa inferior quanto para a mesa superior. Essa diferença pode ser dada pela divergência das propriedades térmicas dos materiais modelados numericamente e dos ensaios realizados por Liu *et al.* (2002). Além disso, a temperatura do forno apresenta valores inferiores aos da curva de incêndio padrão (valores esses que não foram fornecidos) e, por fim, os autores não forneceram as propriedades térmicas para o material de revestimento contra o fogo que foi utilizado para envolver a mesa superior. Em face dos resultados apresentados, com valores bem próximos aos valores encontrados nos ensaios práticos dos autores citados, verifica-se que o campo térmico para o modelo de viga simples está devidamente validado.

3.3.2. Validação do campo de temperatura das vigas mistas de aço e concreto

Para validar a distribuição de temperatura nas vigas mistas de aço e concreto desta tese, será utilizado como referência o trabalho de Wainman e Kirby (1987), que realizaram ensaios de vigas mistas em situação de incêndio em Rotherham, Inglaterra. O ensaio escolhido para referência será o Teste de Incêndio 15. O perfil utilizado para o ensaio é o padrão britânico UB 254x146x13, de aço classe BS 43A, com uma laje de concreto de 642 mm de largura e 130 mm de espessura. Para o aquecimento das vigas, foi utilizado um forno, com dimensões iguais a 4000 mm de comprimento, 3000 mm de largura e 1800 mm de altura. O aquecimento do forno buscou seguir a curva de incêndio da ISO834, apesar de haver uma pequena diferença entre as temperaturas, que pode ser vista na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Temperatura no forno *versus* temperatura da ISO 834

Tempo (min)	Temperatura Medida no Forno	Incêndio Padrão
	Teste 15	ISO 834
3	-	502
6	-	603
9	-	663
12	689	705
15	723	739
18	747	766
21	761	789
22	-	796
23	-	802
24	768	809
27	779	826
30	801	842
33	806	856
35	819	865
36	819	869
39	834	881
40	838	885

Para essa análise numérica, embora a ABNT NBR 14323 (2013) recomende um fator de emissividade igual a 0.7, foi utilizada uma emissividade equivalente, para simular os ensaios de laboratório, conforme recomendação de Wong (2005) e modelada numericamente por Cedeno *et al.* (2011). Essa emissividade equivalente pode ser calculada a partir da Equação 3.1, a seguir.

$$\varepsilon_{eq} = \frac{\varepsilon_g T_g^4 - \alpha_g T_s^4}{T_g^4 - T_s^4} \quad \text{Eq. 3.1}$$

Em que ε_{eq} é a emissividade equivalente, ε_g é a emissividade total do gás e α_g é a absorção total de gás (Cedeno *et al.*, 2011), que podem ser vistos na Equação 3.2 e 3.3, respectivamente.

$$\varepsilon_g = X_4 + X_5 T_g \quad \text{Eq. 3.2}$$

$$\alpha_g = X_1 T_s^{x^2} + T_g^{x^3} \quad \text{Eq. 3.3}$$

Nas Equações 4.2 e 4.3, os coeficientes de x_1 e x_5 foram tomados de forma empírica por Wong (2005), em função do comprimento L_m , que pode ser visto na Equação 3.4, que é função do comprimento “L”, largura “w” e altura “h”, todas as dimensões do forno.

$$L_m = \frac{1.8 h w}{h + w + \frac{h w}{L}} \quad \text{Eq. 3.4}$$

Em uma verificação aprofundada das análises numéricas de Cedeno *et al.* (2011), observa-se que as expressões deduzidas por Wong (2005) são suficientemente adequadas para chegar a um valor de emissividade equivalente do forno – o que traz simulações mais realistas.

A Figura 3.4 mostra o campo de temperatura no perfil. As Figuras 3.5 e 3.6 - mostram os resultados da comparação da distribuição de temperatura na mesa inferior e na alma, do Teste de Incêndio 15, comparando a modelagem numérica desta tese com os resultados obtidos por Wainman e Kirby (1987). Lembrando que o aquecimento da modelagem numérica foi realizado a partir dos valores obtidos na Tabela 3.1. A fim de representar a diferença com o aquecimento pela curva de incêndio padrão dada pela ABNT NBR 14323 (2013), foi inserido o valor do campo de temperatura no perfil de aço com o aquecimento pela referida curva.

Figura 3.4 – Campos de temperatura para a viga em 40 minutos de incêndio

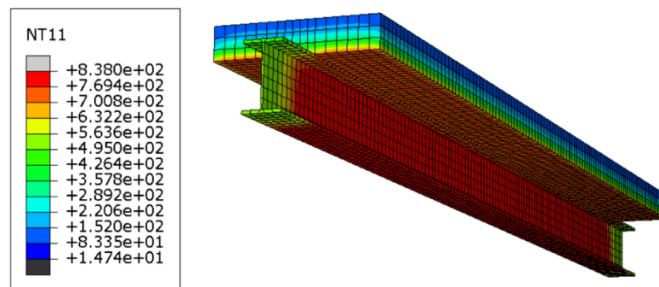


Figura 3.5 – Comparação dos resultados de Wainman e Kirby (Mesa Inferior) – Teste de Incêndio 15 (1987)

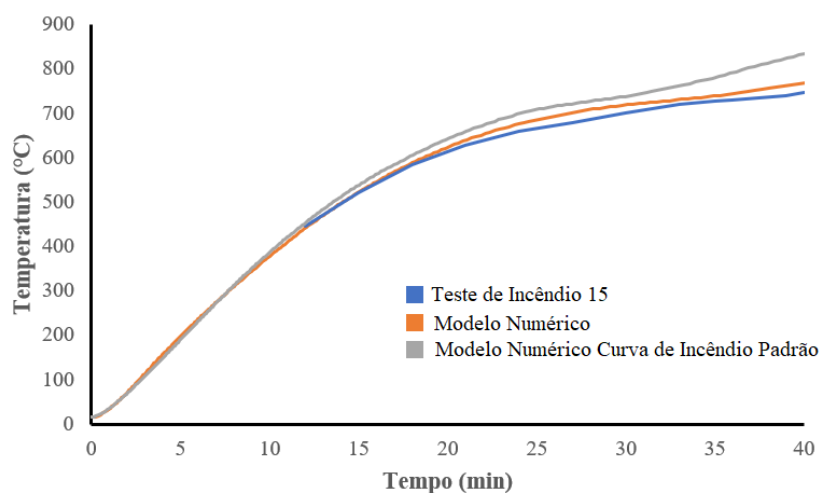
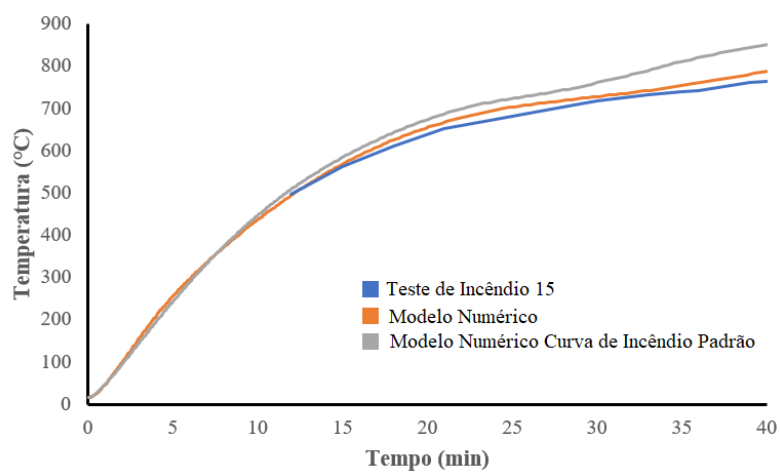


Figura 3.6 – Comparação dos resultados de Wainman e Kirby (Alma) – Teste de Incêndio 15 (1987)



A partir da análise da Figura 3.5 e 3.6, pode-se observar que o modelo numérico desta tese obteve resultados bem próximos dos testes de Wainman e Kirby (1987), apesar de apresentarem pequenas diferenças, provavelmente pelo fator de emissividade equivalente não ser exatamente o mesmo dos gases do forno. Além disso, vê-se que o aquecimento no perfil, com o aumento de temperatura a partir da curva de incêndio padrão, apresentou resultados bem

próximos ao aquecimento realizado no ensaio, mostrando que tal aquecimento pode ser utilizado nas modelagens numéricas com certa precisão numérica, contando, obviamente, com valores mais conservadores. Em face do exposto, verifica-se que o campo de temperatura para o modelo de viga mista está devidamente validado.

4.3.3. Validação do campo de temperatura das vigas de aço com material de revestimento contra o fogo

Nesta parte da tese serão estudados três tipos de materiais de revestimento contra o fogo, os quais serão utilizados para as demais análises termestruturais dos modelos deste trabalho. Os materiais escolhidos são: argamassa projetada, placa de gesso acartonado e pintura intumescente.

Para a validação do campo térmico das argamassas projetadas e, conseqüentemente, da correta modelagem no ABAQUS dos parâmetros dos materiais em altas temperaturas, será estudado o trabalho de Kodur e Shakya (2013) como referência. Os autores em questão realizaram ensaios experimentais, que tinham como objetivo determinar as propriedades térmicas de dois tipos de materiais de revestimento contra o fogo, a saber: argamassa projetada CAFCO 300 e Carboline Type-5MD. As propriedades térmicas encontradas pelos autores foram densidade, condutividade térmica, calor específico, tensões térmicas e perda de massa com o aumento de temperatura. Ressalta-se que, neste trabalho, serão utilizadas as propriedades que variam de acordo com a temperatura, conforme estudado por Kodur e Shakya (2013). A Tabela 3.3 mostra os valores das propriedades térmicas encontradas pelos autores e que serão utilizadas nesta etapa da validação.

Tabela 3.3 – Propriedades térmicas dos materiais de proteção contra o fogo encontrados em ensaios experimentais (Kodur e Shakya, 2013)

Condutividade Térmica - k_t (W/mK)		
CAFCO-300	$k_t = 0,0078 - 0,000054T$	$20\text{ }^\circ\text{C} \leq T \leq 300\text{ }^\circ\text{C}$
	$k_t = -0,08 + 0,000469T$	$300\text{ }^\circ\text{C} \leq T \leq 700\text{ }^\circ\text{C}$
Carboline Type-5MD	$k_t = 0,121 - 0,000319T$	$20\text{ }^\circ\text{C} \leq T \leq 200\text{ }^\circ\text{C}$
	$k_t = 0,0468 + 0,000050T$	$200\text{ }^\circ\text{C} \leq T \leq 700\text{ }^\circ\text{C}$
Calor específico - c_p (J/kgK)		

CACFO-300	$c_p = 3236 + 4,16T$	$20\text{ °C} \leq T \leq 200\text{ °C}$
	$c_p = 6815 - 12,60T$	$200\text{ °C} \leq T \leq 400\text{ °C}$
	$c_p = 1645 - 0,36T$	$400\text{ °C} \leq T \leq 700\text{ °C}$
Carboline Type-5MD	$c_p = 1627 + 22,3T$	$20\text{ °C} \leq T \leq 100\text{ °C}$
	$c_p = 4446 - 5,05T$	$100\text{ °C} \leq T \leq 400\text{ °C}$
	$c_p = -1336 + 9,37T$	$400\text{ °C} \leq T \leq 700\text{ °C}$

Deformação térmica – $\varepsilon_t (\Delta L/L) \times 10^{-3}$

CACFO-300	$\varepsilon_t = (-0,228 - 0,00616T) 10^{-3}$	$20\text{ °C} \leq T \leq 300\text{ °C}$
	$\varepsilon_t = (4,45 - 0,0201T) 10^{-3}$	$300\text{ °C} \leq T \leq 500\text{ °C}$
	$\varepsilon_t = (-15,50 + 0,0196T) 10^{-3}$	$500\text{ °C} \leq T \leq 800\text{ °C}$
	$\varepsilon_t = (77,1 - 0,0943T) 10^{-3}$	$800\text{ °C} \leq T \leq 1000\text{ °C}$
Carboline Type-5MD	$\varepsilon_t = (0,525 - 0,0112T) 10^{-3}$	$20\text{ °C} \leq T \leq 200\text{ °C}$
	$\varepsilon_t = (-0,745 - 0,00689T) 10^{-3}$	$200\text{ °C} \leq T \leq 300\text{ °C}$
	$\varepsilon_t = (17,40 - 0,065T) 10^{-3}$	$300\text{ °C} \leq T \leq 400\text{ °C}$
	$\varepsilon_t = (-4,43 - 0,0124T) 10^{-3}$	$400\text{ °C} \leq T \leq 700\text{ °C}$
	$\varepsilon_t = (65,2 - 0,108T) 10^{-3}$	$700\text{ °C} \leq T \leq 1000\text{ °C}$

O modelo numérico de validação foi constituído por um perfil do tipo W12x30 da série americana, do mesmo tipo utilizado por Kodur e Shakya (2013). O coeficiente de convecção utilizado foi de 25 W/m² °C. As propriedades térmicas do aço estrutural foram tomadas de acordo com a Eurocode 3. As propriedades térmicas do material de revestimento contra o fogo foram retiradas da Tabela 3.3. O aquecimento foi tomado igual ao visto na ASTM E119 (curva-padrão de temperatura-tempo para o controle de ensaios de incêndio). A exposição ao fogo se deu em três faces da viga e, na face superior, utilizou-se uma maior espessura de material de proteção contra o fogo, assim como o trabalho de Kodur e Shakya (2013). A transferência de calor do incêndio para o elemento estrutural foi realizada por meio da radiação e convecção, enquanto a transferência de calor do material de proteção térmica para a viga isolada foi realizada por meio da condução. A espessura do revestimento considerado foi de 2,54 cm. A Figura 3.7 mostra o campo de temperaturas do modelo de validação. Nas Figuras 3.8 e 3.9 podem ser vistos os resultados das comparações dos modelos numéricos elaborados nesta tese com os modelos de Kodur e Shakya (2013). Lembrando que os resultados apresentados são das médias de temperaturas encontradas entre as mesas inferiores e superiores e alma.

Figura 3.7 – Campo térmico de temperaturas – Material de revestimento contra o fogo: CACFO-300

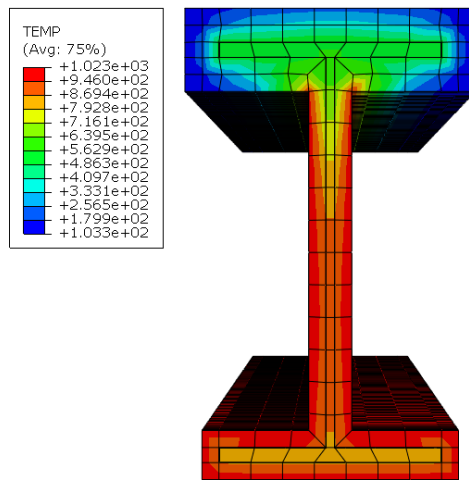


Figura 3.8 – Comparação dos resultados de Kodur e Shakya (2013) – Material: Carboline Type-5MD

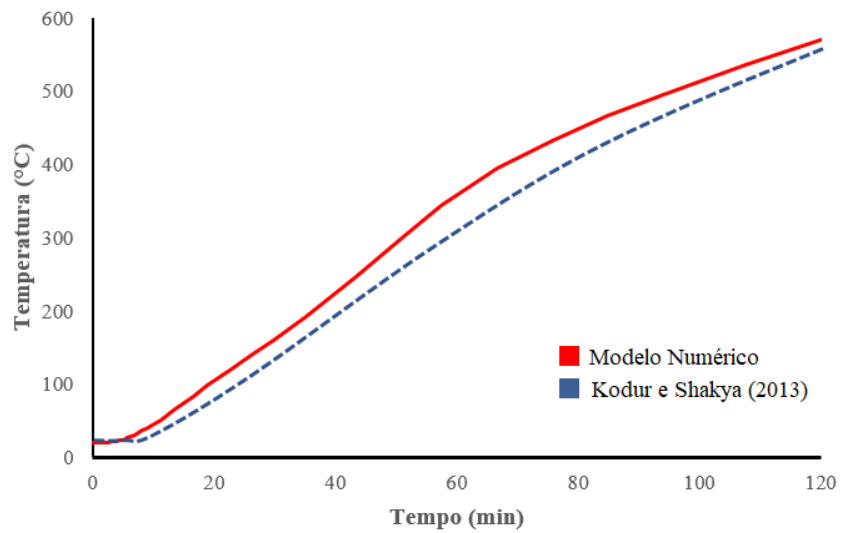
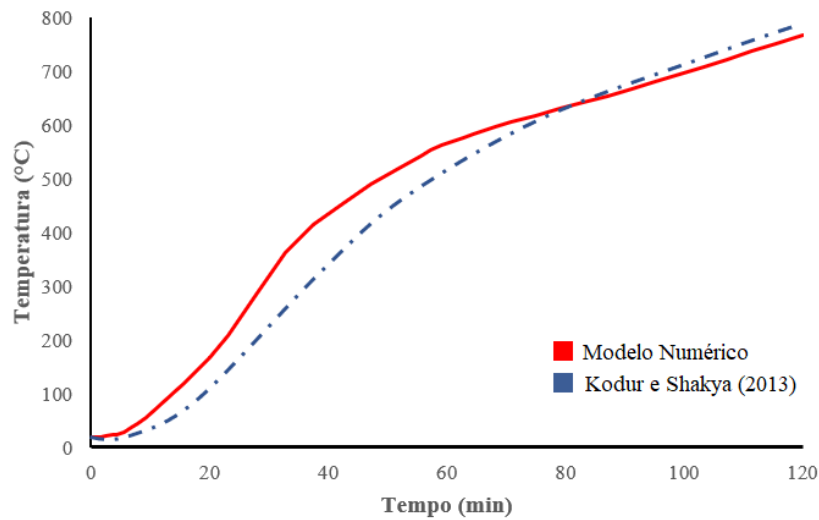


Figura 3.9 – Comparação dos resultados de Kodur e Shakya (2013) – Material: CACFO-300



Ao se analisar a Figura 3.8 e a Figura 3.9, observa-se que o modelo numérico desta tese apresentou resultados semelhantes aos modelos numéricos de Kodur e Shakya (2013). Vê-se que existe alguma diferença nos resultados, que pode ser dada por diferenças de modelagem numérica entre o ANSYS (ferramenta computacional que os autores supracitados utilizaram em sua análise) e o ABAQUS, utilizado neste trabalho. Além disso, os autores não especificaram em seu artigo quais foram os pontos exatos nos quais as temperaturas foram medidas para realizar a média. Contudo, apesar das pequenas discrepâncias nos resultados, viu-se que as curvas seguem o mesmo padrão, apresentando diferenças de, em média, 10% para o material CACFO-300. Para o material Carboline Type-5MD, a diferença média é de 7%. Com isso, verifica-se que o campo de temperatura das argamassas projetadas está devidamente validado e as propriedades aqui citadas serão utilizadas nos modelos dos estudos paramétricos desta tese.

Para a validação da modelagem no ABAQUS do campo térmico do revestimento do tipo caixa, utilizando gesso acartonado resistente ao fogo, na falta de trabalhos experimentais com esse tipo de revestimento, será utilizado o trabalho de Rigobello (2007). Neste trabalho, o autor utilizou os dados de Vargas e Silva (2003) para a determinação das propriedades térmicas, sem que estas variassem com a temperatura, conforme indicadas a seguir:

- Massa específica: 800 kg/m³;
- Calor específico: 1200 J/kg°C;
- Condutividade térmica: 0,15 W/m°C;
- Espessura da placa de gesso acartonado: 12,5 mm.

Uma questão importante que não foi levada em consideração no trabalho de Rigobello (2007), uma vez que a NBR 14323 (2013) despreza a existência do ar, é a consideração do mecanismo de transmissão de calor no interior da cavidade, que é realizada por meio da condução de calor pelo ar. Nesse sentido, este trabalho levará em consideração, com os dados da propriedade retirados de Ribeiro (2004), conforme indicados na Tabela 3.4.

Foi escolhido para a validação dos resultados o perfil VS 400x78, da série de perfis soldados, que serão os utilizados e modelados nas análises paramétricas desta tese. A Figura 3.10 apresenta a malha de elementos finitos obtida via modelo numérico, mostrando o campo de temperaturas encontrado. Na Figura 3.11, apresentam-se os resultados da elevação de temperatura (temperatura média entre as maiores e menores temperaturas) obtidos neste trabalho, sem considerar a transmissão de calor pelo ar, optando por considerar a transmissão de calor pelo ar e os dados retirados do trabalho de Rigobello (2007) e, ainda, os resultados obtidos com o procedimento previsto na NBR 14323 (2013), adotando a equação de elevação de temperatura no aço para elementos revestidos contra o fogo.

Tabela 3.4 – Propriedades do ar no interior da proteção do tipo caixa (Ribeiro, 2004)

Temperatura (°C)	Massa específica (kg/m ³)	Calor específico (J/kg°C)	Condutividade térmica (W/m°C)
20	1,17	1000	0,025
100	0,94	1012	0,032
180	0,78	1025	0,038
260	0,65	1040	0,043
340	0,56	1073	0,052
420	0,50	1073	0,052
500	0,45	1090	0,056
580	0,41	1107	0,060
660	0,38	1125	0,063
740	0,35	1141	0,067
820	0,32	1158	0,071
900	0,30	1173	0,075
980	0,27	1188	0,080
1060	0,25	1201	0,086

Figura 3.10 – Campo de temperaturas com a consideração do ar nas cavidades – Material de revestimento contra o fogo: placa de gesso acartonado

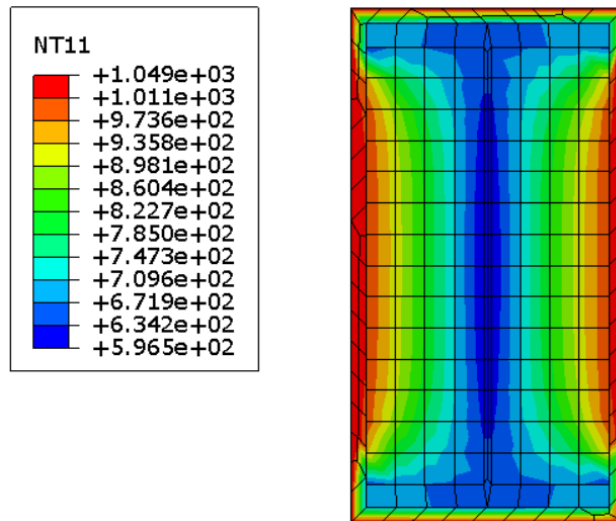
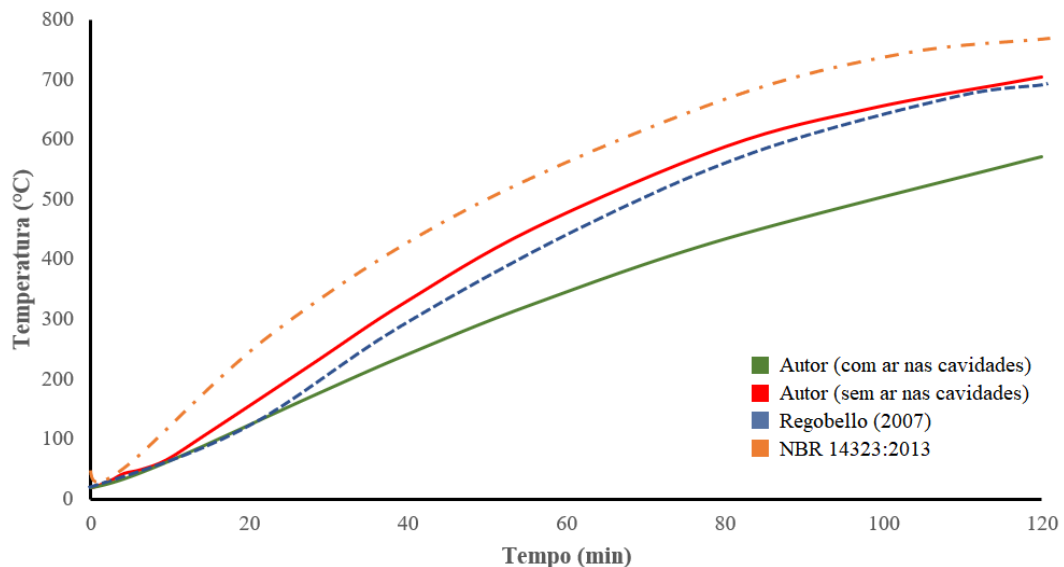


Figura 3.11 – Comparação dos resultados (mesa inferior) de Regobello (2007) – Material de revestimento contra o fogo: placa de gesso acartonado



Verifica-se, a partir da Figura 3.11, que os resultados desta tese são similares ao mostrado por Rigobello (2007), com uma média de temperatura ligeiramente superior, com um erro médio de 5%, possivelmente pequenas diferenças da modelagem da irradiação do calor pela cavidade entre o ABAQUS e o ANSYS. Contudo, vê-se que a curva segue a mesma tendência, sugerindo, assim, que o modelo está devidamente validado. A título de representação, verificou-se que o modelo desta tese, utilizando o ar dentro da cavidade, apresentou temperaturas médias menores que os modelos sem essa consideração – uma vez que

o ar no interior da cavidade funciona como um isolante térmico natural. Por fim, vê-se que o modelo numérico desta tese apresenta uma elevação de temperatura média menor que a curva dada na ABNT NBR 14323 (2013) para elementos com material de revestimento contra o fogo, mas com a mesma tendência de elevação de temperatura, mostrando que a curva do código brasileiro, apesar de conservadora, está a favor da segurança.

Nesta tese, será considerada também a pintura intumescente como material de revestimento contra o fogo. Para a validação desse material, será utilizada, como referência, a tese de doutorado de Krishnamoorthy (2011), que estudou o comportamento de vigas de aço em situação de incêndio com esse mesmo tipo de revestimento no ABAQUS.

O autor em questão utilizou alguns trabalhos experimentais como referência para a definição das propriedades térmicas do revestimento, principalmente em relação à condutividade térmica, além de utilizar os dados do trabalho de Dai *et al.* (2009), no qual se realizou um ensaio para verificar a influência da proteção parcial de tintas intumescentes em ligações de vigas com pilares de aço em altas temperaturas. A partir deste trabalho, Krishnamoorthy (2011) calculou um valor médio de condutividade térmica, chegando em duas equações polinomiais, mostradas a seguir, em que se estudou a fase virgem da tinta (até 350 °C – Equação 4.5) e a fase carbonizada da tinta (de 350 °C até 800 °C – Equação 4.6). É importante salientar que essa equação é válida somente ao tipo de pintura intumescente utilizado no trabalho de Krishnamoorthy (2011). Na Figura 3.12, é possível observar os valores de condutividade térmica utilizados por Krishnamoorthy (2011) e por Dai *et al.* (2009).

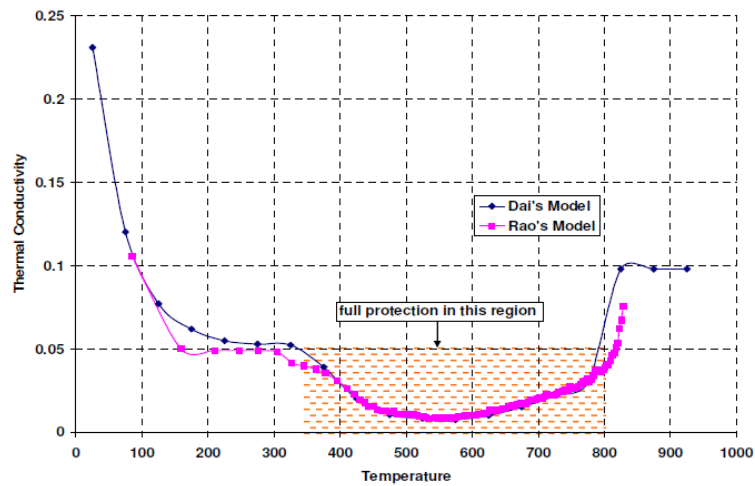
$$\lambda = -2 \times 10^{-8} \theta_p^3 + 1 \times 10^{-5} \theta_p^2 - 0,0029 \theta_p + 0,2759 \quad \text{Eq. 3.5}$$

$$\lambda = -3 \times 10^{-10} \theta_p^3 + 5 \times 10^{-8} \theta_p^2 - 0,0004 \theta_p + 0,152 \quad \text{Eq. 3.6}$$

Nas análises paramétricas do trabalho de Krishnamoorthy (2011), estudou-se a distribuição de temperatura e o comportamento estrutural de vigas em situação de incêndio quando a pintura intumescente começa a perder as suas propriedades de revestimento contra o fogo. Entretanto, esta tese não levará esse efeito em consideração, e, como a intenção é verificar a distribuição de temperatura, para isso, será utilizado como parâmetro o “Cenário de Dano 3”, da tese de Krishnamoorthy (2011), em que o autor considerou que o material de revestimento contra o fogo teria uma perda de 10% das suas propriedades térmicas no centro do vão, na mesa superior. A viga utilizada é um perfil da série britânica UB254x146x43, sendo a pintura intumescente com a espessura de 1 mm, utilizando o aquecimento da curva-padrão da ISSO

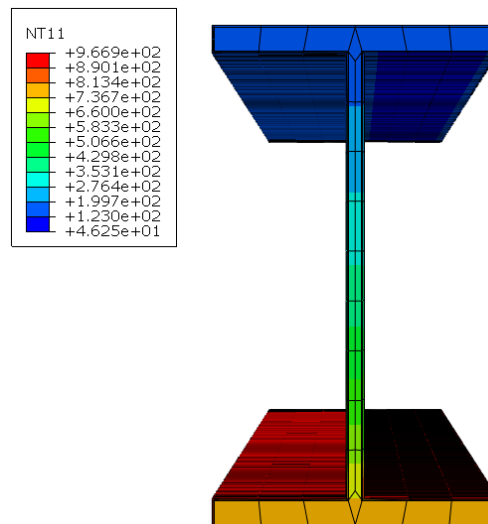
834 em três faces da viga. O coeficiente de convecção foi tomado como 25 W/m² °C nas partes aquecidas e 9 W/m² °C na mesa superior, não aquecida. Na Figura 3.13, é possível verificar a malha de elementos finitos com a visualização do campo térmico encontrado.

Figura 3.12 – Modelos de condutividade térmica utilizados por Krishnamoorthy (2011) e Dai *et al.* (2009)



Fonte: (Krishnamoorthy, 2011)

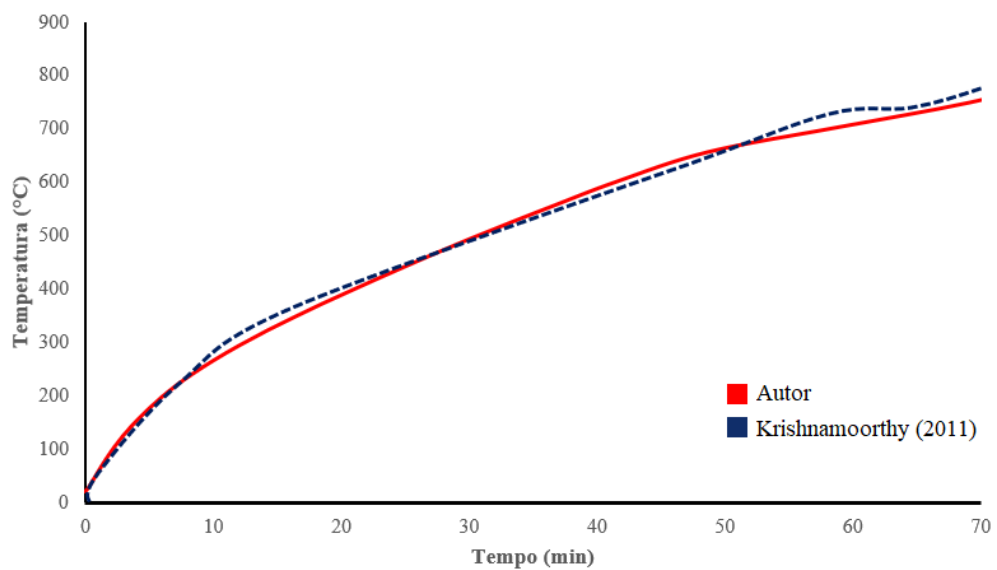
Figura 3.13 – Campo de temperaturas – Material de revestimento contra o fogo: pintura intumescente



Na Figura 3.14, é possível verificar a comparação entre os valores encontrados nesta tese e os valores encontrados por Krishnamoorthy (2011). Nota-se que há pouquíssimas diferenças entre o modelo numérico desta tese e o modelo de validação. Apesar de ambos os

modelos utilizarem o ABAQUS, as pequenas diferenças encontradas se devem, provavelmente, ao fato da densidade utilizada nesta tese e a densidade utilizada pelo autor da validação serem ligeiramente diferentes, uma vez que Krishnamoorthy (2011) não cita exatamente uma expressão para representar a redução da densidade em razão do aumento de temperatura. Outrossim, a diferença entre os modelos é quase imperceptível, verificando, assim, que o modelo de vigas com a pintura intumescente como revestimento contra o fogo está devidamente validado.

Figura 3.14 – Comparação dos resultados (mesa inferior) de Krishnamoorthy (2011) – Material de revestimento contra o fogo: tinta intumescente



4. ESTUDO DAS VIGAS DE AÇO E MISTAS DE AÇO E CONCRETO COM RESTRIÇÕES AXIAIS E ROTACIONAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

O estudo paramétrico a ser apresentado neste capítulo foi realizado com o intuito de verificar o comportamento de vigas de aço e mistas em altas temperaturas, com ou sem revestimento contra o fogo contra o fogo - quanto à variação das restrições axiais e rotacionais do modelo, considerando, no caso de lajes mistas, a continuidade das lajes. Tal estudo visa munir esta tese de resultados acerca das forças axiais nos apoios para comparação com os resultados encontrados em pórticos bidimensionais.

O estudo de validação desta tese foi realizado por comparação com resultados experimentais e simulações numéricas realizadas por diversos autores. Como não há um estudo unificado com as tipologias de vigas utilizadas neste trabalho, as validações foram realizadas nos seguintes aspectos em situação de incêndio, de acordo com as simulações que serão realizadas nesta tese:

- (a) Vigas de aço com restrições axiais e rotacionais;
- (b) Vigas de aço com restrições axiais e rotacionais e revestimento contra o fogo;
- (c) Vigas mistas de aço e concreto com restrições axiais e rotacionais;

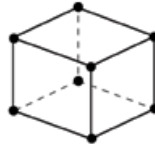
4.1. Validação das simulações numéricas

4.1.1. Aspectos gerais sobre a análise termestrutural

Todas as modelagens numéricas desta tese foram realizadas com o *solver* ABAQUS/*Explicit* (conforme explicado no capítulo anterior) e as vigas carregadas com um nível de carregamento pré-estabelecido, seguido por um aumento uniforme de temperatura, utilizando a curva de incêndio-padrão prevista na ABNT NBR 14323 (2013), com os campos térmicos devidamente validados, conforme visto no Capítulo 3.

O elemento finito utilizado para a modelagem da análise termestrutural foi o tipo C3D8R (Figura 4.1), um elemento linear tridimensional de oito nós, com apenas um ponto de integração, uma vez que tal elemento promove um tempo reduzido para a análise em altas temperaturas.

Figura 4.1 – Representação do elemento finito C3D8R



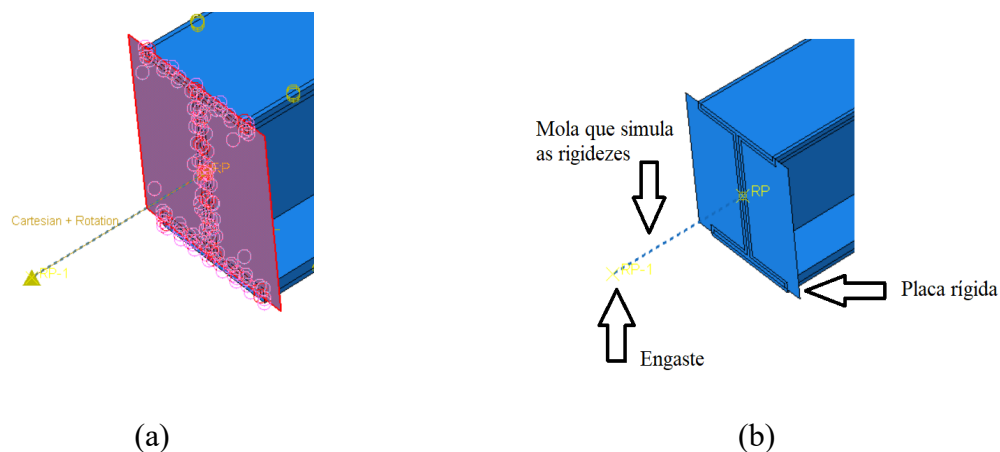
De acordo com Simulia (2017), tal elemento tem a vantagem de não ser rígido o suficiente ao sofrer momentos, tornando o tempo para integração reduzido. Além disso, as tensões e deformações são mais precisas nos pontos de integração, por estarem localizados no meio do elemento. Contudo, são necessários elementos pequenos para se capturar a concentração de tensões no limite de uma estrutura, para que seja, então, garantida a precisão dos resultados.

A não linearidade do material foi estabelecida pelo diagrama tensão-deformação fornecido no Eurocode 3 Part 1-2. A não linearidade geométrica é incorporada ao modelo, selecionando a opção "NLGEOM", no *solver Explicit* do ABAQUS. As propriedades térmicas do aço foram tomadas de acordo com o previsto na ABNT NBR 14323 (2013). As propriedades térmicas do concreto foram tomadas de acordo com o previsto na ABNT 15200 (2013). As propriedades dos materiais de revestimento contra o fogo foram retiradas de diversos estudos numéricos e experimentais, cuja validação foi mostrada no Capítulo 3. O coeficiente de expansão térmica foi tomado como $0.000014/^{\circ}\text{C}$ nos modelos deste trabalho, exceto na validação de resultados em que os autores utilizaram valores distintos do considerado nesta tese.

As condições de contorno utilizadas nas simulações desta parte da tese estão representadas na Figura 4.2. Placas rígidas foram fixadas nas extremidades da viga. A conexão das placas com a viga é feita a partir da opção *coupling constraint* do ABAQUS, conforme Figura 4.2a. Para simular as rigidezes axial e rotacional dos modelos, respectivamente, é utilizado um elemento de conexão do tipo CONN3D2, que se comporta como uma mola, devido às propriedades de rigidezes inseridas no campo *connector section*, conforme mostra a Figura 4.2b. O elemento do tipo *wire* fica conectado entre dois pontos do modelo: um ponto que está conectado ao centroide da placa e outro ponto em uma posição afastada da viga. No primeiro ponto, aplica-se uma condição de contorno que libera as deformações axiais e rotacionais. No segundo ponto, aplica-se uma condição de contorno do tipo engaste, em que todos os movimentos estão restritos. Esse artifício se faz necessário para que a análise possa convergir

sem problemas de estabilidade. Ressalta-se que foi assumido que a rigidez das molas não é afetada pela temperatura. Este cenário considera que a região em que a viga está conectada (ligações e pilares) foi revestida contra o fogo.

Figura 4.2 – Condições de contorno das vigas da simulação numérica



4.1.2. Validação do modelo de vigas de aço com restrições axiais e rotacionais

Na primeira parte da validação dos resultados desta tese, considerando a inclusão de molas para simular as rigidezes axiais e rotacionais, utilizou-se o modelo experimental de Liu *et al.* (2002), no qual os autores realizaram uma série de ensaios para estudar os efeitos da restrição axial e rotacional de vigas em altas temperaturas, conforme já apresentado no Estado da Arte desta tese. Para validarem os modelos em suas respectivas teses de doutorado, Yin (2004) e Najafi (2014) utilizaram o trabalho de Liu *et al.* (2002). Dessa forma, neste trabalho serão utilizados os resultados dos respectivos autores para a validação dos resultados.

O modelo a ser usado na validação é constituído de uma mola com rigidez axial e rotacional nas extremidades do perfil. O perfil do modelo é o UB178x102x19, de aço S275, com dois metros de vão, dois valores distintos de carga axial concentrada e uma taxa de 0.5 e 0.7 da carga última em temperatura ambiente (Figura 4.3). Os valores são 38.3 kN e 52.6 kN, respectivamente, conforme descrito em Najafi (2014). Esse carregamento foi aplicado em uma área igual à largura da mesa, a fim de evitar erros numéricos na análise. A rigidez axial considerada foi de 8 kN/m, e a rigidez rotacional foi estimada como 14000 kNm/rad. A estimativa foi feita pois, de acordo com Yin (2004), esse valor não foi apresentado no trabalho de Liu *et al.* (2002). Nas Figuras de 4.3 a 4.11 é possível ver a comparação com os resultados encontrados neste trabalho frente aos resultados dos demais autores.

Figura 4.3 – Representação do modelo utilizado na validação dos resultados de Liu *et al.* (2002), Yin (2004) e Najafi (2014)

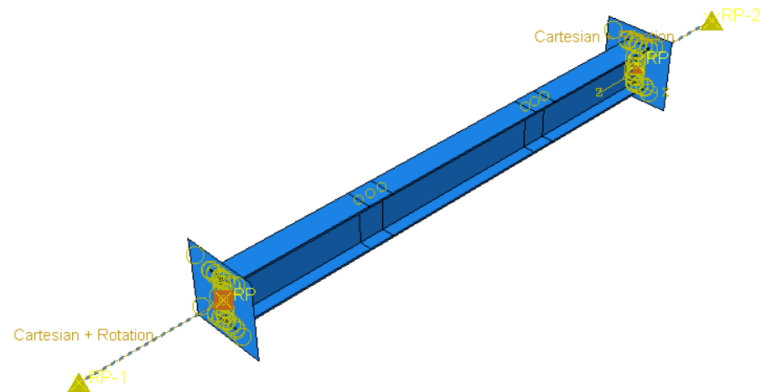


Figura 4.4 – Comparação entre os trabalhos de Liu *et al.* (2002), Yin (2004) e Najafi (2014) – $K = 8$ kN/mm e $F = 38,3$ kN (0,5 da carga última) – Deslocamentos

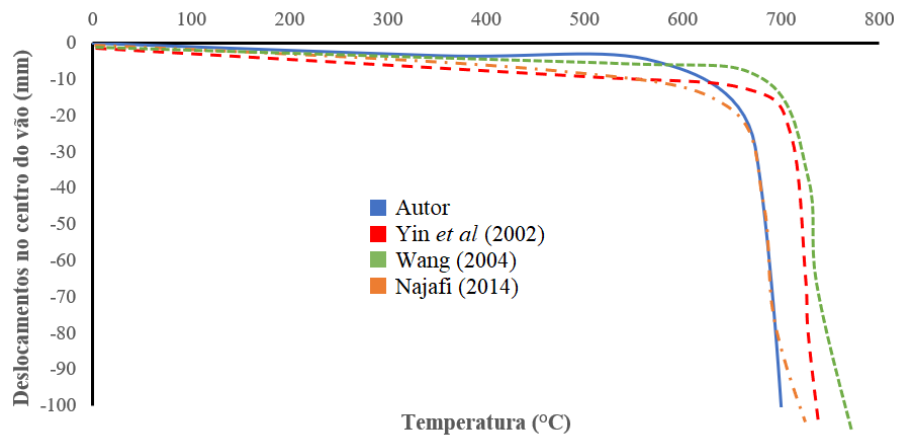


Figura 4.5 – Comparação entre os trabalhos de Liu *et al.* (2002), Yin (2004) e Najafi (2014) – $K = 8$ kN/mm e $F = 38,3$ kN (0,5 da carga última) – Força Axial nos Apoios

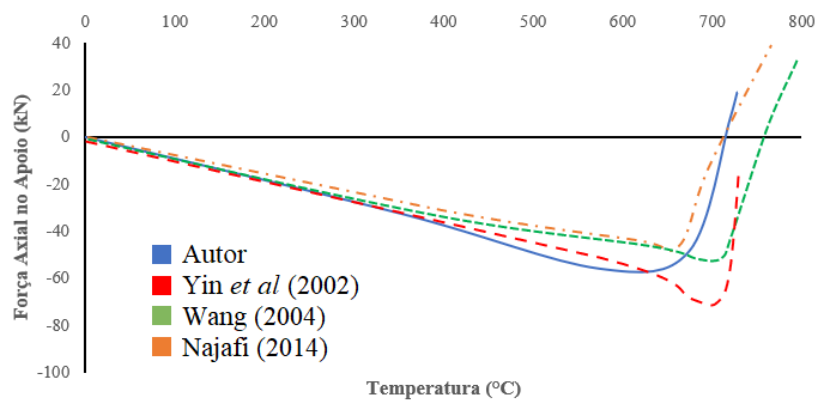


Figura 4.6 – Comparação entre os trabalhos de Liu *et al.* (2002), Yin (2004) e Najafi (2014) – $K = 8$ kN/mm e $F = 53,6$ kN (0,7 da carga última) – Deslocamentos

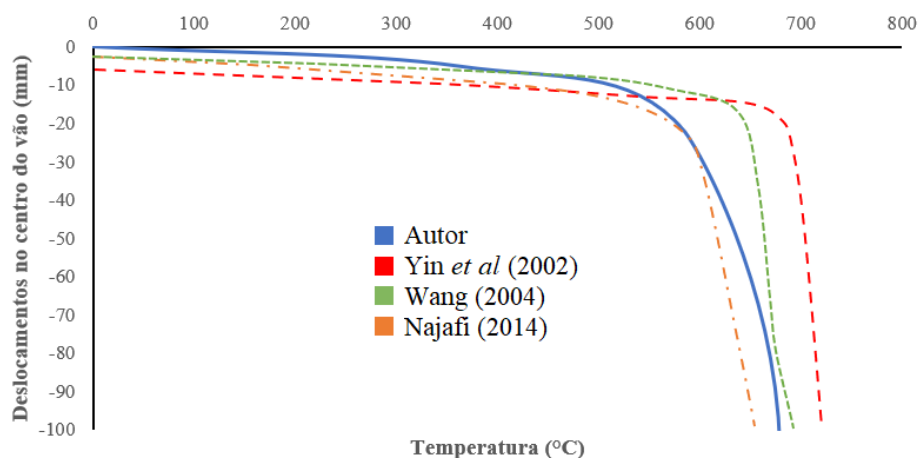


Figura 4.7 – Comparação entre os trabalhos de Liu *et al.* (2002), Yin (2004) e Najafi (2014) – $K = 8$ kN/mm e $F = 53,6$ kN (0,7 da carga última) – Força Axial nos Apoios

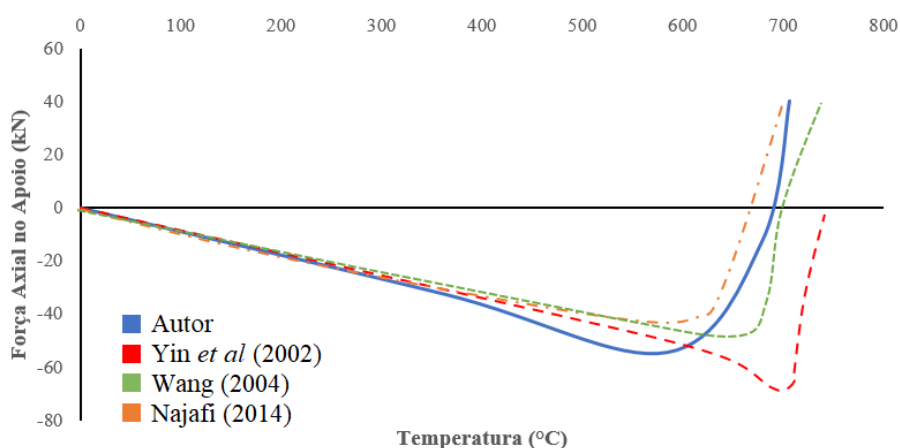


Figura 4.8 – Comparação entre os trabalhos de Liu *et al.* (2002), Yin (2004) e Najafi (2014) – $K = 62$ kN/mm e $F = 38,3$ kN (0,5 da carga última) – Deslocamentos

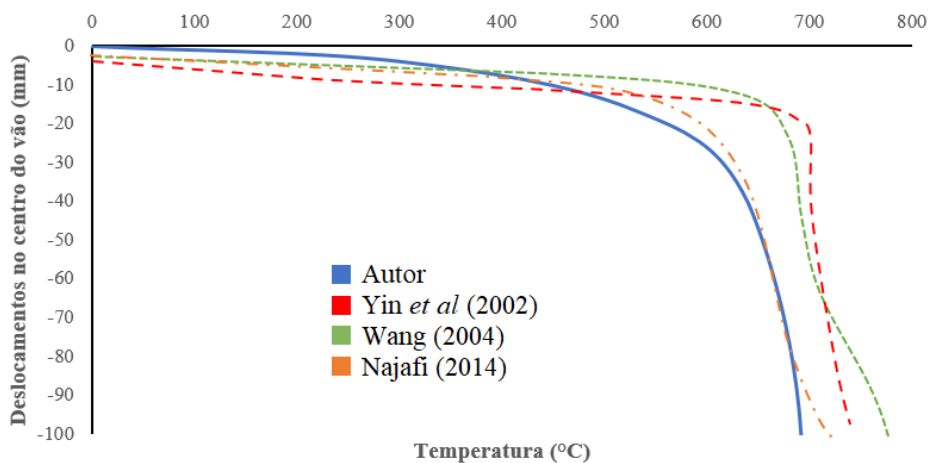


Figura 4.9 – Comparação entre os trabalhos de Liu *et al.* (2002), Yin (2004) e Najafi (2014) – $K = 62$ kN/mm e $F = 38,3$ kN (0,5 da carga última) – Força Axial nos Apoios

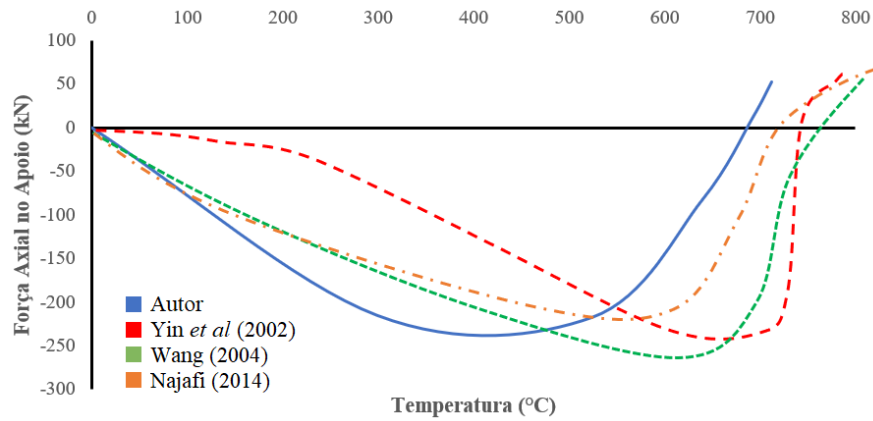


Figura 4.10 – Comparação entre os trabalhos de Liu *et al.* (2002), Yin (2004) e Najafi (2014) – $K = 62$ kN/mm e $F = 53,6$ kN (0,7 da carga última) – Deslocamentos

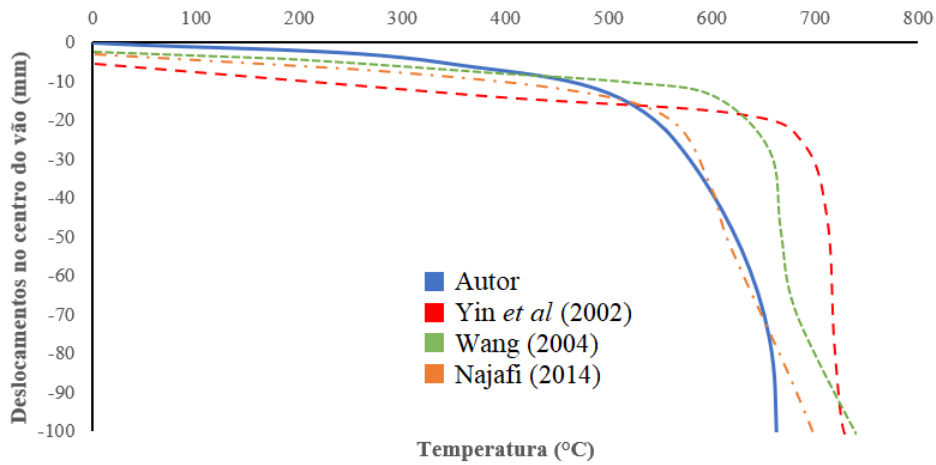
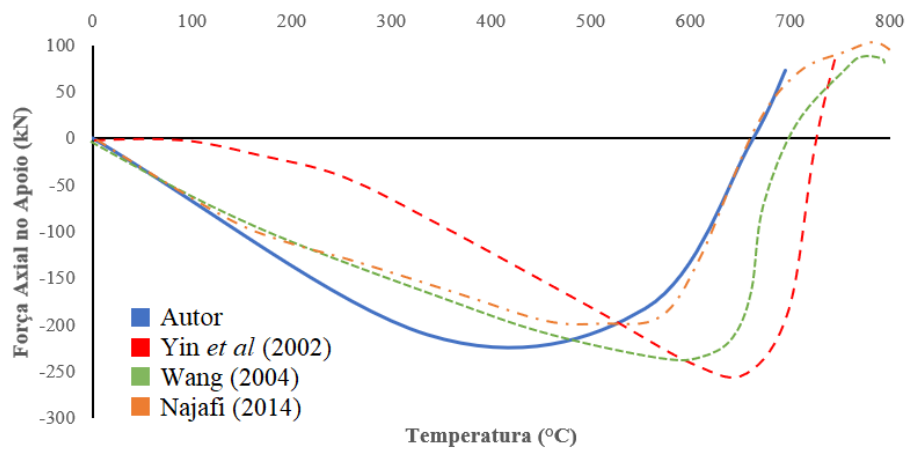


Figura 4.11 – Comparação entre os trabalhos de Liu *et al.* (2002), Yin (2004) e Najafi (2014) – $K = 62$ kN/mm e $F = 53,6$ kN (0,7 da carga última) – Força Axial nos Apoios



Verifica-se, a partir dos resultados apresentados, que os valores encontrados neste trabalho são ligeiramente mais conservadores que os encontrados por Najafi (2014) e por Yin (2004), principalmente relativos à temperatura crítica da viga. Contudo, ambos os trabalhos possuem a mesma rigidez inicial, apresentando os mesmos deslocamentos até aproximadamente 200°C. Em relação ao trabalho experimental, verificou-se que, apesar dos resultados estarem um pouco discrepantes, tanto este trabalho quanto o de Najafi (2014) apresentaram resultados mais conservadores, contudo, com comportamentos similares. Essa diferença ocorre, possivelmente, pelo fato de estarem sendo utilizados diferentes valores em relação à resistência de escoamento, conforme explicado no trabalho de Yin (2004). Ressalta-se, ainda, que a diferença entre os resultados deste trabalho e os resultados encontrados por Najafi (2014) seja devida às considerações distintas utilizadas no ABAQUS, principalmente em relação aos valores escolhidos para o coeficiente de expansão térmica, que alteram visivelmente os resultados, quando considerado constante ou distintos, a partir da variação de temperatura. No caso específico deste trabalho, considerou-se o coeficiente de expansão térmica constante, mesmo com o aumento da temperatura.

4.1.3. Validação dos modelos de vigas mistas com restrições axiais e rotacionais

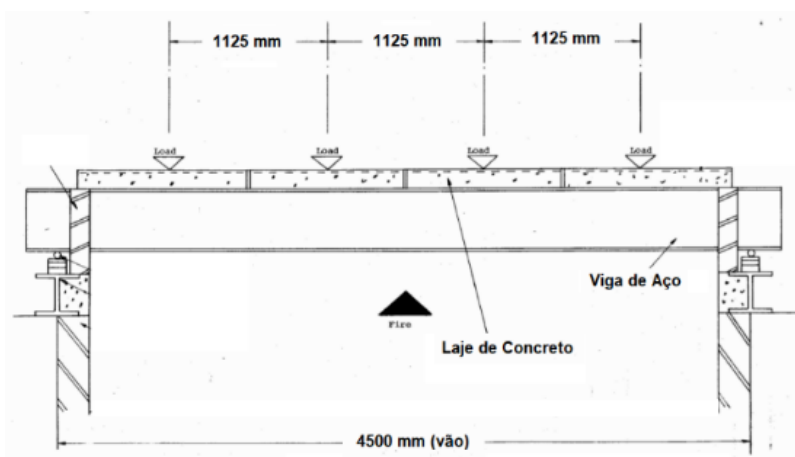
A validação dos modelos de vigas mistas nesta tese será dada em duas etapas: a primeira etapa validará o modelo de viga mista simplesmente apoiada, sem a variação das rigidezes axiais ou rotacionais, ou seja, o modelo será constituído apenas de viga simplesmente apoiada, com resultados comparados em um ensaio experimental para aprovação desse modelo; a segunda etapa validará o modelo viga mista com variação de restrições axiais e rotacionais, a partir de comparação com resultados numéricos encontrados por diversos autores.

Para a validação dos modelos de vigas mistas, foram utilizados os dados experimentais encontrados por Wainman e Kirby (1987). Os autores realizaram diversos ensaios em Rotherham, na Inglaterra, a fim de avaliar o comportamento de vigas mistas, sem revestimento contra o fogo, em situação de incêndio. Escolheu-se, para a validação, o Teste de Incêndio 15. A escolha por esse ensaio se deu pela similaridade do que será utilizado nos modelos de vigas mistas desta tese. A Figura 4.12 mostra a vista longitudinal da configuração utilizada nos ensaios em questão.

No Teste 15, analisou-se um perfil da série britânica UB 254 x 146 x 43 de aço, que foi conectado a uma laje de concreto armado, usando conectores de cisalhamento (*stud bolts*). O

vão total da viga em questão é de 4350 mm. A laje possui uma largura de 642 mm e espessura de 130 mm. A armadura da laje possui um diâmetro de 8 mm espaçados a cada 200 mm longitudinalmente e 100 mm transversalmente. Os conectores de cisalhamento são espaçados em 95 mm em duas linhas na mesa superior da viga, com a distância entre conectores de 280 mm, e um diâmetro de 19 mm. No Teste 15, foram aplicadas quatro cargas concentradas de 32.5 kN. Ressalta-se que, no ensaio dos autores, não foram observados fenômenos de instabilidade local e lateral. De acordo com Wainman e Kirby (1987), a falha de flexão ocorreu nos dois testes, quando a seção alcançou o momento de plastificação total em altas temperaturas.

Figura 4.12 – Configuração da seção longitudinal dos Teses de Incêndio



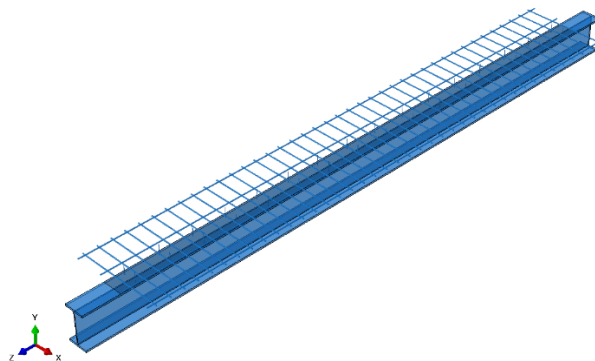
Fonte: (Leite e Silva, 2021)

O valor da resistência ao escoamento do aço à temperatura ambiente foi medido em laboratório, com valores iguais a 280 MPa para o Teste 15. O valor da resistência à ruptura também foi medido, resultando em valor igual a 469 MPa. Ainda de acordo com Wainman e Kirby (1987), o forno utilizado nos Testes é alimentado a gás, com comprimento de 4000 mm, largura de 3000 mm e altura de 1800 mm. O aquecimento do forno seguiu a curva definida na BS 476:1972 – Parte 8, similar à curva da ISO 834, com pequenas variações na temperatura. O concreto possui resistência à compressão de 30 MPa.

O campo térmico utilizado na validação já foi definido nesta tese em 3.3.2. A partir desses resultados, foi realizada a análise termestrutural do modelo. As armaduras da laje foram modeladas como elementos de treliça (Elemento T3D2 do ABAQUS), os quais são conectados à mesa superior da viga e à laje de concreto, a partir da opção *Constraint* do tipo *Tie*. Os conectores de cisalhamento foram modelados por elementos de pórtico (Elemento B31 do

ABAQUS). Na Figura 5.13, é possível verificar o detalhe das armaduras e dos conectores de cisalhamento conectados à viga e à laje de concreto, respectivamente.

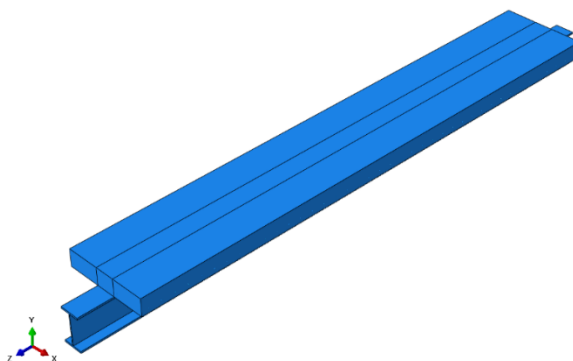
Figura 4.13 – Vista da modelagem da armadura da laje e dos “stud bolts”



A não linearidade do aço foi classificada de acordo com o diagrama tensão-deformação indicado no Eurocode 3 Part 1-2 e modelada no ABAQUS, a partir da opção *Plastic*, na edição de materiais. O comportamento não linear do concreto foi modelado pela opção *Concrete Damaged Plasticity*. Essa opção considera, além dos diagramas tensão *versus* deformação, distintos para compressão e tração, em função da variação de temperatura, a caracterização do comportamento do concreto para diferentes estados de tensão. Seguiu-se, para isso, as recomendações vistas em Kmiecik e Kaminski (2011).

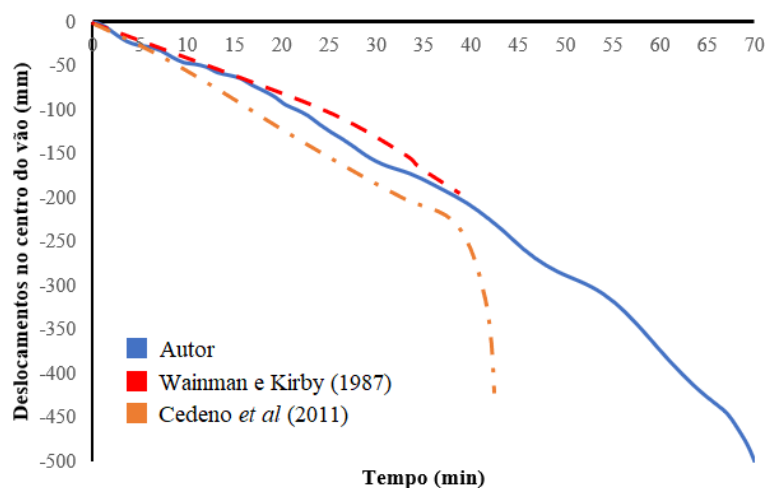
Como condição de contorno, esse modelo utilizou as considerações vistas no item 4.1.1 desta tese, com o deslocamento axial liberado em um dos apoios, permitindo, também, as rotações. O carregamento aplicado foi concentrado em quatro regiões distintas. Contudo, para que não houvesse algum erro numérico no ABAQUS, por concentrar as cargas em uma região, as cargas foram consideradas como distribuídas, utilizando o critério já visto na modelagem do item 4.1.2 desta tese. A Figura 4.14 mostra o modelo elaborado para a validação dos resultados.

Figura 4.14 – Representação do modelo de viga mista utilizada para validação dos resultados



Wainman e Kirby (1987) utilizaram em seu trabalho a medição dos deslocamentos no centro do vão em função do tempo de incêndio e não em função da temperatura. Sendo assim, nesta parte do trabalho, será utilizado para validação esse mesmo parâmetro. Cedeno *et al.* (2011) realizaram validações das suas modelagens numéricas também a partir do trabalho de Wainman e Kirby (1987), ressaltando que esses ensaios foram levados até 40 minutos de incêndio, ou seja, não foram medidos resultados após esse tempo. Dessa maneira, os resultados encontrados por aqueles autores também serão mostrados na validação do modelo desta tese, podendo ser vistos na Figura 4.15 (Teste de Incêndio 15).

Figura 4.15 – Comparação dos resultados para validação do modelo de viga mista de aço e concreto (Teste de Incêndio 15)



A partir dos resultados vistos na Figura 4.15, apesar de haver certas discrepâncias ao longo do tempo, principalmente quanto ao *runway* apresentado nesta tese e por Cedeno *et al.* (2011), da possibilidade de haver alguma diferença entre os parâmetros da modelagem numérica e dos ensaios, principalmente no que tange às propriedades mecânicas dos materiais que são normatizados e que levam em considerações as margens de segurança, verificou-se que o modelo numérico representou, de forma satisfatória, o comportamento da viga mista em situação de incêndio.

5.1.4. Validação dos modelos de vigas de aço com revestimento contra o fogo

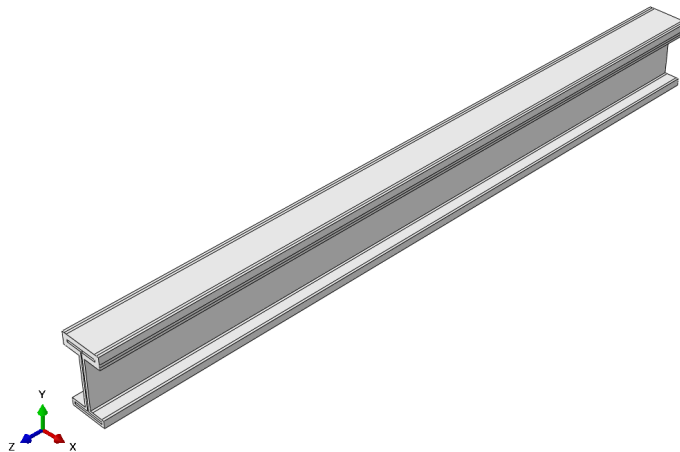
O modelo de vigas de aço com revestimento contra o fogo será validado para argamassas projetadas. Os modelos serão validados a partir dos resultados encontrados em Kodur e Shakya (2013). Serão realizadas apenas essas validações, pois não foram encontrados trabalhos experimentais que tivessem como objetivo o estudo do comportamento de vigas com

revestimento contra o fogo com outros tipos de materiais, como gesso acartonado ou placa de lã de vidro, por exemplo.

Em Kodur e Shakya (2013), os autores realizaram um ensaio para determinar a variação das propriedades térmicas dos materiais de revestimento contra o fogo de acordo com a temperatura (já validado no item 3.3.2 desta tese) e análise termomecânica, na qual os autores utilizaram os dados encontrados no ensaio experimental para verificar o comportamento de vigas restringidas com os revestimentos estudados. A viga estudada pelos autores é do tipo W12x30, série americana, com um vão de 3,5 metros, e é submetida a um carregamento distribuído equivalente a 40% do carregamento máximo que a viga pode suportar em temperatura ambiente. Os revestimentos, as propriedades e as espessuras utilizadas na análise já foram demonstradas no item 3.3.2 desta tese.

O objetivo dessa validação é verificar se o modelo computacional do ABAQUS, que será utilizado para as análises paramétricas desta tese, está de acordo com o modelo computacional de Kodur e Shakya (2013), de modo que se possa oferecer resultados mais próximos com a realidade. Ressalta-se, entretanto, alguns pontos importantes sobre a modelagem numérica, como o fato de que os autores não informaram as seguintes propriedades: módulo de elasticidade do aço e resistência ao escoamento do aço. Além disso, os autores informaram que as propriedades térmicas de aço durante o incêndio foram retiradas da Eurocode 3, sem citar, entretanto, se a expansão térmica variava com a temperatura ou era tomada como constante, simplificada. Na Figura 4.16, é possível verificar o modelo no ABAQUS utilizado nesta tese para a validação dos resultados.

Figura 4.16 – Modelo no ABAQUS da viga com revestimento contra o fogo



Na ausência dos dados citados anteriormente, optou-se por utilizar, nesta tese, os seguintes dados para a análise, que forneceram resultados mais próximos se comparados com o trabalho de Kodur e Shakya (2013):

- Módulo de elasticidade do aço: 205 GPa;
- Resistência ao escoamento do aço em temperatura ambiente: 345 Mpa.

Os resultados da validação dos modelos, levando em consideração os deslocamentos máximos no centro do vão, são mostrados nas Figuras 4.17 e 4.18, utilizando, respectivamente, os materiais de proteção do tipo argamassa projetada, CACFO e Carboline – materiais escolhidos na validação do campo térmico.

Figura 4.17 – Comparação dos resultados para validação do modelo de viga com revestimento contra o fogo – Material CACFO

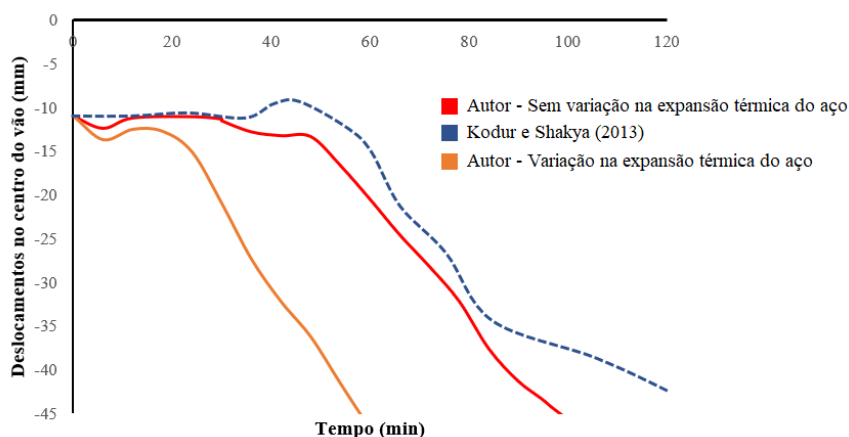
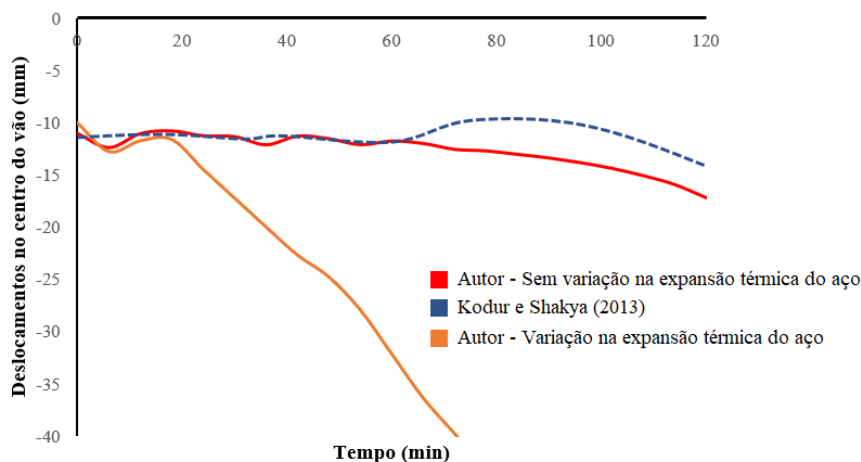


Figura 4.18 – Comparação dos resultados para validação do modelo de viga com revestimento contra o fogo – Material Carboline



Verifica-se, nos resultados encontrados nas Figuras 4.17 e 4.18, que existem algumas discrepâncias entre o modelo realizado no ABAQUS, desta tese, e o modelo realizado no ANSYS, de Kodur e Shakya (2013). Nesta tese, foram realizadas duas modelagens distintas: a primeira, considera que o coeficiente de expansão térmica do aço não varia conforme a temperatura e, a segunda, considerando o coeficiente de expansão térmica. Entende-se, então, pelos resultados apresentados, que, provavelmente, os autores não analisaram a variação da expansão térmica. Para ambos os modelos (utilizando o revestimento contra o fogo do tipo CAFCO e Carboline, respectivamente), notou-se uma maior diferença nos resultados a partir de 60 minutos de incêndio, aproximadamente, com os resultados desta tese apresentando deslocamentos mais acentuados, principalmente no modelo em que se utiliza o revestimento do tipo CAFCO. Tal diferença já foi vista e discutida na validação do campo térmico, uma vez que as temperaturas encontradas nesta tese para esse tipo de material são ligeiramente maiores que as encontradas no trabalho de Kodur e Shakya (2013).

Por fim, observa-se, então, um erro de, aproximadamente, 10% entre os modelos, na fase de incêndio em que a viga possui maior deslocamento vertical. Este erro, provavelmente, se deve ao fato de haver diferenças entre os parâmetros da modelagem numérica no ABAQUS e no ANSYS, principalmente se considerarmos que os autores do estudo não deixaram claro quais foram as propriedades do aço que foram utilizadas na análise. Entretanto, verifica-se que os modelos possuem uma similaridade no comportamento e, até 60 minutos de incêndio, o erro médio encontrado na modelagem é de aproximadamente 5%. Considerando que o modelo verificado nesta tese está a favor da segurança (apresentando maiores deslocamentos) e que os parâmetros dos materiais do trabalho de Kodur e Shakya (2013) não foram completamente apresentados, verificou-se que o modelo numérico representou, de forma satisfatória, o comportamento da viga simples com revestimento contra o fogo do tipo argamassa projetada.

4.2. Estudo paramétrico de vigas de aço e mistas de aço e concreto com restrições axiais e rotacionais com e sem revestimento contra o fogo.

4.2.1. Premissas da análise paramétrica

Neste estudo paramétrico foram analisados vãos de 5, 10 e 15 metros, com as vigas do tipo soldadas VS 350x25, VS 500x73 e VS 700x154, para cada vão, respectivamente. A memória de cálculo do dimensionamento de tais vigas em temperatura ambiente pode ser vista no Anexo A desta tese. O carregamento aplicado na viga é da ordem de 0,4 do carregamento

máximo que a viga pode suportar, em temperatura ambiente, considerando uma viga com restrições axiais e rotacionais infinitas (bi engastadas). A Figura 5.19 mostra a representação de um dos modelos utilizados neste estudo paramétrico para vigas de aço. As vigas mistas utilizarão as mesmas seções das vigas de aço. As lajes de concreto armado, do tipo maciça, foram dimensionadas pela ABNT NBR 6118 (2014). Os “*stud bolts*” foram dimensionados a partir dos critérios da ABNT NBR 8800 (2008). A Figura 5.20 mostra a representação de um dos modelos de vigas mistas utilizados neste estudo paramétrico. Este estudo paramétrico simulará o comportamento de vigas em uma subestrutura, como se a viga estivesse conectada a um pilar de fachada, no apoio da direita, e a um pilar intermediário, no apoio da esquerda, conforme a Figura 5.21. Na Figura 5.22, pode ser visto o modelo estrutural da viga isolada, como modelado no ABAQUS. É importante verificar que, nos modelos de viga mista, as vigas possuem um dos lados da laje com continuidade, ou seja, considerando que a laje é contínua em um lado da viga e, do outro lado, representaria a extremidade da edificação, sendo a laje simplesmente apoiada.

Figura 4.19 – Modelo de viga simples de aço sem revestimento contra o fogo

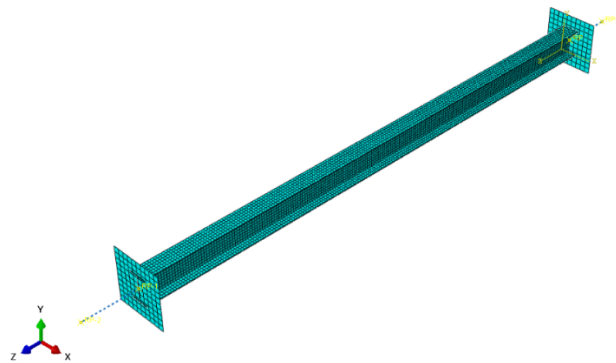


Figura 4.20 – Modelo de viga mista de aço e concreto sem revestimento contra o fogo

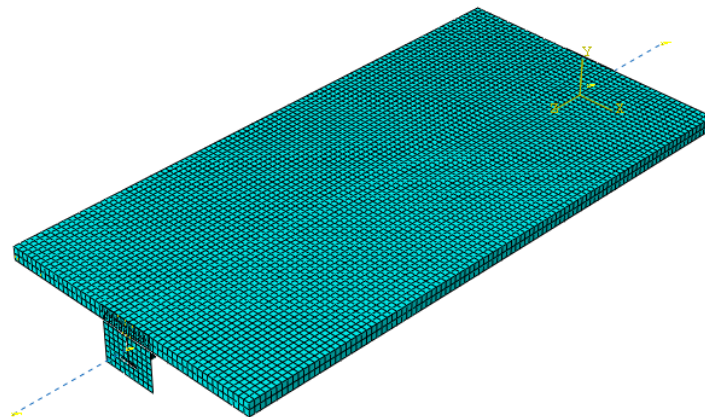


Figura 4.21 – Representação do modelo estrutural idealizado para a análise paramétrica

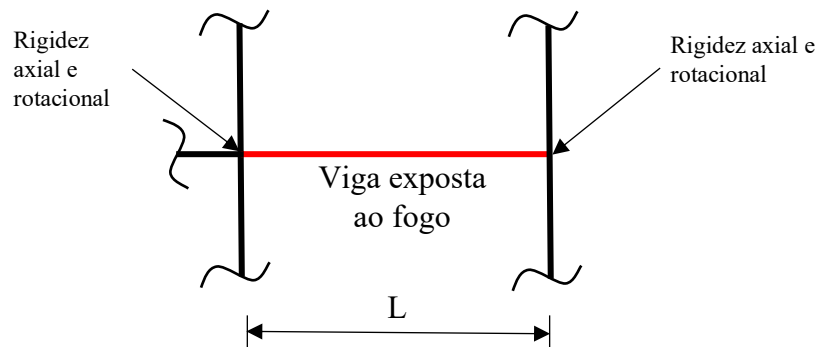


Figura 4.22 – Representação do modelo estrutural da viga isolada com a indicação das molas que simulam a rigidez axial e rotacional dos apoios



O procedimento realizado para a análise numérica é o mesmo visto no item 4.1.1 desta tese. O aço utilizado é o ASTM A36, com a resistência ao escoamento igual a 250 MPa. Para a redução das propriedades mecânicas do aço em altas temperaturas, foram considerados os parâmetros da ABNT NBR 14323:2013. O aquecimento da viga se dará pelas três faces inferiores e o aquecimento da laje se dá pela face inferior, simulando um incêndio em uma edificação. As propriedades de radiação, condução e convecção utilizadas no modelo do ABAQUS foram expostas no item 3.1. Foi assumido um concreto com a resistência à compressão característica, f_{ck} , igual a 30 MPa. As armaduras foram consideradas sendo de aço CA-50, com resistência ao escoamento de 500 MPa. Os *studs bolts* foram considerados de aço A36, com resistência ao escoamento de 250 MPa. Utilizou-se os parâmetros da ABNT NBR 15200 (2012) para a redução das propriedades mecânicas do concreto e do aço da armadura. Para a modelagem das lajes, a plasticidade de dano do concreto (Jankowiak & Lodygowski, 2005) foi implementado para representar o comportamento elastoplástico do concreto, usando conceitos de elasticidade isotrópica e plasticidade compressiva. Tal parâmetro pode ser visto na Tabela 4.1. As propriedades mecânicas do concreto em altas temperaturas foram determinadas a partir da ABNT NBR 15200 (2012).

Tabela 4.1 – Parâmetros da Modelagem da Plasticidade de Dano do Concreto (CDP)

Ângulo de Dilatação β	Excentricidade	f_{b0}/f_{c0}	Parâmetro γ
38	0.1	1.16	0.667

Os materiais de revestimento contra o fogo utilizados neste estudo foram: argamassa projetada, do tipo CACFO e *Carboline*, tinta intumescente e placa de gesso acartonado, devidamente validados, tanto no campo térmico quanto no comportamento termomecânico, neste caso, argamassas projetadas (itens 3.3.2 e 4.1.4 desta tese, respectivamente).

Os parâmetros a serem considerados na análise paramétrica são:

- Comprimento da viga (L): serão simulados comprimentos distintos de vigas sem travamentos laterais, para investigar o comportamento da instabilidade lateral em vigas restringidas;
- Nível de restrição axial (K_a): serão simulados vários níveis de rigidez axial, para investigar a magnitude da força de compressão inicial da viga nos apoios e a quantidade de força de tração durante a ação de catenária da viga. Os valores das restrições axiais (K_A) foram calculados a partir da rigidez axial da viga em temperatura ambiente;
- Nível de restrição rotacional (K_r): serão simulados vários níveis de rigidez rotacional, para investigar a magnitude dos momentos fletores transmitidos aos apoios em situação de incêndio, inclusive durante a ação de catenária da viga. Os valores das restrições rotacionais (K_R) foram calculados a partir da rigidez rotacional da viga em temperatura ambiente;
- Materiais de revestimento contra o fogo: serão simulados distintos materiais de revestimento contra o fogo para investigar a magnitude das forças de compressão nos apoios, força de tração durante a ação de catenária e capacidade de rotação da viga, entendendo o efeito da proteção contra o fogo nos elementos estruturais adjacentes, com o respectivo tempo de incêndio que tais efeitos são produzidos.

Os valores de restrição axial utilizados neste trabalho foram: $K_a = 0,05K_A$, $K_a = 0,1K_A$, $K_a = 0,5K_A$ e $K_a = K_A$. Já os valores de restrição rotacional utilizados neste trabalho foram: $K_r = 0,05K_R$, $K_r = 0,1K_R$, $K_r = 0,5K_R$, $K_r = K_R$ e $K_r = K_{RI}$ (restrição rotacional infinito – engaste). Sendo K_A e K_R tomados respectivamente como (Equação 5.1 e 5.2):

$$KA = \frac{EA}{L} \quad \text{Eq. 4.1}$$

$$KR = \frac{2EI_x}{L} \quad \text{Eq. 4.2}$$

Sendo “E” o módulo de elasticidade do aço em temperatura ambiente ($E = 200$ GPa), “A” a área da seção transversal do perfil, “ I_x ” o momento de inércia do perfil em torno do maior eixo de flexão e “L” o comprimento da viga. O procedimento para adoção das molas axiais e rotacionais no modelo do ABAQUS foi explicado no item 4.1.1 desta tese. Na Tabela 4.2 são mostrados os parâmetros dos casos investigados nesse estudo para as vigas de aço e, na Tabela 4.3, para as vigas mistas de aço e concreto. As propriedades das lajes, quanto à sua armadura, espessura e conectores de cisalhamento estão na Tabela 5.4. Levou-se em consideração que as vigas mistas possuem a mesma rigidez axial e rotacional, uma vez que o objetivo desta parametrização é simular como as vigas se comportam quando conectadas junto aos pilares, com diferentes rigidezes axiais e com ligações possuindo diferentes rigidezes rotacionais.

Tabela 4.2 – Casos investigados no estudo paramétrico de vigas simples de aço com e sem revestimento contra o fogo

Modelo	Perfil	Vão	Carga de falha em temperatura ambiente	Carga aplicada em situação de incêndio	KA	KR
		m	kN/m	kN/m	kN/m	kN.m/rad
V1	VS 350x26	5	37,13	14,85	130800	538,4
V2	VS 500x73	10	56,37	22,55	184800	17107,2
V3	VS 700x154	15	53,27	20,91	261067	48898,1

Tabela 4.3 - Casos investigados no estudo paramétrico de vigas mistas de aço e concreto com e sem revestimento contra o fogo

Modelo	Perfil	Vão	Carga de falha em temperatura ambiente	Carga aplicada em situação de incêndio	KA	KR
		m	kN/m	kN/m	kN/m	kN.m/rad
VM1	VS 350x26	5	81,18	32,4	130800	538,4
VM2	VS 500x73	10	78,42	31,3	184800	17107,2
VM3	VS 700x154	15	92,8	37,12	261067	48898,1

Tabela 4.4 – Propriedades das lajes de concreto utilizadas na análise paramétrica

Modelo	t_c (cm)	ϕ_{sup} (mm)	ϕ_{inf} (mm)	s_{sup} (cm)	s_{inf} (cm)	d_{con} (mm)	L_{con} (cm)
VM1	12	10	12,5	20	20	19	20
VM2	15	10	12,5	20	15	19	20
VM3	17	12,5	12,5	10	12,5	22	20

Legenda:

t_c – Espessura da laje

ϕ_{inf} – Diâmetro da armadura superior

ϕ_{inf} – Diâmetro da armadura inferior

s_{sup} – espaçamento da armadura superior

s_{inf} – espaçamento da armadura inferior

d_{con} – diâmetro do “*stud bolt*”

L_{con} – espaçamento do “*stud bolt*”

Os materiais de revestimento contra o fogo utilizados neste estudo paramétrico são especificados a seguir, na Tabela 4.5, com a respectiva nomenclatura utilizada e a sua espessura. Lembrando-se que as espessuras foram escolhidas a partir do fator de massividade da viga, para que, em 120 minutos na análise térmica via MEF, as vigas de aço apresentassem, aproximadamente, a mesma temperatura ao término do incêndio, com exceção à argamassa projetada do tipo Carboline, que possui a mesma espessura que a do tipo CACFO a título de comparação entre esses dois materiais de revestimento.

Tabela 4.5 – Materiais de revestimento contra o fogo investigados no estudo paramétrico

Sigla	Revestimento contra o fogo	Espessura do Revestimento
APCa	Argamassa projetada – CACFO 300	25,4 mm
APCr	Argamassa projetada – Carboline	25,4 mm
PGA	Placa de gesso acartonado	12,5 mm
TI	Tinta intumescente	5 mm

A determinação do tamanho dos elementos é um fator importante que afeta a precisão dos resultados e a eficiência da análise numérica. Quanto menor for o tamanho dos elementos, mais precisos serão os resultados, contudo, a diminuição do tamanho dos elementos aumenta o número de graus de liberdade, aumentando o custo computacional. Como nesta tese está sendo utilizada a análise dinâmica explícita do ABAQUS, tais elementos são mais sensíveis ao tamanho do elemento do que em análises implícitas, pois menores elementos reduzem de maneira proporcional o incremento de tempo na análise. Com isso, a utilização de malhas de elementos finitos muito refinadas pode aumentar o custo computacional de uma forma significativa.

Foi realizado um estudo de malhas no ABAQUS, a fim de verificar quanto o refinamento da malha de elementos finitos influencia na resposta estrutural dos modelos. Tal estudo, que é de vital importância, a fim de garantir resultados mais precisos, contudo, com menor esforço computacional possível, foi dividido em duas etapas: na primeira, avaliou-se a influência do refinamento da malha para a viga de aço. Em seguida, ao determinar a malha mais eficiente, considerando o custo-benefício computacional, verificou-se o refinamento da malha da laje de concreto armado.

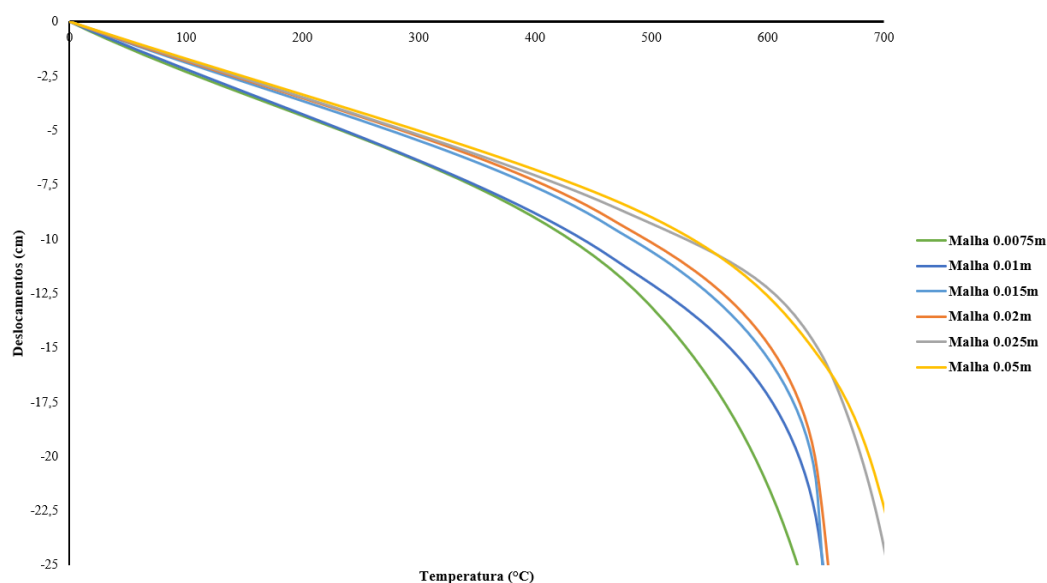
Dessa forma, será analisado um modelo de viga de cinco metros de vão, com restrição axial e rotacional infinita, sem revestimento contra o fogo, com malhas de seis tamanhos diferentes de elementos finitos para identificar o tamanho da malha ideal. Na Tabela 4.6, pode-se verificar os detalhes dos diferentes tamanhos de malha e o tempo necessário para a conclusão de cada análise. Ressalta-se que foi tomado como Temperatura Crítica o valor no qual a viga atinge um deslocamento vertical no centro do vão igual a $L/30$ (nesse caso, 17 cm). Na Figura 4.23, observa-se a comparação dos resultados. Conforme a Tabela 4.6, verifica-se que o tempo necessário para completar a análise com a Malha 1 (197 min) é aproximadamente oito vezes maior que a Malha 3 (25 min). A Figura 4.23 mostra que o tamanho da Malha 3 é preciso o suficiente, uma vez que o refinamento da malha produz pouca alteração nos resultados da análise, gastando menos recursos computacionais. Com isso, o tamanho de Malha 3 será adotado para o restante das análises desta tese.

Tabela 4.6 – Temperatura crítica da viga de aço a partir do refinamento da malha de Elementos Finitos

Referência da Malha	Refinamento da Malha da Viga (m)	Temperatura Crítica (°C)	Tempo de Análise (min)
----------------------------	---	---------------------------------	-------------------------------

1	0,0075	630	197
2	0,01	648	179
3	0,015	648	25
4	0,02	650	17
5	0,025	702	14
6	0,05	713	5

Figura 4.23 – Análise de refinamento da malha de elementos finitos da viga de aço



O procedimento para verificação do tamanho da malha da laje a ser utilizado será similar ao apresentado para o estudo de malhas das vigas. Uma consideração importante é que a laje não pode ser discretizada com apenas um elemento na sua espessura, pois os elementos do tipo C3D8R (integração reduzida) do ABAQUS admitem uma deformação constante em seu domínio, possuindo apenas um ponto de Gauss e, caso haja apenas um elemento, o ponto de Gauss estará sobre a linha neutra da laje, fazendo com que o elemento perca a sua rigidez à flexão. Portanto, como premissa inicial, a laje deverá possuir ao menos dois elementos na sua espessura. Foram então estudados quatro diferentes tamanhos de malhas para a laje de concreto. O tamanho da malha para a viga de aço foi a malha de 0,015m, conforme visto no estudo anterior. Da mesma forma que para a análise de vigas simples, foi definido aqui como Temperatura Crítica o valor no qual a viga mista atinge um deslocamento vertical no centro do vão de $L/30$. Para o caso específico da análise de malha da laje, foi verificado que o refinamento para uma malha menor que 0,05 m levou a um tempo, somente para a análise térmica, de mais

de 380 minutos, inviabilizando a análise termestrutural. Com isso, foram utilizados três tamanhos distintos de malhas.

Na Tabela 4.7, vê-se que o tempo necessário para completar a análise com a Malha 1 (182 min) é aproximadamente 1,5 vezes maior que a Malha 2 (123 min). Ambas as malhas apresentadas mostram um grande tempo de análise, principalmente devido à inserção das propriedades do dano de plasticidade do concreto. A Figura 4.24 mostra que o tamanho da Malha 2 é preciso o bastante, demonstrando pouca alteração em relação aos demais refinamentos, tanto em questão de deslocamento (Figura 4.24), quanto em questão da temperatura crítica. Em face do exposto, o tamanho de Malha 2 será adotado nas lajes de concreto armado para as demais análises deste trabalho.

Figura 4.24 – Análise de refinamento da malha de elementos finitos da laje de concreto

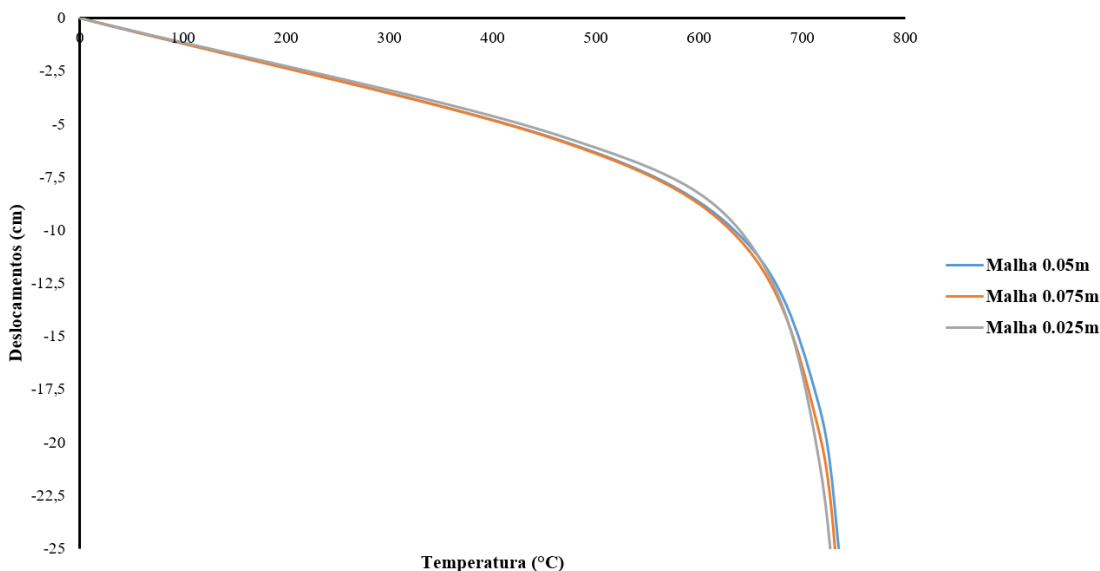


Tabela 4.7 - Temperatura crítica da viga mista a partir do refinamento da malha de Elementos Finitos

Referência da Malha	Refinamento da Malha da Laje (m)	Temperatura Crítica (°C)	Tempo de Análise (min)
1	0,025	728	182
2	0,05	730	123
3	0,075	732	104

Os modelos, na análise paramétrica, terão a seguinte apresentação, considerando-se vão e nível de restrição axial, rotacional e respectivo material de revestimento contra o fogo. Por

exemplo, o modelo V1-5-0.5KA-KR-TI representa uma viga de perfil VS 350x36, com vão de 5 metros, com 50% da restrição axial total, restrição rotacional total, com tinta intumescente como material de revestimento contra o fogo.

Como o principal objetivo desta tese é a interação das forças entre vigas e pilares, o foco dos resultados discutidos será apenas sobre as reações de apoio horizontais, uma vez que essas forças são as responsáveis pelos efeitos de flexão nos pilares e forças de tração e de cisalhamento nas ligações, em ação de catenária.

4.2.2. Resultados da análise paramétrica

Conforme os parâmetros já apresentados, analisou-se a influência no nível das restrições axiais e rotacionais, do vão da viga e dos distintos materiais de revestimento contra o fogo. Com isso, comparou-se o comportamento das vigas para a verificação da influência de cada parametrização apresentada em situação de incêndio. Além disso, os resultados apresentados são baseados em relação ao tempo de incêndio e não em relação à temperatura no elemento, uma vez que o revestimento contra o fogo tem como principal objetivo retardar a degradação das propriedades mecânicas do material e a comparação relacionada à temperatura dos elementos não apresentariam os dados esperados.

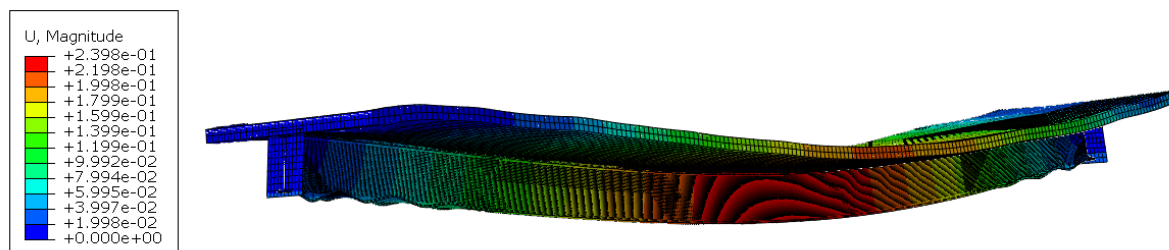
Os resultados aqui descritos para vigas com diferentes níveis de rigidez axial e rotacional são apresentados a partir da seguinte curva: tempo de incêndio *versus* deslocamentos no centro do vão, e a curva tempo de incêndio *versus* força de reação axial. Foram avaliados, individualmente, os resultados para cada condição de revestimento contra o fogo para vigas de aço. Foi também estudada a influência do vão das vigas e a influência do nível de carregamento, em diferentes níveis de restrição axial e rotacional. Por fim, são apresentados os mesmos resultados para vigas mistas, expondo uma tabela com os resultados relativos às reações axiais das vigas de aço e as mistas de aço e concreto, principal foco desta tese. Foram elaborados 330 modelos numéricos com a parametrização indicada.

Pela grande quantidade de resultados encontrados, serão apresentados e discutidos apenas os mais relevantes, do ponto de vista deste autor, a saber:

- Influência do nível de restrição axial e rotacional para vigas revestidas contra o fogo;
- Influência da distinção dos materiais de revestimento contra o fogo;
- Influência do vão para vigas revestidas contra o fogo.

Os demais resultados estarão disponíveis no Anexo B desta tese. Na Figura 4.25 é possível visualizar a configuração deformada (com escala de deslocamentos multiplicada por 3) do modelo VM1-15-KA-KRI-PGA para melhor visualização da modelagem numérica.

Figura 4.25 – Configuração deformada da modelagem numérica da viga VM1-15-KA-KRI-PGA



5.2.2.1. Influência do nível de restrição axial e rotacional para vigas revestidas contra o fogo

Observa-se nas Figuras 4.26 e 4.27 (vigas de aço e vigas mistas, respectivamente) que, conforme o nível da rigidez axial diminui, as forças de compressão nos apoios também diminuem, fazendo com que os deslocamentos da viga no centro do vão, em consequência, também fiquem reduzidas. Isso é explicado por que, com menor restrição axial, a viga apresenta um maior deslocamento horizontal, devido à expansão térmica, diminuindo os deslocamentos verticais e, como consequência da pouca restrição ao deslocamento horizontal, as reações de apoio axiais possuem valores reduzidos. Ressalta-se ainda que, conforme visto nas Figuras 5.26 e 5.27, o tempo de incêndio em que ocorrem os valores das reações máximas varia de acordo com o nível de restrição axial. Esta consideração é importante, principalmente no dimensionamento dos elementos circundantes à viga. Ainda sobre as forças axiais nos apoios, não foi verificada a presença de forças de tração nos modelos com revestimento contra o fogo de argamassa projetada do tipo Carboline, tanto para as vigas de aço quanto para as vigas mistas. Entretanto, nos demais modelos estudados, tais forças na fase de catenária podem ser observadas. Ressalta-se que o comportamento das vigas é similar em todos os tipos de revestimento contra o fogo distintos, como será visto no item 4.2.1.2 desta tese. Vê-se ainda, comparando as Figuras 4.25 e 4.26, que há uma pequena diferença no tempo em que as maiores forças de compressão axial aparecem, sendo este tempo nas vigas mistas um pouco maior que nas vigas simples. Tal situação é explicada pelo fato de a rigidez à expansão térmica das vigas mistas ser maior que das vigas simples, devido à presença da laje de concreto armado. Por fim, verifica-se, também, que a força máxima de compressão é ligeiramente maior, devido ao peso próprio da viga mista de aço e concreto ser maior que a viga simples. Outrossim, verifica-se que o comportamento é similar entre ambas.

Figura 4.26 – Resultados das forças axiais nos apoios das vigas com revestimento contra o fogo do tipo Carboline (VS 350x26 – 5 metros de vão) sob diferentes níveis de restrição axial

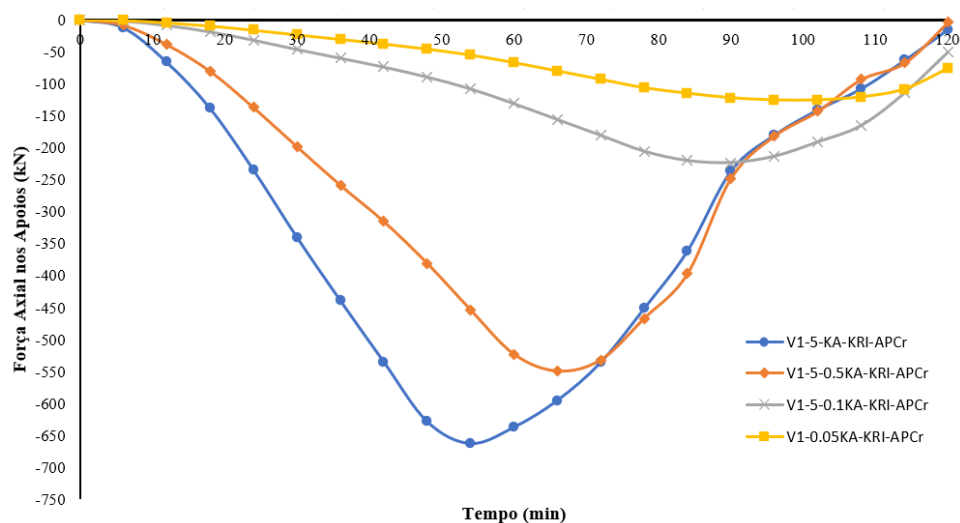
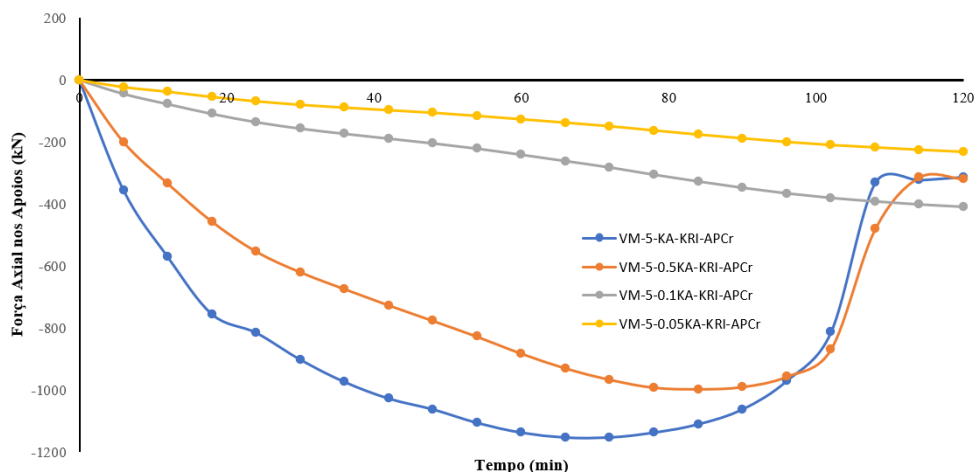


Figura 4.27 – Resultados das forças axiais nos apoios das vigas mistas com revestimento contra o fogo do tipo Carboline (VS 350x26 – 5 metros de vão) sob diferentes níveis de restrição axial



Em relação à variação da rigidez rotacional das vigas revestidas contra o fogo com argamassa projetada do tipo Carboline, pode ser visto nas Figuras 4.28 e 4.29 que não há mudança significativa nas forças axiais (vigas simples e mistas, respectivamente), nem com o comportamento – mostrando que os valores das forças axiais é, principalmente, uma função do nível de restrição axial. Este mesmo comportamento é observado na utilização de distintos materiais de revestimento contra o fogo. Ressalta-se que o tempo para o surgimento da maior força axial de compressão nas vigas mistas de aço e concreto é maior que nas vigas simples, além do valor máximo da força axial de compressão, conforme já explicado anteriormente neste

trabalho, mas o tempo para o surgimento da maior força axial de compressão não muda em relação às vigas com valor infinito na rigidez rotacional.

Figura 4.28 – Resultados das forças axiais nos apoios das vigas simples com revestimento contra o fogo do tipo Carboline (VS 350x26 – 5 metros de vão) sob diferentes níveis de restrição rotacional e rigidez axial total

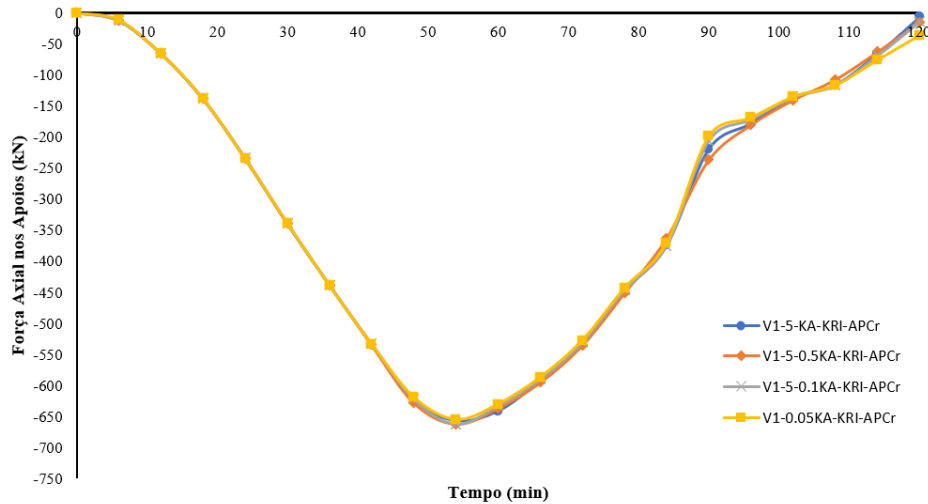
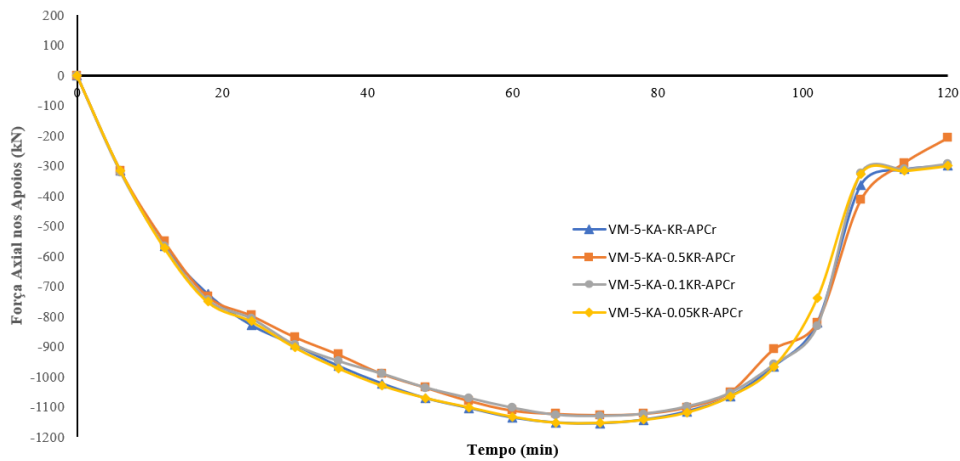


Figura 4.29 – Resultados das forças axiais nos apoios das vigas mistas com revestimento contra o fogo do tipo Carboline (VS 350x26 – 5 metros de vão) sob diferentes níveis de restrição rotacional e rigidez axial total



Quanto aos deslocamentos, verifica-se nas Figuras 4.30 e 4.31 que, quanto maior a restrição axial, maiores deslocamentos verticais serão desenvolvidos com menor duração do incêndio para vigas de aço e mistas, respectivamente. Este fato é explicado pela viga se comportar como uma viga-coluna, com as forças axiais desenvolvidas internamente na viga, aumentando os momentos fletores na mesma e, como consequência, aumentando os deslocamentos. Isso pode ser compreendido ao se observar que o tempo de incêndio em que os deslocamentos começam a se acentuar são os mesmos de quando a viga apresenta a força de compressão axial máxima. Por fim, verifica-se que a variação da restrição axial para o material

de revestimento contra o fogo de argamassa projetada do tipo Carbolite não levaria as vigas ao *run-away*, apesar de mudar a forma como os deslocamentos se apresentam. Entretanto, utilizando o “limite” de deslocamentos da viga com o valor de $L/30$ (valor utilizado em bibliografias para limitar as deformações da viga para evitar o dano dos fornos de ensaios) como temperatura crítica, as vigas com maiores restrições axiais chegariam a esse limite antes de 120 minutos de incêndio. Esse comportamento não acontece nas vigas mistas, pelo fato de, além da laje oferecer uma maior rigidez à flexão, tal elemento teve um de seus apoios considerado contínuo, reduzindo ainda mais as flechas, mesmo em situação de incêndio. Outrossim, é necessário estudo adicional para verificar o comportamento da viga inserida em pórticos – o que será visto mais à frente nesta tese.

Cabe destacar que, em todas as análises, em especial dos modelos que possuem as maiores rigidezes axiais, a viga apresentou instabilidade lateral – explicada pelas forças de compressão que surgem na viga devido a sua restrição à deformação horizontal e por não possuírem nenhuma contenção lateral nesta etapa do estudo paramétrico. As vigas mistas também apresentaram instabilidade lateral na mesa inferior, na região próxima aos apoios e essa instabilidade espalhou-se para toda a viga. O aparecimento da instabilidade lateral nas vigas mistas se dá pelo fato de a laje do modelo estudado ser contínua, fazendo com que as maiores forças de tração estejam na parte superior da viga e as forças de compressão, na parte inferior, sejam aumentadas gradativamente devido à restrição da expansão axial, além dos apoios possuírem restrição à rotação.

Figura 4.30 – Resultados dos deslocamentos no centro do vão das vigas simples com revestimento contra o fogo do tipo Carbolite (VS 350x26 – 5 metros de vão) sob diferentes níveis de restrição axial

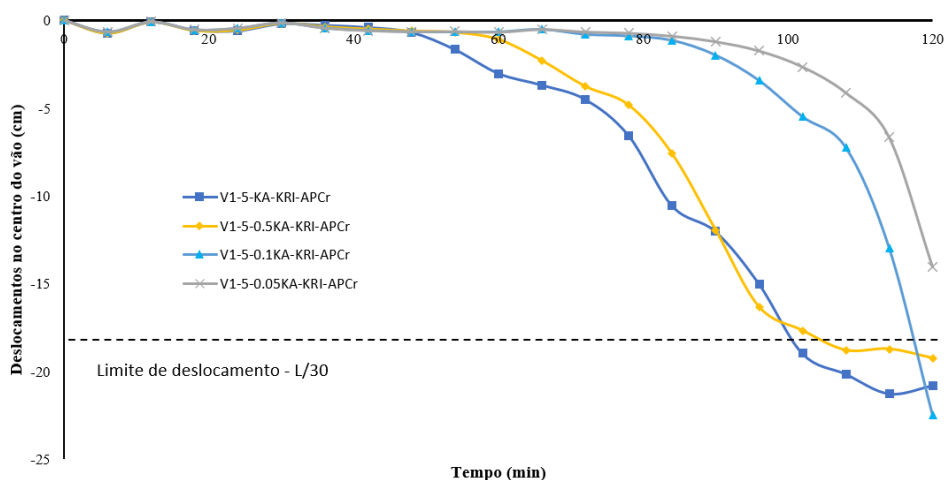
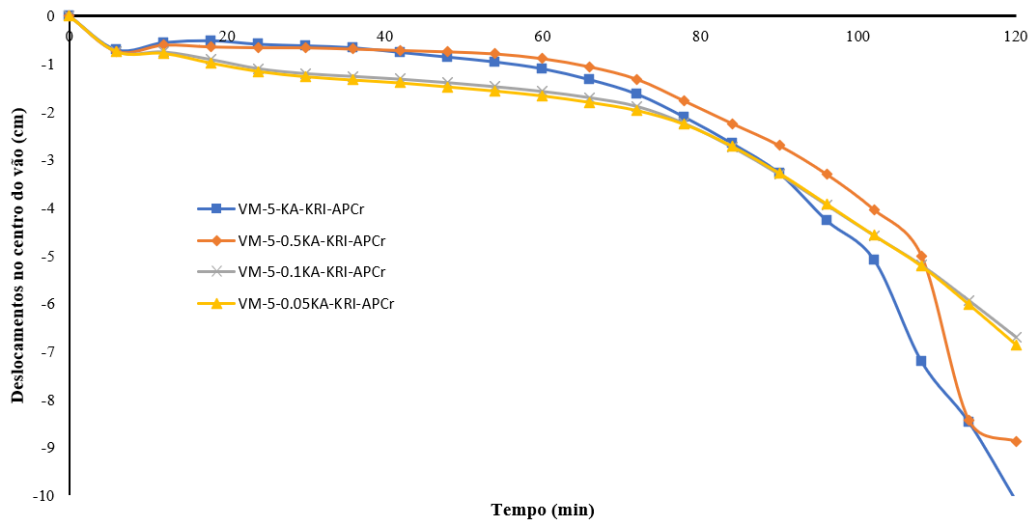


Figura 4.31 – Resultados dos deslocamentos no centro do vão das vigas mistas com revestimento contra o fogo do tipo Carboline (VS 350x26 – 5 metros de vão) sob diferentes níveis de restrição axial



5.2.2.2. Influência da distinção dos materiais de revestimento contra o fogo

Nas Figuras 4.32 e 4.33, é possível verificar o comportamento dos diversos modelos de revestimento contra o fogo utilizados na análise paramétrica. A primeira análise é a modelagem com rigidez axial total e rigidez rotacional infinita, e a segunda análise é a modelagem com 50% da rigidez axial e rigidez rotacional total das vigas de aço e vigas mistas, respectivamente. Verifica-se que, basicamente, todos os materiais de revestimento contra o fogo apresentam o mesmo valor de força axial de compressão e, durante a fase de catenária da viga, de tração – exceto para o tipo Carboline que, como já visto anteriormente, não apresenta forças de tração em 120 minutos de incêndio.

Nas vigas mistas, o modelo sem revestimento contra o fogo apresenta um valor de força axial de compressão máxima menor que os modelos com revestimento contra o fogo, contudo um valor de força axial de tração devido à ação de catenária da viga maior. Isso ocorre pelo fato de que, sem revestimento contra o fogo, as temperaturas desenvolvem-se de forma acelerada na viga de aço, degradando o material antes que a viga possa se expandir ao valor máximo, fazendo com que os deslocamentos verticais sejam acelerados.

Figura 4.32 – Resultados das forças axiais nos apoios das vigas simples com variação no revestimento contra o fogo com rigidez axial total e rigidez rotacional infinita (VS 350x26 – 5 metros de vão)

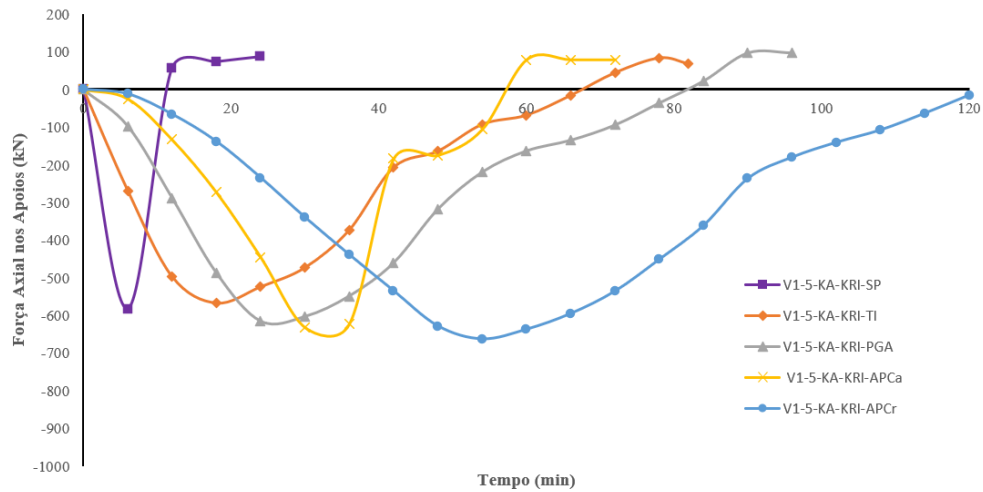
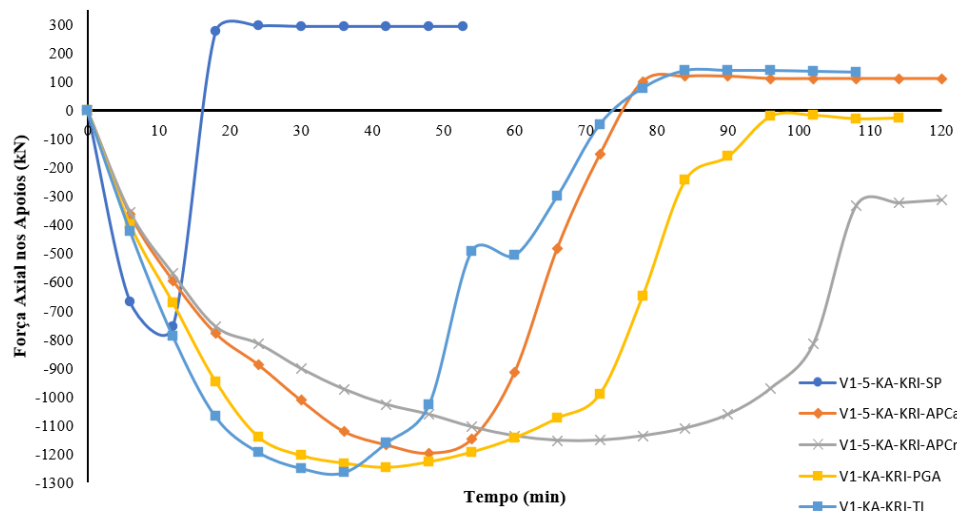


Figura 4.33 – Resultados das forças axiais nos apoios das vigas mistas com variação no revestimento contra o fogo com rigidez axial total e rigidez rotacional infinita (VS 350x26 – 5 metros de vão)



Outra questão é que, com a redução da rigidez axial, as forças axiais de compressão máximas diminuem, porém, as forças de tração continuam com o mesmo valor máximo, quando comparadas às vigas com maiores rigidezes axiais e analisadas as vigas de aço e as vigas mistas (Figuras 4.34 e 4.35). Sendo assim, verifica-se que as forças de reação são uma função do equilíbrio do elemento estrutural e não da temperatura, quando a viga é analisada isoladamente, conforme já explicado anteriormente. Além disso, ressalta-se o tempo em que as vigas levam para apresentar a força de compressão máxima, que no caso das vigas mistas é maior que nas vigas de aço. No Anexo B, é possível verificar as forças axiais máximas de tração e compressão obtidas com o respectivo tempo de incêndio para cada modelo estudado nesta tese. Tais forças

são importantes no dimensionamento dos pilares, uma vez que estes precisam resistir às forças geradas pelas vigas e, caso a força ocorra em um tempo de incêndio em que os pilares tenham as propriedades mecânicas fortemente degradadas pelas altas temperaturas, poderá haver um colapso no elemento não previsto inicialmente. Tal interação será estudada mais à frente.

Figura 4.34 – Resultados das forças axiais nos apoios das vigas simples com variação no revestimento contra o fogo com 50% da rigidez axial e rigidez rotacional total (VS 350x26 – 5 metros de vão)

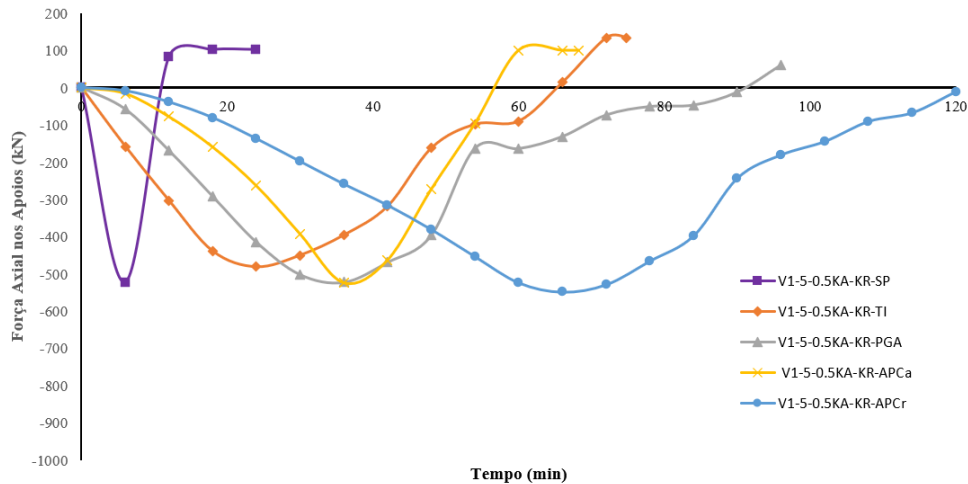
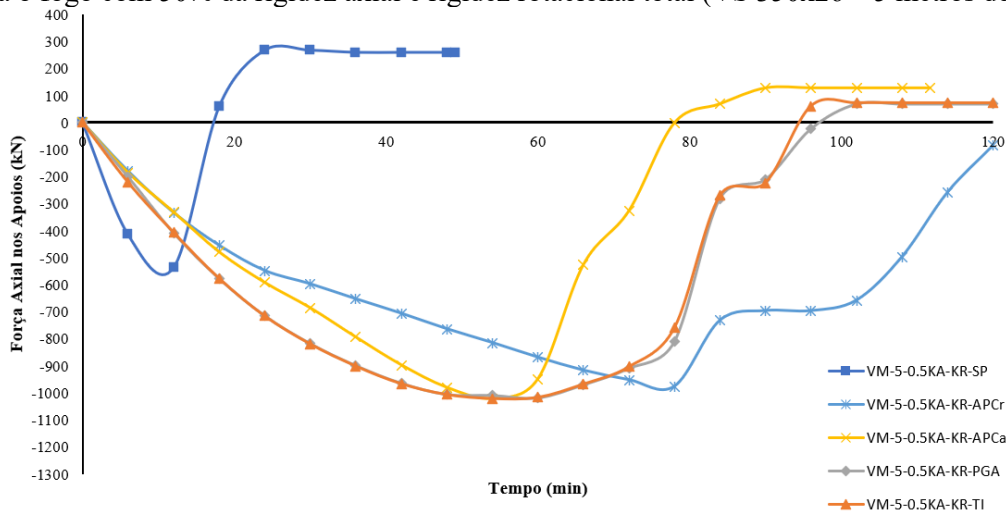


Figura 4.35 - Resultados das forças axiais nos apoios das vigas mistas com variação no revestimento contra o fogo com 50% da rigidez axial e rigidez rotacional total (VS 350x26 – 5 metros de vão)



Outro ponto a ser discutido é que, como pode ser visto nas Figuras 4.36 e 4.37 para vigas de aço e mistas, respectivamente, considerando que a temperatura crítica do elemento é dada pela relação $L/30$ (critério utilizado nesta tese), observa-se que o tempo de incêndio relacionado à temperatura crítica é menor que o tempo de incêndio em que se inicia a ação de catenária na viga. Caso a viga seja dimensionada para o respectivo TRF, mesmo que o incêndio ultrapasse o tempo estabelecido no dimensionamento da viga, tal elemento ainda não atingirá o valor máximo de resistência à tração em altas temperaturas, contudo deve-se verificar os elementos

da ligação, para que possam resistir a essa força de tração adicional. Tais cenários serão investigados mais à frente neste capítulo.

Figura 4.36 – Resultados dos deslocamentos no centro do vão das vigas simples com variação no revestimento contra o fogo com 50% da rigidez axial e rigidez rotacional total (VS 350x26 – 5 metros de vão)

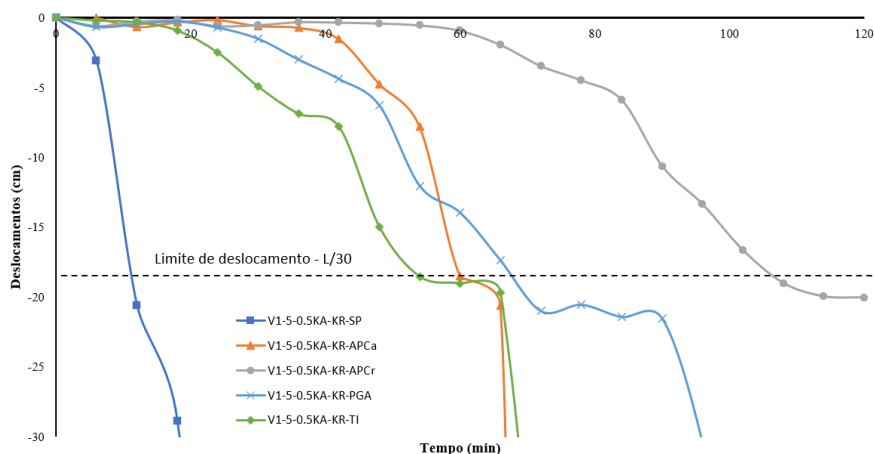
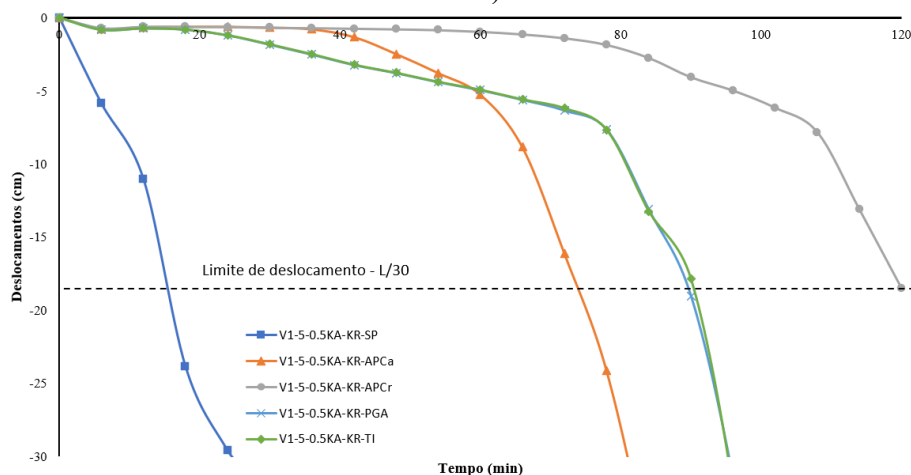


Figura 4.37 – Resultados dos deslocamentos no centro do vão das vigas mistas com variação no revestimento contra o fogo com 50% da rigidez axial e rigidez rotacional total (VS 350x26 – 5 metros de vão)

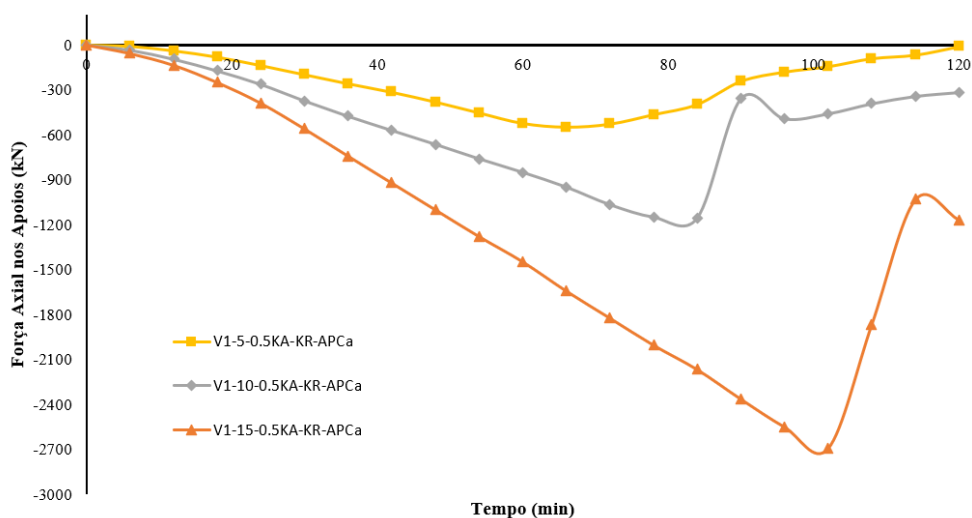


4.2.2.3. Influência do vão para vigas revestidas contra o fogo

Com relação à influência da variação do vão da viga, verifica-se que, para o revestimento contra o fogo do tipo Carbolite, as máximas forças axiais de compressão de cada viga aumentam à medida que o vão aumenta (Figuras 4.38 e 4.39 para vigas de aço e mistas, respectivamente). Além disso, verifica-se que o tempo de incêndio em que acontece a máxima força de compressão também aumenta. Isso é explicado pela redução do fator de massividade,

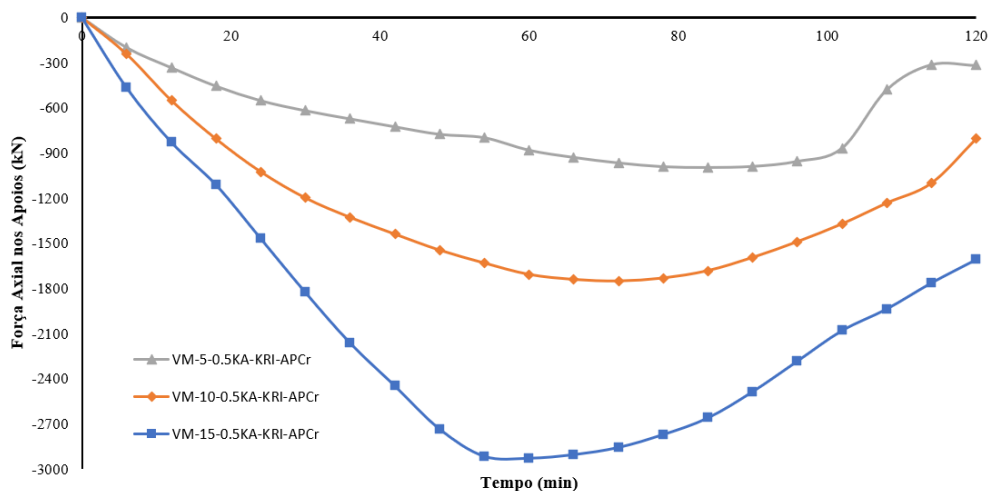
uma vez que, quanto maior o vão, maior será a seção transversal da viga, retardando a distribuição de temperaturas no elemento. Para o vão de 5 e 10 m, somente as vigas revestidas com a argamassa projetada Carboline não alcançavam a fase de catenária. Entretanto, para o vão de 15 m, o revestimento do tipo Gesso Acartonado também não alcança a fase de catenária em alguns níveis de rigidezes axial e rotacional, concluindo que a ocorrência desse efeito depende da distribuição de temperatura na viga.

Figura 4.38 – Resultados das forças axiais nos apoios das vigas simples com revestimento contra o fogo do tipo Carboline (VS 350x26) para vãos de 5, 10 e 15 metros, respectivamente.



Cabe ressaltar, ainda, que as vigas com os vãos de 10 e 15 m, respectivamente, apresentam, imediatamente após o pico de força de compressão máxima, uma taxa acelerada de redução dessa força, e, em dado momento, os valores das forças aumentam ligeiramente e, em seguida, voltando a ter o valor reduzido. Este efeito se deve ao fato de que, com vãos maiores, em um determinado tempo de incêndio a viga apresenta uma expansão térmica maior que o deslocamento vertical, por um breve momento. Os dois casos apresentados possuem o mesmo tempo de incêndio quando a viga atinge uma temperatura de 400°C, aproximadamente. Por fim, ressalta-se que as mesmas características são encontradas para os demais tipos de revestimento contra o fogo estudados neste trabalho e, também, para as vigas sem revestimento, mostrando que essas forças de compressão devem ser estudadas com maior cuidado.

Figura 4.39 – Resultados das forças axiais nos apoios das vigas mistas com revestimento contra o fogo do tipo Carboline (VS 350x26) para vãos de 5, 10 e 15 metros, respectivamente.



Outra questão verificada com o aumento dos vãos da viga foi a mudança de comportamento em relação à variação da rigidez rotacional. Para o vão de 5 metros, observou-se, no item 4.2.1.1, que a mudança no nível de rigidez rotacional pouco influenciou nos resultados quanto às forças axiais. Entretanto, ao aumentar o vão da viga, a diminuição da rigidez rotacional fez com que as forças axiais também variassem. Esse efeito ocorre devido às grandes deformações das vigas com maiores vãos, uma vez que a viga se desloca de uma forma mais acentuada verticalmente antes que a viga possa sofrer a expansão térmica axial, responsável pelo aumento nas forças axiais, concluindo, assim, que nas vigas simples de aço a capacidade de rotação das ligações tem influência direta nas forças axiais geradas aos elementos circundantes às vigas, mais especificamente aos pilares. Nas Figuras 4.40 e 4.41 é possível ver claramente este fenômeno para os vãos de 10 e 15 m, respectivamente, utilizando o revestimento contra o fogo do tipo argamassa projetada Carboline.

Figura 4.40 – Resultados das forças axiais nos apoios das vigas com variação na rigidez rotacional com revestimento contra o fogo do tipo Argamassa Projetada Carboline (VS 500x73 – 10 metros de vão).

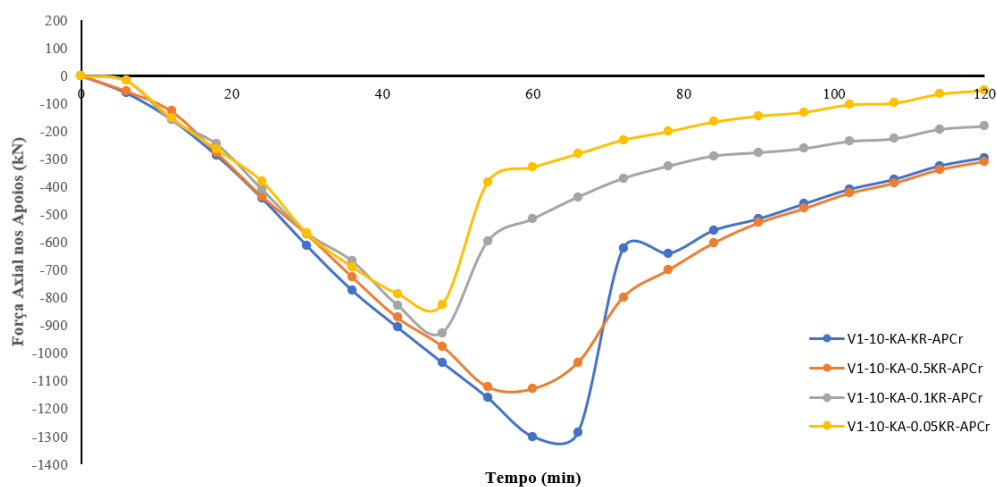
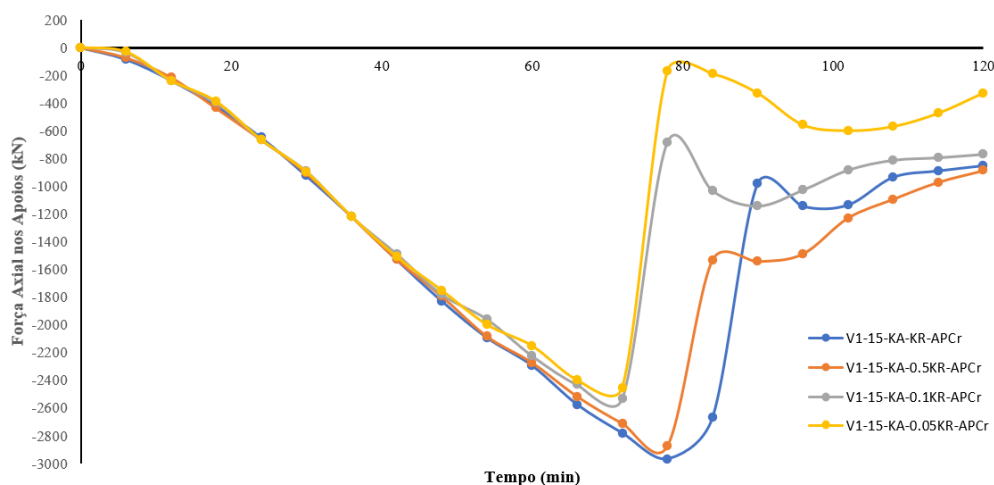


Figura 4.41 – Resultados das forças axiais nos apoios das vigas com variação na rigidez rotacional com revestimento contra o fogo do tipo Argamassa Projetada Carboline (VS 700x154 – 15 metros de vão).



Nas Tabelas do Anexo B, serão demonstrados os seguintes valores, a título de comparação, para as vigas de aço e mistas com e sem revestimento contra o fogo (para vãos de 5, 10 e 15 metros, respectivamente):

- Valor de força axial de compressão máxima nos apoios;
- Tempo de incêndio em que a força axial máxima de compressão ocorre;
- Valor de força axial de tração máxima nos apoios;
- Tempo de incêndio em que a força axial máxima de tração ocorre;

- Tempo de resistência ao fogo a partir da temperatura crítica.

4.2.3. Efeito das interações entre os elementos estruturais analisados isolados

Para identificar o efeito das interações entre as vigas estudadas e os elementos circundantes a elas, neste caso específico, os pilares, serão apresentados alguns cálculos para exemplificar tais interações, a saber:

- Verificação da força de compressão aplicada pelas vigas aos pilares dimensionados em situação de incêndio;
- Avaliação da força de tração axial gerada na fase de catenária da viga, em relação às ligações.

5.2.3.1. Efeito das forças axiais de compressão nos pilares em situação de incêndio

Para investigar os efeitos das forças axiais de compressão nos pilares em situação de incêndio, pelo efeito da expansão térmica das vigas, será realizado o dimensionamento de pilares em situação de incêndio com a inserção das forças de compressão citadas. Com isso, será avaliado se a força adicionada ao pilar, de maneira isolada, é preponderante ou não ao dimensionamento desses elementos estruturais. Primeiramente, foi realizado um estudo numérico para determinar a seção transversal de cada pilar, baseado no nível de rigidez estabelecido na análise paramétrica, conforme descrito nas Tabelas 4.2 e 4.3, do item 4.2.1 desta tese. A partir da Equação 4.1, verificou-se para uma força axial de 100 kN, adotada por este autor, qual seria o deslocamento que essa força geraria para cada rigidez estudada. Em seguida, adotou-se seções transversais de pilares que apresentassem valores de deslocamentos similares, submetidas a essa mesma força axial de 100 kN, considerando pilares de fachada, com comprimento de 3 metros. O procedimento de cálculo, assim como o modelo estrutural usado para os cálculos, foi demonstrado no Anexo C desta tese. A Tabela 4.8 apresenta as seções transversais dos pilares consideradas para cada nível de rigidez axial para os vãos de viga de 5, 10 e 15 m, respectivamente. Ressalta-se que foram utilizadas seções do tipo CS (perfil soldado), considerando seções em que seria possível e viável a ligação da viga junto à mesa do pilar.

Tabela 4.8 – Seção transversal dos pilares escolhidos para análise

Vão (m)	Rigidez Axial (kN/m)	Simbologia da Rigidez Axial	Seção Transversal
5	130800	KA	CS 450x154
5	67400	0.5KA	CS 400x106
5	13480	0.1KA	CS 250x51.8
5	6740	0.05KA	CS 200x38.8
10	184800	KA	CS 500x172
10	92400	0.5KA	CS 400x128
10	18480	0.1KA	CS 300x95
10	9240	0.05KA	CS 300x62.4
15	261067	KA	CS 550x228
15	130533	0.5KA	CS 450x154
15	26107	0.1KA	CS 400x106
15	13053	0.05KA	CS 350x93

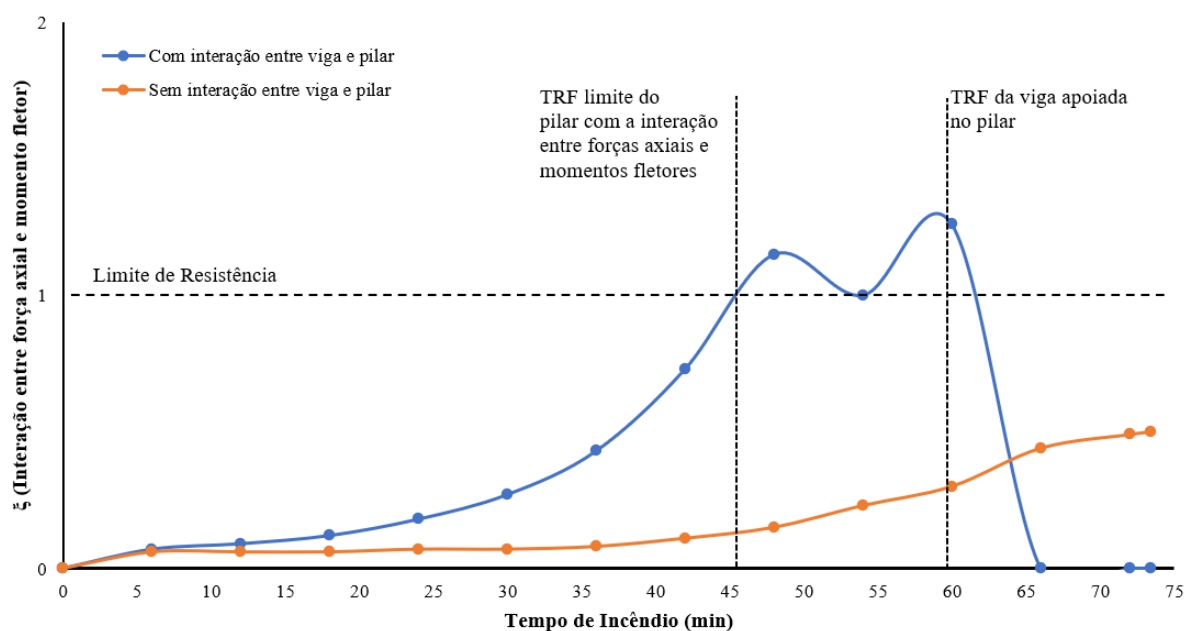
Após a determinação da seção transversal, foi verificada a resistência das seções em temperatura ambiente, de acordo com a ABNT NBR 8800 (2008), levando em conta que a seção estaria submetida à flexocompressão (atentando para a ligação entre a viga e o pilar engastado), considerando as cargas que foram utilizadas como premissa desta análise paramétrica. Por fim, verificou-se a resistência do pilar em situação de incêndio – de acordo com o código brasileiro ABNT NBR 14323 (2013) – com a temperatura de ocorrência da maior força de compressão axial, que será transmitida aos pilares como momento fletor. A memória de cálculo desse processo está no Anexo C. Os resultados do dimensionamento em temperatura ambiente e em situação de incêndio estão descritos nas Tabelas do Anexo D para vigas de aço e mistas, respectivamente. Lembrando que, para a determinação dos esforços, foi realizada uma estática análise linear em temperatura ambiente, deixando de considerar não linearidade geométrica.

Na Figura 4.42, é possível verificar uma curva de interação entre momentos fletores e esforços normais de compressão (Equação 4.3) para exemplificar o comportamento da resistência de um pilar em situação de incêndio, usando as equações de dimensionamento da ABNT NBR 14323 (2013).

$$\xi = \frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} + \frac{M_{fi,x,Sd}}{M_{fi,x,Rd}} \leq 1,0 \quad \text{Eq. 4.3}$$

Verifica-se que, para o caso estudado (viga simples, com vão de 5 metros, 10% da rigidez axial e com revestimento contra o fogo argamassa projetada do tipo CACFO), considerar os efeitos adicionais das vigas nos pilares muda consideravelmente a interação entre as forças axiais e momentos fletores. Considerando as forças axiais de compressão que surgem nas vigas com restrição axial, observa-se que, com aproximadamente 45 minutos de incêndio, o pilar excede a sua capacidade resistente em altas temperaturas. Entretanto, o TRF da viga analisada é de aproximadamente 60 minutos (utilizando o critério estabelecido nesta tese). Observando a curva sem interação entre os efeitos da viga no pilar, verifica-se que o pilar pode, quando dimensionado isoladamente, ter um TRF de 60 minutos, assim como a viga, fazendo com que, neste caso específico, o dimensionamento esteja contra a segurança, caso seja necessário que a edificação resista a 60 minutos de incêndio.

Figura 4.42 – Interação entre força axial e momento fletor nos pilares.



As Tabelas do Anexo D mostram os resultados da interação entre força axial e momento fletor nos pilares de todas as vigas com variação de rigidez axial, para as vigas de aço e as vigas mistas, respectivamente. Verifica-se que, na maioria dos casos, os pilares com maior seção transversal (maior rigidez ao deslocamento horizontal) atendem à verificação da interação entre momentos fletores (gerados pela viga e pela força axial de compressão das vigas) e forças axiais. Nesse caso, a principal preocupação com o dimensionamento deve ser em relação às

forças axiais de compressão, que surgem com a expansão térmica das vigas, uma vez que o esforço normal oriundo das cargas de uso tem pouca influência, nos casos estudados. Contudo, nos casos em que os pilares possuem menor seção transversal, ou seja, com menores restrições axiais, o efeito da interação entre os esforços não atende aos limites normativos, mesmo que o pilar seja dimensionado com folga quanto aos esforços em temperatura ambiente. Outrossim, cabe ressaltar que, em todos os casos estudados, os pilares chegam ao limite de resistência antes do TRF estabelecido para a viga. Por fim, verificou-se que, ao aumentar o vão da viga, mesmo os pilares menos esbeltos passaram a não atender às solicitações, pois as forças axiais que surgem de vigas com maiores vãos são consideravelmente maiores a de menores vãos, tornando maior a preocupação de forças axiais nos pilares apoiando vigas de grandes vãos. Em face do exposto, tem-se indícios de que os pilares, utilizando os critérios da ABNT NBR 14323 (2013), podem ser dimensionados contra a segurança em situação de incêndio, quando analisados de forma isolada.

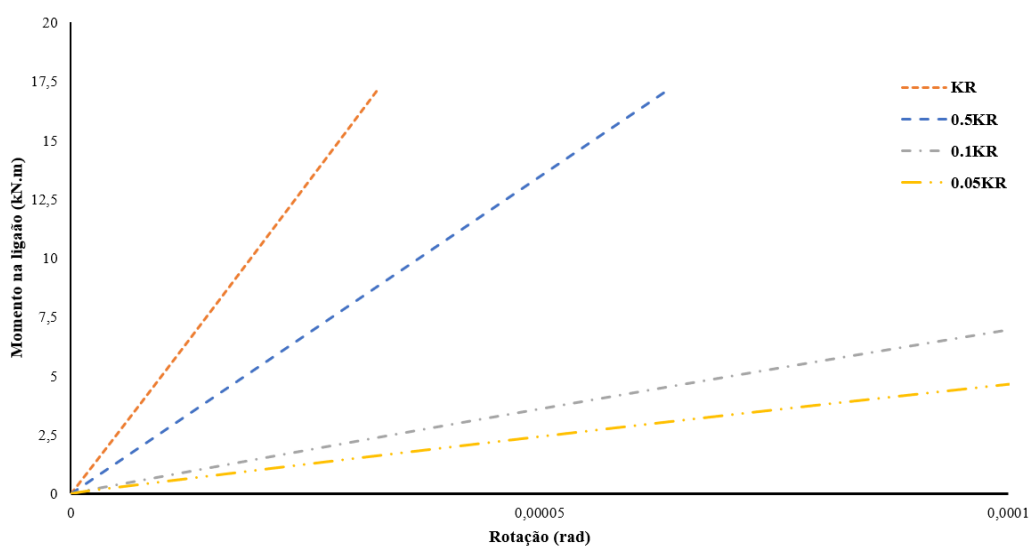
Obviamente, o estudo em questão limitou-se à avaliação de pilares de extremidade, não considerando os elementos estruturais trabalhando em conjunto, fazendo com que os esforços sejam redistribuídos entre os demais membros da estrutura, principalmente em grandes deslocamentos, característica comum em estruturas em situação de incêndio. Além disso, considerou-se que a rigidez axial não se altera com a elevação de temperatura, o que não acontece quando os pilares não estão revestidos contra o fogo. Entretanto, a parametrização realizada nesta seção, e não realizada em nenhum outro trabalho pesquisado, conforme já mostrado no Estado da Arte, mostra que é importante que se verifique de maneira mais profunda as interações entre os elementos em pórticos hiperestáticos bidimensionais, o que será feito nos capítulos posteriores deste trabalho.

4.2.3.2. Efeito das forças axiais de tração nas ligações devido à ação de catenária

Para investigar os efeitos das forças axiais das vigas em situação de incêndio quanto às ligações devido à ação de catenária, o primeiro passo foi escolher o modelo de viga com revestimento contra o fogo do tipo CACFO. Essa escolha baseou-se no fato de que este modelo numérico apresenta ação de catenária, com conseqüente força de tração axial para todos os vãos estudados. Em seguida, verificou-se a capacidade de rotação nos apoios relacionada às restrições rotacionais consideradas nesta análise paramétrica. Para tal, foi realizado um estudo da curva Momento *versus* Rotação, a partir dos modelos deste trabalho com rigidez axial total

(KA) e com variação na rigidez rotacional (KR, 0.5KR, 0.1KR e 0.05KR), em temperatura ambiente, levando em consideração que as ligações são revestidas contra o fogo, com a temperatura não influenciando em seu comportamento para um vão de 5 metros. Tal curva pode ser vista na Figura 4.43. Lembrando que o comportamento das ligações não foi analisado e está fora do escopo desta tese. Os cálculos apresentados neste item são os utilizados na prática de engenharia de projetos de estruturas, a fim de munir este trabalho de resultados que possam sugerir a importância, ou não, da ação de catenária das vigas nas ligações em altas temperaturas.

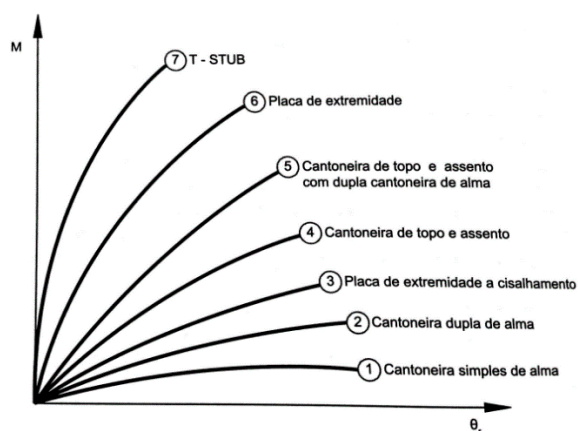
Figura 4.43 – Curva Momento *versus* Rotação – V1-5-KA



Para a determinação da tipologia da ligação, foi utilizada a curva de referência Momento *versus* Rotação vista em Andrade e Velasco (2016), que estabelece a tipologia em relação à capacidade de rotação da ligação, conforme Figura 4.44. Desse modo, para o modelo escolhido, como explicado anteriormente, serão dimensionadas as seguintes tipologias de ligações para cada valor de rigidez rotacional:

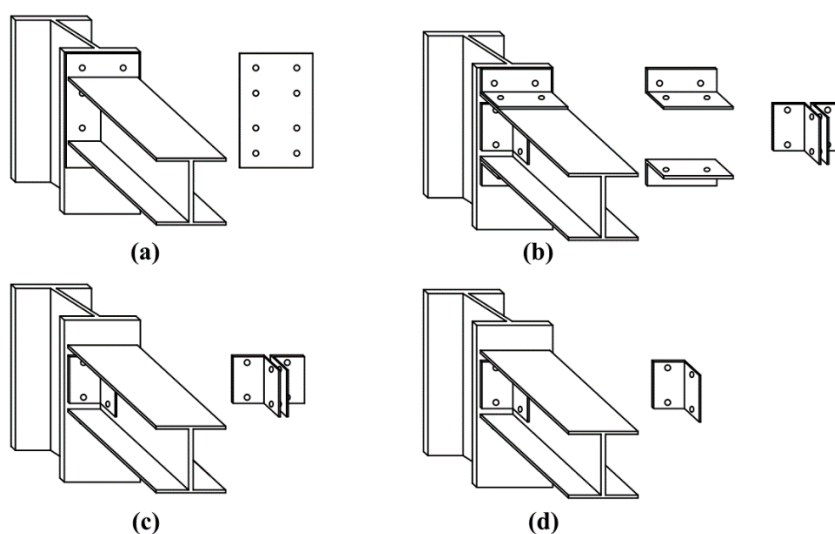
- (1) KR → Placa de extremidade (Figura 4.45a);
- (2) 0.5KR → Cantoneira de topo e assento com dupla cantoneira de alma (Figura 4.45b);
- (3) 0.1KR → Cantoneira dupla de alma (Figura 4.45c);
- (4) 0.05KR → Cantoneira simples de alma (Figura 4.45d).

Figura 4.44 – Curva momento *versus* rotação da ligação para definição da sua tipologia



Fonte: (Andrade e Velasco, 2016)

Figura 4.45 – Tipologia de ligações



Fonte: (Andrade e Velasco, 2016 – Adaptado)

A memória de cálculo do dimensionamento das ligações apresentadas no texto está descrita no Anexo E. Neste cenário, avaliou-se o efeito de tração nos elementos de ligação, sejam os parafusos e eventuais soldas que se fizerem necessários. Faz-se mister informar que o número de parafusos escolhido foi tomado com base no critério de menor número de parafusos necessários, para que se facilite o gabarito de furação das ligações na execução. Os parafusos utilizados são do tipo ASTM A325, com valor de resistência a ruptura de 825 MPa. As soldas

são do tipo filete, com perna igual a 8 mm e eletrodo E70. Por fim, o diâmetro dos parafusos escolhido foi o que atendia a todas as solicitações em temperatura ambiente. A verificação da ligação atenderá o critério da ABNT NBR 8800 (2008) para interação entre esforços cortantes e de tração nos elementos de ligação, conforme a Equação 4.4, a seguir.

$$\left(\frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1 \quad \text{Eq. 4.4}$$

Sendo $F_{t,Sd}$ a força axial de tração nos parafusos, $F_{t,Rd}$ a força axial de tração resistente dos parafusos, $F_{v,Sd}$ a força cortante nos parafusos e $F_{v,Rd}$ a força cortante resistente dos parafusos. Para a análise em temperatura ambiente, utilizou-se a força máxima de projeto. Para a análise em situação de incêndio, utilizou-se os valores tomados com 40% da carga em temperatura ambiente. Além disso, quando a ligação possuir algum momento a absorver, a maior carga de tração no parafuso é o valor da força de tração devido ao momento fletor da viga à ligação, somado ao valor da força de tração oriunda da fase de catenária da viga.

Para a determinação da temperatura nas ligações, foi utilizado o método previsto no Anexo D, item D.3 do Eurocode 3 Parte 1-2 (2005), que correlaciona a temperatura na altura da viga de aço, junto à ligação, com a temperatura na mesa inferior no centro do vão da viga. A partir da obtenção da temperatura na região da ligação, para determinar a resistência das ligações em situação de incêndio, foi utilizada a Tabela 4.9, retirada também do Eurocode 3 Part 1-2 (2005), que fornece os fatores de redução da resistência para parafusos submetidos à tração e ao cisalhamento, que são multiplicados aos valores de resistência obtidos em temperatura ambiente.

Tabela 4.9 – Fatores de redução da resistência dos parafusos (Eurocode 3 Part 1-2, 2005)

Temperatura (°C)	Fator de redução para a resistência dos parafusos $k_{b,\theta}$
20	1,000
100	0,968
150	0,952
200	0,935
300	0,903
400	0,775
500	0,550

600	0,220
700	0,100
800	0,067
900	0,033
1000	0,000

Nas Tabelas do Anexo F, mostra-se um resumo da força axial de tração apresentada na análise paramétrica e a força axial resistente dos elementos da ligação - parafusos e solda - para todos os modelos estudados neste trabalho: vigas simples e vigas mistas com 5, 10 e 15 metros de vão, respectivamente. A verificação “ATENDE” é estabelecida quando a resistência da ligação quanto aos parafusos e/ou às soldas (com a ligação dimensionada com os esforços máximos em temperatura ambiente) for maior que o valor das solicitações de tração e cisalhamento combinadas.

A partir dos resultados obtidos para as ligações, verifica-se que, para as vigas de aço e mistas com revestimento contra o fogo, as ligações sofrem pouca influência, devido à ação de catenária, com apenas alguns modelos numéricos com resistência insegura aos esforços em situação de incêndio. Verificou-se que a maioria dos modelos 0.1KR e 0.05KR (10% e 5% do valor da rigidez rotacional da viga, respectivamente) estão com valores maiores que a capacidade resistente da ligação. Tem-se indícios, então, que a utilização desse tipo de ligação em situação de incêndio deve ser verificada com cautela, para que não haja um colapso. Entretanto, ressalta-se, ainda, que, em todos os modelos sem revestimento contra o fogo, as ligações não atendem às solicitações, assim que a viga entra na fase de catenária, mostrando que os esforços de tração são preponderantes nesse caso e que os elementos de ligação devem estar sempre revestidos contra o fogo. Ressalta-se, além disso, que os modelos de viga mista com revestimento contra o fogo do tipo CACFO e tinta intumescente apresentam valores de força de tração axial na ação de catenária elevada e, com isso, algumas ligações também não atendem às solicitações.

Outrossim, faz-se necessário ressaltar que, conforme visto anteriormente no item 4.2.2 desta tese, todas as vigas de aço e a maioria das vigas mistas estudadas apresentam o maior valor de força de tração somente após a viga alcançar o TRF. Nesse caso, a principal preocupação seria a questão de eventual colapso após o TRRF da edificação, uma vez que as ligações não romperiam dentro do TRF determinado. Por fim, conclui-se que a verificação das

ligações em situação de incêndio pode ser desprezada (exceto a ligação proposta para os modelos 0.1KR e 0.05KR, conforme já ressaltado), desde que estejam revestidas contra o fogo – seguindo, então, a recomendação prevista no item 8.4.5 da ABNT NBR 14323 (2013). Nos casos específicos mostrados, os quais não atendem às solicitações em situação de incêndio, recomenda-se o dimensionamento das ligações utilizando a distribuição de temperatura nos elementos das ligações prevista no Anexo D do Eurocode 3 Parte 1-2 (2005), e convém avaliar o valor da força de tração na fase de catenária para o dimensionamento das ligações em situação de incêndio, podendo-se utilizar com certa precisão as equações que serão descritas item 4.4 desta tese. Além disso, a partir dos resultados encontrados, recomenda-se, como trabalhos futuros, estudos mais criteriosos quanto às ligações em situação de incêndio, levando em consideração as forças de tração devido ao efeito de catenárias das vigas.

4.3. Estimativa das forças axiais induzidas pelo fogo

Ao verificar nos itens anteriores a importância das forças axiais de compressão e tração, geradas pela expansão da viga e na fase de catenária em situação de incêndio, respectivamente, este item tem como objetivo propor equações para prever tais forças em vigas restringidas em situação de incêndio. Essas equações serão descritas em função dos fatores de redução do módulo de elasticidade e da resistência ao escoamento do aço, combinando com as equações fornecidas pela ABNT NBR 14323 (2013). Ao final, será realizada uma comparação com os resultados encontrados neste capítulo da tese para verificar se a previsão proposta neste trabalho é viável para utilização no dimensionamento dos elementos estruturais de aço em situação de incêndio.

4.3.1. Estimativa das forças axiais de compressão na fase de expansão da viga em situação de incêndio

Para prever as forças de compressão na fase de expansão da viga, será realizada a dedução de formulação baseada na compatibilidade de deformação. Com isso, as forças de compressão induzidas pelo incêndio podem ser calculadas da seguinte maneira (Eq. 4.5):

$$\delta_{HT} = \delta_{\theta} - 2. \delta_K \quad \text{Eq. 4.5}$$

onde “ δ_{HT} ” é a deformação axial total, “ δ_{θ} ” (Eq. 4.6) é a deformação devido aos efeitos da dilatação térmica e “ δ_K ” (Eq. 4.7) é a deformação devido à restrição axial dos apoios (dois apoios).

$$\delta_{\theta} = \alpha\theta L \quad \text{Eq. 4.6}$$

$$\delta_K = \frac{P}{K} \quad \text{Eq. 4.7}$$

onde “ α ” é o coeficiente de dilatação térmica do aço e “ θ ” é a temperatura média ao longo do elemento, “ L ” é o vão da viga aquecida, “ P ” é a força axial de compressão da viga e “ K ” é a rigidez horizontal da estrutura adjacente.

A deformação axial total pode ser dada pela formulação tradicional da resistência dos materiais para alongamento de uma barra submetida à carregamentos axiais, levando em consideração a redução do módulo de elasticidade em altas temperaturas conforme a Equação 4.8, a seguir:

$$\delta_{HT} = \frac{PL}{k_{E,\theta}EA} \quad \text{Eq. 4.8}$$

onde “ E ” é o módulo de elasticidade do aço e “ $k_{E,\theta}$ ” é o fator de redução do módulo de elasticidade em altas temperaturas.

Com isso, substitui-se as Equações 4.6, 4.7 e 4.8 em 4.5 (Eq. 5.9):

$$\frac{PL}{k_{E,\theta}EA} = \alpha(\theta - 20)L - 2\frac{P}{K} \quad \text{Eq. 4.9}$$

Devido ao ângulo de rotação limitado das extremidades das vigas durante o estágio de expansão térmica, a força de compressão axial nas vigas é aproximadamente igual à força de compressão horizontal. Com isso, pode-se deduzir a Equação 4.9 em função da força “ P ” de compressão (Eq. 4.10):

$$P_c = \alpha.(\theta - 20).L. \frac{k_{E,\theta}EAK}{KL + 2k_{E,\theta}EA} \quad \text{Eq. 4.10}$$

A partir da Equação 4.10, é possível calcular as forças máximas de compressão geradas pela viga nos pilares de fachada, que podem causar momentos fletores adicionais nos pilares, conforme mostrado no item 4.2.3.1 desta tese. A dificuldade desta equação, para a determinação da força axial de compressão, é a determinação da temperatura em que ocorre a força máxima, uma vez que, conforme visto no item 4.2.2.1 anteriormente, a temperatura que esta força se apresenta varia de acordo com a restrição axial da viga.

Face a isso, com a finalidade de tentar prever esta temperatura, foi desenvolvido um método expedito com base nos resultados encontrados nos 165 modelos numéricos de vigas de aço deste trabalho. Este método baseou-se em duas etapas, a saber:

- A primeira etapa determinou o percentual da relação entre a solicitação e a resistência dos pilares de seção determinada no item 4.2.3.1 em temperatura ambiente para cada vão analisado a fim de separar as rigidezes axiais em “faixas” distintas de capacidade resistente;
- A segunda etapa determinou a média de temperaturas em que cada viga apresentou a força máxima de compressão de acordo com cada rigidez axial distinta nos modelos numéricos. Esta etapa determinou a média de temperaturas para vigas com e sem revestimento contra o fogo.

Com base na primeira etapa, foram determinadas as seguintes relações percentuais entre solicitação e resistência nos pilares (S_d/R_d), em temperatura ambiente e a média considerada (Tabela 4.10):

Tabela 4.10 – Média da capacidade resistente dos pilares considerados neste trabalho considerando o vão das vigas

Rigidez	5 metros	10 metros	15 metros	Média
KA	20%	20%	20%	20%
0.5KA	30%	30%	45%	35%
0.1KA	70%	55%	70%	65%
0.05KA	95%	95%	95%	95%

A partir dos resultados da primeira etapa, obtiveram-se as médias de temperatura dos 165 modelos considerados no trabalho em que a força de compressão axial alcançou o seu valor máximo para cada faixa de rigidez considerada. A Tabela 4.11 apresenta os valores médios de temperatura para cada faixa de rigidez axial (neste caso, intervalo de porcentagem de utilização da capacidade de resistência).

Tabela 4.11 – Valores de temperatura para faixas de utilização da capacidade de resistência do pilar

Porcentagem de Utilização da Capacidade Resistente	Temperatura em Vigas sem revestimento contra o fogo (°C)	Temperatura em Vigas com revestimento contra o fogo (°C)
20%	228	253
35%	317	407
65%	536	524
95%	592	651

O método propõe que, caso a porcentagem de utilização da capacidade resistente esteja fora dos valores indicados, seja realizada interpolação linear entre os valores da Tabela 5.11. Cabe ressaltar que este método é válido somente para a obtenção das forças de compressão em vigas apoiadas em pilares de fachada. Caso não seja conhecida a rigidez axial do apoio, propõe-se que se realize procedimento inverso ao visto no item 4.2.3.1 desta tese.

Para verificar a validade do método expedito em questão, a Tabela 4.12 mostra os resultados encontrados nos modelos numéricos para força máxima de compressão axial (Comp. MN) e a temperatura do elemento nesse momento (Temp MN). Além disso, mostra-se os resultados encontrados pelo método expedito (Comp. ME) utilizando-se da Equação 5.10 proposta, com as respectivas temperaturas consideradas (Temp. ME), com a diferença entre os valores (“Dif. 1 refere-se a diferença entre os valores de compressão e “Dif. 2” refere-se a diferença entre as temperaturas) em percentual.

Tabela 4.12 – Comparação de valores entre o modelo numérico e método expedito aproximado proposto

Modelo	Comp. MN (kN)	Temp MN (°C)	Comp. ME (kN)	Dif. 1	Temp. ME (°C)	Dif. 2
V1-KA-KRI-SP	-755,6	242	-672,2	-11%	253	5%
V1-0.5KA-KRI-SP	-541,2	366	-641,5	19%	407	11%
V1-0.1KA-KRI-SP	-156,8	466	-209,22	33%	524	12%
V1-0.05KA-KRI-SP	-111,8	645	-129,6	16%	651	1%
V1-KA-KRI-APCa	-631,8	236	-607,3	-4%	228	-3%
V1-0.5KA-KRI-APCa	-537,7	341	-514,2	-4%	317	-7%

V1-0.1KA-KRI-APCa	-224,4	559	-213	-5%	536	-4%
V1-0.05KA-KRI-APCa	-123,7	615	-121,6	-2%	592	-4%
V1-KA-KRI-PGA	-616,4	280	-607,3	-1%	228	-19%
V1-0.5KA-KRI-PGA	-525,6	419	-514,2	-2%	317	-24%
V1-0.1KA-KRI-PGA	-217,4	561	-213	-2%	536	-4%
V1-0.05KA-KRI-PGA	-122	614	-121,6	0%	592	-4%
V1-KA-KRI-TI	-567	273	-607,3	7%	228	-16%
V1-0.5KA-KRI-TI	-481,9	355	-514,2	7%	317	-11%
V1-0.1KA-KRI-TI	-212,2	525	-213	0%	536	2%
V1-0.05KA-KRI-TI	-120,7	597	-121,6	1%	592	-1%
V1-10-KA-KRI-SP	-1159	226	-1822,9	57%	253	12%
V1-10-0.5KA-KRI-SP	-1143	381	-1801	58%	407	7%
V1-10-0.1KA-KRI-SP	-501,2	431	-589,5	18%	524	22%
V1-10-0.05KA-KRI-SP	-265,2	631	-365,3	38%	651	3%
V1-10-KA-KRI-APCa	-1490,6	212	-1700,9	14%	228	8%
V1-10-0.5KA-KRI-APCa	-1235,2	285	-1444,5	17%	317	11%
V1-10-0.1KA-KRI-APCa	-571,3	535	-600,4	5%	536	0%
V1-0.05KA-KRI-APCa	-325,9	581	-343	5%	536	-8%
V1-10-KA-KRI-PGA	-1190	276	-1700,9	43%	228	-17%
V1-10-0.5KA-KRI-PGA	-963,5	337	-1444,5	50%	317	-6%
V1-10-0.1KA-KRI-PGA	-503	585	-600,4	19%	536	-8%
V1-10-0.05KA-KRI-PGA	-310,7	628	-343	10%	536	-15%
V1-10-KA-KRI-TI	-1442,8	207	-1700,9	18%	228	10%
V1-10-0.5KA-KRI-TI	-1236,2	341	-1444,5	17%	317	-7%
V1-10-0.1KA-KRI-TI	-564,3	530	-600,4	6%	536	1%
V1-10-0.05KA-KRI-TI	-324,6	586	-343	6%	536	-9%
V1-15-KA-KRI-SP	-3117	290	-3154	1%	253	-13%
V1-15-0.5KA-KRI-SP	-2516	475	-2925	16%	407	-14%
V1-15-0.1KA-KRI-SP	-878	676	-903,6	3%	524	-22%
V1-15-0.05KA-KRI-SP	-522,6	676	-561,2	7%	651	-4%
V1-15-KA-KRI-APCa	-3418	137	-3604	5%	228	31%

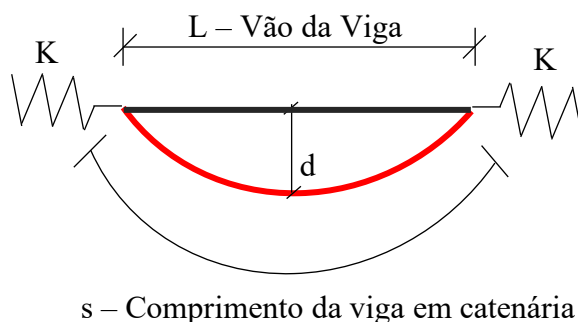
V1-15-0.5KA-KRI-APCa	-3175	210	-3061	-4%	317	23%
V1-15-0.1KA-KRI-APCa	-1645	486	-1272	-23%	536	7%
V1-15-0.05KA-KRI-APCa	-1014	562	-727	-28%	592	4%
V1-15-KA-KRI-PGA	-2943	241	-3604	22%	228	-9%
V1-15-0.5KA-KRI-PGA	-2984	282	-3061	3%	317	17%
V1-15-0.1KA-KRI-PGA	-1518	541	-1272	-16%	536	-1%
V1-15-0.05KA-KRI-PGA	-984	621	-727	-26%	592	-5%
V1-15-KA-KRI-TI	-3385	186	-3604	6%	228	17%
V1-15-0.5KA-KRI-TI	-3065,9	283	-3061	0%	317	12%
V1-15-0.1KA-KRI-TI	-1636	499	-1272	-22%	536	7%
V1-15-0.05KA-KRI-TI	-976	526	-727	-26%	592	11%

Conforme pode ser observado na Tabela 4.12, os resultados encontrados para as vigas com revestimento contra o fogo apresentaram valores mais próximos aos encontrados nos modelos numéricos. Verificou-se que, no vão de 10 metros, os resultados ficaram mais discrepantes, quando comparados aos demais vãos. Esta diferença pode ser dada por conta do excesso de aproximações do método proposto (tanto para obtenção da temperatura, quanto obtenção da rigidez axial). Ainda assim, ao realizar a média de todos os resultados, encontrou-se uma diferença de 3%, mostrando que, na média, os valores encontrados no método expedito proposto aproximam-se dos valores encontrados numericamente no ABAQUS. Quanto às vigas sem revestimento contra o fogo, os resultados encontrados são mais discrepantes quando comparados aos modelos numéricos, para o vão de 10 metros. Entretanto, os demais vãos apresentaram diferenças razoavelmente aceitáveis. Observa-se ainda na comparação entre os resultados do método expedito proposto e dos resultados numéricos que a maioria das discrepâncias de valores são a favor da segurança, ou seja, com valores maiores que os encontrados no modelo numérico. Ressalta-se que este método não substitui a análise computacional avançada para o projeto de estruturas de aço em situação de incêndio. Este método apresenta uma ordem de grandeza factível para que o engenheiro de projetos possa avaliar se tais forças de compressão são preponderantes ou não na interação entre vigas e pilares de elementos de pórticos.

4.3.2. Estimativa das forças axiais de tração na fase de catenária da viga em situação de incêndio

A fim de prever as forças de tração em ação de catenária, levou-se em consideração a teoria de cabos solicitados por força uniformemente distribuídas. O modelo assumido considera que a viga, quando exposta a um incêndio, pode ser comparada a um cabo suspenso em uma estrutura em temperatura ambiente. O modelo matemático desenvolvido tem como objetivo calcular a relação entre a deformação do cabo suspenso e a força de tração axial, neste caso, levando em conta as altas temperaturas associadas ao incêndio. Considera-se que a estrutura circundante forneça rigidez axial (K) ao elemento e o cabo, de acordo com Sáles *et al* (2015), na sua condição deformada, pode ser admitido como uma parábola. O modelo matemático pode ser visto na Figura 5.46.

Figura 4.46 – Modelo matemático da viga em ação de catenária



Além da deformação prevista na teoria de cabos suspensos, leva-se em consideração, em situação de incêndio, três efeitos que afetam o comprimento do cabo a ser analisado: os deslocamentos devido aos efeitos da dilatação térmica (δ_θ) (Eq. 4.6), os efeitos devido ao alongamento da barra devido à força axial (δ_A) (Eq. 4.11) e os efeitos devido à restrição axial dos apoios (δ_K) (Eq. 4.7).

$$\delta_A = \frac{PL}{EA} \quad \text{Eq. 4.11}$$

onde “P” é a força axial de tração ao longo da viga, “L” é o vão da viga, “E” é o módulo de elasticidade do aço à temperatura “ θ ” e “A” é a área da seção transversal.

Ao considerar o comprimento do cabo como “s”, obtido por integração da expressão geral do arco elementar, obtém-se a seguinte equação (Eq. 4.12).

$$s = L \left[1 + \frac{8d^2}{3L^2} \right] \rightarrow s = L + \frac{8d^2}{3L} \quad \text{Eq. 4.12}$$

sendo “d” é o deslocamento vertical da viga e “L” é o comprimento total da viga.

Considerando que, na configuração final, o cabo deve apresentar o comprimento “s”, então, pode-se dizer que a soma dos efeitos que afetam o comprimento do cabo é igual ao acréscimo de comprimento deduzido da equação 4.12. Então, tem-se que (7Eq. 4.13 e 4.14):

$$\delta_{\theta} + \delta_A + \delta_K = \frac{8d^2}{3L} \quad \text{Eq. 4.13}$$

$$\alpha\theta L + \frac{PL}{EA} + \frac{P}{K} = \frac{8d^2}{3L} \quad \text{Eq. 4.14}$$

Como a tração em um cabo submetido a um carregamento distribuído “p” pode ser descrita como $P = pL^2/8d$, então assume-se que a Equação 4.14 pode ser transformada na equação a seguir a partir de deduções matemáticas (Eq. 4.15):

$$d^3 - \frac{3}{8}\alpha\theta L^2 d + \frac{3pL^3}{64} \left(\frac{1}{EA} + \frac{1}{K} \right) = 0 \quad \text{Eq. 4.15}$$

Com a equação 4.15 é possível determinar o deslocamento máximo para a viga em ação de catenária e, com isso, é possível calcular a força de tração a ser utilizada no projeto de ligações em situação de incêndio. Lembra-se que o módulo de elasticidade é função da temperatura considerada.

Os cabos podem ser admitidos como inextensíveis, entretanto é possível levar em conta a deformação longitudinal causada pela variação de temperatura. Para levar em consideração essa deformação, será utilizada solução expedita (Sáles, 2015), em que consiste supor o cabo como uma barra retilínea e calcular a variação do comprimento (Eq. 4.16).

$$\Delta s = \frac{Ps_0}{EA} \quad \text{Eq. 4.16}$$

sendo P a força de tração na ação de catenária, “s₀” o comprimento inicial da viga, “E” o módulo de elasticidade do aço na temperatura analisada e “A” a área da seção transversal do elemento.

O comprimento final da barra pode ser obtido pela equação 4.17, sabendo que o comprimento final “s_f” é igual ao comprimento inicial “s” somado à variação do comprimento “Δs”. Com isso, tem-se que:

$$s_f = L + \frac{8d_f^2}{3L} \quad \text{Eq. 4.17}$$

Com a manipulação matemática, pode-se chegar no valor do deslocamento final (Eq. 5.18):

$$d_f = \sqrt{\frac{3L(s_f - L)}{8}} \quad \text{Eq. 4.18}$$

Calcula-se então o valor da força de tração “P”. Calcula-se então o valor do deslocamento inicial “s₀”. Em seguida, calcula-se a primeira variação do comprimento “Δs”. Ao calcular a variação, soma-se com o deslocamento inicial para determinar o comprimento final. Após, o resultado encontrado é inserido na Equação 5.15 para determinar a flecha final da primeira equação. Repete-se o procedimento até que exista pouca diferença entre os deslocamentos em cada interação.

A Tabela 4.13 mostra um comparativo entre os resultados encontrados para as forças axiais de tração na ação de catenária dos modelos numéricos de vigas de aço, comparadas ao método analítico da Equação 4.15 e o método expedito incremental, apresentado nas Equações de 4.16 a 4.18. Na Tabela 4.13, são apresentados os modelos numéricos de ligações flexíveis utilizados na análise, o valor da tração encontrado no modelo numérico (Tração MN), a temperatura (Temp) em que a força de tração máxima foi encontrada, o valor da força de tração para o método analítico (MA), o valor da força de tração para o método expedito (ME), a diferença de valores entre o modelo numérico *versus* modelo analítico (Dif. 1) e a diferença do modelo numérico *versus* modelo expedito (Dif. 2). No Anexo G pode ser visto a marcha de cálculo para determinação da força de tração pelo método analítico e pelo método expedito, além dos demais resultados encontrados.

Tabela 4.13 – Comparação entre as forças de tração encontradas nos modelos numéricos e nos modelos analítico e expedito para viga com ligação flexível

Modelo	Tração MN (kN)	Temp (°C)	MA (kN)	ME (kN)	Dif. 1	Dif. 2
V1-5-KA-0.1KR-SP	97,5	717	93,1	88,4	-5%	-9%
V1-5-KA-0.05KR-SP	88,1	717	93,1	88,4	6%	0%
V1-5-KA-0.1KR-APCa	125,6	699	93,75	89,4	-25%	-29%

V1-5-KA-0.05KR-APCa	81,3	699	93,75	89,4	15%	10%
V1-5-KA-0.1KR-PGA	100,3	698	93,8	89,5	-6%	-11%
V1-5-KA-0.05KR-PGA	97,5	697	93,8	89,5	-4%	-8%
V1-5-KA-0.1KR-TI	83,9	708	93,4	83,9	11%	0%
V1-5-KA-0.05KR-TI	83,9	708	82,3	79,5	-2%	-5%
V1-10-KA-0.1KR-SP	189,1	737	278,1	262	47%	39%
V1-10-KA-0.05KR-SP	221,4	737	278,1	262	26%	18%
V1-10-KA-0.1KR-APCa	206,9	706	281,3	266,9	36%	29%
V1-10-KA-0.05KR-APCa	255,7	706	281,3	266,9	10%	4%
V1-10-KA-0.1KR-PGA	262	715	280,4	265,6	7%	1%
V1-10-KA-0.05KR-PGA	195	716	280,4	265,6	44%	36%
V1-10-KA-0.1KR-TI	244	660	288,9	278,5	18%	14%
V1-10-KA-0.05KR-TI	237,7	660	288,9	278,5	22%	17%
V1-15-KA-0.1KR-SP	418	731	394	378,5	-6%	-9%
V1-15-KA-0.05KR-SP	375,3	762	383,2	366,7	2%	-2%

Conforme pode ser visto na Tabela 4.13, para os modelos de vigas com ligações flexíveis, os valores encontrados no método expedito possuem valores mais próximos aos encontrados nos modelos numéricos, com alguns resultados apresentando valores exatos face aos modelos numéricos. Analisando os resultados no Anexo G, identificou-se uma média de diferença média de 7% entre os resultados encontrados nos modelos numéricos e no método analítico. Essa diferença cai para 2% quando os resultados são comparados ao método expedito, mostrando que este método, que calcula de forma aproximada o alongamento da viga durante a ação de catenária apresenta resultados mais próximos ao estudado computacionalmente.

Para a utilização em projetos de ligações em situação de incêndio, deve-se prever a temperatura em que o elemento estrutural atingirá a sua força máxima de tração devido à ação de catenária da viga. A modelagem computacional para a determinação desta temperatura pode ser inviável na maioria das ocasiões em projetos de estruturas de aço. Com isso, a partir dos resultados encontrados nos modelos numéricos, propõe-se o seguinte método para a determinação desta temperatura em vigas de aço:

- Determinar a resistência à tração quanto ao escoamento da seção bruta da viga estudada em temperatura ambiente;
- De acordo com as médias de temperaturas encontradas nos modelos numéricos, a força máxima de tração em ação de catenária se dá quando a seção bruta da viga, em situação de incêndio, está com 12,5% da sua capacidade resistente em temperatura ambiente para elementos sem revestimento contra o fogo. Para elementos com revestimento contra o fogo, a força máxima de tração em ação de catenária se dá quando a seção bruta da viga em situação de incêndio está com 17,5% da sua capacidade resistente. Logo, determinar este valor;
- Determinar o valor do fator de redução da resistência ao escoamento ($k_{y,\theta}$) a partir da equação para o cálculo de barras tracionadas em situação de incêndio previsto na ABNT NBR 14323 (2013);
- A partir do fator de redução da resistência ao escoamento ($k_{y,\theta}$), determinar o valor da temperatura do aço.

A marcha de cálculo proposta encontra-se no Anexo G. Na Tabela 4.14 podem ser vistos os resultados das forças axiais de tração em situação de incêndio de acordo com os modelos numéricos (ML), a respectiva temperatura (Temp), os valores de tração pelo método aproximado proposto (MA), a diferença entre os valores de força obtidos do modelo numérico em relação ao modelo aproximado proposto (Dif. 1), a temperatura no método proposto aproximado (Temp MA) e a diferença entre as temperaturas obtidas no modelo numérico e no método proposto (Dif. 2).

Tabela 4.14 – Comparação entre as forças de tração encontradas nos modelos numéricos e no método proposto com ligação flexível

Modelo	Tração ML (kN)	Temp (°C)	Tração MA (kN)	Dif. 1	Temp MA (°C)	Dif. 2
V1-KA-0.1KR-SP	97,5	717	86,6	-11%	730	2%
V1-KA-0.05KR-SP	88,1	717	86,6	-2%	730	2%
V1-KA-0.1KR-APCa	125,6	699	91,6	-27%	685	-2%
V1-KA-0.05KR-APCa	81,3	699	91,6	13%	685	-2%
V1-KA-0.1KR-PGA	100,3	698	91,6	-9%	685	-2%
V1-KA-0.05KR-PGA	97,5	697	91,6	-6%	685	-2%
V1-KA-0.1KR-TI	83,9	708	91,6	9%	685	-3%

V1-KA-0.05KR-TI	83,9	708	91,6	9%	685	-3%
V1-10-KA-0.1KR-SP	189,1	737	259,9	37%	730	-1%
V1-10-KA-0.05KR-SP	221,4	737	259,9	17%	730	-1%
V1-10-KA-0.1KR-APCa	206,9	706	274,7	33%	685	-3%
V1-10-KA-0.05KR-APCa	255,7	706	274,7	7%	685	-3%
V1-10-KA-0.1KR-PGA	262	715	274,7	5%	685	-4%
V1-10-KA-0.05KR-PGA	195	716	274,7	41%	685	-4%
V1-10-KA-0.1KR-TI	244	660	274,7	13%	685	4%
V1-10-KA-0.05KR-TI	237,7	660	274,7	16%	685	4%
V1-15-KA-0.1KR-SP	418	731	378,8	-9%	730	0%
V1-15-KA-0.05KR-SP	375,3	762	378,8	1%	730	-4%

Verifica-se, a partir dos **dados** da Tabela 4.14 e no Anexo G, que a diferença média entre as temperaturas entre as obtidas nos modelos numéricos e no modelo proposto é de 1%, com pouquíssimas variações relevantes na temperatura (somente em alguns modelos com o vão de 10 metros). Em relação às forças axiais de tração, a diferença média é de 2%, com algumas variações relevantes nos valores principalmente em modelos revestidos contra o fogo. Entretanto, como o principal objetivo é ter uma referência de fácil obtenção para os valores de forças de tração axial em ação de catenária para o cálculo de ligações em situação de incêndio, tem-se indícios que tal método pode ser utilizado para a verificação de tais forças. Por fim, o método proposto pode ser utilizado nas vigas mistas, com certa precisão, principalmente para as vigas revestidas contra o fogo, desde que o carregamento considerado e a área da seção transversal considerem a contribuição da laje de concreto. No Anexo G é possível verificar os resultados encontrados também para vigas mistas.

4.4. Resumo e conclusões

Este capítulo apresentou os resultados de um vasto estudo paramétrico, que investigou o comportamento de vigas de aço e mistas com restrições axiais e rotacionais, em um total de 330 modelos numéricos. O estudo paramétrico abrangeu quatro materiais distintos de revestimento contra o fogo, nível de restrição axial e rotacional e variação do vão da viga. Com base nos resultados da simulação, podem-se extrair as seguintes conclusões:

- O comportamento da viga varia de acordo com o nível de restrição axial e rotacional nos apoios. Vigas com menor rigidez axial nos apoios apresentam deslocamentos verticais menores e, conseqüentemente, menores valores de compressão axial em incêndio;
- A variação da restrição rotacional tem pouca influência em vigas com pequenos vãos. Ao aumentar o vão das vigas e, conseqüentemente, os seus deslocamentos verticais no centro do vão, a rigidez rotacional passa a apresentar uma influência preponderante, principalmente nas forças axiais de compressão. Em vigas de aço, quanto mais rígida for a ligação, maiores forças de compressão serão geradas e com maior tempo de incêndio;
- Os diferentes tipos de revestimento contra o fogo das vigas estudadas nesta tese apresentam os mesmos valores de forças axiais de compressão e de tração em ação de catenária, embora o tempo de incêndio para a aparição de cada uma dessas forças seja diferente. Verifica-se que as forças de reação são uma função do equilíbrio do elemento e não da temperatura, considerando a viga isoladamente;
- A variação do vão das vigas influencia diretamente as forças axiais, tanto de compressão quanto de tração na ação de catenária. Logo, quanto maior o vão da viga, maior será sua reação de apoio. Entretanto, as vigas com maiores vãos apresentam as suas forças máximas de compressão em tempos maiores de incêndio, sendo prejudiciais ao pilar, uma vez que quanto maior a temperatura no elemento estrutural, menor será a sua resistência;
- Na análise da interação entre as vigas e pilares, considerando esses pilares como sendo “de fachada”, verificou-se que, caso as vigas sejam revestidas contra o fogo e os pilares não, todos irão falhar, devido às forças de compressão que surgem na viga, por causa da restrição à expansão axial;
- Com as vigas e os pilares revestidos contra o fogo, verificou-se que a utilização de pilares com maior seção transversal (maior rigidez axial quanto à expansão da viga), levará a um dimensionamento seguro em situação de incêndio, ou seja, as forças de compressão que surgem nas vigas, em situação de incêndio, não serão preponderantes. Contudo, em pilares com menor seção transversal (menor rigidez axial quanto à expansão da viga), mesmo que atendam às solicitações em temperatura ambiente ou de forma isolada em situação de incêndio, tais pilares irão falhar devido à força de compressão, que causará um valor elevado de momento fletor nos pilares de fachada;

- Recomenda-se que a força de compressão que surge devido aos efeitos de expansão da viga e restrição axial seja avaliada cuidadosamente, para que os pilares em situação de incêndio levem em consideração os momentos causados por esta força. Para isto, foi proposto método expedito aproximado para a determinação desta força em pilares de fachada sem necessidade de métodos avançados de análise estrutural, a fim de avaliação de sua consideração ou não em projetos;
- A respeito das forças de compressão estudadas neste trabalho, cabe ressaltar que a análise foi realizada a partir de vigas isoladas em situação de incêndio, sem considerar os efeitos da redistribuição de esforços, quando as vigas e pilares estão inseridos em pórticos. Dessa forma, um estudo adicional sobre tais efeitos deverão ser realizado em pórticos bidimensionais, que serão os próximos tópicos desta tese;
- A partir da análise paramétrica realizada nesta tese, foi verificado que, salvo casos específicos, as ligações não são o ponto mais fraco da estrutura em situação de incêndio, desde que sejam revestidas contra o fogo. Verificou-se que, na maioria dos casos da análise paramétrica, os valores das forças axiais de tração que surgem na fase de catenária da viga não são suficientes para romper as ligações, desde que sejam perfeitamente dimensionadas em temperatura ambiente;
- Verificou-se que as maiores forças axiais de tração na ação de catenária da viga só aparecem após o TRF da viga. Com isso, tais forças só surgiriam se o incêndio tivesse uma duração maior que o tempo de resistência ao fogo do elemento estrutural. Entretanto, tal situação não ocorreria caso as vigas e as ligações não estivessem revestidas contra o fogo, uma vez que a diminuição da resistência das ligações em função da temperatura é mais acelerada (em função de tempo de incêndio) que para as vigas com revestimento contra o fogo;
- Entretanto, mesmo que as maiores forças de tração axial na viga só ocorram após o TRF deste elemento, recomenda-se o estudo cuidadoso destas forças devido ao efeito de catenária, uma vez que foi verificado que os modelos de ligação flexíveis estão sujeitos à falha em situação de incêndio, mesmo com os elementos da ligação revestidos contra o fogo;
- Em face da complexidade encontrada nos projetos estruturais em situações de incêndio ao determinar as forças axiais de tração na fase de catenária – um desafio frequentemente associado à determinação da temperatura –, um método aproximado foi proposto. Este se baseia na capacidade resistente do elemento à tração durante um

incêndio. Ao comparar os resultados obtidos com esse método aproximado aos do método expedito, verifica-se que o método proposto pode ser útil na determinação das forças axiais de tração, mesmo que de maneira aproximada.

5. ESTUDO DE PÓRTICOS BIDIMENSIONAIS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

O estudo paramétrico que será apresentado neste capítulo foi realizado com o intuito de verificar, em situação de incêndio, o comportamento de pórticos de aço bidimensionais, constituídos de vigas simples e mistas de aço e concreto, pilares simples e mistos de aço e concreto, com ou sem revestimento contra o fogo, variando as seções transversais dos elementos estudados (vigas e pilares), além da variação dos vãos das vigas e das alturas dos pilares. Tal estudo tem por objetivo compreender o comportamento de pórticos em altas temperaturas e a interação entre os elementos, em especial as vigas e pilares, a fim de verificar se os resultados encontrados no capítulo anterior condizem com os resultados destes mesmos elementos inseridos em pórticos, resultando em uma parametrização inédita. Além disso, serão investigadas as forças de compressão e tração nos pilares (fase de expansão e fase de catenária, respectivamente), a fim de compreender o papel destas forças quando os elementos estão inseridos em pórticos para que, no dimensionamento de elementos isolados, tais forças possam ser levadas em consideração. Serão realizadas as seguintes análises de pórticos parametrizados, a saber:

- (a) Sub-pórticos com pilares de aço com e sem revestimento contra o fogo e vigas de aço e mistas com ou sem revestimento contra o fogo, com variação na rigidez dos pilares;
- (b) Pórticos com vigas de aço e mistas e pilares de aço e mistos, com ou sem revestimento contra o fogo, com a parametrização do compartimento incendiado, com dois pavimentos e dois vãos e variação na rigidez dos pilares;
- (c) Pórticos com vigas de aço e mistas e pilares de aço e mistos, com ou sem revestimento contra o fogo, com a parametrização do compartimento incendiado, com três pavimentos e três vãos;

Ao total, foram realizados 666 modelos estruturais de pórticos e, por consequência, número igual de simulações numéricas, conforme os itens (a), (b) e (c) apresentados acima.

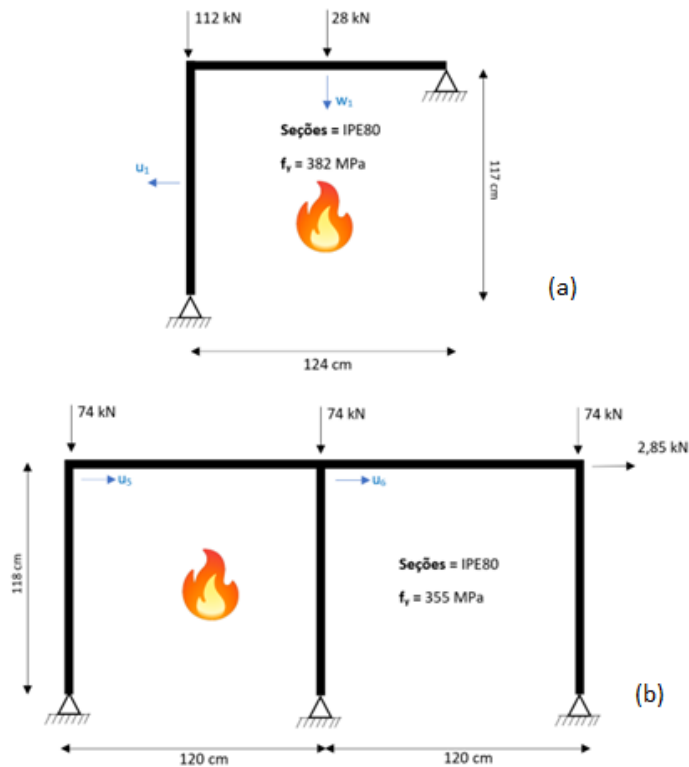
O estudo de validação desta tese foi realizado por comparação com resultados experimentais e simulações numéricas realizadas por diversos autores. Em face a isso, será realizada a validação de pórtico bidimensional em situação de incêndio a partir de modelo experimental sem revestimento contra o fogo.

5.1. Validação das simulações numéricas

5.1.1. Validação de modelos numéricos de pórticos bidimensionais

Para a validação das simulações numéricas de pórticos bidimensionais deste trabalho, utilizou-se o modelo experimental de Rubert e Schaumann (1986), que apresentaram resultados referentes a uma série de ensaios de pórticos de aço em situação de incêndio. Tais pórticos foram carregados e, posteriormente, aquecidos por meio de dispositivos elétricos a uma taxa constante, até que atingissem o colapso estrutural. Os ensaios de Rubert e Schaumann (1986) envolveram três grupos principais, a saber: o primeiro grupo (EHR) é representado por um pórtico em “L”; o segundo grupo (EGR) é representado por um pórtico simples biapoiado; e o terceiro grupo (ZSR) é representado por um pórtico duplo. Todos os grupos citados foram submetidos a níveis de carregamentos distintos e mudanças no índice de esbeltez. Destaca-se que somente os pórticos em L e simples foram aquecidos uniformemente. Nos pórticos duplos, apenas o compartimento da esquerda foi totalmente aquecido, com os demais elementos estruturais mantidos à temperatura ambiente. Para a validação dos modelos desta tese, de todas as configurações de ensaios realizadas pelos autores, será escolhida apenas uma configuração para o pórtico em “L” (Figura 5.1a) e uma para o pórtico duplo (Figura 5.1b), a critério deste autor. Os resultados encontrados nesta análise serão comparados com os resultados experimentais de Rubert e Schaumann (1986) e com os resultados numéricos encontrados por Lien *et al.* (2010) e Sun *et al.* (2012). Todas as seções transversais que compõem os pórticos são do perfil IPE 80 (padrão europeu) e o módulo de elasticidade do aço foi tomado por 210 GPa. Os elementos foram aquecidos usando a curva de incêndio padrão da ISO-834. As propriedades dos materiais com dependência da temperatura foram retiradas do Eurocode 1. Os pórticos foram modelados com travamentos laterais no eixo “x” (eixo que pode ser visto na Figura 5.2) para que os elementos do pórtico não apresentem instabilidade lateral (fora do plano), assim como nos ensaios de Rubert e Schaumann (1986).

Figura 5.1 – Características dos pórticos ensaiados por Rubert e Schaumann (1986)



Para capturar o comportamento de flambagem e pós-flambagem nas simulações, foram adicionadas imperfeições iniciais aos pilares dos modelos numéricos. Qin e Mahmoud (2019) afirmaram que, no ABAQUS, a magnitude da imperfeição pode controlar a resistência à flambagem do elemento estrutural, mas a resposta pós-flambagem não depende do nível de imperfeição. Então, as imperfeições iniciais foram introduzidas na altura média dos elementos, em forma de função senoidal, a partir de modelagem no próprio ABAQUS. A imperfeição utilizada neste trabalho foi de $L/1000$.

O elemento finito utilizado para a modelagem da análise termestrutural foi o tipo C3D8R, conforme já explicado no Capítulo 5 desta tese. A modelagem das condições de contorno (apoios) foi realizada de forma similar ao já explicitado anteriormente, também no Capítulo 5. A malha foi discretizada com um comprimento de 1,5 mm, baseando-se no estudo de refinamento de malhas também realizado no mesmo capítulo. As comparações do modelo numérico desta tese com os resultados experimentais de Rubert e Schaumann (1986) levarão em conta as deformações no centro do vão da viga (w) e no centro do pilar (u). Na Figura 5.2 é possível verificar a modelagem do pórtico ZSR no *software* ABAQUS. As Figuras 5.3 a 5.6 mostram a comparação entre os resultados encontrados nesta tese e os resultados experimentais, além de resultados de outros autores, conforme já explicitado.

Figura 5.2 – Modelo estrutural do pórtico ZSR no ABAQUS

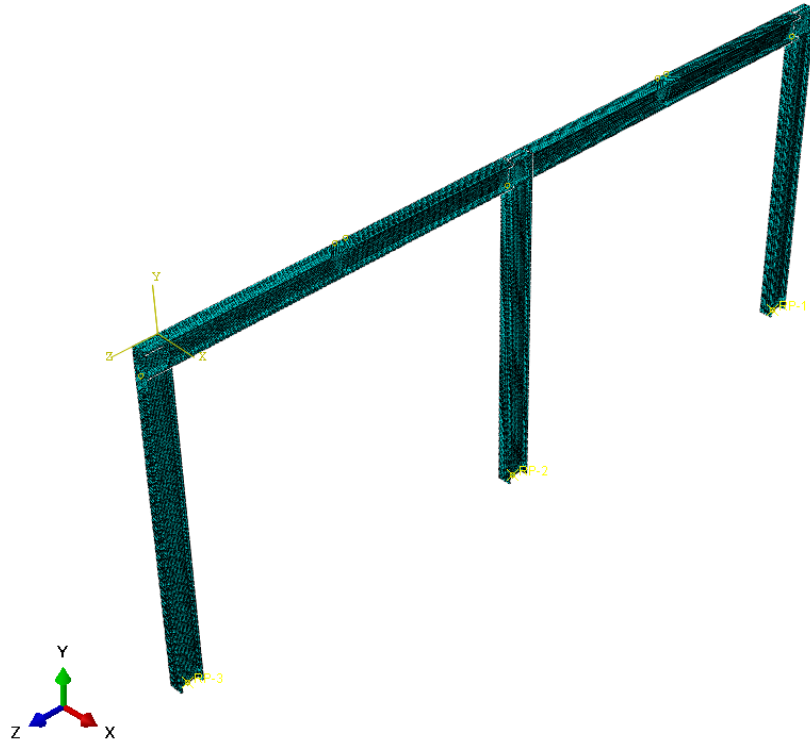


Figura 5.3 – Resultados dos deslocamentos verticais “ w_l ” do pórtico EHR

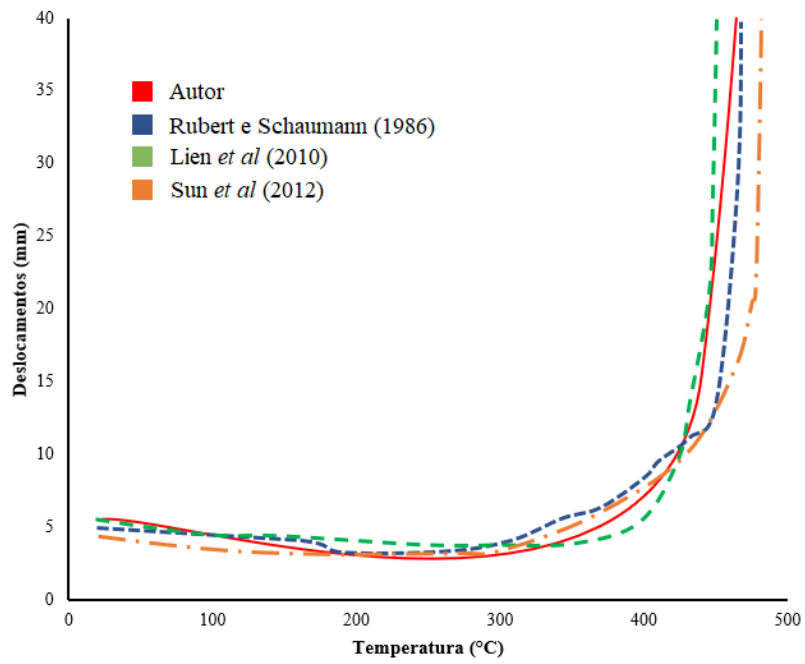


Figura 5.4 – Resultados dos deslocamentos horizontais “ u_1 ” do pórtico EHR

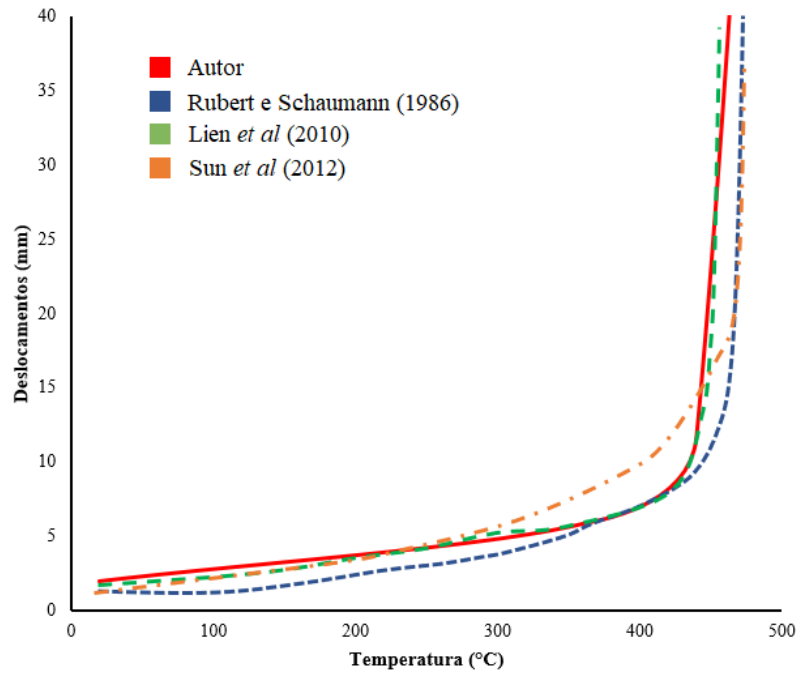


Figura 5.5 – Resultados dos deslocamentos horizontais “ u_2 ” do pórtico ZSR

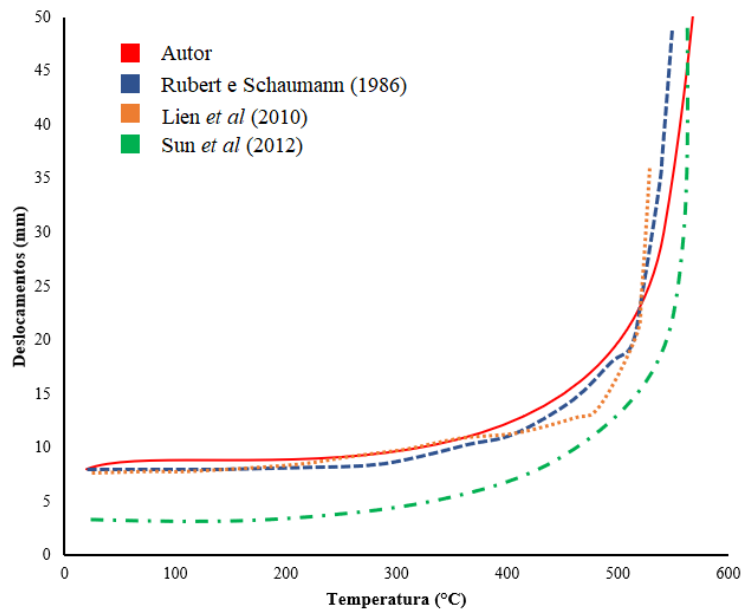
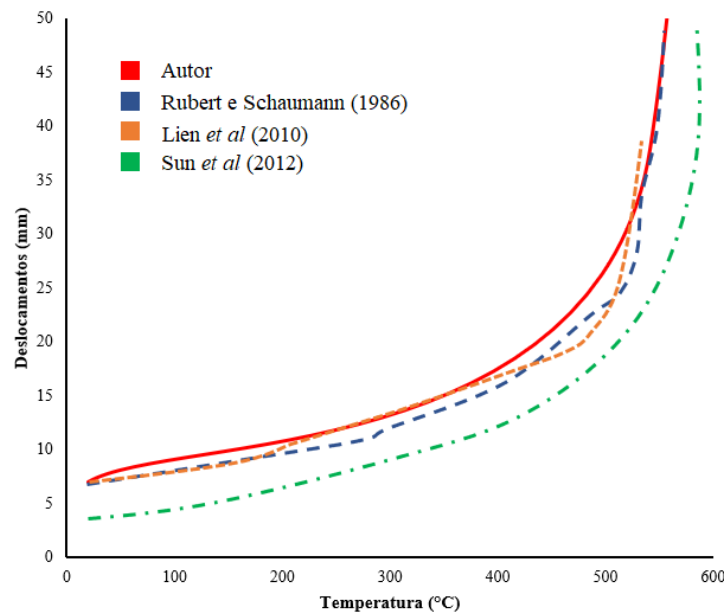


Figura 5.6 – Resultados dos deslocamentos horizontais “ u_3 ” do pórtico ZSR



Como pode ser visto nas Figuras 5.3 a 5.6, o comportamento dos deslocamentos dos pórticos em função da temperatura apresenta uma aproximação aceitável, quando comparados aos resultados experimentais. Embora exista uma diferença entre outros resultados numéricos, verifica-se que a modelagem realizada foi elaborada de forma consistente, com as diferenças podendo ser atribuídas à sensibilidade que as curvas tensão *versus* deformação do aço possuem em altas temperaturas, principalmente em relação às propriedades mecânicas dos materiais e da modelagem realizada por cada autor. Dessa forma, verifica-se que o modelo de pórtico utilizado para esta tese está devidamente validado.

5.1.2. Validação de modelos numéricos de pilares mistos

A segunda parte do estudo paramétrico de pórticos desta tese prevê a utilização de pilares mistos de aço e concreto. Neste trabalho, devido à utilização em estruturas de aço e, a critério do autor, foi escolhido o pilar misto totalmente envolvido com concreto. Os resultados da análise numérica e experimental de uma seção I, envolvida com concreto e exposta ao incêndio são apresentados por Huang *et al.* (2006) e este será o trabalho escolhido para a validação dos resultados. O modelo utilizado será o RCC01 do trabalho já citado. A seção de aço UC 152x152x37 é revestida por concreto com uma área de 300x300 mm² e contém quatro barras de aço de diâmetro de 13 mm com cobrimento de 30 mm. O pilar tem 3540 mm de comprimento, com concreto de 43 MPa de resistência à compressão e aço com resistência ao

escoamento de 460 MPa. Durante o incêndio, a temperatura dos gases tem duas fases ascendentes, com taxas de aumento de 5°C/min e 8°C/min, respectivamente. A validação foi dividida em duas etapas, a saber: (1) validação do campo térmico e (2) validação do modelo termestrutural. A título de comparação com outro modelo numérico, será utilizado também o modelo proposto por Caldas (2008), que também utilizou o trabalho de Huang *et al* (2006) para validação dos seus modelos.

As propriedades dos materiais em altas temperaturas foram retiradas da Eurocode 2 Parte 1-2 (2005). A Figura 5.7 mostra a distribuição de temperatura encontrada no ABAQUS para toda a seção transversal do pilar misto. Na Figura 5.8 verifica-se a comparação dos resultados para campo de temperaturas no centro geométrico do perfil de aço, obtidos numericamente neste trabalho com os resultados encontrados numérica e experimentalmente por Huang *et al* (2006) e numericamente por Caldas (2008), mostrando resultados compatíveis tanto com a análise experimental quanto com as análises numéricas.

Figura 5.7 – Campo de temperaturas para 420 minutos de incêndio

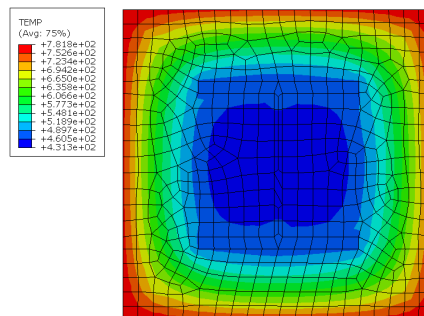
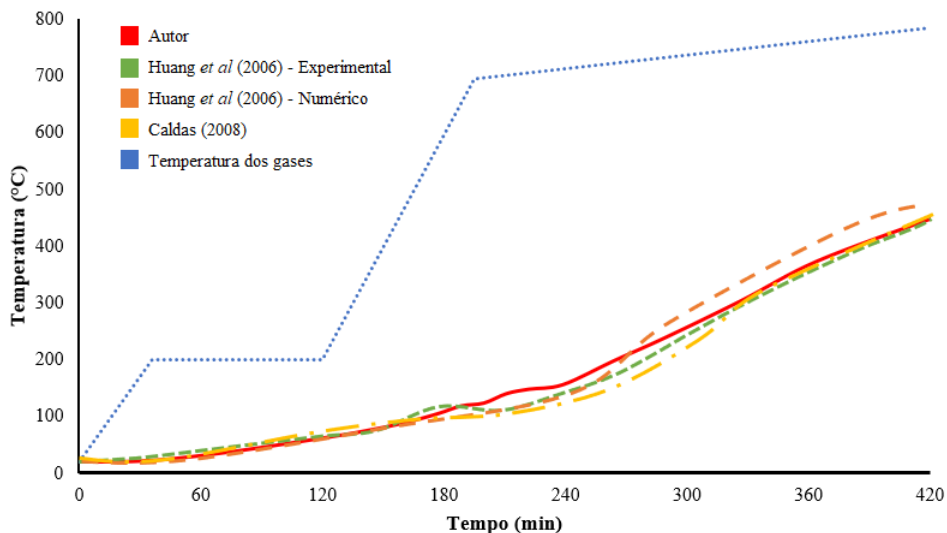


Figura 5.8 – Temperatura dos gases e curvas de temperaturas numéricas e experimental por Huang *et al* (2007)



Para a validação do modelo termestrutural, utilizou-se os resultados da análise térmica mostrada anteriormente como campo pré-definido (*Predefined Fields*) do ABAQUS. A carga axial aplicada no pilar foi de 1106 kN no eixo “Z”. Foi inserida uma imperfeição de L/3540, correspondente à imperfeição senoidal com amplitude máxima de 0,1 cm. Na Figura 5.9 pode ser visto o modelo estrutural realizado no ABAQUS. Lembra-se que o modelo RCC01 do trabalho de Huang *et al.* (2006) não possuía mola axial nas extremidades e o pilar foi considerado biapoado. Observa-se na Figura 5.10 a comparação entre os valores numéricos e experimental. É possível verificar que os valores numéricos obtidos por Huang *et al.* (2006) e Caldas (2008) apresentam resultados parecidos, entretanto, com certa diferença do resultado experimental. De acordo com ambos os autores, tal diferença provavelmente se dá pelo fato que os valores de tensão-deformação adotados da Eurocode 2 Parte 1:2 não consideram as deformações transientes. Além disso, o *spalling* do concreto em altas temperaturas, que ocorre frequentemente em ensaios experimentais, não foi modelado na simulação numérica. Verifica-se que os valores numéricos encontrados nesta tese se aproximam dos valores experimentais, uma vez que, além de ser modelado em elementos finitos de oito nós, foi considerado no modelo o dano de plasticidade do concreto, não considerado pelos autores em questão. Pela diferença de valores apresentados, mesmo que na modelagem numérica deste trabalho não se leve em consideração os efeitos do *spalling* no concreto, é possível afirmar que o modelo numérico a ser utilizado no estudo de pórticos em situação de incêndio está devidamente validado.

Figura 5.9 – Modelo estrutural da análise numérica

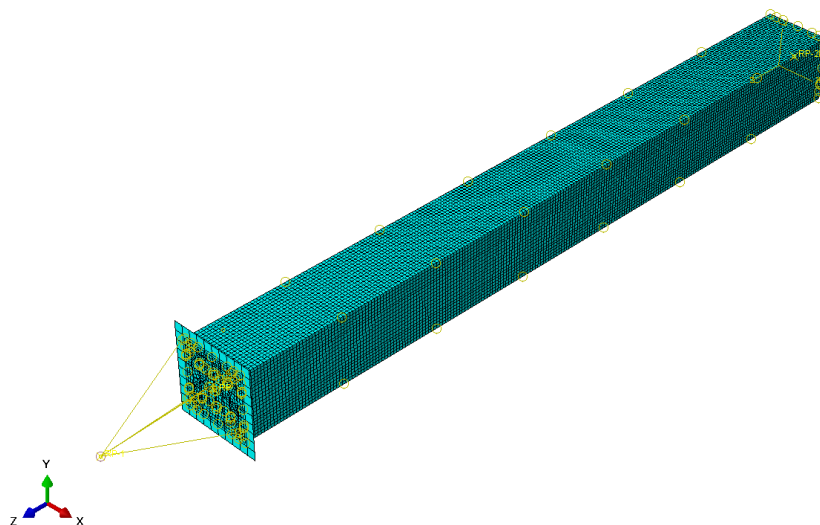
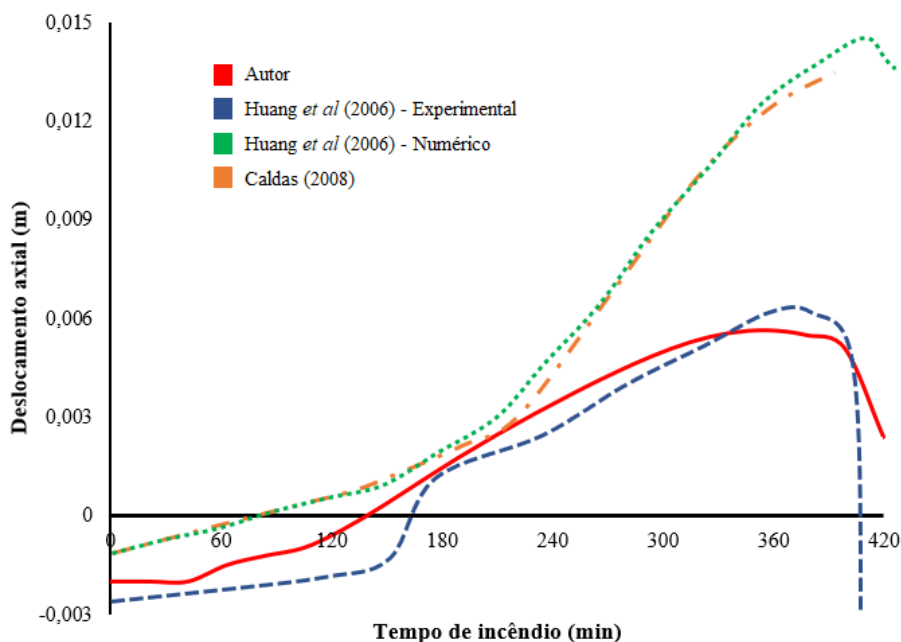


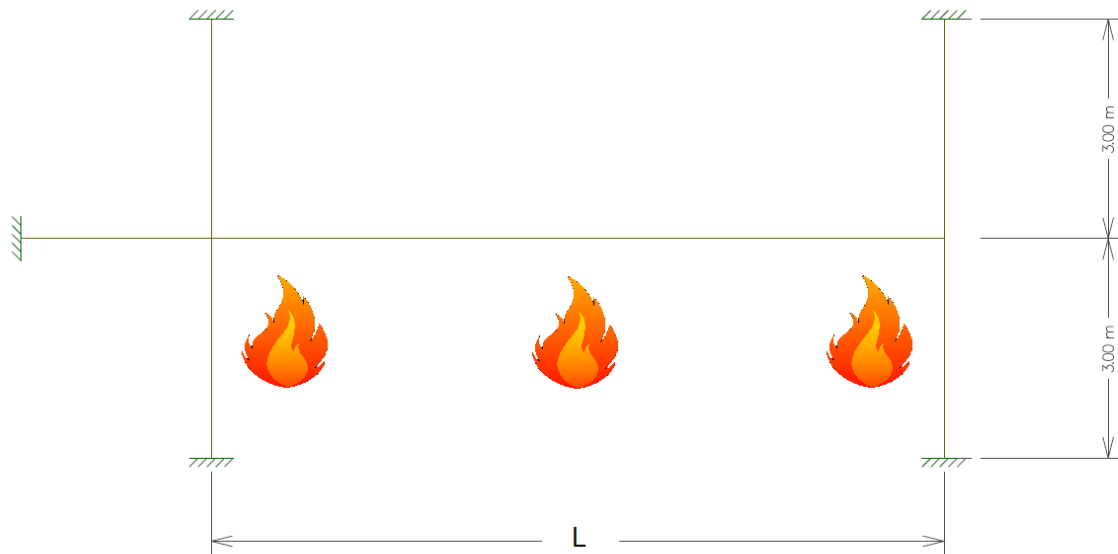
Figura 5.10 – Comparação dos valores de deslocamento axial no topo do pilar



5.2. Estudo paramétrico de pórticos de aço com pilares de aço e vigas de aço e mistas de aço e concreto com e sem revestimento contra o fogo

O principal objetivo do estudo paramétrico deste item é comparar os resultados encontrados no Capítulo 4 desta tese para vigas isoladas restringidas axial e rotacionalmente aos resultados de tais vigas inseridas em pórticos. Para tanto, será realizada uma parametrização similar à vista anteriormente, no item 4.2 deste trabalho. Serão estudados vãos de 5, 10 e 15 metros, com as vigas do tipo soldadas VS 350x25, VS 500x73 e VS 700x154, para cada vão, respectivamente. O carregamento aplicado na viga é da ordem de 0,4 do carregamento máximo que a viga pode suportar, em temperatura ambiente, considerando uma viga biengastada. A Figura 5.11 mostra a representação do esquema estrutural do pórtico a ser parametrizado. Assim como na parametrização do item 4.2 desta tese, as vigas mistas utilizarão os mesmos perfis das vigas de aço e suas propriedades são iguais à parametrização anterior, podendo o leitor revisar tal item para verificar as propriedades das lajes de concreto armado do tipo maciça. É importante ressaltar que, nos modelos de pórticos com vigas mistas, estas serão representadas como contínuas em um dos vãos adjacentes, uma vez que o pórtico considerado nesta parametrização possui um dos pilares de fachada (representado pelo pilar da direita).

Figura 5.11 – Representação do esquema estrutural do pórtico a ser parametrizado

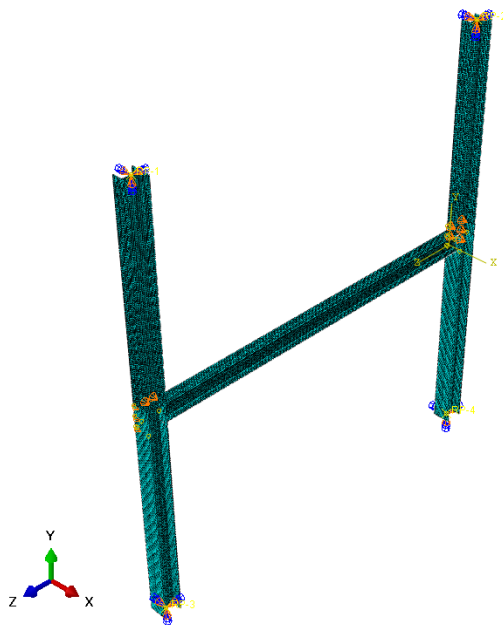


O procedimento para a análise numérica é o mesmo visto no item 4.1.1. desta tese. O aço utilizado possui resistência ao escoamento de 275 MPa e resistência à ruptura de 440 MPa. A redução das propriedades mecânicas do aço em altas temperaturas foi estabelecida a partir dos parâmetros dispostos na ABNT NBR 14323:2013. O aquecimento da viga se dará pelas três faces inferiores. O aquecimento da laje, para os modelos com vigas mistas, se dará pela face inferior e o aquecimento do pilar será pela mesa, com a face ligada junto à viga, simulando um incêndio em uma edificação. Será utilizado para o aquecimento, a curva de incêndio padrão da ABNT NBR 14323 (2013).

As seções transversais dos pilares serão as mesmas adotadas na Tabela 4.14, do Capítulo 4. Tais seções transversais, conforme já explicado, representam de forma aproximada as rigidezes axiais que foram utilizadas como elementos de mola na análise paramétrica de vigas do Capítulo 4. Os apoios dos pilares são considerados engastados na base e no topo. Além disso, na altura de 3,0 m, os pilares possuem travamento fora do plano, para representar as vigas que passam pelo pórtico no modelo tridimensional, não considerado em modelos de pórticos bidimensionais. Foi inserida uma imperfeição inicial de $L/3000$ nos pilares. Os materiais de revestimento contra o fogo a serem utilizados nessa análise paramétrica é do tipo CACFO, especificado na Tabela 4.5, do Capítulo 4 desta tese. Em consideração ao tamanho dos elementos da malha de elementos finitos, serão utilizados os mesmos tamanhos já estudados também no Capítulo 4. Para os pilares, será utilizado o mesmo tamanho de malha utilizado nas

vigas (0,015 m). Na Figura 5.12, é possível verificar um dos modelos com vigas simples utilizado na análise paramétrica.

Figura 5.12 – Representação de um modelo de pórtico com vigas simples de aço sem revestimento contra o fogo



Os parâmetros a serem considerados na análise paramétrica são:

- Comprimento da viga (L): serão simulados comprimentos distintos de vigas sem travamentos laterais, para investigar o comportamento da instabilidade lateral em vigas restringidas;
- Nível de restrição axial (K_a): no estudo de vigas isoladas, utilizou-se molas com rigidezes distintas para simular o efeito dos elementos adjacentes à estrutura. No caso dessa parametrização, a variação do nível de restrição axial será dada a partir da utilização de seções distintas de pilares, conforme Tabela 4.8.
- Nível de restrição rotacional (K_r): no estudo das vigas isoladas, utilizou-se molas com rigidezes distintas para simular o efeito dos elementos adjacentes à estrutura. No caso dessa parametrização, a variação do nível de restrição rotacional será dada a partir da utilização da tipologia distinta de ligações, conforme apresentada no Capítulo 4 desta tese. Serão utilizados dois tipos de ligações: ligação rígida, simulando placa de extremidade (Figura 5.13), e ligação flexível, simulando cantoneira dupla (Figura 5.14).
- Materiais de revestimento contra o fogo: será simulada a inserção do material de revestimento contra o fogo do tipo CACFO, para investigar a magnitude das forças de compressão nos apoios, força de tração durante a ação de catenária e capacidade de

rotação da viga, a fim de entender o efeito do revestimento contra o fogo nos elementos estruturais adjacentes, com o respectivo tempo de incêndio que tais efeitos são produzidos. A inserção do revestimento contra o fogo será feita nas vigas e nos pilares.

Figura 5.13 – Ligação rígida considerada nos modelos

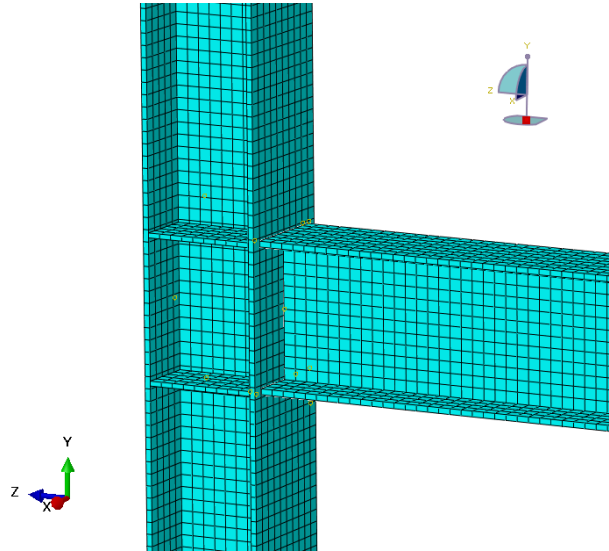
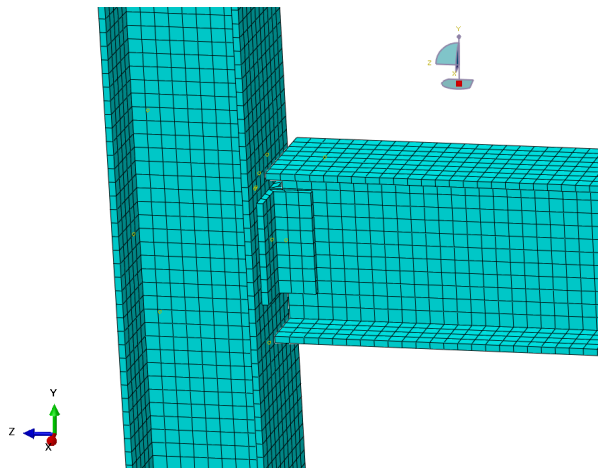


Figura 5.14 – Ligação flexível considerada nos modelos



Sobre as ligações modeladas nesta tese, ressalta-se que não se pretende investigar o seu comportamento, portanto não foram modelados os parafusos ou eventuais soldas das ligações. O contato entre as placas é considerado “perfeito” (*tie* do ABAQUS), ou seja, como se o material das ligações fosse fabricado em conjunto com os perfis. Logo, o objetivo é estudar como o nível de restrição rotacional pode influenciar o comportamento da interação entre vigas

e pilares nos pórticos. Nesta etapa da tese foram realizados 198 modelos computacionais com a parametrização citada.

Os modelos de pórticos na análise paramétrica terão a seguinte apresentação, levando em consideração o modelo, vão e nível de restrição axial e respectivo material de revestimento contra o fogo. Por exemplo, o modelo PM1-5-0.1KA-KR-VR-PR representa um pórtico constituído de viga mista de perfil VS 350x36, com vão de 5 metros, com os pilares de perfil CS250x52, com a ligação rígida e com a viga e o pilar revestidos contra o fogo com argamassa projetada do tipo CACFO.

De acordo com os parâmetros apresentados, foi analisada a influência do nível das restrições axiais, nesse caso específico, com a mudança da seção transversal dos pilares, vão da viga e do revestimento contra o fogo, tanto das vigas quanto dos pilares. Assim como visto no Capítulo 4, os resultados apresentados serão baseados em relação ao tempo de incêndio.

Para os pórticos, os resultados serão representados a partir da curva tempo de incêndio *versus* deslocamentos no centro do vão da viga, curva tempo de incêndio *versus* deslocamento lateral do pilar de fachada e curva tempo de incêndio *versus* força axial das vigas resultante nos pilares. Será também estudado os mesmos parâmetros para vigas mistas e, por fim, comparações entre os resultados encontrados para os modelos de pórtico bidimensionais com os encontrados para vigas isoladas com restrição axial.

5.2.1. Resultados da análise paramétrica

Assim como no Capítulo 4, pela grande quantidade de resultados encontrados, serão apresentados e discutidos os mais relevantes, do ponto de vista deste autor, a saber:

- Influência do nível de restrição axial para vigas e pilares com e sem revestimento contra o fogo;
- Influência do nível de restrição rotacional para vigas e pilares com e sem revestimento contra o fogo;
- Influência do vão para vigas e pilares com e sem revestimento contra o fogo;
- Comparação da interação entre vigas e pilares com modelagem isolada e modelagem inserida em pórtico;
- Análise da influência das forças axiais na interação entre vigas e pilares.

Os demais resultados estarão disponíveis no Anexo E desta tese. Para contextualizar o comportamento dos pórticos bidimensionais dessa análise paramétrica, serão apresentados nas

Figuras 5.15 a 5.19 o campo de deslocamentos para 6, 12, 24, 30 e 34 minutos de incêndio (com um fator de escala de deslocamentos multiplicado por três) para melhor visualização, respectivamente, a fim de que se possa compreender o comportamento global dos modelos deste trabalho, para o pórtico do tipo P1-5-0.1KA-KR-SP (pórtico de vigas de aço, vão de 5 metros, pilares de perfil CS250x52, ligação rígida, sem revestimento contra o fogo).

Figura 5.15 – Campo de deslocamentos para 6 min de incêndio

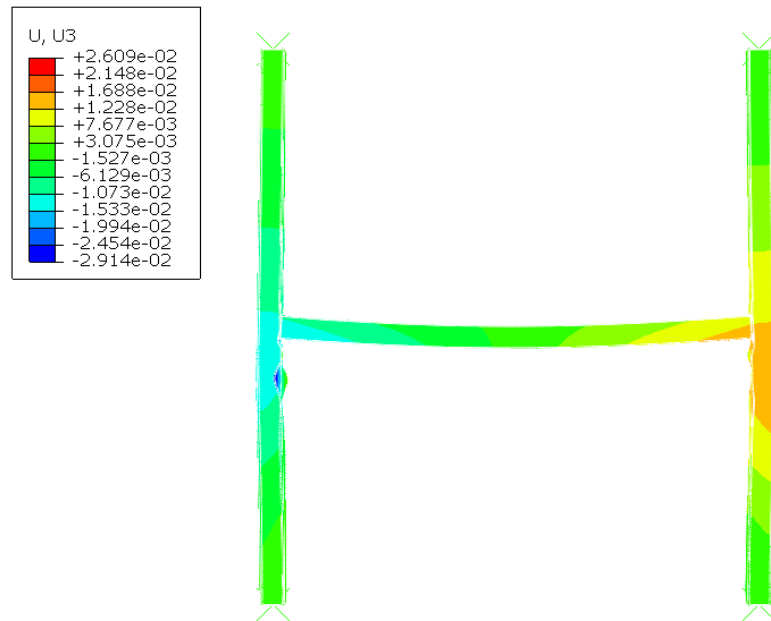


Figura 5.16 – Campo de deslocamentos para 12 min de incêndio

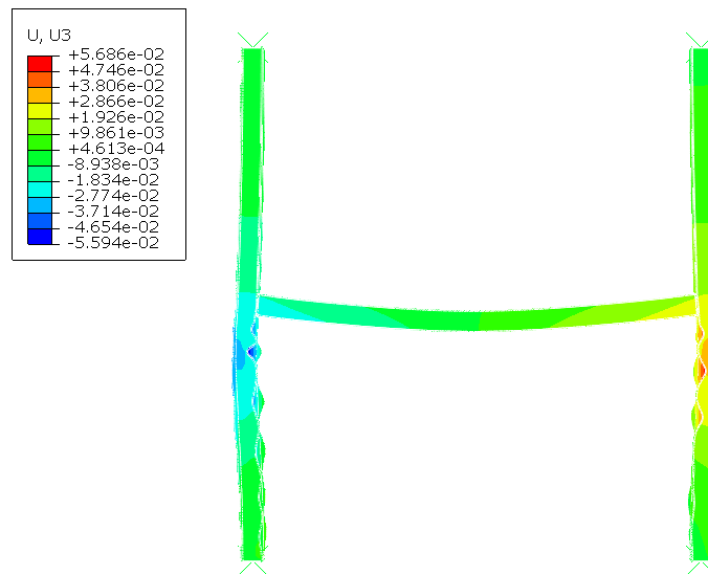


Figura 5.17 – Campo de deslocamentos para 24 min de incêndio

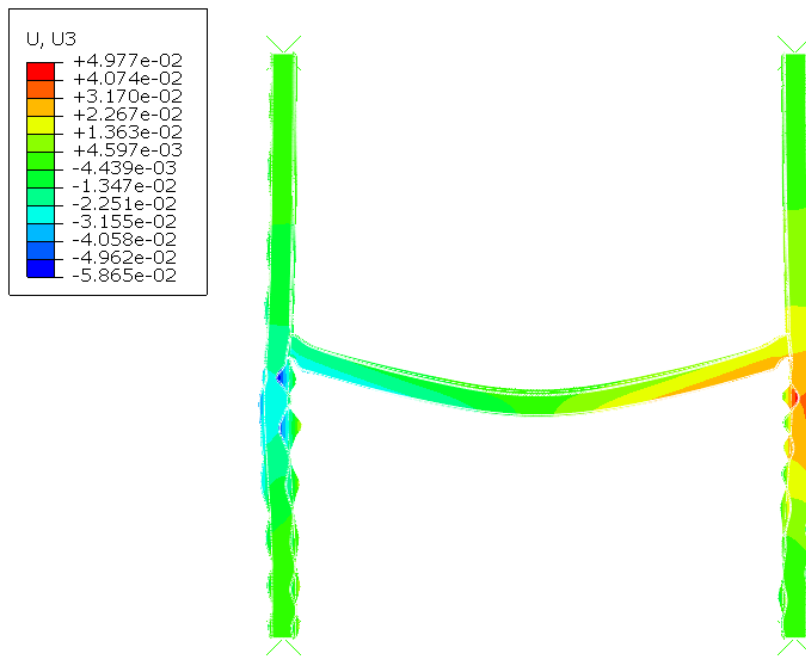


Figura 5.18 – Campo de deslocamentos para 30 min de incêndio

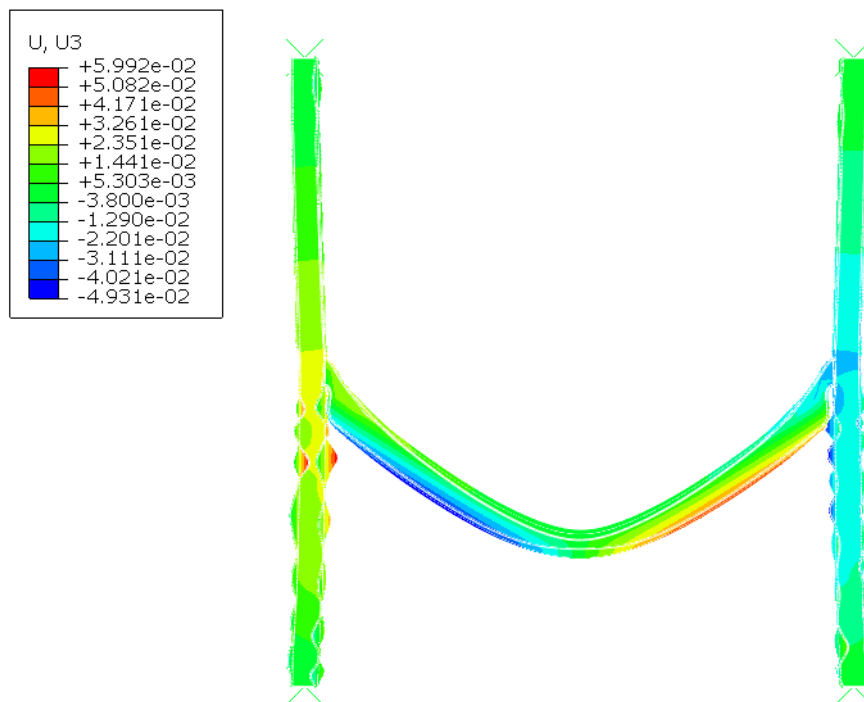
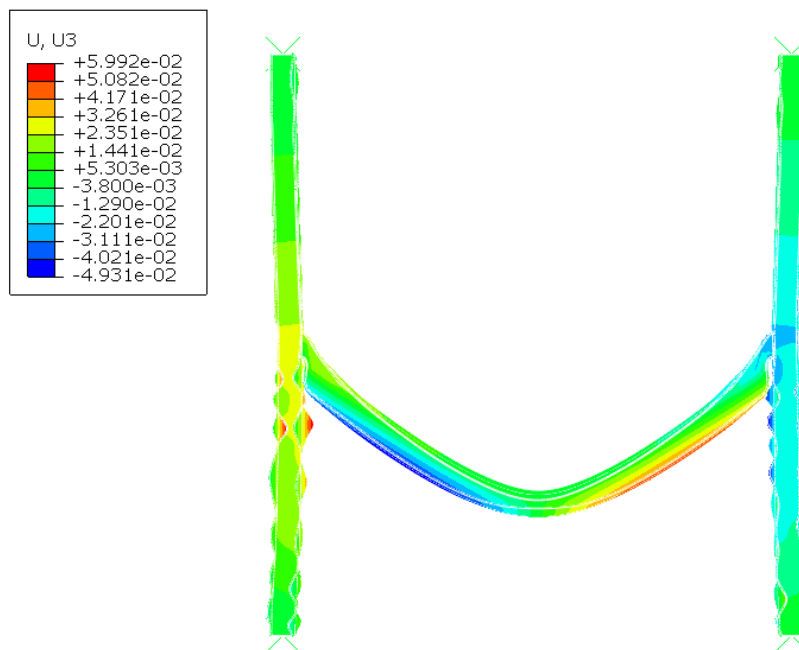


Figura 5.19 – Campo de deslocamentos para 34 min de incêndio (colapso e falha na convergência numérica)



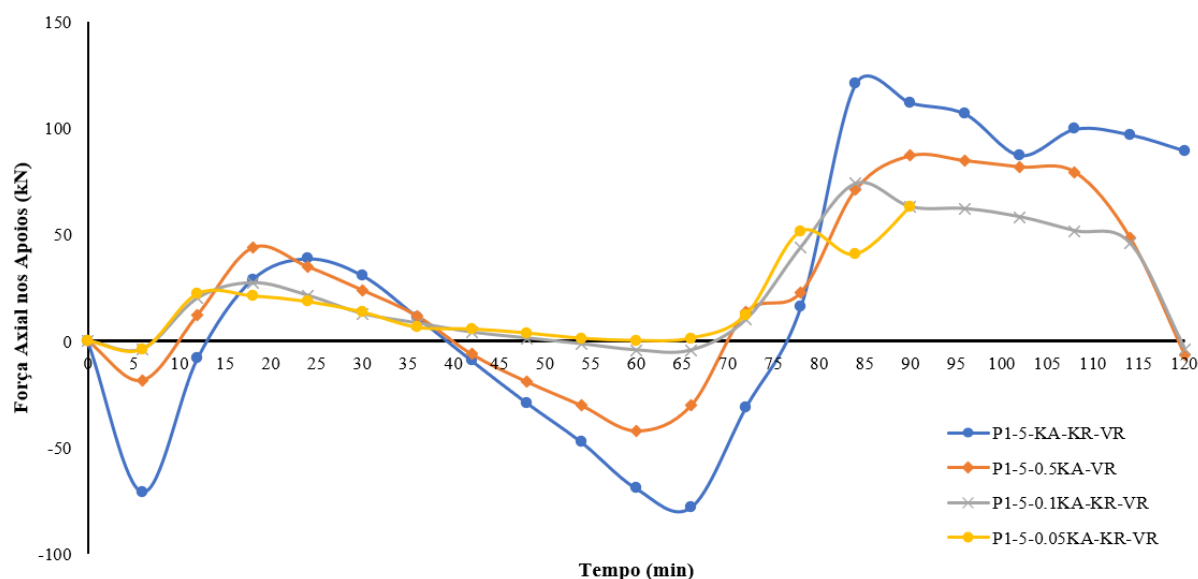
A partir das Figuras 5.15 a 5.19, é possível verificar que os pilares apresentam um deslocamento lateral para “fora” do pórtico (*push-out*), caracterizado pela fase de expansão da viga, conforme já citado nos capítulos anteriores deste trabalho. Aos 12 minutos de incêndio, fica claro que os pilares apresentam instabilidade local ao longo da região em que está sofrendo o aquecimento devido ao incêndio. Aos 24 minutos de incêndio, vê-se que os deslocamentos verticais da viga aumentam, devido à degradação das propriedades do aço em altas temperaturas. Isso faz com que o deslocamento horizontal dos pilares seja reduzido e comecem a se deslocar para “dentro” (*pull-in*) do pórtico. Tal efeito fica claro aos 30 min de incêndio, com a viga no estágio de *run-away*. Verifica-se que, apesar da instabilidade local que surgiu no pilar, este não apresentou nenhum indício de plastificação ou instabilidade por flexão, mostrando que, nesse caso, as forças horizontais geradas pela viga não foram preponderantes para esse tipo de falha. Nos itens a seguir, serão discutidos os demais resultados gerados na parametrização realizada.

5.2.1.1. Influência do nível de restrição axial para pilares sem revestimento contra o fogo

Nesta etapa, analisou-se a influência do nível de restrição axial, levando em consideração os pilares sem revestimento contra o fogo. O revestimento contra o fogo utilizado nas vigas foi do tipo CACFO, com a mesma espessura utilizada na parametrização do Capítulo

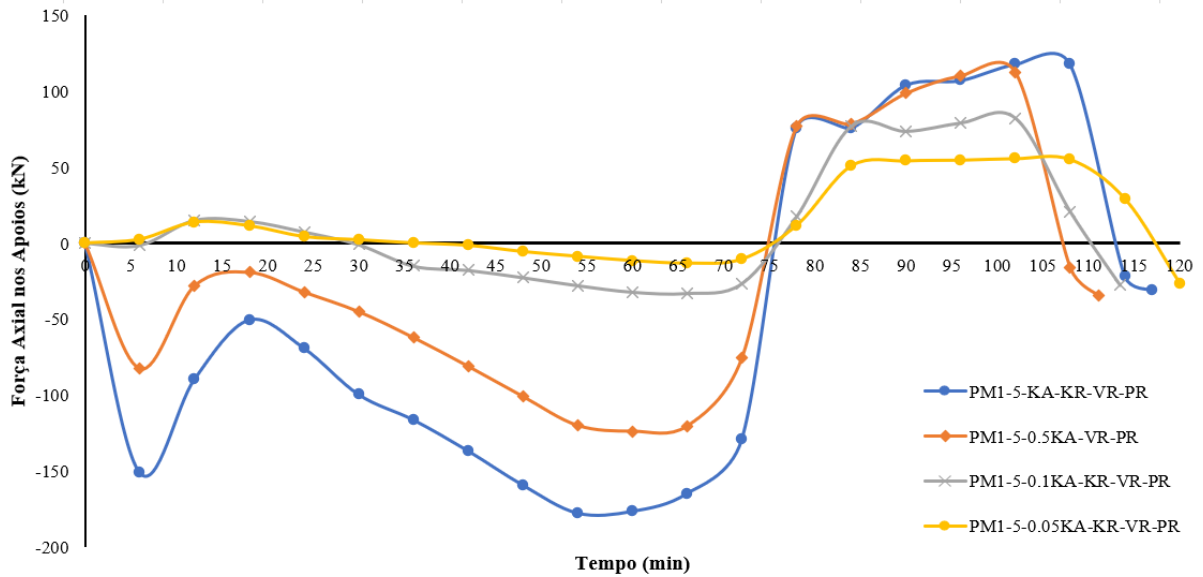
4 (25,4 mm). Pode ser observado nas Figuras 5.20 e 5.21 (pórtico com vigas de aço e mista com revestimento contra o fogo, respectivamente) que a diminuição da rigidez axial (utilização de pilares com seções transversais mais esbeltas) faz com que as forças axiais resultantes nos pilares também diminuam. Uma questão importante sobre as forças axiais é que forças de tração surgem nas vigas com um tempo reduzido de incêndio, antes da ação de catenária da viga. Essa força, inicialmente não esperada, aparece pelo fato de o pilar não estar revestido e, com 12 minutos de incêndio, a temperatura na região exposta ao fogo do pilar é de, aproximadamente, 650°C. Com essa temperatura, o aço apresenta uma alta degradação das suas propriedades mecânicas e, conforme o carregamento é aplicado, a conexão rígida entre a viga e o pilar faz com que seja gerada tensão de tração na região da ligação. À medida que a viga aquece e inicia a expansão, as tensões de tração diminuem.

Figura 5.20 – Resultados das forças axiais nos apoios das vigas de aço revestidas contra o fogo (VS 350x26 – 5 metros de vão) sob diferentes níveis de restrição axial, com pilares sem revestimento.



Nos modelos de vigas mistas, o comportamento é parecido com as vigas de aço. Entretanto, somente os modelos com menores rigidezes axiais às forças de tração no início do incêndio são observadas. Tal efeito é explicado pelo fato de as vigas mistas apresentarem maior força de compressão nos apoios no início do incêndio, devido à maior rigidez à flexão ser superior e um dos lados da laje ser contínuo.

Figura 5.21 – Resultados das forças axiais nos apoios das vigas de mistas revestidas contra o fogo (VS 350x26 – 5 metros de vão) sob diferentes níveis de restrição axial, com pilares sem revestimento.



Verifica-se ainda que, nos modelos constituídos por vigas mistas, o tempo para a viga entrar na fase de catenária é praticamente o mesmo quando comparada às vigas de aço. Tal fato é explicado pela laje de concreto armado que, por ser contínua em um dos apoios, impede que a viga possa se deslocar de forma acentuada em tempos menores de incêndio. Observa-se ainda que o valor das forças de tração na fase de catenária, tanto para as vigas simples quanto para as vigas mistas são próximos.

Nas Figuras 5.22 e 5.23 mostram-se os deslocamentos laterais dos pilares, dos modelos com vigas de aço e vigas mistas. É possível observar que a expansão das vigas faz com que os pilares se desloquem “para fora” (efeito *push-out*). O pilar com menor rigidez axial é o que apresenta maiores deslocamentos na fase de expansão da viga e o mais suscetível aos deslocamentos na fase de catenária da viga, o que causa o efeito *pull-in*. Observa-se, nos pilares com menores rigidezes axiais a presença de instabilidade localizada na região do apoio na fase de catenária da viga (Figura 5.24), evidenciando a importância do estudo das forças de interação entre vigas e pilares em pórticos. Além disso, verificou-se que as forças de compressão geradas na expansão das vigas geram tensões localizadas nas regiões dos apoios maiores que a resistência ao escoamento do aço. Os demais efeitos encontrados em outros modelos estudados nesta parte da tese serão discutidos nos itens subsequentes. Nos modelos com vigas mistas, o efeito de *pull-in* apenas atenua os deslocamentos horizontais dos pilares, não chegando a inverter o sentido dos deslocamentos. Isso acontece devido à continuidade da laje ajudar a atenuar tal efeito.

Figura 5.22 – Deslocamentos no topo do pilar analisado para vigas de aço revestidas contra o fogo e pilares sem revestimento.

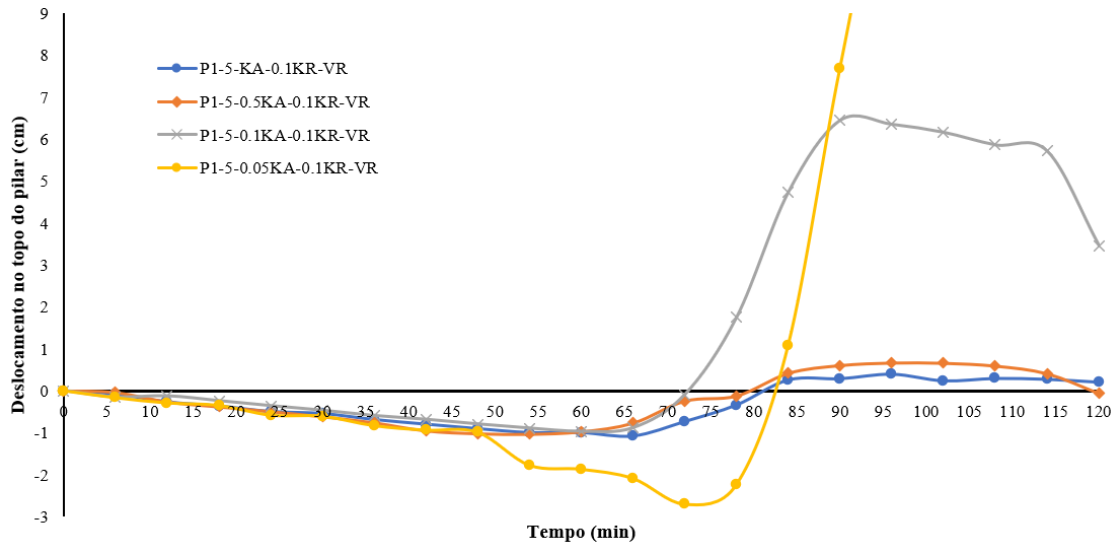


Figura 5.23 – Deslocamentos no topo do pilar analisado para vigas mistas revestidas contra o fogo e pilares sem revestimento.

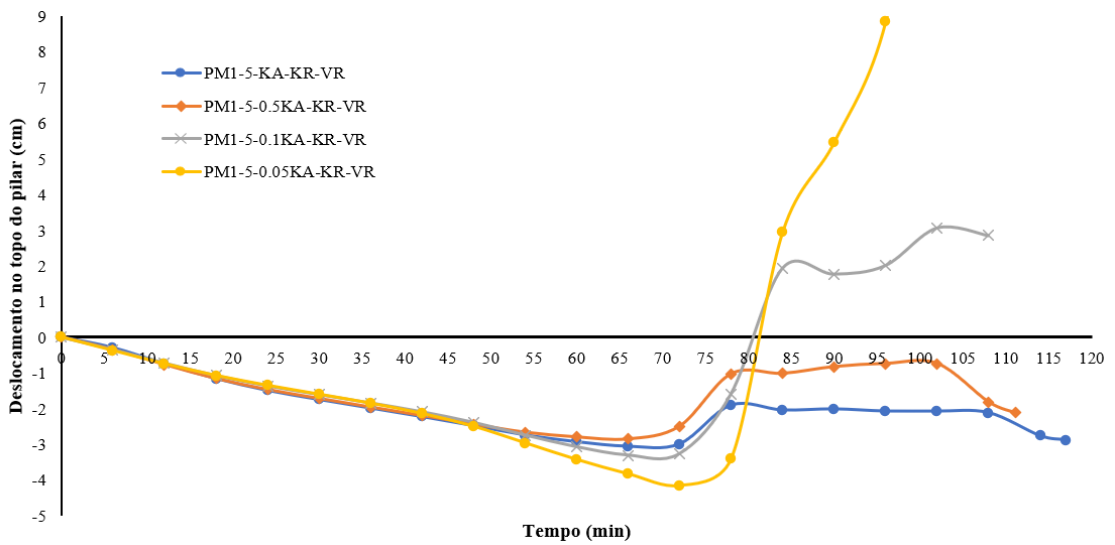
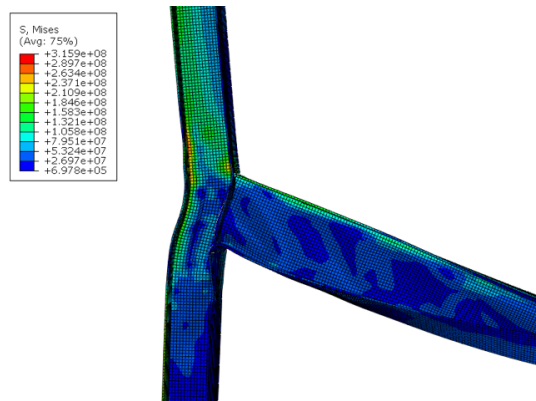


Figura 5.24 – Instabilidade por flexão na região da ligação da viga com o pilar.



5.2.1.2. Influência do nível de restrição axial para pilares com revestimento contra o fogo

Nesta análise, verificou-se a influência do nível de restrição axial, considerando os pilares revestidos contra o fogo. Assim como no item anterior, considerou-se os pilares com revestimento contra o fogo do tipo CACFO, com a mesma espessura utilizada nas vigas (24,5 mm). Assim como foi visto anteriormente, as Figuras 5.25 e 5.26 (pórticos com viga de aço e viga mista com revestimento contra o fogo, respectivamente) mostram que, conforme o nível da rigidez axial dos apoios diminui (pilares com seções transversais mais esbeltas), as forças axiais para os pilares também diminuem. Observa-se também que o tempo de incêndio para o aparecimento da força máxima de compressão é praticamente o mesmo para todos os níveis de rigidez axial. Isso é explicado pelo fato de que, mesmo o pilar estando revestido contra o fogo, o material sofre a degradação das propriedades mecânicas com o aumento de temperatura. Esse efeito não foi observado nas vigas isoladas, uma vez que, nesse caso, o nível de rigidez axial não varia conforme o aumento de temperatura. Não foi observado, também, o efeito visto no item anterior – forças de tração no início do incêndio, pois, neste caso, os pilares revestidos contra o fogo apresentam menores temperaturas e a degradação do material é retardada.

Figura 5.25 – Resultados das forças axiais nos apoios das vigas de aço revestidas contra o fogo (VS 350x26 – 5 metros de vão) sob diferentes níveis de restrição axial com pilares revestidos.

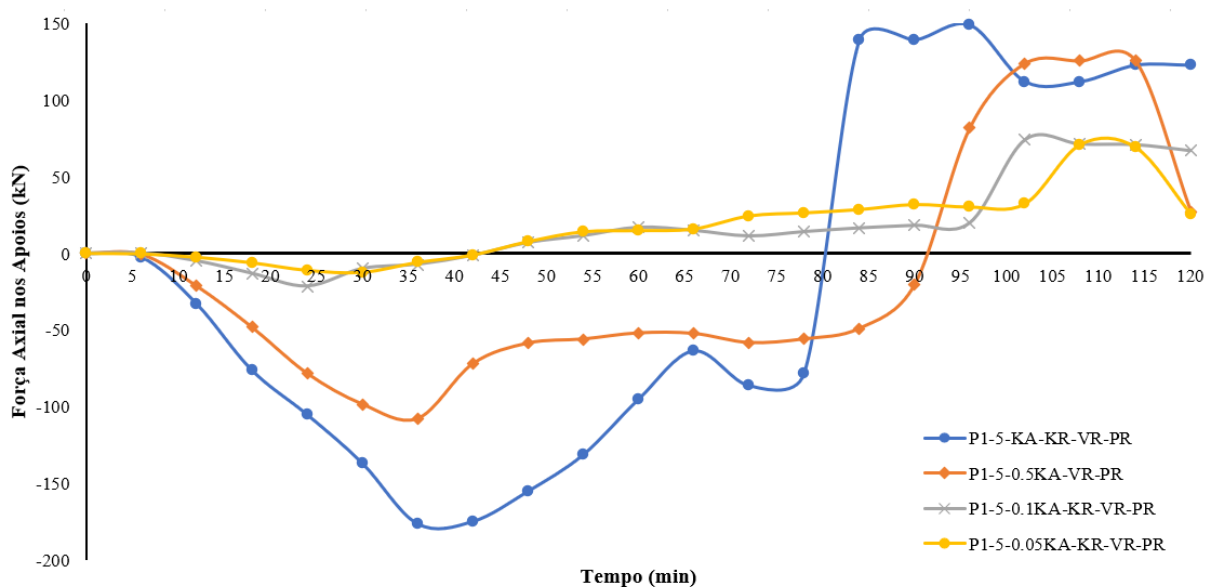
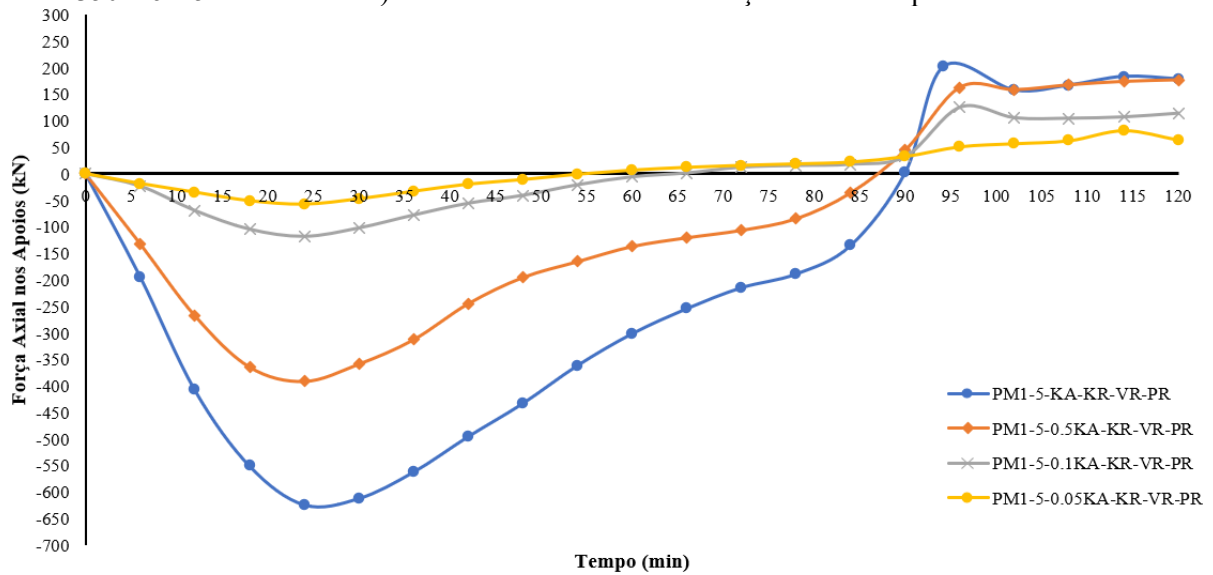


Figura 5.26 – Resultados das forças axiais nos apoios das vigas de aço revestidas contra o fogo (VS 350x26 – 5 metros de vão) sob diferentes níveis de restrição axial com pilares revestidos.



É possível observar que o valor da força de tração na ação de catenária ocorre em um tempo de incêndio maior nos modelos com maiores rigidezes axiais e com menor tempo de incêndio nos modelos com menores rigidezes. Isso porque pilares menos rígidos apresentam a tendência ao efeito “*pull-in*” mais rapidamente, pelo fato das propriedades mecânicas se degradarem mais rápido, por conta do maior fator de massividade da seção.

Além disso, nota-se uma diferença entre os valores das forças de compressão máxima das vigas de aço e mistas. Essa diferença é dada pela laje de concreto, que aumenta a rigidez da viga quanto à expansão térmica. Além disso, nos modelos com vigas de aço, esses elementos não possuem restrição quanto ao deslocamento horizontal, permitindo que a viga possa se deslocar lateralmente, diminuindo as forças de compressão nos apoios. E, por fim, as vigas mistas possuem maior rigidez à flexão, não admitindo que o elemento apresente deslocamentos verticais rapidamente, fazendo com que a viga tenha maior tempo para expansão axial. Esse efeito sugere que as lajes de concreto devem ser consideradas no modelo estrutural em situação de incêndio para determinar os valores das forças axiais de compressão máxima de forma mais precisa.

Quanto aos deslocamentos laterais no topo do pilar (Figuras 5.27 e 5.28 – vigas de aço e mistas, respectivamente), verifica-se que os modelos com menores rigidezes axiais apresentam deslocamentos menores, como já era esperado. Uma consideração importante é que os pilares continuam a se deslocar lateralmente (efeito *push-out*), mesmo quando as forças de compressão tendem a diminuir. Além disso, o maior valor verificado de deslocamento lateral do pilar não

ocorre no mesmo tempo de incêndio da força máxima de compressão. Isso acontece, pois a expansão da viga continua com o aumento da temperatura, entretanto, o deslocamento vertical devido à degradação do material pelos efeitos da temperatura, se acentua, permitindo que as forças de compressão diminuam, mas a viga continue expandindo axialmente. Verifica-se também que o efeito *pull-in* acontece em um tempo de incêndio aproximado ao tempo em que a viga entra na fase de catenária. Esse efeito, nos pilares com menos esbeltez, gera uma elevada flexão no sentido da força de tração, causando a falha dos pilares por flexão.

Figura 5.27 – Deslocamentos no topo do pilar analisado para vigas de aço revestidas contra o fogo.

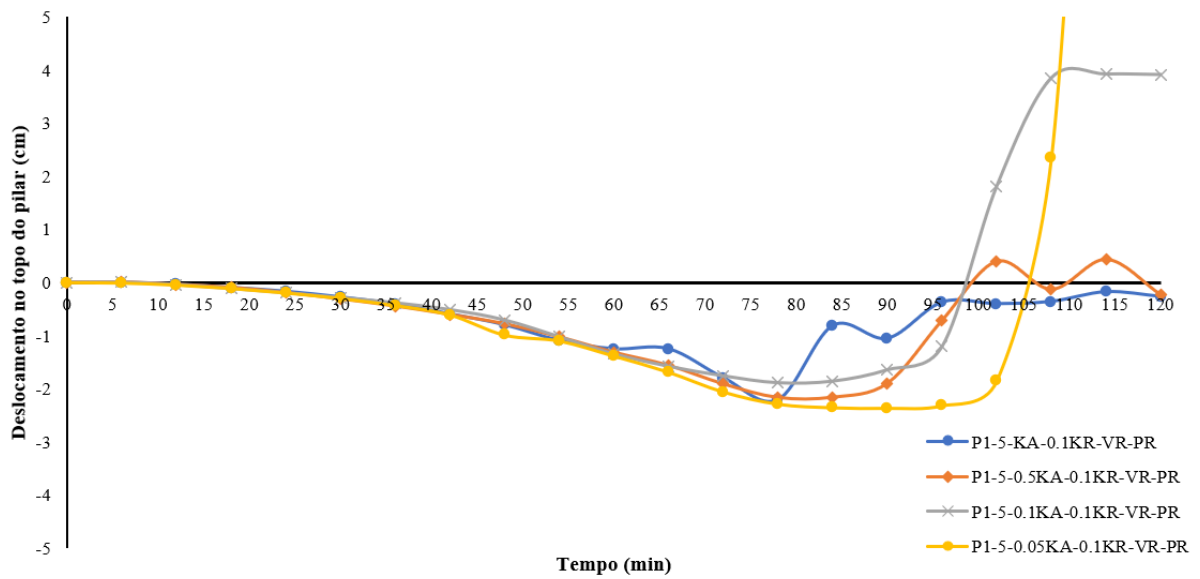
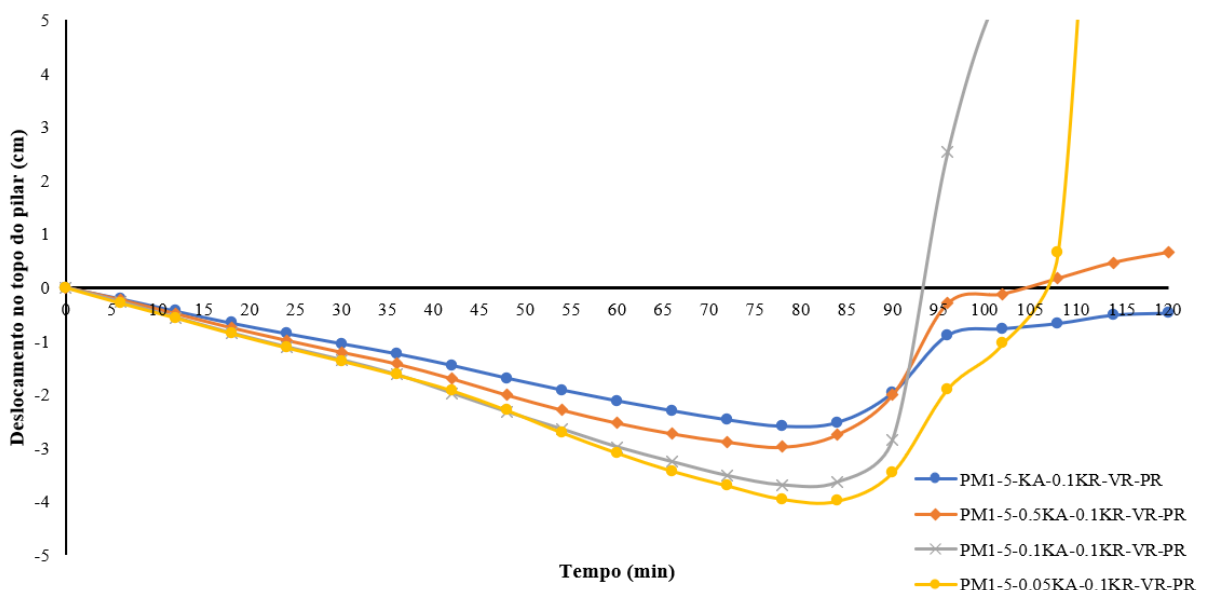


Figura 5.28 – Deslocamentos no topo do pilar analisado para vigas mistas revestidas contra o fogo.



Devido à expansão das vigas, observou-se uma forte instabilidade local na mesa aquecida dos pilares. Verificou-se que as forças de compressão das vigas na fase de expansão são capazes de provocar tensões localizadas na região dos apoios (Figura 5.29) com valores maiores que a resistência ao escoamento do aço (275 MPa), tanto para as vigas de aço quanto para as vigas mistas. Além disso, nota-se que essa expansão gera momentos fletores adicionais no pilar do pavimento acima ao analisado, surgindo tensões maiores que a resistência ao escoamento, mesmo que o pilar citado não esteja sofrendo o aquecimento devido ao incêndio (Figura 5.30), como visto em boa parte dos modelos estudados com pilar revestido contra o fogo, evidenciando a importância da consideração das forças de compressão devido à expansão das vigas. A Tabela 5.1 apresenta os valores máximos de tensão localizada, com a temperatura e tempo de incêndio de ocorrência, para o vão de 5 metros.

Figura 5.29 – Tensões localizadas devido à expansão da viga.

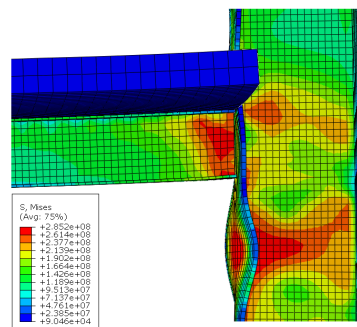


Figura 5.30 – Tensões geradas no pilar superior devido à expansão da viga.

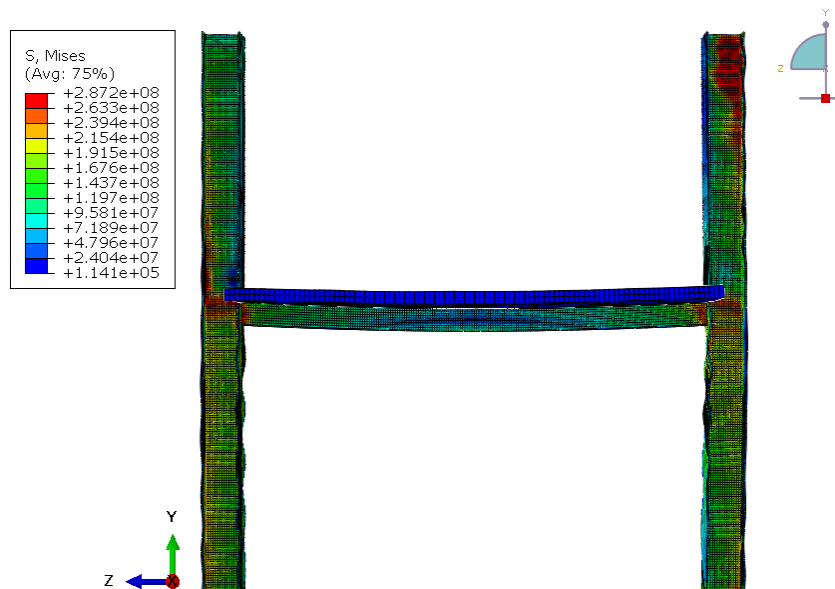


Tabela 5.1 – Tensões de *von-mises* máximas localizadas nos pilares (região dos apoios), devido à expansão das vigas.

Modelo	Tensão Máxima (MPa)	Temperatura (°C)	Tempo de Incêndio (min)
P1-5-KA-KR-VR-PR	276	364	78
P1-5-0.5KA-KR-VR-PR	281	266	48
P1-5-0.1KA-KR-VR-PR	275	334	48
P1-5-0.05KA-KR-VR-PR	275	484	60
PM1-5-KA-KR-VR-PR	279	322	54
PM1-5-0.5KA-KR-VR-PR	268	120	24
PM1-5-0.1KA-KR-VR-PR	263	123	24
PM1-5-0.05KA-KR-VR-PR	262	124	24

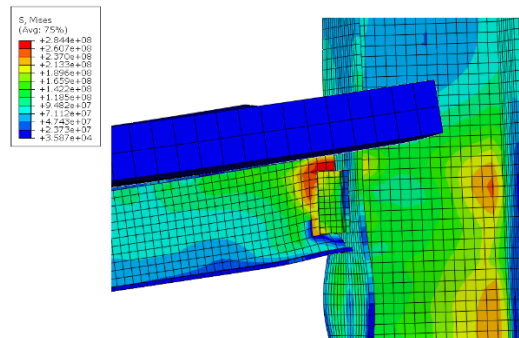
Dos resultados visualizados na Tabela 5.1, é possível verificar que as maiores tensões encontradas são decorrentes dos modelos de vigas de aço, com maiores tempos de incêndio. Entretanto, nos modelos de vigas mistas, somente quando o pilar possui a maior rigidez axial foi encontrada tensão localizada maior que a resistência ao escoamento do aço. Serão realizados estudos adicionais nesta tese para verificar se tais forças podem ser desconsideradas ou não no dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio.

5.2.1.3. Influência do nível de restrição rotacional para pilares com e sem revestimento contra o fogo

Em relação à variação da rigidez rotacional das vigas, pode ser visto nas Figuras 5.32 e 5.33 que há uma mudança significativa nas forças axiais (vigas de aço e mistas revestidas contra o fogo, com ligações flexíveis, respectivamente) para as maiores rigidezes axiais. A força máxima de compressão apresenta-se aproximadamente ao mesmo tempo, entretanto, para as rigidezes KA e 0.5KA, nos modelos com ligação flexível, os valores de força de compressão são, aproximadamente 37% e 19% menores nos modelos de vigas de aço em relação aos modelos de vigas mistas, respectivamente. Para as menores rigidezes axiais, os valores das forças são aproximadamente os mesmos. Tal efeito pode ser explicado pelo fato de que as vigas, por possuírem ligações flexíveis, têm maiores rotações junto aos apoios, provocando maiores deslocamentos e, com apoios mais rígidos axialmente, o efeito de viga-coluna é acelerado, ocasionando deslocamentos verticais nas vigas de aço maiores que o deslocamento horizontal

na expansão da viga. Pode ser visto, ainda, que os valores de tração na ação de catenária das vigas são consideravelmente menores quando comparados aos das vigas com maiores restrições rotacionais. Isso pode ser explicado pela falha, por plastificação na região da ligação (Figura 5.31), sugerindo que conhecer tais forças de tração são essenciais para o dimensionamento das ligações em situação de incêndio.

Figura 5.31 – Distribuição de tensões na região da ligação entre cantoneira *versus* viga.



Quanto aos deslocamentos laterais dos pórticos com os pilares revestidos contra o fogo (Figuras 5.34 e 5.35), verifica-se que, nos modelos de vigas de aço, os deslocamentos máximos ocorrem em tempos de incêndio diferentes, como já era esperado, com os pilares menos rígidos apresentando maiores deslocamentos e maiores tempo de incêndio para o efeito “*pull-in*” reduzido. Para os modelos de vigas mistas, o comportamento é similar. Entretanto, no modelo de viga mista, no pilar com menor rigidez axial o efeito de “*pull-in*” não é suficiente para que os deslocamentos invertam a orientação, pois a ligação entre a viga e o pilar apresenta falha por plastificação antes.

Figura 5.32 – Resultados das forças axiais nos apoios das vigas de aço com revestimento contra o fogo (VS 350x26 – 5 metros de vão), sob diferentes níveis de restrição axial, considerando ligação flexível.

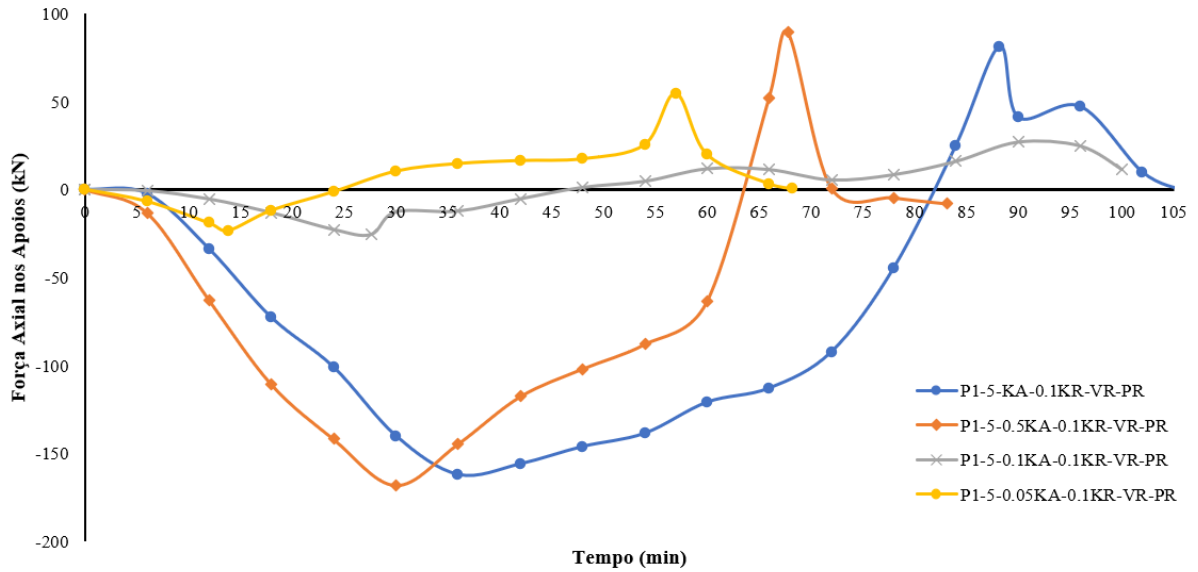


Figura 5.33 – Resultados das forças axiais nos apoios das vigas mistas com revestimento contra o fogo (VS 350x26 – 5 metros de vão), sob diferentes níveis de restrição axial, considerando ligação flexível.

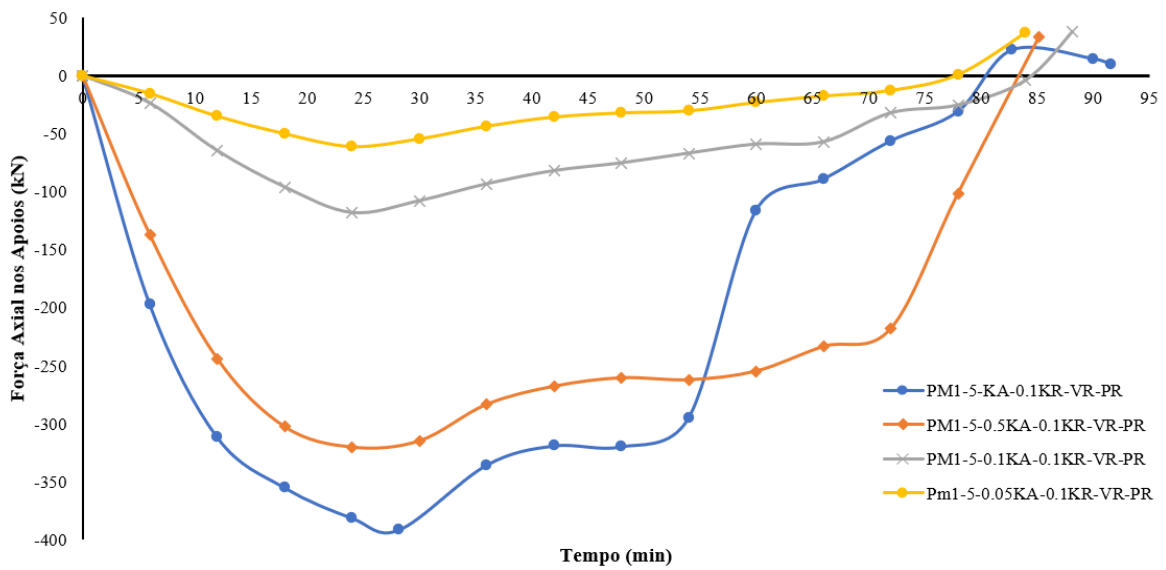


Figura 5.34 – Deslocamentos no topo do pilar analisado para vigas de aço e pilares revestidos contra o fogo.

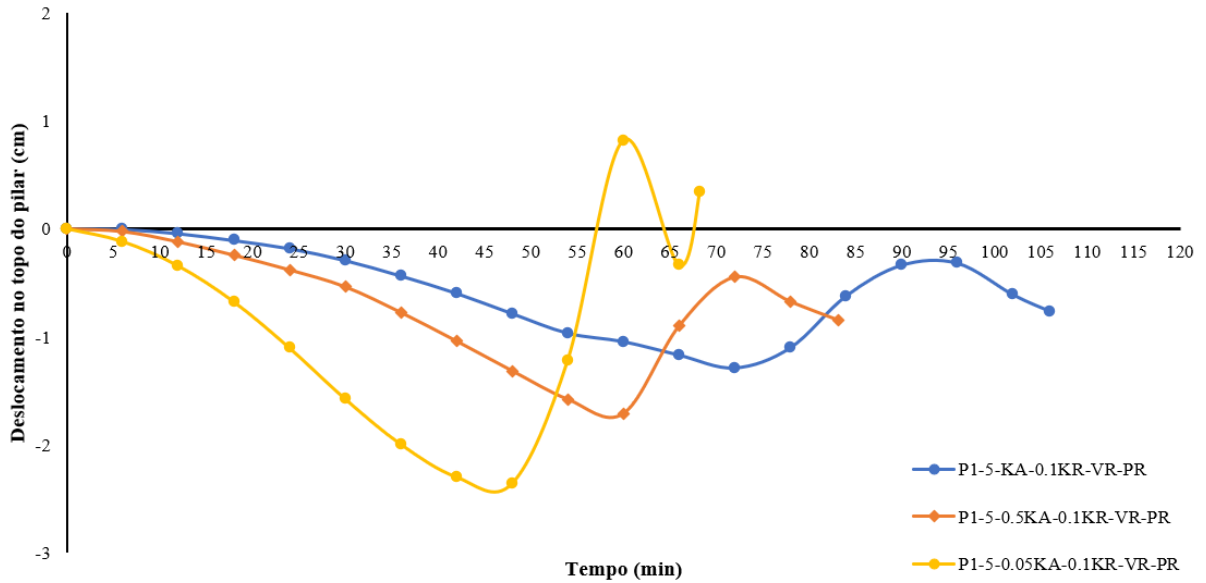
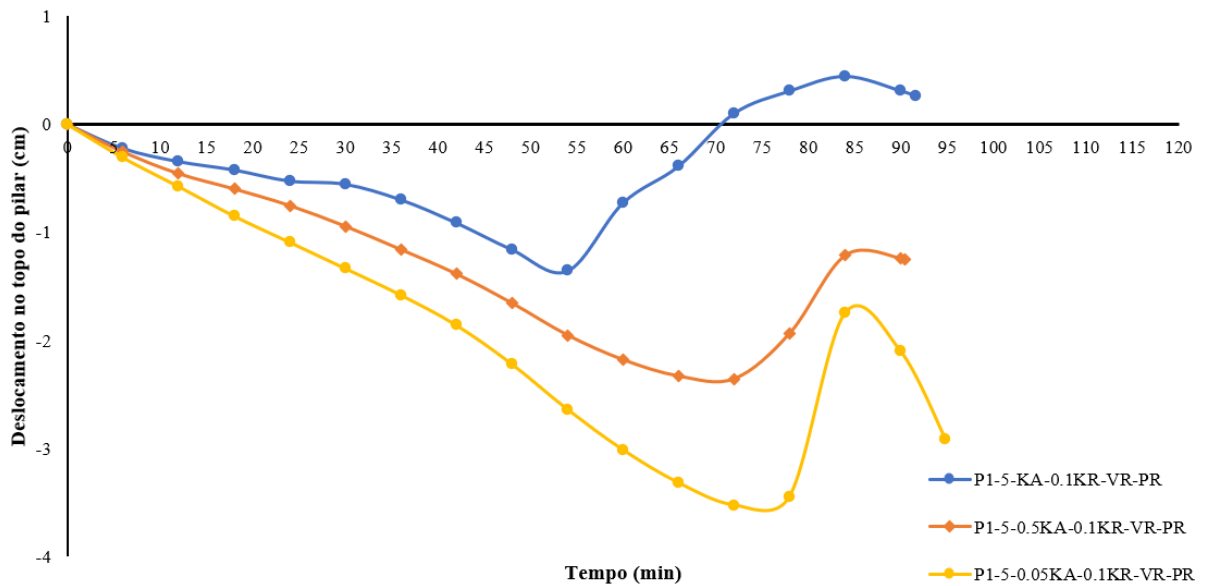


Figura 5.35 – Deslocamentos no topo do pilar analisado para vigas mistas e pilares revestidos contra o fogo.



Verificou-se que as forças de compressão das vigas na fase de expansão, assim como dos modelos de vigas engastadas são capazes de provocar tensões localizadas na região dos apoios. Tais valores são maiores que a resistência ao escoamento, levando em consideração a degradação do material em altas temperaturas (Figura 5.36). Nos modelos de vigas de aço, somente os pilares com maiores rigidezes (KA e 0.5KA) apresentam a falha localizada (plastificação da seção) antes do tempo de resistência ao fogo das vigas. Nos modelos com menores rigidezes axiais, valores maiores que a resistência ao escoamento foram verificados,

entretanto, somente quando as vigas apresentavam deformações além do limite estabelecido. Para os modelos de pórticos com vigas mistas, todas as rigidezes apresentam valores maiores que a resistência ao escoamento, levando em consideração o efeito da temperatura no material (Figura 5.37) mesmo antes do tempo de resistência ao fogo da viga. Além disso, cabe ressaltar que, assim como nos modelos de vigas engastadas, nos pórticos com maiores rigidezes axiais (KA e 0.5KA), as forças de compressão geradas pela expansão ocasionaram momentos fletores adicionais no pilar, no pavimento acima ao analisado, com tensões maiores que a resistência ao escoamento.

Figura 5.36 – Tensão de Von-Mises no centro da alma aquecida do pilar revestido contra o fogo (Pórtico constituído com viga de aço).

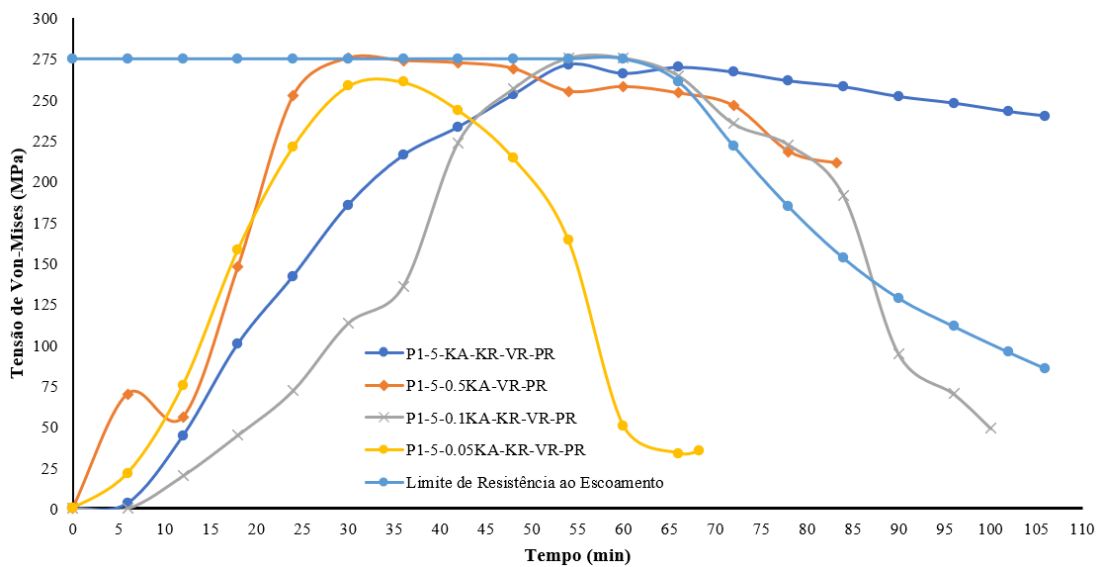
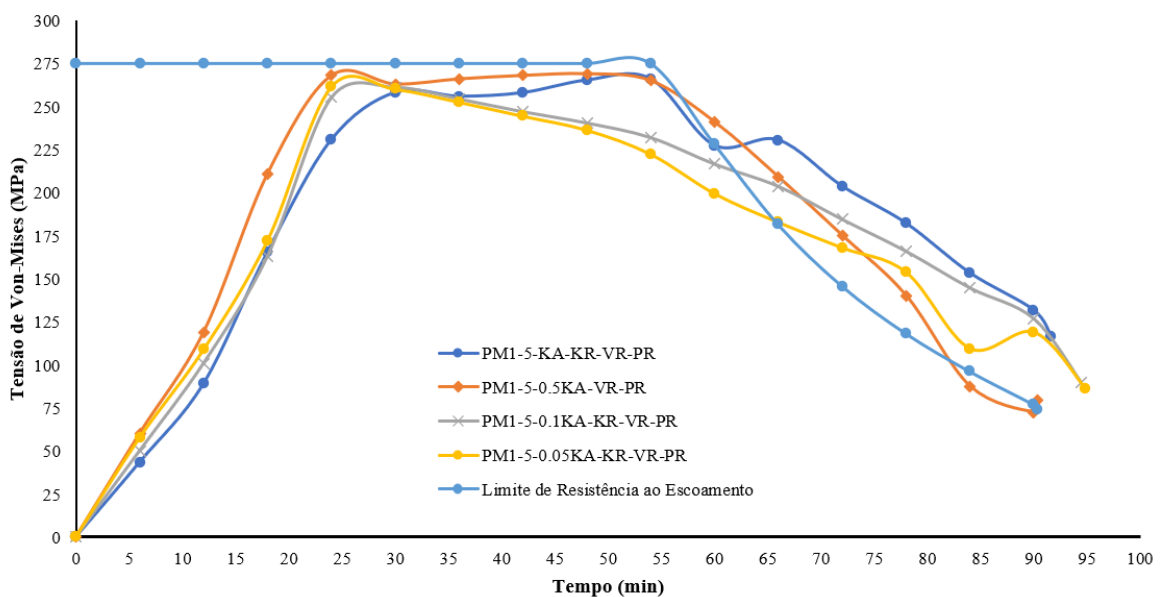
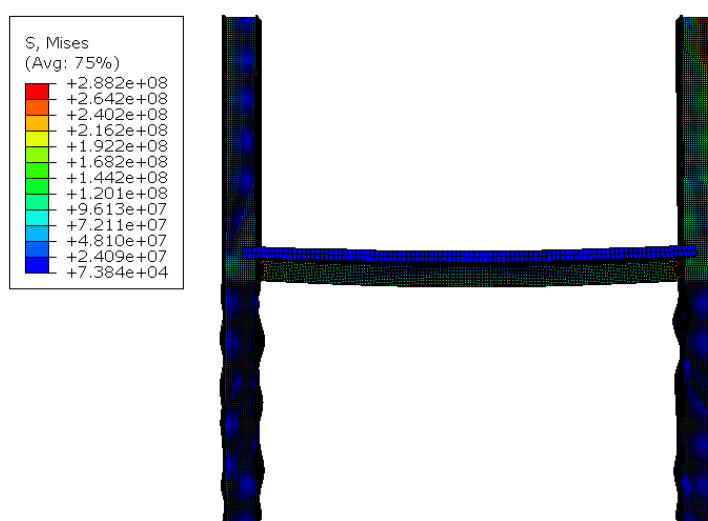


Figura 5.37 – Tensão de Von-Mises no centro da alma aquecida do pilar revestido contra o fogo (Pórtico constituído com viga mista).



Ao considerar os pilares sem revestimento contra o fogo, não foi observado nos modelos de pórticos com vigas de aço, tensões localizadas maiores que a resistência ao escoamento do material. Contudo, nos modelos de pórticos com vigas mistas, verificou-se que as tensões nos pilares do pavimento acima ao analisado apresentaram valores maiores que a resistência ao escoamento (Figura 5.38), mesmo que este pilar não esteja sofrendo o aquecimento devido ao incêndio, para os modelos com as maiores rigidezes axiais (KA e 0.5KA), além de forte instabilidade local na mesa aquecida.

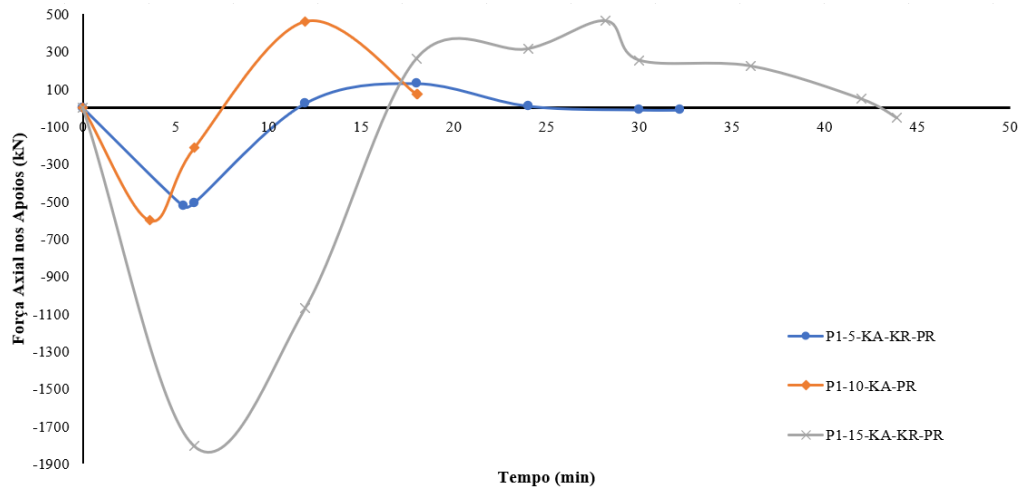
Figura 5.38 – Tensões geradas no pilar superior devido à expansão da viga.



5.2.1.4. Influência da variação dos vãos das vigas para pilares com e sem revestimento contra o fogo

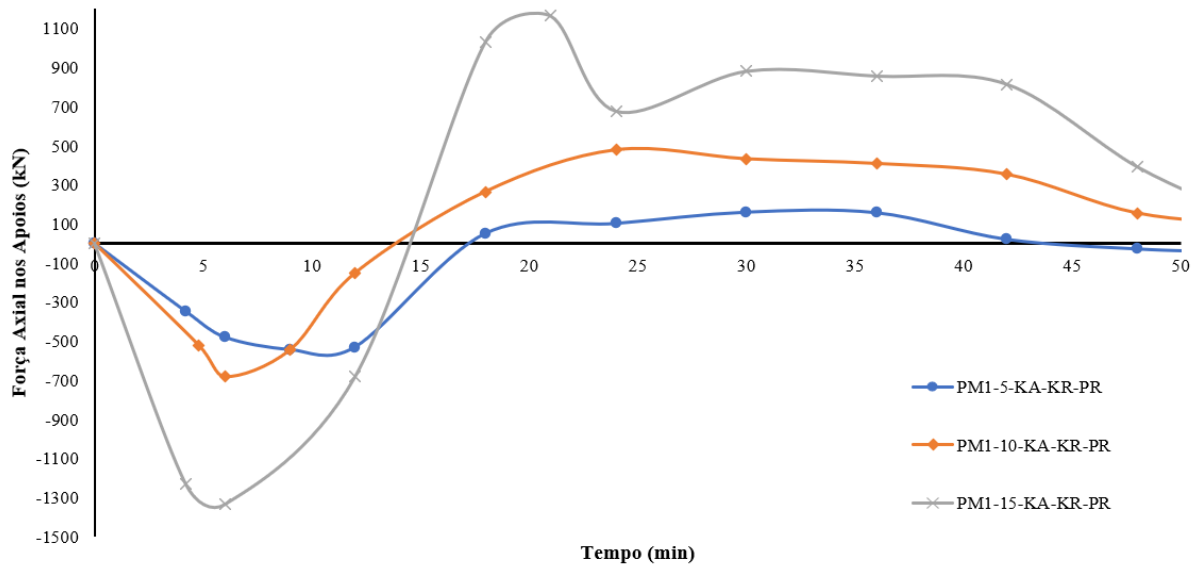
Em relação à variação dos vãos das vigas nos pórticos, pode ser visto que, na Figura 5.39 (vigas de aço e pilares revestidos contra o fogo), conforme o vão aumenta, maior é o valor da força de compressão nos pilares. Verificou-se que há pouca diferença entre as forças de compressão máxima nos modelos de pórticos com vigas de 5 e 10 m, entretanto, quando se verifica o valor da força de tração máxima na ação de catenária, os vãos maiores possuem as maiores forças. Tal fenômeno já era esperado, pois a força de tração na ação de catenária é tão maior quanto o vão da viga. Entretanto, verificou-se o aumento expressivo do valor da força de compressão máxima nos pilares ao aumento dos vãos, mostrando que grandes vãos possuem grande influência sobre tais forças.

Figura 5.39 – Resultados das forças axiais nos apoios dos pórticos com vigas de aço sem revestimento contra o fogo e pilares revestidos contra o fogo sob diferentes vãos, considerando ligações rígidas.



Ao analisar a Figura 5.40 (vigas mistas e pilares revestidos contra o fogo), observa-se uma tendência parecida à verificada nas vigas de aço, entretanto, notou-se que as forças axiais de compressão são menores no vão de 15 metros, uma vez que a rigidez à expansão térmica da viga aumenta por conta do efeito das lajes. Tal explicação também pode ser utilizada para o fato de as forças máximas de compressão encontradas nos pórticos serem menores do que quando verificadas no estudo das vigas isoladas. Verificou-se, ainda, que a força de tração na ação de catenária, para o modelo com viga mista no vão de 15 metros, é consideravelmente maior do que no modelo de viga mista. Tal fenômeno ocorre pois o peso próprio da viga mista é maior do que da viga de aço não mista, permitindo que, em grandes vãos, essa diferença seja evidenciada. A influência dos vãos das vigas em relação às forças axiais nos apoios para ligações flexíveis também foi estudada. Conforme mostrado na Figura 5.41, os valores não variam significativamente entre os vãos de 5 e 10 metros, incluindo o tempo necessário para alcançar a força máxima de compressão, comparado aos modelos com ligações rígidas. Porém, ao se considerar o vão de 15 metros, houve uma redução significativa nas forças máximas de compressão. Isso é explicado pelo fato de que vãos maiores provocam maiores deslocamentos e, mudando a rigidez rotacional da viga, acelera-se a deformação, impedindo a expansão axial antes da deformação vertical. Finalmente, foi constatado que as forças de tração em ligações flexíveis são menores em comparação com as ligações rígidas, conforme anteriormente verificado nesta tese.

Figura 5.40 – Resultados das forças axiais nos apoios dos pórticos com vigas mistas sem revestimento contra o fogo e pilares revestidos contra o fogo sob diferentes vãos, considerando ligações rígidas.



Ao analisar os modelos de pórticos com vigas mistas e pilares revestidos contra o fogo, observou-se na Figura 5.42, o mesmo resultado encontrado para os modelos de pórticos com vigas de aço, em que houve uma diminuição nas forças axiais de compressão máximas no modelo com viga de 15 metros, e uma pequena redução nos modelos com vigas de vãos de 5 e 10 metros. Por fim, verificou-se que a força de tração na ação de catenária nas ligações flexíveis é menor que nas ligações rígidas.

Figura 5.41 – Resultados das forças axiais nos apoios dos pórticos com vigas de aço sem revestimento contra o fogo e pilares revestidos contra o fogo sob diferentes vãos, considerando ligações flexíveis.

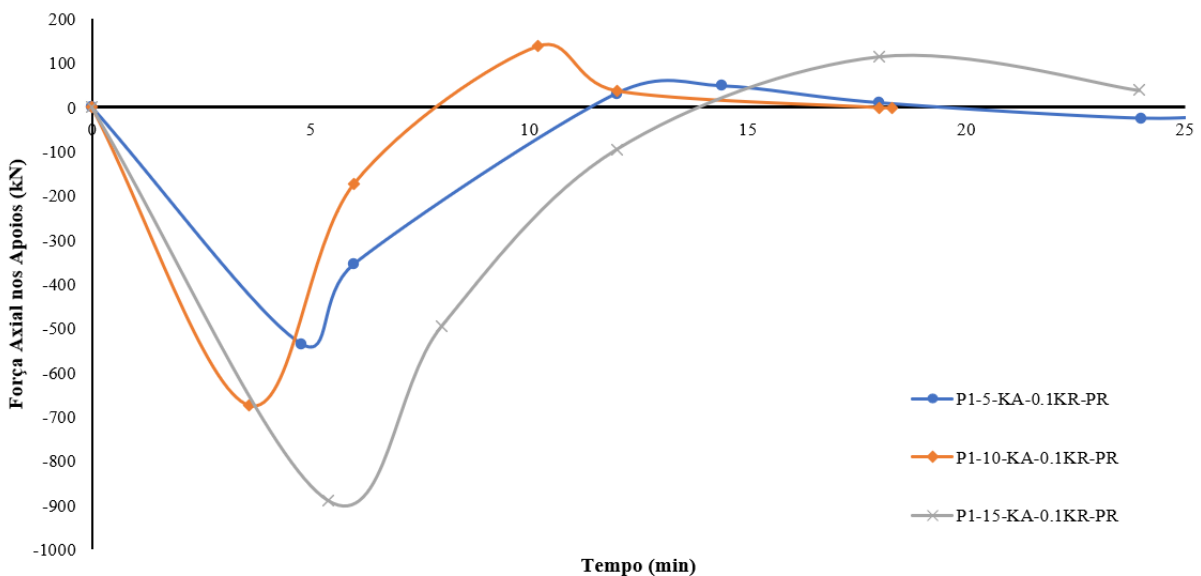
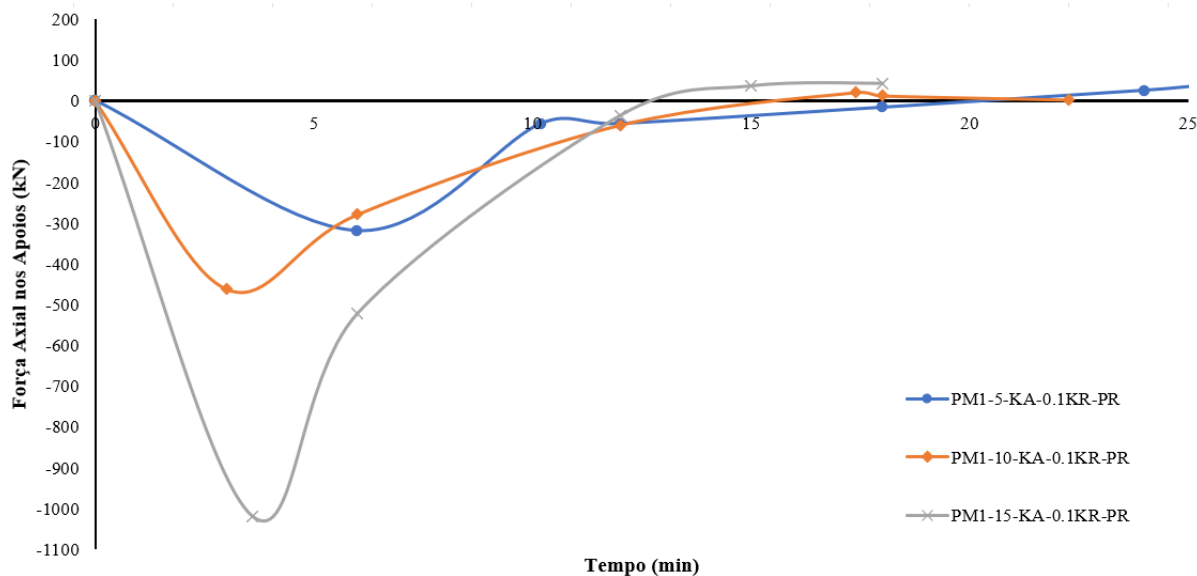


Figura 5.42 – Resultados das forças axiais nos apoios dos pórticos com vigas mistas sem revestimento contra o fogo e pilares revestidos contra o fogo sob diferentes vãos, considerando ligações flexíveis.



Na Figura 5.43, é possível verificar a influência dos vãos nos pórticos com pilares sem revestimento contra o fogo. Analisou-se que o comportamento é similar aos pórticos com pilares revestidos, entretanto os valores das forças de compressão são um pouco menores. Tal efeito é explicado pelo fato de pilares revestidos contra o fogo possuírem maior rigidez (devido à degradação do material ser reduzida pela distribuição de temperatura mais lenta que nos pilares sem revestimento). Não foi identificada diferença no tempo de incêndio para os valores máximos, pois o limitante nesse caso é a falha da viga, com este elemento estrutural se expandindo rapidamente (uma vez que a viga não está revestida) e, em seguida, com a degradação do material, a viga se deforma em um tempo curto de incêndio. Na Figura 5.44, é possível verificar a influência dos vãos para as vigas mistas. Pode ser visto que as forças axiais de compressão diminuem consideravelmente, o que é explicado pelo fato de que a degradação das propriedades mecânicas do pilar faz com que esse elemento estrutural perca a rigidez mais rapidamente e a viga acelere a sua deformação.

Por fim, nas Figuras 5.45 e 5.46 são apresentadas as forças axiais nos apoios de pórticos, com vigas de aço e mistas com pilares sem revestimento contra o fogo, considerando ligações flexíveis. Verificou-se que o comportamento é similar aos demais apresentados anteriormente, com os valores de força axial de compressão e tração máxima ligeiramente inferiores, quando comparados às vigas com ligações rígidas.

Figura 5.43 – Resultados das forças axiais nos apoios dos pórticos com vigas de aço e pilares sem revestimento contra o fogo sob diferentes vãos, considerando ligações rígidas.

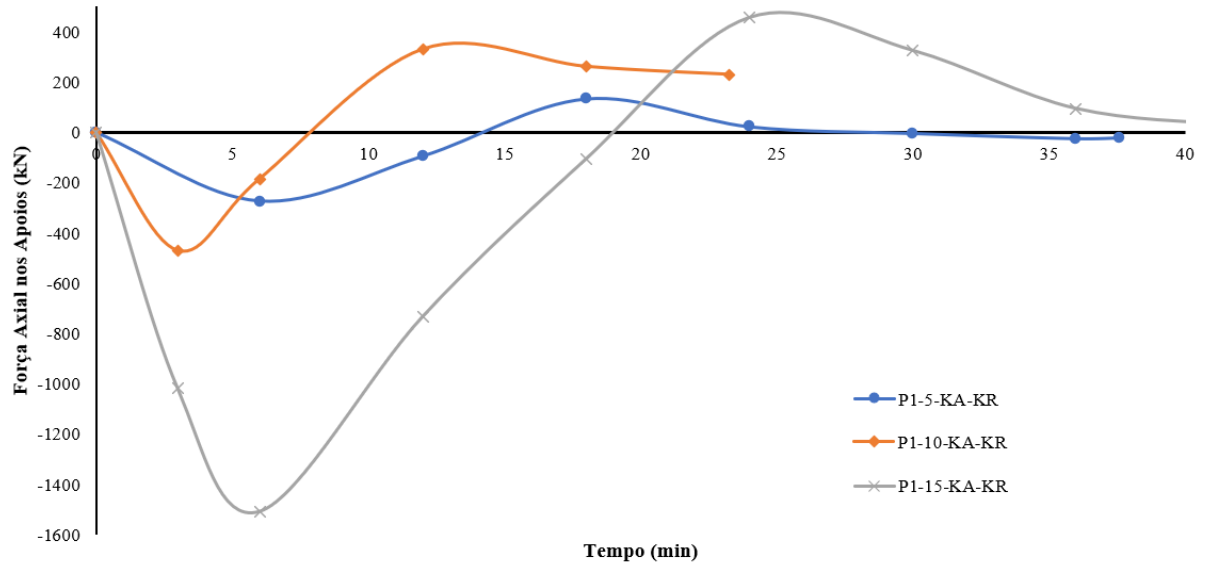


Figura 5.44 – Resultados das forças axiais nos apoios dos pórticos com vigas mistas e pilares sem revestimento contra o fogo sob diferentes vãos, considerando ligações rígidas.

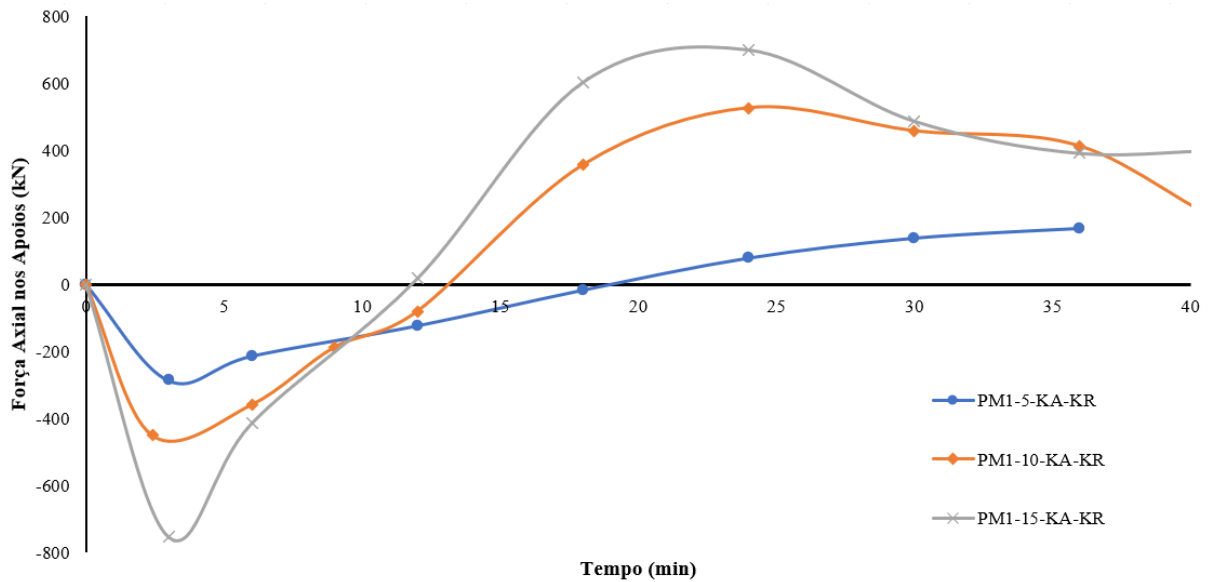


Figura 5.45 – Resultados das forças axiais nos apoios dos pórticos com vigas de aço e pilares sem revestimento contra o fogo sob diferentes vãos, considerando ligações rígidas.

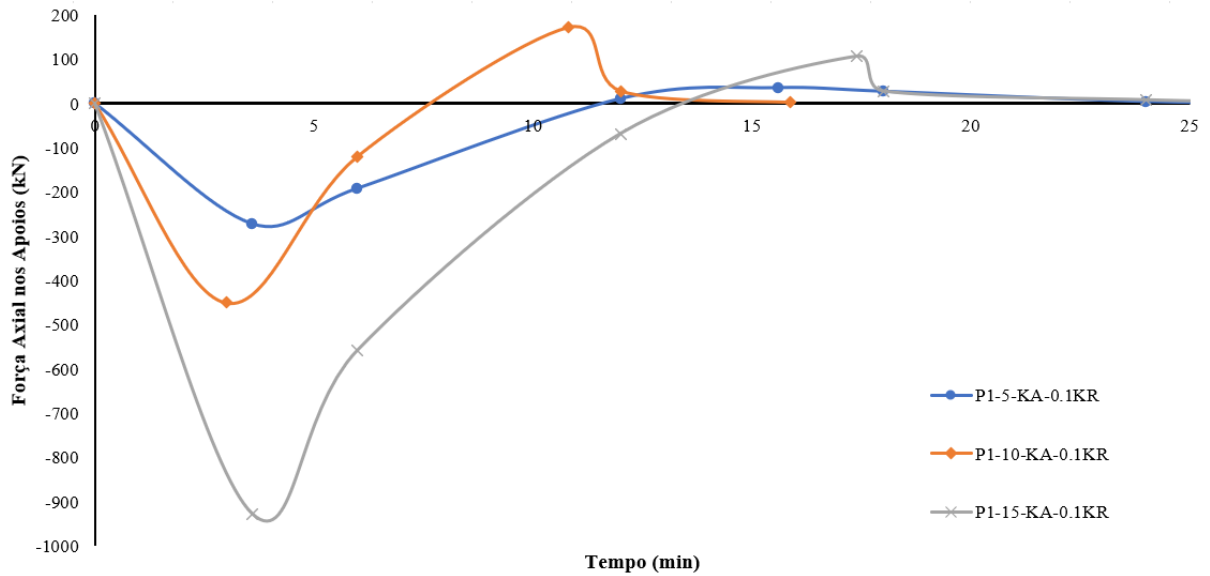
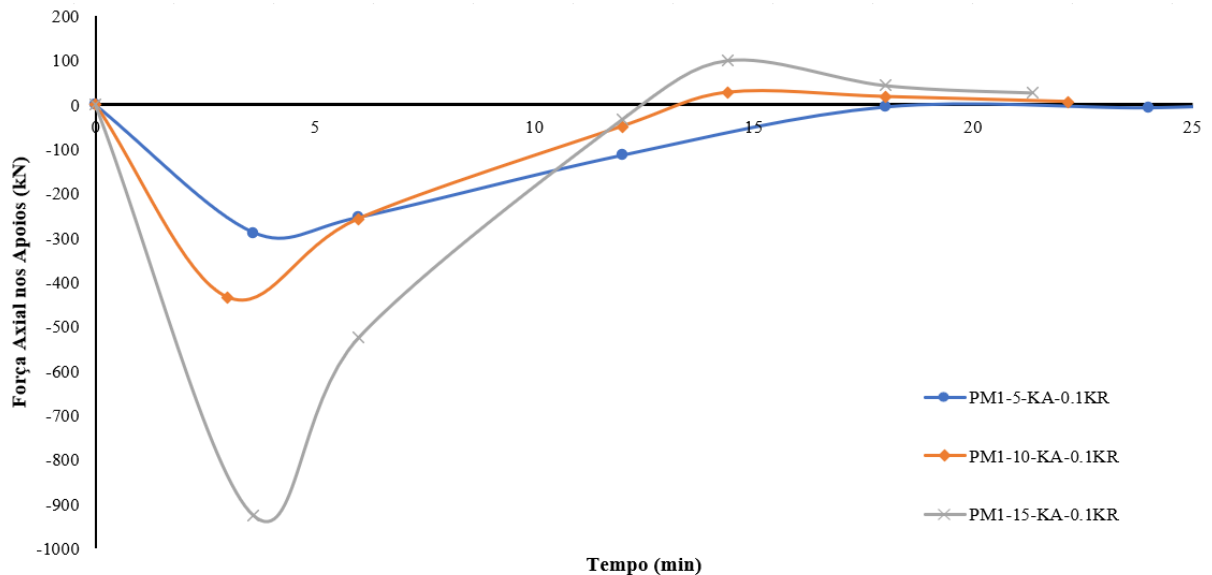


Figura 5.46 – Resultados das forças axiais nos apoios dos pórticos com vigas mistas e pilares sem revestimento contra o fogo sob diferentes vãos, considerando ligações flexíveis.



Ao analisar as tensões geradas pelas forças de compressão na fase de expansão da viga, verificou-se que, nos modelos com pilares revestidos contra o fogo e vigas mistas sem revestimento contra o fogo (Figura 5.47), as maiores tensões surgem na região próxima à base dos pilares aquecidos, pelo efeito de flexão gerado pelas forças de compressão na fase de

expansão. Pode ser observado que as tensões são proporcionais às forças de compressão em cada vão estudado. Neste caso específico, não foram observadas tensões maiores que o limite de escoamento, uma vez que a viga falha antes do pilar sofrer aquecimento significativo de modo a reduzir as propriedades mecânicas do material. Entretanto, ao analisar diferentes rigidezes axiais (0.1KA – Figura 5.48), mesmo que as forças axiais máximas geradas pela expansão das vigas sejam menores, quando comparadas aos modelos com maior rigidez, verifica-se que as tensões geradas pela força de compressão na fase de expansão das vigas são preponderantes no modelo de pórtico com viga de 15 metros de vão, apresentando tensões na base do pilar maior que a resistência ao escoamento, por conta da maior rigidez à flexão. A partir dessa análise, tem-se indícios que o **percentual da capacidade resistente do pilar é preponderante para a análise da interação entre as vigas e os pilares em situação de incêndio**. Na Figura 5.49, observa-se o modelo PM1-15-0.1KA-KR-PR, em que a tensão de *Von-Mises* é maior que a tensão de resistência ao escoamento, em um determinado tempo de incêndio, na região das ligações e nos apoios inferiores.

Como a conclusão anterior é a mesma para as demais parametrizações deste trabalho, a fim de resumir o texto, este subitem apresentou apenas a influência dos vãos em relação às tensões máximas que surgem nos pilares revestidos contra o fogo, em modelos de pórticos de viga mista. Serão feitos comentários mais a frente nesta tese sobre o assunto.

Figura 5.47 – Tensão de Von-Mises na mesa aquecida do pilar (KA), com revestimento contra o fogo (Pórtico constituído com viga mista e ligação rígida).

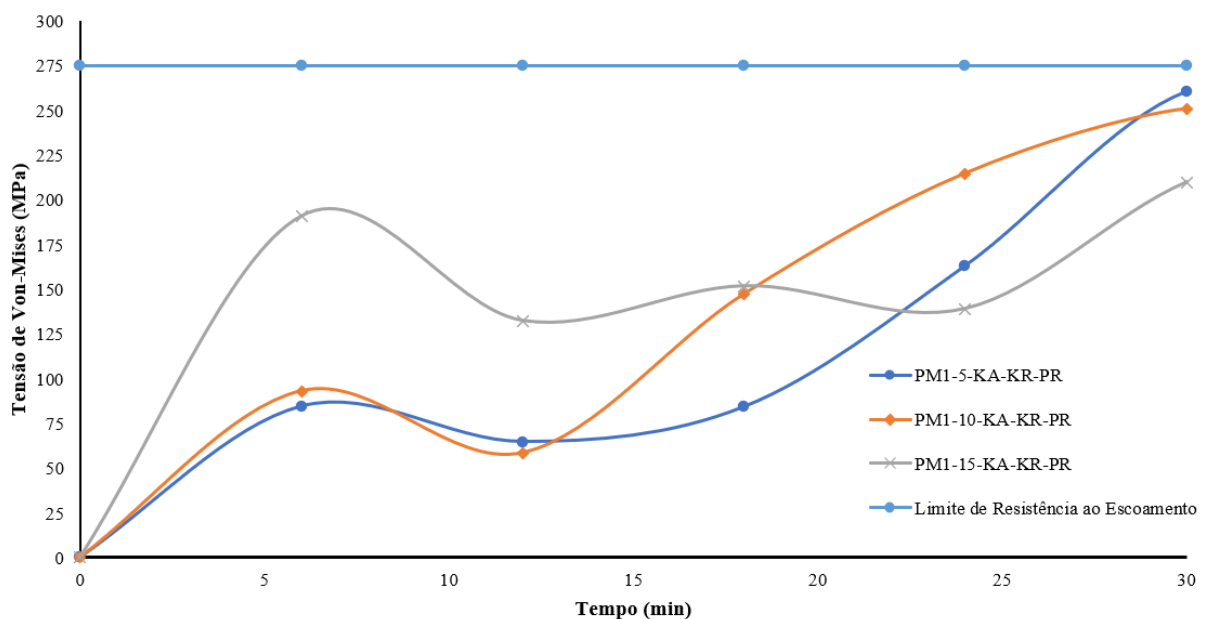


Figura 5.48 – Tensão de Von-Mises na mesa aquecida do pilar (0.1KA) com revestimento contra o fogo (Pórtico constituído com viga mista e ligação rígida).

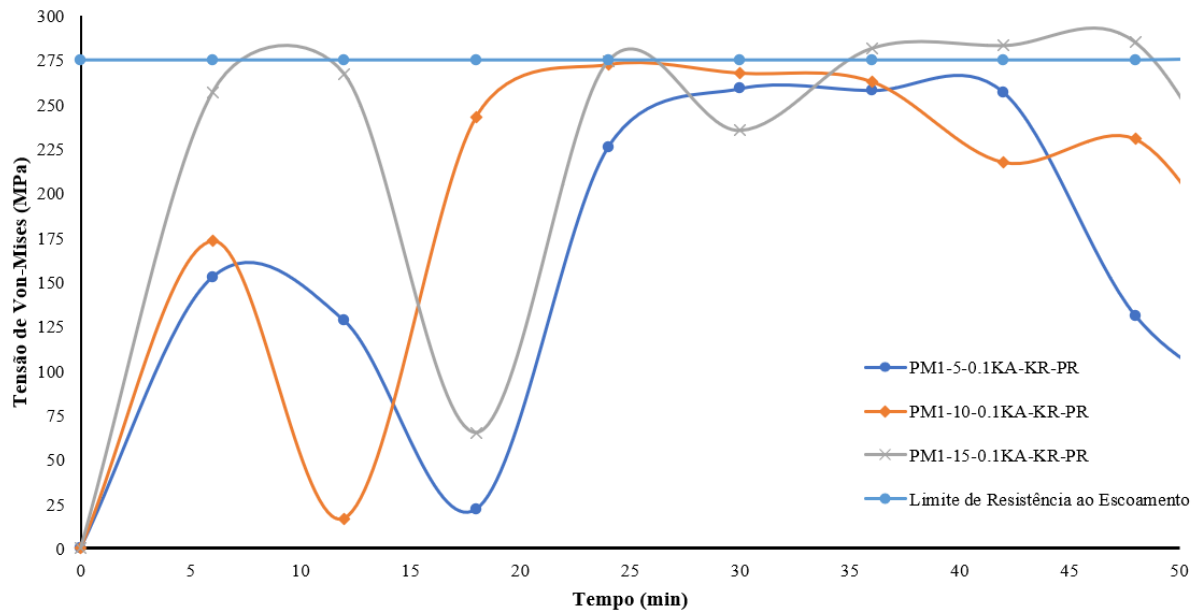


Figura 5.49 – Distribuição de tensões de *Von-Mises* no modelo PM1-15-0.1KA-KR-PR



5.2.1.5. Comparação da interação entre vigas e pilares com modelagem isolada e modelagem inserida em pórtico

Neste item, propõe-se apresentar uma comparação entre os resultados encontrados para as vigas modeladas de forma isolada (Capítulo 4) e vigas inseridas em pórticos bidimensionais. O principal objetivo é verificar se as forças que surgem da interação viga-pilar (compressão na fase de expansão e tração na fase de catenária) na análise de vigas isoladas, são preponderantes para que sejam levadas em consideração no dimensionamento de pilares (devido à

flexocompressão) e dimensionamento das ligações (devido às forças de tração nos elementos da conexão) em situação de incêndio. A título de comparação, será demonstrado nas Tabelas 5.2 e 5.3 a diferença entre os resultados encontrados das vigas de 5, 10 e 15 metros de vão, sem revestimento contra o fogo e com os pilares sem e com revestimento contra o fogo, respectivamente, sendo “Comp” as forças de compressão e “Tração” as forças de tração. Nas Tabelas 5.4 e 5.5, serão verificadas as mesmas diferenças, entretanto, considerando ligações flexíveis (0.1KR).

Tabela 5.2 – Comparativo de valores entre as modelagens de vigas isoladas (simples e mistas) e inseridas em pórticos com revestimento contra o fogo (pórtico com pilares sem revestimento contra o fogo)

Modelo	Viga isolada (Forças em kN)		Viga inserida em pórtico (Forças em kN)		Diferença	
	Comp	Tração	Comp	Tração	Comp	Tração
5-KA-KRI-SP	-583	86	-275	133	-53%	55%
5-0.5KA-KRI-SP	-520	82	-165	117	-68%	43%
5-0.1KA-KRI-SP	-156	80	-60	83	-62%	4%
5-0.05KA-KRI-SP	-112	82	-25	55	-78%	-33%
10-KA-KRI-SP	-1159	205	-471	330	-59%	61%
10-0.5KA-KRI-SP	-1143	218	-440	277	-62%	27%
10-0.1KA-KRI-SP	-501	264	-235	235	-53%	-11%
10-0.05KA-KRI-SP	-265	177	-75	157	-72%	-11%
15-KA-KRI-SP	-1953	352	-1510	454	-23%	29%
15-0.5KA-KRI-SP	-1909	357	-837	423	-56%	18%
15-0.1KA-KRI-SP	-1268	354	-494	298	-61%	-16%
15-0.05KA-KRI-SP	-707	338	-329	212	-53%	-37%
VM-5-KA-KRI-SP	-755,6	295,2	-387	167,2	-49%	-43%
VM-5-0.5KA-KRI-SP	-541,2	269,7	-287	133,1	-47%	-51%
VM-5-0.1KA-KRI-SP	-156,4	172,1	-37,7	87,3	-76%	-49%
VM-5-0.05KA-KRI-SP	-86,3	145,8	-8	59,8	-91%	-59%
VM-10-KA-KRI-SP	-1271	838	-551	525,8	-57%	-37%
VM-10-0.5KA-KRI-SP	-851,3	758,1	-337	388,6	-60%	-49%
VM-10-0.1KA-KRI-SP	-279,3	580,1	-141	248	-50%	-57%
VM-10-0.05KA-KRI-SP	-181,4	522,5	-80,1	157,8	-56%	-70%

VM-15-KA-KRI-SP	-3117	1490	-753,7	699,4	-76%	-53%
VM-15-0.5KA-KRI-SP	-2516	1364,5	-510,7	469,5	-80%	-66%
VM-15-0.1KA-KRI-SP	-878	1091,2	-291,3	398,1	-67%	-64%
VM-15-0.05KA-KRI-SP	-522,6	958,9	-209,5	315,4	-60%	-67%

Tabela 5.3 – Comparativo de valores entre as modelagens de vigas isoladas (simples e mistas) e inseridas em pórticos com revestimento contra o fogo (pórtico com pilares com revestimento contra o fogo).

Modelo	Viga isolada (Forças em kN)		Viga inserida em pórtico (Forças em kN)		Diferença	
	Comp	Tração	Comp	Tração	Comp	Tração
5-KA-KRI-SP	-583	86	-523,3	129,1	-10%	50%
5-0.5KA-KRI-SP	-520	82	-442,1	101,12	-15%	23%
5-0.1KA-KRI-SP	-156	80	-187,5	77,3	20%	-3%
5-0.05KA-KRI-SP	-112	82	-100,2	83,4	-11%	2%
10-KA-KRI-SP	-1159	205	-602,5	461,1	-48%	125%
10-0.5KA-KRI-SP	-1143	218	-476,7	523,3	-58%	140%
10-0.1KA-KRI-SP	-501	264	-317,7	393,4	-37%	49%
10-0.05KA-KRI-SP	-265	177	-193	348,7	-27%	97%
15-KA-KRI-SP	-1953	352	-1807	463,4	-7%	32%
15-0.5KA-KRI-SP	-1909	357	-1117	446,5	-41%	25%
15-0.1KA-KRI-SP	-1268	354	-724	400,1	-43%	13%
15-0.05KA-KRI-SP	-707	338	-586,8	393,5	-17%	16%
VM-5-KA-KRI-SP	-755,6	295,2	-545,3	157,2	-28%	-47%
VM-5-0.5KA-KRI-SP	-541,2	269,7	-364,8	160	-33%	-41%
VM-5-0.1KA-KRI-SP	-156,4	172,1	-140,5	134	-10%	-22%
VM-5-0.05KA-KRI-SP	-86,3	145,8	-83,3	107,1	-3%	-27%
VM-10-KA-KRI-SP	-1271	838	-682,1	476,7	-46%	-43%
VM-10-0.5KA-KRI-SP	-851,3	758,1	-426,2	548,3	-50%	-28%
VM-10-0.1KA-KRI-SP	-279,3	580,1	-266,5	481,5	-5%	-17%
VM-10-0.05KA-KRI-SP	-181,4	522,5	-203,4	347,4	12%	-34%
VM-15-KA-KRI-SP	-3117	1490	-1335	879,6	-57%	-41%

VM-15-0.5KA-KRI-SP	-2516	1364,5	-678,4	971,3	-73%	-29%
VM-15-0.1KA-KRI-SP	-878	1091,2	-549,4	802,8	-37%	-26%
VM-15-0.05KA-KRI-SP	-522,6	958,9	-454,1	634,4	-13%	-34%

Na Tabela 5.2, pode-se observar que as forças axiais de compressão máxima são, em média, 61% menores, quando a viga está inserida em pórticos, comparadas às vigas analisadas isoladamente com a inserção de molas simulando a rigidez axial, nos modelos com pilares sem revestimento contra o fogo. Essa diferença se dá porque a rigidez axial (que simula os pilares), nas vigas isoladas, não possui redução ao longo do tempo devido às altas temperaturas. No caso dos modelos de pórticos, os pilares sem revestimento contra o fogo apresentam diminuição das propriedades físicas e mecânicas com o aumento de temperatura.

Observou-se instabilidade local na mesa aquecida dos pilares mais rígidos (KA e 0.5KA) nos minutos iniciais de incêndio. Foram observadas, também, em todas as rigidezes, tensões localizadas na região das ligações maiores que a resistência ao escoamento e, em alguns modelos, foi identificada falha por flexão nos pilares na região dos apoios. Além disso, as forças de tração devido à ação de catenária, ocasionaram instabilidade por flexão, localizada na região das ligações que não foi atenuada mesmo com a inserção de enrijecedores nos modelos de pórticos com pilares menos rígidos (0.1KA e 0.05KA). Tal instabilidade se deu em um tempo de incêndio menor que o TRF da viga analisada na maioria dos modelos de pórticos com pilares sem revestimento e, com um tempo de incêndio um pouco superior, ao TRF da viga analisada nos modelos constituídos de pilares revestidos contra o fogo. Apesar dos valores das forças de tração nos modelos de pórticos serem, em média, 22% menores que nos modelos de viga isolada, verifica-se a sua importância para o dimensionamento, tanto das ligações quanto dos pilares.

A partir da Tabela 5.3, verifica-se que as forças axiais de compressão máxima são, em média, 27% menores, quando a viga está inserida em pórticos, comparadas às vigas isoladas. Essa diferença se deve porque, mesmo os pilares estando revestidos contra o fogo, ao ultrapassar 300°C, tais elementos começam a ter as suas propriedades mecânicas reduzidas (mesmo que de forma mais lenta que os pilares sem revestimento). No caso das vigas isoladas, as molas que simulam a rigidez axial não apresentam nenhuma diminuição da rigidez ci. Já nos pórticos com pilares revestidos contra o fogo, observou-se tensões maiores que a resistência ao

escoamento do aço localizada na região das ligações nos modelos de vigas de aço e com valores próximos à resistência ao escoamento nos modelos de vigas mistas.

Verificou-se, também, tensões próximas aos apoios dos pilares acima do pavimento incendiado, mostrando que as forças de compressão geradas pela viga na fase de expansão podem gerar flexão em outras regiões, quando os pilares estão revestidos contra o fogo. Nos pórticos com vigas de aço, verificou-se que as forças de tração devido à ação de catenária são, em média, 47% maiores quando comparadas às vigas isoladas. Entretanto, nos modelos com vigas mistas, tais forças são 32% menores quando comparadas às vigas isoladas. Essa diferença ocorre porque, nos modelos de vigas mistas, as lajes possuem continuidade em um dos lados, resultando em forças de tração sejam menores, uma vez que as vigas irão apresentar deslocamentos menores. Por fim, observou-se a mesma instabilidade por flexão na região das ligações, também identificada nos modelos de pórticos com pilares sem revestimento contra o fogo, evidenciando, assim, a importância, para o dimensionamento dos pilares, da consideração das forças de tração na ação de catenária das vigas para o dimensionamento dos pilares.

Nas Tabelas 5.4 e 5.5, examina-se a diferença dos resultados para os pórticos com modelos de vigas flexíveis (0.1KR), para pilares sem e com revestimento contra o fogo, respectivamente. Apura-se que as forças de compressão devido à expansão da viga são em média 55% menores nos pórticos quando comparadas às vigas isoladas, o que corrobora ao que já foi explicado para modelos com ligação rígida. Nos modelos de pórticos com vigas flexíveis, também foi observada instabilidade local na mesa aquecida dos pilares mais rígidos nos minutos iniciais de incêndio, entretanto não foram localizadas tensões nos pilares com valores maiores que a resistência ao escoamento do material.

Em relação às forças de tração, diferentemente do que foi observado nos modelos com ligações rígidas, não se constatou instabilidade por flexão na região das ligações, uma vez que a região da ligação (contato entre a viga e a cantoneira) apresenta plastificação e, nesse caso, o efeito *pull-in* é atenuado. Por fim, não se observou, também, falhas por flexo-tração, diferentemente dos modelos com ligações rígidas, em que a viga apresenta falha antes disso. Conclui-se, então, que as forças de tração são, em média, 44% menores, quando comparadas aos modelos de vigas isoladas com molas, simulando as rigidezes rotacionais. Essa diminuição já era esperada, uma vez que a rigidez rotacional, nos modelos de vigas isoladas, não apresenta alteração de valores ao aumento de temperatura e, conseqüentemente, diminuição das propriedades mecânicas do aço. Ainda sobre as forças de tração na ação de catenária, verificou-

se que os valores das forças medidas nos modelos de pórticos com vigas flexíveis são, em média, 45% menores, quando comparados aos encontrados nos modelos de pórticos com vigas rígidas. Essa variação é dada pelo contato da viga com os pilares. Na ligação flexível, a viga não possui contato com os pilares, sendo as cantoneiras os únicos elementos de contato. Com isso, as vigas apresentam plastificação nessa região, não permitindo maiores forças de tração, mostrando que os esforços axiais se distribuem somente na região onde os elementos estão conectados.

Tabela 5.4 – Comparativo de valores entre as modelagens de vigas isoladas (simples e mistas) e inseridas em pórticos com revestimento contra o fogo (pórtico com pilares sem revestimento contra o fogo) com ligações flexíveis

Modelo	Viga isolada (Forças em kN)		Viga inserida em pórtico (Forças em kN)		Diferença	
	Comp	Tração	Comp	Tração	Comp	Tração
5-KA-0.1KR-SP	-527,2	68,6	-272,6	52,7	-48%	-23%
10-KA-0.1KR-SP	-623,1	189,1	-350,5	171,4	-44%	-9%
15-KA-0.1KR-SP	-1808	1447	-927,7	302,8	-49%	-79%
VM-5-KA-0.1KR-SP	-779,8	281,9	-288,8	138	-63%	-51%
VM-10-KA-KR-SP	-1776	732,2	-502,6	180,8	-72%	-75%
VM-15-KA-KR-SP	-3945	1075	-929,3	254,9	-76%	-76%

Tabela 5.5 – Comparativo de valores entre as modelagens de vigas isoladas (simples e mistas) e inseridas em pórticos com revestimento contra o fogo (pórtico com pilares com revestimento contra o fogo) com ligações flexíveis

Modelo	Viga isolada (Forças em kN)		Viga inserida em pórtico (Forças em kN)		Diferença	
	Comp	Tração	Comp	Tração	Comp	Tração
5-KA-0.1KR-PR	-527,2	68,6	-386,1	82	-27%	20%
10-KA-0.1KR-PR	-623,1	189,1	-416,5	155,9	-33%	-18%
15-KA-0.1KR-PR	-1808	1447	-1034,7	375,1	-43%	-74%
VM-5-KA-0.1KR-PR	-779,8	281,9	-350,7	146,1	-55%	-48%
VM-10-KA-KR-PR	-1776	732,2	-459,6	162,4	-74%	-78%
VM-15-KA-KR-PR	-3945	1075	-1063	373	-73%	-65%

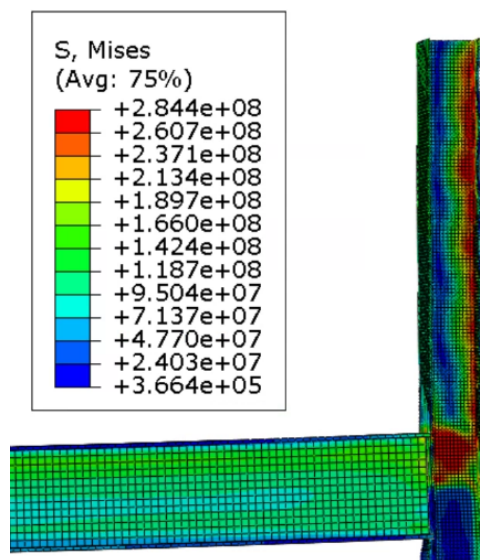
Quanto à inserção do revestimento contra o fogo nas vigas, podem ser vistos, nas Tabelas 5.6 e 5.7, os resultados para os modelos de pórticos com vigas revestidas contra o fogo, para pilares com e sem revestimento, respectivamente. Verifica-se que as forças de compressão nos modelos de pórtico com pilares sem revestimento são, em média, 79% menores que nos modelos de vigas isoladas. Essa situação acontece basicamente por dois motivos: o primeiro é que, conforme demonstrado no item 5.2.1.1 desta tese, quando a viga está revestida contra o fogo e o pilar não, surgem forças de tração nos minutos iniciais de incêndio, fenômeno já explicado no item citado; a segundo motivo é que, como os pilares não estão revestidos contra o fogo, mas a viga está, os pilares apresentam degradação das propriedades mecânicas bem antes que a viga, com isso ocorrem deformações excessivas nos pilares, fazendo com que a viga não possa atingir a força máxima de compressão – o que não ocorre nos modelos de vigas isoladas, pois a rigidez axial não se altera com a temperatura. Observou-se que, nos modelos de pórticos com pilares sem revestimento, não há falha localizada na região das ligações como acontece quando a viga não está revestida contra o fogo. Entretanto, para a maior parte dos modelos estudados, sejam com vigas de aço ou mistas, observaram-se tensões maiores que a resistência ao escoamento do aço, devido ao momento fletor adicional proveniente da força de expansão das vigas, nos pilares do pavimento superior não aquecido (antes dos pilares aquecidos apresentarem quaisquer falhas – somente instabilidade local na mesa aquecida).

Ao analisar os modelos com pilares revestidos contra o fogo, identificou-se, em sua maioria, tensões maiores que a resistência ao escoamento do material, na região da ligação, sempre por volta de 12 a 18 minutos de incêndio, mesmo que as forças de compressão sejam, na fase de expansão nos modelos de pórticos, em média, 68% menores que as forças dos modelos de vigas isoladas. Nesse caso, a temperatura dos pilares ainda não é grande o suficiente (em torno de 100°C) para a degradação das propriedades mecânicas do aço, mostrando, assim, a importância da determinação da força axial de compressão na fase de expansão da viga.

Outrossim, nos modelos com menores rigidez axiais (0.1KA e 0.05KA), foram observadas tensões maiores que a resistência ao escoamento do aço, nos pilares do pavimento superior não aquecidos (Figura 5.50), devido ao momento fletor adicional criado pelas forças de compressão citadas. Por fim, quanto às forças de tração na ação de catenária da viga, verificou-se que são menores, cerca de 20%, em média, em relação aos modelos de vigas isoladas. Para os modelos de pórticos com vigas e pilares revestidos, concluiu-se que as forças de tração, nos modelos com pilares mais rígidos (KA e 0.5KA), geraram tensões nos pilares superiores não aquecidos maiores que a resistência ao escoamento do aço e, nos modelos com

menores rigidezes axiais (0.1KA e 0.05KA), gerou-se, ainda, instabilidade por flexão, na região da ligação, conforme discutido anteriormente nesta tese, corroborando a importância da determinação de tais forças.

Figura 5.50 – Tensões de *Von-Mises* em pilares revestidos contra o fogo no pavimento não incendiado geradas pelas forças de expansão da viga revestida contra o fogo



Quando se analisou os pórticos com vigas revestidas contra o fogo com ligações flexíveis (Tabelas 5.8 e 5.9), verificou-se que as forças de compressão geradas pela expansão da viga não são suficientes para causarem tensões na região das ligações e nem nos pilares não aquecidos. Isso porque a ligação flexível acentua o efeito de viga-coluna e, com isso, a viga chega ao limite de resistência antes das vigas com ligações rígidas. Em relação às forças de tração, verifica-se que elas são consideravelmente menores, quando comparadas aos modelos de vigas isoladas, por razão também explicada neste trabalho. Com isso, conclui-se que, para o caso de ligações flexíveis, as forças de compressão ocasionadas pela expansão das vigas não são preponderantes na análise de pórticos de aço e mistos de aço e concreto.

Tabela 5.6 – Comparativo de valores entre as modelagens de vigas isoladas revestidas contra o fogo (simples e mistas) e inseridas em pórticos com revestimento contra o fogo (pórtico com pilares sem revestimento contra o fogo)

Modelo	Viga isolada (Forças em kN)		Viga inserida em pórtico (Forças em kN)		Diferença	
	Comp	Tração	Comp	Tração	Comp	Tração
5-KA-KRI-APCa	-622,6	79,2	-70,5	120,8	-89%	53%
5-0.5KA-KRI-APCa	-537,8	90,1	-18,46	84,7	-97%	-6%

5-0.1KA-KRI-APCa	-224,4	97,6	-5	73	-98%	-25%
5-0.05KA-KRI-APCa	-123,7	94,9	-3	63	-98%	-34%
10-KA-KRI-APCa	-1490,6	192,4	-89,8	349,4	-94%	82%
10-0.5KA-KRI-APCa	-1235,2	198,4	-34,7	195,8	-97%	-1%
10-0.1KA-KRI-APCa	-534,6	178,6	-15,4	227,1	-97%	27%
10-0.05KA-KRI-APCa	-325,9	251,4	-3,2	147,2	-99%	-41%
15-KA-KRI-APCa	-3348	490,3	-382,5	405,8	-89%	-17%
15-0.5KA-KRI-APCa	-2717,3	537,1	-241,5	283,4	-91%	-47%
15-0.1KA-KRI-APCa	-1236	640,9	-158,9	294,6	-87%	-54%
15-0.05KA-KRI-APCa	-710,8	546,25	-147,5	261	-79%	-52%
VM-5-KA-KRI-APCa	-1198	109,3	-623,6	202	-48%	85%
VM-5-0.5KA-KRI-APCa	-1020,7	131,2	-363,8	176,8	-64%	35%
VM-5-0.1KA-KRI-APCa	-362,7	140,6	-117,7	124,9	-68%	-11%
VM-5-0.05KA-KRI-APCa	-203,9	129,3	-58,1	81,5	-72%	-37%
VM-10-KA-KRI-APCa	-2138	294,8	-947,2	398,1	-56%	35%
VM-10-0.5KA-KRI-APCa	-1896,4	457,4	-704	335,6	-63%	-27%
VM-10-0.1KA-KRI-APCa	-787,9	520,93	-423,2	281,3	-46%	-46%
VM-10-0.05KA-KRI-APCa	-444,8	429,9	-272,9	274,2	-39%	-36%
VM-15-KA-KRI-APCa	-3418	906,6	-1306,2	326,9	-62%	-64%
VM-15-0.5KA-KRI-APCa	-3175,4	844	-336,4	575,5	-89%	-32%
VM-15-0.1KA-KRI-APCa	-1645	919,6	-246,2	424,2	-85%	-54%
VM-15-0.05KA-KRI-APCa	-1014	834,2	-216,7	349,4	-79%	-58%

Tabela 5.7 – Comparativo de valores entre as modelagens de vigas isoladas revestidas contra o fogo (simples e mistas) e inseridas em pórticos com revestimento contra o fogo (pórtico com pilares com revestimento contra o fogo)

Modelo	Viga isolada (Forças em kN)		Viga inserida em pórtico (Forças em kN)		Diferença	
	Comp	Tração	Comp	Tração	Comp	Tração
5-KA-KRI-APCa	-622,6	79,2	-176,3	148,7	-72%	53%
5-0.5KA-KRI-APCa	-537,8	90,1	-108,1	123,9	-80%	-6%
5-0.1KA-KRI-APCa	-224,4	97,6	-21,6	71,3	-90%	-25%
5-0.05KA-KRI-APCa	-123,7	94,9	-12,3	70,8	-90%	-34%
10-KA-KRI-APCa	-1490,6	192,4	-190,1	278,3	-87%	82%

10-0.5KA-KRI-APCa	-1235,2	198,4	-120,8	404,7	-90%	-1%
10-0.1KA-KRI-APCa	-534,6	178,6	-115,6	382,2	-78%	27%
10-0.05KA-KRI-APCa	-325,9	251,4	-62,5	354,3	-81%	-41%
15-KA-KRI-APCa	-3348	490,3	-959	633,9	-71%	-17%
15-0.5KA-KRI-APCa	-2717,3	537,1	-622,6	309,3	-77%	-47%
15-0.1KA-KRI-APCa	-1236	640,9	-306,4	300,8	-75%	-54%
15-0.05KA-KRI-APCa	-710,8	546,25	-219,3	245	-69%	-52%
VM-5-KA-KRI-APCa	-1198	109,3	-623,5	202	-48%	85%
VM-5-0.5KA-KRI-APCa	-1020,7	131,2	-390,9	176,8	-62%	35%
VM-5-0.1KA-KRI-APCa	-362,7	140,6	-117,8	124,9	-68%	-11%
VM-5-0.05KA-KRI-APCa	-203,9	129,3	-58,1	81,5	-72%	-37%
VM-10-KA-KRI-APCa	-2138	294,8	-947,2	398,1	-56%	35%
VM-10-0.5KA-KRI-APCa	-1896,4	457,4	-704,5	351,7	-63%	-27%
VM-10-0.1KA-KRI-APCa	-787,9	520,93	-423,2	361	-46%	-46%
VM-10-0.05KA-KRI-APCa	-444,8	429,9	-272,9	274,2	-39%	-36%
VM-15-KA-KRI-APCa	-3418	906,6	-1699	871,94	-50%	-64%
VM-15-0.5KA-KRI-APCa	-3175,4	844	-1163	648,8	-63%	-32%
VM-15-0.1KA-KRI-APCa	-1645	919,6	-725,5	399,9	-56%	-54%
VM-15-0.05KA-KRI-APCa	-1014	834,2	-568,8	365,3	-44%	-58%

Tabela 5.8 – Comparativo de valores entre as modelagens de vigas isoladas revestidas contra o fogo (simples e mistas) e inseridas em pórticos com revestimento contra o fogo (pórtico com pilares sem revestimento contra o fogo) com ligações flexíveis

Modelo	Viga isolada (Forças em kN)		Viga inserida em pórtico (Forças em kN)		Diferença	
	Comp	Tração	Comp	Tração	Comp	Tração
5-KA-0.1KR-APCa	-621,2	125,6	-124,5	104,9	-80%	-16%
10-KA-0.1KR-APCa	-969,4	206,9	-208	274,9	-79%	33%
15-KA-0.1KR-APCa	-2629	416,3	-361,2	287,6	-86%	-31%
VM-5-KA-0.1KR-APCa	-1190	114,3	-204,4	48	-83%	-58%
VM-10-KA-KR-APCa	-2020	508,9	-256,5	238	-87%	-53%
VM-15-KA-KR-APCa	-3495	1075	-663	320	-81%	-70%

Tabela 5.9 – Comparativo de valores entre as modelagens de vigas isoladas revestidas contra o fogo (simples e mistas) e inseridas em pórticos com revestimento contra o fogo (pórtico com pilares com revestimento contra o fogo) com ligações flexíveis

Modelo	Viga isolada (Forças em kN)		Viga inserida em pórtico (Forças em kN)		Diferença	
	Comp	Tração	Comp	Tração	Comp	Tração
5-KA-0.1KR-APCa	-621,2	125,6	-162,2	81,2	-74%	-35%
10-KA-0.1KR-APCa	-969,4	206,9	-272,8	374,3	-72%	81%
15-KA-0.1KR-APCa	-2629	416,3	-955,4	595,5	-64%	43%
VM-5-KA-0.1KR-APCa	-1190	114,3	-391,7	52	-67%	-55%
VM-10-KA-KR-APCa	-2020	508,9	-450,6	305,4	-78%	-40%
VM-15-KA-KR-APCa	-3495	1075	-1143	297,5	-67%	-72%

As Figuras 5.51 e 5.52 mostram uma visão geral da média entre os resultados encontrados para vigas isoladas e quando estas estão inseridas em pórticos com rigidez axial equivalente, considerando ligações rígidas e flexíveis. Quando se estudam os resultados, fica claro que os resultados dos modelos de pórticos com os pilares revestidos contra o fogo são os que mais se aproximam dos resultados das vigas isoladas, motivo já explicado nesta tese, possuindo uma diferença de 60%. Além disso, é possível verificar claramente que os modelos com ligações flexíveis possuem valores de forças axiais bem menores que as vigas isoladas, principalmente em relação às forças de tração.

Figura 5.51 – Quadro comparativo de forças axiais entre os modelos de vigas isoladas e modelos de pórticos de pilares com e sem revestimento contra o fogo com vigas de ligações rígidas sem revestimento contra o fogo

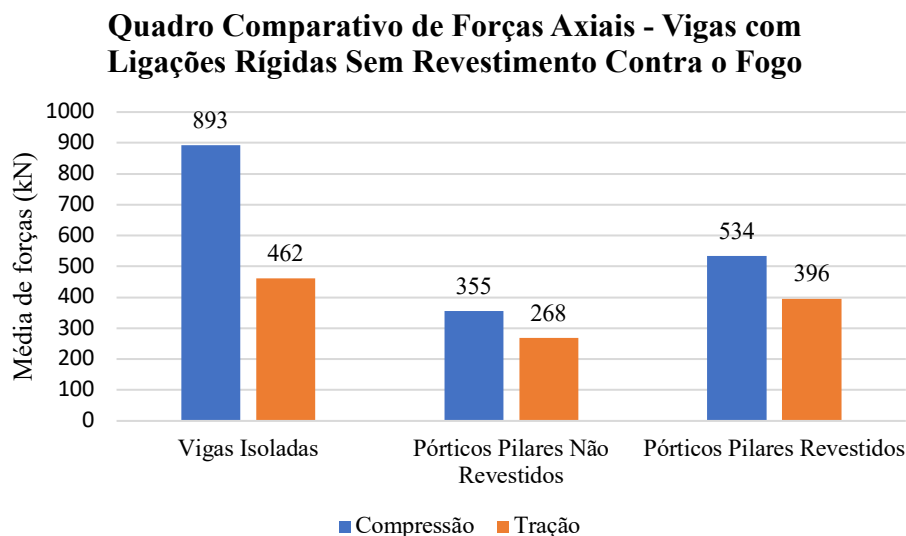
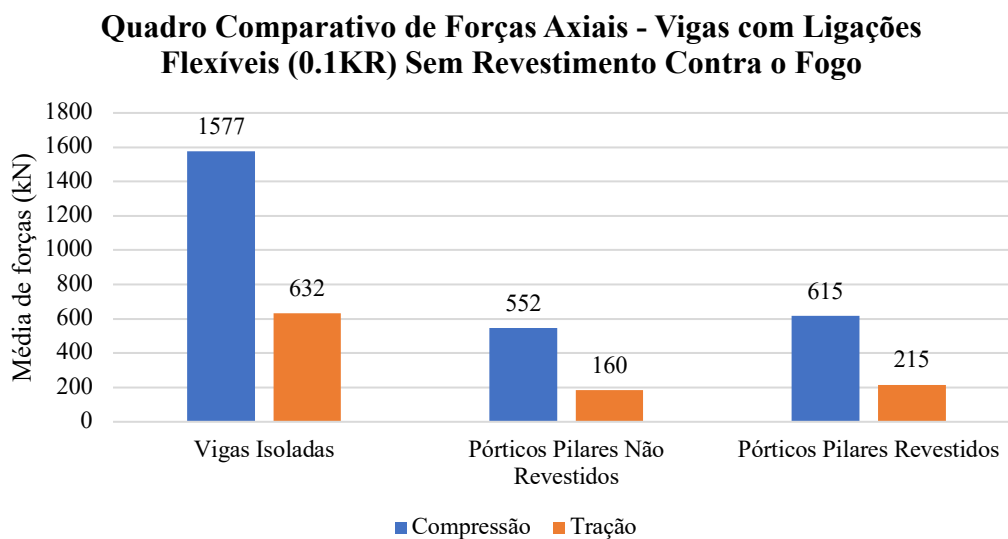


Figura 5.52 – Quadro comparativo de forças axiais entre os modelos de vigas isoladas e modelos de pórticos de pilares com e sem revestimento contra o fogo com vigas de ligações flexíveis sem revestimento contra o fogo



Nas Figuras 5.53 e 5.54, é possível verificar a comparação dos resultados entre os modelos com ligações rígidas e flexíveis. Ao se considerar as vigas sem revestimento contra o fogo, observa-se que os modelos com ligações flexíveis apresentam, em média, forças axiais de compressão 25% menores. Considerando as vigas com revestimento, as forças axiais de compressão são 35% menores, em média. Isso evidencia como a capacidade de rotação das ligações influencia diretamente os esforços de compressão nos pilares de suporte e,

consequentemente, diminui as forças de interação, a favor da segurança ao dimensionamento em situação de incêndio. Além disso, pode ser facilmente observado que as forças de tração na ação de catenária dos modelos com ligações flexíveis, são consideravelmente menores (50% em média), quando comparadas aos modelos com ligações rígidas. No Capítulo 4 desta tese, discuti-se a importância da consideração das forças de tração no dimensionamento das ligações flexíveis. Será avaliado no item 5.2.1.6, a seguir, se a diminuição destas forças quando as vigas estão inseridas em pórticos é suficiente para desconsiderá-las do cálculo das estruturas em situação de incêndio.

Figura 5.53 – Quadro comparativo de forças axiais entre os modelos de pórticos de pilares com e sem revestimento contra o fogo com vigas de ligações rígidas e flexíveis sem revestimento contra o fogo

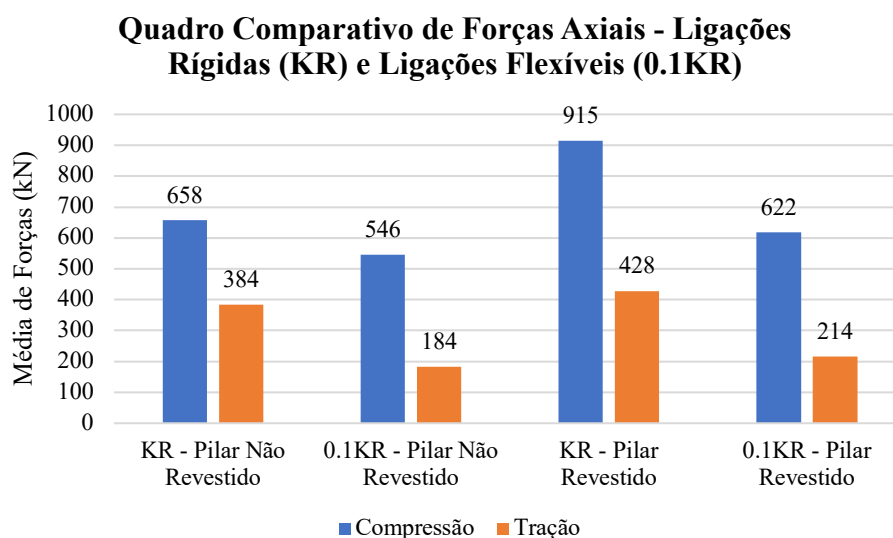
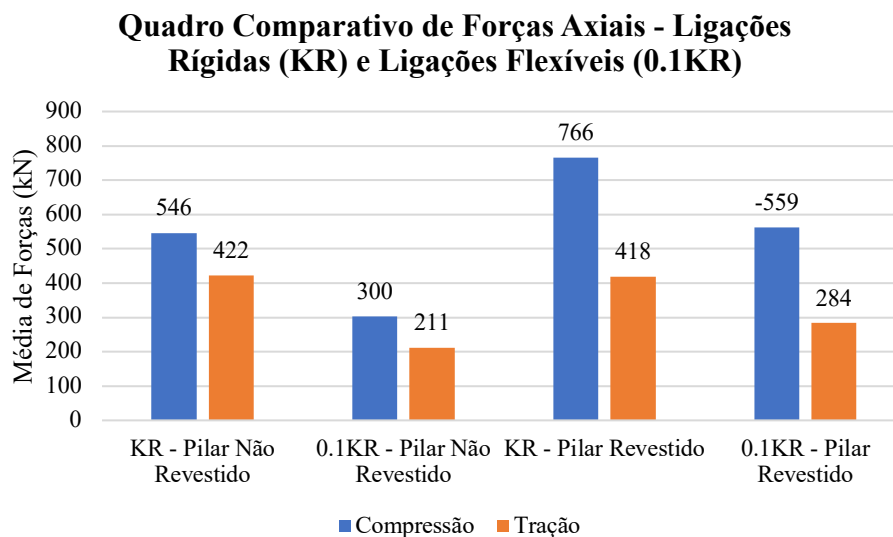


Figura 5.54 – Quadro comparativo de forças axiais entre os modelos de pórticos de pilares com e sem revestimento contra o fogo com vigas de ligações rígidas e flexíveis com revestimento contra o fogo



5.2.1.6. Análise da influência das forças axiais na interação entre vigas e pilares

Como visto no item 5.2.1.5, os valores das forças de compressão, na fase de expansão da viga, e das forças de tração, na fase de catenária da viga, são, em média, menores, quando inseridos em pórticos, do que ao se analisar em vigas isoladas, levando em consideração o fato de que as rigidezes axiais e rotacionais não variam de acordo com o aumento de temperatura. Quando as vigas estão inseridas em pórticos, os pilares e os elementos de ligação (neste caso específico, cantoneiras para os modelos com ligações flexíveis) possuem diminuição das suas propriedades mecânicas, resultando em diminuição nas rigidezes.

Este item propõe-se a avaliar se as forças resultantes nos pórticos analisados neste capítulo são preponderantes ao dimensionamento, com base no código brasileiro ABNT NBR 14323 (2013). As tabelas 5.10 e 5.11 apresentam a relação entre os esforços solicitantes e os esforços resistentes em situação de incêndio, para modelos com pilares sem e com revestimento, respectivamente, e vigas sem revestimento contra o fogo. Quando a relação citada for maior que “1,0”, entende-se que o elemento estrutural (pilar) não atende ao dimensionamento pelos critérios normativos. Além disso, nas tabelas citadas, pode ser visto se houve falhas localizadas na região das ligações ou por flexão nos modelos numéricos. Não foram apresentados os cálculos para os modelos de pórtico com vigas com ligação flexível pois, tais elementos, conforme visto no item anterior desta tese, apresentam valores menores de forças de compressão e tração, quando comparado aos modelos com ligações rígidas.

Tabela 5.10 – Verificação da interação entre as forças de compressão e tração pela ABNT NBR 14323 (2013) e nos modelos numéricos em pórticos de pilares revestidos contra o fogo

Modelo	Compressão (kN)		Tração (kN)		Falha no modelo numérico	
	Interação Sd/Rd	Verificação	Interação Sd/Rd	Verificação	Fase de Comp.	Fase de Tração
5-KA-KRI-SP	0,12	Atende	0,1	Atende	Não	Não
5-0.5KA-KRI-SP	0,38	Atende	0,34	Atende	Não	Não
5-0.1KA-KRI-SP	0,48	Atende	0,91	Atende	Não	Não
5-0.05KA-KRI-SP	0,83	Atende	1,07	Não Atende	Sim	Sim
10-KA-KRI-SP	0,14	Atende	0,87	Atende	Não	Não
10-0.5KA-KRI-SP	0,27	Atende	1,31	Não Atende	Não	Sim

10-0.1KA-KRI-SP	0,68	Atende	2,27	Não Atende	Não	Sim
10-0.05KA-KRI-SP	0,91	Atende	3,1	Não Atende	Não	Sim
15-KA-KRI-SP	0,2	Atende	1,21	Não Atende	Não	Não
15-0.5KA-KRI-SP	0,3	Atende	1,9	Não Atende	Não	Sim
15-0.1KA-KRI-SP	0,34	Atende	2,07	Não Atende	Sim	Sim
15-0.05KA-KRI-SP	0,71	Atende	3,75	Não Atende	Sim	Sim
VM-5-KA-KRI-SP	0,3	Atende	0,32	Atende	Não	Não
VM-5-0.5KA-KRI-SP	0,14	Atende	0,33	Atende	Não	Não
VM-5-0.1KA-KRI-SP	0,28	Atende	1,52	Não Atende	Sim	Sim
VM-5-0.05KA-KRI-SP	0,5	Atende	2,75	Não Atende	Sim	Sim
VM-10-KA-KRI-SP	0,2	Atende	0,7	Atende	Não	Sim
VM-10-0.5KA-KRI-SP	0,27	Atende	2,14	Não Atende	Não	Sim
VM-10-0.1KA-KRI-SP	0,39	Atende	3,36	Não Atende	Sim	Sim
VM-10-0.05KA-KRI-SP	0,61	Atende	3,74	Não Atende	Sim	Sim
VM-15-KA-KRI-SP	0,18	Atende	0,83	Atende	Não	Não
VM-15-0.5KA-KRI-SP	0,31	Atende	3	Não Atende	Não	Sim
VM-15-0.1KA-KRI-SP	0,44	Atende	2,58	Não Atende	Não	Sim
VM-15-0.05KA-KRI-SP	0,57	Atende	6,54	Não Atende	Sim	Sim

Tabela 5.11 – Verificação da interação entre as forças de compressão e tração pela ABNT NBR 14323 (2013) e nos modelos numéricos em pórticos de pilares revestidos contra o fogo

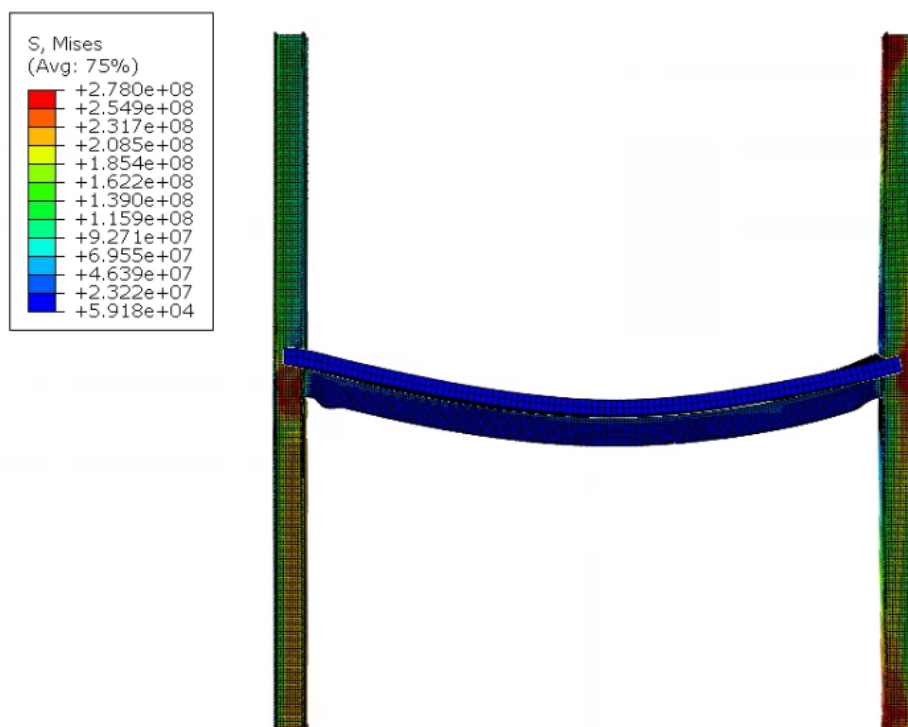
Modelo	Compressão (kN)		Tração (kN)		Falha no modelo numérico	
	Interação Sd/Rd	Verificação	Interação Sd/Rd	Verificação	Fase de Comp.	Fase de Tração
5-KA-KRI-SP	0,1	Atende	0,07	Atende	Não	Não
5-0.5KA-KRI-SP	0,15	Atende	0,1	Atende	Não	Não
5-0.1KA-KRI-SP	0,16	Atende	0,13	Atende	Não	Não
5-0.05KA-KRI-SP	0,21	Atende	0,62	Atende	Não	Não
10-KA-KRI-SP	0,15	Atende	0,13	Atende	Não	Não
10-0.5KA-KRI-SP	0,21	Atende	0,23	Atende	Não	Não
10-0.1KA-KRI-SP	0,32	Atende	0,36	Atende	Não	Não
10-0.05KA-KRI-SP	0,57	Atende	0,87	Atende	Não	Sim
15-KA-KRI-SP	0,15	Atende	0,23	Atende	Sim	Não
15-0.5KA-KRI-SP	0,22	Atende	0,32	Atende	Sim	Não
15-0.1KA-KRI-SP	0,3	Atende	1,32	Não Atende	Sim	Sim
15-0.05KA-KRI-SP	0,4	Atende	1,45	Não Atende	Sim	Sim
VM-5-KA-KRI-SP	0,08	Atende	0,05	Atende	Não	Não
VM-5-0.5KA-KRI-SP	0,09	Atende	0,09	Atende	Não	Não
VM-5-0.1KA-KRI-SP	0,21	Atende	0,76	Atende	Sim	Sim
VM-5-0.05KA-KRI-SP	0,31	Atende	0,78	Atende	Sim	Sim
VM-10-KA-KRI-SP	0,19	Atende	0,23	Atende	Não	Não
VM-10-0.5KA-KRI-SP	0,37	Atende	0,5	Atende	Não	Sim
VM-10-0.1KA-KRI-SP	0,52	Atende	1,32	Não Atende	Sim	Sim
VM-10-0.05KA-KRI-SP	0,95	Atende	1,68	Não Atende	Sim	Sim
VM-15-KA-KRI-SP	0,34	Atende	0,33	Atende	Não	Não
VM-15-0.5KA-KRI-SP	0,39	Atende	0,64	Atende	Não	Não
VM-15-0.1KA-KRI-SP	0,52	Atende	1,15	Não Atende	Sim	Sim

VM-15-0.05KA-KRI-SP	0,61	Atende	1,86	Não Atende	Sim	Sim
---------------------	------	--------	------	------------	-----	-----

Conforme pode ser observado nas Tabelas 5.10 e 5.11, a maioria dos modelos analisados atendem às solicitações quanto à interação entre solicitação e resistência em situação de incêndio, de acordo com a ABNT NBR 14323 (2013), levando em consideração as forças de compressão geradas na fase de expansão da viga e as forças de tração, geradas na fase de catenária. Entretanto, nos modelos de pórticos com pilares sem revestimento contra o fogo, as forças de tração geram flexão nos pilares e acabam por não atender aos critérios normativos. Além disso, observou-se que todos os modelos de pórticos com pilares sem revestimento contra o fogo, que apresentaram resistência inferior às solicitações, também apresentaram falha no modelo numérico. Na maioria dos casos estudados, os pilares apresentaram falha por flexão localizada na região da ligação (conforme já apresentado anteriormente nesta tese) e, nos modelos com vigas mistas, apresentaram falha nas regiões próximas aos apoios dos pilares não aquecidos. Isso se deve ao fato que, nos modelos de vigas mistas, as forças de tração na fase de catenária são superiores em relação às vigas de aço.

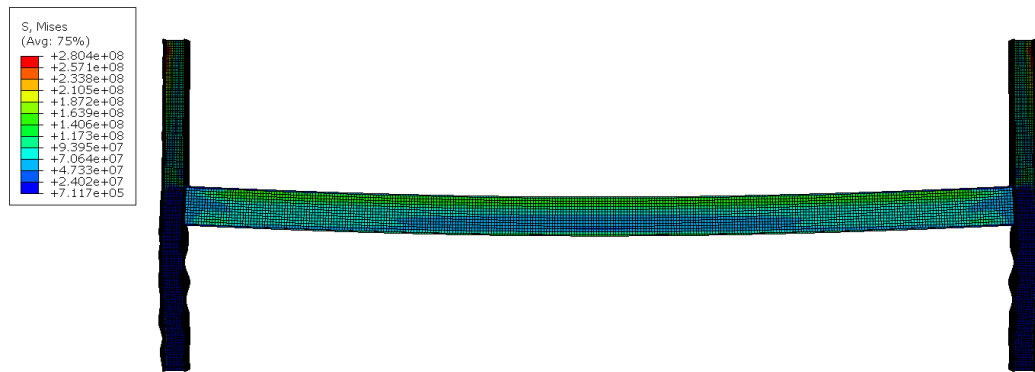
Quanto aos modelos de pórticos com pilares revestidos contra o fogo, verificou-se que poucos modelos não atenderam às solicitações, quanto aos critérios do código brasileiro, uma vez que o revestimento do pilar permite que as temperaturas se propaguem de forma mais lenta pelo elemento estrutural, possibilitando que suas propriedades mecânicas não sejam fortemente reduzidas tanto quanto estivessem sem o revestimento contra o fogo. Os modelos que não atenderam às solicitações (por flexo-tração) foram os de maiores vãos (10 e 15 metros, respectivamente), os quais apresentam maiores forças devido à ação de catenária da viga. Na Figura 5.55, pode ser visto um dos modelos estudados neste trabalho que apresenta tensões maiores que a resistência ao escoamento do material.

Figura 5.55 – Tensões localizadas na fase de catenária da viga do modelo PM1-0.1KA-KRI-SP-PR



Contudo, ao analisar os modelos numéricos, verificou-se que alguns modelos apresentaram falhas (tensões maiores que a resistência ao escoamento do aço), que não estavam previstas nos cálculos normativos. Em relação às forças de compressão, nos modelos de pórticos com pilares sem revestimento, foram identificadas tensões localizadas maiores que a tensão relativa ao escoamento do aço na região dos apoios, mesmo com a inserção de enrijecedores, conforme visto no início deste capítulo. Também foi observado em dois modelos de vigas de aço, com vão de 15 metros (P1-15-0.1KA-KRI-SP e P1-15-0.05KA-KRI-SP), falhas por flexão no topo dos pilares não aquecidos, devido ao momento fletor adicional, resultante das forças de compressão. Nos modelos de pórticos com pilares revestidos contra o fogo, além das tensões localizadas na região dos apoios, nos modelos com vão de 15 metros, verificou-se falha na base dos pilares aquecidos, devido ao momento fletor adicional. Concluiu-se, portanto, que as forças de compressão não podem ser desprezadas, principalmente para o dimensionamento da região das ligações. Propõe-se, no Anexo G, o cálculo de enrijecedores de apoio para minimizar os efeitos das forças localizadas, uma vez que tal força aparece nos minutos iniciais de incêndio e não pode ser desconsiderada. Ao considerar as vigas revestidas contra o fogo, nos modelos com pilares revestidos contra o fogo, também foram observadas falhas na região da ligação e falhas devido à flexocompressão, nos pilares não aquecidos do pavimento imediatamente acima ao analisado (Figura 5.56).

Figura 5.56 – Tensões localizadas na fase de expansão da viga do modelo P1-0.5KA-KRI-VR-PR



Em relação às forças de tração, nos modelos de pórticos com pilares sem revestimento, verificou-se que a maioria dos modelos analisados apresentaram falhas na região da ligação entre a viga e o pilar. Somente modelos com vigas de cinco metros de vão e constituídos de pilares com maiores rigidezes axiais não apresentaram a falha em questão. Uma outra condição observada foi a flexotração nos pilares do topo (não aquecidos), para os modelos com pilares sem revestimento contra o fogo, em alguns modelos estudados. Nos pilares com revestimento contra o fogo, surgiram tensões por flexotração na base dos pilares aquecidos, para os modelos com menores rigidezes axiais, principalmente nos modelos de vigas mistas, que apresentaram maiores valores de força de tração, devido à ação de catenária da viga.

Para exemplificar a interação entre as forças de compressão e tração geradas pela viga nos pórticos e verificar o quão importantes são para o dimensionamento em relação à ABNT NBR 14323 (2013), nas Figuras 5.57 e 5.58 podem ser observadas as curvas de interação entre os esforços solicitantes e resistentes em situação de incêndio, da mesma forma que foi vista no Capítulo 5 desta tese. A primeira, apresenta interações para pilares sem revestimento contra o fogo e, a segunda para pilares revestidos. Na Figura 5.57, é possível observar que, no modelo analisado (pilar sem revestimento contra o fogo), o TRF do pilar sem a interação entre as forças axiais e momentos fletores coincide com a situação em que a interação é analisada. Isso acontece pois, em aproximadamente 12 minutos de incêndio, com a deformação da viga, a força de compressão, devido à expansão, se anula. A partir desse ponto, vê-se que a interação passa a ser preponderante para o pilar – mesmo que ele já tenha atingido o limite de resistência. Uma consideração importante é que a situação referente TRF do pilar ser menor que o TRF da viga, considerando a interação entre esforços axiais e momentos fletores, só ocorre para os modelos de viga mista com vãos de 10 e 15 metros, respectivamente, uma vez que, nesses modelos, as forças de tração devido à ação de catenária são maiores que nos modelos de vigas de aço.

Ao observar a Figura 5.58, verifica-se que, quando o pilar está revestido contra o fogo, de acordo com os métodos previstos no código brasileiro, o pilar não falha antes do TRF da viga. Entretanto, verifica-se que, pouco tempo de incêndio após a viga atingir o limite estabelecido, o pilar apresenta falha por flexotração – ao considerar as forças de tração devido à ação de catenária da viga. É importante salientar que os modelos numéricos que apresentaram falha na fase de catenária da viga corroboram tal situação.

Na Figura 5.59, é possível identificar a situação em que a viga e o pilar estão revestidos contra o fogo. Verifica-se que, nesse caso, específico, o pilar chega ao TRF antes do TRF de viga. Entretanto, ao analisar o pilar levando em consideração a interação entre os elementos, observa-se que o pilar com a interação com a viga alcança o TRF antes do pilar sem a interação. Ressalta-se que, nesse caso, analisou-se somente o pilar aquecido, uma vez que, conforme ressaltado no item anterior deste capítulo, viu-se que os pilares não aquecidos também possuem influência devido às forças de compressão provenientes da expansão da viga.

Figura 5.57 – Interação entre força axial e momento fletor nos pilares sem revestimento contra o fogo (Modelo PM1-10-0.05KA-KRI-SP)

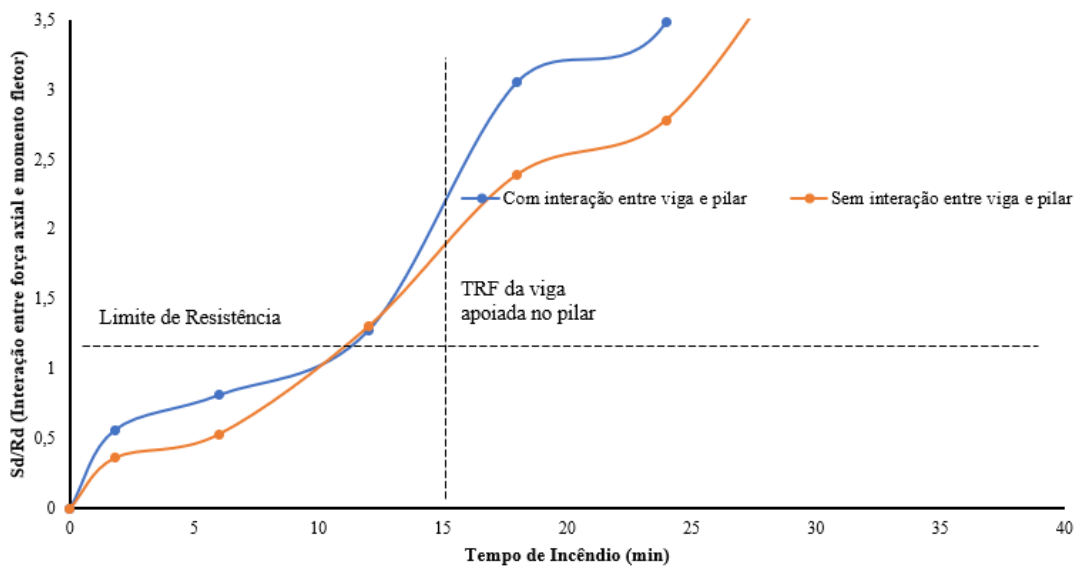


Figura 5.58 – Interação entre força axial e momento fletor nos pilares com revestimento contra o fogo (Modelo PM1-10-0.05KA-KRI-PR)

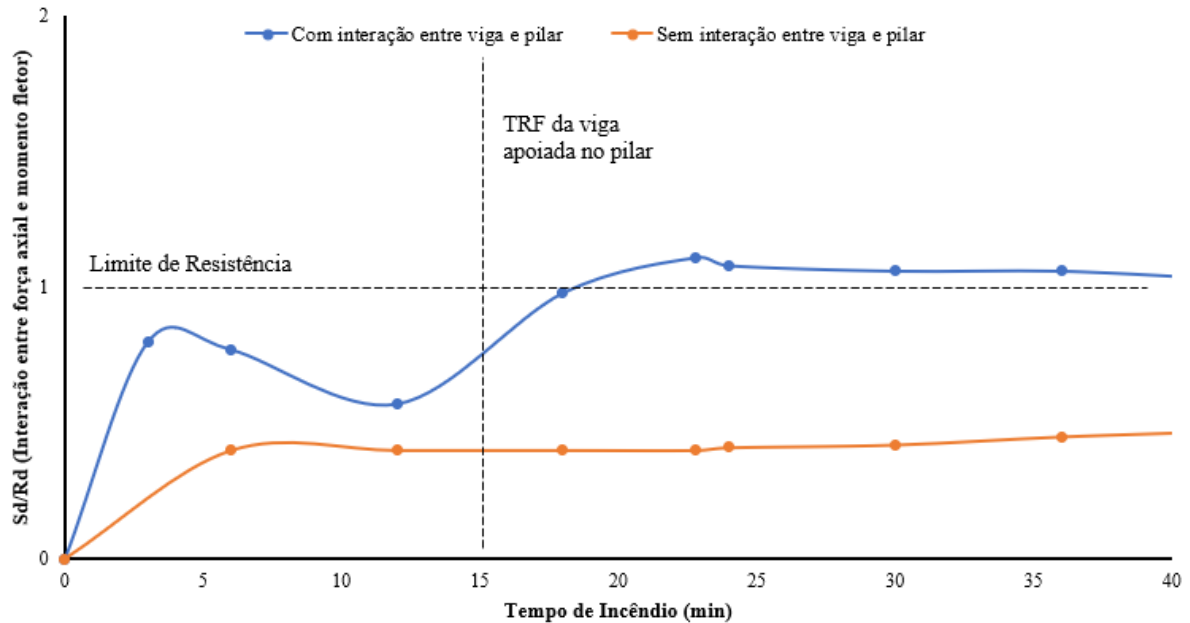
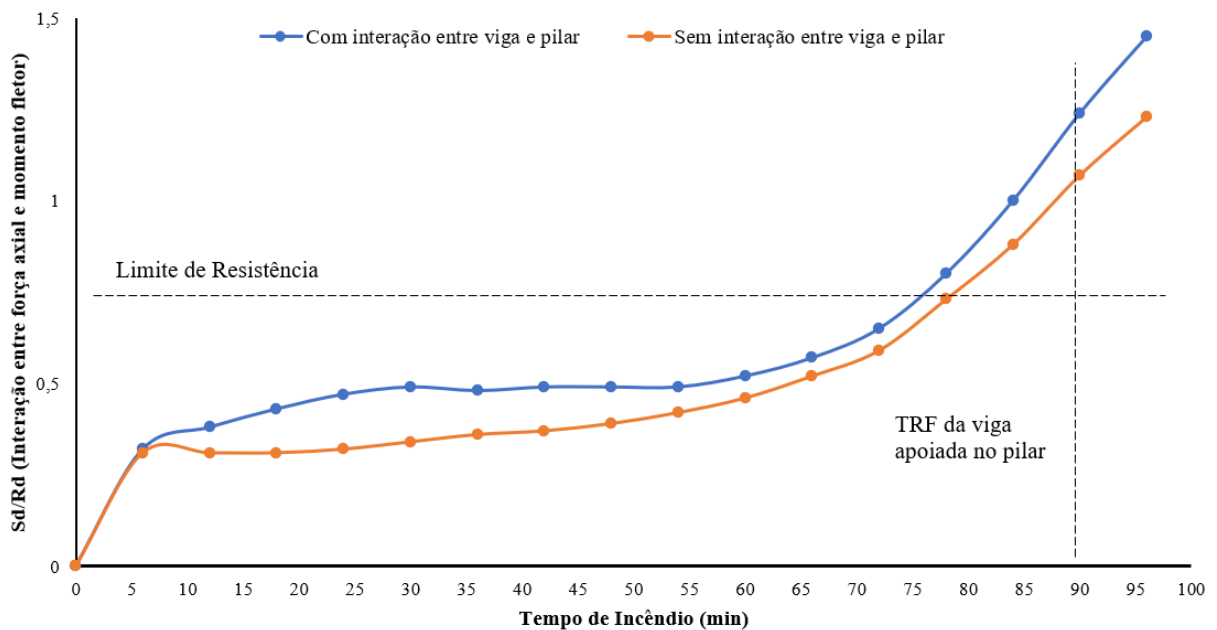


Figura 5.59 – Interação entre força axial e momento fletor nos pilares com revestimento contra o fogo (Modelo P1-10-0.05KA-KRI-VR-PR)



Por fim, em todas as análises realizadas neste capítulo, observou-se que as forças de compressão geradas pela expansão, tanto no dimensionamento via ABNT NBR 14323 (2013) quanto nos modelos numéricos, não geraram falhas por flexocompressão nos pilares, apesar de tais forças gerarem deslocamentos excessivos nos pilares de fachada. Contudo, em alguns modelos com maiores rigidezes axiais (KA e 0.5KA) de grandes vãos e alguns modelos com pilares revestidos contra o fogo, foram identificadas tensões maiores que a resistência ao

escoamento do material nos pilares não aquecidos, evidenciando a importância da consideração das forças axiais de compressão geradas pela expansão da viga.

Além disso, a flexão adicional causada pelas forças de tração foi observada no dimensionamento do código brasileiro e nos modelos numéricos. Mesmo que o limitante da edificação seja a viga, é importante que os pilares possam resistir a esses esforços, para evitar colapso progressivo na estrutura em situação de incêndio. Haverá, então, outras etapas parametrizadas nesta tese que ajudarão a concluir se tais forças precisam ser consideradas no dimensionamento pelos códigos normativos de estruturas de aço em situação de incêndio.

Em relação à verificação das ligações em situação de incêndio, sobre as forças de tração, verificou-se que, nos pórticos com vigas de aço, as forças de tração são, em média, 30% maiores do que ao se analisar com os modelos de vigas isoladas. Os pórticos constituídos de vigas mistas de aço possuem forças de tração, em média, 44% menores, comparando-se aos modelos de vigas isoladas. Essa diferença se dá pela variação da rigidez dos pilares com a elevação de temperatura, afetando diretamente a capacidade de rotação das vigas. O aumento das forças de tração para os modelos de pórticos com vigas de aço não é suficiente para que as ligações passem a não atender às solicitações em situação de incêndio, considerando as ligações rígidas. Entretanto, nos modelos de pórticos constituídos de vigas de aço, com ligação flexível, mesmo com a diminuição das forças nos modelos, tanto com vigas de aço quanto com vigas mistas, não foi suficiente para que as ligações atendessem às solicitações, de acordo com os critérios normativos. Conclui-se, portanto, que as forças de tração em ação de catenária devem ser utilizadas para o dimensionamento de ligações flexíveis, podendo ser utilizado, com certa precisão, o método apresentado no Capítulo 4 desta Tese.

5.3. Estudo paramétrico de pórticos de dois pavimentos de aço com pilares e vigas de aço e mistas de aço e concreto com e sem revestimento contra o fogo com variação no cenário de incêndio

A segunda parte do estudo paramétrico de pórticos bidimensionais desta tese tem como objetivo investigar os fenômenos anteriormente citados, relativos às tensões localizadas na região das ligações entre pilares e vigas e, sobre as tensões em pilares não aquecidos, que são maiores que a resistência ao escoamento do material, e quais as influências desses efeitos em um possível dimensionamento de estruturas em situação de incêndio. Para tal, será analisado um pórtico plano contendo dois vãos (variando entre 5, 10 e 15 metros) e dois pavimentos (cada

um com 3,2 m de altura), conforme mostrado nas Figuras 5.60 e 5.61. Foi assumido que a edificação é do tipo comercial, com carga permanente de 100 kgf/m² e carga variável de 500 kfg/m². A carga de vento, de acordo com a ABNT NBR 6123 (1987), foi considerada somente para o dimensionamento da edificação em temperatura ambiente. As nomenclaturas das vigas e dos pilares estão descritas na Figura 5.61, em que “V” se refere-se às vigas e “P” aos pilares. Nesta etapa da análise, tomou-se por premissa a parametrização da seção transversal dos pilares, considerando o percentual de capacidade resistente (solicitação em temperatura ambiente por resistência em temperatura ambiente): 80%, 60%, 40% e 20%, respectivamente

Tem-se por objetivo estudar, de maneira aprofundada, a influência da rigidez dos pilares na distribuição de tensões em situação de incêndio. Além disso, para o percentual de capacidade resistente de 80%, serão utilizados pilares mistos de aço e concreto, a fim de entender o comportamento de pórticos de aço em situação de incêndio com a utilização desses elementos estruturais, estudo inédito até o momento de elaboração desta tese. Os pilares foram orientados para sofrerem flexão no sentido de maior inércia. Foi imposta uma imperfeição inicial nos pilares de $L/3200$, de modo que a sua deformação máxima no centro do vão fosse de 0,1 cm. Ressalta-se que o pórtico possui travamento fora do plano, para representar as vigas que passam pelo pórtico no modelo tridimensional, não considerado em modelos de pórticos bidimensionais. O carregamento aplicado na viga é da ordem de 0,4 do carregamento máximo que a viga pode suportar em temperatura ambiente.

Figura 5.60 – Planta baixa de um pavimento mostrando a localização da estrutura de pórtico para análise paramétrica

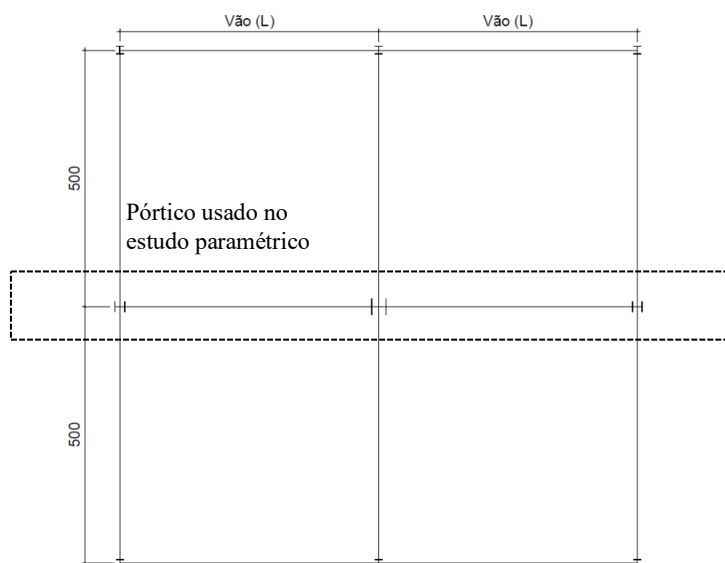
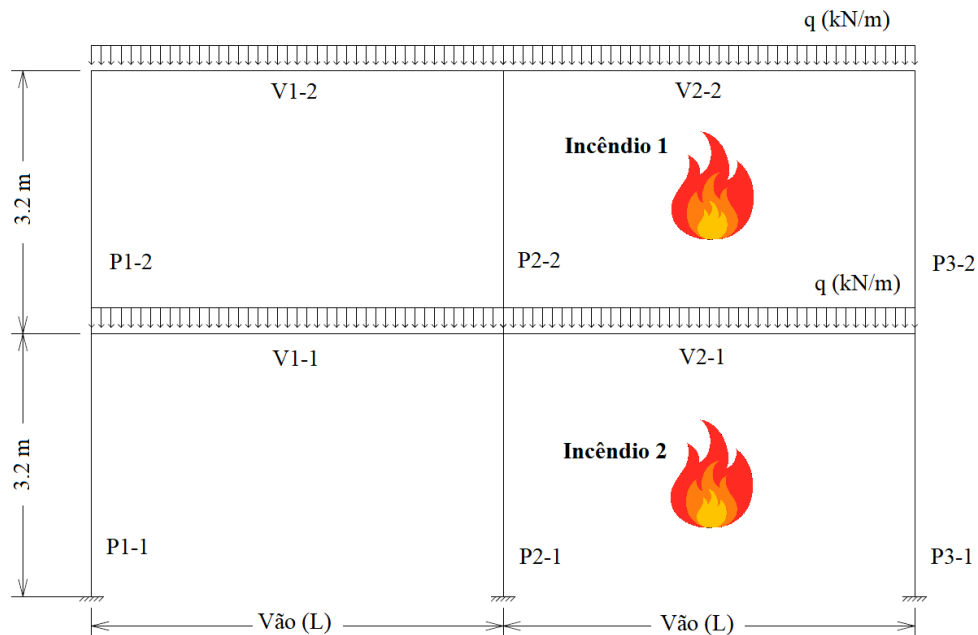


Figura 5.61 – Modelo esquemático do pórtico com os cenários de incêndio considerados



Em relação à ligação entre as vigas e os pilares do pórtico, esta tese levou em consideração que tais elementos serão conectados por ligação rígida, ou seja, as vigas serão ligadas diretamente na mesa dos pilares, com o uso de enrijecedores na continuação da viga com a alma dos pilares, assim como estudado na parametrização anterior. A escolha por esse tipo de ligação em detrimento às ligações flexíveis é que, conforme apresentado anteriormente, não houve diferenças significativas de resultados, principalmente relativamente às tensões que surgiram na interação viga versus pilar, que justificassem o aumento do número de modelagens computacionais, a fim de aumentar o escopo de análises computacionais deste trabalho com outras parametrizações.

O dimensionamento dos elementos estruturais em aço baseou-se nos critérios da ABNT NBR 8800 (2008), já o dimensionamento das lajes de concreto, foram baseados nos critérios da ABNT NBR 6118 (2014). O dimensionamento dos pilares mistos, além de terem sido dimensionados de acordo com o previsto no código brasileiro de aço, utilizou-se do código ABNT NBR 14323 (2013) para a definição dos valores mínimos de seção transversal. As Tabelas 5.12 e 5.13 apresentam as dimensões da laje de concreto e armaduras utilizadas e as dimensões dos pilares mistos, respectivamente.

Tabela 5.12 – Propriedades das lajes de concreto

Vão	Espessura da Laje	Largura Efetiva	Armadura Positiva	Armadura Negativa
5m	12 cm	125 cm	Φ10 mm c/20	Φ8 mm c/20
10m	15 cm	250 cm	Φ10 mm c/10	Φ10 mm c/10
15m	20 cm	400 cm	Φ12.5 mm c/10	Φ12.5 mm c/10

Tabela 5.13 – Propriedades dos pilares mistos

Vão	Pilares de Fachada	Armadura Longitudinal	Pilar Central	Armadura Longitudinal
5m	30x30 cm	4 Φ12.5 mm	30x30 cm	4 Φ12.5 mm
10m	35x35 cm	4 Φ16 mm	35x35 cm	4 Φ16 mm
15m	50x50 cm	4 Φ20 mm	40x40 cm	4 Φ20 mm

O aquecimento da viga se dará pelas três faces inferiores. O aquecimento da laje, para os modelos com vigas mistas, se dará pela face inferior e o aquecimento do pilar será pela mesa, com a face ligada junto à viga, simulando um incêndio em uma edificação. Será utilizado o aquecimento da curva de incêndio padrão da ABNT NBR 14323 (2013), assim como realizado nas parametrizações anteriores desta tese. A resistência à compressão característica do concreto (f_{ck}) é igual a 30 MPa. O aço utilizado nas armaduras é o CA-50, com resistência ao escoamento de 500 MPa. O aço utilizado para os perfis é do tipo ASTM A572 Gr. 50, com resistência ao escoamento de 345 MPa, e o módulo de elasticidade a 210 GPa em temperatura ambiente. A redução das propriedades mecânicas do aço em altas temperaturas foi estabelecida a partir dos parâmetros dispostos na ABNT NBR 14323 (2013). Para o concreto, foram utilizados os parâmetros da ABNT NBR 15200 (2012). O material de revestimento contra o fogo utilizado nesta parametrização é a argamassa projetada CACFO-300, com as suas propriedades apresentadas no Capítulo 5. A espessura do revestimento contra o fogo variou de acordo com a diminuição do fator de massividade do pilar e da viga, simulando um dimensionamento mais realista, tomando como base o tempo requerido de resistência ao fogo de 60 minutos. As espessuras do revestimento contra o fogo estão apresentadas nas Tabelas 6.14 e 6.15, com as respectivas seções transversais de vigas e pilares utilizados na parametrização. A malha

utilizada, tanto para as vigas quanto para os pilares, possui o mesmo tamanho (0,015 m), com estudo de eficiência já mostrado nos capítulos anteriores deste trabalho.

Tabela 5.14 – Propriedades das vigas do estudo paramétrico

Vão	Perfil	Espessura do revestimento contra o fogo	Carga aplicada em situação de incêndio – Viga de Aço (q)	Carga aplicada em situação de incêndio – Viga Mista (q)
5 m	VS 300x29	20 mm	53,8 kN/m	78,7 kN/m
10 m	VS 600x81	16 mm	87,7 kN/m	124 kN/m
15 m	VS 800x143	12 mm	97,9 kN/m	103,4 kN/m

Tabela 5.15 – Propriedades dos pilares de aço do estudo paramétrico

Vão	Sd/Rd	Pilares de fachada	Espessura do revestimento contra o fogo	Pilar central	Espessura do revestimento contra o fogo
5m	80%	CS 200x39	20 mm	CS 200x50	20 mm
5m	60%	CS 200x42	18 mm	CS 250x52	18 mm
5m	40%	CS 200x50	15 mm	CS 300x76	15 mm
5m	20%	CS 250x63	14 mm	CS 400x128	14 mm
10m	80%	CS 300x62	15 mm	CS 300x76	15 mm
10m	60%	CS 300x89	13 mm	CS 350x92	13 mm
10m	40%	CS 350x108	12 mm	CS 350x135	12 mm
10m	20%	CS 400x176	10 mm	CS 450x188	10 mm
15m	80%	CS 450x175	12 mm	CS 350x108	12 mm
15m	60%	CS 450x280	11 mm	CS 350x128	11 mm
15m	40%	CS 500x324	10 mm	CS 400x165	10 mm
15m	20%	CS 550x441	10 mm	CS 450x280	10 mm

Foram consideradas na parametrização dois cenários distintos de incêndio, ambos nos vãos de fachada do pórtico, no pavimento superior, denominado Incêndio 1 e, no pavimento inferior, denominado Incêndio 2, como já mostrado na Figura 5.61. Define-se como Cenário de Incêndio, neste trabalho, o compartimento submetido ao incêndio. A escolha por dois cenários distintos de incêndio se deu para estudar a diferença entre incêndios no pavimento térreo e no pavimento cobertura de uma edificação.

A nomenclatura a ser utilizada para apresentar os pórticos apresentarão as seguintes siglas:

- P2 ou PM2 (pórticos de aço ou pórticos mistos);
- I1 ou I2 (cenário de incêndio 1 ou cenário de incêndio 2);
- 5, 10, 15 m (vão da viga);
- VR (viga revestida);
- PR (pilar revestido);
- PML (pilar misto de fachada);
- PMC (pilar misto central);
- 80%, 60%, 40% ou 20% (porcentagem da relação entre solicitação/resistência do pilar).

Na Figura 5.62, é possível ver o modelo estrutural do ABAQUS de um pórtico de aço P2-10-VR-PML-80% (Pórtico de aço, vigas revestidas com 10 metros de vão, pilar misto de fachada e 80% de relação entre solicitação/resistência do pilar). Na Figura 5.63, é possível ver o modelo estrutural do ABAQUS do pórtico PM2-15-VR-PR-80% (Pórtico misto, viga com vão de 15 metros revestida, pilar revestido e 80% de relação entre solicitação/resistência do pilar).

Figura 5.62 – Modelo estrutural P2-10-VR-PLM-80%

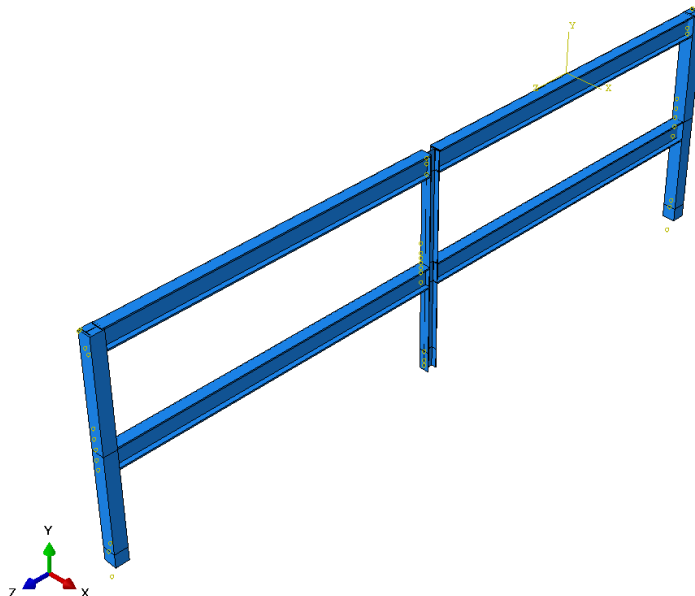
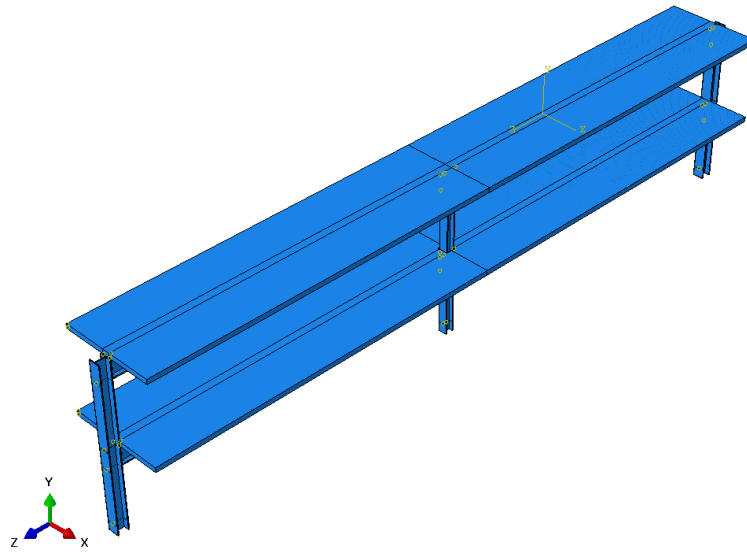


Figura 5.63 – Modelo estrutural PM2-15-VR-PR-80%



5.3.1. Resultados da análise paramétrica

Seguindo o que já foi realizado nas etapas paramétricas anteriores desta tese, pela grande quantidade de resultados encontrados, serão apresentados e discutidos os mais relevantes, sempre do ponto de vista deste autor, ressaltando as seguintes influências¹:

- Influência da variação da seção transversal dos pilares;
- Influência da utilização do revestimento contra o fogo nos elementos estruturais;
- Influência da inserção de pilares mistos nos modelos;
- Influência da utilização de lajes mistas nos modelos.

Foram realizadas nesta etapa de parametrização 312 modelagens numéricas, com as parametrizações indicadas anteriormente. Em cada discussão, serão apresentados resultados de deslocamentos laterais dos pilares, forças axiais induzidas nos apoios, redistribuição de esforços axiais, distribuição de tensões e mecanismos de colapso dos pórticos, com gráficos relativos à temperatura do elemento estrutural e a influência do cenário de incêndio.

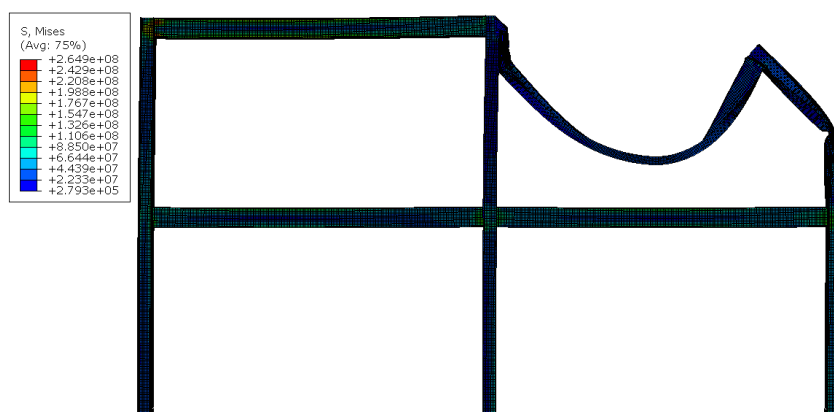
Entende-se como Cenário de Incêndio, a localização do compartimento em que está sofrendo o incêndio.

¹ Os demais resultados desta tese poderão ser solicitados ao autor.

6.3.1.1. Influência da variação da seção transversal dos pilares

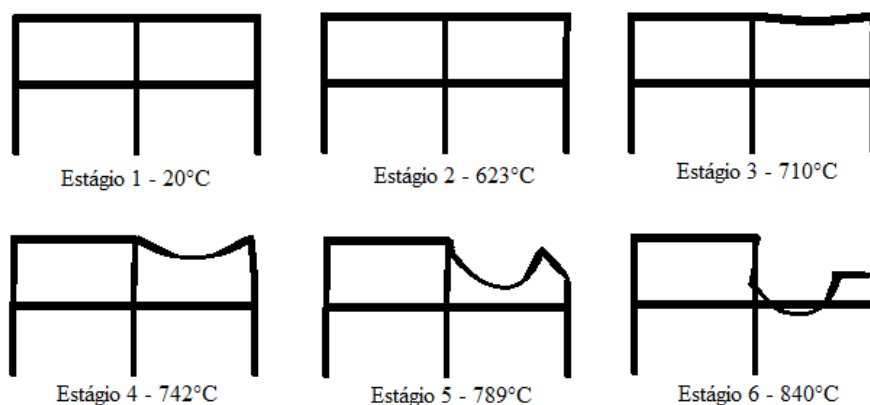
Nesta etapa, analisou-se a influência da variação da seção transversal dos pilares. Esta análise se dividirá em duas partes, sendo cada uma delas avaliando um cenário de incêndio. Na Figura 5.64, é possível verificar o modelo P2-I1-5m-80% com a sua configuração deformada ao final do incêndio (considerando o cenário de Incêndio 1)

Figura 5.64 – Configuração deformada do modelo P2-I1-5m-80% ao fim de 35 minutos de incêndio



Ao analisar os pórticos sem revestimento contra o fogo, com vigas de vão de 5 metros, observou-se, no cenário de Incêndio 1, que o mecanismo de colapso é o mesmo para todas as seções transversais analisadas neste trabalho, com mudanças irrelevantes no tempo de incêndio para a ocorrência do colapso total (erro na análise numérica) e nas temperaturas. Na Figura 5.65, é possível ver as etapas do pórtico durante o aumento de temperatura, medida na mesa do pilar.

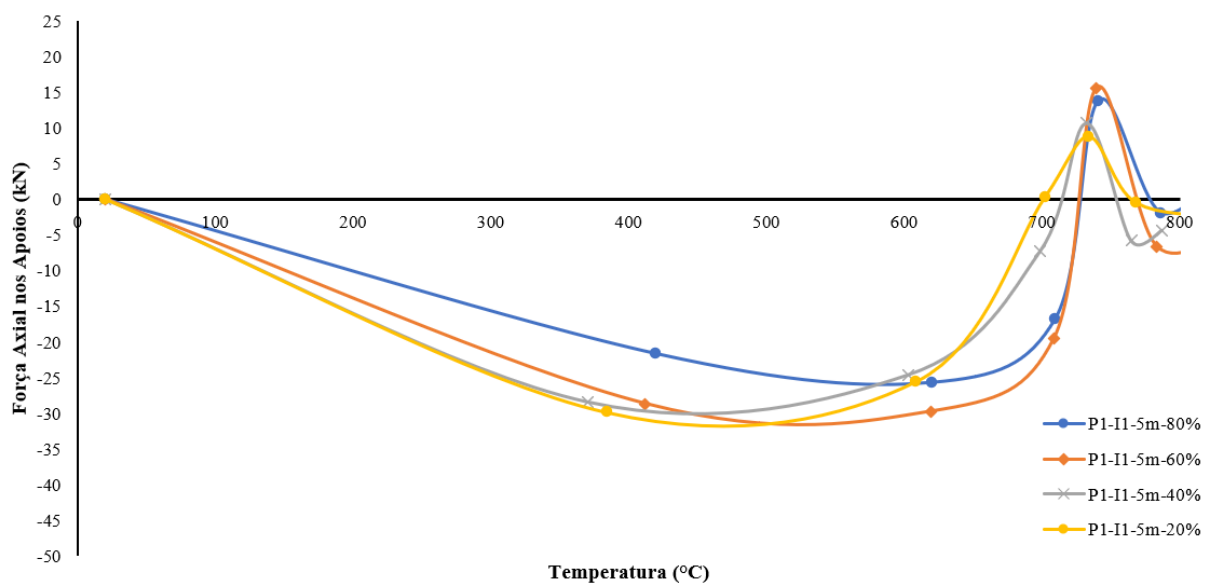
Figura 5.65 – Processo de colapso de pórticos com 5 metros de vão com vigas e pilares sem revestimento contra o fogo sob cenário de incêndio 1



Observa-se, a partir da Figura 5.65, que em 623°C é possível, ainda, ver o fenômeno *push-out*, devido à expansão da viga de aço. No Estágio 3, verifica-se que a viga apresenta deformação considerável e, no Estágio 4, observa-se o fenômeno *pull-in*, devido ao efeito de catenária da viga. No Estágio 5, observa-se que os efeitos da ação de catenária na viga, associados às altas temperaturas nos pilares, formam a rótula plástica no centro do pilar aquecido, com o colapso total acontecendo no Estágio 6, a aproximadamente 840°C em todos os modelos de cinco metros de vão analisados. Ressalta-se que a falha do pilar se dá por flexo torção. Isto acontece pelo fato de a viga não possuir travamento na mesa inferior e, a partir das forças de compressão de reação na viga, há uma tendência de saída lateral e, o pilar, em consequência dessa saída lateral, sofre torção.

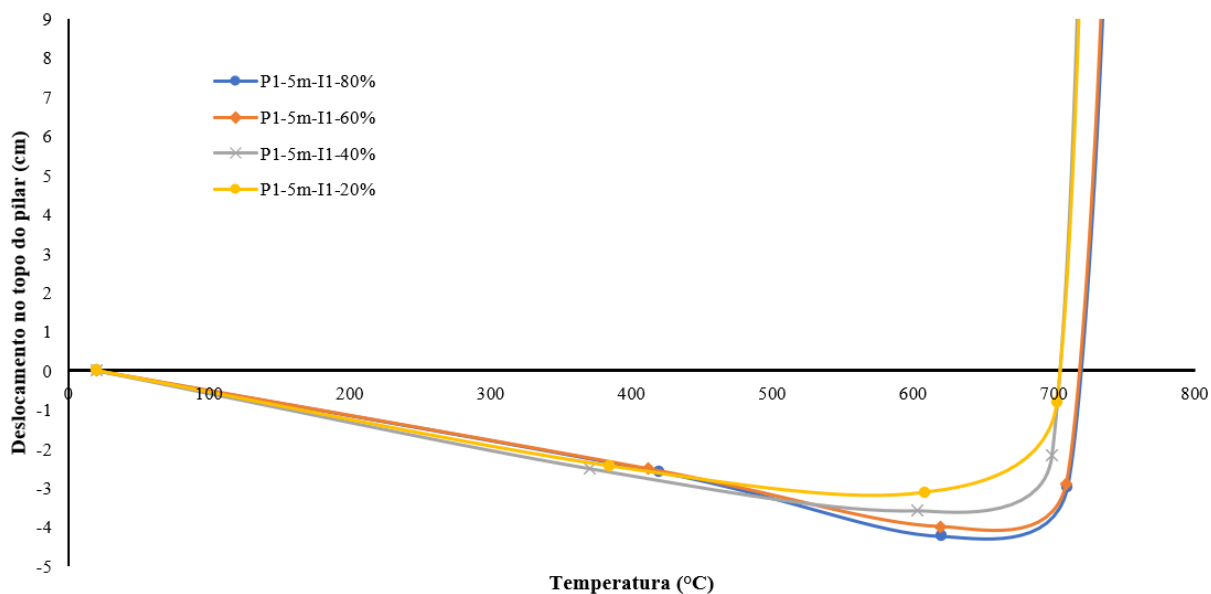
Na Figura 5.66, é possível verificar as forças axiais de compressão resultantes da expansão da viga V2-2 no pilar P3-2, para as quatro seções transversais de pilares analisadas. Nota-se que as forças de compressão são aproximadamente as mesmas, com os pilares mais rígidos (maiores seções transversais) apresentando maiores forças de compressão em um tempo de incêndio menor – o que já era esperado e já foi discutido nas outras etapas de parametrização desta tese. Vê-se, ainda, que os modelos com pilares com menores rigidezes (menor seção transversal), apresentam maiores valores de tração, devido à ação de catenária. Isso acontece, pois, estes pilares, justamente por conta da baixa rigidez axial, apresentam maior tendência ao efeito *pull-in*.

Figura 5.66 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 1



Ao analisar os deslocamentos no topo dos pilares (Figura 5.67), verifica-se pouca diferença entre os modelos analisados, com todos os modelos apresentando tendência ao *pull-in* com aproximadamente 700°C, com o pilar de menor seção transversal tendo um deslocamento máximo de 5 cm. Observa-se ainda que, os modelos com pilares mais rígidos apresentam menores deslocamentos, conforme já mostrado na parametrização anterior.

Figura 5.67 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos de 5 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 1



Na Figura 5.68, são apresentadas as forças axiais no pilar P3-2, de acordo com o aquecimento deste pilar para as quatro seções transversais analisadas. Verifica-se que a força axial nos pilares apresenta redução a partir de 600°C até praticamente o valor zerar, quando o pilar apresenta a falha por formação de rótula plástica. A diferença no valor dos esforços axiais é explicada pelo fato dos pórticos possuírem maior capacidade resistente dos pilares, ou seja, há um aumento na seção transversal, aumentando, assim, o peso próprio da estrutura. A média de redistribuição dos esforços entre os pilares P1-2, P2-2 e P3-2 pode ser vista na Figura 5.69. Observa-se que há uma mudança nas forças axiais de compressão nos demais pilares, quando o pilar P3-2 está próximo da falha, com o pilar P2-2 apresentando uma redução de 12% nessas forças e o pilar P1-2 absorvendo a maior parte dos esforços, com um aumento de 35%, em relação aos esforços em temperatura ambiente.

Figura 5.68 – Esforço axial de compressão no pilar P3-2 para pórticos de 5 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 1

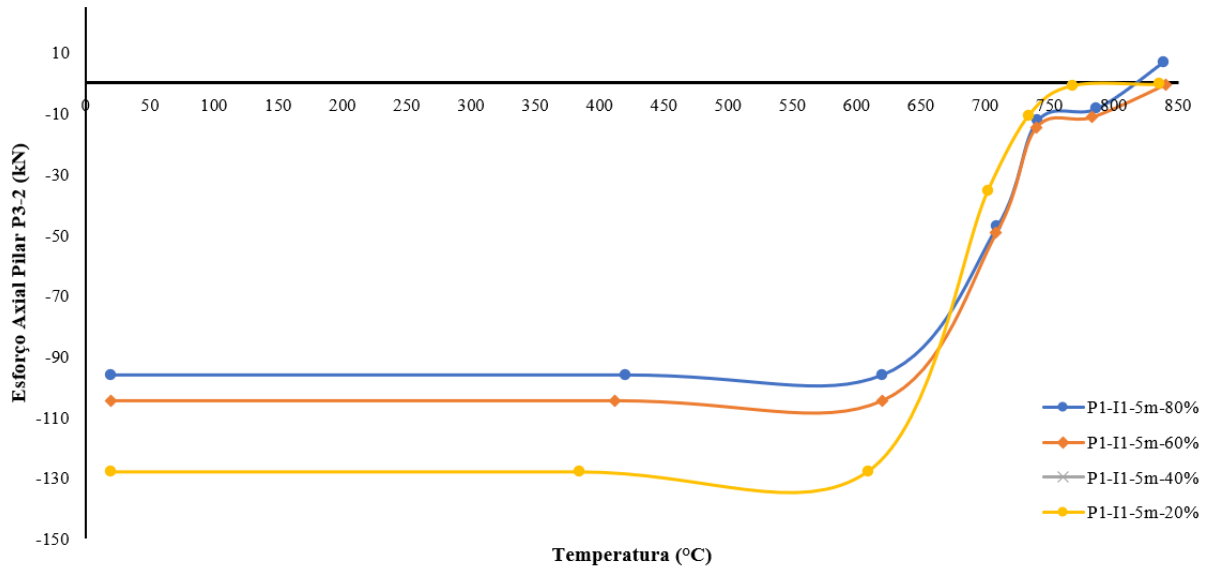
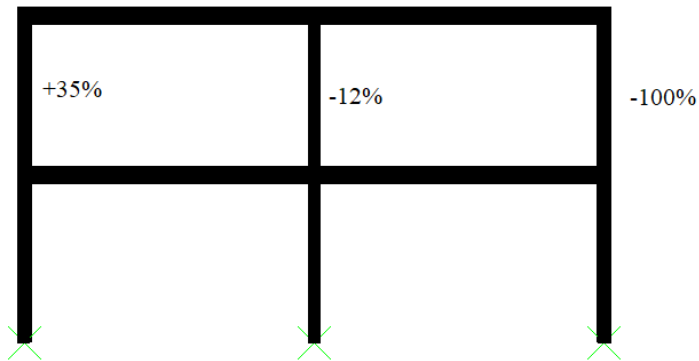


Figura 5.69 – Redistribuição de esforços na falha do pilar de fachada em situação de incêndio de pórticos de 5 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 1



Ao analisar a mudança do vão da viga, verifica-se na Figura 6.70 a configuração deformada aos 18 minutos de incêndio do modelo P2-10m-I1-80% e do modelo P2-15-I1-80% a fim de identificar as diferenças no modo de colapso com a variação do vão da viga.

Figura 5.70 – Configuração deformada do modelo P2-I1-10m-80% a 18 minutos de incêndio

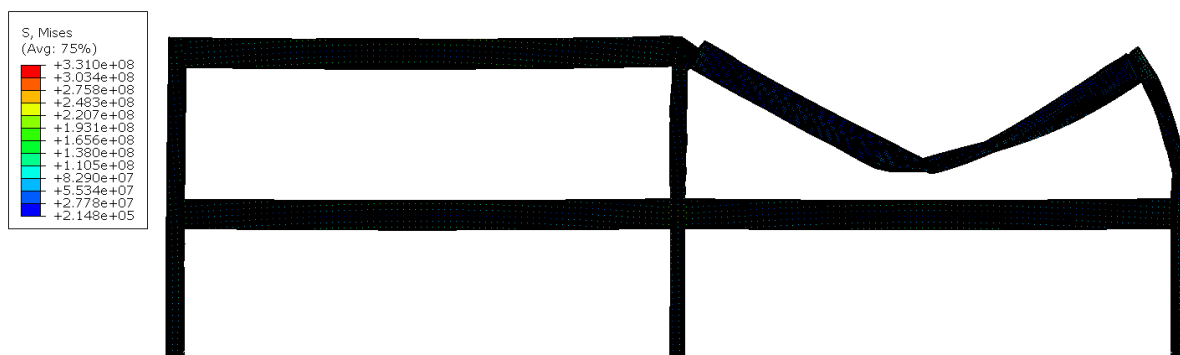
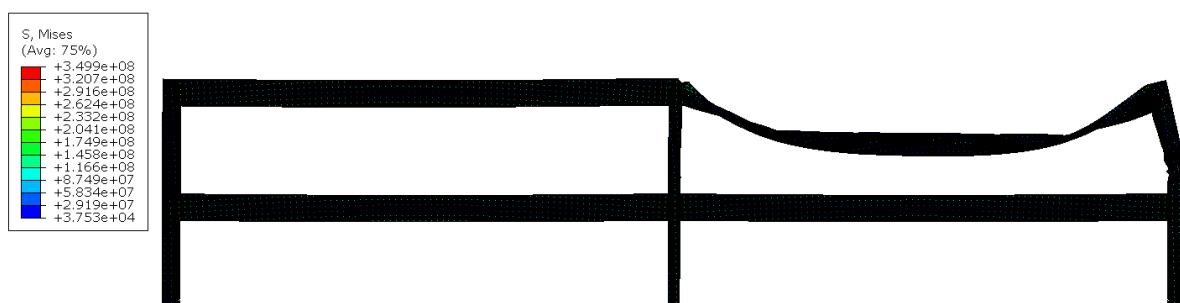


Figura 5.71 – Configuração deformada do modelo P2-I1-15m-80% a 18 minutos de incêndio



Ao analisar os pórticos sem revestimento contra o fogo, com vigas de vão de 10 e 15 metros (Figuras 6.70 e 6.71), observou-se, no cenário de Incêndio 1, que o mecanismo de colapso é o mesmo analisado para as vigas com vão de 5 metros, com a formação de rótula plástica no pilar de fachada. A diferença entre os modelos com vigas de 5 metros de vão é que a rótula plástica se formou mais próximo ao apoio (correspondente a 25% do comprimento do pilar, ou seja $0,75L$), devido à rigidez à flexão dos pilares dos pórticos com vigas de 10 e 15 metros de vão ser maior. Nas Figuras 5.72 e 5.73, é possível verificar as etapas dos pórticos de vigas de 10 e 15 metros de vão, respectivamente, durante o aumento de temperatura, medida na mesa aquecida do pilar. A principal diferença, quando comparada aos pórticos com vigas de 5 metros de vão, é que a temperatura para ocorrência dos estágios é menor, devido ao aumento dos esforços com o aumento dos vãos e, principalmente, nas deformações da viga, o que faz com que cheguem ao *run-away* mais cedo do que nas vigas de menor vão, levando a formação de rótula plástica no pilar a uma temperatura menor. Pequenas mudanças nas temperaturas de colapso dos pórticos foram apresentadas, devido à diferença do fator de massividade dos pilares e das vigas, mostrando, assim, que o colapso de pórticos com vigas e pilares sem revestimento contra o fogo se dá, primeiramente, pelo *run-away* da viga e, em seguida, pela formação de rótulas plásticas no pilar, quando o incêndio se dá no compartimento de cobertura e fachada do

pórtico. Nesse caso, para que o pórtico não sofra tal colapso, deve-se dimensionar o pilar para a flexão imposta pelo efeito de *pull-in*.

Figura 5.72 – Processo de colapso de pórticos com 10 metros de vão com vigas e pilares sem revestimento contra o fogo

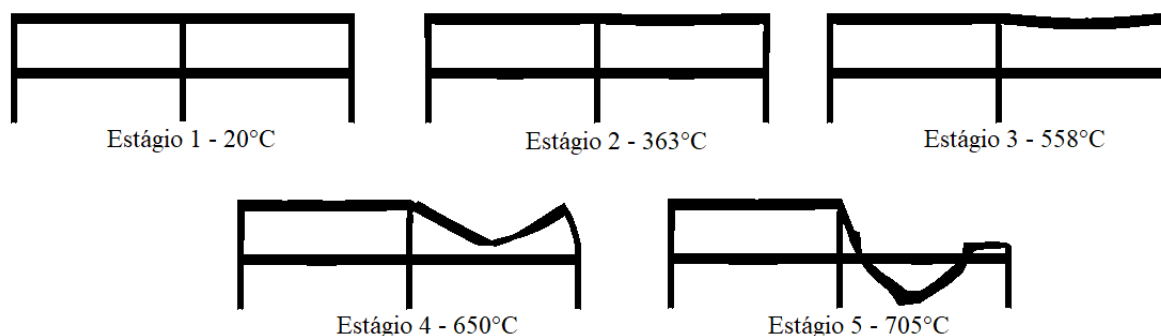
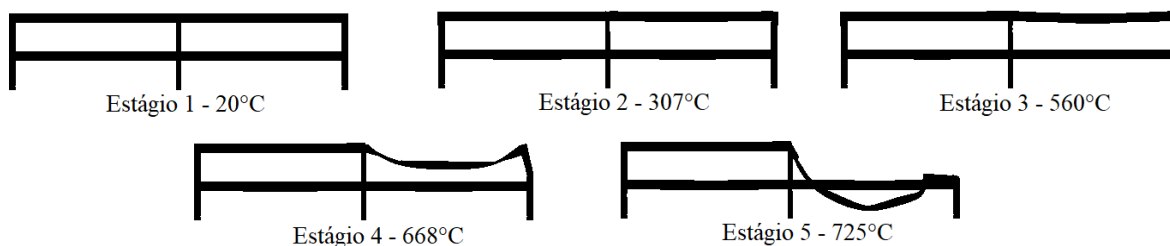


Figura 5.73 – Processo de colapso de pórticos com 15 metros de vão com vigas e pilares sem revestimento contra o fogo



As Figuras 5.74 e 5.75 mostram as forças axiais de compressão resultantes da expansão da viga V2-2 no pilar P3-2, para as quatro seções transversais de pilares analisadas para os pórticos com vigas de vãos de 10 e 15 metros, respectivamente. É possível observar que, diferentemente dos pórticos com vigas de 5 metros de vão, a seção transversal do pilar influencia diretamente no valor máximo da força de compressão. Isso acontece por dois motivos: o primeiro é a rigidez axial na mudança do perfil do pilar (de acordo com a capacidade resistente – o que para pórticos com vigas de 5 metros de vão, não é preponderante) e, o segundo motivo é que, quanto maior o vão da viga, maior serão as forças de compressão devido a sua expansão, como já investigado no Capítulo 4 desta tese. Deve-se notar também que, para os maiores vãos, maiores forças devido à ação de catenária das vigas. Como as forças de compressão citadas são maiores para os vãos de 10 e 15 metros, o efeito de *push-out* é mais acentuado do que para o vão de 5 metros, conforme pode ser visto nas Figuras 5.76 e 5.77, em que os modelos de pórticos com vigas de vão de 15 metros apresentam os maiores deslocamentos no topo do pilar P3-2.

Figura 5.74 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos 10 metros de vão sem revestimento contra o fogo

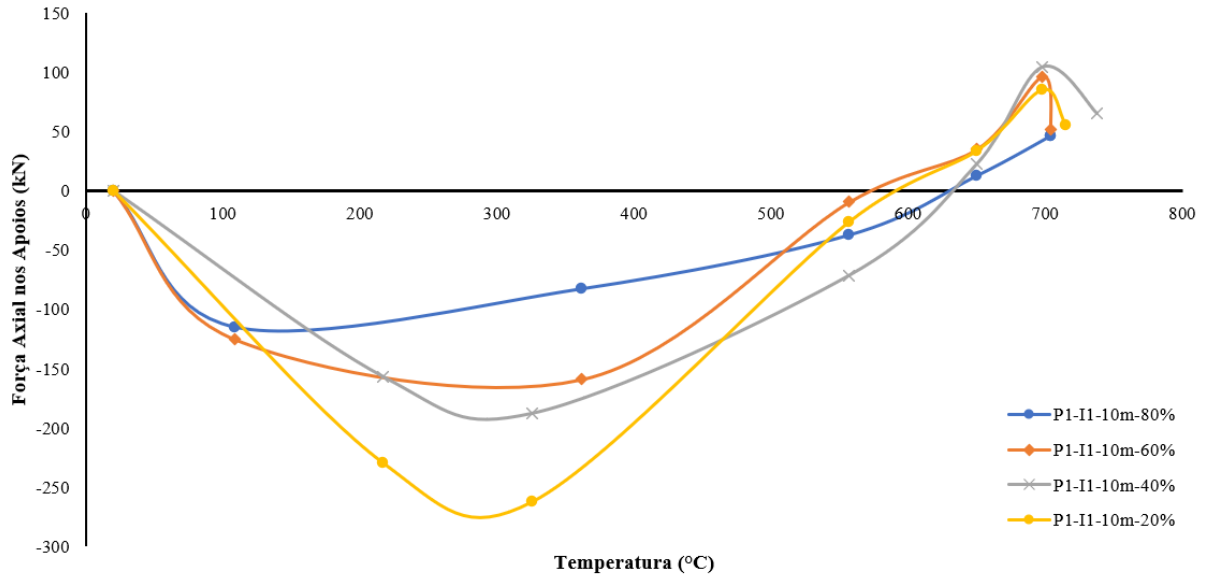


Figura 5.75 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos 15 metros de vão sem revestimento contra o fogo

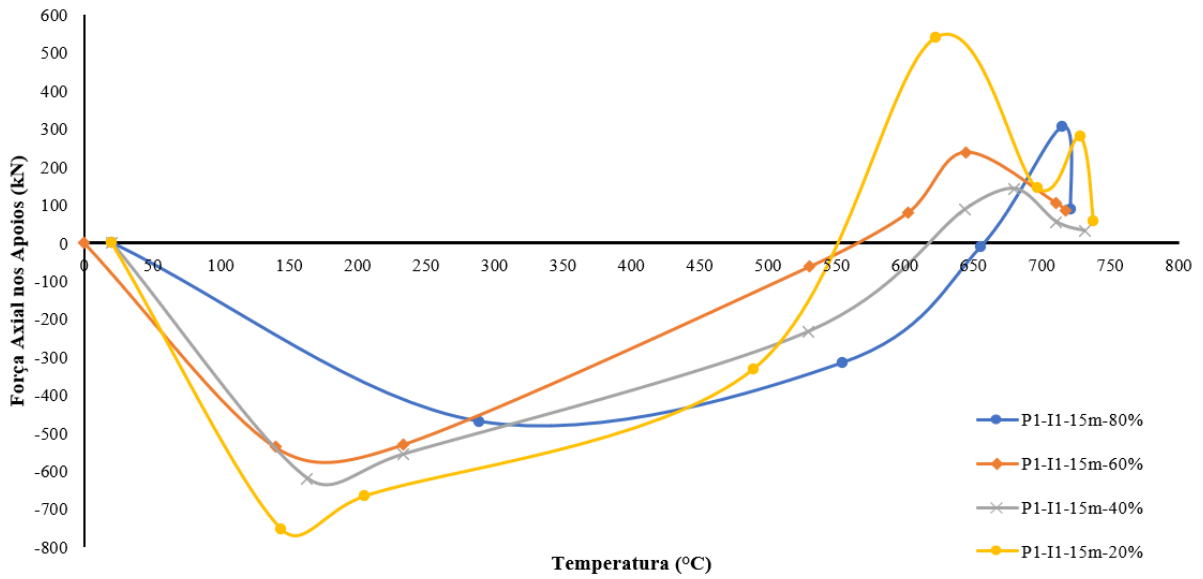


Figura 5.76 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos de 10 metros de vão sem revestimento contra o fogo

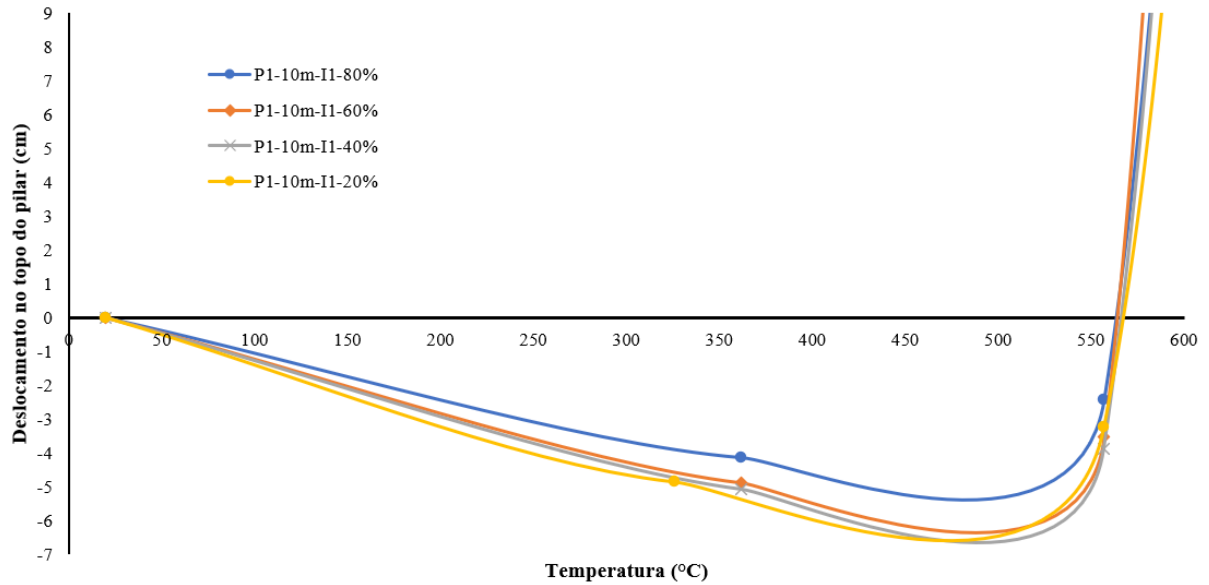
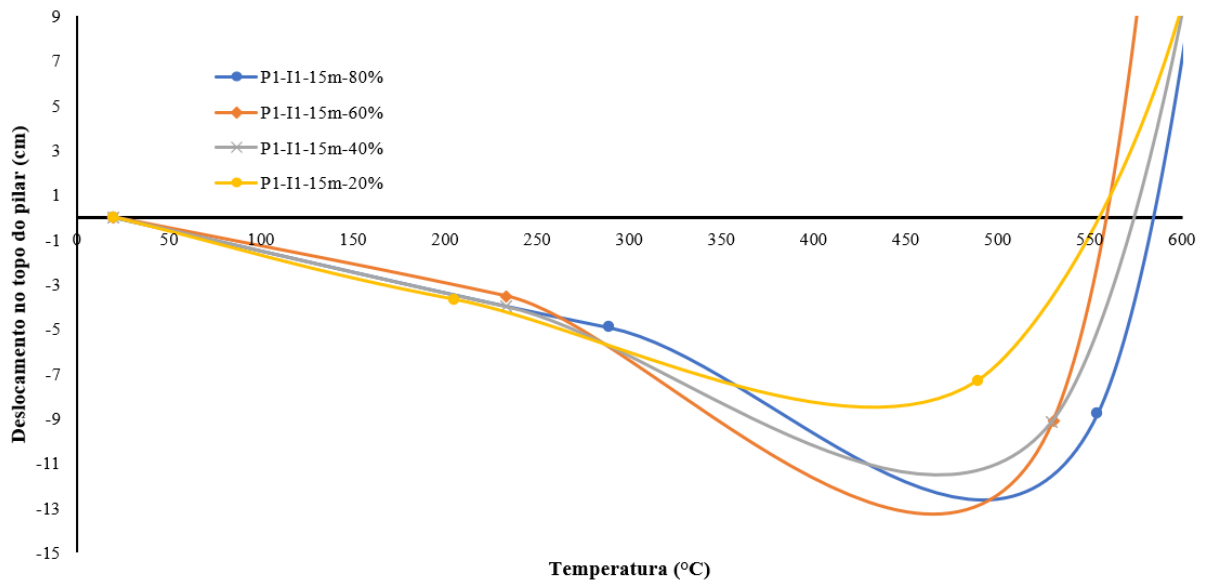


Figura 5.77 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos de 15 metros de vão sem revestimento contra o fogo



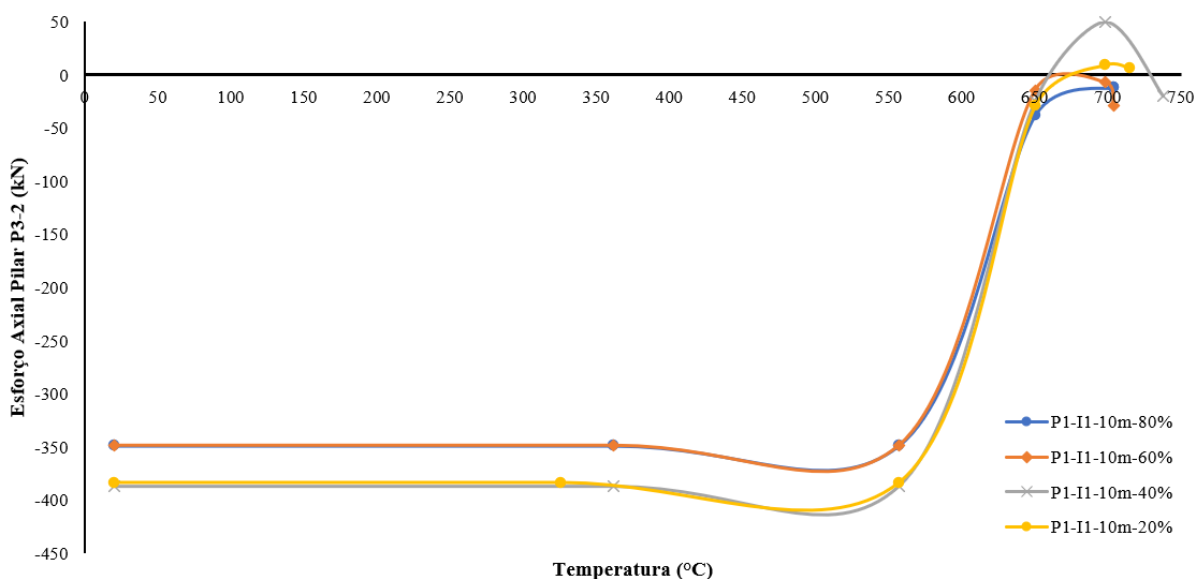
Apesar das forças de compressão devido à expansão da viga aquecida ter aumentado consideravelmente, quando comparadas aos pórticos com 5 metros de vão, e serem responsáveis pelo aumento dos deslocamentos laterais no topo dos pilares, essas forças não foram suficientes para levar os pilares ao colapso por flexão. Além disso, conforme demonstrado no item 5.2 desta tese, as forças de compressão na expansão da viga podem causar instabilidade localizada na região das ligações. Apesar dos modelos com 80%, 60% e 40% apresentarem tensões localizadas próximas à resistência ao escoamento do aço, as forças não foram suficientes para

causar a falha do elemento estrutural. Tal questão corrobora o que foi demonstrado também no item 5.2, em que os elementos não revestidos contra o fogo não apresentavam tal falha.

Quanto aos esforços axiais de compressão no pilar P3-2, tanto para o vão de 10 metros quanto para o vão de 15 metros, verificou-se que os pilares apresentam uma redução a partir de 550°C, aproximadamente, até o valor zerar e, em apenas um caso, apresenta valor de tração (por conta da formação da rótula plástica do pilar, numericamente, o ABAQUS identificou tração no pilar). Em relação à distribuição dos esforços, observou-se, nos modelos de pórticos de 10 e 15 metros de vão, que o pilar P2-2 apresentou aumento nos esforços, diferente do modelo de pórtico de 5 metros de vão, em que o pilar apresentou redução nos esforços. O aumento dos esforços no pilar P2-2 nos pórticos de maiores vãos se dá por conta da rigidez do pilar, que não acompanha a deformação das vigas e, portanto, não apresenta redução dos esforços, por conta do efeito *push-out*. Nas Figuras 5.80 e 5.81, são apresentadas as médias da redistribuição dos esforços para os pórticos de 10 e 15 metros de vão, respectivamente.

Verifica-se, portanto, que os pórticos com as vigas e pilares sem revestimento apresentam o mesmo comportamento (exceto na redistribuição de esforços, em que o pilar central para o pórtico de 5 metros de vão tem seu esforço axial reduzido, em vez de aumentado, como nos pórticos de 10 e 15 metros de vão). Esse tipo de colapso apresentado será intitulado de “Colapso induzido pelo efeito *pull-in*”, em que os pilares apresentam rótula plástica devido ao efeito de *pull-in* e ao grande deslocamento das vigas.

Figura 5.78 – Esforço axial de compressão no pilar P3-2 para pórticos de 10 metros de vão sem revestimento contra o fogo



Por fim, observou-se, ainda, que a mudança da seção transversal do pilar, utilizando pilares mais rígidos, para elementos sem revestimento contra o fogo, não mudou o comportamento do pórtico, trazendo mudanças apenas em relação às forças axiais de compressão gerados pela expansão da viga e aos esforços normais de compressão (maiores seções transversais, maiores os esforços).

Figura 5.79 – Esforço axial de compressão no pilar P3-2 para pórticos de 15 metros de vão sem revestimento contra o fogo

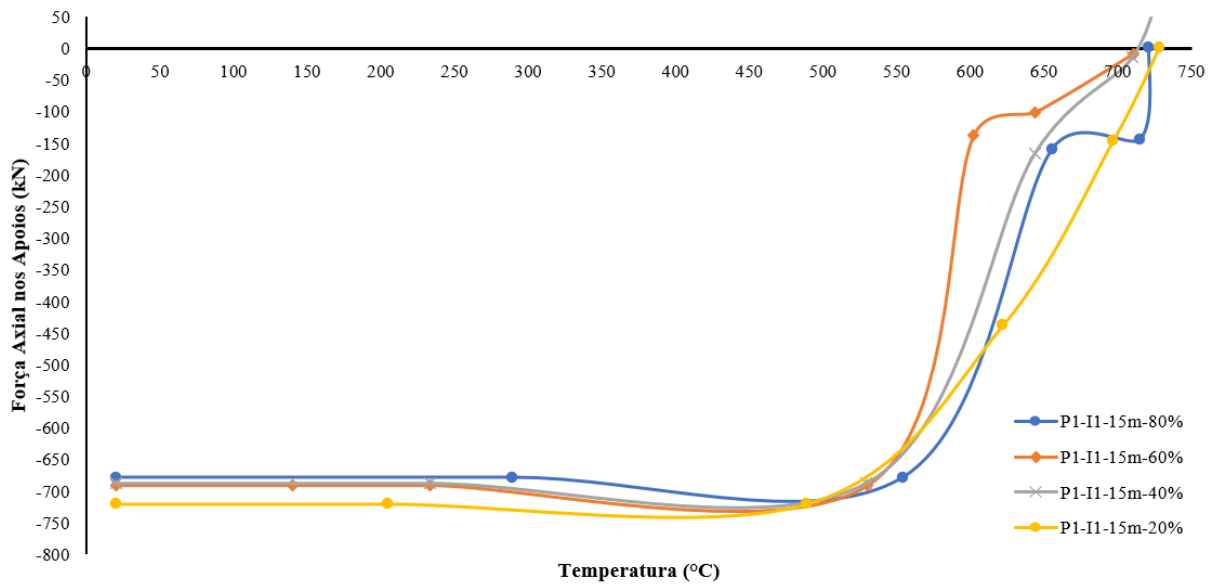


Figura 5.80 – Redistribuição de esforços na falha do pilar de fachada em situação de incêndio de pórticos de 10 metros de vão sem revestimento contra o fogo

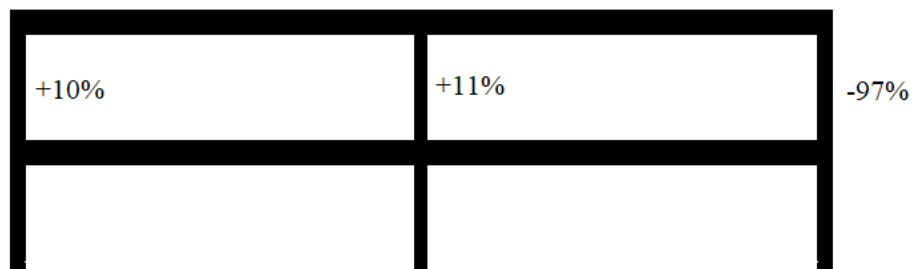
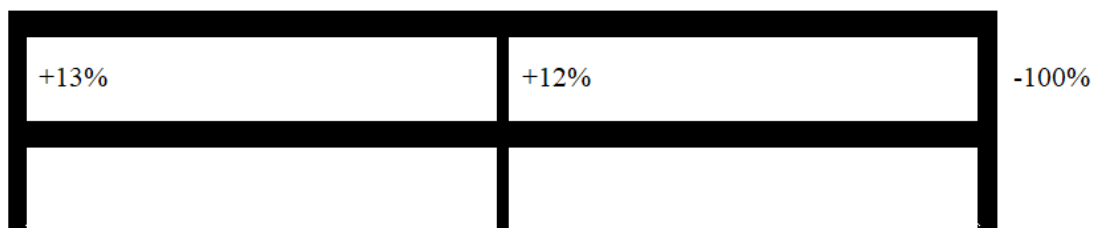
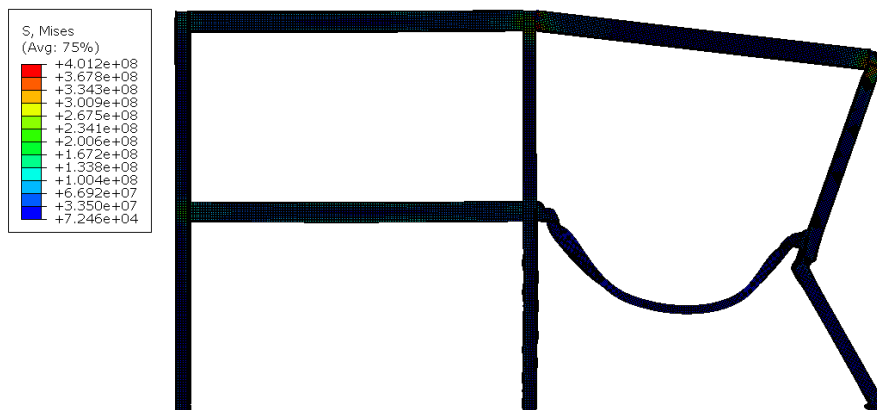


Figura 5.81 – Redistribuição de esforços na falha do pilar de fachada em situação de incêndio de pórticos de 5 metros de vão sem revestimento contra o fogo



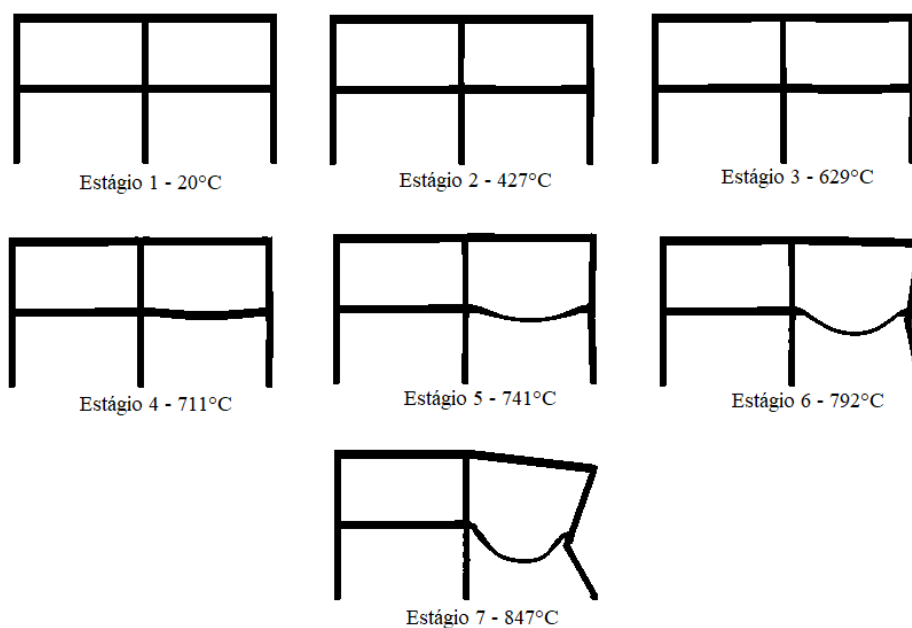
Em relação ao cenário de Incêndio 2, pode-se visualizar na Figura 5.82 o modelo P2-I2-5m-80% e a sua configuração deformada ao final do incêndio.

Figura 5.82 – Configuração deformada do modelo P2-I2-5m-80% ao fim de 36 minutos de incêndio



No cenário de Incêndio 2, verificou-se que o mecanismo de colapso para pórticos com vãos de 5 metros é o mesmo para todas as seções transversais, assim como verificado no cenário de Incêndio 1. A mudança é o tempo para o colapso total e temperaturas. Entretanto, assim como ocorreu no cenário de Incêndio 1, essa variação entre os modelos é muito pequena. Na Figura 6.83, é possível ver o processo de colapso com o cenário de incêndio analisado.

Figura 5.83 – Processo de colapso de pórticos com 5 metros de vão com vigas e pilares sem revestimento contra o fogo sob cenário de incêndio 2

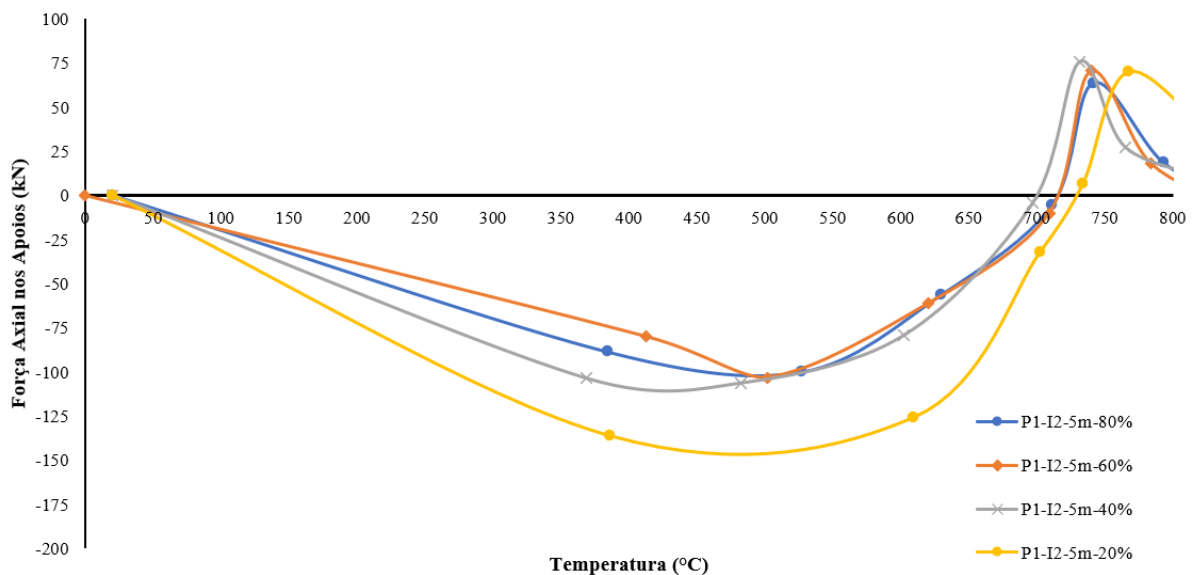


A partir da Figura 5.83, observa-se que até o Estágio 3, aproximadamente 629°C, a viga está em expansão, com pouca deformação vertical, ocorrendo, então, o efeito *push-out* no pilar

de fachada. A uma temperatura de aproximadamente 711°C, a deformação vertical da viga começa a se acentuar, e, aos 741°C, é possível observar o efeito *pull-in*, no Estágio 5 do incêndio. A partir desse ponto, os efeitos de catenária da viga passam a comandar o processo de colapso, até que, em uma temperatura 792°C, formam-se duas rótulas plásticas no pilar: uma próxima à viga e a outra próxima ao apoio, com o colapso total ocorrendo em 847°C (aproximadamente a mesma temperatura que o pilar falha no cenário de Incêndio 1). Este mesmo modo de colapso foi observado para as demais seções transversais analisadas, mostrando que a mudança da seção transversal do pilar, para pórticos com 5 metros de vão, não altera o seu comportamento.

Na Figura 5.84, observa-se as forças axiais de compressão resultantes da expansão da viga V1-2 no pilar P3-1, para todas as seções transversais de pilares analisadas. No cenário de Incêndio 2, verifica-se, de forma bem clara, que as forças axiais de compressão aumentam de acordo com o aumento da seção transversal dos pilares. No cenário de Incêndio 1, esse aumento era mais sutil. Isso acontece devido ao fato de que, no cenário de Incêndio 2, os pilares possuem uma rigidez maior, uma vez que o pavimento superior contribui para a rigidez total do conjunto.

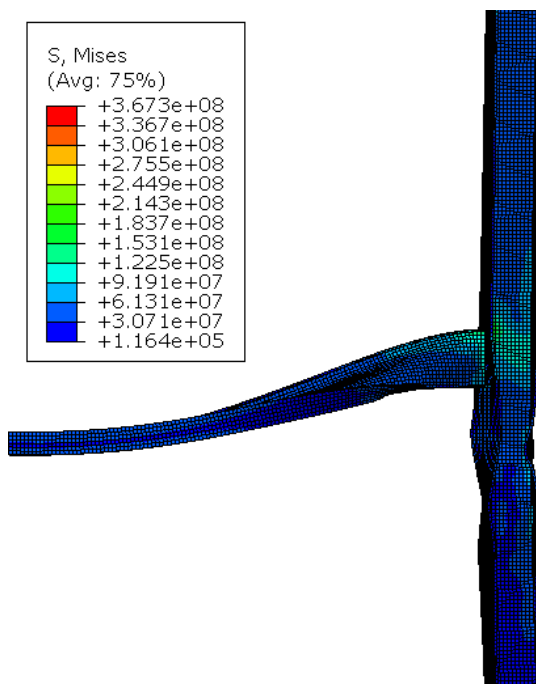
Figura 5.84 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 2



Apesar do efeito *push-out* observado no cenário de Incêndio 2, as forças de compressão geradas pela expansão da viga aquecida não geraram tensões maiores que a resistência ao escoamento nessa fase para os modelos analisados. Entretanto, o efeito *pull-in* é preponderante para o dimensionamento, pois acontece em um tempo de seis minutos superior ao TRF da viga analisada (considerando o TRF o tempo de incêndio em que a viga apresenta deslocamentos

superiores a $L/30$). Essa importância é explicada pelo fato de que, mesmo a viga apresentando forte instabilidade lateral, caso o pilar fosse dimensionado para a força de tração na ação de catenária, não haveria o colapso total do pórtico (Figura 6.85).

Figura 5.85 – Formação de rótula plástica no pilar em 30 minutos de incêndio (P1-I1-5m-20%)



Analisando os deslocamentos no centro do pórtico (Figura 5.86), verifica-se pouca diferença entre os modelos, assim como no cenário de Incêndio 1, com os modelos apresentando a tendência ao efeito *pull-in*, a partir de 700°C . A maior diferença entre os cenários de incêndio é o valor do deslocamento máximo, que no cenário de Incêndio 2 foi de, aproximadamente, 4 cm (1 cm a menos, quando comparado ao cenário de incêndio anterior). Tal fato é explicado pela rigidez dos pilares, que é maior no cenário de Incêndio 2, conforme já explicado anteriormente.

Quanto ao efeito da interação entre a viga e os pilares do pórtico, verificou-se que os pilares P3-1 apresentam falha por formação de rótulas plásticas para todos os modelos analisados, como já citado anteriormente. Os esforços axiais apresentam redução a partir de aproximadamente 700°C , por conta do efeito *pull-in*, até praticamente zerar, quando o pilar apresenta falha (Figura 5.87). Na Figura 5.88, demonstra-se a média da redistribuição dos esforços entre os pilares P1-1, P2-1 e P3-1. É possível verificar que os pilares P1-1 e P2-2 apresentam um aumento considerável no esforço normal, com cada um deles absorvendo uma parcela parecida do esforço normal, oriunda do pilar P3-1. Entretanto, por mais que esta

redistribuição seja conhecida, tal valor não é relevante ao projeto de estruturas de aço em situação de incêndio, uma vez que a falha do pilar P3-1 causa um colapso total na estrutura por falta de estabilidade de todo o conjunto.

Figura 5.86 - Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos de 5 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 2

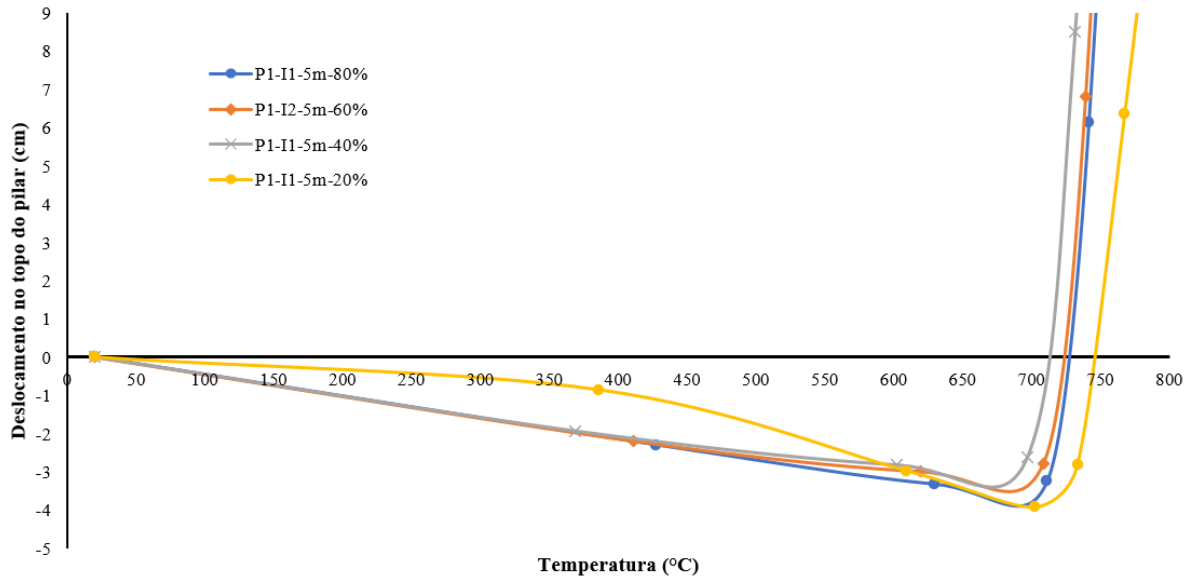
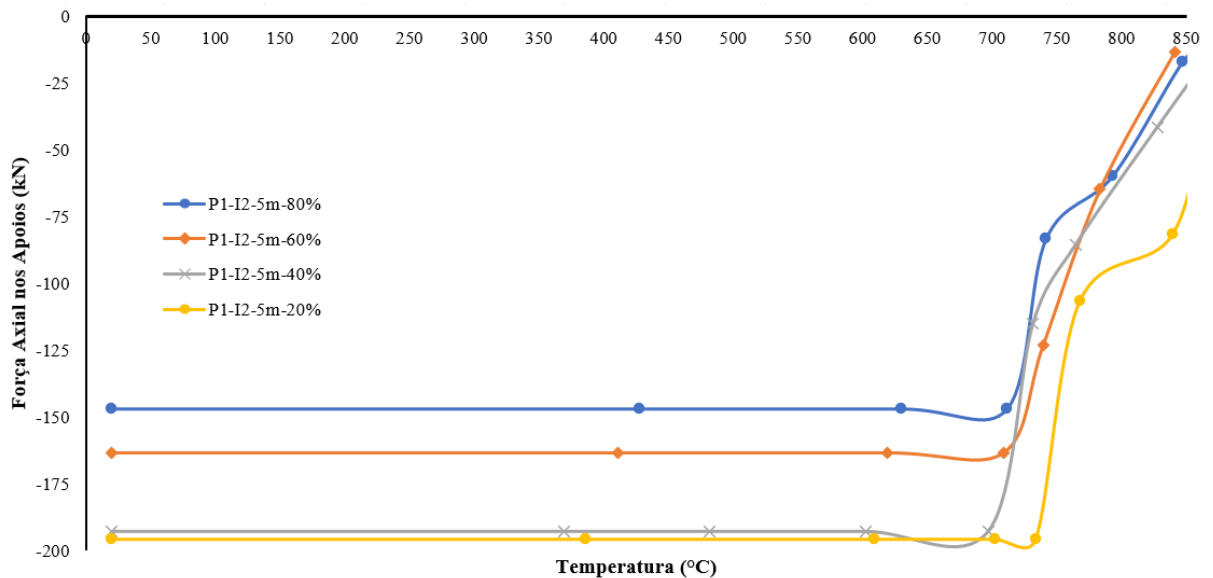


Figura 5.87 – Esforço axial de compressão no pilar P3-2 para pórticos de 5 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 2



A mudança do vão da viga permite que o pórtico apresente alterações significativas no seu comportamento, em especial ao alterar a seção transversal do pilar. A Figura 5.89 e 5.90 trazem a configuração deformada dos modelos P2-I2-10m-80% e P2-I2-15m-80%, ao fim do incêndio.

Figura 5.88 – Redistribuição de esforços na falha do pilar de fachada em situação de incêndio de pórticos de 5 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 2

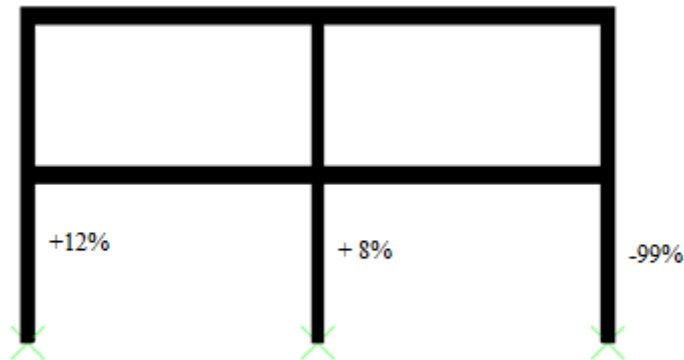


Figura 5.89 - Configuração deformada do modelo P2-I2-10m-80% ao fim de 24 minutos de incêndio

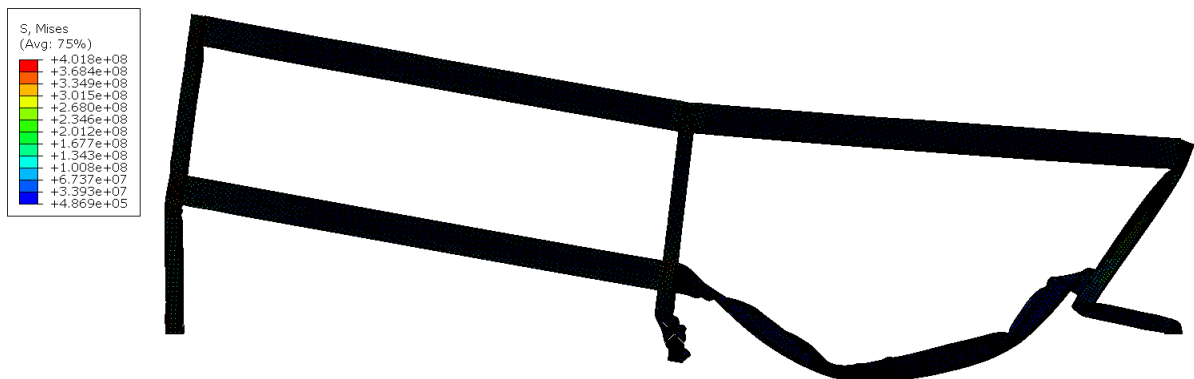


Figura 5.90 – Configuração deformada do modelo P2-I2-15m-80% ao fim de 24 minutos de incêndio



Nos vãos de 10 e 15 metros, a mudança da seção transversal do pilar altera o modo de colapso do pórtico. No pórtico com vão de 10 metros, as menores seções transversais do pilar (80%, 60% e 40% de relação entre solicitação e resistência) apresentam o colapso parecido com o pórtico com vão de 5 metros (plastificação do pilar de fachada). Além disso, o pilar central também apresenta falha, nesse caso de instabilidade por flexão na menor inércia do perfil. Isso acontece, pois, os esforços normais e momentos fletores são maiores em vigas de maiores vãos. Com a degradação do material em altas temperaturas e a redistribuição dos esforços ao pilar

P3-1, falhar, faz com que o pilar P2-1 fique sobrecarregado e, com menor resistência, apresente instabilidade por flexão. Entretanto, com a utilização da maior seção transversal do pilar (20% de relação entre solicitação e resistência), o pórtico não entra em colapso. Nesse caso, há apenas a falha da viga. Na Figura 6.91, verifica-se o processo de colapso identificado para os pórticos de 10 metros que apresentaram ruína total. Para os pórticos com vão de 15 metros (Figura 6.92), duas das menores seções transversais (80% e 60% de relação entre solicitação e resistência) apresentam colapso no pilar central (P3-1), por instabilidade por flexão. Nos pórticos com as outras duas seções transversais (40% e 20%), a falha se dá somente na viga. Isso mostra que, quando o incêndio ocorre no compartimento de fachada, no primeiro pavimento da edificação, o nível de capacidade resistente dos pilares influencia diretamente o comportamento do pórtico em situação de incêndio.

Figura 5.91 – Processo de colapso de pórticos com 10 metros de vão com vigas e pilares sem revestimento contra o fogo sob cenário de incêndio 2 (80%, 60% e 40% da relação entre a solicitação e a resistência da seção)

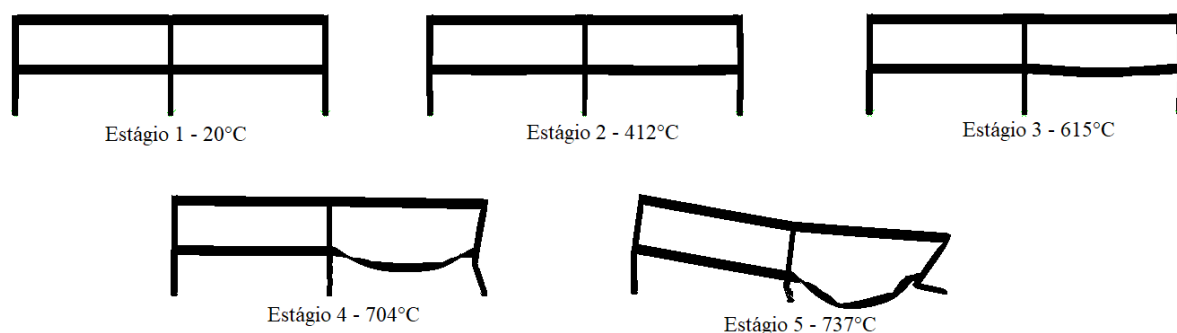
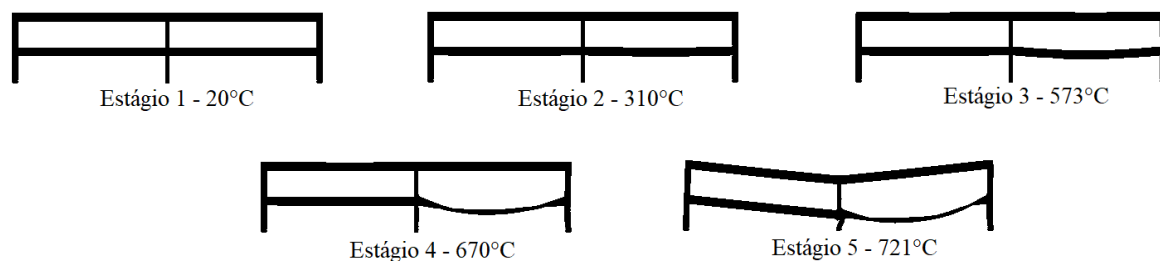


Figura 5.92 – Processo de colapso de pórticos com 5 metros de vão com vigas e pilares sem revestimento contra o fogo sob cenário de incêndio 2 (80% e 60% da relação entre a solicitação e a resistência da seção)



Ao analisar as forças axiais decorrentes das interações entre viga e pilar, observa-se, nos vãos de 10 e 15 metros (Figuras 5.93 e 5.96), que as maiores forças de compressão são resultantes de maiores restrições axiais à expansão, conforme tratado em outras etapas desta tese. Apesar dessas forças serem as responsáveis pelo efeito de *push-out* nos pórticos de 10 e

15 metros, respectivamente, verificou-se que não são suficientes para permitir que os pilares apresentassem falha por flexão. Entretanto, nos pórticos com vão de 10 metros, observou-se, por conta da força de compressão na fase de expansão da viga, em região próxima à ligação (Figura 5.94), uma forte instabilidade local na mesa aquecida e na alma do pilar, além de uma região com tensões maiores que a resistência ao escoamento (Figura 5.95) para todas as seções transversais de pilares estudadas. Para os pórticos com vão de 15 metros, tais instabilidades locais também foram identificadas, mas com uma menor intensidade, e, as tensões identificadas nesses pontos são menores que a resistência ao escoamento do material. Isso se dá, provavelmente, pelo fato de o pilar de fachada, para os pórticos com vão de 15 metros, possuírem maior seção transversal que o pilar central.

Figura 5.93 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 10 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 2

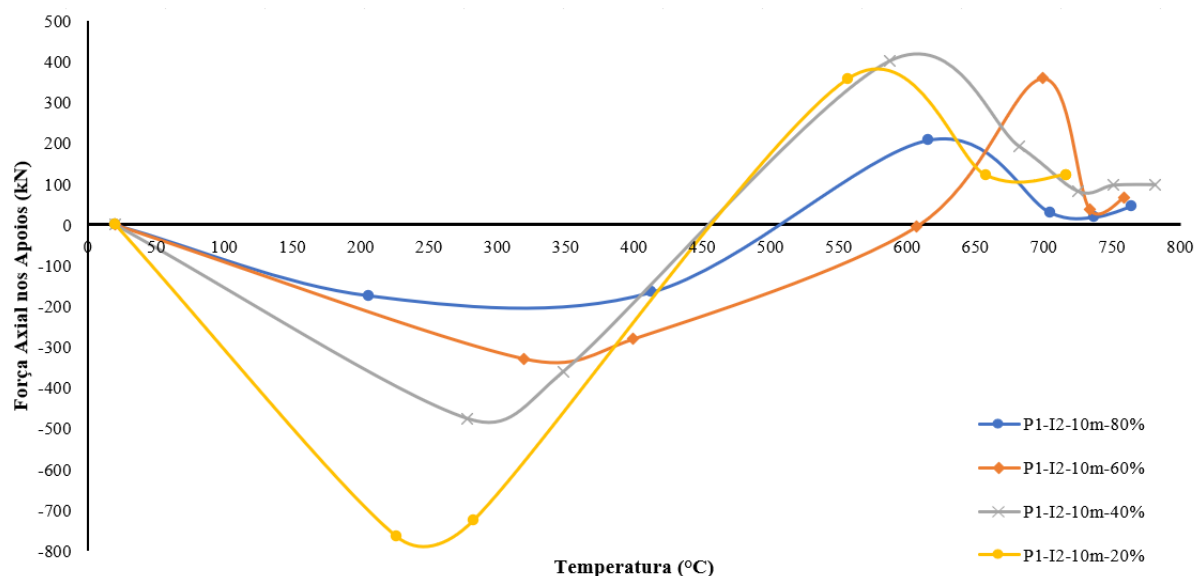


Figura 5.94 – Tensão localizada devido às forças de compressão na expansão da viga (P2-I2-10m-60%)

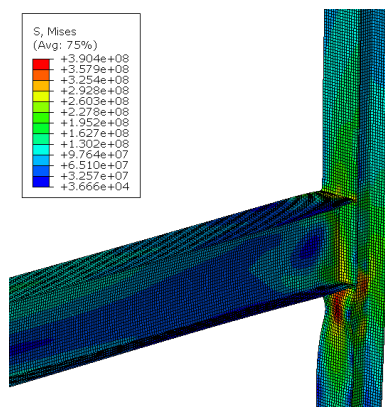


Figura 5.95 – Tensão localizada devido às forças de compressão na expansão da viga nos pórticos com vão de 10 metros – cenário de incêndio 2

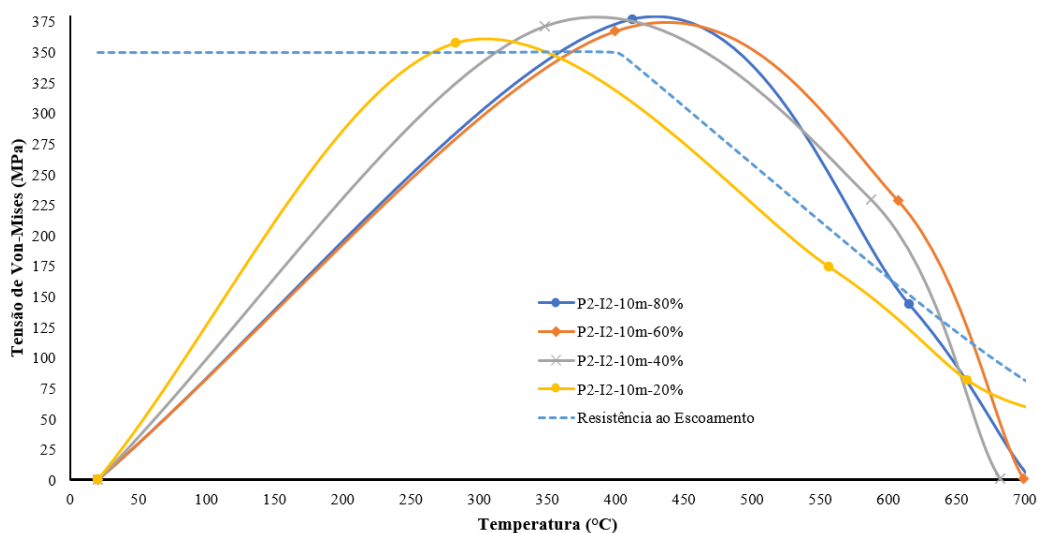
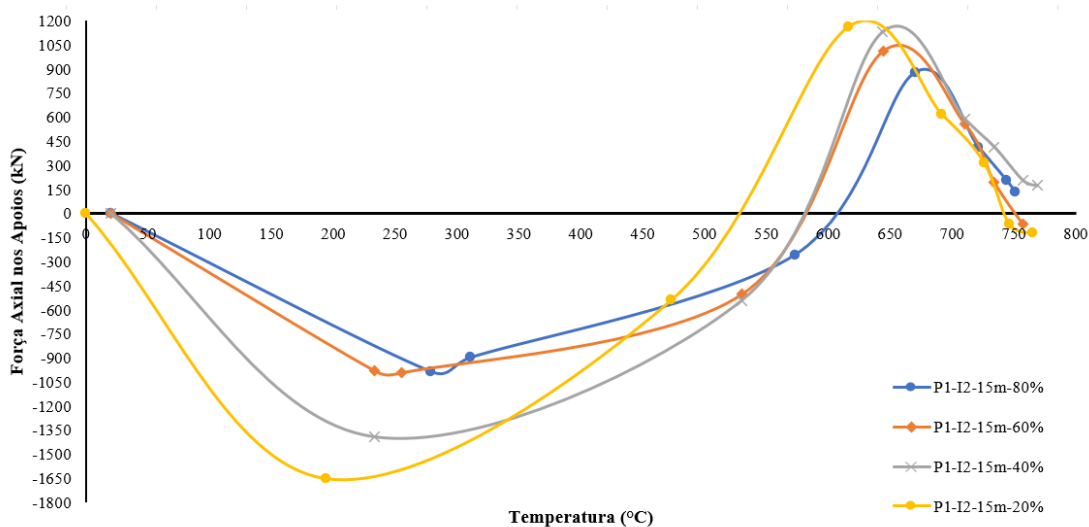


Figura 5.96 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 15 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 2



Ao analisar as interações entre os elementos estruturais do pórtico, verificou-se que, nos pórticos com vão de 10 metros, quando há falha nos pilares de fachada, os esforços axiais apresentam redução em, aproximadamente, 600°C, por conta do início da plastificação do pilar P3-1 (Figura 5.97). Em uma temperatura de aproximadamente 700°C, o esforço axial do pilar P2-1 apresenta redução no valor, devido ao início do processo de instabilidade nesse pilar e à redistribuição de esforços do pilar P3-1. Ao fim da análise, o pilar P1-1 apresenta um aumento de 220%, em média, nos esforços axiais de compressão (Figura 5.98). Porém, a falha do pilar P1-1 não é observada, uma vez que o compartimento deste elemento estrutural não se encontra sob altas temperaturas e, em temperatura ambiente, o pilar é capaz de absorver os esforços adicionais.

Para o pórtico com vão de 15 metros (Figura 5.99), analisando os modelos que apresentam falha nos pilares, verifica-se que o pilar P2-1 inicia o processo de instabilidade em, aproximadamente, 700°C de temperatura (mesma temperatura apresentada nos pilares do pórtico com 10 metros de vão). Após a falha do pilar central, os pilares de fachada P1-1 e P3-1 absorvem, cada um, 100% dos esforços axiais do pilar que falhou (Figura 5.100). Por fim, o pilar P3-1, ao fim da análise, apresenta forte instabilidade local na mesa aquecida e inicia o processo de instabilidade por flexão, o que não é possível observar por interrupção da análise numérica. Ressalta-se que, tanto para o pórtico com vão de 10 metros quanto para o vão de 15 metros, a falha por instabilidade se dá em um tempo de incêndio superior ao TRF da viga.

Figura 5.97 – Esforço axial de compressão no pilar P3-2 para pórticos de 10 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 2

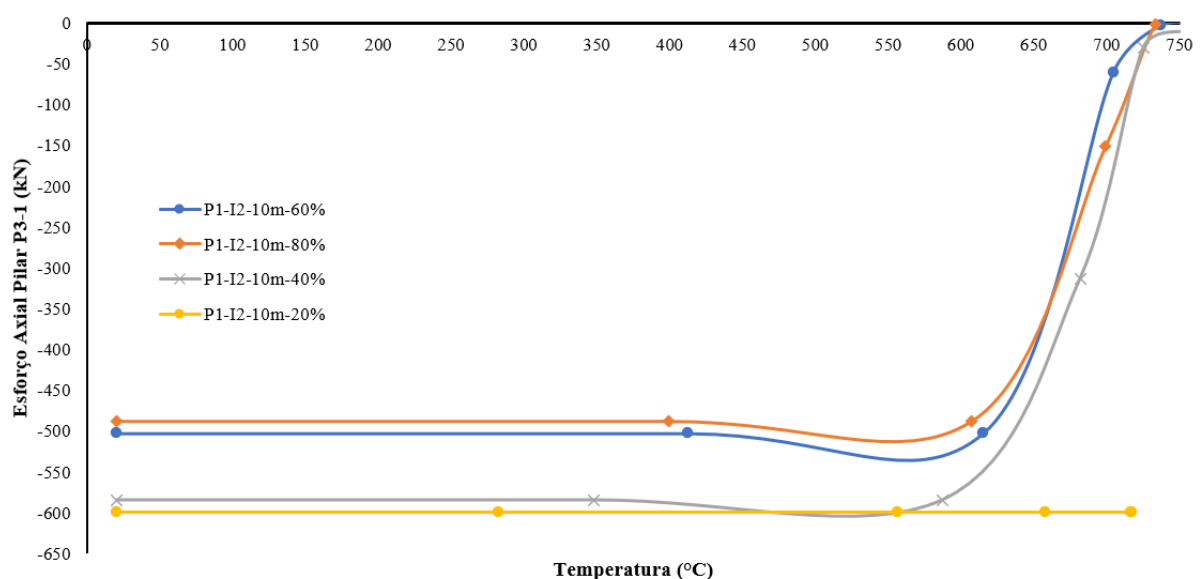


Figura 5.98 – Redistribuição de esforços na falha do pilar de fachada em situação de incêndio de pórticos de 10 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 2

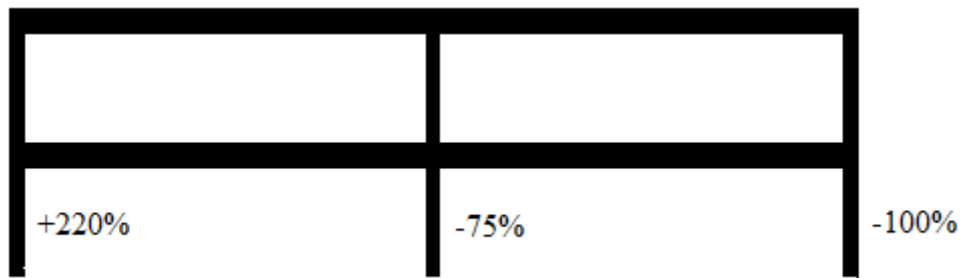


Figura 5.99 – Esforço axial de compressão no pilar P3-2 para pórticos de 15 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 2

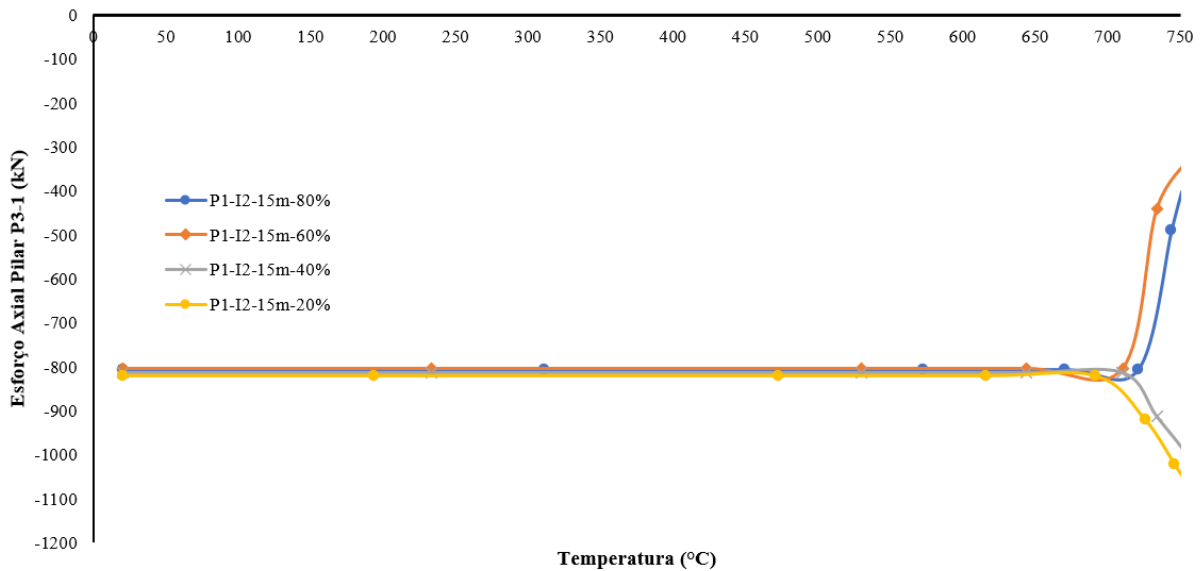
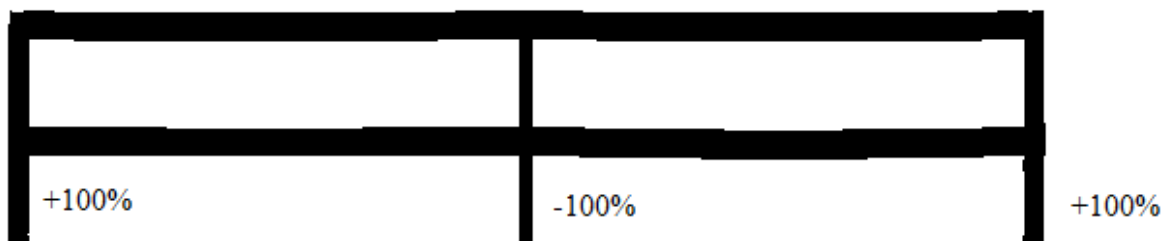


Figura 5.100 – Redistribuição de esforços na falha do pilar de fachada em situação de incêndio de pórticos de 15 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 2



Por fim, conclui-se que o percentual de capacidade resistente do pilar, dimensionado em temperatura ambiente, para situação de incêndio, tem pouca influência em pequenos vãos. No caso do estudo em questão, os pórticos com vãos de 5 metros mostraram que, todas as seções transversais possuíam o mesmo mecanismo de colapso. Entretanto, para maiores vãos, como

10 e 15 metros, respectivamente, o nível de resistência do pilar influencia diretamente em como o pórtico apresentará o colapso, sendo que, em algumas situações, caso o incêndio não se propague para outros pavimentos, a falha seria apenas da viga incendiada, com o pilar não apresentando falhas (sem contar instabilidades locais) que poderiam levar o pórtico como um todo ao colapso estrutural em incêndio.

Foi identificado que, em todos os casos em que houve colapso do pórtico, as forças de tração na ação de catenária são preponderantes para tal questão, mostrando que a sua determinação para o dimensionamento de projetos de estruturas de aço em situação de incêndio é de vital importância. Em alguns modelos de pórticos com vãos de 10 metros, as forças de compressão na fase de expansão resultaram em tensões localizadas maiores que a resistência ao escoamento do aço e, para o cenário de Incêndio 2, essa força, ao deformar o pilar na região próxima aos apoios, ajuda para que haja formação de rótula plástica nesse ponto, no colapso total do pórtico por efeito pull-in no pilar de fachada.

Os mecanismos de colapso identificados nesta fase do estudo foram:

- (a) Colapso parcial do pórtico por efeito *pull-in* no pilar de fachada;
- (b) Colapso total do pórtico por efeito *pull-in* no pilar de fachada;
- (c) Colapso total do pórtico por instabilidade do pilar central;
- (d) Colapso da viga no compartimento incendiado.

A fim de resumir os resultados encontrados neste item, as Tabela 5.16 e 5.17 apresentam os resultados para os pórticos estudados nesta etapa da parametrização, com os respectivos percentuais de capacidade resistente, mecanismo de colapso, temperatura crítica para o colapso do pórtico (medida nos pilares de fachada, sendo este o momento do início do colapso do pórtico) e se as forças de compressão na fase expansão da viga e as forças de tração na fase de catenária da viga são ou não preponderantes para os mecanismos de colapso (cujas letras foram apresentadas anteriormente) para os dois cenários de incêndio estudados neste trabalho.

Tabela 5.16 – Mecanismos de colapso e temperaturas crítica para os pórticos sem revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 1

Vão	Nível de capacidade resistente (Sd/Rd)	Mecanismo de colapso	Temperatura crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	A	740°C	Não	Sim

	60%	A	739°C	Não	Sim
	40%	A	732°C	Não	Sim
	20%	A	702°C	Não	Sim
10 m	80%	A	650°C	Não	Sim
	60%	A	648°C	Não	Sim
	40%	A	647°C	Não	Sim
	20%	A	650°C	Não	Sim
15 m	80%	A	655°C	Não	Sim
	60%	A	644°C	Não	Sim
	40%	A	643°C	Não	Sim
	20%	A	622°C	Não	Sim

Tabela 5.17 – Mecanismos de colapso e temperaturas crítica para os pórticos sem revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 2

Vão	Nível de capacidade resistente (Sd/Rd)	Mecanismo de colapso	Temperatura crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	B	741°C	Não	Sim
	60%	B	739°C	Não	Sim
	40%	B	731°C	Não	Sim
	20%	B	733°C	Não	Sim
10 m	80%	B	704°C	Sim	Sim
	60%	B	698°C	Sim	Sim
	40%	B	681°C	Sim	Sim
	20%	D	658°C	Não	Não
15 m	80%	C	672°C	Sim	Sim
	60%	C	644°C	Sim	Sim
	40%	D	633°C	Não	Não
	20%	D	616°C	Não	Não

5.3.1.2. Influência da utilização do revestimento contra o fogo nos elementos estruturais

Nesta etapa do estudo, foi avaliada a influência da inserção do revestimento contra o fogo, de forma isolada, nas vigas e nos pilares, a fim de identificar os mecanismos de colapsos

e as interações entre as vigas e os pilares em dois cenários distintos de incêndio, os mesmos vistos no item 5.3.1.1.

Ao analisar os modelos de pórticos sob cenário de Incêndio 1, somente com a viga revestida contra o fogo, com vão de 5 metros, verifica-se que a falha se dá pela formação de rótula plástica no pilar, em uma região próxima à conexão com a viga (Figura 5.101). Essa falha ocorre por causa das deformações impostas pelo efeito da força de compressão, devido à expansão da viga, criando uma concentração de tensões no ponto indicado (Figura 5.102). As altas temperaturas, aliadas à instabilidade local criada pelas forças de compressão e ao efeito de *pull-in*, quando a viga inicia a fase de catenária, faz com que o pilar venha à ruína por flexo-torção, da mesma maneira como explicado no item 5.3.1.1, para pórticos com vigas sem revestimento contra o fogo. O comprimento em que ocorre a falha, corresponde, na média, a 75% do comprimento total do pilar ($0,75L$). O tempo de incêndio médio para o início do mecanismo de colapso é de, em média, 54 minutos. Na Figura 5.103, verifica-se o processo de colapso do pórtico citado.

Figura 5.101 – Configuração deformada do modelo P2-I1-5m-VR-80% ao fim de 66 minutos de incêndio – cenário de incêndio 1

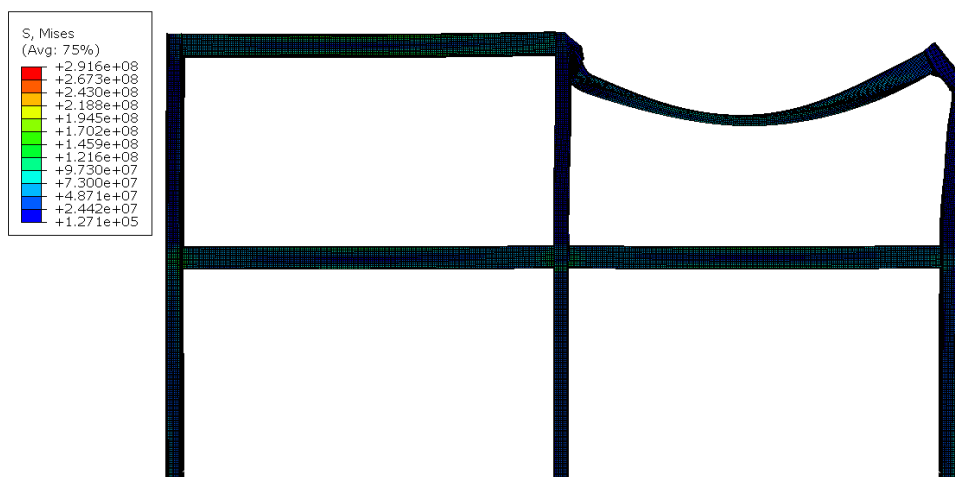


Figura 5.102 – Mecanismo de colapso do modelo P2-I1-5m-VR-80% – cenário de incêndio 1

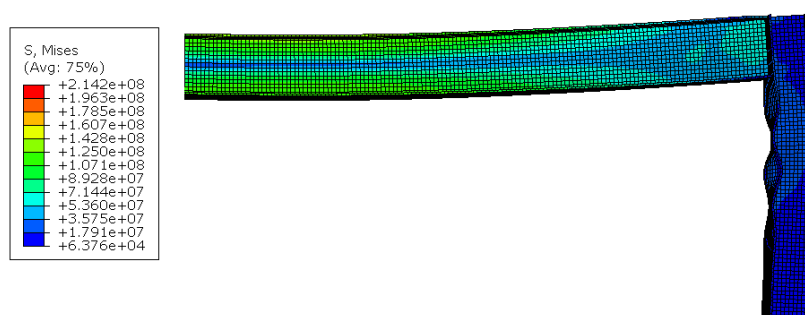
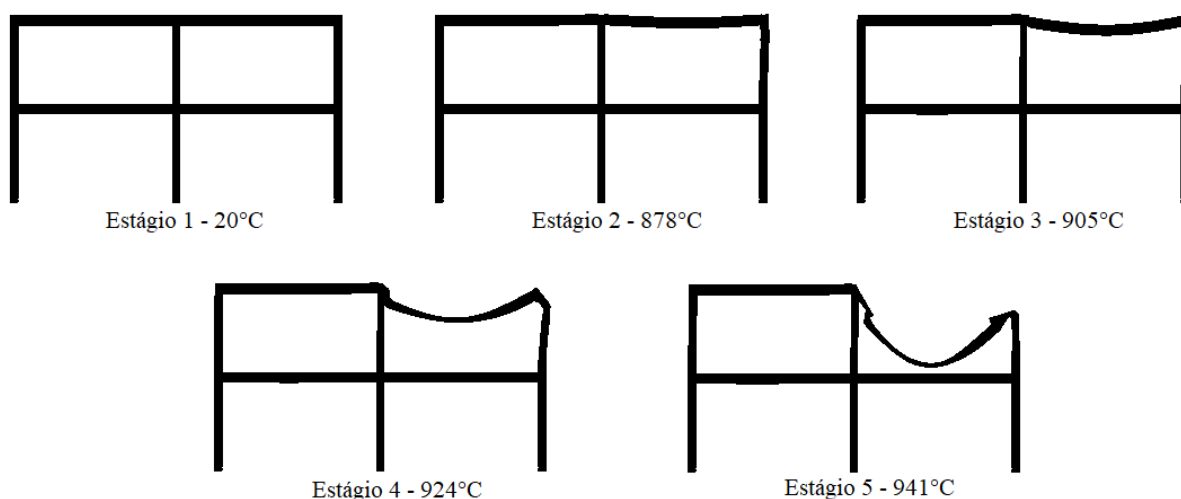


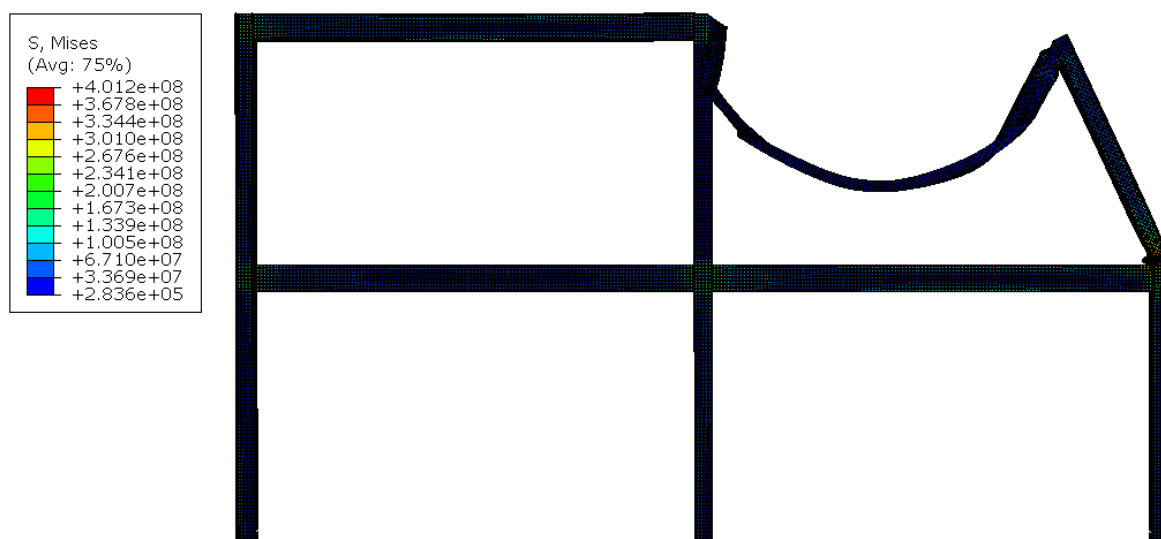
Figura 5.103 – Processo de colapso de pórticos com 5 metros de vão com vigas revestidas contra o fogo sob cenário de incêndio 1



Nos modelos de pórticos com as vigas sem revestimento contra o fogo, mas com os pilares revestidos, é possível observar, na Figura 5.104, que o colapso do pórtico se dá por plastificação da seção, induzida pela flexão do pilar por meio das forças de tração na ação de catenária. Isso acontece pelo fato de o pilar possuir uma rigidez maior, por ter sido pouco afetado pelas altas temperaturas e, com isso, há uma flexão na região próxima ao apoio, como se o pilar fosse engastado e livre. Além disso, na região do apoio do pilar com a viga inferior, todos os modelos apresentaram tensões maiores que a resistência do aço ao escoamento, mostrando claramente o efeito da flexão no pilar (Figura 5.105). Tal fenômeno evidencia que, se o dimensionamento das estruturas de aço em situação de incêndio for feito com as vigas sem revestimento, mas considerando o pilar revestido, é necessário que sejam observadas as forças axiais de tração em ação de catenária no dimensionamento à flexão do pilar. Entretanto, o efeito citado somente foi observado nos pilares com mais esbeltos (menores seções transversais,

considerando a relação entre o esforço solicitante o resistente igual a 80% e 60%). Nos pilares menos esbeltos, não se observou falha por flexão, pelo fato desses elementos resistirem aos momentos fletores adicionais, oriundos do efeito de flexão da força de tração quando a viga está em ação de catenária. Além disso, nos pilares com maior rigidez, é possível observar mais nitidamente o fenômeno de *push-out*. Entretanto, apesar da alta não-linearidade geométrica, as tensões resultantes desse efeito não são suficientes para a falha do pilar nesta etapa.

Figura 5.104 – Configuração deformada do modelo P2-I1-5m-PR-80% ao fim de 54 minutos de incêndio – cenário de incêndio 1



Nos pórticos com pilares revestidos, o tempo de incêndio para o colapso do pórtico é menor, pelo fato da viga de aço se degradar de forma mais rápida que o pilar, devido às ações verticais daquele elemento estrutural. O tempo médio é de aproximadamente 40 minutos, 14 minutos menor do que nos pórticos com a viga revestida, correspondendo a uma redução de 26% no tempo para atingir a temperatura crítica para o colapso. Na Figura 5.106, é possível observar o processo de colapso dos pórticos com pilar revestidos contra o fogo. A temperatura medida é da mesa inferior da viga.

Figura 5.105 – Processo de plastificação por flexão na região do apoio do pilar do modelo P2-I1-5m-PR-80%

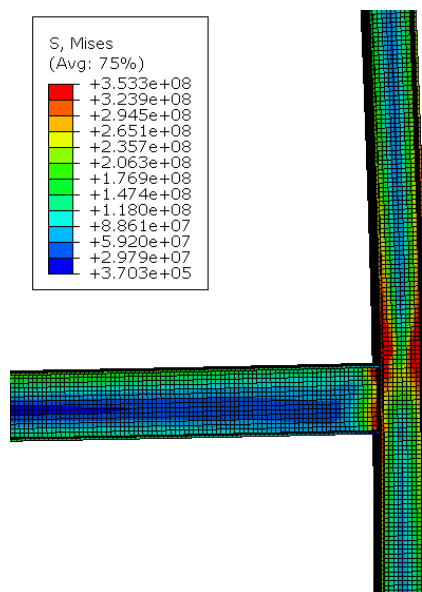
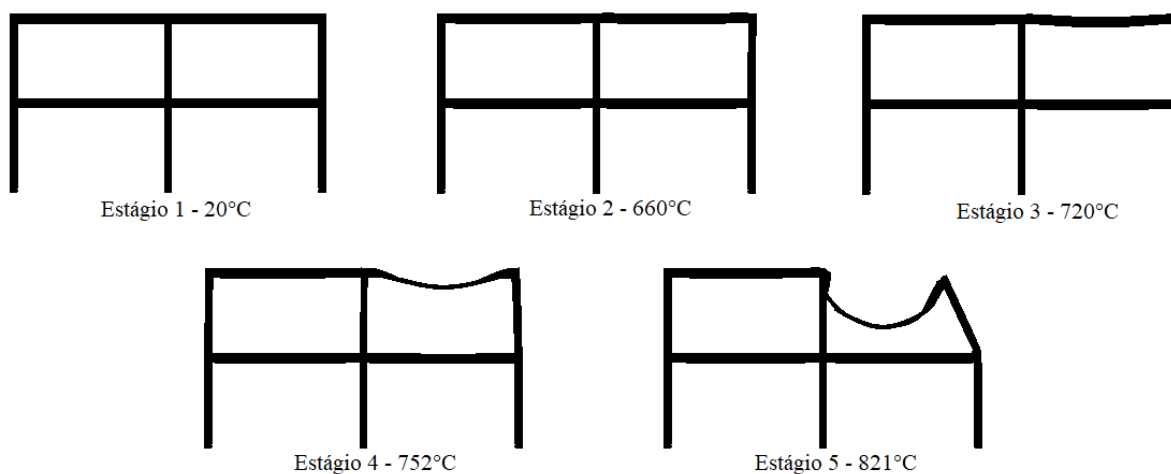


Figura 5.106 – Processo de colapso de pórticos com 5 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo sob cenário de incêndio 1



Nos modelos de pórtico com as vigas e pilares revestidos, foi observado que o colapso se dá por formação de rótula plástica no centro da altura do pilar (equivalente a 50% do comprimento do pilar ou $0,5L$), induzido pela ação de catenária da viga, com o pilar apresentando falha por flexo-torção, assim como nos pórticos sem revestimento contra o fogo (Figura 5.107). Ambos os pórticos apresentam a mesma falha, pois, em um determinado tempo de incêndio, tanto a viga quanto o pilar estarão aquecidos como se estivessem sem revestimento contra o fogo, fazendo com que o colapso aconteça. O efeito *push-out* no pilar é mais visível do que nos pórticos sem revestimento contra o fogo (pois a força de compressão da expansão da viga nos pórticos revestidos contra o fogo é mais constante do que nos pórticos não

revestidos, em que o valor máximo se dá por um pico de força). O efeito *pull-in* se dá em um tempo alto de incêndio, o que já era esperado quando se reveste os elementos contra o fogo. O tempo médio para o colapso total do pórtico é de 84 minutos – um aumento de 55% no tempo para o pórtico atingir a temperatura crítica de colapso, em relação ao pórtico somente com a viga revestida. Na Figura 5.108, pode-se observar o comportamento do colapso dos pórticos com os elementos revestidos contra o fogo.

Figura 5.107 – Configuração deformada do modelo P2-I1-5m-VR-PR-80% ao fim de 84 minutos de incêndio – cenário de incêndio 1

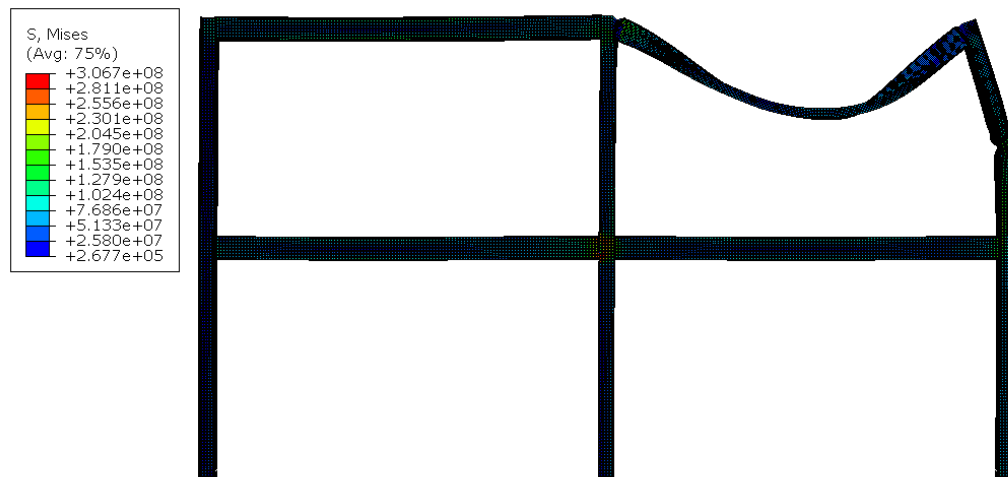
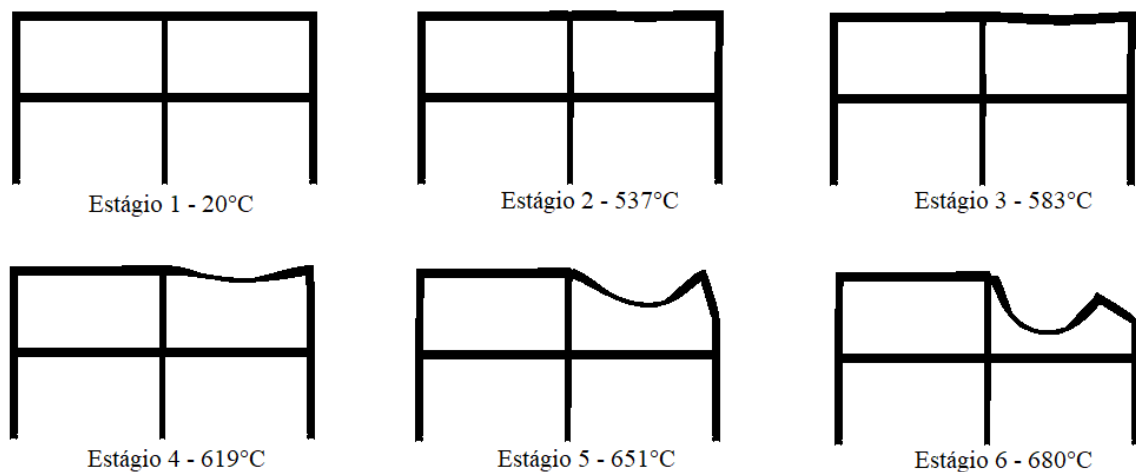


Figura 5.108 – Processo de colapso de pórticos com 5 metros de vão com e vigas e pilares revestidos contra o fogo sob cenário de incêndio 1



Ao verificar as forças de compressão dos pórticos com elementos revestidos (Figuras 5.109, 5.110 e 5.111), observa-se que, nos pórticos com a viga revestida, há um pico de compressão quando a viga inicia o processo de expansão e, em seguida, há uma diminuição dos

valores por conta da perda da rigidez do pilar devido às altas temperaturas. Os valores de tração devido à ação de catenária se dão apenas para temperaturas maiores que 900°C dos pilares e, no modelo com o pilar mais rígido, com aproximadamente 650°C. Isso acontece pelo fato do pilar com maior seção transversal possuir um menor fator de massividade, permitindo que as temperaturas se irradiem no elemento de forma mais lenta, com o pilar possuindo alguma rigidez quando a viga entra na fase de catenária. Nos pórticos em que os pilares são revestidos contra o fogo, as forças axiais na expansão apresentam aumento até o ponto onde se inicia a deformação da viga e, conseqüentemente, a fase de catenária – apresentando, inclusive, maiores valores de forças de compressão e tração. Nos pórticos em que ambos os elementos estão revestidos contra o fogo, as forças de compressão possuem aproximadamente o mesmo valor das forças de compressão dos pórticos com pilares sem revestimento. Nesse caso específico, essas forças não são altas, pois a viga aquece na mesma proporção do pilar e, quando as temperaturas na viga ficam altas o suficiente para uma maior expansão, os pilares também estão sob efeito das altas temperaturas. Nos três tipos de pórticos citados, a determinação das forças axiais da interação viga *versus* pilar é importante, principalmente para o cálculo dos pilares, devido ao efeito *pull-in* na ação de catenária da viga.

Figura 5.109 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5 metros de vão com vigas revestidas contra o fogo – cenário de incêndio 1

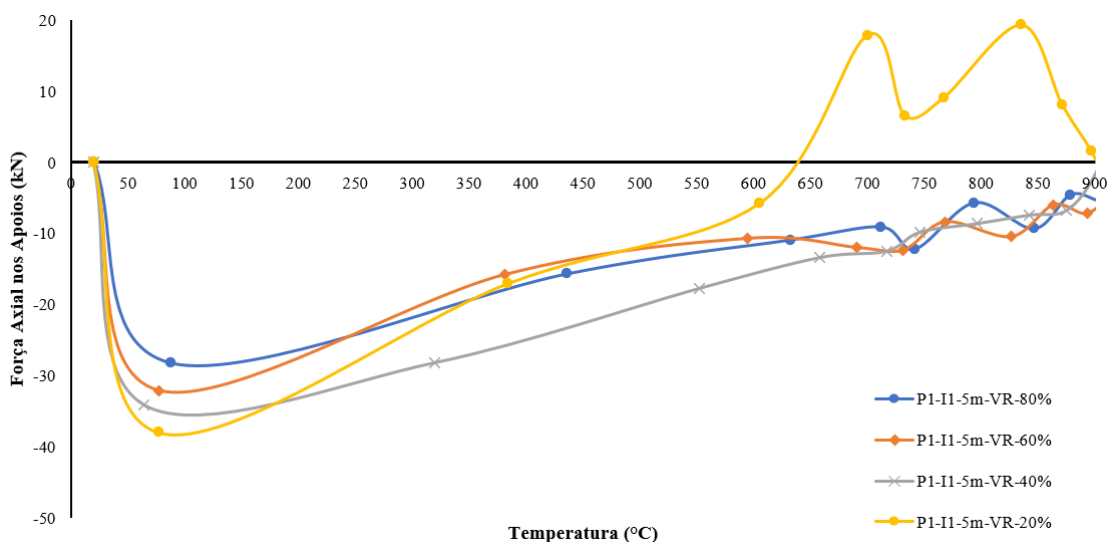


Figura 5.110 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo – cenário de incêndio 1

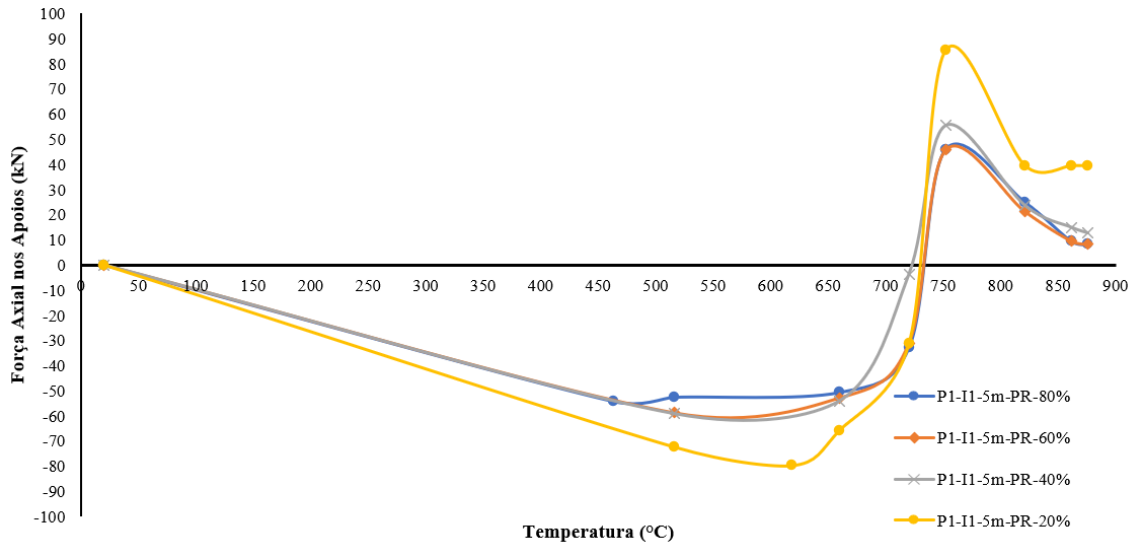
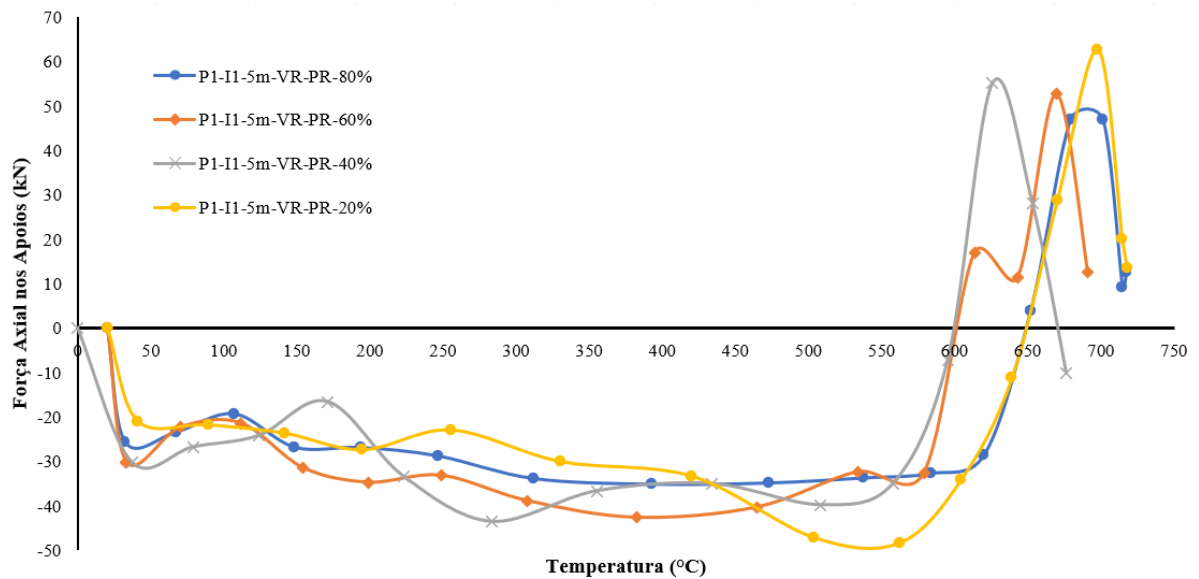
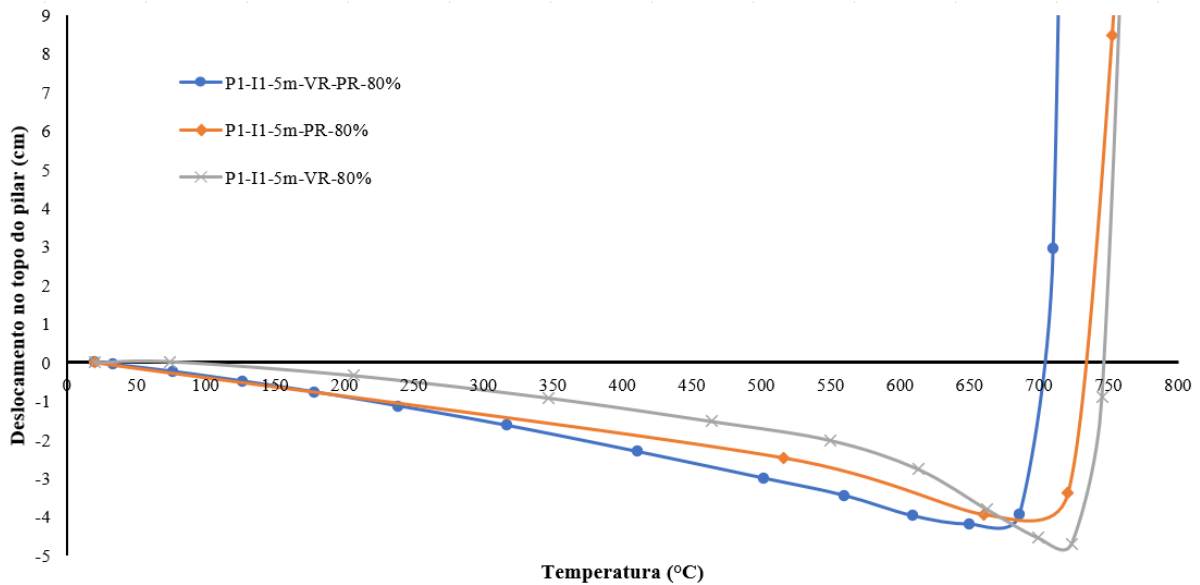


Figura 5.111 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5 metros de vão com vigas e pilares revestidos contra o fogo – cenário de incêndio 1



Para melhor entendimento do comportamento distinto da variação do revestimento contra o fogo nas vigas e nos pilares (ou a utilização de ambos), demonstram-se nas Figuras 5.112, e 5.113 os deslocamentos e o esforço axial no pilar P3-2, nos modelos P1-I1-5m-VR-80%, P1-I1-5m-PR-80% e P1-I1-5m-VR-PR-80%. Para os deslocamentos, a temperatura medida foi na mesa inferior da viga.

Figura 5.112 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos de 5 metros de vão com revestimento contra o fogo distinto nos elementos estruturais, sob cenário de incêndio 1



Na Figura 5.112, a partir do gráfico de deslocamentos no topo do pilar P3-2, é possível verificar que o modelo de pórtico apenas com a viga revestida é o que possui o maior deslocamento – explicado pelo fato do pilar estar sem revestimento. Além disso, verifica-se, a partir desse gráfico, que o efeito *push-out* para esse pórtico é menos acentuado, pois com a viga revestida, as forças de compressão, devido à expansão térmica, são menores. Observa-se, ainda, que o pórtico com vigas e pilares revestidos contra o fogo apresentam o efeito *pull-in* em uma temperatura mais baixa que os demais modelos, explicado pelo fato de ambos os elementos apresentarem altas temperaturas, mesmo que em tempo de incêndio maior. Entretanto, há pouca diferença na intensidade dos deslocamentos totais, mostrando que a força axial de compressão na fase de expansão é praticamente a mesma para todos os modelos estudados até o momento.

Sobre os esforços axiais de compressão nos pilares, verifica-se na Figura 5.113 que os esforços no pilar P3-2, para ambas as combinações de revestimento (vigas, pilares e ambos, revestidos), são praticamente os mesmos, com a redução nos esforços a partir de aproximadamente 650°C, quando os pilares iniciam o processo de falha por plastificação, conforme já explicado anteriormente. Nas Figuras 5.114, 5.115 e 5.116, demonstra-se a porcentagem média de esforços (entre as seções transversais de cada modelo) de redistribuição de esforços entre os pilares no final da análise, para pilares e vigas revestidos, somente pilares revestidos e somente vigas revestidas, respectivamente. Observa-se que o modelo de pórtico com os elementos revestidos contra o fogo são os que possuem uma menor redistribuição entre os esforços. Para os demais modelos, o pilar que apresenta falha transfere todo o carregamento

para os demais pilares da estrutura, deixando principalmente o pilar P1-2 mais carregado. Entretanto, não foi identificada nenhuma falha adicional nesse pilar durante as análises numéricas, mostrando que tal redistribuição, em situação de incêndio, não levaria ao colapso do pórtico, por conta da distribuição dos esforços.

Figura 5.113 – Esforço axial de compressão no pilar P3-2 para pórticos de 5 metros de vão com elementos revestidos contra o fogo – cenário de incêndio 1

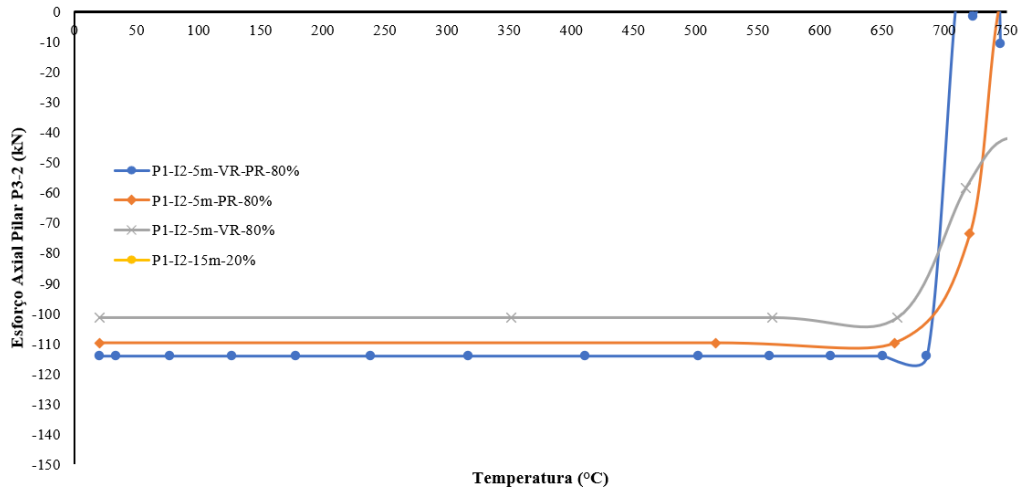
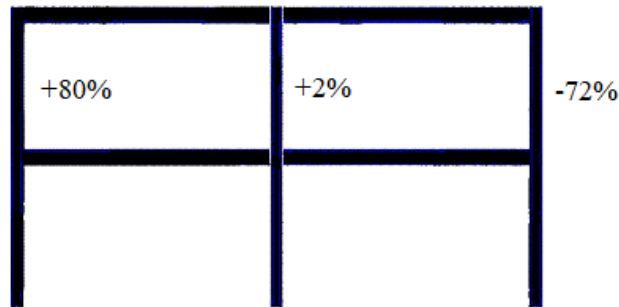


Figura 5.114 – Redistribuição de esforços na falha do pilar de fachada em situação de incêndio de pórticos de 5 metros de vão com vigas e pilares revestidos contra o fogo – cenário de incêndio 1



Ao analisar os pórticos com vigas e pilares revestidos contra o fogo, com vãos de 10 e 15 metros, respectivamente, verifica-se que o modo de colapso é semelhante ao do pórtico com 5 metros de vão. O pilar de fachada apresenta falha por plastificação da seção, devido à flexo-torção do pilar (Figuras 5.115 e 5.116), em ponto de comprimento equivalente a 70% do pilar ($0,7L$), para os pórticos com vão de 10 metros, e comprimento equivalente a 75% do pilar ($0,75L$), para os pórticos com vão de 15 metros. Entretanto, tanto nos pórticos de 10 quanto de 15 metros, quando a rigidez axial do pilar é elevada (20% da relação entre as solicitações e a capacidade resistente em temperatura ambiente), a plastificação acontece na região junto ao apoio, equivalente ao comprimento total do pilar. Além disso, no pórtico P2-I1-15m-VR-PR-

20%, a força de expansão da viga aquecida gera tensões devido à flexão no pilar ser maior que a resistência ao escoamento (Figuras 5.117 e 5.118). Essa tensão é gerada no pilar com uma temperatura de aproximadamente 400°C deste elemento estrutural. Entretanto, o pilar inicia o processo de plastificação por flexo-torção devido às forças provenientes da ação de catenária da viga logo em seguida, mostrando que essa força é importante, mas não preponderante para a falha por flexão do pilar.

Figura 5.115 – Redistribuição de esforços na falha do pilar de fachada em situação de incêndio de pórticos de 5 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo – cenário de incêndio 1

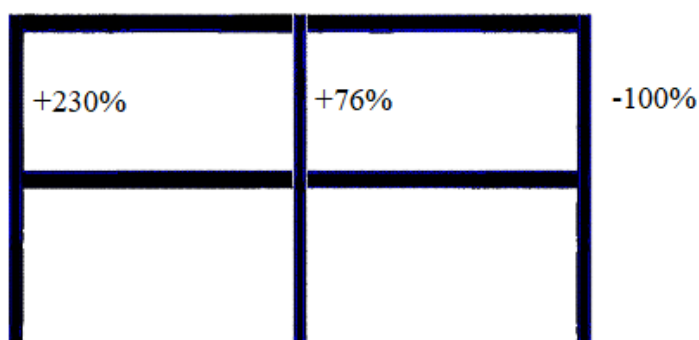
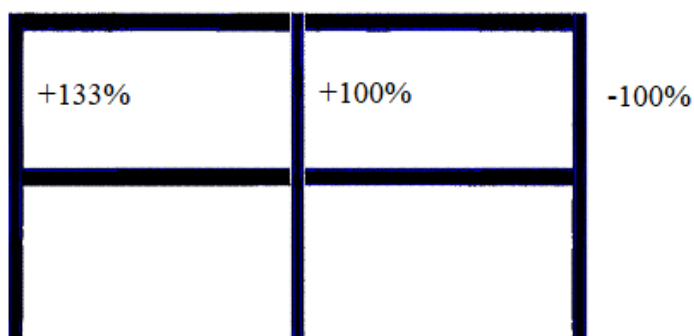


Figura 5.116 – Redistribuição de esforços na falha do pilar de fachada em situação de incêndio de pórticos de 5 metros de vão com vigas revestidas contra o fogo – cenário de incêndio 1



Nas Figuras 5.119 e 5.120, observa-se o processo de colapso dos pórticos de 10 e 15 metros de vão, respectivamente. Conforme já citado anteriormente nesta tese, o efeito *push-out* fica evidente ao aumento do vão (maiores vão geram maiores forças de compressão na expansão da viga, conseqüentemente, maiores serão os deslocamentos nos pilares). A falha se dá a uma temperatura aproximada de 569°C, no vão de 10 metros, e 613°C, no vão de 15 metros, medida na mesa aquecida dos pilares. A exceção é o pórtico com 20% da utilização da capacidade resistente, que, nos pórticos de 10 metros de vão, falha com uma temperatura de 528°C e, nos pórticos de 15 metros de vão, falha com uma temperatura de 579°C.

Figura 5.117 – Configuração deformada do modelo P2-I1-10m-VR-PR-80% ao fim de 60 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 1

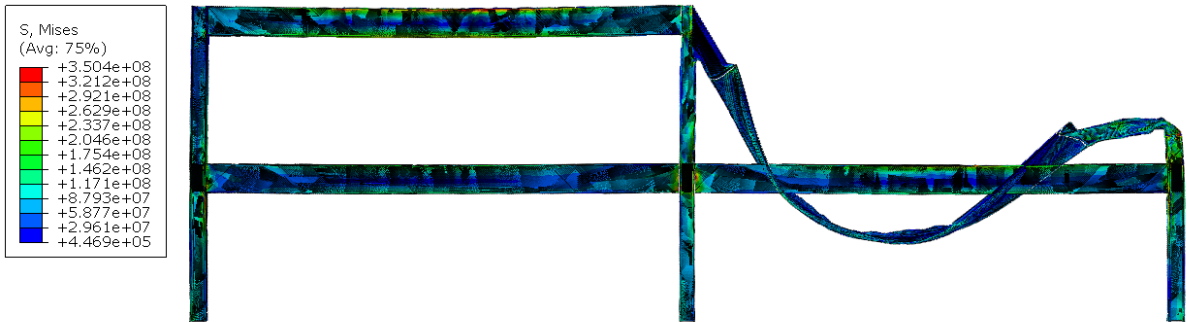


Figura 5.118 – Configuração deformada do modelo P2-I1-15m-VR-PR-80% ao fim de 72 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 1

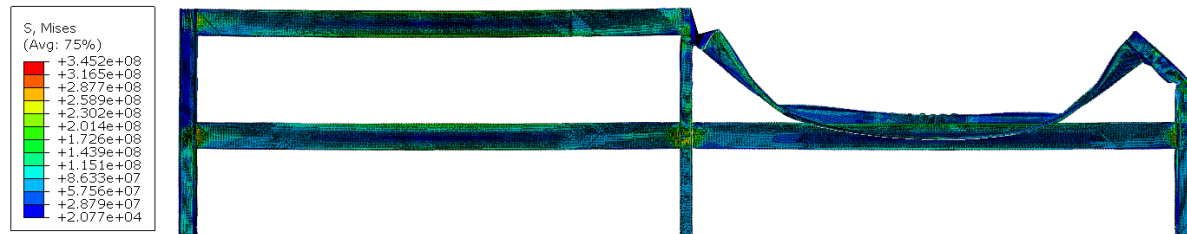


Figura 5.119 – Distribuição de tensão de *Von-Mises* no pilar de fachada do pórtico P2-I1-15m-VR-PR-20% na fase de expansão da viga V2-2 – cenário de Incêndio 1

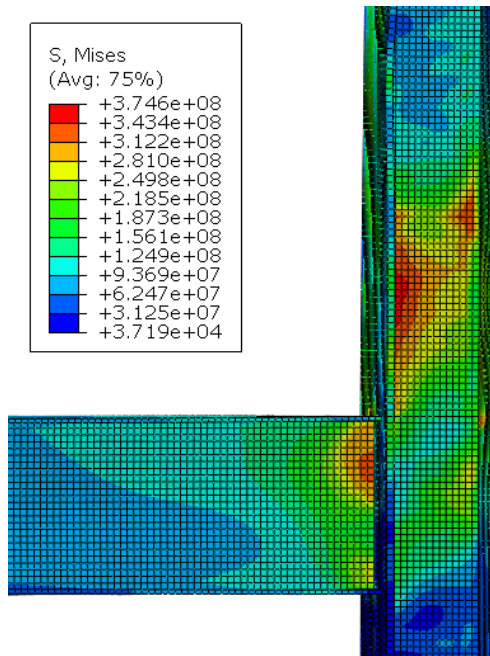


Figura 5.120 – Tensão localizada devido às forças de compressão na expansão da viga do pórtico P2-I1-15m-VR-PR-20% – cenário de Incêndio 1

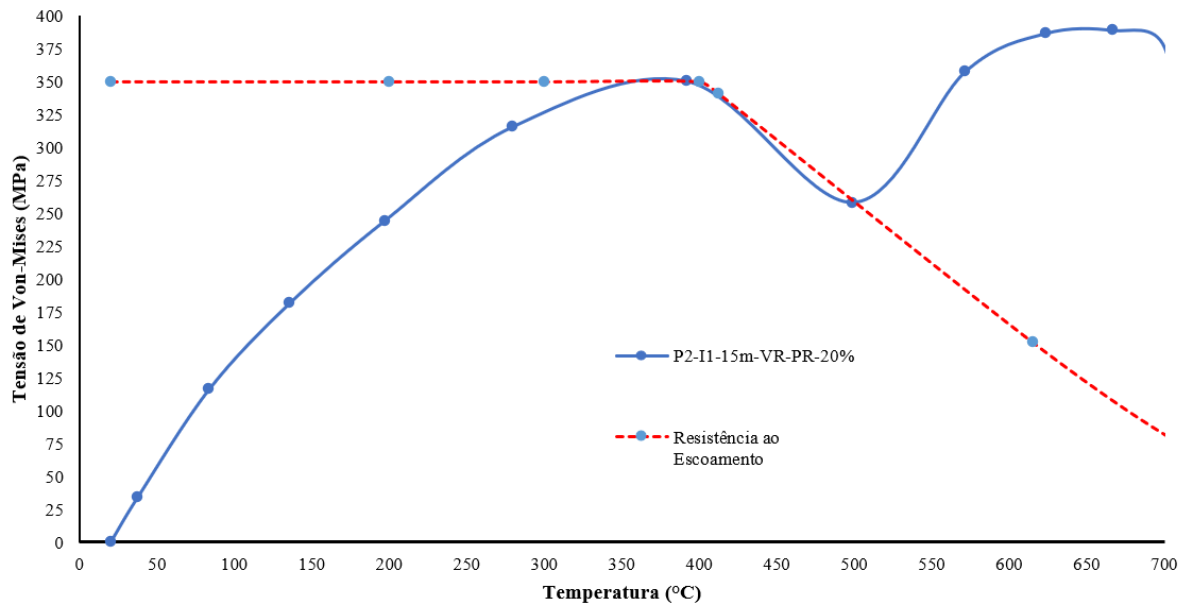


Figura 5.121 – Processo de colapso de pórticos com 10 metros de vão com e vigas e pilares revestidos contra o fogo sob cenário de Incêndio 1

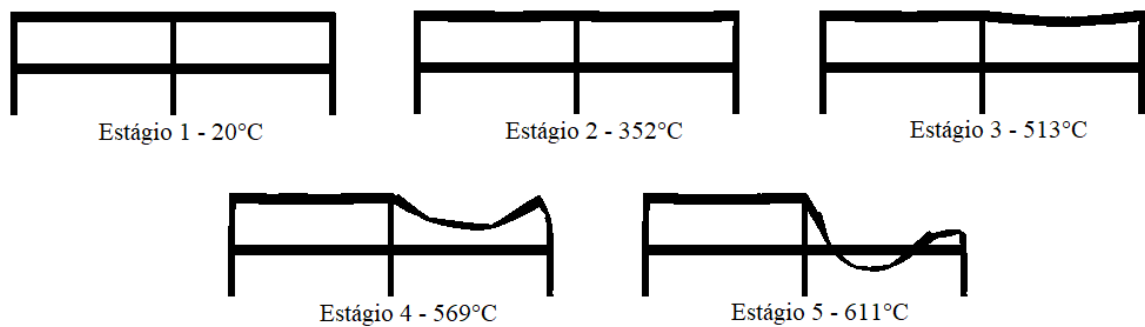
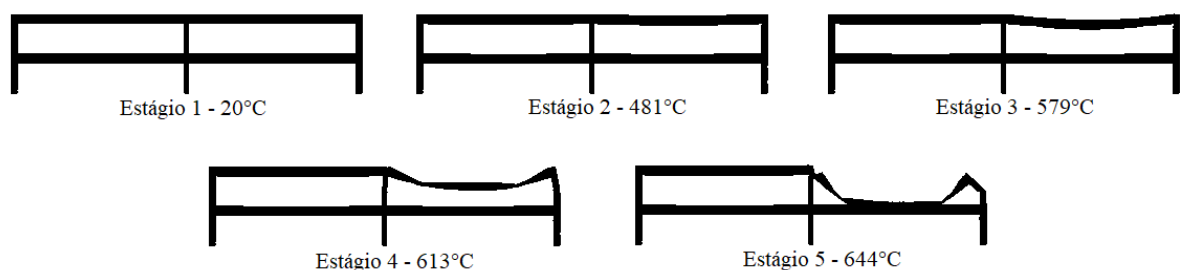


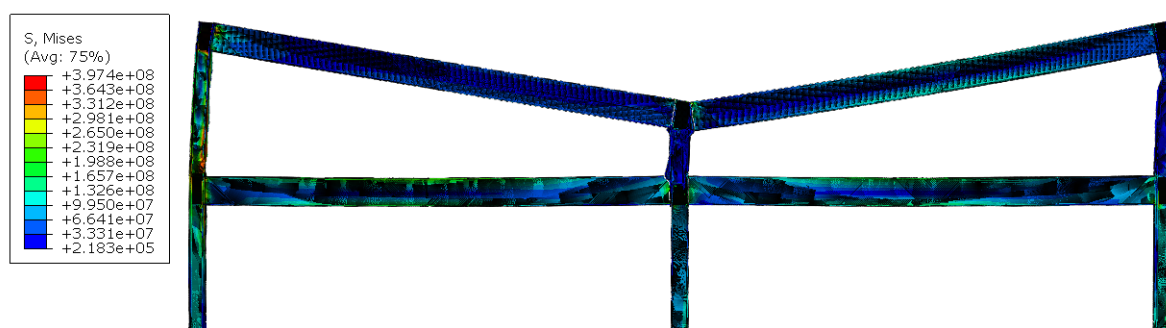
Figura 5.122 – Processo de colapso de pórticos com 15 metros de vão com e vigas e pilares revestidos contra o fogo sob cenário de Incêndio 1



Quando são analisados os pórticos somente com as vigas revestidas, para os modelos com 10 metros de vão, a falha se dá nos pilares de fachada e no pilar central (P2-2). Nesse caso, o mecanismo de colapso é parecido com o visto nos pórticos com 5 metros de vão, em que a parte superior do pilar sofre instabilidade por flexo-torção. Entretanto, antes do colapso, há uma

forte instabilidade local no pilar central e, com a degradação do material em altas temperaturas, a alta não linearidade e redistribuição de esforços fazem o pilar falhar por flexão em torno da menor inércia no centro do comprimento do pilar (Figura 5.123). Com isso, nesse caso específico, o colapso do pórtico se dá por falha no pilar central. Esse efeito foi observado para pilares com rigidezes de 80%, 60% e 40% da utilização da capacidade resistente em temperatura ambiente. Para o pórtico com 20% da relação entre solicitação e resistência, o colapso do pórtico se dá apenas no pilar de fachada, entretanto, o pilar central também apresenta forte instabilidade local, devido às altas temperaturas.

Figura 5.123 – Configuração deformada do modelo P2-I1-10m-VR-60% ao fim de 36 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 1



Em relação aos pórticos de 15 metros de vão, o mecanismo de colapso é parecido com os pórticos com vão de 10 metros, para os pilares com 80%, 60% e 40% da capacidade resistente, com o pilar de fachada apresentando falha por flexo-torção e o pilar central apresentando, instabilidade por flexão. A principal diferença em relação aos pórticos com 10 metros de vão é que a falha no pilar central só ocorre após a viga apresentar grandes deformações, quando o pilar de fachada também apresenta falha. Outra diferença para o pórtico de vão de 15 metros para os pórticos com vão de 5 e 10 metros é que, como os pilares de fachada possuem maior seção transversal (já explicado nesta tese), possuem também uma maior resistência aos efeitos da força de compressão na expansão da viga e, com isso, a redistribuição dos esforços ao pilar central se dá em um tempo maior de incêndio, ocasionando ao pórtico maior capacidade de resistência ao fogo, considerando o tempo de incêndio. Na Figura 5.124, é possível analisar a configuração deformada de um modelo de pórtico com vão de 15 metros, em que é possível observar o início da instabilidade por flexão no pilar central, devido aos efeitos de não linearidade geométrica, provocados pela instabilidade local em altas temperaturas e pela redistribuição dos esforços, pelo início de falha do pilar de fachada. Nas

Figuras 5.125 e 5.126 verifica-se o processo de colapso dos pórticos de 10 e 15 metros de vão, com as vigas revestidas contra o fogo.

Figura 5.124 – Configuração deformada do modelo P2-I1-15m-VR-60% ao fim de 60 minutos de incêndio – cenário de incêndio 1

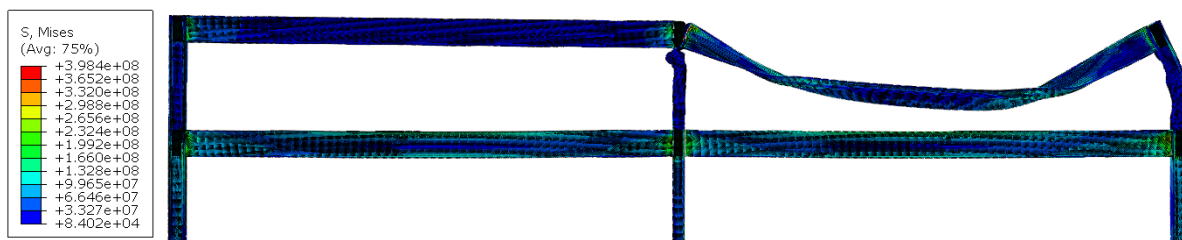


Figura 5.125 – Processo de colapso de pórticos com 10 metros de vão com vigas revestidas contra o fogo sob cenário de Incêndio 1

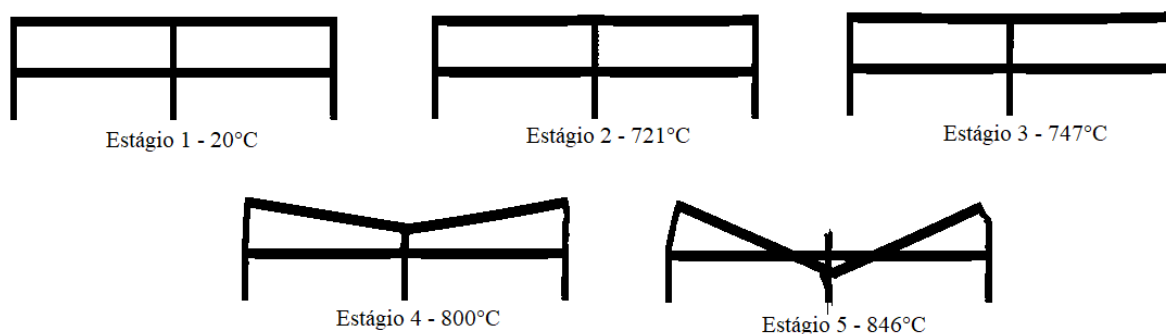
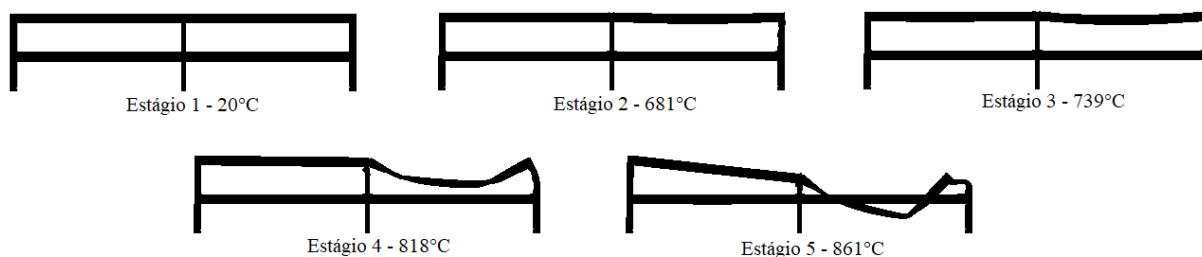


Figura 5.126 – Processo de colapso de pórticos com 15 metros de vão com vigas revestidas contra o fogo sob cenário de Incêndio 1



Ao observar o comportamento de pórticos com os pilares revestidos, verificou-se que, para o vão de 10 metros, os pilares sofrem a falha por flexão na base, assim como nos modelos de pórticos de 5 metros de vão, conforme pode ser visto na Figura 5.127. É possível, também, observar que, para os pilares com 80% da capacidade resistente, na fase de expansão da viga, apesar desses elementos não apresentarem tensões maiores que a resistência ao escoamento do aço, verifica-se uma forte instabilidade local na região da base do pilar (Figura 5.128), devido ao momento fletor que é imposto pelas forças de compressão, devido à expansão da viga. Tal fenômeno ocorre nos pórticos de pilares com 60% e 40% da capacidade resistente,

respectivamente. Ressalta-se que essas forças são suficientes para provocar concentrações de tensões na região próxima aos apoios e, assim como nos modelos de pórticos com 5 metros de vão, tais tensões são maiores que a resistência ao escoamento do material. Nos pórticos de pilares com 20% da capacidade resistente, tal instabilidade é quase imperceptível, uma vez que o pilar, nesse caso, possui uma maior rigidez à flexão.

Figura 5.127 – Configuração deformada do modelo P2-II-10m-PR-80% ao fim de 24 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 1

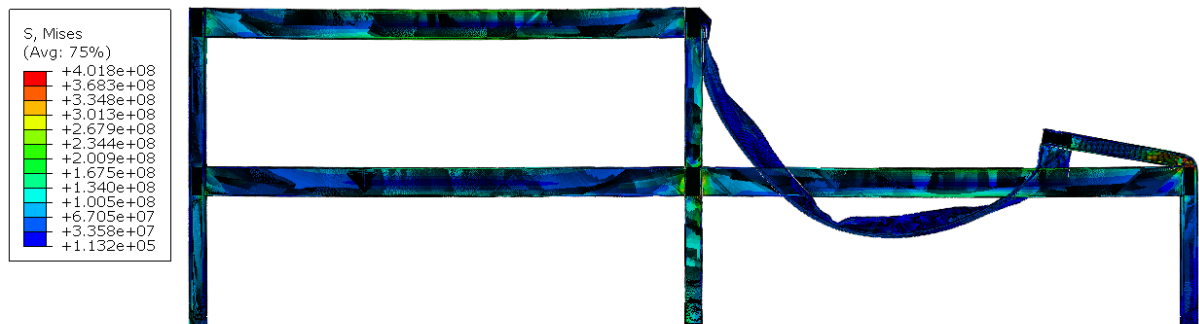
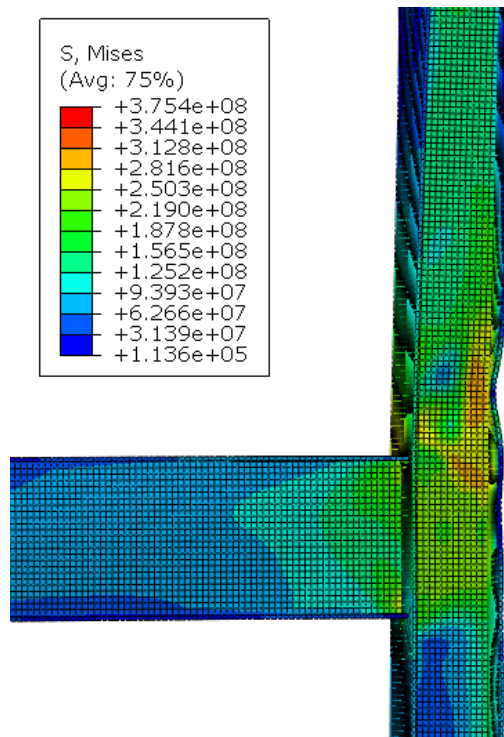


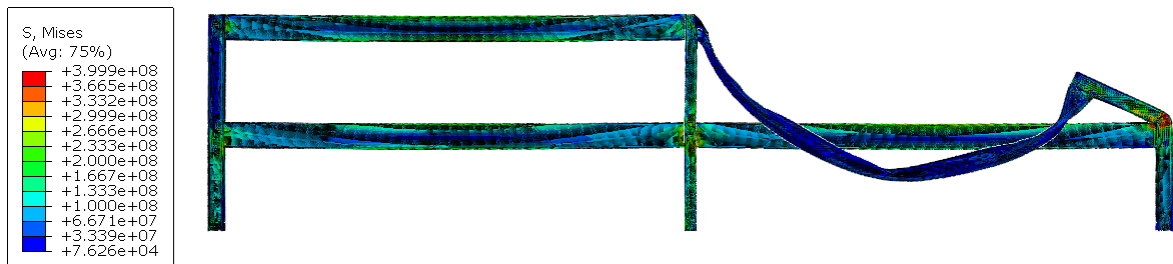
Figura 5.128 – Instabilidade local devido ao momento adicional imposto pelas forças axiais de compressão na expansão da viga – P2-II-10m-PR-80%



Para os pórticos com vãos de 15 metros e pilares revestidos contra o fogo, identificou-se comportamento similar aos pórticos com vão de 5 e 10 metros: grandes deformações na viga não revestida e, na fase de catenária, a força de tração faz atuar o momento fletor adicional no

pilar e, então, o elemento estrutural apresenta falha por plastificação na base (Figura 5.129). Os pilares com 40% e 20% da capacidade resistente não apresentam falha e o pórtico não sofre colapso para essas rigidezes.

Figura 5.129 – Configuração deformada do modelo P2-I1-15m-PR-80% ao fim de 19 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 1



Assim como nos pórticos com 10 metros de vão, pode ser identificada, nos modelos de pórticos de 15 metros de vão de pilares com 80%, 60% e 40% da capacidade resistente, uma instabilidade local devido ao momento fletor adicional gerado na fase da expansão da viga. Entretanto, diferentemente do pórtico com 10 metros de vão, essa força não é capaz de gerar tensões maiores que a resistência ao escoamento nos pontos onde a flexão é preponderante, principalmente pelo fato do pilar de fachada nos pórticos com vãos de 15 metros apresentarem seção transversal maior que os dos pilares centrais (explicado pelo dimensionamento em temperatura ambiente). De qualquer forma, essa instabilidade local, pode ser considerada como um estado limite último, devendo o pilar ser dimensionado para que isso não ocorra, mostrando então a importância da determinação das forças de interação entre vigas e pilares em pórticos de aço em situação de incêndio. Serão estudados em capítulo posterior outras parametrizações para comprovar tal verificação. Nas Figuras 5.130 e 5.131 pode ser visto o processo de colapso dos pórticos de 10 e 15 metros de vão com pilar revestido contra o fogo.

Figura 5.130 – Processo de colapso de pórticos com 10 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo sob cenário de Incêndio 1

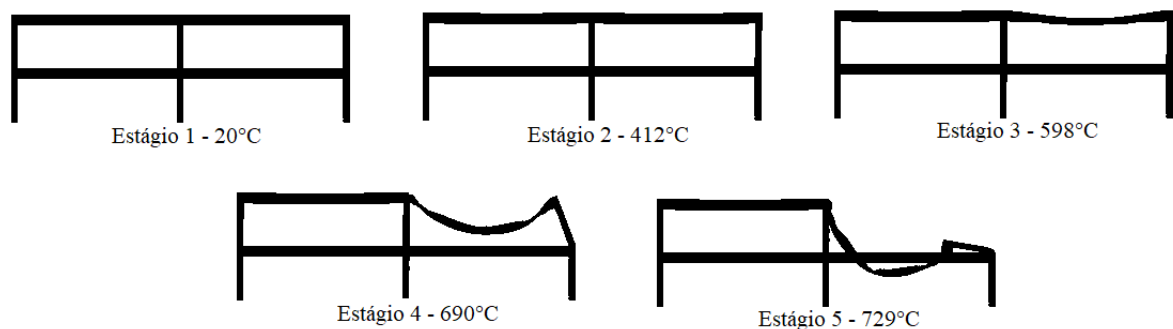
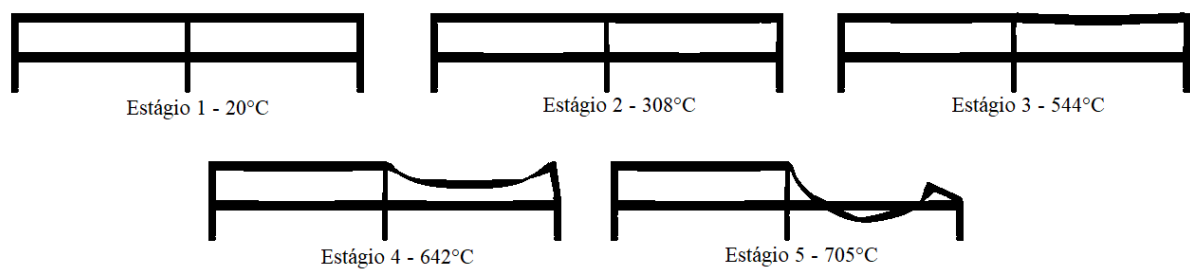


Figura 5.131 – Processo de colapso de pórticos com 15 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo sob cenário de Incêndio 1



Nas Figuras 5.132 e 5.133, podem ser vistos os resultados para as forças axiais no apoio do pilar P3-2, para pórticos de vãos de 10 e 15 metros, respectivamente. Verifica-se que, os modelos que apresentam as maiores forças de compressão são os modelos com pilares revestidos, pois os pilares possuem pouca variação na sua rigidez, conforme a elevação da temperatura de incêndio. Os modelos que apresentam as menores forças de compressão são os modelos com a viga revestida e o pilar sem revestimento, uma vez que, como a viga está revestida, a expansão desse elemento acontece de forma mais lenta, ao passo que o pilar aquecido sem revestimento perde as suas propriedades mecânicas em um tempo de incêndio curto, fazendo com que o pórtico falhe antes da viga expandir. Nos modelos com ambos os elementos revestidos, a força de compressão axial mantém-se quase constante, sem aumentos bruscos na sua força, pois o aumento da temperatura nas vigas e nos pilares é praticamente o mesmo, permitindo que a alteração da rigidez de ambos os elementos aconteça também praticamente ao mesmo tempo. A força de compressão começa a diminuir quando a viga alcança a fase de catenária. Por fim, verifica-se que as forças de tração em ação de catenária possuem um valor de pico significativo e são tão maiores quanto o vão da viga, conforme já visto em outras etapas da tese. Porém, tal força só se apresenta após a viga atingir a sua temperatura crítica. Nesse caso, a determinação das forças de tração em ação de catenária teria duas funções: verificação das ligações em altas temperaturas e efeitos de flexão que podem ocorrer nos pilares em que as vigas estão apoiadas.

Vale lembrar que, nas Figuras 5.132 e 5.133, as temperaturas medidas são realizadas na mesa aquecida do pilar para os modelos P2-I1-10m-VR-PR, P2-I1-10m-VR, P2-I1-15m-VR-PR e P2-I1-15m-VR. Para os modelos P2-I1-10m-PR e P2-I1-15m-PR, as temperaturas são medidas na mesa inferior da viga, para que haja uma melhor visualização da distribuição das forças de compressão e tração ao aumento de temperatura.

Figura 5.132 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 10 metros de vão variação no revestimento contra o fogo de vigas e pilares – cenário de Incêndio 1

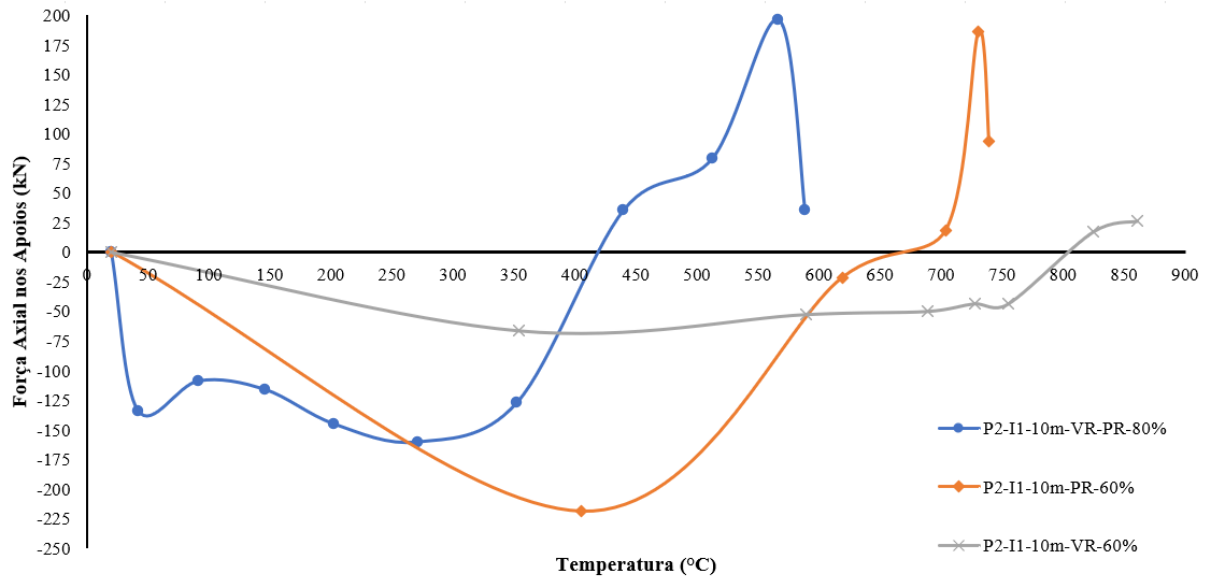
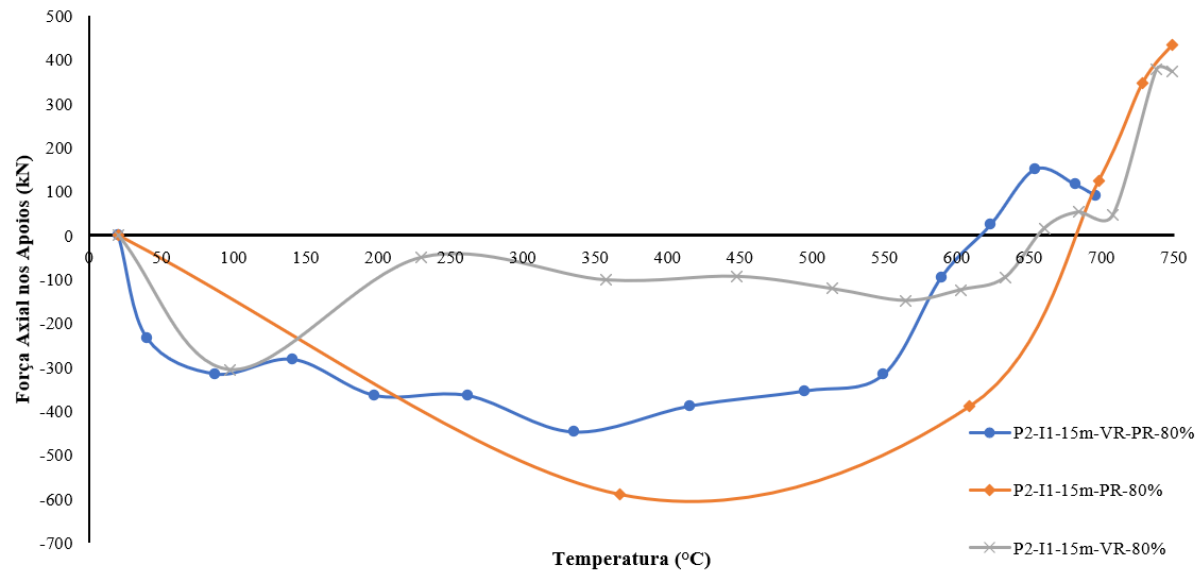


Figura 5.133 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 15 metros de vão variação no revestimento contra o fogo de vigas e pilares – cenário de Incêndio 1



Sobre a redistribuição de forças nos pilares dos pórticos com variação no revestimento contra o fogo, para os vãos de 10 e 15 metros, pode-se identificar, nas Figuras de 5.134 a 5.139, a porcentagem de esforços axiais de compressão que foram redistribuídos para os demais pilares dos pórticos. Ao se observar os modelos numéricos, apenas os modelos que apresentaram falha total no pilar central (P2-2) tiveram o colapso total do pórtico. Nos modelos de pórtico com viga revestida, a redistribuição dos esforços antes do término do colapso total do pórtico permitiu que os pilares centrais fossem sobrecarregados, apresentando, assim, instabilidade por

flexão, fazendo com que o pórtico entrasse em colapso. No pórtico de 10 metros de vão, essa situação não foi suficiente para a falha completa do pilar de fachada (P3-2), mas, para o pórtico de 15 metros de vão, a falha do pilar central fez com que o pilar de fachada também apresentasse a falha, mostrando que a redistribuição dos esforços é mais preponderante para grandes vãos.

Figura 5.134 – Redistribuição de esforços no colapso em situação de incêndio de pórticos de 10 metros de vão com vigas revestidas contra o fogo – cenário de Incêndio 1

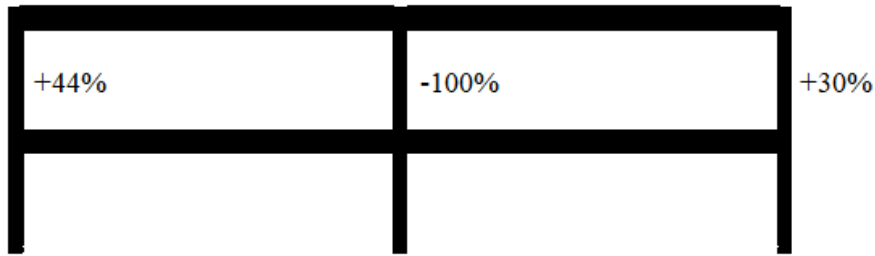


Figura 5.135 – Redistribuição de esforços no colapso em situação de incêndio de pórticos de 10 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo – cenário de Incêndio 1

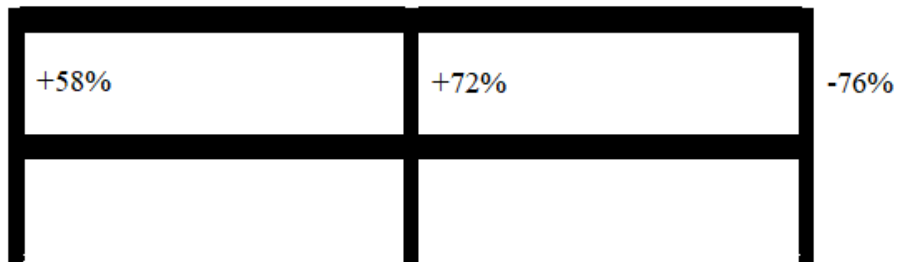


Figura 5.136 – Redistribuição de esforços no colapso em situação de incêndio de pórticos de 10 metros de vão com vigas e pilares revestidos contra o fogo – cenário de Incêndio 1

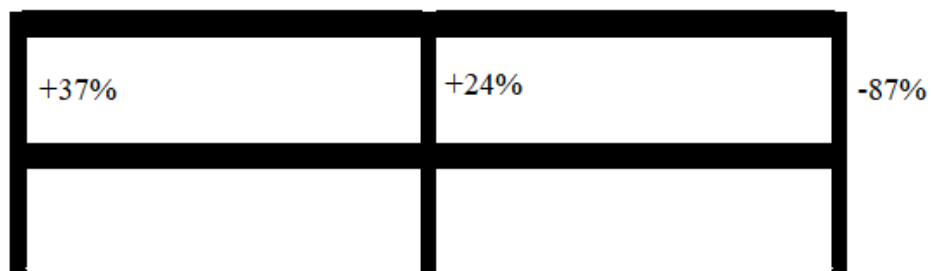


Figura 5.137 – Redistribuição de esforços no colapso em situação de incêndio de pórticos de 15 metros de vão com vigas revestidas contra o fogo – cenário de Incêndio 1

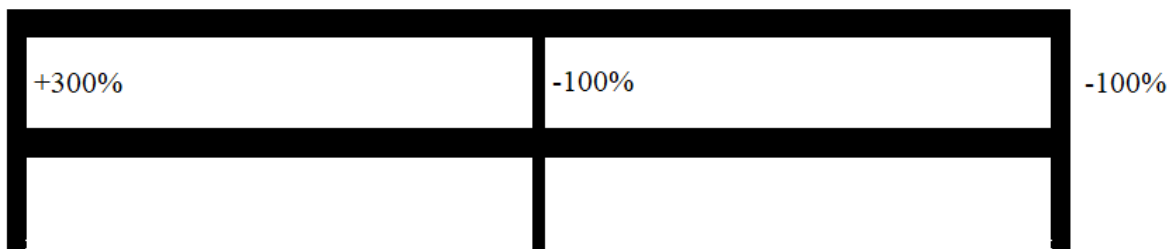


Figura 5.138 – Redistribuição de esforços no colapso em situação de incêndio de pórticos de 15 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo – cenário de Incêndio 1

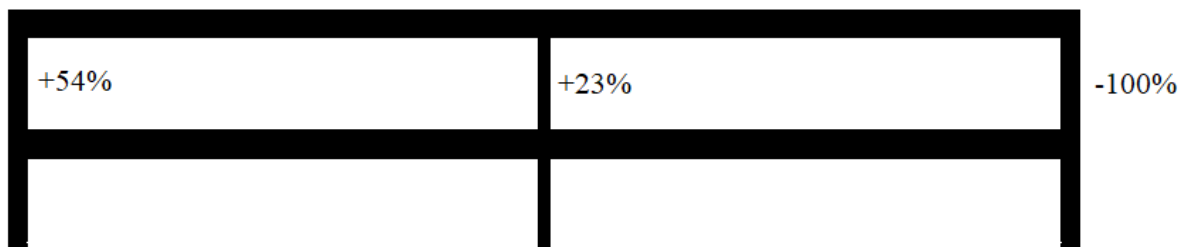
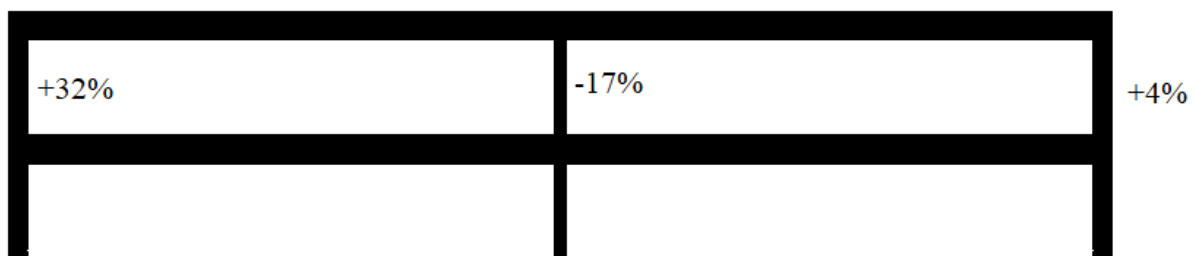


Figura 5.139 – Redistribuição de esforços no colapso em situação de incêndio de pórticos de 15 metros de vão com vigas e pilares revestidos contra o fogo – cenário de Incêndio 1



Ao analisar os modelos de pórticos com 5 metros de vão, sob o cenário de Incêndio 2, somente com a viga revestida contra o fogo, observa-se que instabilidades locais surgem na mesa de todo o pilar central (P2-1) e na região próxima ao apoio do pilar de fachada (P3-1), por conta das forças de compressão devido à expansão da viga (Figura 5.141). Essa instabilidade local aumenta a não linearidade do pilar central, levando-o a uma falha por instabilidade por flexão na menor inércia, em um comprimento equivalente a 65% do total do pilar, ou seja, $0,65L$ – mostrando que, nesse caso, não houve influências das forças de interação entre vigas e pilares nos pórticos, uma vez que o pilar central é o mais carregado. A Figura 5.140 mostra a configuração deformada do pórtico em questão. Observa-se ainda que, os pilares de fachada aquecidos apresentam falha por flexão, instantes depois que o pilar central falha. Isso acontece

pois, com a falha do pilar central, os esforços são redistribuídos e, o pilar de fachada, já com as propriedades mecânicas do material degeneradas pelas altas temperaturas, não resiste aos esforços, apresentando também instabilidade por flexão, levando todo o pórtico ao colapso – diferente do cenário de Incêndio 1, em que o colapso era parcial, apenas do pilar de fachada. Esse processo de colapso acontece em todas as seções transversais estudadas. Outra questão importante em relação à comparação com o cenário de Incêndio 1 é que, no cenário de Incêndio 2, o pórtico apresenta colapso com um tempo menor, devido ao fato dos pilares do primeiro pavimento possuírem maior carregamento e, ainda, do comprimento equivalente ser distinto.

Figura 5.140 – Configuração deformada do modelo P2-I2-5m-VR-80% ao fim de 48 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 2

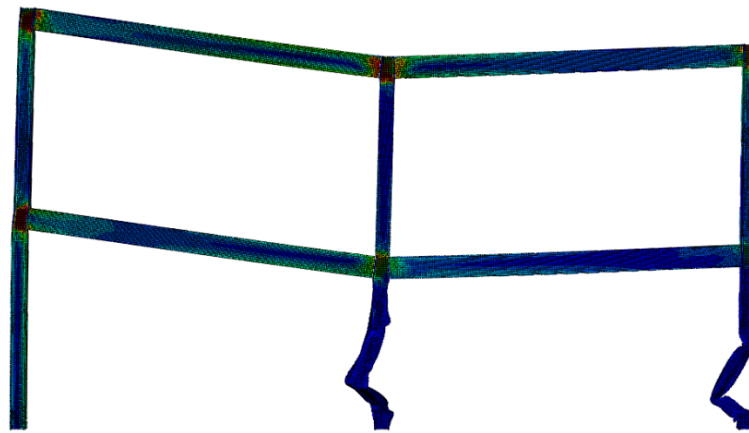
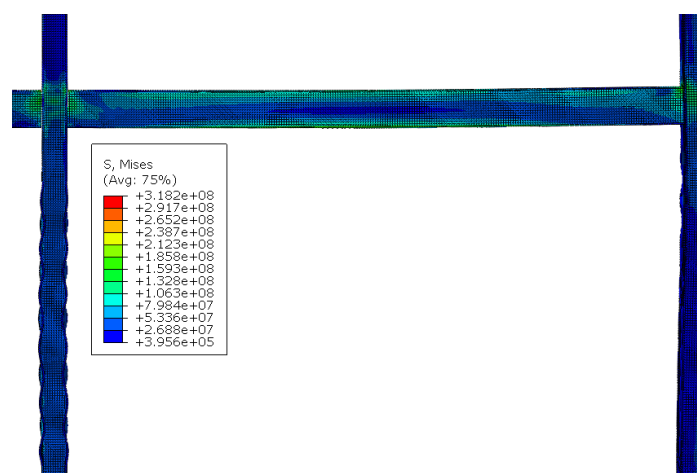


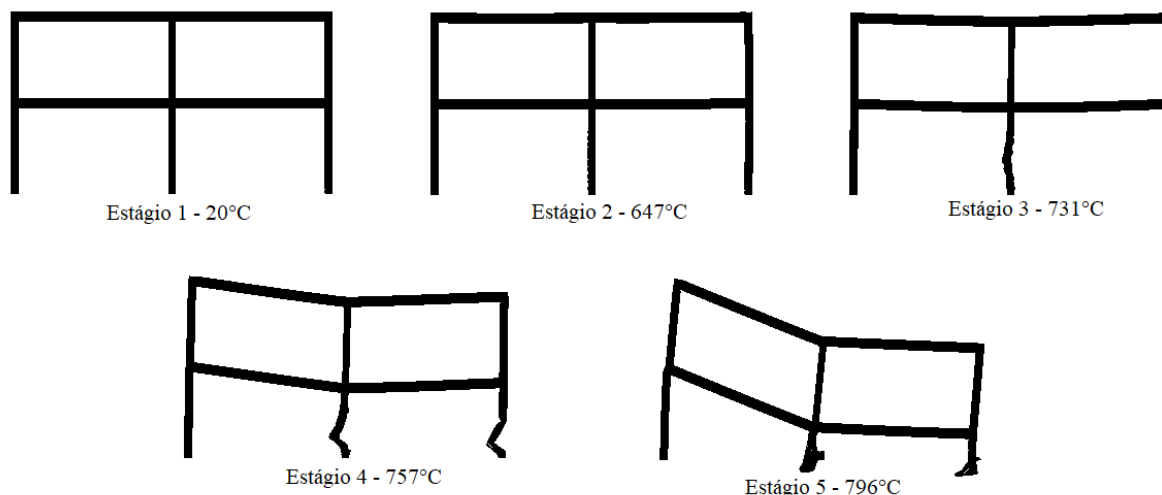
Figura 5.141 – Instabilidade local na mesa dos pilares central e de fachada do modelo P2-I2-5m-VR-80% em 36 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 2



Na Figura 5.142, é possível ver o processo de colapso dos pórticos analisados com vigas revestidas. A temperatura foi medida na mesa aquecida do pilar. É possível observar o efeito *push-out* nos pilares de fachada, devido às forças de compressão geradas pela viga, assim como

visto anteriormente em outras análises nesta tese. Entretanto, o efeito *pull-in*, nesse caso, não é visível, pois a falha do pilar se dá por instabilidade por flexão, sem que a viga induza o pilar a este efeito.

Figura 5.142 – Processo de colapso de pórticos com 5 metros de vão com vigas revestidas contra o fogo sob cenário de Incêndio 2

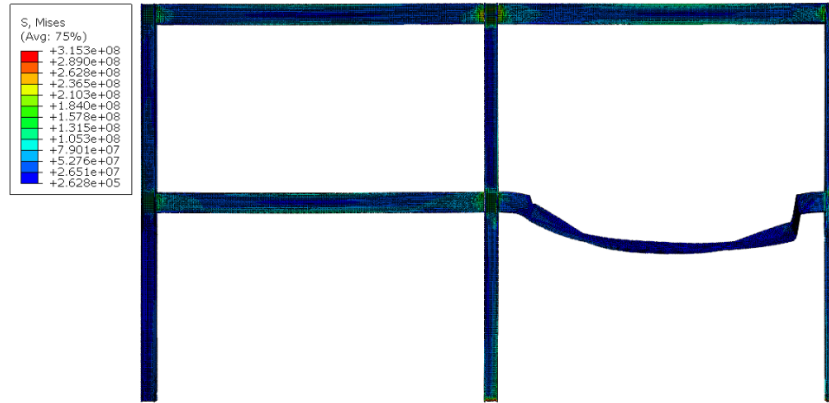


Ao observar os modelos de pórtico somente com os pilares revestidos, verifica-se, na Figura 5.143, que o pórtico não apresenta colapso. Nesse caso, somente a viga no pavimento incendiado falha, pois, como não está revestida contra o fogo, a propagação do calor no elemento acontece de forma mais acelerada do que no pilar, que está revestido. Assim, a viga alcança altas temperaturas bem antes do pilar ter suas propriedades mecânicas degradadas pelo incêndio. Tal efeito acontece para todas as seções transversais de pilares estudadas. Apesar do pórtico não apresentar colapso, notam-se tensões próximas ao limite de resistência do material nos pilares, na região da ligação e na base dos pilares (devido ao momento fletor gerado pela força de compressão da viga na fase de expansão) e verifica-se claramente o efeito *push-out* nos pilares. As tensões relatadas acima são mais evidentes quando os pilares possuem maior seção transversal, corroborando o que foi visto em itens anteriores desta tese, que os pilares mais rígidos estão sujeitos à maiores tensões, devido aos efeitos de interação entre viga e pilar.

Comparado ao comportamento observado no cenário de Incêndio 1, no cenário de incêndio 2, as forças de tração na ação de catenária da viga em altas temperaturas não possuem tanta influência nos pilares. Não foi observada falha por flexão devido às forças de tração e também não foram observadas tensões maiores que a resistência ao escoamento do material, apesar de ser visível a mudança no sentido da distribuição de tensões nos pilares. Logo, verifica-se que, em incêndios em pavimentos térreos, revestir o pilar e não revestir a viga não levaria o

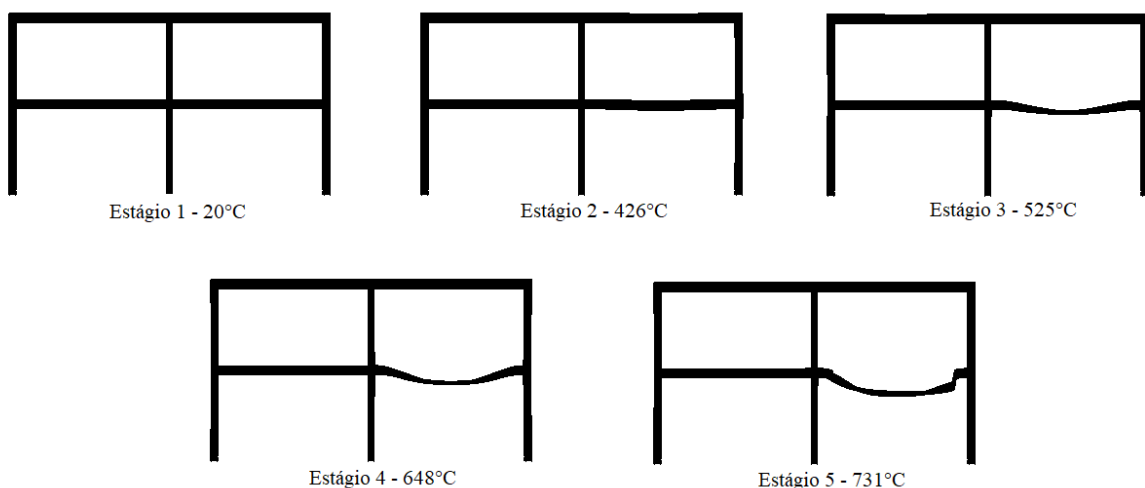
pórtico ao colapso global da estrutura. Para corroborar essa conclusão, tal efeito será ilustrado para os vãos de 10 e 15 metros, mais à frente neste trabalho.

Figura 5.143 – Configuração deformada do modelo P2-I2-5m-PR-80% ao fim de 36 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 2



O processo de colapso dos pórticos com pilares revestidos contra o fogo, sob o cenário de Incêndio 2, pode ser visto na Figura 5.144. A temperatura medida é em relação à mesa inferior aquecida da viga. É possível verificar, no estágio inicial do incêndio, o efeito *push-out* e, quando a viga está próxima ao colapso, o efeito *pull-in*. Entretanto, as forças de tração não são suficientes para provocarem flexão significativa nos pilares, a ponto de levar o este elemento ao colapso, como visto em outras etapas dessa parametrização.

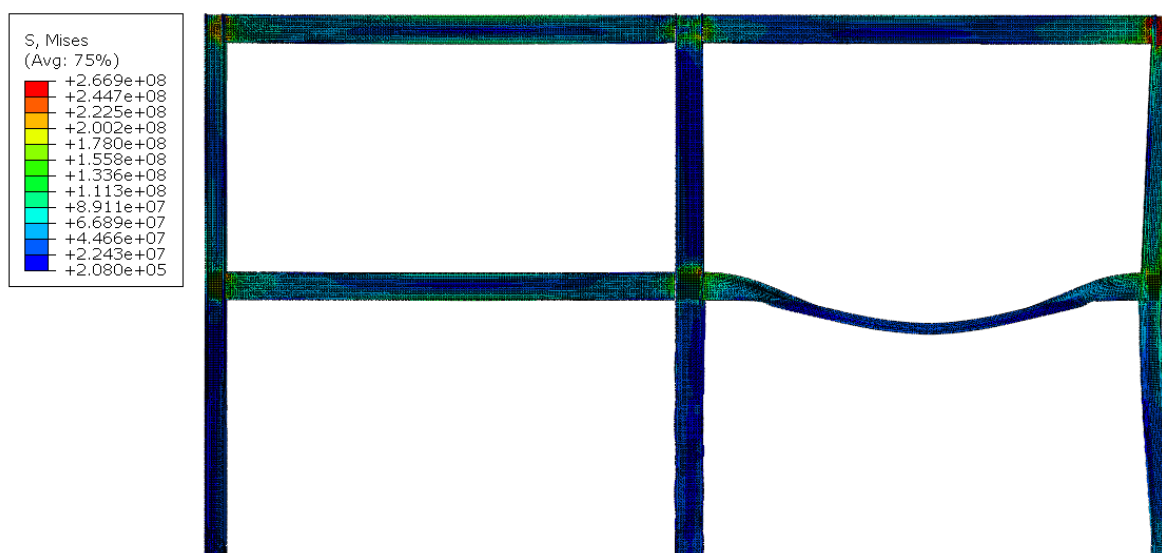
Figura 5.144 – Processo de colapso de pórticos com 5 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo sob cenário de Incêndio 2



Ao analisar os pórticos com vigas e pilares revestidos, não se observou um colapso total do pórtico, mesmo com 120 minutos de incêndio. Verificou-se, na fase de expansão da viga, efeitos causados pelas forças de compressão geradas pela expansão (tensões localizadas na

região da ligação e na base do pilar). Entretanto, as tensões geradas por esse efeito não foram suficientes para ultrapassar a resistência ao escoamento do material. Apesar do pórtico não apresentar colapso global, na fase de catenária da viga, o efeito *pull-in* (e consequentemente as forças de tração devido à ação de catenária) permitem que surjam momentos fletores nos pilares a ponto de iniciar o processo de formação de rótula plástica (Figura 5.145), mostrando que, caso o pilar fosse dimensionado aos momentos fletores, devido à força de tração na ação de catenária, a chance do colapso global da edificação seria diminuída, pois somente a viga incendiada apresentaria falha. Conclui-se, então, que, para evitar o colapso global, o mais importante é revestir o pilar contra o fogo. Na Figura 5.146, pode-se observar o comportamento do pórtico com os elementos revestidos contra o fogo.

Figura 5.145 – Configuração deformada do modelo P2-I2-5m-VR-PR-80% ao fim de 120 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 2



Quando as forças de interação entre vigas e pilares nos pórticos com elementos revestidos são analisadas (Figura 5.147), observa-se que as maiores forças de compressão estão no pórtico com pilar revestido, pois, nesse caso, a viga se expande de maneira mais acelerada por não estar revestida e, com o pilar mais rígido (com menor perda das propriedades mecânicas devido às altas temperaturas), há mais restrição ao deslocamento axial, gerando forças maiores. No pórtico com somente a viga revestida contra o fogo, verifica-se que há uma força de tração nos minutos iniciais de incêndio (efeito já verificado e discutido no item anterior), uma vez que a viga, nos minutos iniciais de incêndio, tem o deslocamento vertical maior que a expansão (por conta das temperaturas mais baixas, pelo elemento estar revestido contra o fogo).

Ao decorrer do incêndio, e conseqüentemente com o aquecimento e expansão da viga, as forças de compressão aparecem, entretanto, o pilar já apresenta as propriedades mecânicas altamente degradadas, não apresentando rigidez axial para restringir a expansão da viga. No pórtico com ambos os elementos revestidos, verifica-se que, as forças de compressão aumentam de modo mais uniforme (semelhante quando a viga é analisada de forma isolada, conforme já visto), uma vez que as propriedades mecânicas, tanto da viga quanto do pilar, se degradam ao mesmo tempo, devido ao revestimento contra o fogo. Justamente por esse efeito, apresentam menores valores de força de compressão na fase de expansão da viga. Em relação às forças de tração na ação de catenária, verifica-se que os maiores valores são referentes aos pórticos somente com os pilares revestidos. As forças de tração com os pilares sem revestimento são menores, pois o pórtico já se encontra em processo de colapso. Para os pórticos com vigas e pilares revestidos contra o fogo, a determinação da força de tração em ação de catenária é importante para que o pórtico não inicie o processo de colapso (mesmo verificando que não há colapso global, as altas deformações do pilar podem inviabilizar uma eventual recuperação da estrutura pós incêndio).

Figura 5.146 – Processo de colapso de pórticos com 5 metros de vão com vigas e pilares revestidos contra o fogo sob cenário de Incêndio 2

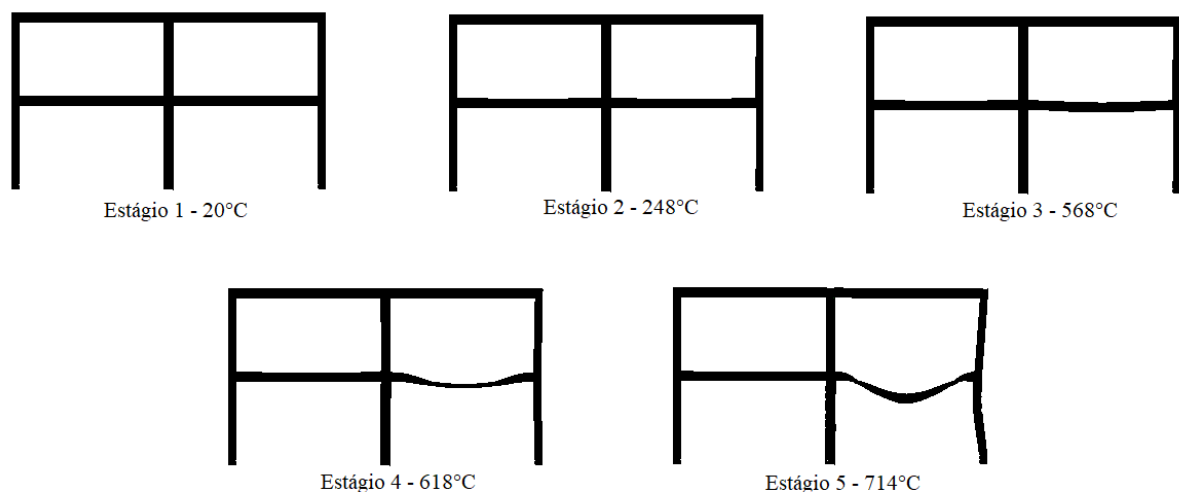
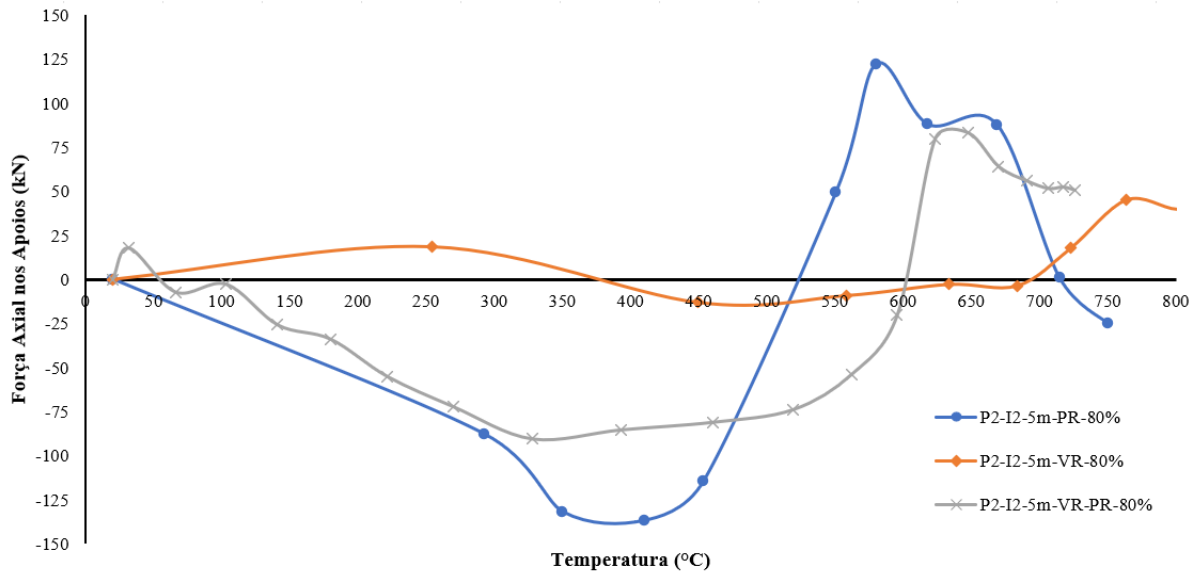
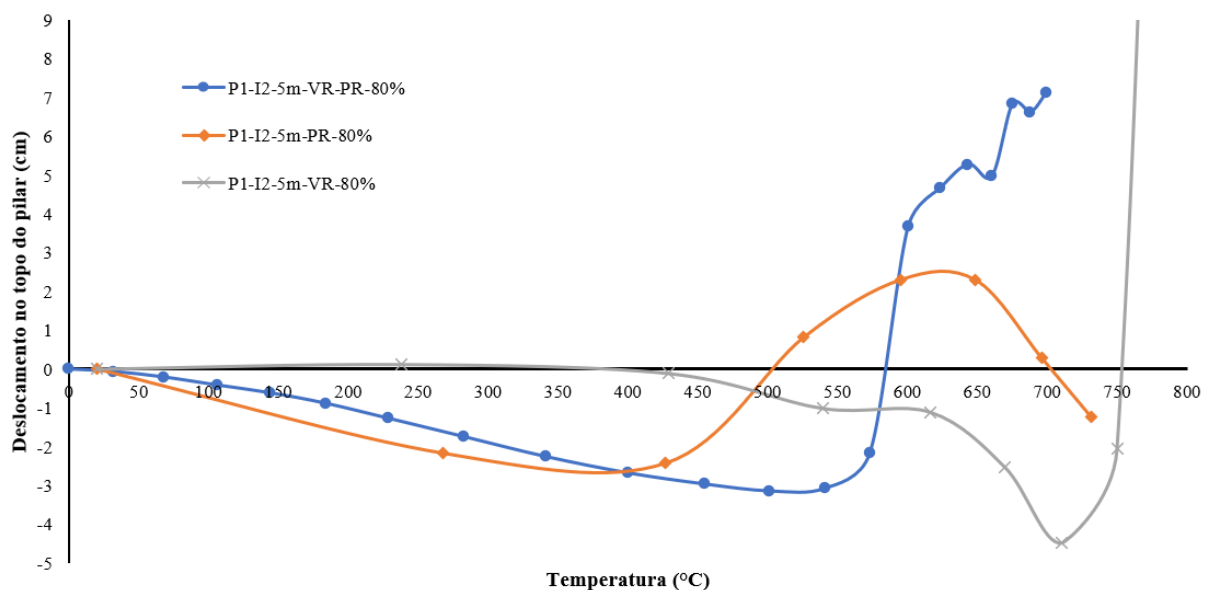


Figura 5.147 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-1 para pórticos de 5 metros de vão com variação no revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 2



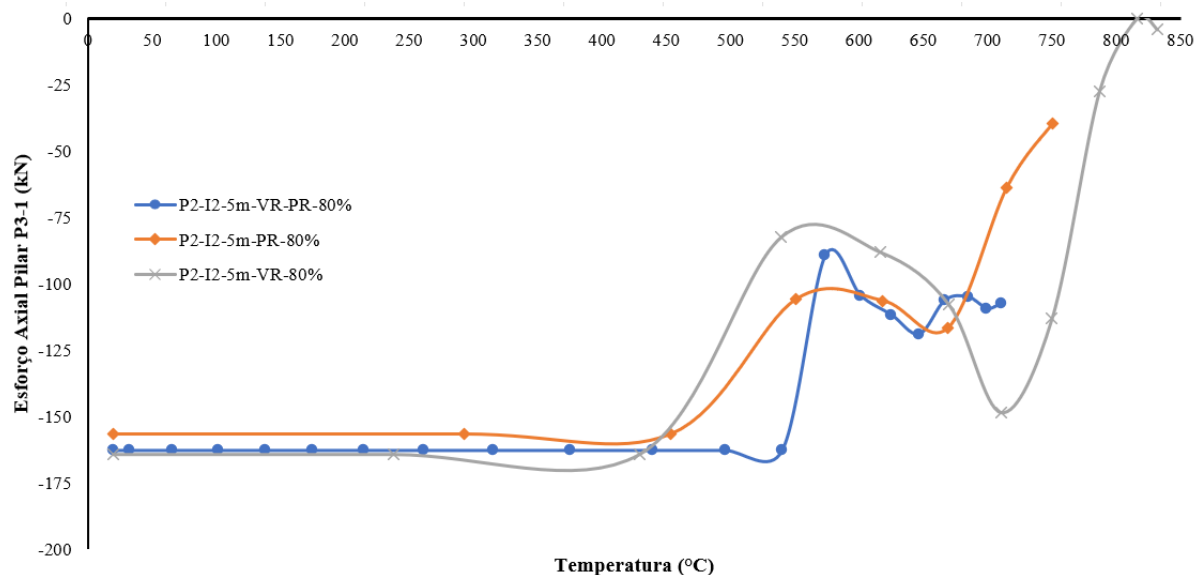
A fim de entender melhor o comportamento da variação do revestimento contra o fogo nos elementos do pórtico, serão demonstrados, nas Figuras 5.148 e 5.149, os deslocamentos no topo do pilar do 1º pavimento e o esforço axial no pilar P3-1, nos modelos P2-I2-5m-VR-80%, P2-I2-5m-PR-80% e P2-I2-5m-VR-PR-80%. Lembrando que, para os deslocamentos, a temperatura foi medida na mesa aquecida do pilar (exceto para o modelo somente com o pilar revestido contra o fogo, em que a temperatura foi medida na mesa inferior da viga aquecida).

Figura 5.148 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos de 5 metros de vão com revestimento contra o fogo distinto nos elementos estruturais, sob cenário de Incêndio 2



A partir do gráfico de deslocamentos no topo do pilar P3-1, verifica-se que o modelo de pórtico somente com a viga revestida é o que apresenta o maior deslocamento, assim como visto no cenário de Incêndio 1. É possível perceber, ainda, que o efeito *push-out* é quase imperceptível, pois a viga possui pouca expansão térmica, devido ao revestimento contra o fogo. Nos pórticos com pilares revestidos, o efeito *push-out* é mais acentuado, com o modelo de pórtico com viga e pilar revestido apresentando os maiores valores de deslocamentos horizontais. Por fim, verifica-se que o comportamento do pórtico para o cenário de Incêndio 2 é consideravelmente distinto ao parametrizar o revestimento contra o fogo, mostrando que, não revestir o pilar é mais prejudicial à edificação.

Figura 5.149 – Esforço axial de compressão no pilar P3-1 para pórticos de 5 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 2



Na Figura 5.149, é possível identificar os esforços axiais no pilar P3-1 (pilar de fachada) para as combinações de revestimento estudadas. Verifica-se que os esforços axiais são, aproximadamente, os mesmos para ambos os modelos - até 450°C, quando ambos apresentam redução nos valores. Para o caso dos pórticos somente com a viga revestida, há uma queda nos esforços axiais e, em seguida, um aumento nos valores. Isso se deve à redistribuição dos esforços, uma vez que, em uma temperatura de 600°C, aproximadamente, o pilar central falha por instabilidade por flexão e os esforços são redistribuídos para o pilar de fachada, até ocorrer a falha. O pórtico com pilar revestido apresenta redução dos esforços axiais quando, com a falha da viga, os esforços normais diminuem. Para os pórticos com vigas e pilares revestidos, em aproximadamente 550°C, o pilar de fachada, com o efeito *pull-in* (que pode ser observado nos

deslocamentos dos pilares na Figura 6.148), tem seus esforços de compressão diminuídos até o final do incêndio.

Nas Figuras 5.150, 5.151 e 5.152, verifica-se a porcentagem média de redistribuição de esforços em cada pilar ao fim do incêndio, para pilares e vigas revestidos, somente pilares revestidos e somente vigas revestidas, respectivamente. Para os pórticos com vigas e pilares revestidos contra o fogo, nota-se que houve pouca variação nos esforços ao fim do incêndio. Nos pórticos com pilares revestidos, mesmo com a falha somente da viga, verificou-se que o pilar de fachada incendiado teve uma redução significativa dos esforços, redistribuindo para os demais pilares. Isso ocorre devido ao efeito *pull-in* da viga, que “aliviou” os esforços no pilar e devido ao fato do pilar ter perdido capacidade resistente, em altas temperaturas, mesmo que a degradação não seja tão alta quanto na viga. Entretanto, nesse caso, observou-se que a redistribuição de esforços não levaria ao colapso do pórtico. Nos pórticos com a viga revestida contra o fogo, verifica-se que os pilares de fachada incendiados e centrais possuem uma forte redistribuição de esforços para o pilar de fachada não incendiado. O colapso global nesse caso é inevitável, pois, além dos pilares P2-1 e P3-1 falharem, a redistribuição dos esforços faz com que o pilar de fachada que não está incendiado também apresente falha, mostrando que, a fim de evitar o colapso global de pórticos em situação de incêndio, é necessário, ao menos, revestir os pilares.

Figura 5.150 – Redistribuição de esforços no final do incêndio de pórticos de 5 metros de vão com pilares e vigas revestidos contra o fogo – cenário de Incêndio 2

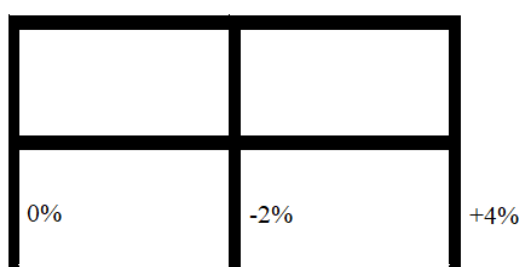


Figura 5.151 – Redistribuição de esforços no final do incêndio de pórticos de 5 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo – cenário de Incêndio 2

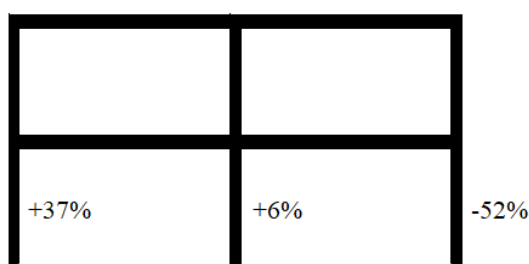
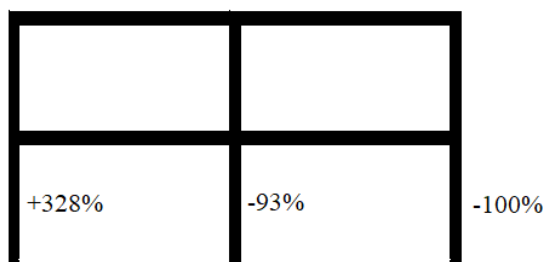
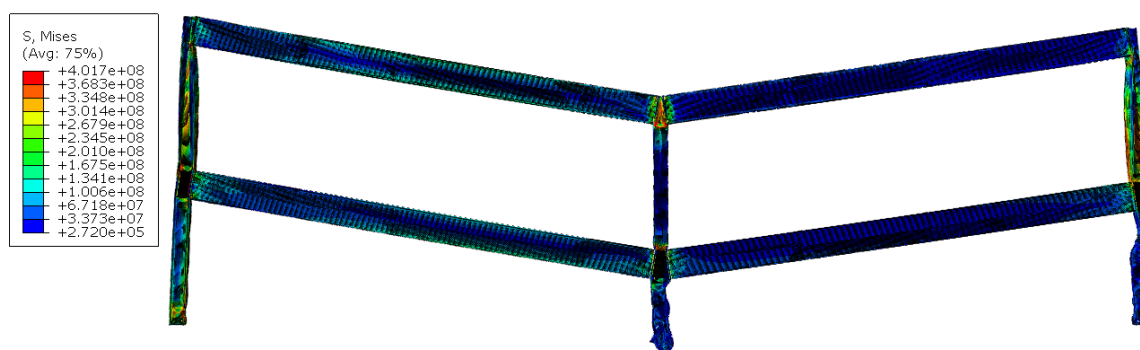


Figura 5.152 – Redistribuição de esforços no colapso de pórticos de 5 metros de vão com vigas revestidas contra o fogo – cenário de Incêndio 2



Nos modelos de pórticos com 10 metros de vão com vigas revestidas, verifica-se que a falha do pórtico se dá, primeiramente, no pilar central (P2-1) e, instantes depois, o pilar de fachada (P3-1) também apresenta falha, causando o colapso total do pórtico. Esse mecanismo de colapso é similar ao visto nos pórticos com 5 metros de vão, em que o pilar central apresenta instabilidade por flexão na menor inércia do pilar (Figura 6.153), devido ao esforço normal e às altas temperaturas. Esse efeito foi observado para todas as seções transversais estudadas nessa parametrização. Nos minutos iniciais de incêndio (12 minutos de incêndio), os pilares central e de fachada apresentam forte instabilidade local na mesa aquecida. Em seguida, o pilar central também apresenta instabilidade local na alma (18 minutos de incêndio), causando uma forte não-linearidade geométrica, levando este elemento à instabilidade por flexão, aos 24 minutos de incêndio. No caso analisado, verificou-se pouca interação entre a viga e o pilar aquecido. O efeito *push-out* é visível nos pórticos com pilares com maior seção transversal (20% da relação entre a solicitação e resistência), pois, nos pilares com menor seção transversal, o pilar central apresenta a instabilidade antes da viga expandir completamente. O efeito *pull-in*, nesse caso, não é ocasionado pela ação de catenária da viga, mas sim pelo pilar central do pórtico, permitindo que a viga “puxe” o pilar de fachada.

Figura 5.153 – Configuração deformada do modelo P2-I2-10m-VR-80% ao fim de 24 minutos de incêndio – cenário de incêndio 2



Ao analisar os pórticos de 15 metros de vão com vigas revestidas, observa-se que o mecanismo de colapso é idêntico aos pórticos com 5 e 10 metros de vão, com o pilar central apresentando falha por instabilidade por flexão (Figura 5.154). Entretanto, os pórticos com vãos de 15 metros possuem uma diferença importante quando comparados aos demais vãos: o efeito *push-out* é bem mais visível, uma vez que a força de compressão na fase de expansão da viga é tão maior quanto o comprimento da viga. A partir dos resultados dos pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão, identifica-se que, quando o incêndio ocorre no compartimento de fachada do pavimento térreo (com os pilares sem revestimento contra o fogo), maior é a chance do colapso total da edificação. Nas Figuras 5.155 e 5.156, verifica-se o processo de colapso dos pórticos com viga revestida contra o fogo de 10 e 15 metros de vão, respectivamente, em que é possível observar a fase de expansão, mas não a fase de catenária da viga, pois o pórtico entra em colapso antes do aquecimento da viga, ao ponto de se comportar como um cabo.

Figura 5.154 – Configuração deformada do modelo P2-I2-15m-VR-80% ao fim de 30 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 2

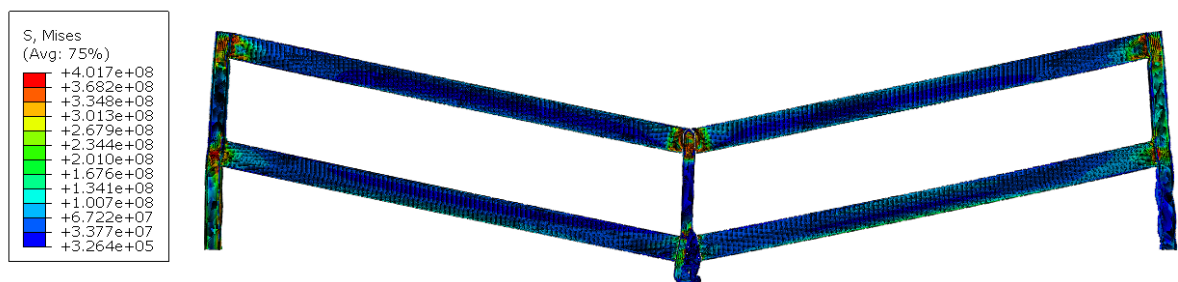


Figura 5.155 – Processo de colapso de pórticos com 10 metros de vão com vigas revestidas contra o fogo sob cenário de Incêndio 2

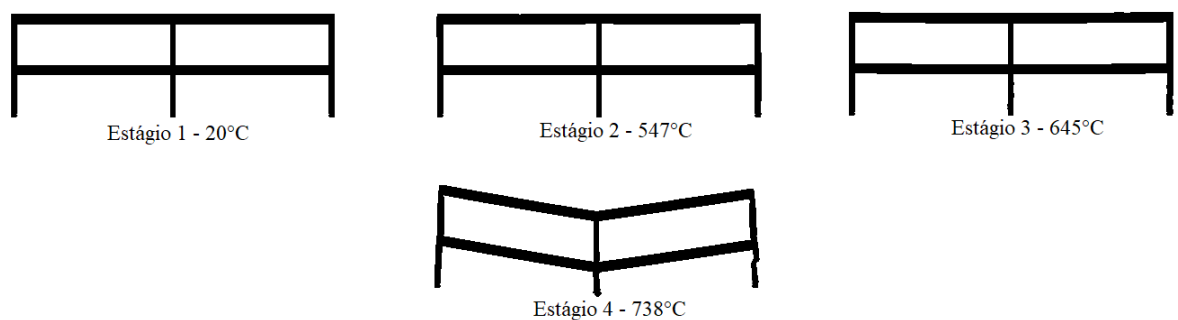
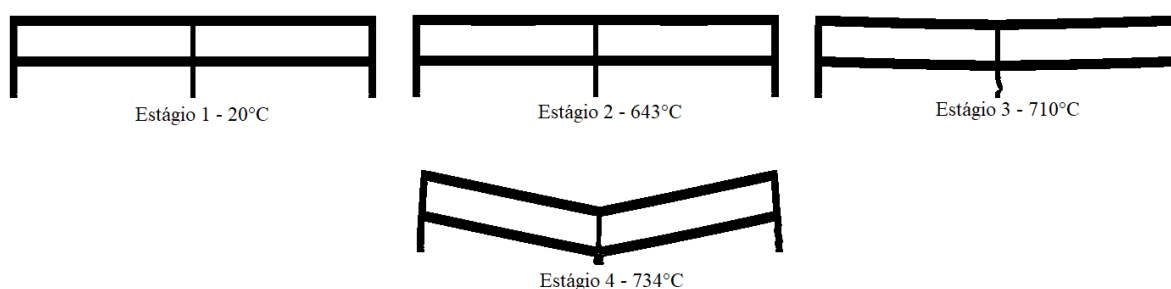
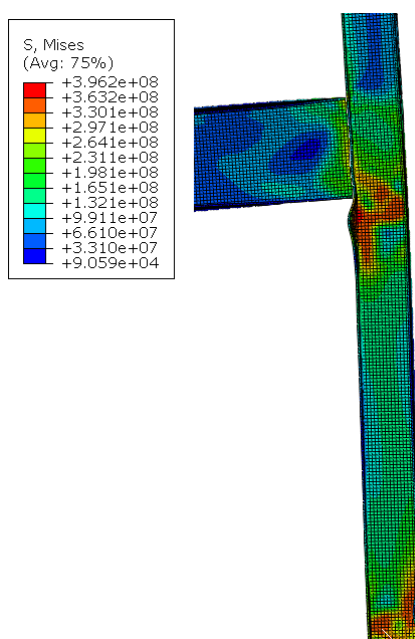


Figura 5.156 – Processo de colapso de pórticos com 15 metros de vão com vigas revestidas contra o fogo sob cenário de Incêndio 2



Ao observar o comportamento de pórticos com os pilares revestidos, verificou-se que, para os modelos com 10 metros de vão, os pilares com menores seções transversais (80% e 60% da capacidade resistente) sofrem forte instabilidade, devido à flexão na região próxima à ligação entre a viga e o pilar, e próximo à base do pilar (Figura 5.157), apresentando tensões maiores que a resistência ao escoamento do material (Figura 5.158), na fase de expansão da viga (efeito *push-out*). Quando a viga entra na fase de catenária, o efeito *pull-in* gera momentos fletores no sentido contrário, então a viga passa a apresentar plastificação em um ponto imediatamente acima da ligação entre a viga e o pilar, e no ponto próximo ao apoio, que já havia iniciado o processo de plastificação na fase de expansão da viga (Figura 5.159). Essa falha é parecida com a vista para pórticos de 5 e 10 metros sem revestimento contra o fogo, com a diferença que a rótula plástica surgia na região imediatamente abaixo da ligação entre viga e pilar.

Figura 5.157 – Distribuição de tensões nos modelos de pórticos com vão de 10 metros e pilares revestidos



Para os pilares com maior seção transversal (40% e 20% da capacidade resistente), os pilares também apresentam tensões maiores que a resistência ao escoamento na região da ligação e na base do pilar, entretanto o efeito *pull-in* não é suficiente para gerar flexão adicional, pois os pilares possuem maiores dimensões.

Figura 5.158 – Tensão localizada devido às forças de compressão na expansão da viga na base dos nós pórticos com pilares revestidos contra o fogo – cenário de incêndio 2

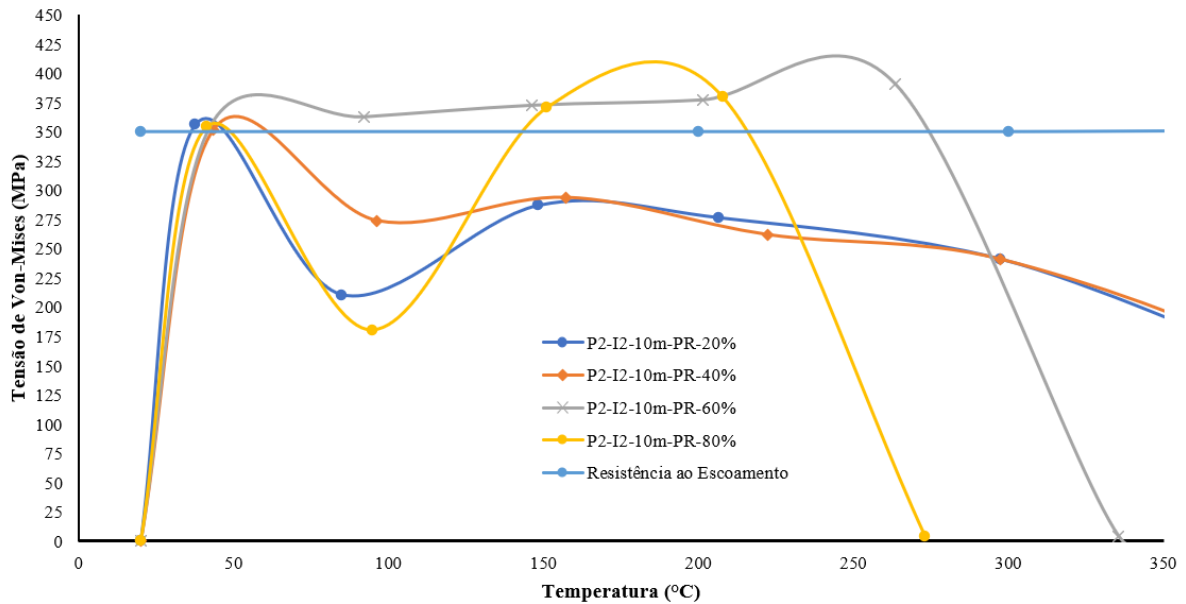
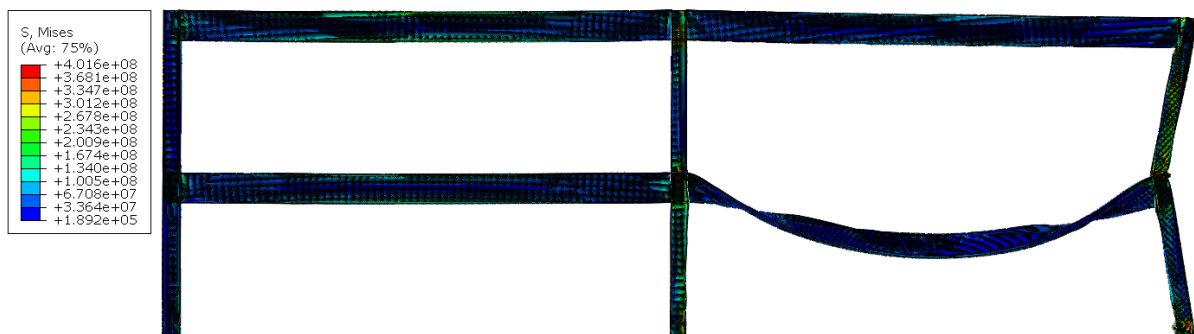


Figura 5.159 – Configuração deformada do modelo P2-I2-10m-PR-80% ao fim de 24 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 2



Ao estudar o comportamento dos pórticos com vãos de 15 metros com pilar revestido contra o fogo, observou-se que, diferentemente dos pórticos de 10 metros de vão, e, assim como nos pórticos com 5 metros de vão, não há colapso total, apenas a viga apresenta falha (Figura 6.xx). Isso é explicado pelo fato de que, nos pórticos com 15 metros de vão, os pilares de fachada possuem maior seção transversal, pois precisam resistir a um momento fletor maior, oriundo das vigas com grandes vãos. Dessa forma, o tempo para colapso é maior do que nos pórticos com vão de 10 metros. Entretanto, como as forças de compressão oriundas da expansão

da viga são maiores para vigas com grandes vãos, os pórticos com pilares com menor seção transversal (80% e 60% da capacidade resistente) apresentam tensões localizadas maiores que a resistência ao escoamento do material, tendo ainda forte instabilidade local, em região próxima à ligação e próxima à base do pilar, assim como visto nos pórticos de 10 metros de vão, corroborando a importância da verificação das forças oriundas da interação viga e pilar.

Para os pórticos com maiores seções transversais (40% e 20% da capacidade resistente), apesar de terem sido observadas as tensões localizadas citadas anteriormente, não forma apresentados valores maiores que a resistência ao escoamento do material. A fim de facilitar o entendimento do colapso de pórticos com grandes vãos, as Figuras 5.161 e 5.162 mostram o processo de colapso dos pórticos de 10 e 15 metros, respectivamente, com os pilares revestidos contra o fogo.

Figura 5.160 – Configuração deformada do modelo P2-I2-15m-PR-80% ao fim de 42 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 2

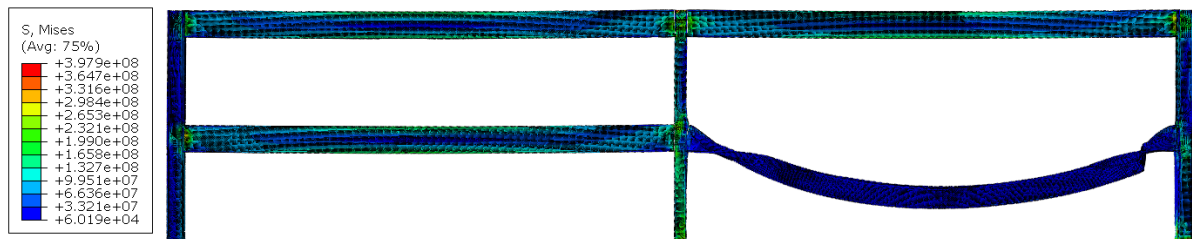


Figura 5.161 – Processo de colapso de pórticos com 10 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo sob cenário de Incêndio 2

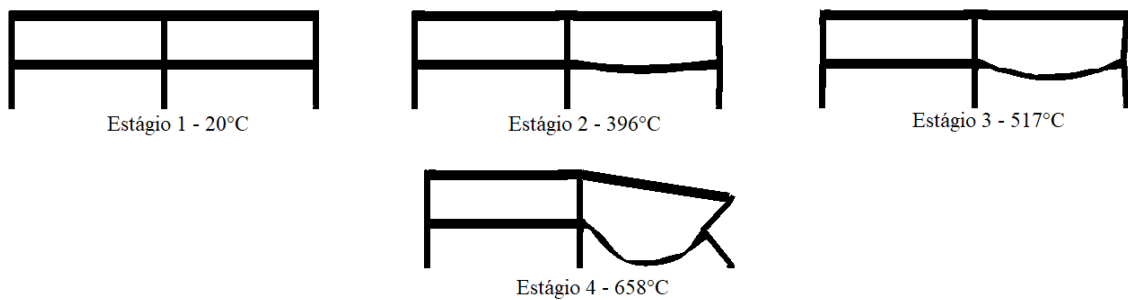


Figura 5.162 – Processo de colapso de pórticos com 15 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo sob cenário de Incêndio 2



Nos pórticos de 10 metros com as vigas e pilares revestidos contra o fogo, verifica-se que o modo de colapso é similar aos dos pórticos somente com o pilar revestido, com o surgimento de rótulas plásticas imediatamente acima das ligações e na base dos pilares, para os modelos com pilares de menor seção transversal (80% e 60% da capacidade resistente). Para os pilares com maiores seções transversais (40% e 60%), a rótula plástica surge, além da região próxima à base do pilar, a uma região de 75% do comprimento do pilar ($0,75L$). Assim como nos modelos de pórticos somente com o pilar revestido, surgem tensões maiores que a resistência ao escoamento na base do pilar e no ponto imediatamente abaixo da ligação, devido ao efeito *push-out*, juntamente com a presença de forte instabilidade local. O colapso total do pórtico se dá pelo efeito *pull-in*, com as forças de tração na ação de catenária da viga (Figura 5.163). Por fim, é importante ressaltar que, assim como em alguns modelos de pórticos vistos no item 5.2.1 desta tese, as forças de compressão na fase de expansão da viga geram tensões na região da ligação com valores maiores que a resistência ao escoamento.

Figura 5.163 – Configuração deformada do modelo P2-I2-10m-VR-PR-80% ao fim de 54 minutos de incêndio – cenário de incêndio 2



Nos pórticos de 15 metros com os elementos revestidos contra o fogo, verifica-se que o modo de colapso é parecido aos pórticos somente com a viga revestida, quando o pilar central apresenta falha por instabilidade por flexão (Figura 5.164). Esse efeito ocorre somente nos pilares com 80% e 60% da capacidade resistente. Nas demais seções transversais, é observado

somente a falha da viga. O efeito *push-out* não é visível pela maior seção transversal do pilar de fachada, entretanto, observam-se tensões localizadas próximas à ligação viga-pilar e na região da base do pilar. Para os modelos com 80% e 60% da capacidade resistente, foram observadas tensões maiores que a resistência ao escoamento do aço. Para as demais seções, apesar das tensões localizadas citadas estarem presentes, tais valores não ultrapassam a resistência ao escoamento do material. Quanto ao efeito *pull-in*, na fase de catenária da viga, é possível observar, no pórtico com pilar com 80% da capacidade resistente, uma forte instabilidade devido à flexão gerada pela força de tração (Figura 5.165), mostrando que os efeitos das forças de tração em pórticos de grandes vãos são importantes e devem ser considerados no dimensionamento, para evitar o colapso progressivo da edificação em situação de incêndio. Nas demais seções transversais, esse efeito não é visível, uma vez que a capacidade resistente ao momento fletor é aumentada juntamente com a utilização de maiores seções transversais para pilares.

Outro fenômeno observado é a forte instabilidade local nas mesas aquecidas dos pilares que não apresentam falhas. Esse fenômeno foi observado em etapas anteriores deste estudo e está relacionado diretamente às forças de compressão na fase de expansão da viga, associado às altas temperaturas – em pilares com maior capacidade resistente.

Figura 5.164 – Configuração deformada do modelo P2-I2-15m-VR-PR-80% ao fim de 78 minutos de incêndio – cenário de incêndio 2

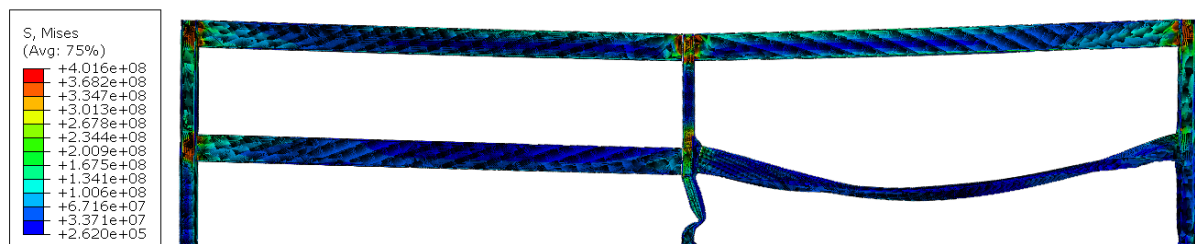
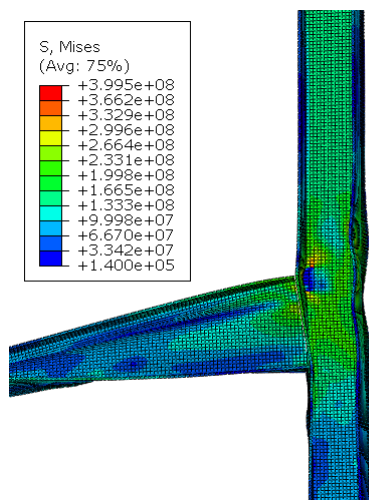


Figura 5.165 – Instabilidade por flexão gerada pelas forças de tração devido à ação de catenária da viga – modelo P2-I2-15m-VR-PR-80%



A fim de entender melhor o comportamento de pórticos de 10 e 15 metros com as vigas e pilares revestidos contra o fogo, serão apresentados, nas Figuras 5.166 e 5.167, os modos de colapso desses pórticos. Nas Figuras 5.168 e 5.169, serão apresentados os valores das forças axiais nos pilares P3-1 e, nas Figuras 5.170 a 5.175, a redistribuição média dos esforços, nos pórticos de 10 e 15 metros, com a parametrização do revestimento contra o fogo estudados anteriormente.

Figura 5.166 – Processo de colapso de pórticos com 10 metros de vão com vigas e pilares revestidos contra o fogo sob cenário de incêndio 2

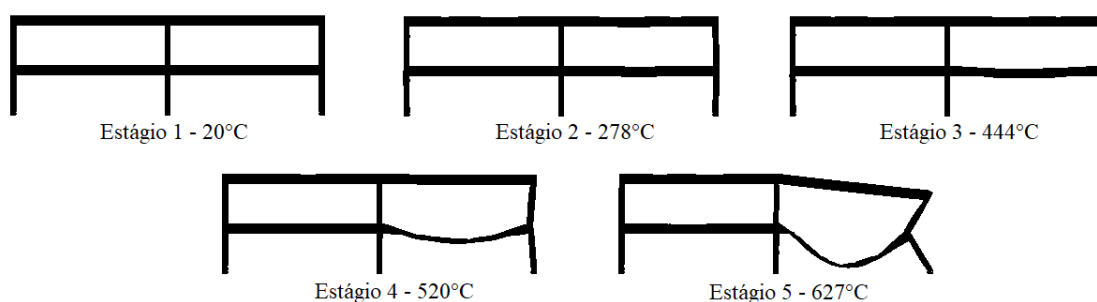


Figura 5.167 – Processo de colapso de pórticos com 15 metros de vão com vigas e pilares revestidos contra o fogo sob cenário de incêndio 2

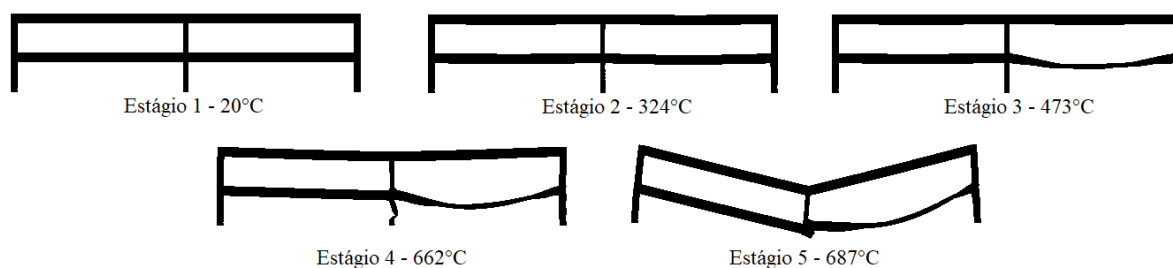


Figura 5.168 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-1 para pórticos de 10 metros de vão com variação no revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 2

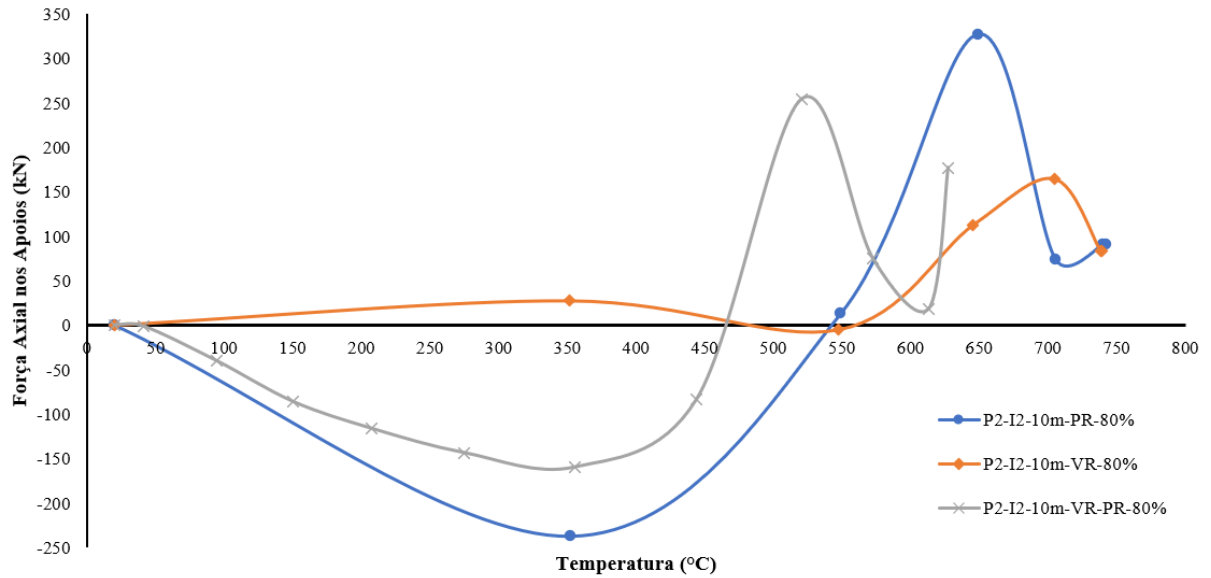
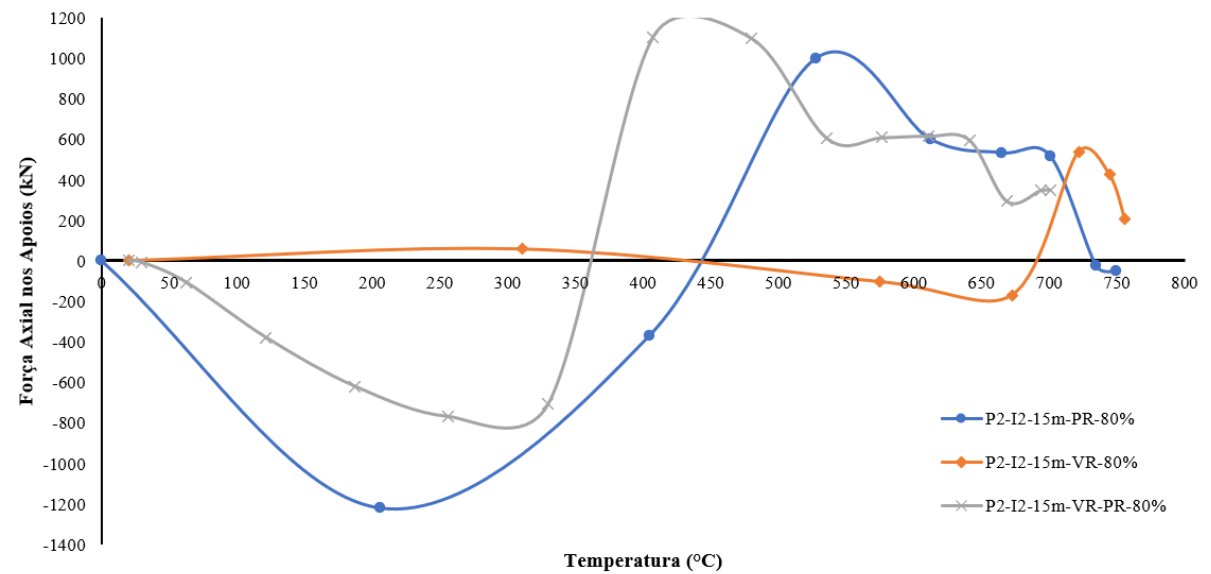


Figura 5.169 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-1 para pórticos de 15 metros de vão com variação no revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 2



Nas Figuras 5.168 e 5.169, é possível verificar as forças axiais no apoio do pilar P3-1, para os pórticos de 10 e 15 metros de vão, respectivamente. Pode ser observado que, assim como visto nos pórticos de 5 metros de vão e para o cenário de Incêndio 1, os pilares revestidos contra o fogo apresentam as maiores forças de compressão – explicado pelo fato de possuírem pouca variação na sua rigidez, devido à resistência ao fogo provida pelo revestimento. Também se verificou que os modelos com as menores forças axiais, tanto de compressão, quanto de tração, são os modelos com vigas revestidas e pilares sem revestimento, conforme já explicado

anteriormente. Assim como visto no Capítulo 5 e em outras etapas deste capítulo, as forças de compressão axial aumentam de acordo com o aumento do vão da viga, assim como as forças de tração em ação de catenária. Uma consideração importante é que, a diferença de forças axiais no pilar P3-1, nos pórticos de 5 e 10 metros de vão, não é tão grande. Porém, ao aumentar o vão para 15 metros, as forças aumentam de forma considerável, conforme visto anteriormente nesta tese, mostrando que o comportamento de vigas de grandes vãos deve ser especialmente estudado e as interações entre os elementos estruturais, em especial, vigas e pilares, cuidadosamente calculadas.

Figura 5.170 – Redistribuição de esforços no final do incêndio de pórticos de 10 metros de vão com vigas e pilares revestidos contra o fogo – cenário de Incêndio 2

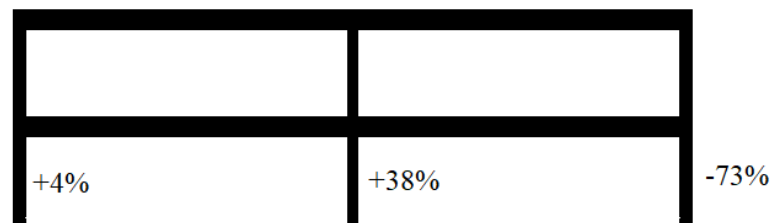


Figura 5.171 – Redistribuição de esforços no final do incêndio de pórticos de 10 metros de vão com vigas revestidas contra o fogo – cenário de Incêndio 2

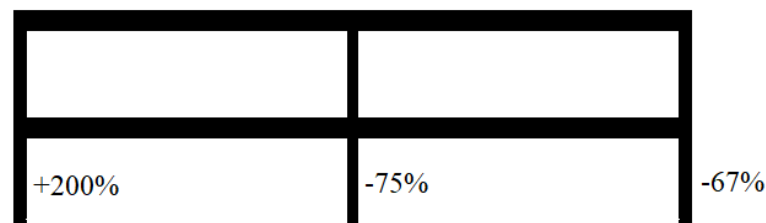


Figura 5.172 – Redistribuição de esforços no final do incêndio de pórticos de 10 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo – cenário de Incêndio 2

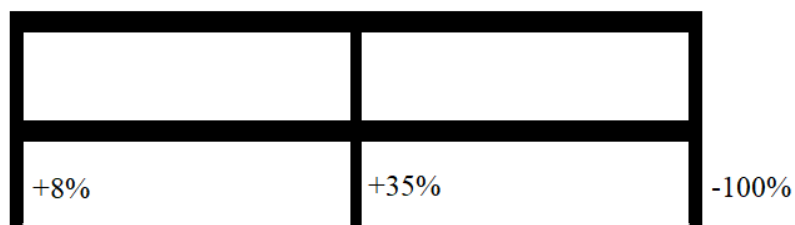


Figura 5.173 – Redistribuição de esforços no final do incêndio de pórticos de 15 metros de vão com vigas e pilares revestidos contra o fogo – cenário de Incêndio 2

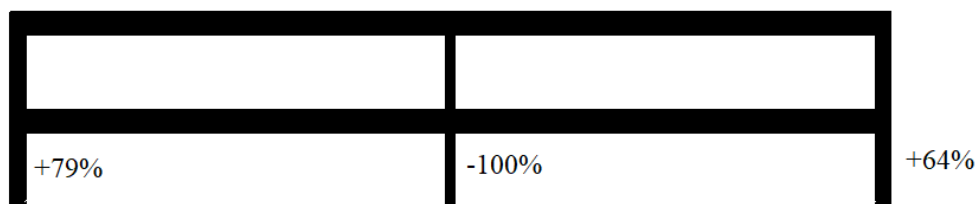


Figura 5.174 – Redistribuição de esforços no final do incêndio de pórticos de 15 metros de vão com vigas revestidas contra o fogo – cenário de Incêndio 2

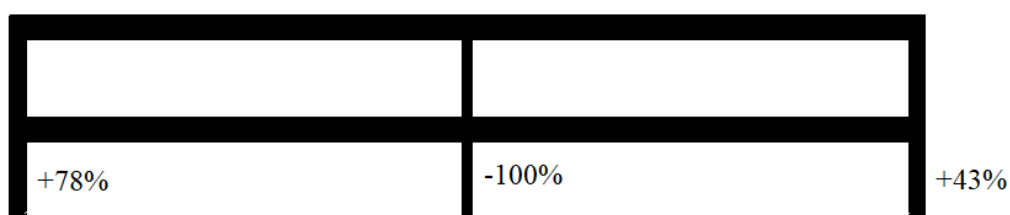
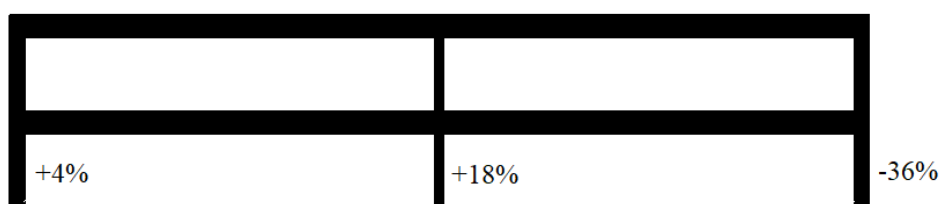


Figura 5.175 – Redistribuição de esforços no final do incêndio de pórticos de 10 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo – cenário de Incêndio 2



Ao analisar a redistribuição dos esforços nas Figuras 5.170 a 5.175, é possível observar que, nos pórticos com 10 metros de vão, em todos os modelos estudados em que o pilar de fachada apresenta falha, há considerável redistribuição para os demais pilares – geralmente o pilar central é quem absorve a maior parte dos esforços. No modelo em que o pilar não possui revestimento, como há falha no pilar de fachada incendiado e no pilar central, o pilar de fachada que continua em temperatura ambiente apresenta um aumento de 200% nos esforços axiais, iniciando o processo de instabilidade por flexão. Nos pórticos com 15 metros de vão, a maior parte das falhas, nos modelos estudados, é no pilar central, por possuir menor seção transversal. Como esse é o pilar que absorve a maior parcela dos esforços em temperatura ambiente, sua falha sobrecarrega os pilares de fachada, em especial o pilar no compartimento em temperatura ambiente. Por fim, mesmo no modelo que há apenas a falha da viga (pilar revestido), o pilar de fachada incendiado apresenta redução no esforço axial e os demais absorvem parte dos esforços.

Com o estudo anteriormente apresentado, conclui-se, então, que a variação do revestimento contra o fogo nos elementos do pórtico (vigas e pilares) influencia diretamente no mecanismo de colapso parcial ou global. O compartimento onde se dá o incêndio também possui influência nesse processo. Verificou-se que, no cenário de Incêndio 1 (incêndio no último pavimento), houve colapso parcial (quando somente um dos compartimentos apresentou colapso) ou colapso total em todos os modelos estudados. Examinou-se também que, quanto maior o vão, maiores as forças na fase de expansão da viga (efeito *push-out*). Além disso, pilares com maiores rigidezes (maior seção transversal) e revestidos contra o fogo podem apresentar tensões localizadas maiores que a resistência ao escoamento do material ou fortes instabilidades locais, que podem aumentar a não linearidade geométrica do pórtico, levando o pórtico ao colapso. Já no cenário de Incêndio 2 (incêndio no pavimento térreo), verificou-se que, em pórticos com menores vãos (5 metros), ao revestir o pilar contra o fogo e não revestir a viga, o pórtico não sofre colapso total – somente a viga apresenta falha. Revestindo ambos os elementos, apesar do pórtico não apresentar colapso total, as forças de tração, devido ao efeito *pull-in*, permitem que o pilar de fachada se deforme excessivamente, apresentando também forte instabilidade local, tornando inviável o uso da edificação após o incêndio. Verificou-se também que a redistribuição de esforços nos pilares tem influência para a falha de pilares adjacentes, principalmente no cenário de Incêndio 2. Nos pórticos de 10 e 15 metros, diferentemente do que foi visto no pórtico de 5 metros, revestir o pilar, mas não revestir a viga, causa o colapso total do pórtico, por dois motivos: o primeiro é que as forças de expansão da viga são tão maiores quanto o vão da viga, fazendo com que os pilares apresentem fortes instabilidades locais e ou início do escoamento do material em pontos específicos, e, o segundo é que as forças de tração na ação de catenária também são maiores, levando o pórtico ao colapso total pelo efeito *pull-in*. O mesmo efeito foi observado quando as vigas e os pilares estão revestidos, mostrando que os efeitos de interação entre os elementos são amplificados para grandes vãos.

Os mecanismos de colapso identificados nesta fase do estudo foram:

- (a) Colapso parcial do pórtico por efeito *pull-in* no pilar de fachada;
- (b) Colapso parcial do pórtico por efeito *push-out* no pilar de fachada;
- (c) Colapso total do pórtico por instabilidade do pilar central;
- (d) Colapso total do pórtico por instabilidade do pilar de fachada;
- (e) Colapso da viga no compartimento incendiado.

Os resultados encontrados neste item serão resumidos nas Tabelas 5.18 e 5.19, que mostram os resultados dos pórticos estudados nesta etapa da parametrização, com os respectivos percentuais de capacidade resistente, os revestimentos utilizados (VR – viga revestida; PR – pilar revestido), mecanismo de colapso (Mec. de colapso), temperatura crítica para o colapso do pórtico (medida nos pilares de fachada ou na mesa inferior das vigas – o elemento que der início ao colapso do pórtico) e se as forças de compressão na fase expansão da viga e as forças de tração na fase de catenária da viga são ou não preponderantes para os mecanismos de colapso (cujas letras foram apresentadas anteriormente) para os dois cenários de incêndio estudados neste trabalho.

Tabela 5.18 – Mecanismos de colapso e temperaturas críticas para os pórticos com revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 1

Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	VR	PR	Mec. de colapso	Temp. Crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	Sim	Não	B	843°C	Sim	Sim
	80%	Não	Sim	A	724°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	A	658°C	Não	Sim
	60%	Sim	Não	C	859°C	Sim	Não
	60%	Não	Sim	A	724°C	Não	Sim
	60%	Sim	Sim	A	652°C	Não	Sim
	40%	Sim	Não	A	824°C	Não	Sim
	40%	Não	Sim	A	697°C	Não	Sim
	40%	Sim	Sim	A	653°C	Não	Sim
	20%	Sim	Não	B	832°C	Sim	Sim
	20%	Não	Sim	E	671°C	Não	Sim
	20%	Sim	Sim	A	672°C	Não	Sim
10 m	80%	Sim	Não	C	694°C	Sim	Não
	80%	Não	Sim	A	632°C	Sim	Sim
	80%	Sim	Sim	B	596°C	Sim	Sim
	60%	Sim	Não	C	717°C	Sim	Não
	60%	Não	Sim	A	628°C	Sim	Sim
	60%	Sim	Sim	B	510°C	Sim	Sim
	40%	Sim	Não	A	690°C	Sim	Sim

	40%	Não	Sim	A	652°C	Sim	Sim
	40%	Sim	Sim	A	497°C	Sim	Sim
	20%	Sim	Não	A	711°C	Sim	Sim
	20%	Não	Sim	A	650°C	Não	Sim
	20%	Sim	Sim	A	455°C	Não	Sim
15 m	80%	Sim	Não	C	812°C	Não	Não
	80%	Não	Sim	A	640°C	Sim	Sim
	80%	Sim	Sim	A	591°C	Sim	Sim
	60%	Sim	Não	C	786°C	Sim	Sim
	60%	Não	Sim	E	719°C	Não	Não
	60%	Sim	Sim	A	599°C	Não	Sim
	40%	Sim	Não	B	752°C	Sim	Sim
	40%	Não	Sim	E	656°C	Não	Sim
	40%	Sim	Sim	A	542°C	Não	Sim
	20%	Sim	Não	B	721°C	Sim	Sim
	20%	Não	Sim	E	657°C	Não	Sim
	20%	Sim	Sim	A	495°C	Não	Sim

Tabela 5.19 – Mecanismos de colapso e temperaturas críticas para os pórticos com revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 2

Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	VR	PR	Mec. de colapso	Temp. Crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	Sim	Não	C	847°C	Sim	Não
	80%	Não	Sim	E	724°C	Não	Não
	80%	Sim	Sim	D	743°C	Não	Sim
	60%	Sim	Não	C	740°C	Não	Não
	60%	Não	Sim	E	724°C	Não	Não
	60%	Sim	Sim	E	724°C	Não	Sim
	40%	Sim	Não	C	768°C	Não	Não
	40%	Não	Sim	E	761°C	Não	Não
	40%	Sim	Sim	D	735°C	Não	Sim

	20%	Sim	Não	D	900°C	Sim	Não
	20%	Não	Sim	E	664°C	Não	Não
	20%	Sim	Sim	E	710°C	Não	Sim
10 m	80%	Sim	Não	C	713°C	Não	Não
	80%	Não	Sim	D	650°C	Sim	Sim
	80%	Sim	Sim	D	543°C	Não	Sim
	60%	Sim	Não	C	705°C	Não	Não
	60%	Não	Sim	D	650°C	Sim	Sim
	60%	Sim	Sim	D	542°C	Sim	Sim
	40%	Sim	Não	C	730°C	Não	Não
	40%	Não	Sim	E	651°C	Sim	Não
	40%	Sim	Sim	D	541°C	Sim	Sim
	20%	Sim	Não	C	722°C	Não	Não
	20%	Não	Sim	E	651°C	Sim	Não
	20%	Sim	Sim	D	790°C	Não	Sim
	15 m	80%	Sim	Não	C	690°C	Não
80%		Não	Sim	E	712°C	Sim	Não
80%		Sim	Sim	C	665°C	Não	Não
60%		Sim	Não	C	856°C	Não	Não
60%		Não	Sim	E	665°C	Não	Não
60%		Sim	Sim	C	647°C	Sim	Não
40%		Sim	Não	C	752°C	Não	Sim
40%		Não	Sim	E	656°C	Não	Não
40%		Sim	Sim	E	597°C	Não	Não
20%		Sim	Não	C	844°C	Não	Sim
20%		Não	Sim	E	656°C	Não	Não
20%	Sim	Sim	E	631°C	Não	Não	

Ao observar os resultados descritos nas Tabelas 5.18 e 5.19 é possível verificar os vários tipos de colapso que podem acontecer aos pórticos de aço em situação de incêndio. Demonstrou-se a temperatura crítica dos elementos quando não revestidos ao fogo. Dos pórticos do cenário de Incêndio 1 (compartimento superior incendiado), verifica-se que dos 36 modelos analisados, 21 modelos apresentaram a falha por *pull-in* dos pilares de fachada,

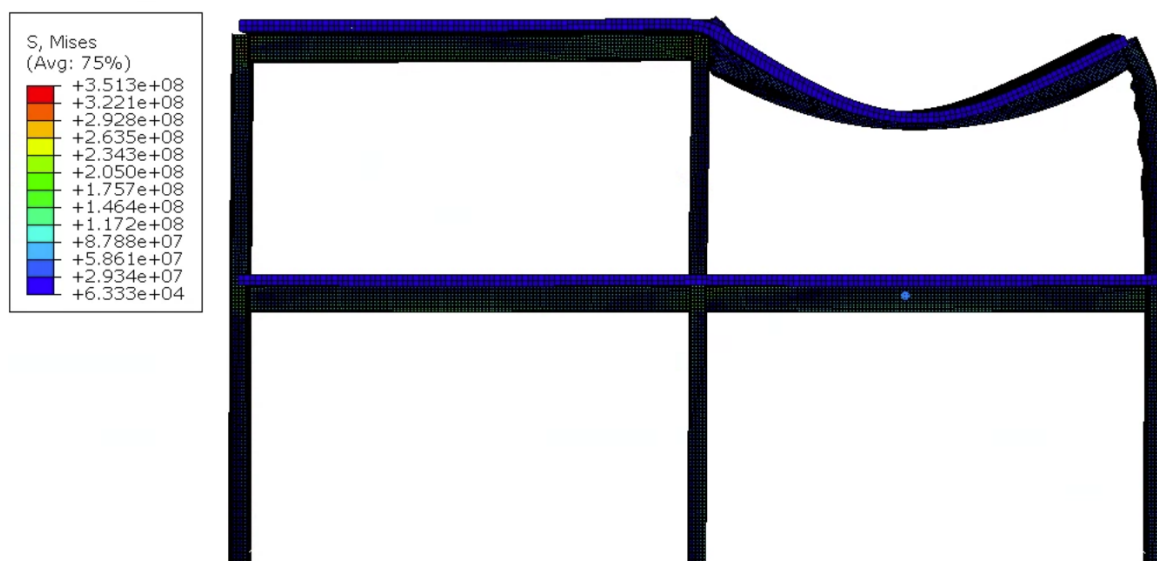
representando 58% dos modelos. E de todos esses modelos, o valor da força de tração é preponderante. Portanto, quando o pilar for de fachada e o incêndio a ser considerado for no compartimento do último andar, é importante que o engenheiro leve em consideração tais forças, podendo utilizar o método desenvolvido no Capítulo 4 desta tese. Ainda sobre o Cenário 1 de Incêndio, 6 modelos falharam pelo efeito *push-out* nos pilares, devido às forças de compressão na fase de expansão da viga, o que representa 16% dos modelos. Todos eles as forças de compressão foram preponderantes para a falha. Neste caso, ou os pilares não estavam revestidos ou as vigas e os pilares estavam revestidos. Portanto, ao dimensionar estruturas com pilares sem revestimento, deve-se levar em consideração as forças de compressão, que também podem ser estimadas a partir das equações do Capítulo 4. Um total de 5 modelos apresentaram falhas por instabilidade quando os pilares centrais não estavam revestidos, representando 14% dos modelos. Neste caso, o TRF do pilar estava de acordo com o TRF previsto nos cálculos da ABNT NBR 14323 (2013). Por fim, 4 modelos apresentaram falha somente na viga aquecida (11%). Nestes casos, somente os pilares estavam revestidos contra o fogo. Conclui-se, portanto, que no caso de o incêndio ocorrer no último pavimento de fachada, caso os pilares estejam revestidos contra o fogo, não haverá problema quanto ao colapso do pórtico. Verifica-se que, caso algum elemento seja deixado sem revestimento contra o fogo, este deverá ser a viga (apesar da viga sem revestimento apresentar um TRF baixo).

Verificando o Cenário de Incêndio 2, vê-se que 14 modelos (40% do total) apresentaram falha somente nas vigas. Nesse caso, a grande maioria dos modelos são quando a viga não está revestida ou quando ambos os elementos estão revestidos. Quando ambos os elementos estão revestidos, a falha somente da viga é boa para o conjunto, pois não há colapso progressivo do pórtico. Em relação a falha do pilar central por instabilidade por flexão, 13 modelos (36%) apresentaram esse comportamento. A grande maioria dos modelos que tiveram esse modo de falha não tem as forças de compressão ou de tração como preponderantes para falha. Ou seja, o simples dimensionamento do pilar não revestido já é o suficiente (todos os modelos que apresentaram esse mecanismo de colapso o pilar não estava revestido). Por fim, 9 modelos apresentaram falha por instabilidade do pilar de fachada. Para esse caso, a maioria desses modelos falharam por conta do efeito *pull-in* quando a viga entrou na fase de catenária. Na maioria dos casos, a falha aconteceu nos modelos onde os dois elementos estavam revestidos contra o fogo. Tem-se indícios, então, que neste caso específico, o engenheiro precisa calcular o momento fletor gerado pela força de tração para evitar o colapso do pórtico (até porque, esta falha só acontece após o TRF de ambos os elementos).

5.3.1.3. Influência da variação seção transversal dos pilares em pórticos mistos

Nesta etapa da análise paramétrica, verificou-se a influência da seção transversal dos pilares em pórticos mistos. Na Figura 5.176 verifica-se o modelo PM2-I1-5m-80% com a sua configuração deformada ao final do incêndio, levando em consideração o Cenário 1 de incêndio.

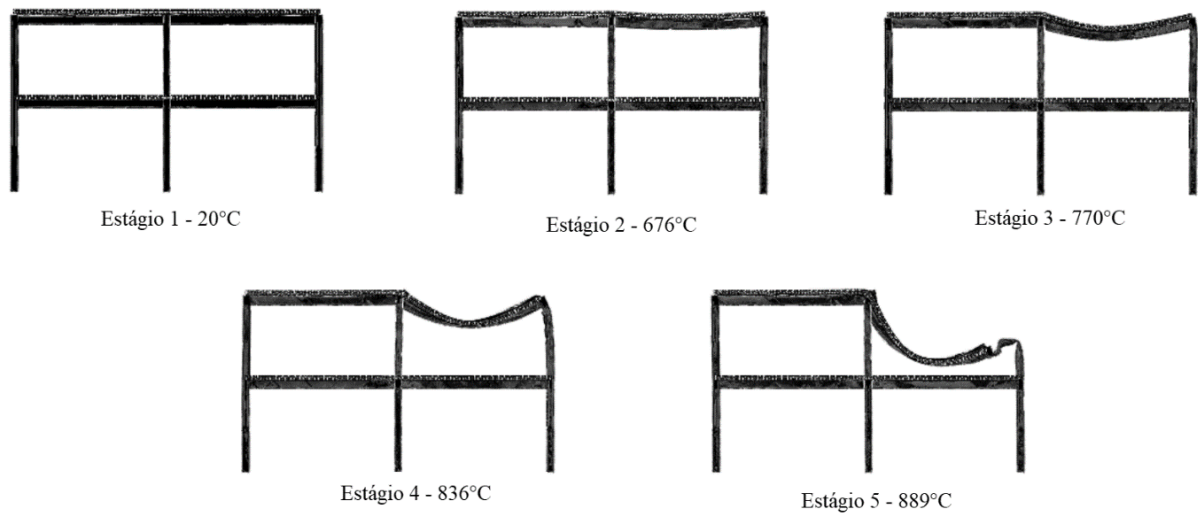
Figura 5.5.176 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-5m-80% ao fim de 30 minutos de incêndio



Ao analisar os pórticos com vigas mistas sem revestimento contra o fogo, com vão de 5 metros, identificou-se, no cenário de Incêndio 1 é o mesmo para todas as seções transversais de pilares consideradas neste trabalho. Além disso, foi observado que o comportamento de falha do pórtico com vigas mistas é o mesmo que os pórticos de aço, analisados anteriormente nesta tese. Na Figura 5.177 é possível verificar os estágios de deformação do pórtico até o colapso, com a temperatura medida na mesa aquecida do pilar.

Observa-se, a partir da Figura 5.177 que em 676°C é possível verificar o efeito de *push-out* no pilar, devido a expansão da viga. Após esse efeito, vê-se claramente no Estágio 3 o pilar deformado quando a viga entra na fase de catenária. A partir do estágio 4, o fenômeno de *pull-in* é evidente e é este fenômeno que causa rótula plástica no pilar aquecido, aproximadamente no centro do vão. Este modo de colapso é o mesmo para todas as seções transversais analisadas. O mesmo modo de falha acontece de forma análoga nos pórticos com vigas de aço, entretanto, nos pórticos com viga de aço a falha é por flexo-torção. Nos pórticos com viga mista, a falha é por flexocompressão.

Figura 5.177 – Processo de colapso de pórticos com 5 metros de vão com vigas e pilares sem revestimento contra o fogo sob cenário de incêndio 1



Na Figura 5.178 é possível verificar as forças axiais de compressão resultantes da expansão da viga V2-2 no pilar P3-2, para todas as seções transversais de pilares analisadas neste trabalho. Verifica-se que as forças de compressão possuem valores parecidos, entretanto, os pilares mais rígidos apresentam maiores forças de compressão em tempo menor de incêndio – esse efeito já foi amplamente discutido neste trabalho. Os pilares menos rígidos apresentam maiores forças de tração devido a ação de catenária. Além disso, é possível verificar que há uma queda nos valores após alcançar o valor máximo de tração. Essa queda é devido à falha do pilar. Por fim, ao comparar os valores encontrados para pórticos mistos com os valores encontrados para pórticos de aço há uma diferença muito grande nos valores das forças, entretanto possuindo o mesmo comportamento. Esperava-se que os pórticos mistos gerassem maiores reações de apoio devido à rigidez das lajes.

Ao analisar os deslocamentos no topo dos pilares dos pórticos mistos (Figura 5.179), verifica-se pouca diferença entre os modelos analisados, com os modelos de pórticos mistos apresentando tendência ao *pull-in* com aproximadamente 700°C, assim como nos pórticos com vigas de aço. Uma questão importante que corrobora maiores forças axiais de reação de apoio é que os pórticos apresentam deslocamentos menores (*push-out*), ou seja, quanto menos deslocamentos, maiores forças de reação de apoio.

Figura 5.5.178 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5 metros de vão com vigas mistas revestidas contra o fogo – cenário de incêndio 1

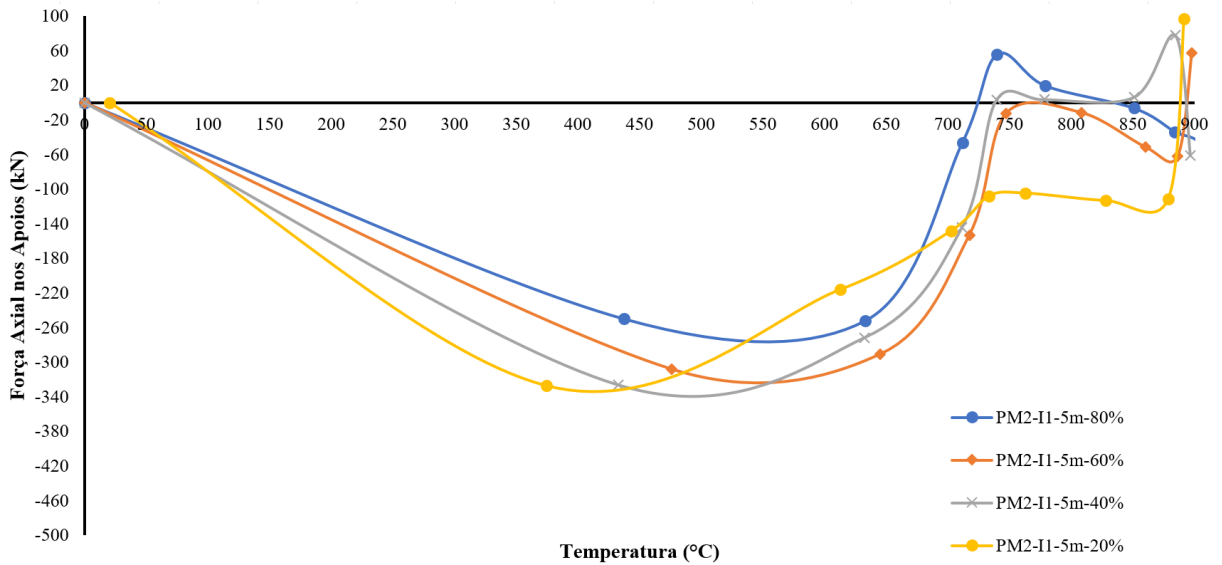
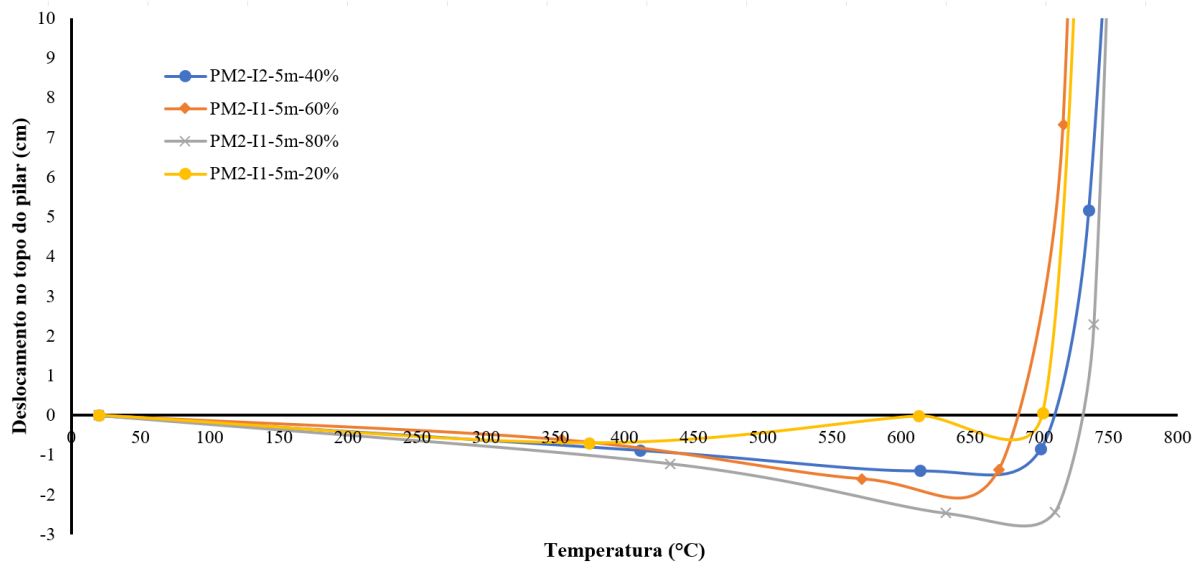


Figura 5.5.179 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos mistos de 5 metros de vão com revestimento contra o fogo distinto nos elementos estruturais, sob cenário de incêndio 1



Ao analisar a mudança do vão da viga, verifica-se na Figura 5.180 a configuração deformada aos 30 minutos de incêndio do modelo PM2-10m-I1-80% e aos 42 minutos de incêndio do modelo PM2-15m-I1-80% (Figura 5.181) a fim de identificar as diferenças no modo de colapso com a variação da viga.

Figura 5.5.180 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-10m-80% a 30 minutos de incêndio

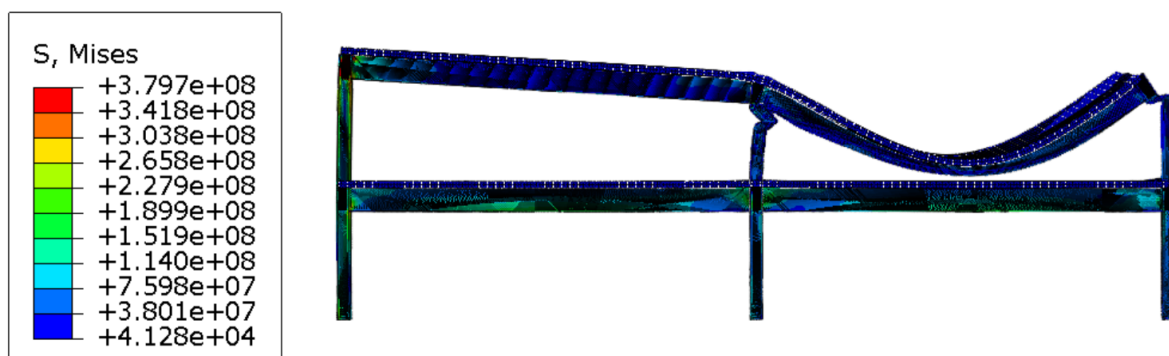


Figura 5.5.181 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-15m-80% a 42 minutos de incêndio



Ao observar os pórticos mistos sem revestimento contra o fogo, com vigas de vão de 10 e 15 metros, observou-se, para o cenário de Incêndio 1 que o mecanismo de colapso é diferente do analisado para pórticos mistos de 5 metros. No pórtico misto de 5 metros, a formação da rótula plástica era somente no pilar de fachada. Entretanto, nos modelos com maiores vãos, a formação da rótula plástica também se dá no pilar central. Isso acontece, pois, maiores vãos (com rigidez axial maior pela laje de concreto) levam maiores forças de compressão para os pilares. O pilar de fachada tem o processo de falha, assim como para o pórtico misto com vão de 5 metros pelo efeito de *pull-in*. Ao redistribuir os esforços, o pilar central passa a ser mais carregado. Com isso, o pilar central apresenta rótula plástica no centro do comprimento e sua falha é por instabilidade por flexão. Ressalta-se, entretanto, que a falha do pilar central se dá quando a viga já está com grandes deformações. Nota-se também que o tempo de incêndio para atingir o colapso é menor, efeito da inserção da laje de concreto no modelo estrutural. Ao comparar com os modelos de pórticos de vigas de aço, o mecanismo de colapso é diferente e, também, o tempo de incêndio para o colapso é diferente, mostrando que, no caso de grandes

vãos, a laje tem um papel significativo no comportamento de pórticos em situação de incêndio. Nas Figuras 5.182 e 5.183 pode ser visto o mecanismo de colapso dos pórticos mistos de 10 m e 15 m, respectivamente.

Figura 5.5.182 – Processo de colapso de pórticos mistos com 10 metros de vão com vigas e pilares sem revestimento contra o fogo

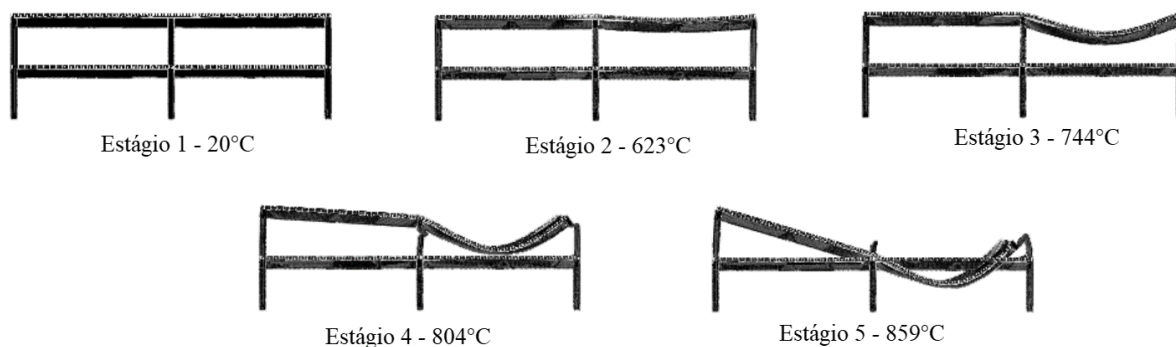
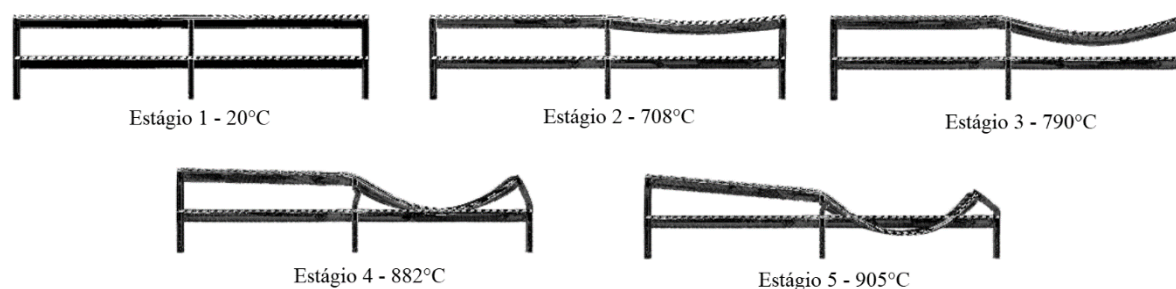


Figura 5.5.183 – Processo de colapso de pórticos mistos com 10 metros de vão com vigas e pilares sem revestimento contra o fogo



Nas Figuras 5.184 e 5.185 podem ser vistas as forças axiais de compressão resultantes da expansão da viga mista V2-2 no pilar P3-2, para as quatro seções transversais de pilares estudadas para os pórticos mistos com vigas de vãos de 10 e 15 metros, respectivamente. Observa-se que a seção transversal do pilar tem uma influência direta no valor máximo de compressão, explicado pela capacidade resistente dos perfis para os vãos de 10 e 15 metros, que são consideravelmente maiores que para o vão de 5 metros e também pelo maior vão da viga, que gera maiores forças de compressão. Deve-se notar que as forças de tração são baixas, uma vez que, que comanda o processo de falha do pórtico não é o pilar de fachada, mas sim o pilar central. Nas Figuras 5.186 e 5.187 podem ser vistos os deslocamentos no topo do pilar de fachada para melhor compreensão do comportamento dos pórticos mistos de 10 e 15 m respectivamente em situação de incêndio.

Figura 5.184 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos mistos de 10 metros de vão sem revestimento contra o fogo

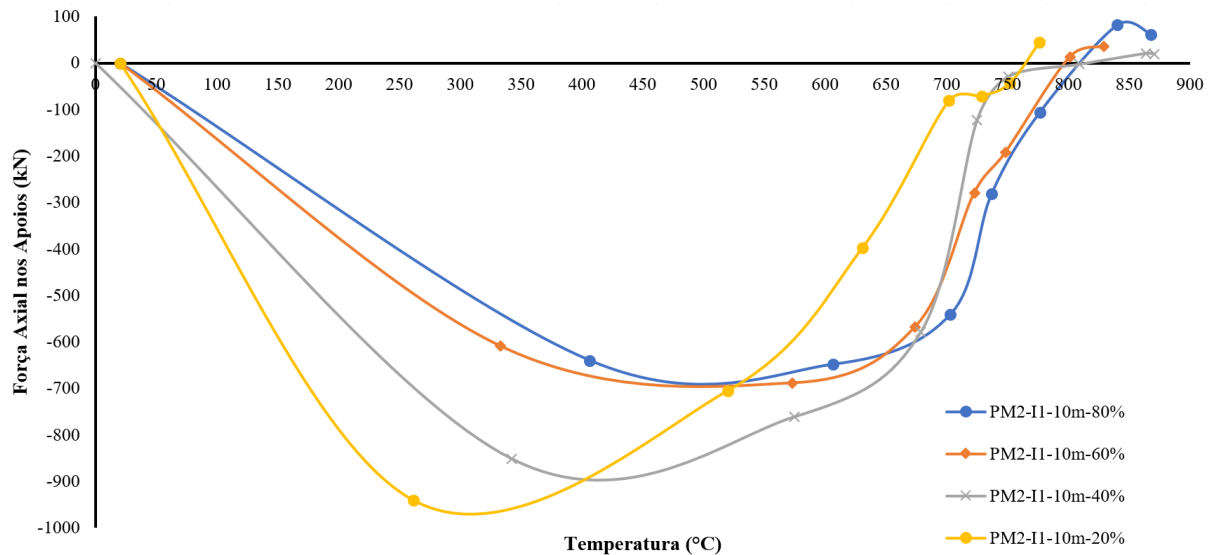
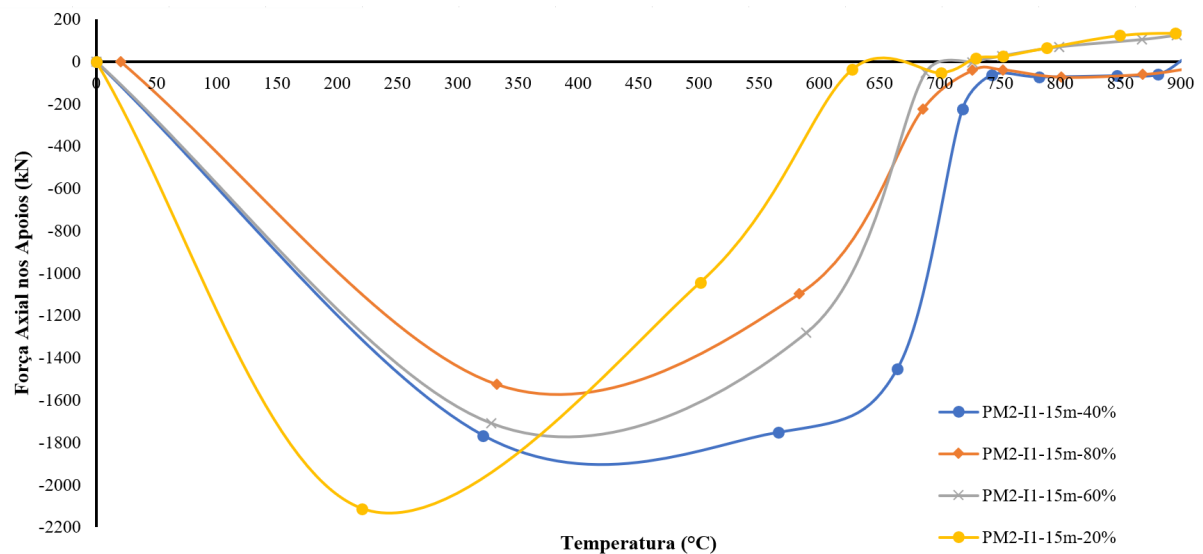


Figura 5.185 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos 15 metros de vão sem revestimento contra o fogo



Quando comparado aos pórticos com vigas de aço, verifica-se que as forças máximas de compressão são consideravelmente menores. Como já discutido para o vão de 5 metros, isso se dá pela inserção de vigas mistas nos pórticos, o que o deixa mais rígido axialmente às deformações térmicas, gerando maiores reações de apoio. Uma outra questão que acontece nos pórticos mistos e não aconteceu nos pórticos de aço foi o valor da ação de catenária ser relativamente baixo. Isso acontece, pois, diferentemente dos pórticos de aço, em que a falha é

no pilar de fachada, nos pórticos de 10 e 15 m a falha é, além do pilar de fachada, no pilar central, fazendo com que a deformação do pilar acompanhe a deformação da viga em catenária, pela formação da rótula plástica nos pilares.

Figura 5.186 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos mistos de 10 metros de vão sem revestimento contra o fogo

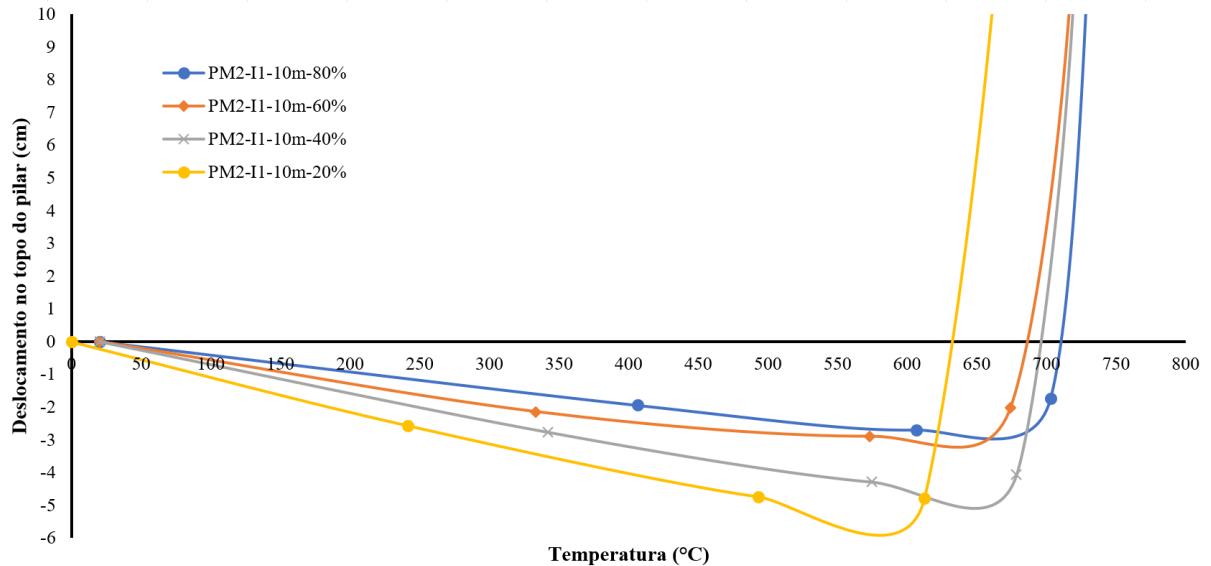
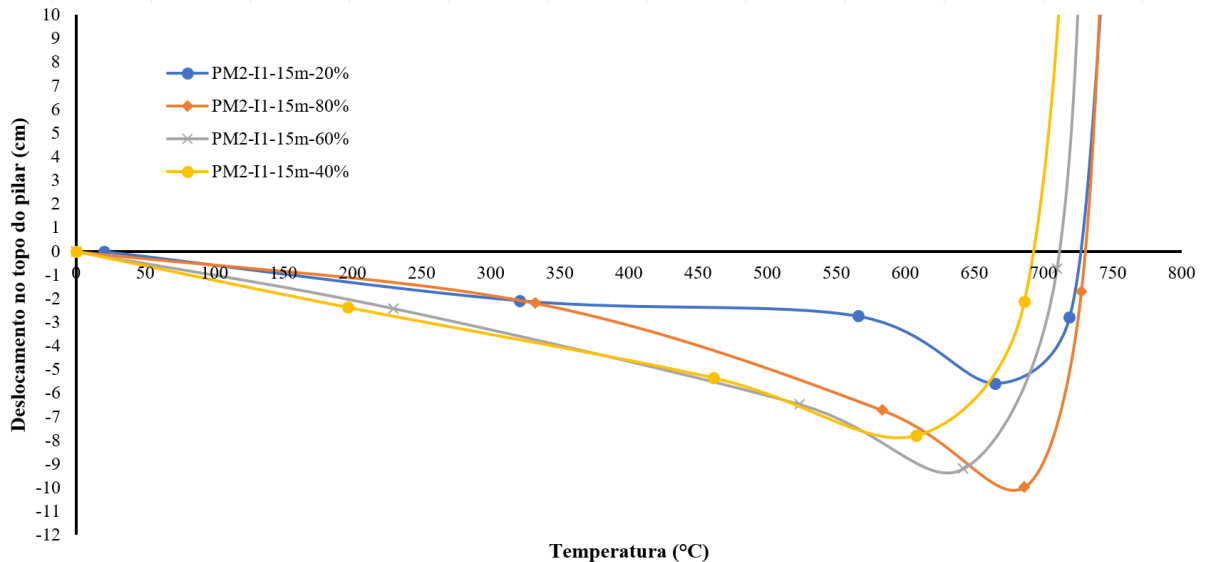


Figura 5.187 - Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos mistos de 15 metros de vão sem revestimento contra o fogo



Com o aumento das forças de compressão, devido à expansão da viga mista, quando comparadas aos pórticos com 5 metros de vão e aos pórticos de vigas de aço, os deslocamentos laterais também aumentaram, principalmente ao se comparar com os resultados da viga de aço. Esse deslocamento é diretamente proporcional ao aumento das forças axiais de compressão,

pois há mais força atuando nos pilares e, como consequência, maiores deslocamentos. O efeito de expansão causa uma instabilidade localizada na região da ligação em todos os modelos (Figura 5.188) e, ao aumentar esta instabilidade, quando a redistribuição dos esforços, o pilar central passa a apresentar uma instabilidade por flexão (Figura 5.189), responsável então por levar os pórticos a ruína – evidentemente, após um valor elevado de deformação da viga, que não falha devido à continuidade da laje e ao seu efeito de diafragma rígido.

Por fim, verifica-se ainda uma diferença no tempo de incêndio para os pórticos de aço e os pórticos mistos. Para o pórtico PM2-I1-15m-80%, a falha se dá pela instabilidade do pilar central, com aproximadamente 36 minutos de incêndio (apesar da viga apresentar grandes deformações. Para o pórtico de aço P2-I1-15m-80%, a falha se dá pela instabilidade do pilar de fachada, devido ao efeito *pull-in* (que não ocorre no pórtico misto), com aproximadamente 18 minutos de incêndio, mostrando que, para o pórtico, a inserção da laje de concreto (trabalhando em conjunto com as vigas), melhora consideravelmente a capacidade resistente do conjunto.

Em relação a redistribuição de esforços, para pórticos mistos, este autor não inseriu os resultados pois não difere muito dos pórticos com vigas de aço. Entretanto, caso seja necessário, poderá ser solicitado ao autor tais resultados.

Figura 5.188 – Instabilidade na região do apoio do pilar de fachada

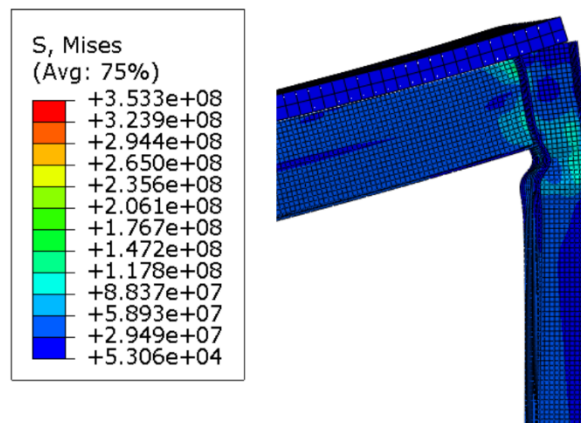
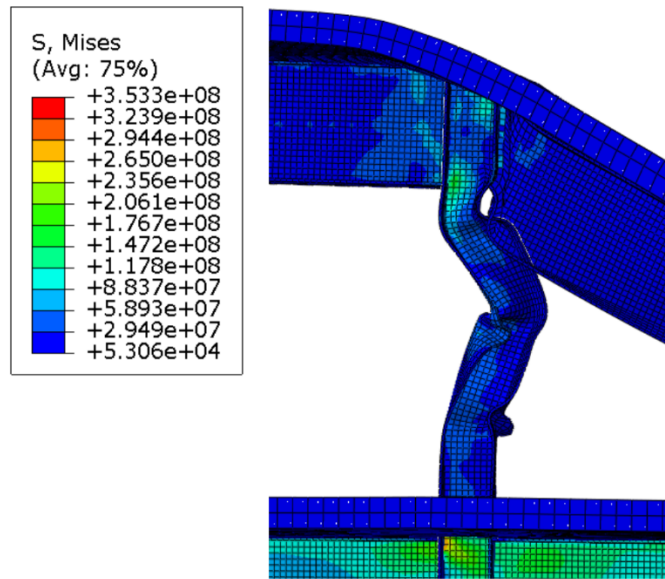
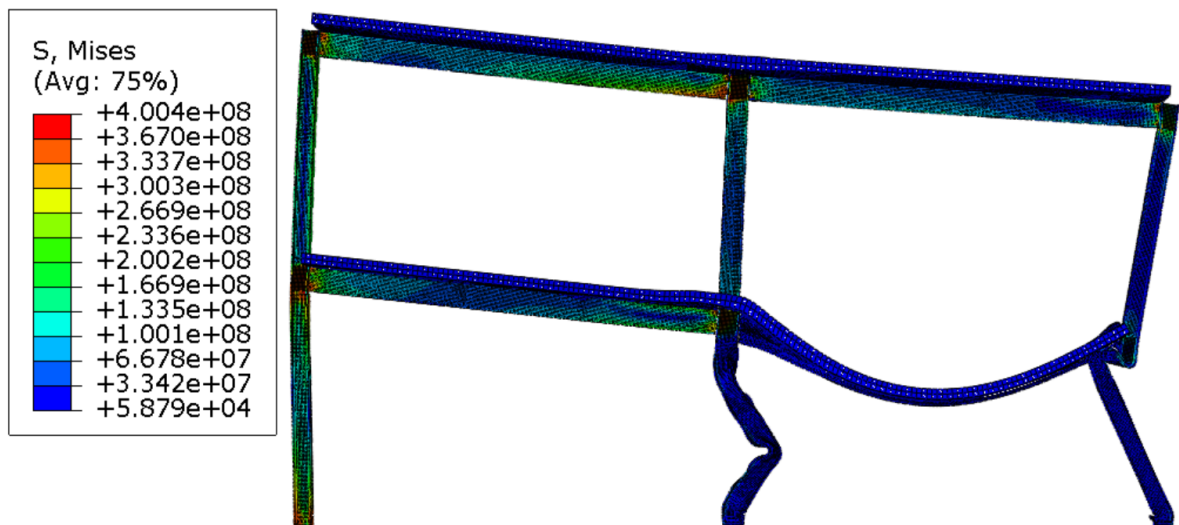


Figura 5.189 – Instabilidade por flexão no pilar central que causa a falha do pórtico



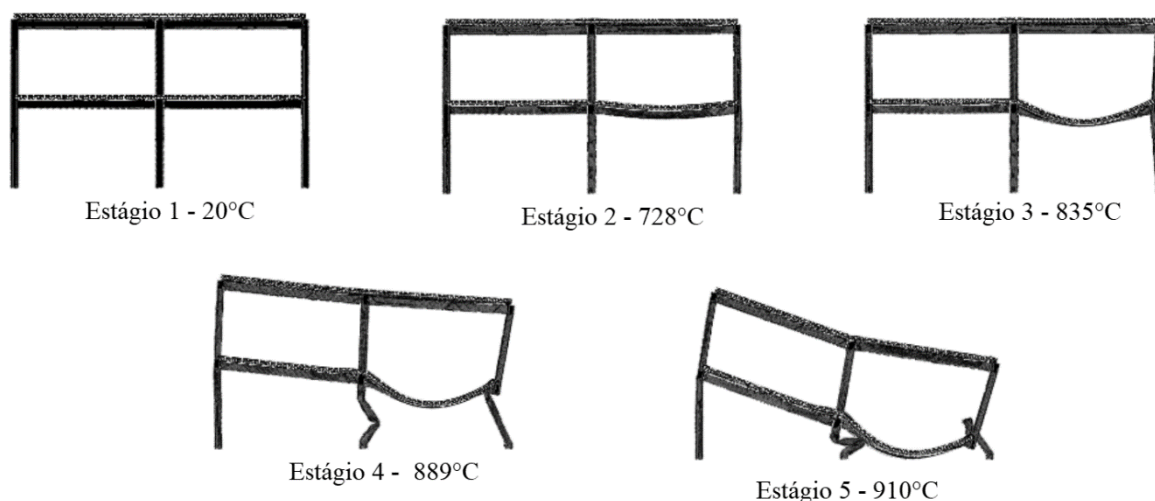
Em relação ao cenário de Incêndio 2, verifica-se na Figura 5.190 o modelo PM2-I2-5m-80% e a sua configuração final após 42 minutos de incêndio.



No cenário de Incêndio 2, verificou-se que o mecanismo de colapso para pórticos com 5 metros de vão é o mesmo em todas as seções transversais, assim como verificado no cenário de Incêndio 1. A única exceção é no pórtico com 20% da relação da sollicitação com a capacidade resistente. Neste caso, o pilar central possui rigidez suficiente para não sofrer a instabilidade por flexão. A principal mudança é o tempo para colapso. No cenário de Incêndio 1, o pórtico misto levou 36 minutos até o seu colapso final. Já no cenário de Incêndio 2, levou 42 minutos. Uma outra questão importante, comparando com pórticos com vigas de aço, o

modo de falha era apenas pelo efeito *pull-in* no pilar de fachada. Entretanto, nos pórticos mistos, o pilar central apresentou instabilidade por flexão no meio do seu comprimento. Isso se dá pela redistribuição dos esforços e pelo consequente aumento nas cargas devido à laje mista, fazendo com que o pilar central, que no modelo de pórticos de aço já apresentava forte instabilidade local, absorva o esforço e com temperaturas elevadas, sofra instabilidade. Ainda assim, viu-se que o tempo para falha é mais elevado que nos pórticos com vigas de aço, mostrando, mais uma vez, que a adoção da laje de concreto em conjunto com a viga melhora o comportamento do pórtico como um todo. Por fim, mostra-se que o efeito *pull-in* é penoso à estrutura, devendo ser avaliado sempre que possível para evitar que o pilar sofra flexão por conta deste efeito. Na Figura 5.190 é possível ver o processo de colapso desse pórtico.

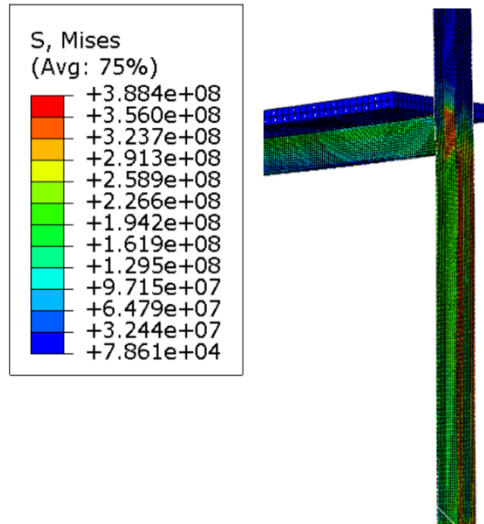
Figura 5.190 – Processo de colapso de pórticos com 5 metros de vão com vigas e pilares sem revestimento contra o fogo sob cenário de incêndio 2



A partir da Figura 5.190 observa-se que até 728°C a viga mista ainda está em expansão, no efeito *push-out* no pilar. É claramente visível tal efeito. Entretanto, cabe ressaltar que na fase inicial do incêndio, a expansão faz com que o pilar sofra flexão devido à força de compressão e com isso, tensões acima da resistência ao escoamento surgem, o que faz com que algumas regiões plastifiquem e diminuam a capacidade resistente do pilar (Figura 5.191). Ao final de 24 minutos de incêndio a viga para de expandir e começa a deformação vertical, com o início da ação de catenária. Aos 30 minutos de incêndio, com 835°C, a viga em catenária inicia o processo de *pull-in* no pilar. Aos 36 minutos de incêndio, o pilar central começa a falhar por instabilidade, devido ao fato da redistribuição de esforços. Aos 42 minutos de incêndio o pórtico perde totalmente a sua estabilidade falhando com 910°C de temperatura nos pilares. Esse comportamento é o mesmo para todas as seções transversais escolhidas de pilares, mostrando

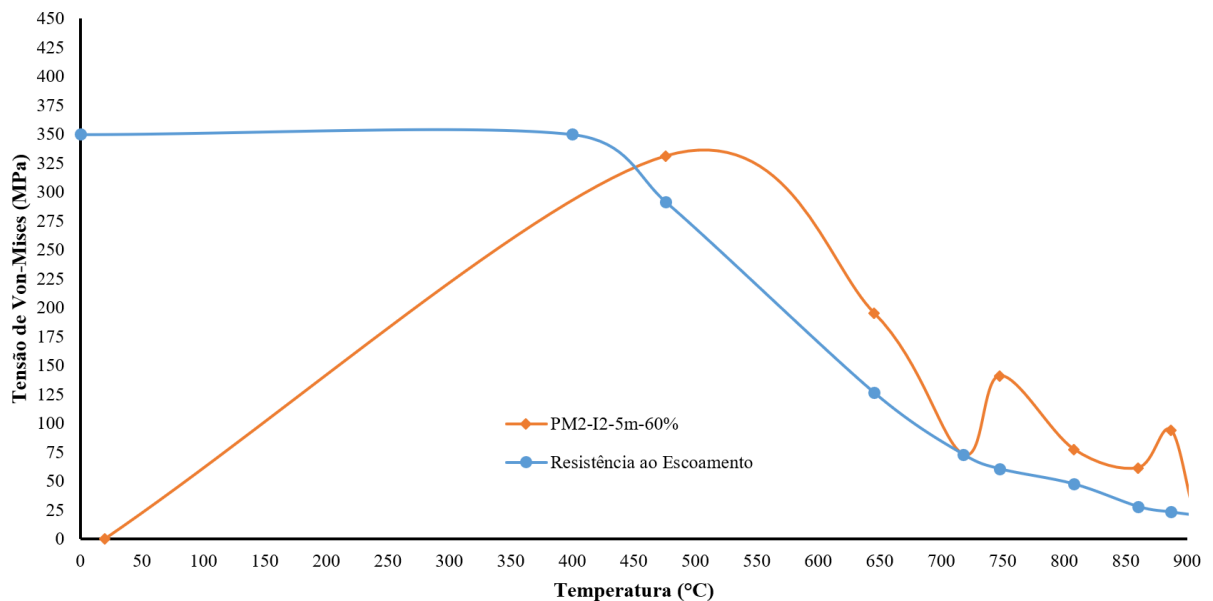
que, as forças de compressão na fase de expansão e de tração na ação de catenária são importantes para o dimensionamento de pilares em situação de incêndio.

Figura 5.191 – Tensões localizadas que surgem na fase de expansão da viga mista do modelo de pórtico PM2-5m-I2-80%



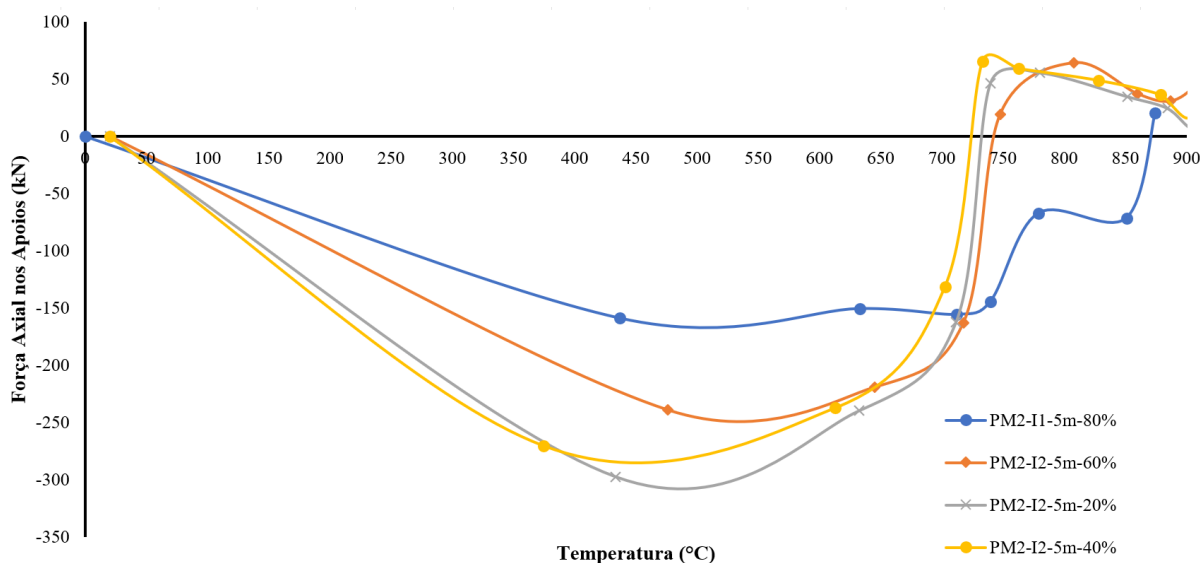
Além do efeito *push-out* mostrado anteriormente, é visível que o efeito *pull-in* das vigas na fase de catenária das vigas são de extrema importância, pois é esse efeito que é o responsável pela falha do pórtico em situação de incêndio. Na Figura 5.192 é mostrada a curva da resistência ao escoamento do aço A572 Gr.50 e as tensões induzidas no pilar ao longo do incêndio. É possível observar que, em 450°C as tensões induzidas no pilar já superam a resistência ao escoamento (neste caso específico, seis minutos de incêndio).

Figura 5.192 – Distribuição de tensões no pilar de fachada do modelo PM2-5m-I2-60%.



Na Figura 5.193 observa-se as forças axiais de compressão resultantes da expansão da viga V2-2 no pilar P3-1, para todas as seções transversais analisadas. Nota-se, de uma forma explícita, que as forças de compressão aumentam de acordo com o aumento da seção transversal, fenômeno já discutido diversas vezes nesta tese. Quando comparadas ao cenário de incêndio 1, a diferença é imperceptível, mostrando que, nos pórticos com viga mista, a laje contribui significativamente para a rigidez do elemento estrutural.

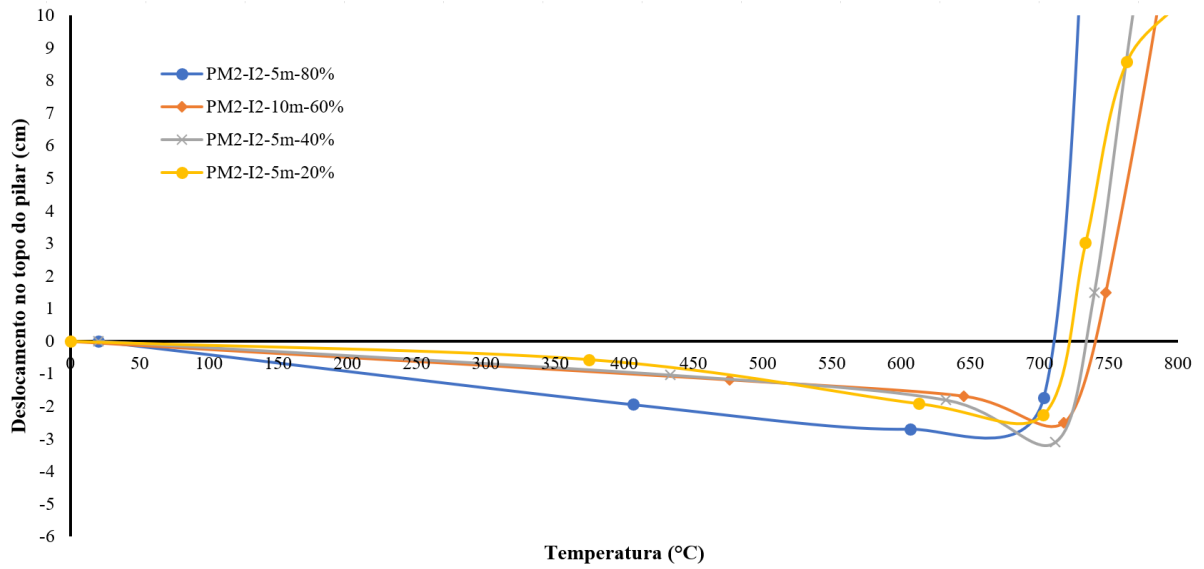
Figura 5.193 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos mistos de 5 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 2



Ao analisar os deslocamentos no topo do pilar de fachada (Figura 5.194) do compartimento incendiado, nota-se pouca diferença entre os modelos e pouca diferença quando comparado ao cenário 1 de incêndio, com os modelos apresentando tendência ao *pull-in* em 700°C em média. Isso aconteceu também nos pórticos de vigas de aço, mostrando que, por mais que as forças de compressão devido à expansão sejam diferentes entre os modelos, a temperatura em que o fenômeno ocorre em vigas sem revestimento contra o fogo é o mesmo.

Por fim, quanto ao efeito da interação entre a viga e os pilares do pórtico, foi verificado em todos os modelos (exceto no modelo PM2-5m-I2-20%) após a rótula plástica pelo efeito de *pull-in*, o pilar central não resiste à distribuição dos esforços e apresentam falha por instabilidade por flexão. O mesmo acontece para os pórticos com vigas de aço, mostrando que o incêndio no pavimento térreo de fachada pode ser o mais danoso para o colapso global da estrutura.

Figura 5.194 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos de 5 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 2



Ao analisar a mudança de vãos para o cenário de Incêndio 2, verifica-se que os pórticos não apresentam alterações significativas no seu comportamento. As Figuras 5.195 e 5.196 apresentam a configuração deformada dos modelos PM2-I2-10m-80% e PM2-I2-15m-80%, em tempos avançados de incêndio.

Figura 5.195 – Configuração deformada do modelo PM2-I2-10m-80% ao fim de 24 minutos de incêndio

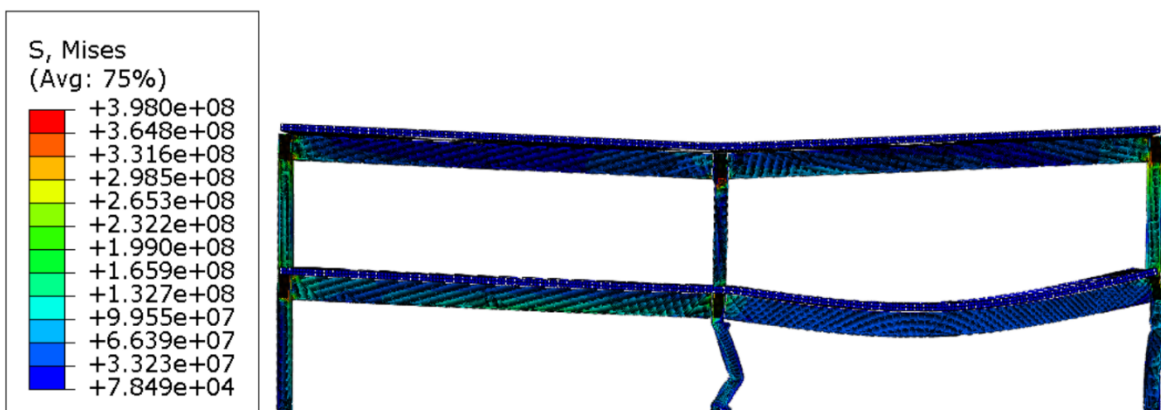
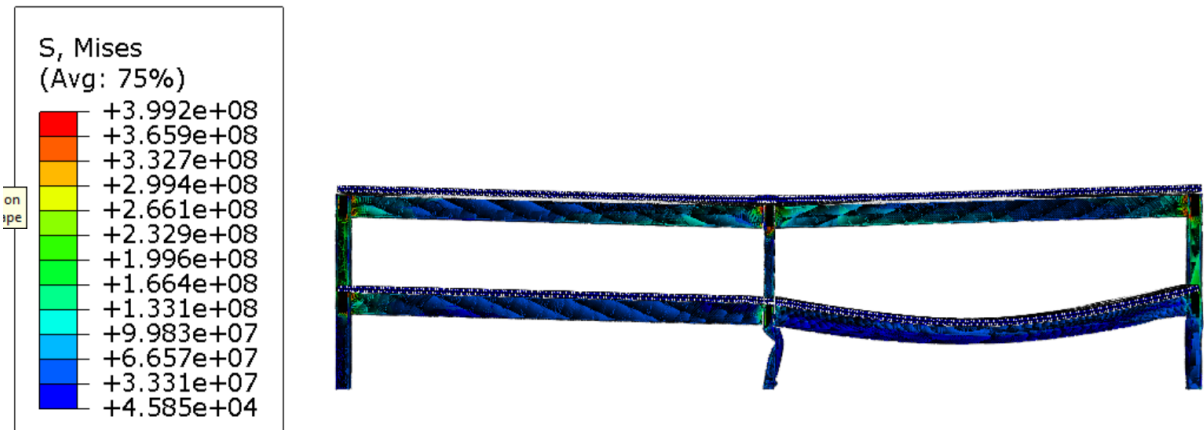


Figura 5.196 – Configuração deformada do modelo P2-I2-15m-80% ao fim de 24 minutos de incêndio



Nos vãos de 10 e 15 metros, os modos de colapso são os mesmos que para 5 metros de vão, quando a utilização de vigas mistas. Ao comparar com os pórticos com vigas de aço, verifica-se que os modos de falha são parecidos. No vão de 10 metros, todas as seções transversais apresentam o mesmo colapso: instabilidade do pilar central. O motivo dessa instabilidade já foi explicado anteriormente neste trabalho para os vãos de 5 metros. Outro ponto a ressaltar é que as forças de compressão devido à expansão das vigas são preponderantes para todas as seções transversais, exceto para a seção com 20% da relação entre solicitação e resistência. Isso é explicado pelo fato da seção transversal do pilar ser maior e, mesmo com a força de compressão sendo maior, tal fenômeno não é suficiente para gerar tensões maiores que a resistência ao escoamento do aço. Na Figura 5.197 pode-se ver o processo de colapso identificado para os pórticos de 10 metros e na Figura 5.198, o processo de colapso identificado para os vãos de 15 metros.

Figura 5.197 – Processo de colapso de pórticos com 10 metros de vão com vigas mistas e pilares sem revestimento contra o fogo sob cenário de incêndio 2

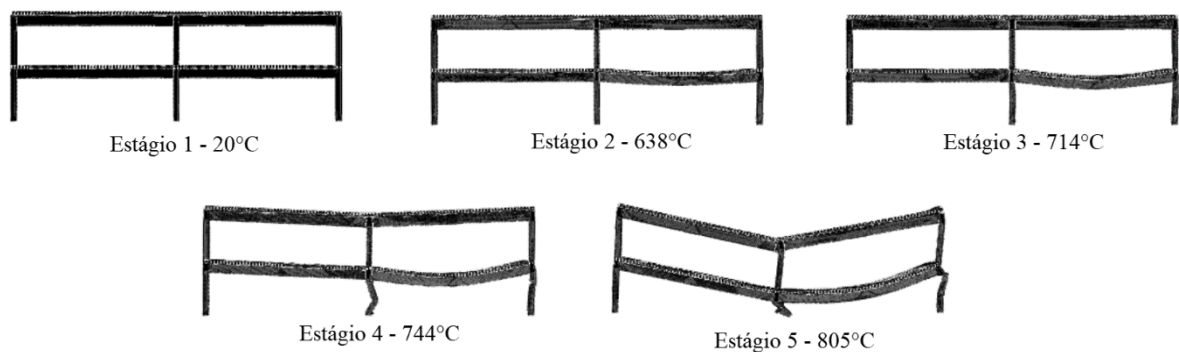
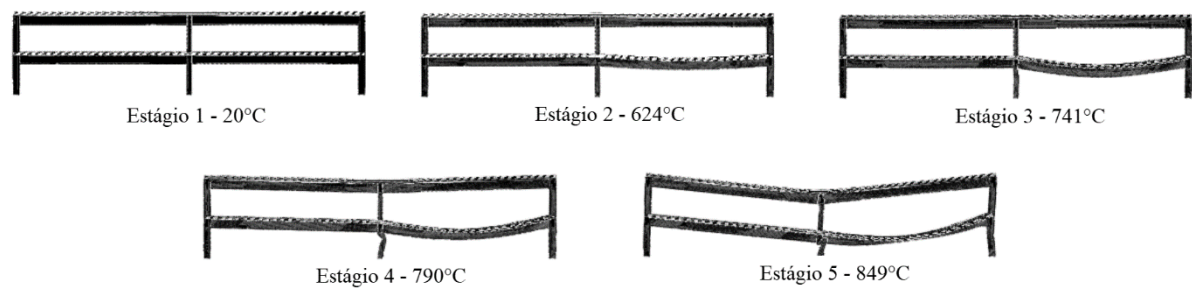


Figura 5.198 – Processo de colapso de pórticos com 15 metros de vão com vigas mistas e pilares sem revestimento contra o fogo sob cenário de incêndio 2



Ao estudar as forças axiais decorrentes das interações entre as vigas mistas e pilares, observou-se no vão de 10 (Figuras 5.199) que as maiores forças de compressão são resultantes das maiores restrições axiais à expansão, no caso, os pilares com maior capacidade resistente. Essas forças de compressão, responsáveis pelo efeito *push-out* nos pilares são suficientes para, nos minutos iniciais de incêndio, gerarem flexão adicional e, geram tensões localizadas na região das ligações maiores que a resistência ao escoamento do material. Neste caso, recomenda-se o dimensionamento de enrijecedores – conforme sugerido no Anexo H desta tese. Quando a viga começa a deformar, o valor da força axial diminui e a viga entra na fase de catenária. Neste ponto, os pilares de fachada apresentam uma deformação localizada devido à flexão do efeito *pull-in* (Figura 5.200) fazendo com que os esforços sejam redistribuídos para o pilar central. Com isso, o pilar central apresenta falha por instabilidade por flexão. Quando comparado aos pórticos com vigas de aço, os pórticos com vigas mistas apresentam maiores valores de força de compressão e valores similares de forças de tração. Comparando as Figuras 5.199 e 5.93, verifica-se que o comportamento das forças de compressão são diferentes. Isso acontece pelo fato da viga mista ter maior rigidez às deformações térmicas. Isso faz com que os valores sejam maiores e que tenha um pouco mais de demora para atingir o valor de compressão máxima. Essa comparação, inclusive, já foi realizada no Capítulo 3 desta tese, quando as vigas estavam isoladas, mostrando que, com cuidados adicionais, é possível dimensionar os elementos isolados como representantes de elementos de pórticos. Na Figura 5.201 é possível ver os deslocamentos no topo do pavimento do pilar de fachada.

Figura 5.5.199 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos mistos de 10 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 2

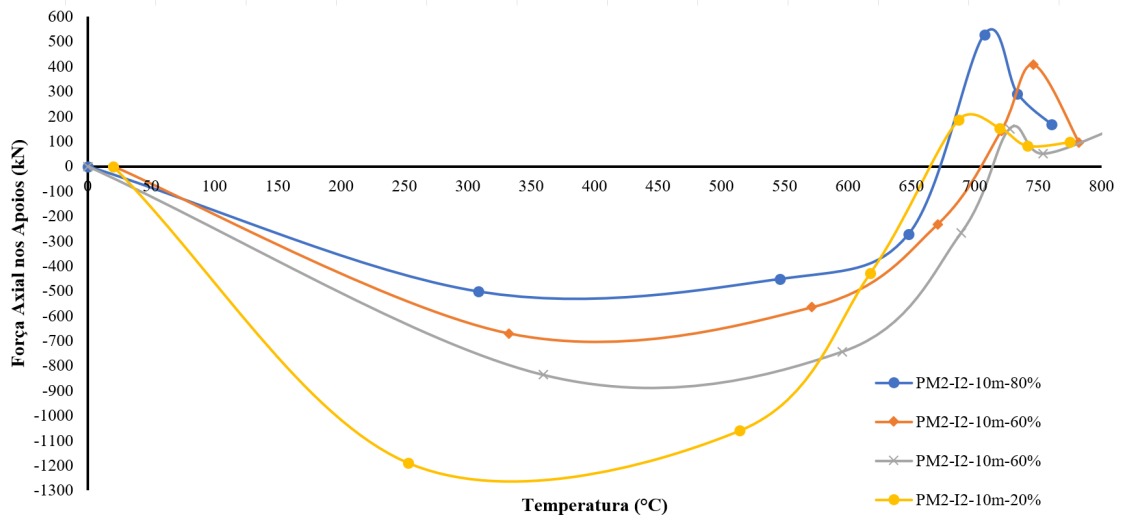
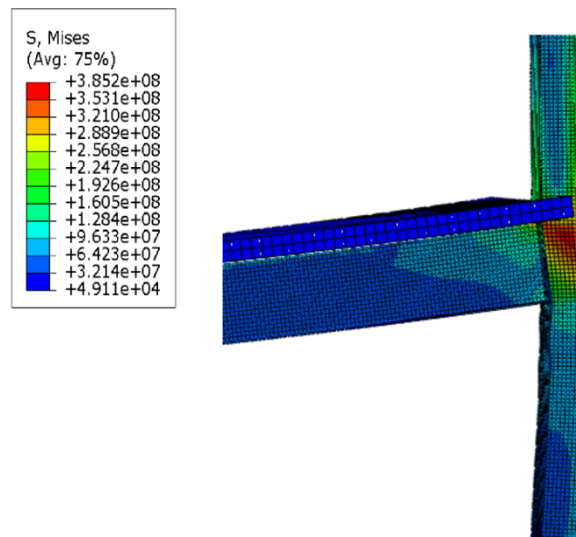


Figura 5.200 – Tensão localizada e falha por instabilidade na região da ligação devido ao efeito *pull-in*



Sobre os pórticos mistos de 15 metros de vão, verificou-se que apenas os pórticos com pilar com 80% e 60% da relação entre solicitação e resistência apresentaram comportamento igual aos pórticos de 10 metros de vão (*pull-in* no pilar de fachada e instabilidade por flexão no pilar central). Os pórticos com 40% e 20% da relação entre solicitação e resistência apresentaram o fenômeno de *push-out* (que pode ser visto na Figura 6.202, já que apresentam os maiores valores de reação de apoio). Entretanto, devido à alta capacidade resistente dos pilares, e pelo grande vão, na fase de catenária, a força de tração foi tão alta – aliada a elevada temperatura – que houve a plastificação por tração na ligação entre a viga e o pilar (Figura 5.203). Essa é uma

consideração importante, pois, além da determinação das forças de tração para verificar se as ligações atendem (conforme Capítulo 3), verificou-se que na interação entre viga e pilar é importante verificar se a viga não sofrerá plastificação da seção bruta tracionada, corroborando o que foi dito nos Capítulos anteriores desta tese. Por fim, adiciona-se a informação de que, mesmo não entrando em colapso, ambos os pilares apresentaram forte instabilidade local. Na Figura 5.204 pode ser visto o deslocamento no topo dos pilares para se ter uma noção melhor do comportamento dos casos analisados. Pelos deslocamentos, pode-se ter noção do comportamento dos pórticos. No caso dos pilares menos rígidos, vê-se o comportamento de *push-out* e após o *run-away* da viga, o comportamento *pull-in* que leva os pilares à falha. Entretanto, nos pilares mais rígidos, o efeito *pull-in* é visto, entretanto de forma desprezível.

Figura 5.5.201 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos mistos de 10 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 2

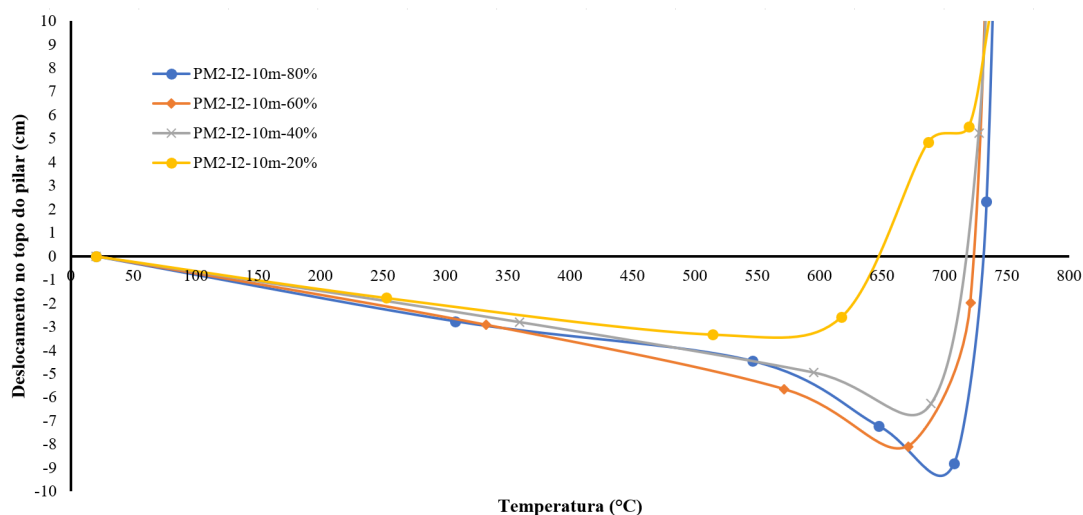


Figura 5.5.202 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos mistos de 15 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 2

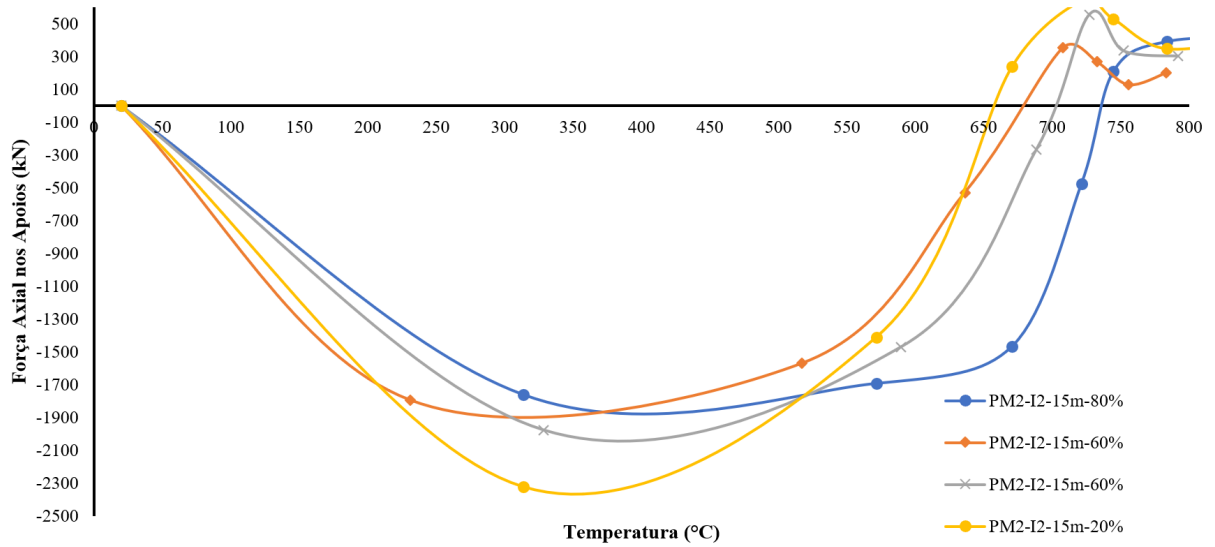


Figura 5.203 – Falha por plastificação da seção bruta da viga na região da ligação com o pilar

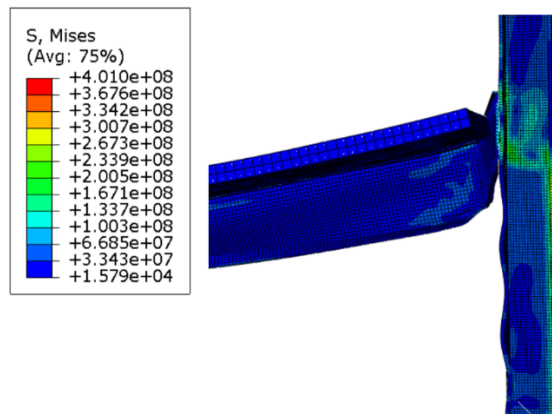
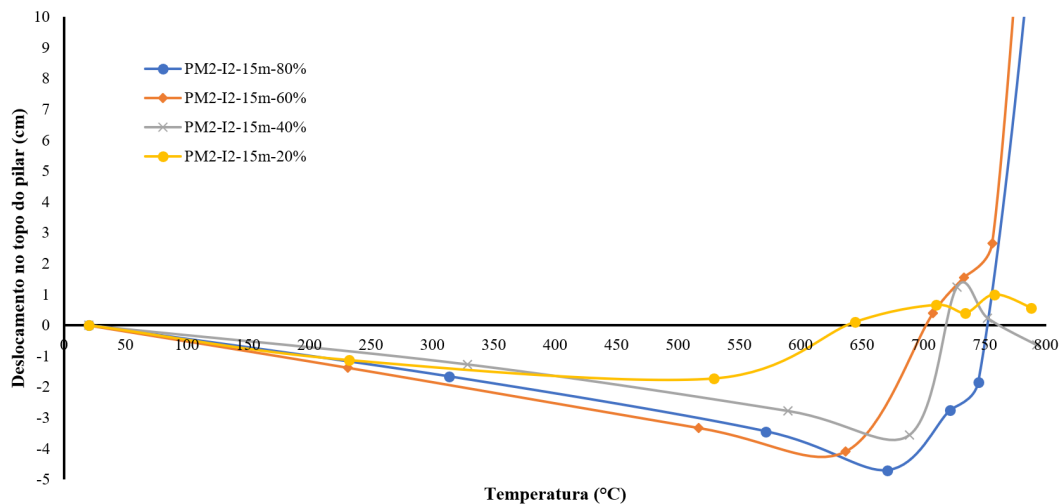


Figura 5.204 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos mistos de 15 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 2



A partir de todos os resultados vistos para pórticos mistos sem revestimento contra o fogo, que a capacidade resistente do pilar tem influência no comportamento dos pórticos. No caso estudado até o momento, viu-se que, assim como nos pórticos de aço, pórticos mistos com vão de 5 e 10 metros em todas as seções transversais possui o mesmo mecanismo de colapso. Entretanto, pórticos com 15 metros de vão, o nível de resistência do pilar influencia na forma de colapso do pórtico, introduzindo um colapso que até o momento não havia sido observado nesta tese: colapso por plastificação da seção bruta tracionada da viga de aço. Verificou-se também que os efeitos *push-out* e *pull-in* são de extrema importância para perfis mistos, uma vez que o primeiro efeito pode gerar tensões localizadas ou tensões de flexão nos pilares e, o segundo, pode levar o pilar a instabilidade por flexão devido às forças de tração.

Assim como foi feito para os pilares de aço, serão apresentados os mecanismos de colapso encontrados nesta fase do estudo:

- (a) Colapso parcial do pórtico por efeito pull-in no pilar de fachada;
- (b) Colapso total do pórtico por efeito pull-in no pilar de fachada;
- (c) Colapso total do pórtico por instabilidade do pilar central;
- (d) Colapso da viga por plastificação da seção bruta tracionada;

Para resumir os resultados encontrados neste item, as Tabelas 5.19 e 5.20 apresentam os resultados para os pórticos estudados nesta etapa da parametrização, com os respectivos percentuais de nível de capacidade resistente, mecanismo de colapso, temperatura crítica para o colapso do pórtico (medida nos pilares de fachada, sendo este o momento do início do colapso do pórtico) e se as forças de compressão na fase de expansão da viga (para falha localizada na região das ligações ou por flexão) e as forças de tração na fase de catenária da viga são ou não preponderantes para os mecanismos de colapso para os dois cenários de incêndios encontrados. Por fim, as Tabela 5.21 e 5.22 fará uma comparação dos resultados encontrados para os pórticos mistos e para os pórticos de aço, mostrando se houve o mesmo mecanismo de colapso, comparando a temperatura crítica de ambos e se as forças de tração ou compressão devem ser utilizadas no dimensionamento em alguma das situações parametrizadas (no caso de algum dos pórticos tiver marcadas como força preponderantes).

Tabela 5.19 – Mecanismos de colapso e temperaturas crítica para os pórticos mistos sem revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 1

Vão	Nível de capacidade resistente (Sd/Rd)	Mecanismo de colapso	Temperatura crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	A	768°C	Não	Sim
	60%	A	770°C	Não	Sim
	40%	A	770°C	Não	Sim
	20%	A	755°C	Não	Sim
10 m	80%	C	714°C	Não	Sim
	60%	C	715°C	Não	Sim
	40%	A	714°C	Não	Sim
	20%	A	713°C	Não	Sim
15 m	80%	C	741°C	Não	Sim
	60%	C	748°C	Não	Sim
	40%	A	741°C	Não	Sim
	20%	A	749°C	Não	Sim

Tabela 5.20 – Mecanismos de colapso e temperaturas crítica para os pórticos mistos sem revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 2

Vão	Nível de capacidade resistente (Sd/Rd)	Mecanismo de colapso	Temperatura crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	C	835°C	Não	Sim
	60%	C	834°C	Não	Sim
	40%	C	835°C	Não	Sim
	20%	B	835°C	Não	Sim
10 m	80%	C	714°C	Sim	Sim
	60%	C	715°C	Sim	Sim
	40%	C	743°C	Sim	Sim
	20%	C	743°C	Não	Sim
15 m	80%	C	741°C	Sim	Sim
	60%	C	811°C	Sim	Sim

	40%	D	813°C	Sim	Sim
	20%	D	748°C	Não	Sim

Tabela 5.21 – Comparação dos valores de temperatura crítica dos pórticos de aço e mistos sob cenário de Incêndio 1

Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	Mesmo mecanismo de colapso?	Temp. crítica – Pórtico de aço	Temp. crítica – Pórtico Misto	Diferença	Deve-se usar forças de interação no dimensionamento?
5 m	80%	Sim	740°C	768°C	4%	Sim
	60%	Sim	739°C	770°C	4%	Sim
	40%	Sim	732°C	770°C	5%	Sim
	20%	Sim	702°C	755°C	10%	Sim
10 m	80%	Sim	650°C	714°C	10%	Sim
	60%	Sim	648°C	715°C	10%	Sim
	40%	Não	647°C	714°C	10%	Sim
	20%	Não	650°C	713°C	10%	Sim
15 m	80%	Sim	655°C	741°C	13%	Sim
	60%	Sim	644°C	748°C	16%	Sim
	40%	Não	643°C	741°C	15%	Sim
	20%	Não	622°C	749°C	20%	Sim

Tabela 5.22 – Comparação dos valores de temperatura crítica dos pórticos de aço e mistos sob cenário de Incêndio 2

Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	Mesmo mecanismo de colapso?	Temp. crítica – Pórtico de aço	Temp. crítica – Pórtico Misto	Diferença	Deve-se usar forças de interação no dimensionamento?
5 m	80%	Não	741°C	835°C	12%	Sim

	60%	Não	739°C	834°C	13%	Sim
	40%	Não	731°C	835°C	14%	Sim
	20%	Sim	733°C	835°C	14%	Sim
10 m	80%	Não	704°C	714°C	2%	Sim
	60%	Não	698°C	715°C	3%	Sim
	40%	Não	681°C	743°C	9%	Sim
	20%	Não	658°C	743°C	13%	Sim
15 m	80%	Sim	672°C	741°C	10%	Sim
	60%	Sim	644°C	811°C	26%	Sim
	40%	Não	633°C	813°C	28%	Sim
	20%	Não	616°C	748°C	21%	Sim

Ao observar as Tabelas 5.21 e 5.22, verifica-se que metade dos pórticos comparados possuem o mesmo modo de colapso, principalmente sob o Cenário 1 de Incêndio. Além disso, todos os pórticos tem forças de compressão ou de tração como influentes para o colapso do pórtico. Desta forma, conclui-se que, nos projetos de estruturas em situação de incêndio, no último pavimento de fachada **deve** ser considerada as forças de tração devido ação de catenária para o dimensionamento dos pilares, para que o mesmo não sofra o colapso (podendo causar o colapso progressivo – pilar central, devido a redistribuição de esforços).

Ao realizar o projeto no primeiro pavimento, nos pilares de fachada, os projetos estruturais também devem levar em consideração as forças de tração devido à ação de catenária para dimensionar os projetos. Por fim, no primeiro pavimento o engenheiro também deve verificar as forças de compressão na fase da expansão da viga, não para determinação da flexo-compressão, mas sim quanto às forças localizadas na região da ligação, lançando mão de enrijecedores nos apoios, conforme sugerido no Anexo H desta tese.

5.3.1.4. Influência da utilização do revestimento contra o fogo nos elementos estruturais em pórticos mistos

Nesta etapa do estudo, será avaliada a influência da utilização de vigas mistas nos pórticos, a fim de identificar os mecanismos de colapsos e as interações entre viga e pilar em dois cenários de incêndio distintos, os mesmos do item 5.3.1.2. Cabe ressaltar que, na maioria

das edificações, as vigas metálicas são mistas, com isso, espera-se resultados mais condizentes com a realidade neste capítulo.

Ao se analisar os pórticos de 5 metros de vão, somente com a viga revestida, vê-se que a falha se dá por formação de rótula plástica no pilar central (Figura 5.176), entretanto induzida pela força axial de compressão decorrente da expansão da viga no pilar de fachada. A falha ocorre a, aproximadamente, 60 minutos de incêndio. Neste caso, apesar da viga apresentar certa deformação, claramente o pilar não resistiu as forças de compressão da expansão da viga. No pilar de fachada, a deformação ocorre em um comprimento aproximadamente igual a $0,75L$. No pilar central, a deformação se dá no centro do vão, a um valor de $0,5L$ (Figura 5.177).

Figura 5.5.205 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-5m-VR-80% ao fim de 60 minutos de incêndio – cenário de incêndio 1

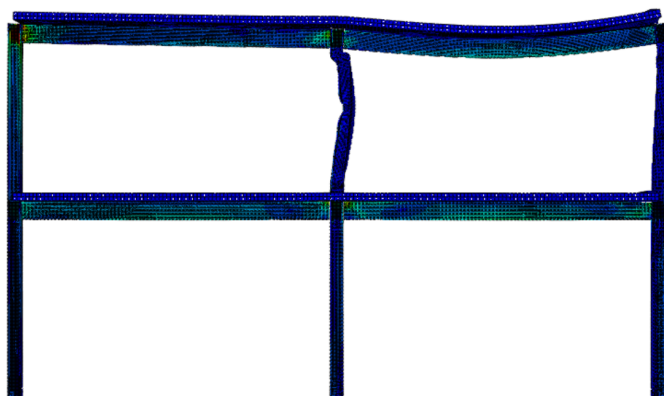
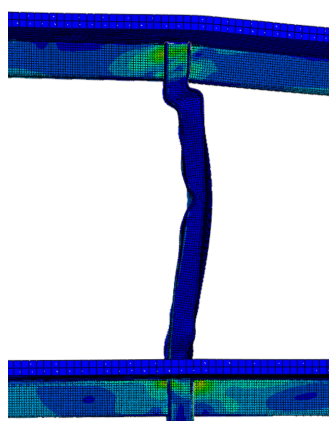


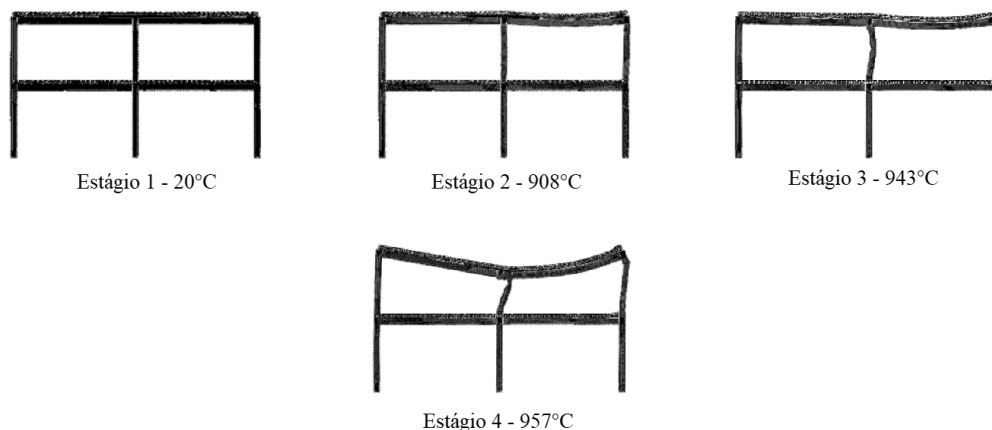
Figura 5.5.206 – Mecanismo de rótula plástica do pilar central



Ainda ao analisar o modelo PM2-I1-5m-80%, comparando com os resultados obtidos para pórticos com vigas de aço, verifica-se que a laje acentuou o processo de formação de rótula plástica, uma vez que, no modelo de vigas de aço, tal colapso do pilar central não aconteceu. Entretanto, assim como nos pórticos com vigas de aço, a falha nos pilares só aconteceu com

altas temperaturas, pelo fato do mesmo não estar revestido contra o fogo. Na Figura 5.178 é possível ver os Estágios de deformação do pórtico com as respectivas temperaturas.

Figura 5.5.207 – Processo de colapso de pórticos com 5 metros de vão com vigas mistas revestidas contra o fogo sob cenário de Incêndio 1



Ao revestir os pilares e não revestir as vigas sem, os pórticos mistos apresentam falha por flexão na base dos pilares, conforme Figura 5.179, induzida pelas vigas. Ao decorrer do incêndio, a viga apresenta expansão, o que causa um leve fenômeno de *push-out* no pilar, mas não o suficiente para que as tensões desenvolvidas sejam maiores que a resistência ao escoamento do aço. Entretanto, quando a viga entra em ação de catenária, as tensões de Von-Mises são maiores que a resistência ao escoamento do aço, formando uma rótula plástica na base do pilar, levando o pórtico a ruína. Neste caso, pode ser observado que a falha do pórtico foi pelo efeito *pull-in* das vigas em ação de catenária que levaram o pilar à falha. Ao se comparar com os pórticos com vigas de aço, o comportamento de falha é similar. Na Figura 5.180 é possível ver o processo de colapso do pórtico analisado.

Figura 5.5.208 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-5m-PR-80% ao fim de 30 minutos de incêndio – cenário de incêndio 1

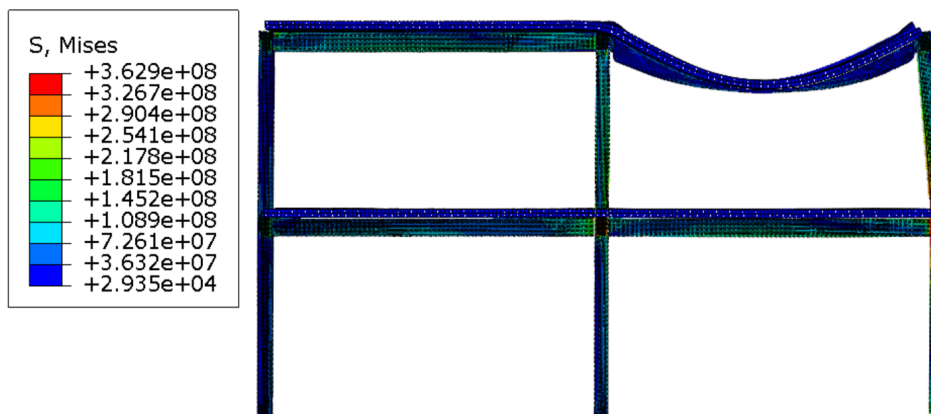
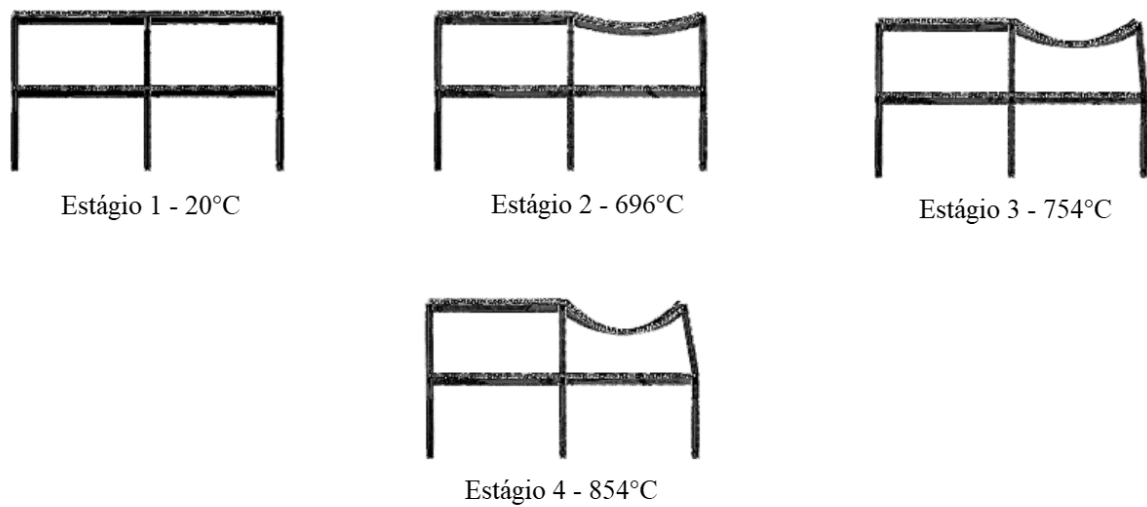


Figura 5.5.209 – Processo de colapso de pórticos com 5 metros de vão com pilares revestidas contra o fogo sob cenário de Incêndio 1



Nos modelos de pórtico com as vigas mistas revestidas e pilares revestidos, foi observado que o colapso do pórtico se dá pela formação de rótula plástica em uma região aproximadamente próximo ao apoio dos pilares. Esta falha é totalmente induzida pela ação de catenária da viga, com o pilar falhando por flexão (Figura 5.210). O efeito *push-out* é visível até o início da deformação da viga. O efeito de *pull-in*, que é o responsável pela falha do pórtico se dá em um tempo alto de incêndio (84 minutos), o que já é esperado quando se reveste os elementos contra o fogo. Ao comparar com o modelo de viga de aço, o efeito de colapso é parecido (com a viga induzindo o pilar a falha), entretanto a falha do pilar no modelo citado acontece no centro do comprimento ($0.5L$), ao passo que no modelo de pórtico misto, a falha é na base do pilar. Essa diferença é devido à rigidez da laje, que ajuda a “travar” o equivalente do pilar. Na Figura 5.210 é possível observar o comportamento do colapso dos pórticos com os elementos revestidos contra o fogo.

Figura 5.5.210 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-5m-VR-PR-80% ao fim de 30 minutos de incêndio – cenário de incêndio 1

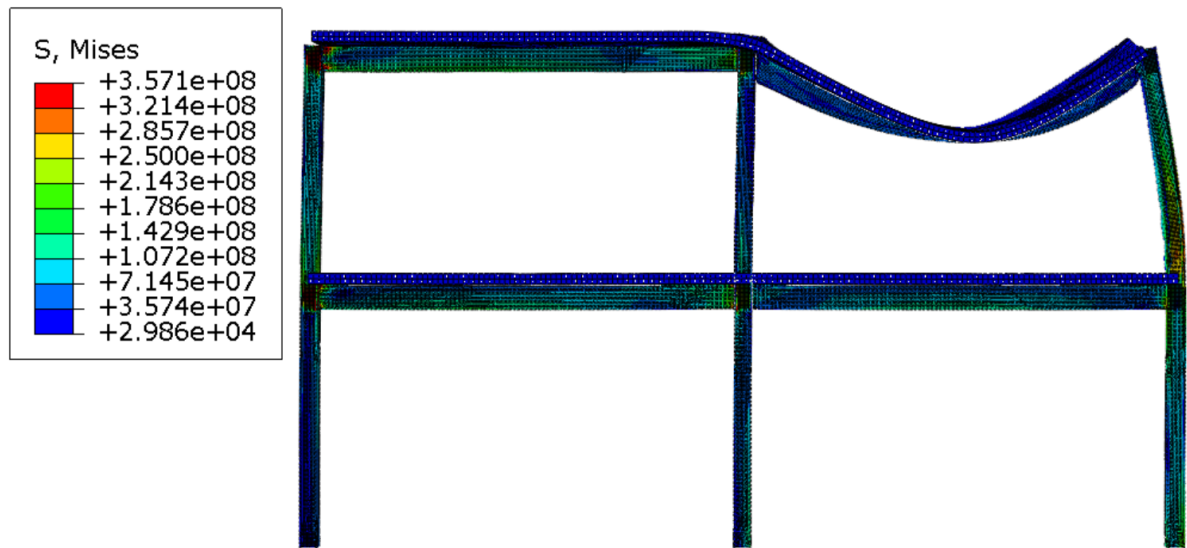
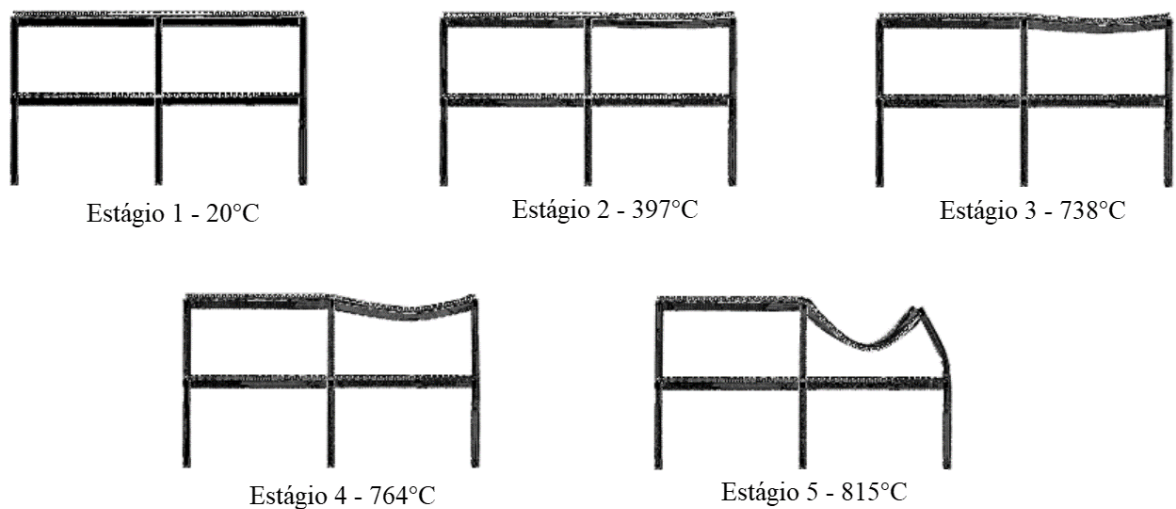


Figura 5.211 – Processo de colapso de pórticos com 5 metros de vão com vigas e pilares revestidos contra o fogo sob cenário de Incêndio 1



Ao verificar as forças de compressão gerada pelas vigas nos pilares dos pórticos com elementos revestidos (Figuras 5.212, 5.213 e 5.214), observa-se que nos pórticos com a viga mista revestida, diferente do que foi visto nos pórticos com vigas de aço, há inicialmente forças de tração. Esse fenômeno foi observado no item 5.1 desta tese. Isso acontece devido ao peso próprio da laje, juntamente com o carregamento, atuarem sobre a viga, gerando um momento fletor inicial e, conseqüentemente, a tração vista nas figuras. Além disso, pela maior rigidez à deformação térmica por conta da laje, a força de expansão da viga (retardada pelo revestimento

contra o fogo) devido ao incêndio não apresenta valores suficientes para superar o valor de tração gerado pelo momento fletor do carregamento estático. Ao passo que a viga se deforma, por conta da perda das propriedades mecânicas do material devido às altas temperaturas, os valores de tração vão diminuindo até a viga começar a comprimir os pilares. Entretanto, neste momento, o pilar de fachada começa a apresentar falha e então, o pilar central falha por instabilidade por flexão devido às altas temperaturas. Com o pilar com 20% da relação entre solicitação e capacidade resistente, no vão de 5 metros, o comportamento do pórtico difere um pouco: a falha se dá somente no pilar de fachada. Isso se dá pela maior rigidez do pilar. Outrossim, surgem tensões nos pilares devido à flexo tração no início do incêndio. Essas tensões são maiores que a resistência ao escoamento do pilar e ajudam o pilar na falha pelo efeito *pull-in*.

Ao verificar os pórticos com os pilares revestidos contra o fogo, verificou-se que todos os modelos apresentam o mesmo modo de falha: flexão na região da base do pilar, primeiramente devido à expansão e, por fim, devido à ação de catenária da viga. Na Figura 5.213 pode ser visto a comparação entre os modelos de pórticos mistos com 5 metros de vão, variando o nível da capacidade resistente do pilar. Lembra-se que, para esta análise, como o pilar está revestido contra o fogo, a temperatura medida foi a da viga sem revestimento, no encontro entre a viga e o pilar. Verifica-se que, diferentemente do modelo com viga mista revestida, quando os pilares estão revestidos, pode ser visto o modelo esperado para as reações de apoio em situação de incêndio: força de compressão na expansão e força de tração na fase de catenária. Na fase de catenária que os pilares são influenciados pelo efeito *pull-in* e apresentam tensões maiores que a resistência ao escoamento, corroborando o que foi visto quando se estudou pórticos de aço: as forças de tração podem causar flexão adicional não prevista nos pilares. No exemplo desta tese, o revestimento contra o fogo foi dimensionado para que o pilar possuísse um TRF de 60 minutos. Entretanto, por conta dos efeitos da viga nos pilares, com 30 minutos os pilares já apresentam escoamento na região da base (por conta dos momentos fletores adicionais).

Em relação a todos os elementos revestidos (viga mista e pilar), verificou-se que o modo de falha é similar quando somente o pilar está revestido. Entretanto, a força de compressão desenvolve-se os valores máximos no início do incêndio e vão diminuindo ao passo que as vigas começam a se deformar, até chegar em um valor máximo de tração, que é o suficiente para a falha dos pilares por momentos oriundos desta força. Nos modelos com menores rigidezes (80% e 60%) a rótula plástica no pilar de fachada ocorre a um valor aproximado de

0,8L. Nos modelos mais rígidos (40% e 20%) a rótula plástica forma-se na região junto aos apoios. Mas ambos os modelos apresentam a falha do pilar por conta das forças oriundas do efeito *pull-in*. Em média, a falha inicia o desenvolvimento com 78 minutos de incêndio. Entretanto, como o elemento foi dimensionado (revestimento contra o fogo) para 60 minutos, não haveria problema, em princípio. Entretanto, se o engenheiro estiver preocupado com o colapso da edificação mesmo após o seu TRRF, é necessário considerar as forças no dimensionamento. Por fim, verificou-se que, quando ambos os elementos estão revestidos contra o fogo, as forças de compressão oriundas da expansão das vigas não são importantes; para este caso, somente as forças de tração.

Figura 5.212 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5 metros de vão com vigas mistas revestidas contra o fogo e pilares sem revestimento – cenário de incêndio 1

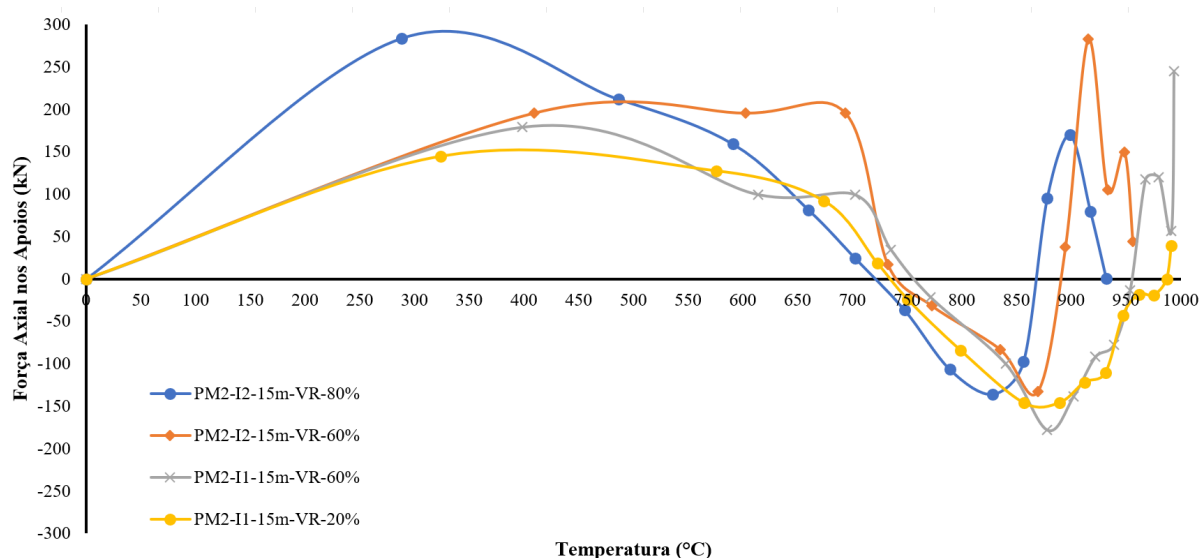


Figura 5.213 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5 metros de vão com vigas mistas sem revestimento e pilares revestidos contra o fogo – cenário de incêndio 1

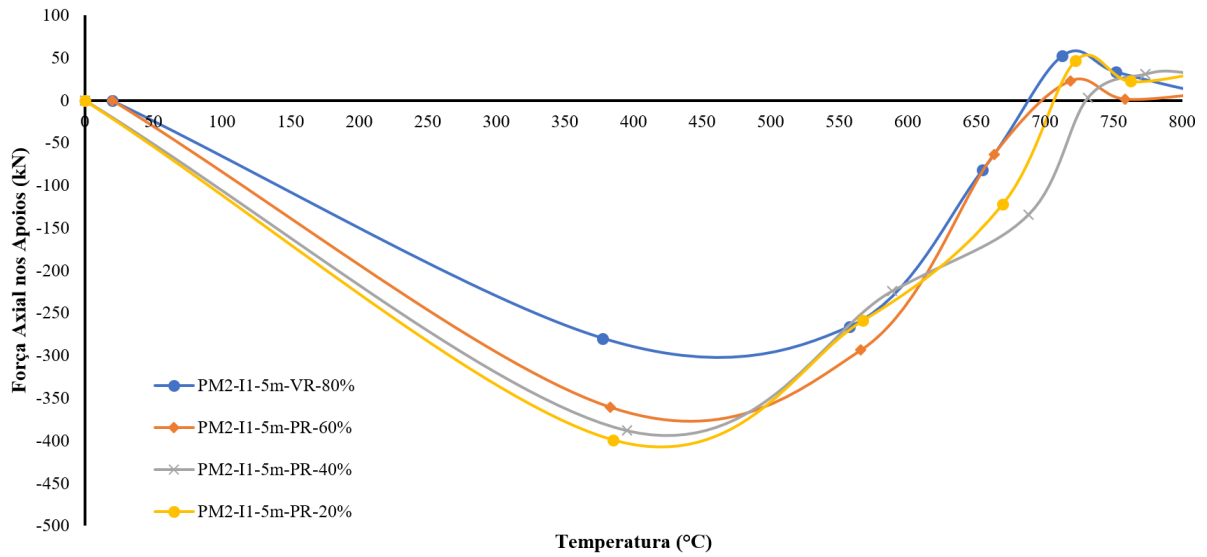
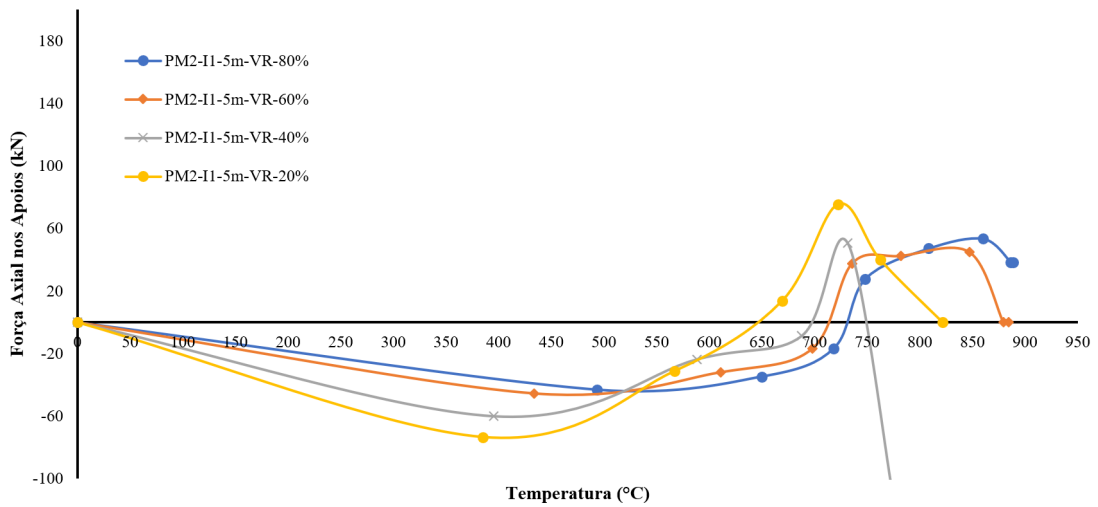
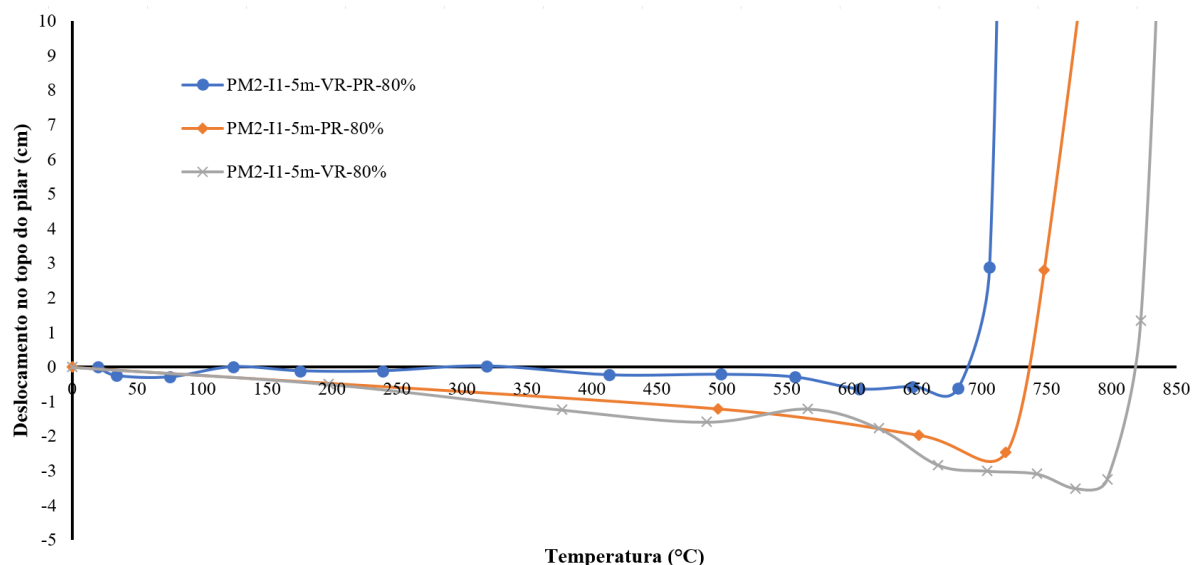


Figura 5.5.214 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5 metros de vão com vigas mistas e pilares revestidos contra o fogo – cenário de incêndio 1



Para a melhor compreensão do comportamento distinto da variação do revestimento contra o fogo nas vigas mistas e nos pilares, demonstra-se na Figura 5.215 os deslocamentos nos modelos PM2-I1-5m-VR-80%, PM2-I1-5m-PR-80% e PM2-I1-5m-VR-PR-80%. Para os deslocamentos a temperatura medida foi na mesa inferior da viga aquecida.

Figura 5.215 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos mistos de 5 metros de vão com revestimento contra o fogo distinto nos elementos estruturais, sob cenário de incêndio 1



Na Figura 5.215, nota-se, a partir do gráfico de deslocamentos no topo do pilar P3-3 que os maiores deslocamentos estão nos pórticos com as vigas revestidas (assim como nos pórticos com vigas de aço). Isso é explicado pelo fato do pilar estar sem o revestimento contra a o fogo. Verifica-se também que no pórtico com as vigas e pilares revestidos, o efeito *push-out* é mais baixo que os demais, pelo fato do pilar ser revestido e a viga também (fazendo com que a expansão seja mais lenta). Por fim, vê-se que o efeito de *pull-in* para esse pórtico ocorre em uma temperatura menor que os demais. Entretanto, verifica-se que o comportamento entre ambos os pórticos são muito parecidos.

Nas Figuras 5.216 e 5.217 é possível verificar o comportamento de colapso dos pórticos de 10 e 15 metros, respectivamente, com as vigas e pilares revestidos contra o fogo. Observa-se que o modo de colapso é semelhante ao do pórtico misto com 5 metros de vão e similar ao observado nos pórticos de aço. Basicamente, o pilar de fachada apresenta falha por plastificação da seção, sem apresentar flexotorção (diferente do pórtico com vigas de aço), em um ponto de comprimento equivalente a 20% do comprimento do pilar ($0,2L$ – topo do pilar), para os pórticos com 10 e 15 metros de vão. Este é um comportamento comum verificado em pilares de fachadas em que em 20% da altura do pilar, aparece uma instabilidade que acaba fazendo com que o pilar falhe, devido às forças de tração em ação de catenária. O pórtico de 15 metros de vão tem o mesmo comportamento, entretanto, com o maior vão, maior a redistribuição dos esforços e, como o pilar central é menor, este também apresenta falha por flexão. Ambas as falhas são causadas pela força de tração em ação de catenária dos pórticos. Foi analisado ainda

que o pórtico de 15 metros de vão PM2-I1-15m-VR-PR-80% apresenta tensões maiores que a resistência ao escoamento do aço, por conta da expansão das vigas (Figura 5.218).

Uma consideração importante, em comparação com os pórticos de viga de aço é em relação ao tempo para o colapso dos pórticos. Mesmo tratando de pórticos com a mesma seção transversal e ambos revestidos, no caso dos pórticos com vigas mistas, a falha dos pórticos é mais demorada. Isso é explicado pelo efeito que a laje exerce sobre a viga, aumentando a inércia e, conseqüentemente, diminuindo os deslocamentos, além das vigas mistas apresentarem uma maior rigidez aos deslocamentos axiais, o que também ajuda no colapso global.

Figura 5.216 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-10m-VR-PR-80% ao fim de 72 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 1

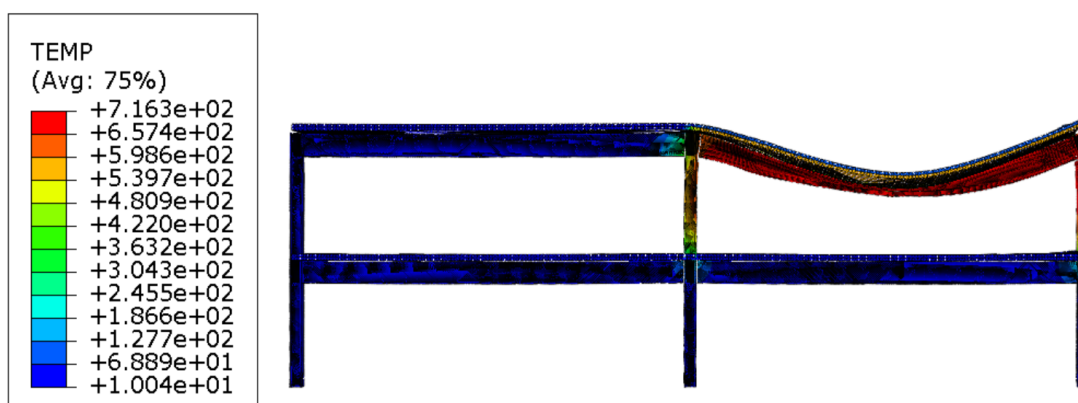


Figura 5.217 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-10m-VR-PR-80% ao fim de 108 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 1

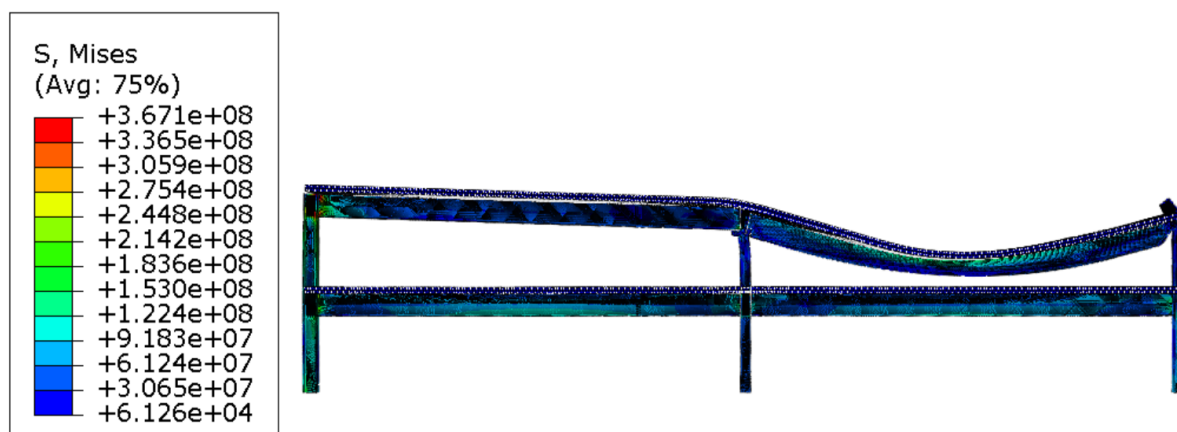
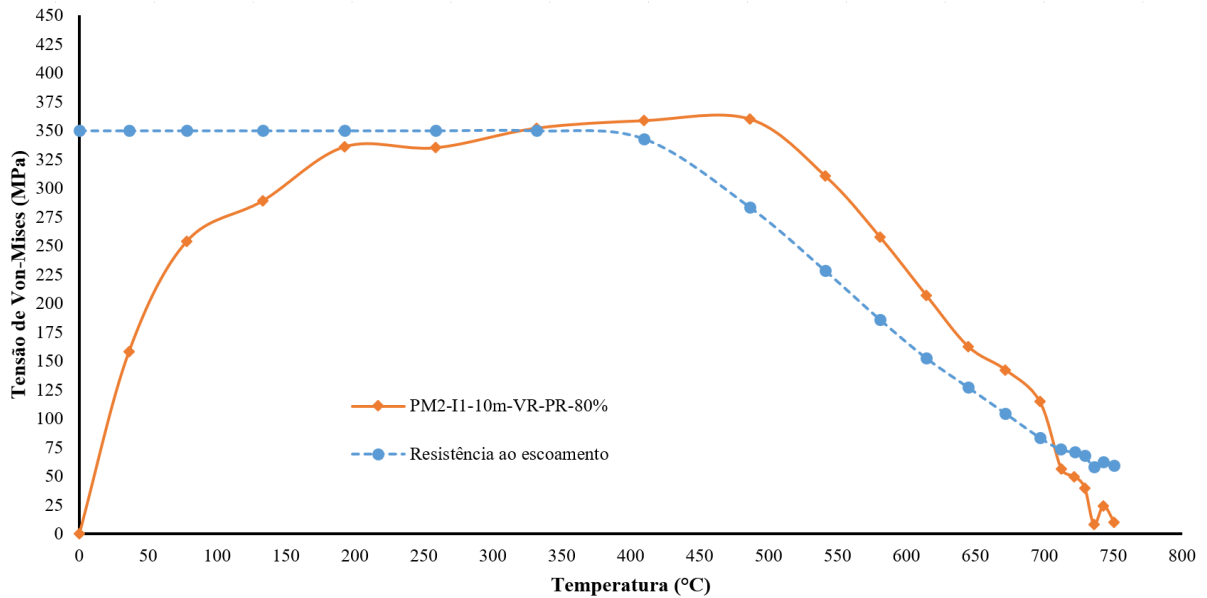


Figura 5.218 – Tensão localizada devido às forças de compressão na expansão da viga do pórtico PM2-I1-15m-VR-PR-80% – cenário de Incêndio 1



Nas Figuras 5.219 e 5.220 é possível verificar o processo de colapso dos pórticos mistos de 10 e 15 metros, respectivamente. Para o pórtico misto de 10 metros de vão, vê-se claramente a expansão da viga e conseqüente efeito *push-out* até o Estágio 3 quando, então, a ação de catenária passa a comandar o pórtico. O Estágio 5 (78 minutos de incêndio), consegue-se ver a falha parcial do pórtico, uma vez que, somente o pilar de fachada falha e não há um colapso progressivo.

Figura 5.219 – Processo de colapso de pórticos mistos com 10 metros de vão com e vigas e pilares revestidos contra o fogo sob cenário de Incêndio 1

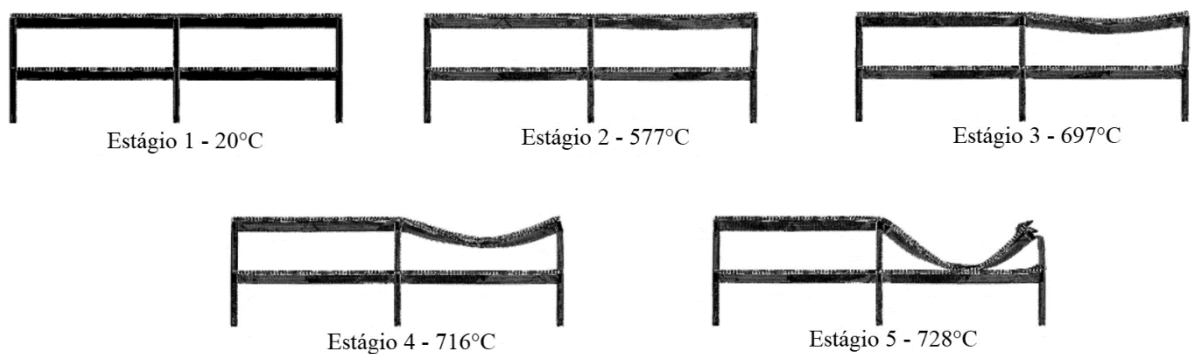
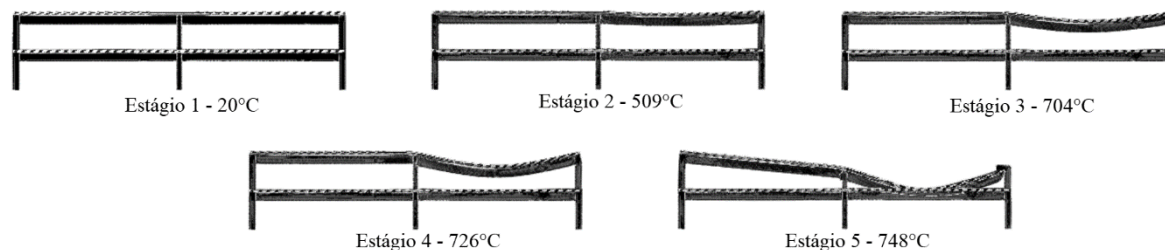


Figura 5.220 – Processo de colapso de pórticos mistos com 15 metros de vão com e vigas e pilares revestidos contra o fogo sob cenário de Incêndio 1



No caso do pórtico misto com 15 metros de vão, o mecanismo de colapso é similar ao pórtico de 10 metros. A maior diferença é que, como o pilar central no pórtico de 15 metros é mais esbelto que no pórtico de 10 metros, com a redistribuição de esforços da falha do pilar de fachada, o pilar central não resiste e ocorre o colapso progressivo da edificação, diferentemente do que aconteceu nos pórticos com vigas de aço, em que houve somente a falha do pilar de fachada e no compartimento incendiado, mostrando assim que os pórticos mistos representam de forma mais realista a edificação. Importante ressaltar que, nos vãos de 15 metros, com os pilares com 40% e 20% da relação entre o carregamento e resistência não apresentam falha no pilar central e nem as tensões geradas devido à expansão da viga são preponderantes para o dimensionamento. Isso mostra que, somente quando o engenheiro faz o projeto próximo do limite de resistência do pilar, ele precisa considerar as forças de expansão na região das ligações.

Ao verificar o comportamento de pórticos mistos com pilares revestidos e vigas sem revestimento, foi possível verificar que para o vão de 10 metros os pilares de fachada sofrem flexão na base, por conta do acentuado efeito de *pull-in* nos pilares. Tal fenômeno só não ocorre no pórtico com 20% da relação entre a solicitação e a capacidade resistente. Neste caso, ocorre o que já foi visto anteriormente com pórticos mistos: a falha é por plastificação total da seção bruta da viga tracionada, uma vez que a viga possui deformação elevada e a capacidade resistente do pilar é alta. Com isso, o pilar não acompanha os deslocamentos. Além disso, na fase de expansão, os pórticos com 80% e 60% da relação da capacidade resistente são submetidos a forças que são maiores que a resistência ao escoamento do material. Na Figura 5.221 é possível ver a configuração deformada do pórtico com 36 minutos de incêndio (12 minutos a mais em relação ao pórtico com viga de aço). Na Figura 5.223, verificam-se as forças axiais nos apoios para os pórticos de 10 metros de vão com pilares revestidos e na Figura 5.222 é possível verificar o mecanismo de colapso desse pórtico (exceto para a relação entre solicitação e resistência igual a 20%)

Figura 5.221 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-10m-PR-80% ao fim de 36 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 1

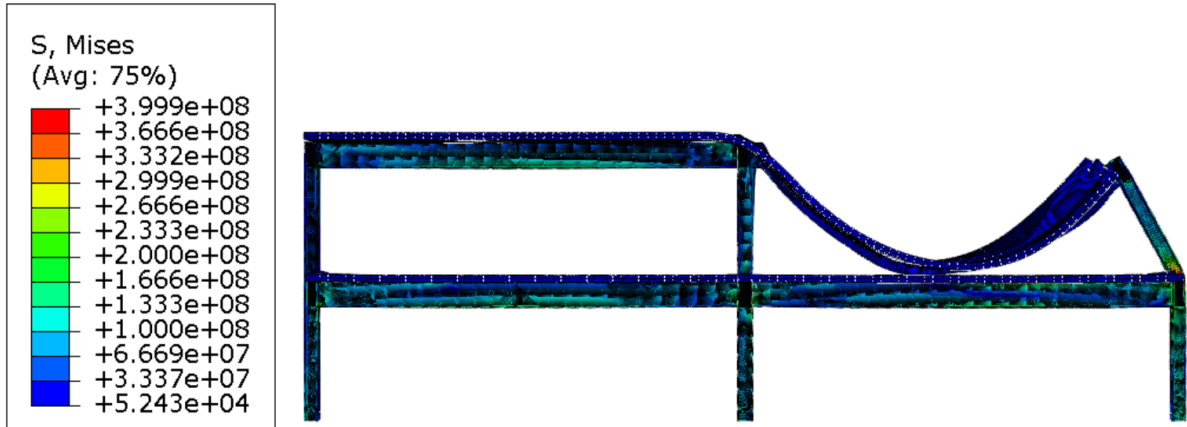


Figura 5.222 – Processo de colapso de pórticos com 10 metros de vão com pilares contra o fogo sob cenário de Incêndio 1

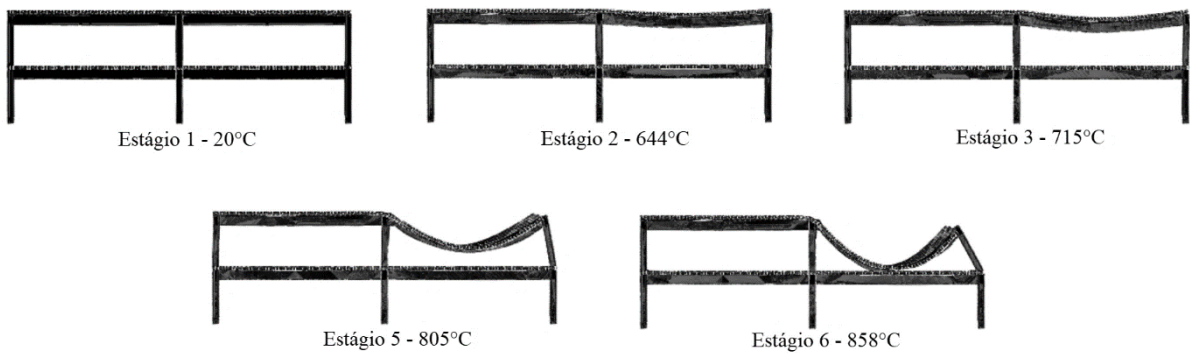
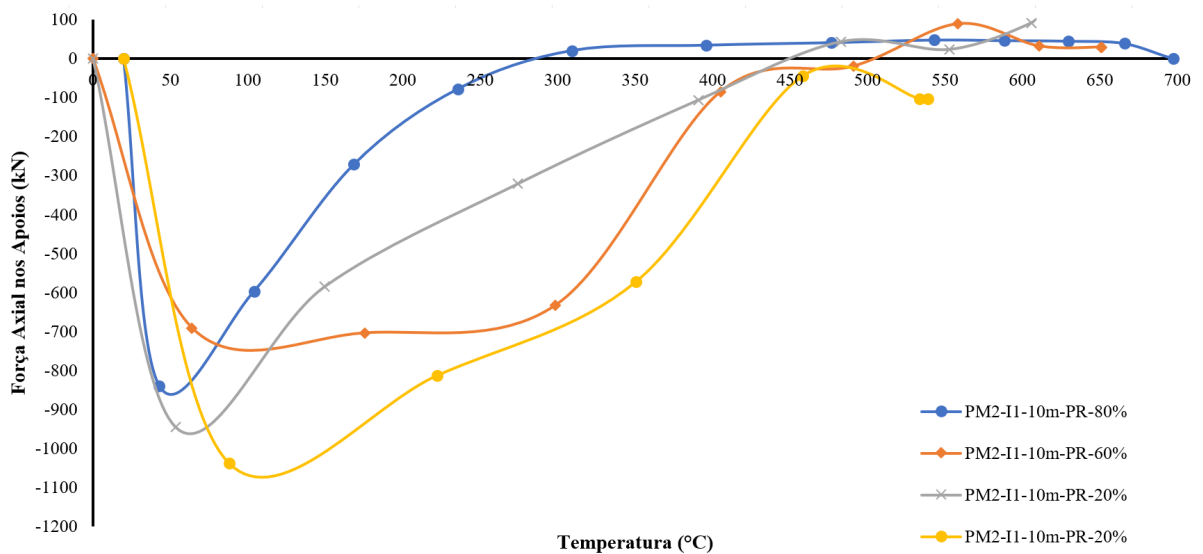
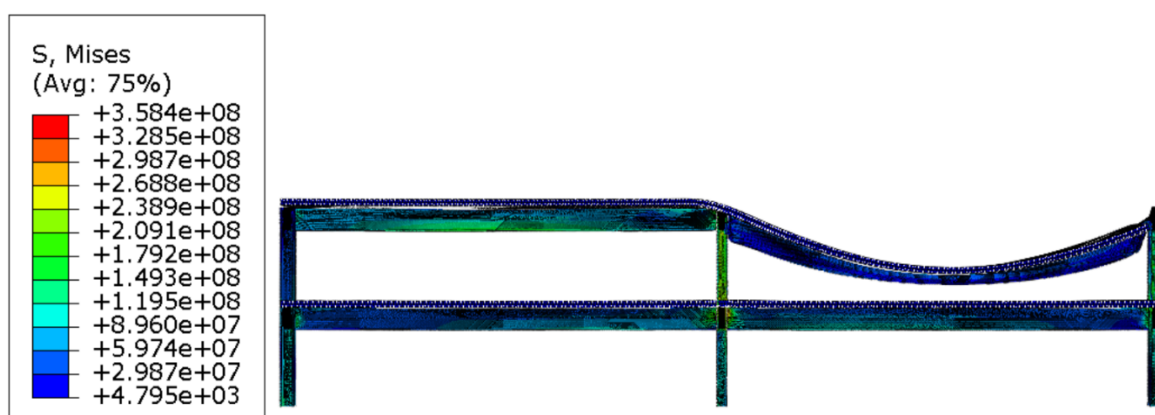


Figura 5.223 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos mistos de 10 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo – cenário de incêndio 1



Ao verificar os pórticos mistos com 15 metros de vão, verifica-se uma situação que foi vista de forma esporádica em alguns vãos: nesta condição de incêndio, os pilares não apresentam falha por flexocompressão ou flexotração, mas sim a viga quem vem ao colapso. Isso acontece pelo fato dos pilares dos pórticos de vão de 15 metros possuem maior rigidez e, pelo fato da viga não estar revestida, mesmo sendo mista, o tempo para a falha dela em situação de incêndio é menor. Claro que, quando comparado aos pórticos com vigas de aço, o tempo de falha é maior, entretanto, neste caso a falha se dá na plastificação da seção bruta tracionada próximo aos apoios. Não deixa de ser importante a verificação da força de tração em ação de catenária, pois, é com essa força, que será feito o dimensionamento da viga para que tal fenômeno não aconteça. A Figura 5.224 mostra a configuração do pórtico após 30 minutos de incêndio.

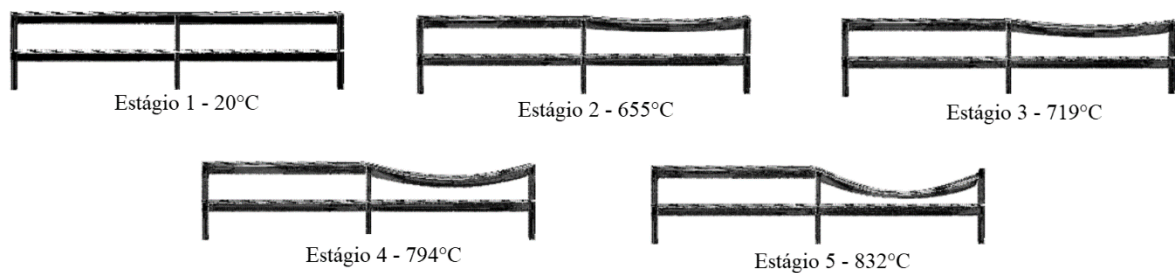
Figura 5.224 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-15m-PR-80% ao fim de 30 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 1



Ainda sobre a análise do pórtico, verificou-se que, nos pilares com 80% da relação da capacidade resistente, as forças de compressão na fase de expansão geraram tensões localizadas na região das ligações maiores que a resistência ao escoamento do material. Entretanto, os outros pilares não sofreram tal fenômeno, mostrando que a capacidade resistente do pilar influencia diretamente para alguns fenômenos em situação de incêndio.

Na Figura 5.225 pode ser visto o processo de colapso dos pórticos mistos de 15 metros de vão e pilar revestido e as forças axiais nos apoios para esses pórticos, para a melhor compreensão do processo de falha para utilização em futuros dimensionamentos, na Figura 5.226.

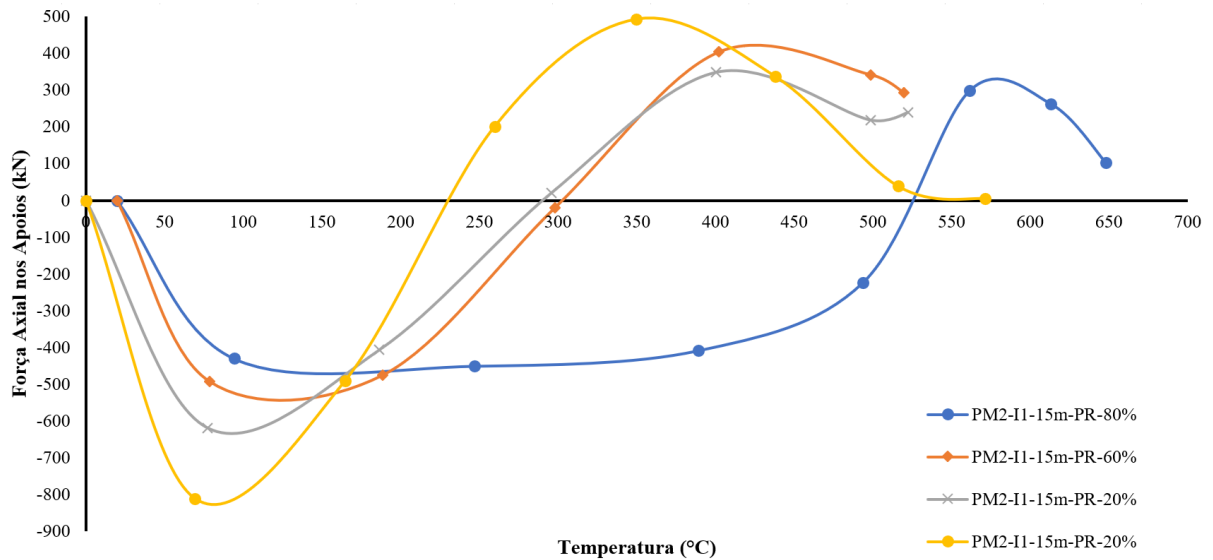
Figura 5.225 – Processo de colapso de pórticos com 15 metros de vão com pilares contra o fogo sob cenário de Incêndio 1



Na Figura 5.225 é possível ver claramente que, após a fase de expansão da viga, a mesma entra em ação de catenária no Estágio 4, entretanto, pela rigidez dos pilares e pelo aquecimento elevado da viga e pela continuidade da laje de concreto, a falha acaba sendo na própria viga e não no pilar, como visto anteriormente em outros exemplos.

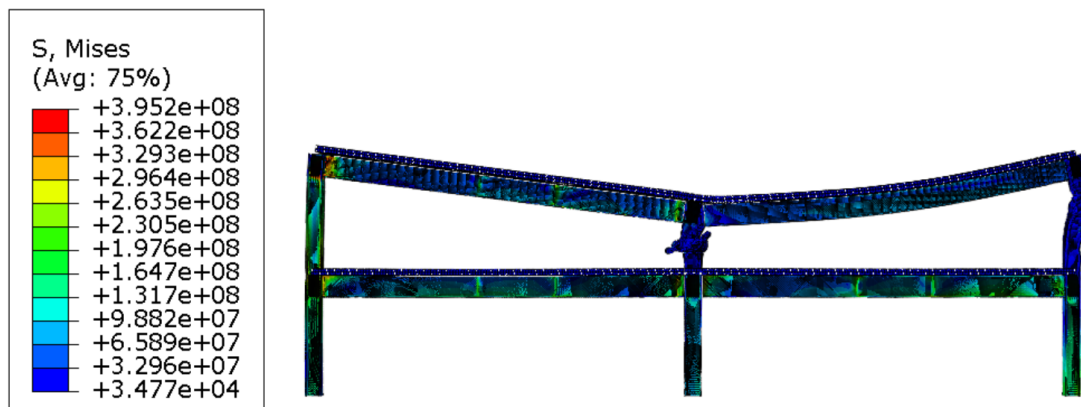
Na Figura 5.226, podem ser vistas as forças axiais nos apoios e a forma como se comporta cada pórtico. No pórtico com pilares de 80% da relação entre solicitação e resistência, verifica-se um tempo maior de compressão. Isso é explicado pelo fato do fator de massividade ser maior e, com isso, o pilar aquecer mais rápido que os demais. Isso também ajuda a explicar como esse é o único modelo em que as forças de compressão são preponderantes. Nos demais modelos vê-se uma força de compressão maior ocorrendo em temperaturas menores do pilar, devido ao fato da viga expandir mais rápido e, após, valores de força de tração elevado, que explica a falha do pórtico pela plastificação da viga por tração. No capítulo seguinte, será feito um resumo onde o engenheiro poderá ver em quais situações ele poderá usar ou não, as forças resultantes da expansão e da catenária da viga.

Figura 5.226 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos mistos de 10 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo – cenário de incêndio 1



Analisando os pórticos de 10 e 15 metros com somente a viga revestida, verificou-se que nos modelos de pórticos mistos de 10 metros, todos os modelos apresentam a mesma falha, muito parecido quando analisado os elementos sem revestimento: a viga pouco se expande no início do incêndio por estar revestida – enquanto que os pilares vão se degradando devido às altas temperaturas. Até que chega um ponto em que a viga começa a expandir e surge uma instabilidade localizada na parte superior do pilar (aproximadamente $0,75L$). Em seguida, a viga começa a entrar em ação de catenária, ao passo que o pilar central começa a falhar por instabilidade, uma vez que os esforços foram redistribuídos do pilar de fachada ao pilar central. Logo, o modo de falha é por instabilidade do pilar central.

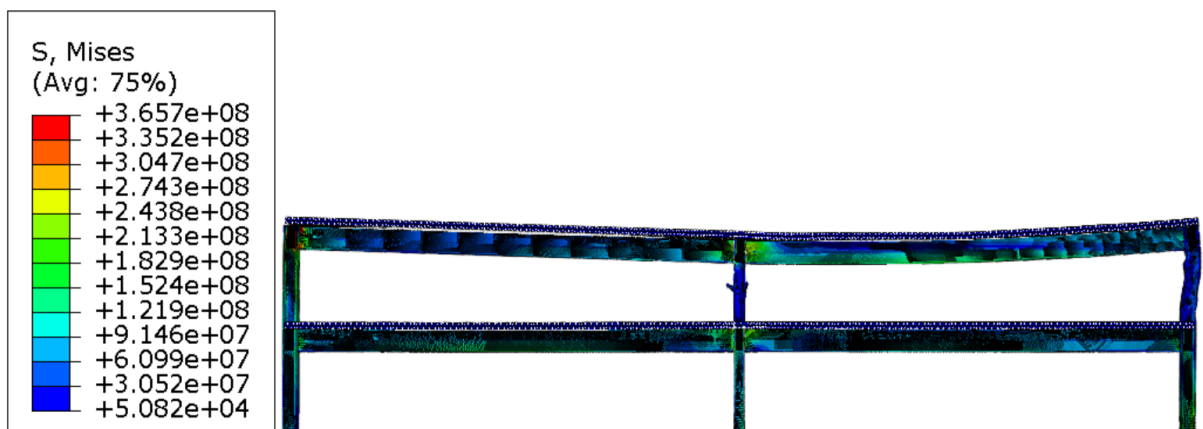
Figura 5.227 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-10m-VR-80% ao fim de 60 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 1



Quanto aos pórticos mistos de 15 metros, na Figura 5.228 é possível ver a configuração deformada de um dos modelos estudados, o fim de 48 minutos de incêndio. É importante

ressaltar que somente o modelo apresentado falha antes de 60 minutos de incêndio. Os demais modelos de 15 metros de vão apresentam a falha após 60 minutos de incêndio. Neste caso, no vão de 15 metros, acontece o mesmo processo visto e analisados nos modelos de pórticos mistos de 10 metros. A exceção é feita ao pórtico com pilar de 20% da relação entre resistência e solicitação. Neste caso, como o pilar central é mais rígido que nos demais modelos, a falha se deu pelo efeito *pull-in* no pilar já degradado inicialmente pelas forças de expansão da viga. Mais uma vez, é possível observar que a mudança da seção transversal dos pilares influencia o comportamento dos pórticos em situação de incêndio. Salienta-se que os modelos de pórticos de 15 metros vieram a falha pela força de expansão da viga que acentuou a não linearidade no pilar de fachada, fazendo com que os esforços fossem redistribuídos ao pilar central, que nestes casos apresentados, foi quem apresentou a falha por instabilidade por flexão.

Figura 5.228 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-15m-VR-80% ao fim de 48 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 1



Para melhor compreensão do colapso dos pórticos mistos de 10 e 15 metros de vão, respectivamente, as Figuras 5.229 e 5.230 mostram o processo de colapso dos pórticos citados (80% da relação entre solicitação e capacidade resistente).

Figura 5.229 – Processo de colapso de pórticos mistos com 10 metros de vão com vigas revestidas sob cenário de Incêndio 1

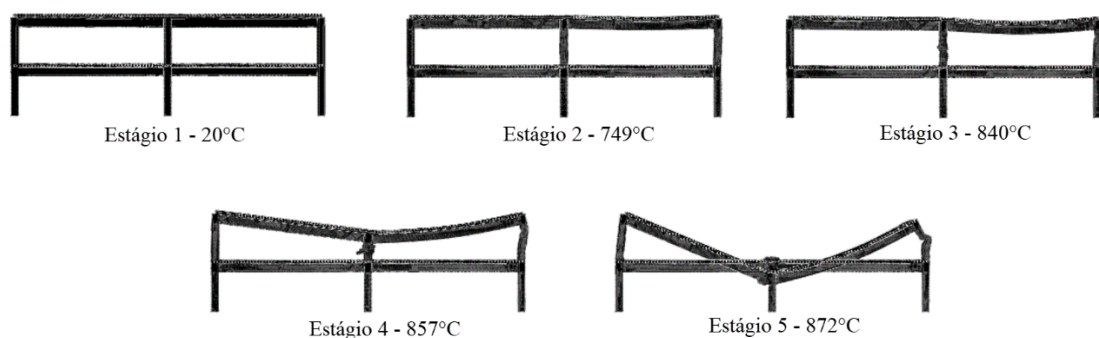
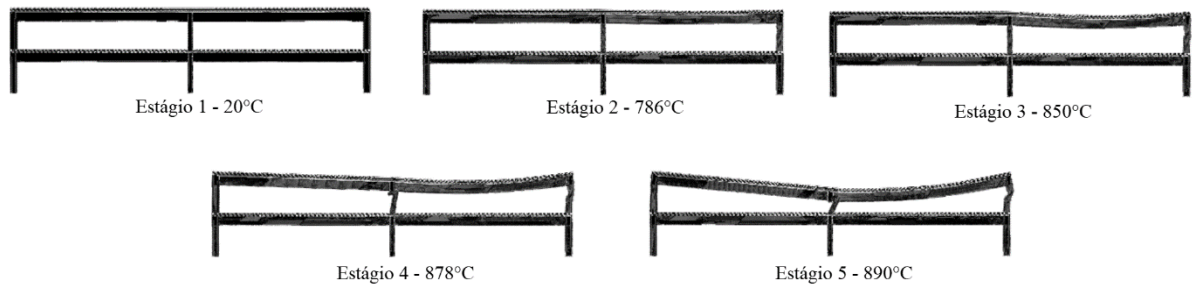


Figura 5.230 – Processo de colapso de pórticos mistos com 15 metros de vão com vigas revestidas sob cenário de Incêndio 1



Nas Figuras 5.231 e 5.232 é possível observar melhor o comportamento de cada modelo de pórtico, a partir das forças axiais geradas nos apoios viga *versus* pilar. Para o vão de 10 metros, vê-se claramente a força de compressão da viga sendo aplicada no pilar e, quando o pilar de fachada deforma, forças de tração surgem dessa deformação – ao mesmo tempo que o pilar centro perde a estabilidade. Entretanto, tais forças não são essenciais ao dimensionamento, já que é possível ver na Figura 5.227 que o processo de falha não se dá pelas forças axiais de tração. Em relação ao pórtico misto com vão de 15 metros, a Figura 5.232 mostra claramente o comportamento de tais pórticos. Vê-se as forças de compressão atuando até o momento que surgem forças de tração. Neste caso, não são de ação de catenária, mas sim decorrente da falha do pilar central, em que o pilar acaba puxando a viga e, conseqüentemente, puxando o pilar de fachada, exceto para o pilar com relação entre solicitação e resistência de 20% - neste caso, a falha é pelo efeito *pull-in*.

Figura 5.231 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos mistos de 10 metros de vão com as vigas revestidas contra o fogo – cenário de incêndio 1

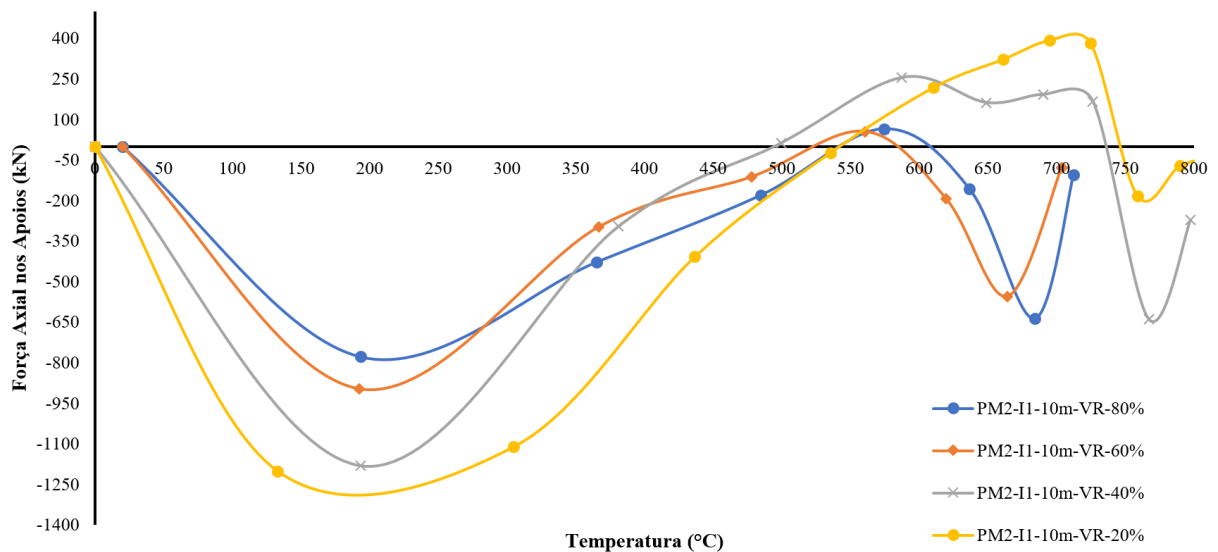
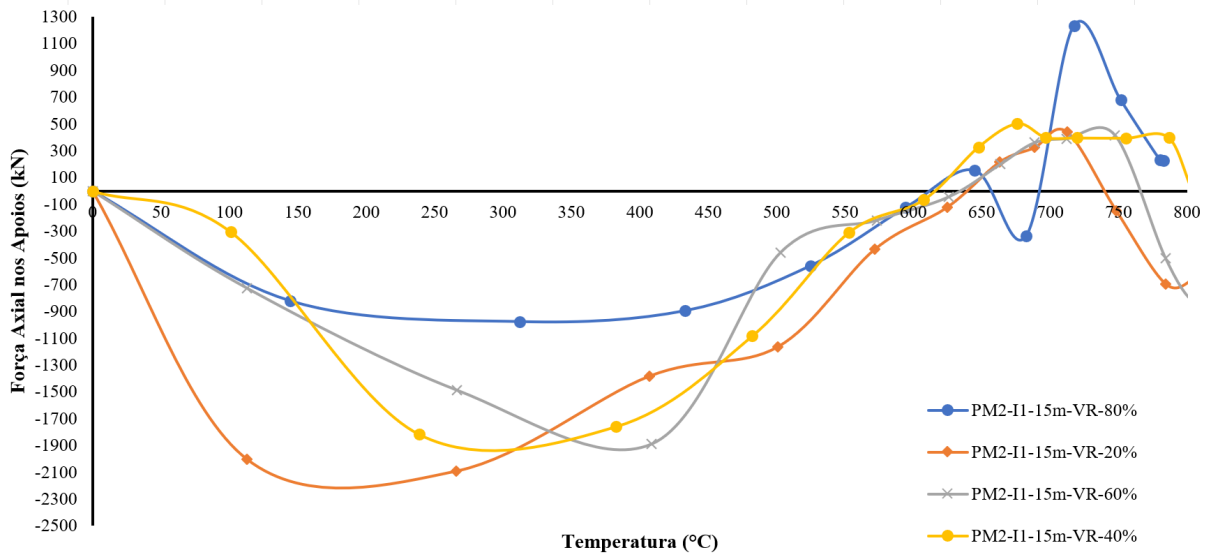


Figura 5.232 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos mistos de 15 metros de vão com as vigas revestidas contra o fogo – cenário de incêndio 1



Nas Figuras 5.233 e 5.234, é possível observar os resultados relativos às cargas axiais atuantes sobre o apoio do pilar P3-2, para pórticos mistos com vãos de 10 e 15 metros, respectivamente. É evidente que os modelos que exibem as maiores forças de compressão são aqueles em que os pilares são revestidos. Nesses casos, os pilares mantêm uma relativa constância em sua rigidez, mesmo com o aumento da temperatura decorrente do incêndio.

Contrastando, os modelos que registram as menores forças de compressão são aqueles em que a viga está revestida enquanto o pilar permanece sem revestimento. Nessa situação, a expansão térmica da viga acontece de maneira mais gradual, enquanto o pilar desprotegido perde suas propriedades mecânicas em um intervalo de tempo curto durante o incêndio, levando à possível falha do pórtico antes que a viga tenha se expandido totalmente.

Nos cenários em que ambos os elementos – viga e pilar – são revestidos, as forças de compressão axial tendem a se manter relativamente estáveis, sem picos abruptos de intensidade. Isso é possível porque o aumento de temperatura nas vigas e nos pilares ocorre de forma praticamente simultânea, permitindo que as alterações na rigidez de ambos os elementos aconteçam em sincronia. A força de compressão começa a diminuir quando a viga entra na fase de catenária, indicando o início de um comportamento mais flexível. Entretanto, cabe ressaltar que no modelo PM2-I1-15m-VR-PR-80% notou-se força de tração no início do incêndio, força esta já explicado em diversos pontos desta tese.

Por último, é perceptível que as forças de tração provenientes da ação de catenária apresentam picos significativos, principalmente nos vãos de 10 metros. Para os vãos de 15 metros, as grandes deformações da viga com os pilares deformando juntos, fazem com que essas forças não sejam tão grandes, diferentes do que foi visto para vigas de aço. Isso acontece pelo fato da ação da laje não permitir deslocamentos tão abruptos quando nas vigas de aço. No entanto, tais forças apenas se manifestam após a viga atingir sua temperatura crítica. Nesse contexto, a avaliação das forças de tração devido à catenária possui dois propósitos: verificar a resistência das conexões em altas temperaturas e compreender os efeitos de flexão que podem se desenvolver nos pilares que suportam as extremidades das vigas.

Figura 5.233 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos mistos de 10 metros de vão variação no revestimento contra o fogo de vigas e pilares – cenário de Incêndio 1

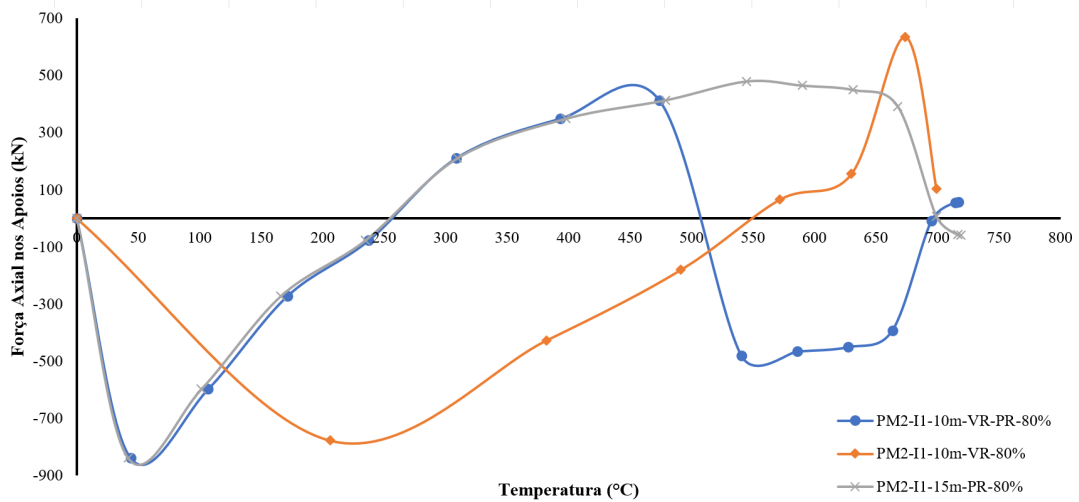
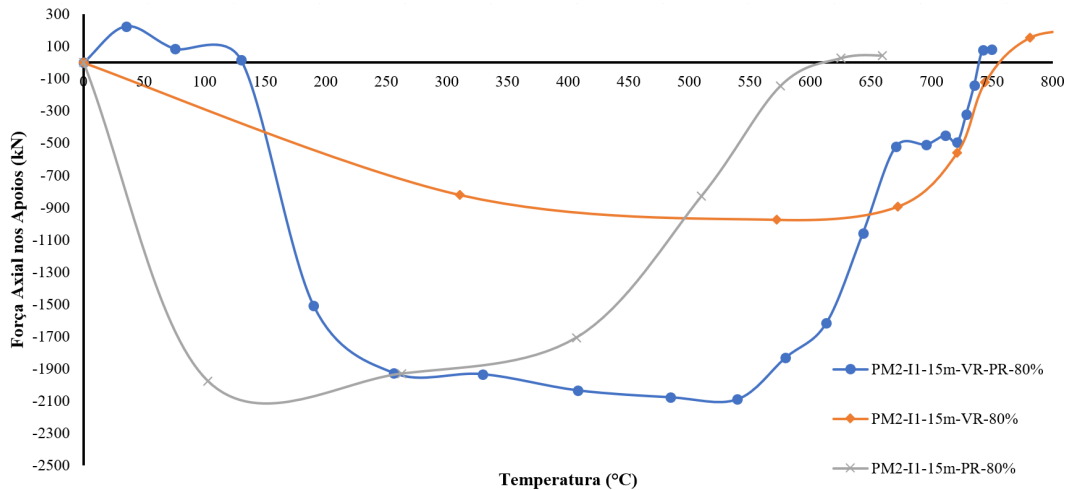
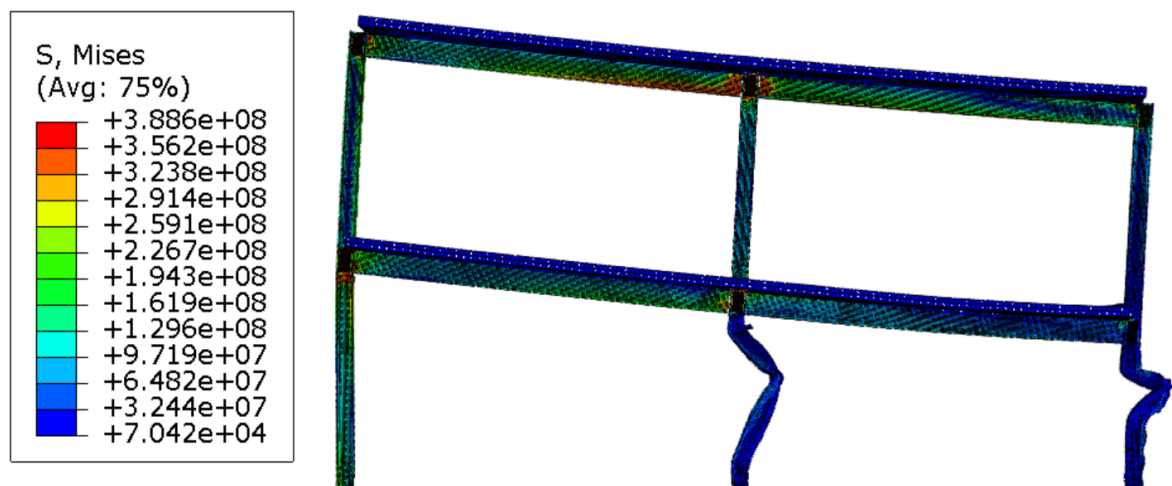


Figura 5.234 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos mistos de 15 metros de vão variação no revestimento contra o fogo de vigas e pilares – cenário de Incêndio 1



Ao analisar os modelos de pórticos mistos com vão de 5 metros sob o cenário do Incêndio 2, onde apenas a viga é revestida contra o fogo (Figura 5.235), observa-se o surgimento de instabilidades locais nas superfícies do pilar central (P2-1) e nas proximidades do apoio do pilar de fachada (P3-1). Essas instabilidades decorrem das forças de compressão resultantes da expansão térmica da viga, assim como evidenciado e verificado nos pórticos com vigas de aço. A presença dessa instabilidade local incrementa a não linearidade do pilar central, levando-o a uma falha devido à instabilidade por flexão na seção de menor inércia, ocorrendo a uma distância equivalente a 50% do comprimento total do pilar, ou seja, $0,5L$, como se o pilar fosse biengastado, mostrando que a laje possui influência na rigidez dos elementos circundantes. Esse resultado ressalta que, neste contexto, as forças de interação entre vigas e pilares nos pórticos não exerceram influência significativa, uma vez que o pilar central é a parte mais solicitada. Uma última questão é que, quando comparado o pórtico de aço equivalente ao estudado, mostra-se que os pórticos com vigas mistas possuem uma margem maior de incêndio, desta vez, 6 minutos a mais, mostrando que a consideração das lajes pode deixar o modelo mais econômico.

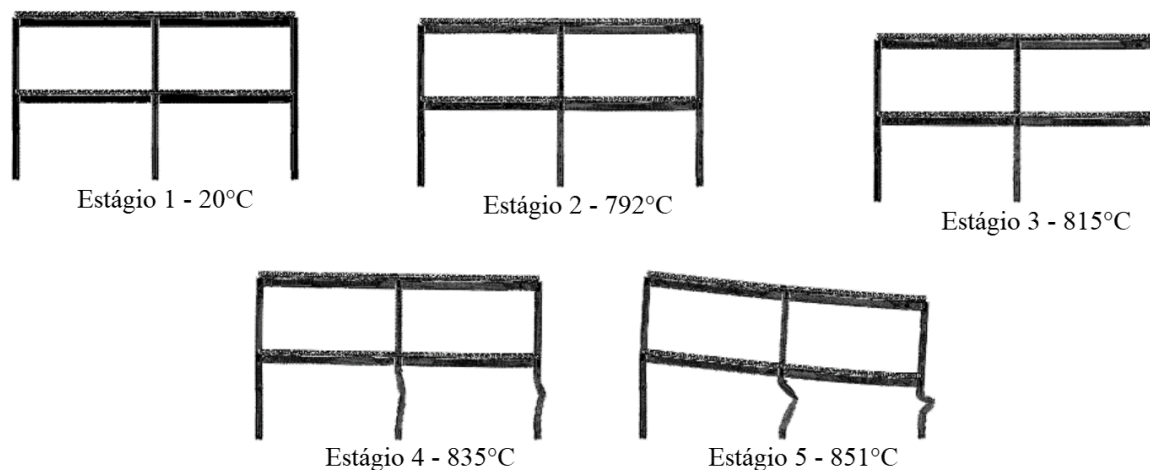
Figura 5.235 – Configuração deformada do modelo PM2-I2-5m-VR-80% ao fim de 54 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 2



Na Figura 5.142, a seguir, é perceptível a representação do processo de colapso dos pórticos investigados, nos quais as vigas possuem revestimento nas vigas. A temperatura foi mensurada na superfície aquecida do pilar. Observa-se claramente o fenômeno de "*push-out*" nos pilares de fachada, decorrente das forças de compressão geradas pela expansão térmica da viga, tal como já evidenciado em análises anteriores deste estudo. No entanto, o fenômeno de "*pull-in*" não se apresenta de maneira aparente neste caso, uma vez que a falha do pilar ocorre

devido à instabilidade por flexão, sem que a viga exerça influência direta sobre o pilar para induzir esse efeito.

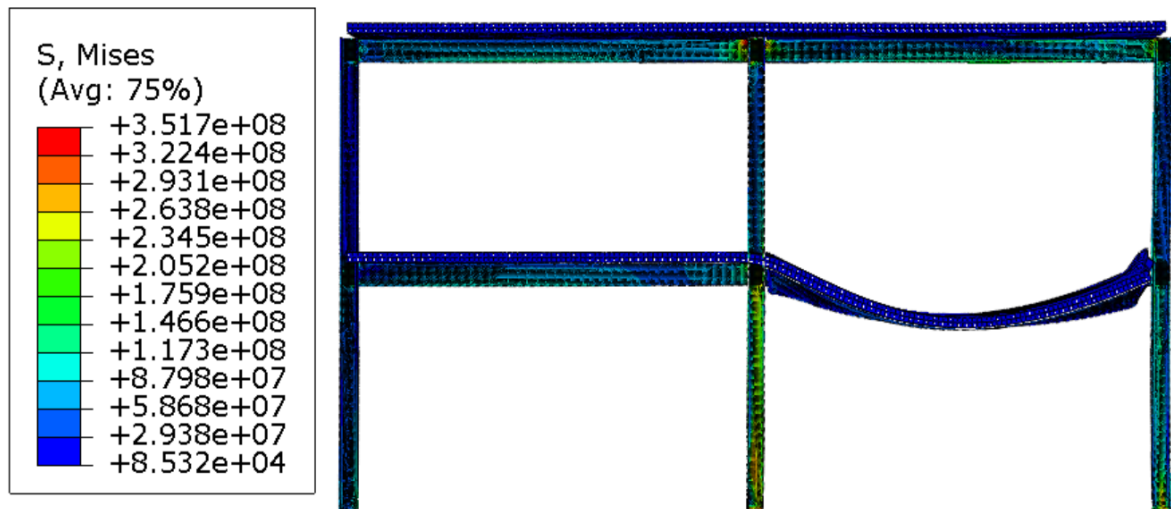
Figura 5.236 – Processo de colapso de pórticos mistos com 5 metros de vão com vigas revestidas contra o fogo sob cenário de Incêndio 2



Estudando os modelos de pórticos mistos somente com os pilares revestidos, verificou-se, conforme pode ser visto na Figura 5.237 que o pórtico não apresenta colapso, diferente do que foi visto quando o pilar não estava revestido. Nesse caso, somente a viga no pavimento incendiado falha, explicado pelo fato dela não estar revestida contra o fogo, o calor se propagar mais rápido pelo elemento, enquanto o pilar, revestido, não sofre influência direta. Assim como nos pórticos de aço, apesar do pórtico não ter entrado em colapso, é possível identificar níveis de tensão próximos ao limite de resistência do material nos pilares, na área de conexão e na base dos pilares (devido ao momento fletor gerado pela força de compressão da viga durante a fase de expansão). Além disso, o efeito de "push-out" nos pilares se torna evidentemente visível.

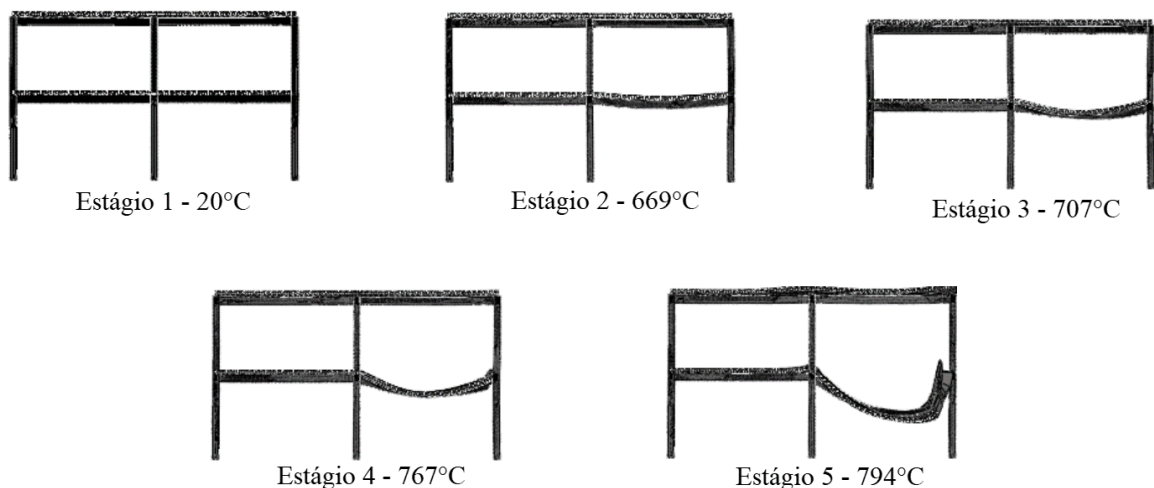
Comparado com o cenário de incêndio 1, as forças de tração devido à ação de catenária não influenciam diretamente os pilares, entretanto há dois fenômenos de falha da viga em questão: o primeiro é a instabilidade lateral da porção inferior da viga, pelo efeito de flexocompressão (pelo fato dos pilares não estarem degradados devido ao incêndio); o segundo é a falha por plastificação da seção bruta, devido às forças de tração, em aproximadamente 30 minutos de incêndio. Essa é uma questão interessante, pois, dimensionar a viga à flexão para o TRF indicado não é o suficiente para garantir o equilíbrio e segurança da viga.

Figura 5.237 – Configuração deformada do modelo P2-I2-5m-PR-80% ao fim de 36 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 2



A representação do processo de colapso dos pórticos com pilares protegidos por revestimento contra o fogo, no contexto do cenário de Incêndio 2, é apresentada na Figura 5.238. A temperatura registrada está relacionada à face inferior aquecida da viga. Durante as fases iniciais do incêndio, é possível observar o fenômeno de *push-out*, e quando a viga está próxima de entrar em colapso, o fenômeno de *pull-in* se torna visível. No entanto, as forças de tração não demonstram ser suficientemente intensas para gerar flexão significativa nos pilares, a ponto de levá-los ao colapso, diferentemente do observado em fases anteriores dessa análise paramétrica.

Figura 5.238 – Processo de colapso de pórticos mistos com 5 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo sob cenário de Incêndio 2



Durante a análise dos pórticos mistos que contavam com vigas e pilares revestidos, não foi constatado um colapso completo da estrutura, mesmo após 120 minutos de exposição ao incêndio. Durante a fase de expansão da viga, foram observados efeitos decorrentes das forças de compressão geradas pela expansão térmica, manifestando-se como tensões localizadas na área da ligação e, diferentemente do que foi visto nos pórticos com vigas de aço, não se observou tensões localizadas na base do pilar. No entanto, as tensões originadas por esse efeito não atingiram magnitude suficiente para ultrapassar a resistência ao escoamento do material.

Apesar da ausência de colapso global do pórtico, na etapa subsequente de catenária da viga, o fenômeno de *pull-in* (e, conseqüentemente, as forças de tração resultantes da ação de catenária) desencadearam a geração de momentos fletores nos pilares, levando ao início do desenvolvimento de rótulas plásticas, como pode ser visto na Figura 5.239. Isso demonstra que, se os pilares fossem dimensionados para resistir aos momentos fletores induzidos pelas forças de tração na ação de catenária, a probabilidade de colapso global da estrutura seria reduzida, uma vez que apenas a viga afetada pelo incêndio apresentaria falha. Cabe ressaltar que foi notado, também, que a viga iniciou o processo de plastificação da seção bruta próximo aos apoios.

Em suma, pode-se concluir que, para evitar um colapso global, a medida mais crucial é a aplicação de revestimento protetor nos pilares, conforme já relatado em outras análises. A Figura 5.240 ilustra o comportamento do pórtico com os elementos revestidos contra o fogo.

Figura 5.239 – Configuração deformada do modelo PM2-I2-5m-VR-PR-80% ao fim de 120 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 2

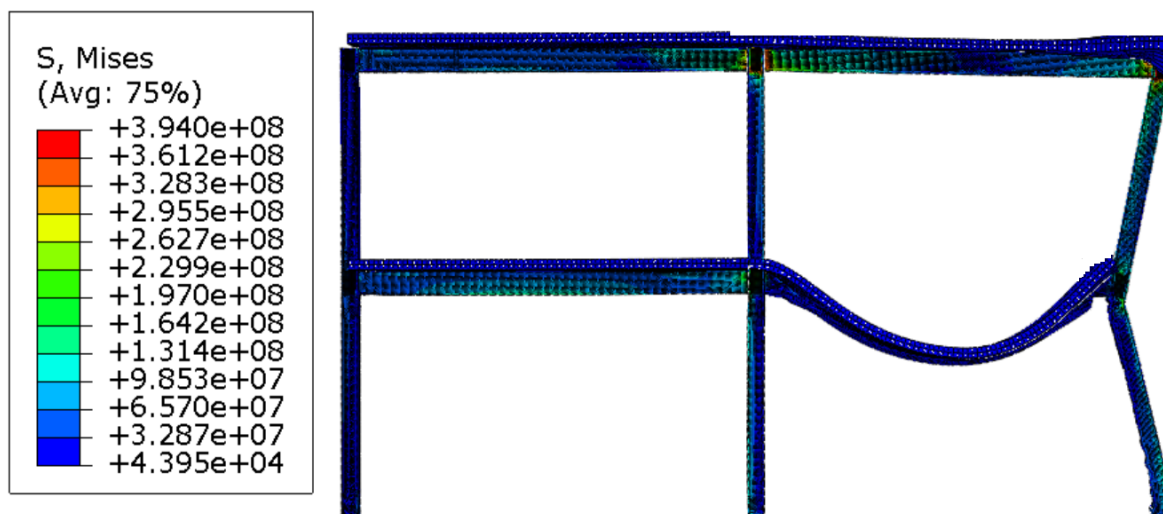


Figura 5.240 – Processo de colapso de pórticos mistos com 5 metros de vão com vigas e pilares revestidos contra o fogo sob cenário de Incêndio 2

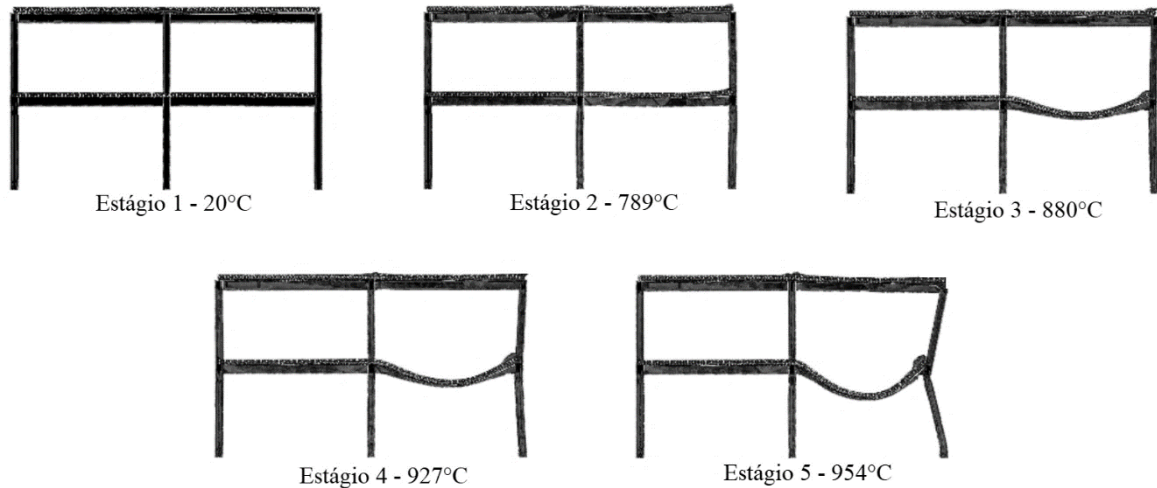
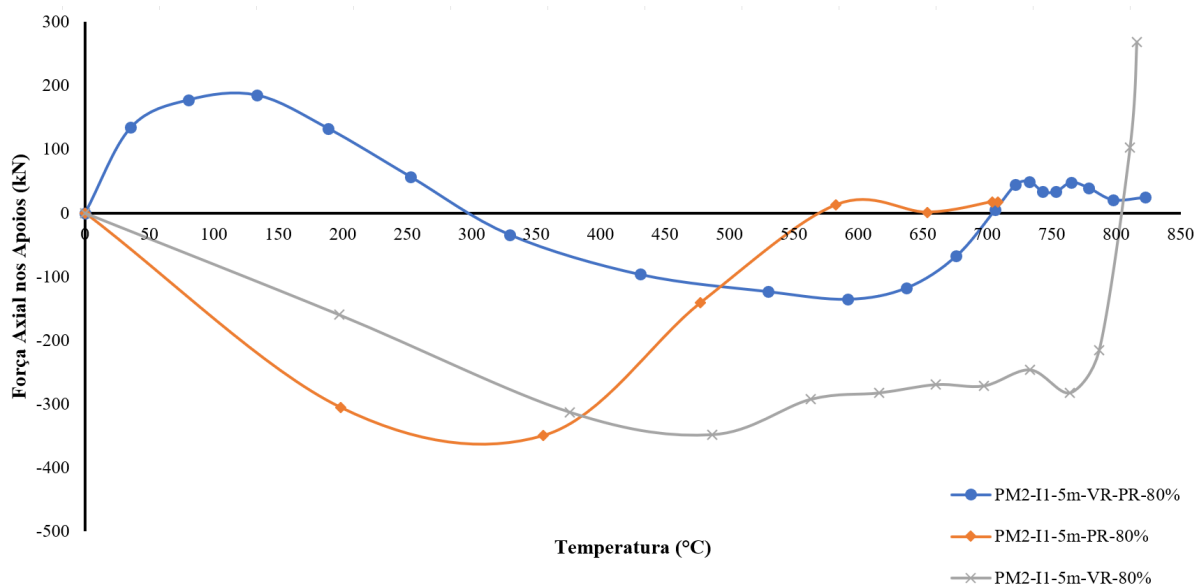


Figura 5.241 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-1 para pórticos mistos de 5 metros de vão com variação no revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 2



Ao analisar as forças de interação entre as vigas e os pilares de pórticos mistos com elementos revestidos (Figura 5.241), constata-se que as maiores forças de compressão ocorrem no pórtico que possui pilares revestidos, seguindo uma dinâmica similar à observada nos pórticos formados por vigas de aço. Nesse contexto, a rápida expansão da viga, desprovida de revestimento contra o fogo, associada ao encontro com um pilar mais rígido devido ao revestimento, culmina em maiores forças horizontais.

No caso do pórtico com apenas a viga revestida, são identificados valores de tração nos estágios iniciais do incêndio, como explicado em outros pontos deste estudo. À medida que o incêndio avança e, conseqüentemente, a viga se aquece e expande, as forças de compressão se manifestam. No entanto, o pilar já apresenta propriedades mecânicas amplamente degradadas nesse ponto, resultando em uma ausência de rigidez axial para conter a expansão da viga.

Nos pórticos em que ambos os elementos são revestidos, as forças de compressão aumentam de maneira mais uniforme, semelhante ao comportamento quando a viga é examinada de maneira isolada, conforme previamente observado. Isso ocorre devido ao efeito do revestimento contra o fogo, que faz com que tanto a viga quanto o pilar degradem em termos mecânicos ao mesmo tempo. Por conseguinte, os valores de força de compressão durante a fase de expansão da viga são menores.

Em relação às forças de tração decorrentes da ação de catenária, é possível constatar que os maiores valores se associam aos pórticos com apenas os pilares revestidos. As forças de tração nos pórticos com pilares não revestidos são mais baixas, visto que a estrutura já está em processo de colapso. Para os pórticos que contam com vigas e pilares revestidos contra o fogo, a avaliação da força de tração gerada pela catenária desempenha um papel crucial para impedir o início do processo de colapso. Embora o colapso global não seja observado, as extensas deformações nos pilares podem inviabilizar a potencial recuperação da estrutura após o incêndio, como já discutido em outros pontos desta tese.

Lembra-se que não foram discutidos a redistribuição dos esforços nessa fase da tese pois os valores são muito parecido com os encontrados nos pórticos de aço.

Figura 5.242 – Configuração deformada do modelo PM2-I2-10m-VR-80% ao fim de 30 minutos de incêndio – cenário de incêndio 2



Nas configurações de pórticos mistos com vão de 10 metros (Figura 5.242) e vigas revestidas contra o fogo, é evidente que o colapso inicia-se pelo pilar central (P2-1). Pouco depois, o pilar de fachada (P3-1) também falha, resultando no colapso total do pórtico. Esse padrão de colapso é similar ao observado nos pórticos com um vão de 5 metros, nos quais o pilar central experimenta instabilidade por flexão na seção de menor inércia do pilar. Esse comportamento se deve ao esforço normal e às elevadas temperaturas. Essa sequência de colapso foi identificada em todas as seções transversais analisadas nessa variação de parâmetros.

No caso dos pórticos mistos, diferentes dos pórticos de aço, nos estágios iniciais do incêndio não são verificadas instabilidades locais. A falha se dá pelo fato de o pilar central também manifesta instabilidade por flexão próximo ao apoio (24 minutos de incêndio), levando a uma não-linearidade geométrica substancial. Isso culmina em instabilidade por flexão desse elemento aos 30 minutos de incêndio. No caso específico analisado, a interação entre a viga e o pilar aquecido foi limitada. O fenômeno de *push-out* é notório nos pórticos com pilares de maior seção transversal. Em contraste, nos pilares de menor seção transversal, a instabilidade do pilar central surge antes que a viga tenha alcançado sua expansão completa, assim como nos pórticos de aço. No cenário atual, o fenômeno de *pull-in* não decorre da ação de catenária da viga, mas sim da condição do pilar central no pórtico. Isso permite que a viga "puxe" o pilar de fachada.

Ao examinar os pórticos mistos com vão de 15 metros e vigas revestidas contra o fogo, verifica-se que o mecanismo de colapso é idêntico ao observado nos pórticos com vãos de 5 e 10 metros. Nesse caso, a falha inicial ocorre no pilar central devido à instabilidade por flexão (Figura 5.243). Contudo, nos pórticos com vãos de 15 metros, há uma diferença significativa em relação aos demais: o fenômeno de *push-out* se torna mais evidente. Isso decorre do fato de que a força de compressão durante a fase de expansão da viga aumenta proporcionalmente ao comprimento da viga.

Analisando os resultados dos pórticos com vãos de 5, 10 e 15 metros, torna-se aparente que quando o incêndio afeta o compartimento de fachada no pavimento térreo (com os pilares sem revestimento contra o fogo), a probabilidade de colapso total da estrutura é maior, mesmo contando com vigas mistas. As Figuras 5.244 e 5.245 apresentam o processo de colapso dos pórticos com vigas protegidas por revestimento, com vãos de 10 e 15 metros, respectivamente. Nessas imagens, é possível visualizar a fase de expansão da viga, mas não a etapa subsequente

de catenária, visto que o colapso do pórtico ocorre antes que a viga seja aquecida a ponto de se comportar como um cabo.

Figura 5.243 – Configuração deformada do modelo P2-I2-15m-VR-80% ao fim de 42 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 2

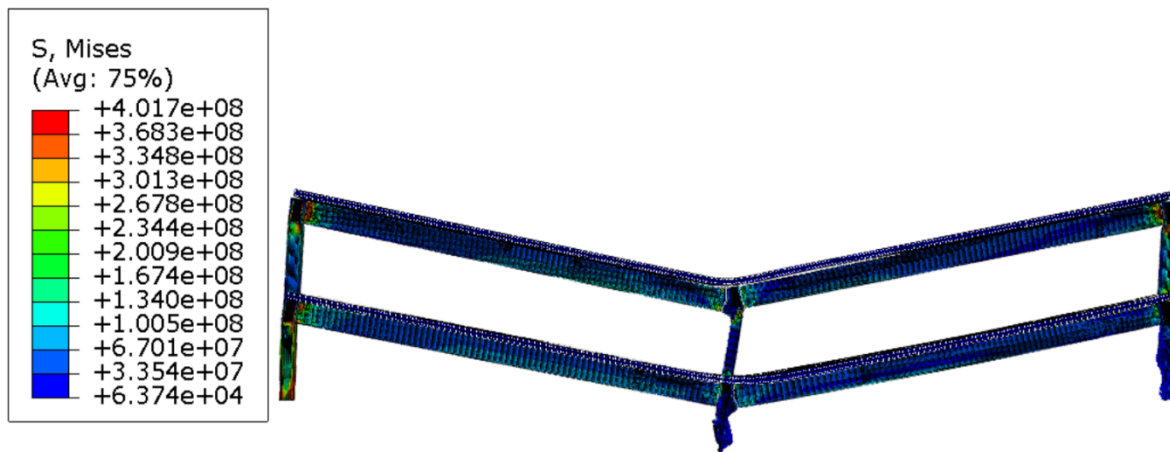


Figura 5.244 – Processo de colapso de pórticos mistos com 10 metros de vão com vigas revestidas contra o fogo sob cenário de Incêndio 2

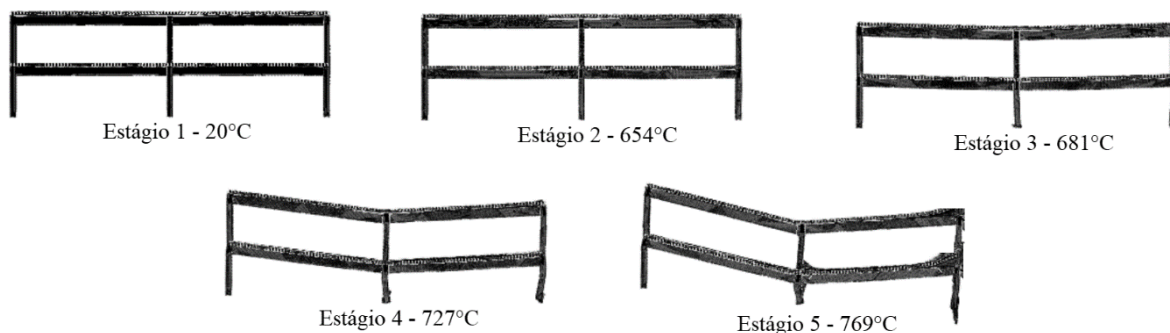
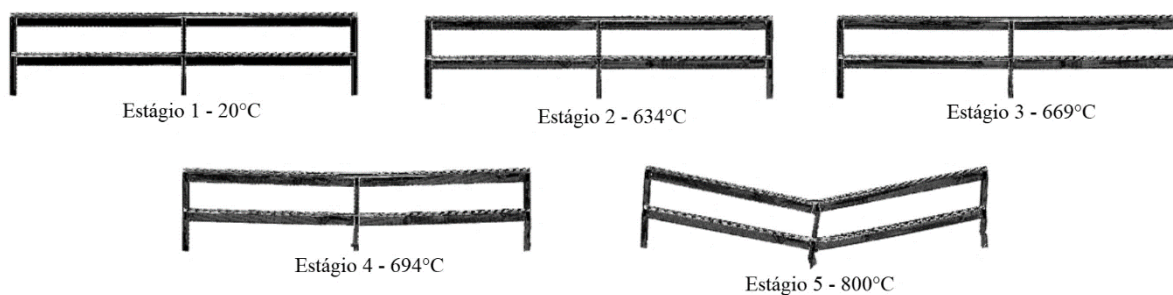


Figura 5.245 – Processo de colapso de pórticos mistos com 15 metros de vão com vigas revestidas contra o fogo sob cenário de Incêndio 2



Avaliando o comportamento de pórticos mistos com os pilares revestidos, verificou-se que, para os modelos com 10 metros de vão, a maioria das seções transversais dos pilares (80%,

60% e 40% da capacidade resistente) sofre uma instabilidade, devido à flexão na região próxima à ligação entre a viga e o pilar (Figura 5.246). Essa instabilidade é diferente da vista nos pórticos de aço, pois, são instabilidades locais na mesa geradas pela flexão. Neste caso, são instabilidade localizadas na região das ligações, geradas pelo efeito *pull-in*, logo após o efeito *push-out* (que geram tensões localizadas na ligação e na base do pilar, com tensões maiores que a resistência ao escoamento do aço), mostrando que os compartimentos térreos de fechada com grandes vãos podem sofrer instabilidade por conta da interação entre a viga e o pilar (Figura 5.247). No caso do pilar de 20% da relação entre a solicitação e capacidade resistente, ele não sofre o fenômeno. Então, neste caso, a falha é na viga, por plastificação da seção bruta na região próxima a ligação.

Figura 5.246 - Distribuição de tensões nos modelos de pórticos mistos com vão de 10 metros e pilares revestidos

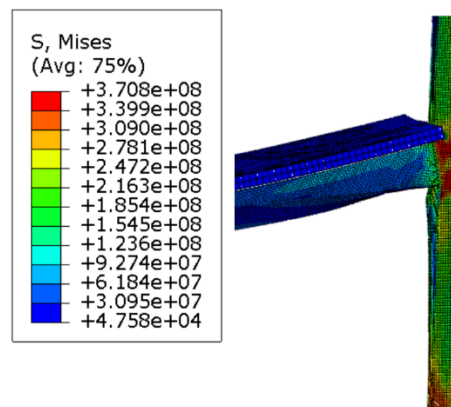
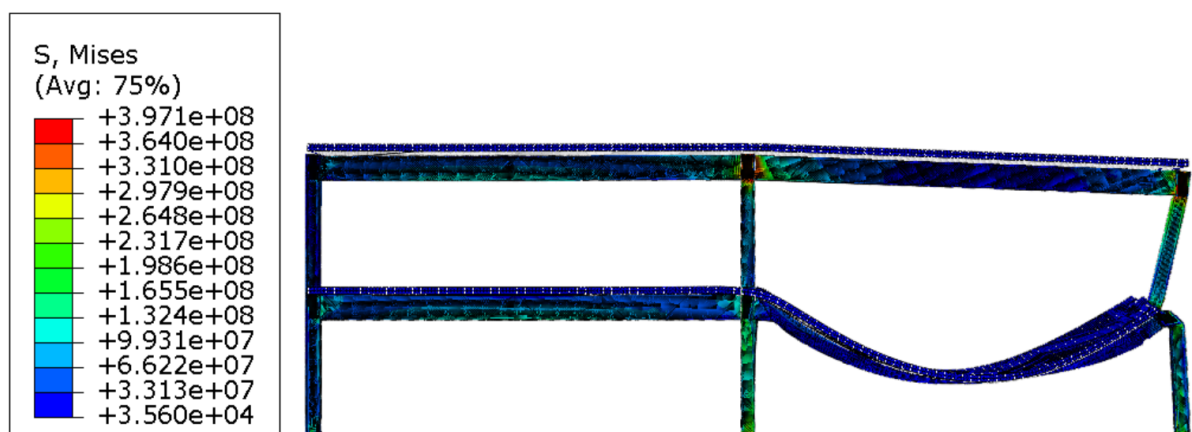


Figura 5.247 – Configuração deformada do modelo P2-I2-10m-PR-80% ao fim de 36 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 2



Ao examinar o comportamento dos pórticos com vãos de 15 metros e pilares revestidos contra o fogo, foi observado que, em contraste com os pórticos de 10 metros de vão e semelhante aos pórticos de 5 metros de vão, não ocorre colapso total; apenas a viga apresenta

falha (Figura 5.248) – neste caso, por plastificação da seção bruta tracionada. Essa observação pode ser explicada pelo fato de que, nos pórticos de 15 metros de vão, os pilares de fachada possuem seções transversais maiores. Isso se deve à necessidade de suportar momentos fletores mais substanciais gerados pelas vigas com vãos maiores. Em decorrência disso, o tempo até o colapso é maior do que nos pórticos com um vão de 10 metros. No entanto, devido às forças de compressão resultantes da expansão térmica da viga serem mais significativas para vigas com vãos maiores, os pórticos com pilares de seção transversal menor (representando 80% e 60% da capacidade resistente) apresentam tensões localizadas que excedem a resistência ao escoamento do material. Essas tensões intensas se manifestam em áreas próximas à conexão e à base do pilar, semelhante ao que foi observado nos pórticos de 10 metros de vão. Esse resultado enfatiza a importância da avaliação das forças decorrentes da interação entre as vigas e os pilares.

Para os pórticos com seções transversais maiores (representando 40% e 20% da capacidade resistente), embora tenham sido identificadas as tensões localizadas mencionadas anteriormente, esses valores não excederam a resistência ao escoamento do material. A fim de facilitar a compreensão do colapso dos pórticos com vãos maiores, as Figuras 5.249 e 5.250 ilustram o processo de colapso dos pórticos de 10 e 15 metros, respectivamente, com os pilares revestidos contra o fogo. As Figuras 5.161 e 5.162 mostram o processo de colapso dos pórticos mistos de 10 e 15 metros, respectivamente, com os pilares revestidos contra o fogo.

Figura 5.248 – Configuração deformada do modelo P2-I2-15m-PR-80% ao fim de 52 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 2

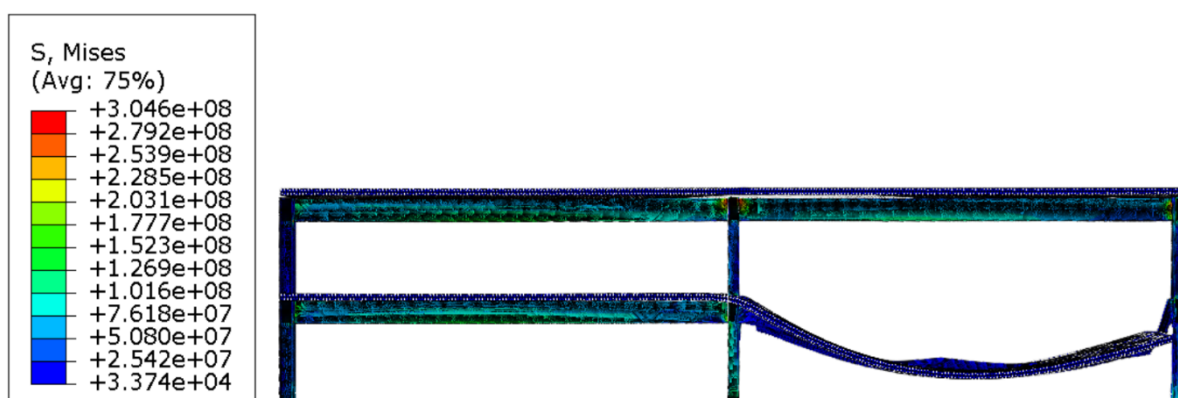


Figura 5.249 – Processo de colapso de pórticos mistos com 10 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo sob cenário de Incêndio 2

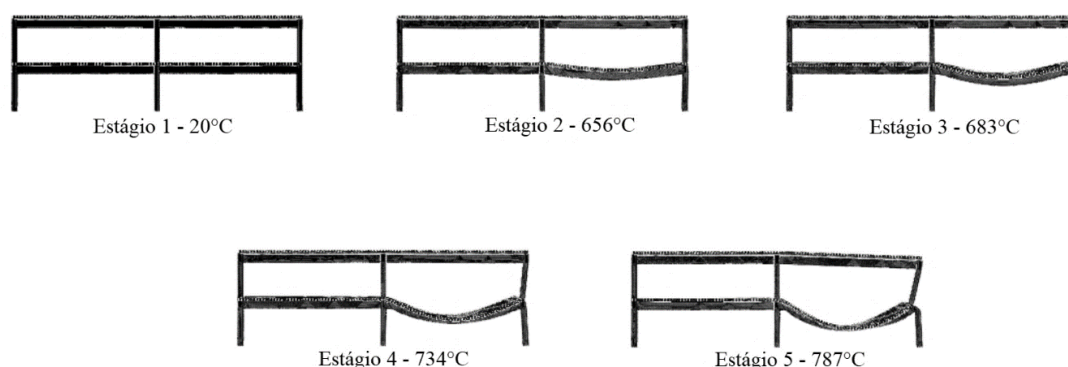
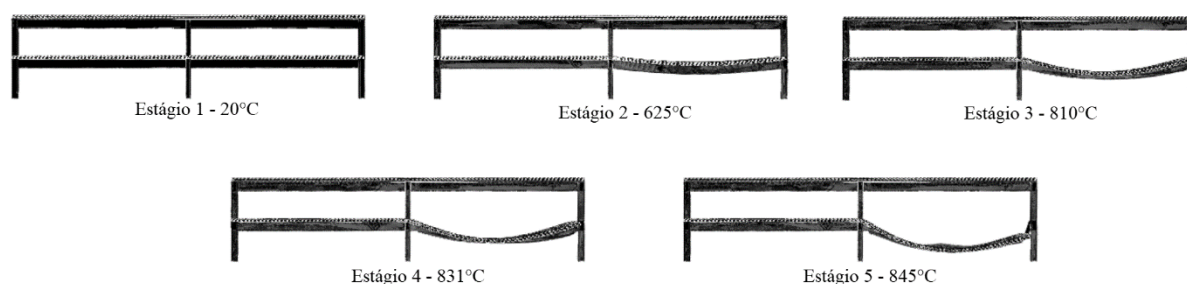
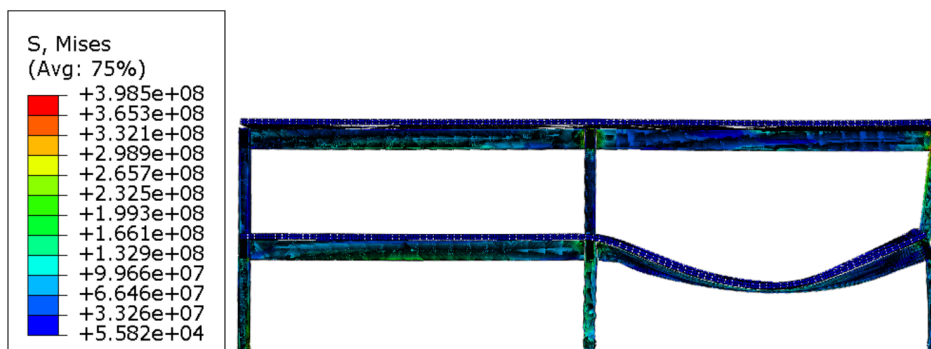


Figura 5.250 – Processo de colapso de pórticos mistos com 15 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo sob cenário de Incêndio 2



Nos pórticos de 10 metros com as vigas e pilares revestidos contra o fogo, verifica-se que o modo de colapso é similar aos dos pórticos somente com o pilar revestido, com o surgimento de instabilidades na região da ligação para os modelos com menor seção transversal (80%, 60% e 40% da capacidade resistente). Para o pilar com a maior seção transversal (20%), a falha acontece na viga (plastificação da seção bruta), por conta, obviamente da maior seção transversal, que não permite durante o *pull-in* que os pilares sofram a instabilidade localizada na região da ligação - essa instabilidade surge em decorrência da "fragilidade" que a estrutura é exposta diante do efeito *push-out* somada a deformação da viga e, conseqüente força de tração devido à ação de catenária. Na Figura 5.251 é possível verificar a configuração deformada de um dos pórticos. Ressalta-se a diferença entre os modelos de pórticos de aço, que acontece um modo de falha parecido, mas não igual. Por fim, nota-se que o tempo para atingir temperatura crítica dos pórticos (aqui denominada quando o pórtico perde a estabilidade como corpo rígido) são, em média, 10 maiores nos pórticos mistos, mostrando que as vigas mistas tem influência no comportamento dos pórticos em situação de incêndio.

Figura 5.251 – Configuração deformada do modelo P2-I2-10m-VR-PR-80% ao fim de 72 minutos de incêndio – cenário de incêndio 2



Ao analisar os pórticos mistos com um vão de 15 metros e ambos os elementos (vigas e pilares) revestidos contra o fogo, observa-se que os pilares com menor capacidade resistente (80% e 60%) sofrem falha por instabilidade de flexão nos pilares centrais, embora essa falha ocorra em estágios avançados do incêndio. O fenômeno de "*push-out*" é claramente evidente. Quando a viga entra na fase de catenária, o pilar de fachada experimenta uma pequena instabilidade localizada na região da conexão, devido à flexão. Isso desencadeia a redistribuição de esforços para os demais pilares, e devido à menor esbeltez do pilar central em relação aos pilares de fachada, ocorre a falha por flexão neste pilar. Como resultado, o colapso do pórtico progride de forma sequencial. Para os pilares menos esbeltos (40% e 20% da capacidade resistente), esse fenômeno não se manifesta. O efeito "*push-out*" é visível e causa instabilidades localizadas nos pilares (sem que as tensões excedam o limite de escoamento do material).

O efeito "*pull-in*" não é tão aparente, uma vez que o pilar de fachada possui uma seção transversal mais robusta. Por fim, nota-se que a falha do pórtico ocorre devido ao deslocamento excessivo da viga e à acentuada instabilidade local na alma decorrente dos efeitos da flexocompressão na viga. A Figura 5.252 ilustra a configuração deformada de um dos pórticos mistos com um vão de 15 metros para fornecer uma visualização do comportamento observado.

Para aprofundar a compreensão do comportamento dos pórticos com vãos de 10 e 15 metros, nos quais tanto as vigas quanto os pilares estão revestidos contra o fogo, serão apresentados os modos de colapso desses pórticos nas Figuras 5.253 e 5.254, respectivamente. Estes modos de colapso são apenas para os pórticos com pilares menos esbeltos. E nas Figuras 5.255 e 5.256, serão apresentados os valores das forças axiais nos pilares P3-1, parametrizando o revestimento contra o fogo, para entender a diferença entre esses elementos.

Figura 5.252 – Configuração deformada do modelo P2-I2-15m-VR-PR-80% ao fim de 90 minutos de incêndio – cenário de incêndio 2

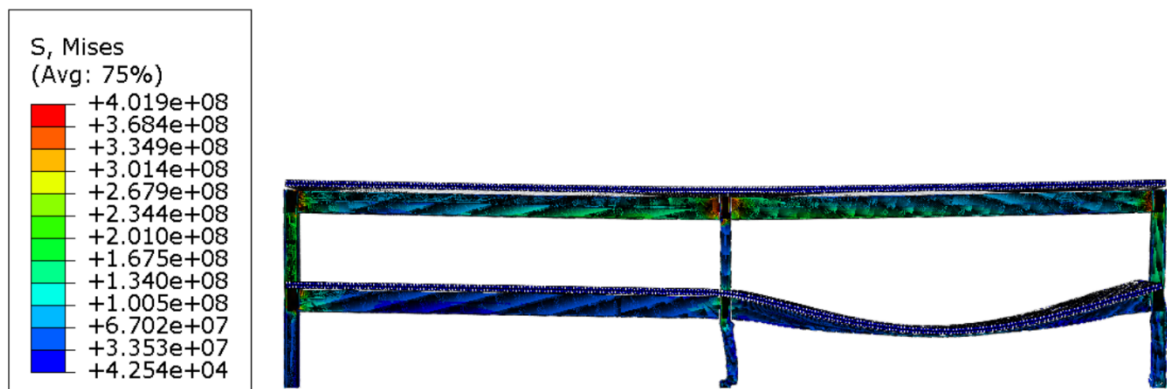


Figura 5.253 – Processo de colapso de pórticos mistos com 10 metros de vão com vigas e pilares revestidos contra o fogo sob cenário de incêndio 2

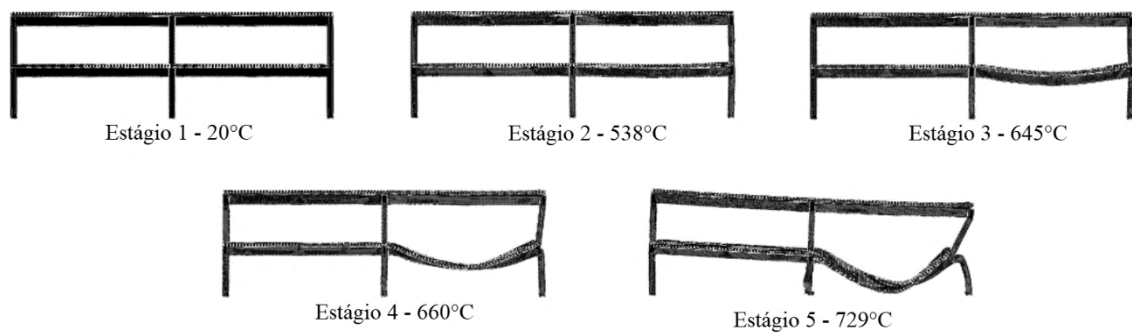


Figura 5.254 – Processo de colapso de pórticos mistos com 15 metros de vão com vigas e pilares revestidos contra o fogo sob cenário de incêndio 2

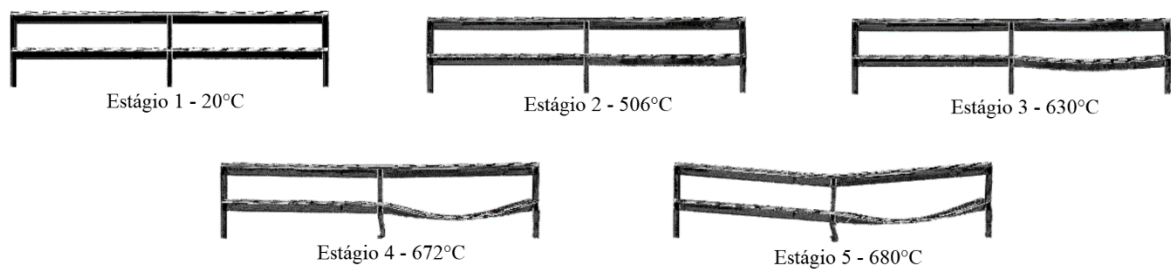


Figura 5.255 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-1 para pórticos mistos de 10 metros de vão com variação no revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 2

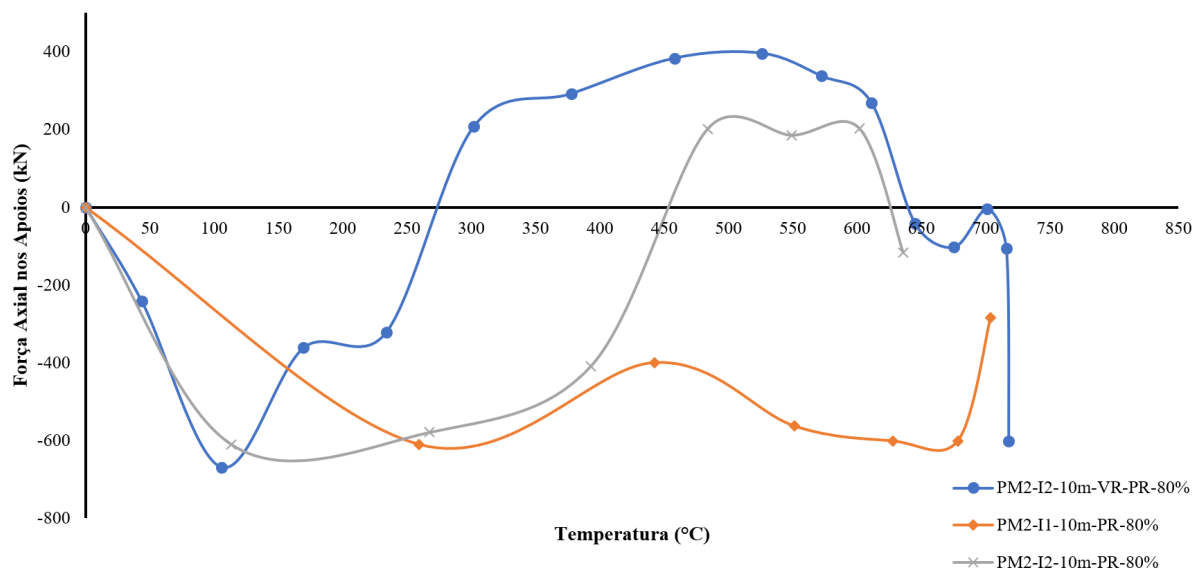
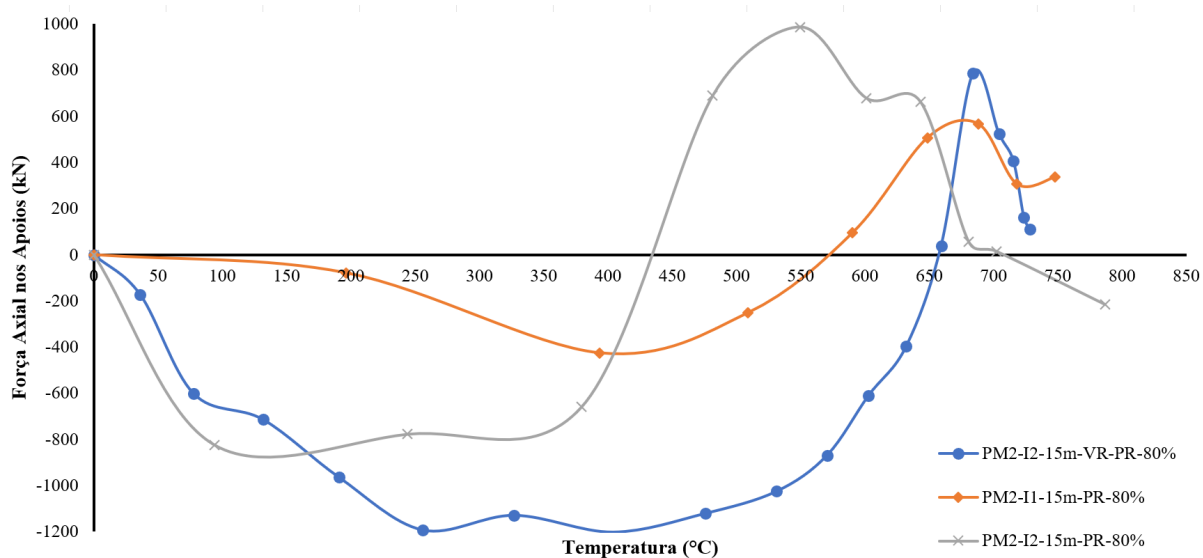


Figura 5.256 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-1 para pórticos mistos de 15 metros de vão com variação no revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 2



Nas Figuras 5.255 e 5.257, é possível examinar as forças axiais presentes no apoio do pilar P3-1 para os pórticos mistos com vãos de 10 e 15 metros, respectivamente. Consta-se que, de maneira similar ao que foi observado nos pórticos com vãos de 5 metros e para o cenário de Incêndio 1, os pilares com revestimento contra o fogo exibem as maiores forças de compressão. Essa característica se deve à resistência ao fogo proporcionada pelo revestimento, resultando em pouca variação na rigidez dos pilares.

Também é notável que os modelos que exibem as menores forças axiais, tanto de compressão quanto de tração, são aqueles nos quais as vigas estão revestidas e os pilares não possuem revestimento. Esse padrão já foi explicado anteriormente. Tal como discutido no Capítulo 5 e em outras partes deste capítulo, as forças axiais de compressão aumentam à medida que o vão das vigas é ampliado, o mesmo ocorrendo com as forças de tração decorrentes da ação de catenária.

Vale a pena mencionar que a diferença nas forças axiais no pilar P3-1 entre os pórticos com vãos de 5 e 10 metros não é tão significativa. Entretanto, ao aumentar o vão para 15 metros, as forças aumentam de forma considerável, como já foi observado anteriormente neste estudo. Isso ressalta a importância de um estudo minucioso sobre o comportamento de vigas com vãos consideravelmente grandes, bem como a necessidade de calcular cuidadosamente as interações entre os elementos estruturais, especialmente entre vigas e pilares.

Ao inserir a laje de concreto nos pórticos, poucas mudanças aconteceram, quando comparados aos pórticos com vigas de aço. A principal diferença foi em relação ao tempo para o elemento atingir a temperatura crítica. Para este trabalho, a temperatura crítica (em pórticos) é aquela, como já mencionado anteriormente, em que o elemento perde o seu equilíbrio como corpo rígido. As mudanças foram muito sutis entre os pórticos, mantendo-se basicamente as conclusões que já foram tiradas da primeira parte do estudo de pórticos de 2 pavimentos (Ver páginas 289 e 290).

Os resultados obtidos nesta seção (pórticos mistos) serão sintetizados nas Tabelas 5.23 e 5.24. Estas tabelas apresentarão os resultados dos pórticos mistos investigados nesta fase da parametrização, com os respectivos percentuais da capacidade resistente, os tipos de revestimento empregados (VR - viga revestida; PR - pilar revestido), os mecanismos de colapso (Mec. de colapso), as temperaturas críticas para o colapso do pórtico (medidas nos pilares de fachada ou nas mesas inferiores das vigas - os elementos que desencadeiam o colapso progressivo do pórtico) e a prevalência ou não das forças de compressão na fase de expansão da viga e das forças de tração na fase de catenária da viga para os mecanismos de colapso (representados pelas letras mencionadas previamente). Essas informações serão apresentadas para os dois cenários de incêndio investigados neste estudo.

- (a) Colapso parcial do pórtico por efeito *pull-in* no pilar de fachada;
- (b) Colapso parcial do pórtico por efeito *push-out* no pilar de fachada;
- (c) Colapso total do pórtico por instabilidade do pilar central;

- (d) Colapso total do pórtico por instabilidade do pilar de fachada;
 (e) Colapso da viga no compartimento incendiado.

Tabela 5.23 – Mecanismos de colapso e temperaturas críticas para os pórticos mistos com revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 1

Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	VR	PR	Mec. de colapso	Temp. Crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	Sim	Não	C	927°C	Não	Não
	80%	Não	Sim	A	790°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	A	763°C	Não	Sim
	60%	Sim	Não	C	908°C	Não	Não
	60%	Não	Sim	A	770°C	Não	Sim
	60%	Sim	Sim	A	728°C	Não	Sim
	40%	Sim	Não	C	926°C	Não	Não
	40%	Não	Sim	A	772°C	Não	Sim
	40%	Sim	Sim	A	753°C	Não	Sim
	20%	Sim	Não	A	926°C	Não	Sim
	20%	Não	Sim	A	877°C	Não	Sim
	20%	Sim	Sim	A	813°C	Não	Sim
10 m	80%	Sim	Não	C	852°C	Não	Sim
	80%	Não	Sim	A	798°C	Sim	Sim
	80%	Sim	Sim	A	697°C	Não	Sim
	60%	Sim	Não	C	843°C	Não	Sim
	60%	Não	Sim	A	858°C	Sim	Sim
	60%	Sim	Sim	A	719°C	Não	Sim
	40%	Sim	Não	C	873°C	Não	Sim
	40%	Não	Sim	A	858°C	Sim	Sim
	40%	Sim	Sim	A	732°C	Não	Sim
	20%	Sim	Não	C	840°C	Não	Sim
	20%	Não	Sim	E	798°C	Não	Sim
	20%	Sim	Sim	A	722°C	Não	Sim
15 m	80%	Sim	Não	C	869°C	Não	Não
	80%	Não	Sim	E	798°C	Sim	Sim

	80%	Sim	Sim	C	662°C	Sim	Sim
	60%	Sim	Não	C	865°C	Não	Não
	60%	Não	Sim	E	832°C	Não	Sim
	60%	Sim	Sim	C	725°C	Sim	Sim
	40%	Sim	Não	C	862°C	Não	Não
	40%	Não	Sim	E	834°C	Não	Sim
	40%	Sim	Sim	A	734°C	Não	Sim
	20%	Sim	Não	A	875°C	Não	Sim
	20%	Não	Sim	E	813°C	Não	Sim
	20%	Sim	Sim	E	738°C	Não	Sim

Tabela 5.24 – Mecanismos de colapso e temperaturas críticas para os pórticos mistos com revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 2

Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	VR	PR	Mec. de colapso	Temp. Crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	Sim	Não	D	835°C	Não	Não
	80%	Não	Sim	E	770°C	Sim	Sim
	80%	Sim	Sim	D	815°C	Não	Sim
	60%	Sim	Não	C	815°C	Não	Não
	60%	Não	Sim	E	708°C	Não	Sim
	60%	Sim	Sim	D	708°C	Não	Sim
	40%	Sim	Não	C	833°C	Não	Não
	40%	Não	Sim	E	767°C	Não	Sim
	40%	Sim	Sim	D	794°C	Não	Sim
	20%	Sim	Não	C	812°C	Não	Não
	20%	Não	Sim	D	708°C	Não	Sim
20%	Sim	Sim	D	737°C	Não	Sim	
10 m	80%	Sim	Não	C	742°C	Não	Não
	80%	Não	Sim	D	656°C	Sim	Sim
	80%	Sim	Sim	D	645°C	Sim	Sim
	60%	Sim	Não	C	735°C	Não	Não

	60%	Não	Sim	D	745°C	Sim	Sim
	60%	Sim	Sim	D	719°C	Sim	Sim
	40%	Sim	Não	E	813°C	Não	Sim
	40%	Não	Sim	C	760°C	Sim*	Não
	40%	Sim	Sim	D	715°C	Sim*	Sim
	20%	Sim	Não	E	796°C	Não	Sim
	20%	Não	Sim	E	713°C	Não	Sim
	20%	Sim	Sim	D	720°C	Sim*	Sim
15 m	80%	Sim	Não	E	831°C	Sim	Sim
	80%	Não	Sim	C	728°C	Não	Não
	80%	Sim	Sim	C	721°C	Sim*	Não
	60%	Sim	Não	C	813°C	Não	Não
	60%	Não	Sim	E	747°C	Não	Sim
	60%	Sim	Sim	C	713°C	Não	Não
	40%	Sim	Não	C	799°C	Não	Não
	40%	Não	Sim	E	748°C	Não	Sim
	40%	Sim	Sim	E	810°C	Sim	Sim
	20%	Sim	Não	C	874°C	Não	Não
	20%	Não	Sim	E	790°C	Não	Sim
	20%	Sim	Sim	E	840°C	Sim	Sim

* Efeitos de compressão na fase de expansão da viga que interagem com elementos de compartimentos não incendiados

As Tabelas 5.23 e 5.24 apresentam os pórticos mistos revestidos contra o fogo e a sua respectiva temperatura crítica, informando também se as forças de compressão ou tração são preponderantes ou não para o dimensionamento. A partir da tabela verifica-se que 18 pórticos (25% do total) apresentam falha parcial pelo efeito *pull-in* dos pilares. A falha parcial acontece somente nos pilares de fechada e no último pavimento. Verificou-se também que, diferente dos pórticos de aço, os pórticos mistos não falharam pelo efeito *push-out* no pavimento superior, mostrando que esse efeito pode ser desprezado quando as vigas do pórtico são mistas.

Verificou-se ainda que 24 modelos de pórtico (33% do total) apresentaram falha no pilar central (seja no cenário de incêndio 1 ou no cenário de incêndio 2). Desses, somente 2 modelos estavam com o pilar revestido (mas também a viga está revestida). Isso mostra que as falhas

dos pilares são preponderantes apenas quando não estão revestidos contra o fogo. Logo, recomenda-se sempre revestir os pilares contra o fogo para evitar o colapso global da estrutura.

Sobre o colapso total dos pilares de fachada, verificou-se que 12 pórticos apresentaram tal comportamento, o que representa 17% do total de pórticos. Essa falha se dá, principalmente, quando os pilares estão revestidos. Por fim, tem-se a falha da viga (que nos pórticos mistos se dá pela plastificação total da seção bruta próxima aos apoios. Isso aconteceu em 11 pórticos, principalmente quando os pilares estavam revestidos (15% do total).

Face ao exposto, conclui-se que, para evitar o colapso progressivo dos pórticos, a melhor solução é sempre revestir o pilar, pois, caso a viga não esteja revestida, o colapso acontece somente na viga. O Capítulo 6 desta tese trará algumas recomendações para a utilização em projetos estruturais em situação de incêndio, levando em consideração os resultados aqui encontrados.

5.3.1.5. Influência da utilização de pilares mistos nos modelos com vigas de aço

Nesta etapa, será analisada a influência da inserção de pilares mistos no modelo com 80% da relação entre a solicitação e a capacidade resistente. Esta análise se dividirá em quatro etapas, a saber:

- Etapa 1: Analisar os pilares mistos de fachada, sob cenário 1 e 2 de incêndio;
- Etapa 2: Analisar os pilares mistos centrais, sob cenário 1 e 2 de incêndio;
- Etapa 3: Analisar os pilares mistos de fachada, em pórticos mistos, sob cenário 1 e 2 de incêndio;
- Etapa 4: Analisar os pilares mistos centrais, em pórticos mistos, sob cenário 1 e 2 de incêndio;

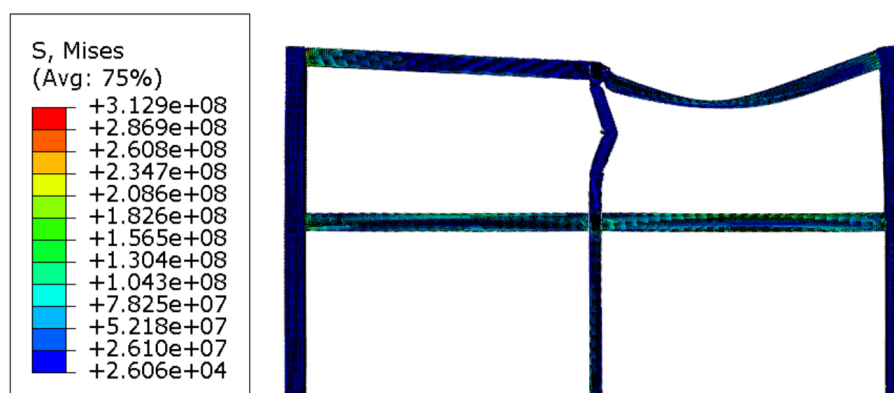
Os pilares mistos inseridos na fachada terão o nome de PML; os pilares mistos inseridos no centro da estrutura serão chamados PMC. Então, o modelo P2-I1-5m-VR-PML-80%, refere-se ao modelo de pórticos de aço, sob cenário de incêndio 1, com 5 metros de vão, viga revestida, pilar misto de fachada com 80% da relação entre solicitação e resistência. A temperatura é medida na mesa do pilar aquecido. No caso do pilar estar revestido, a temperatura é medida na mesa inferior da viga aquecida.

Ao final deste estudo, espera-se chegar a conclusão sobre a influência de pilares mistos em pórticos de aço em situação de incêndio, a fim de ajudar os engenheiros de projeto sobre tais comportamentos, que serão consolidados no Capítulo 6 desta tese.

5.3.1.5.1. Análise de pilares mistos de fachada sob cenários distintos de incêndio – Etapa 1

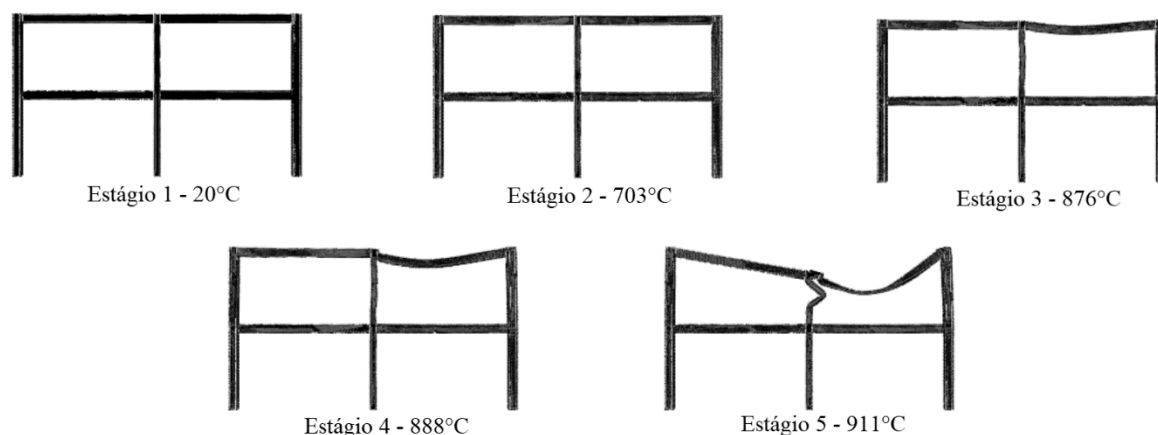
Nesta etapa, analisou-se a influência dos pilares mistos de fachada sem variar a seção transversal dos pilares. Na Figura 5.257 é possível verificar o modelo P2-I1-5m-VR-PML-80% com a sua configuração deformada ao final do incêndio (considerando cenário de incêndio 1).

Figura 5.257 – Configuração deformada do modelo P2-I1-5m-VR-PML-80% ao fim de 78 minutos de incêndio



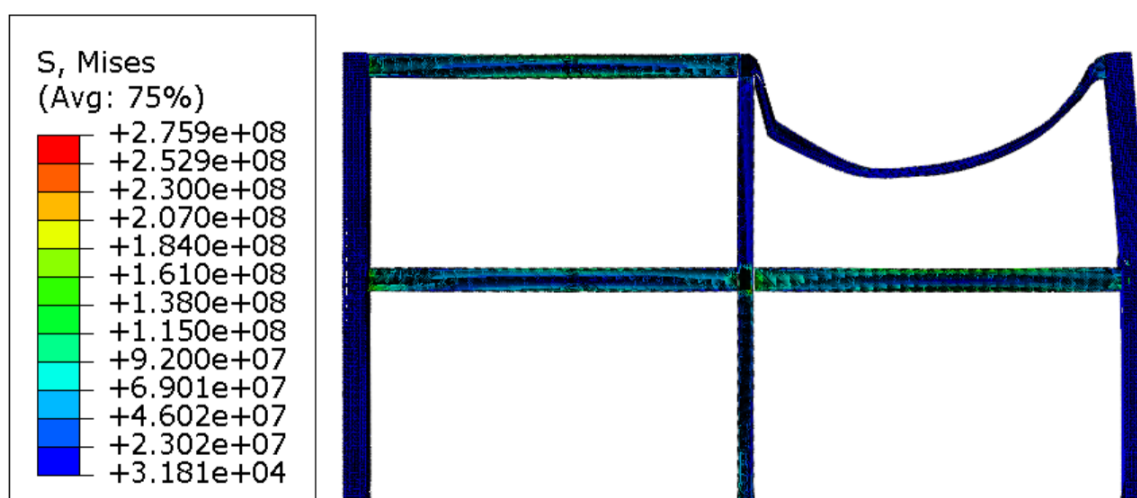
Ao analisar o pórtico da Figura 5.257 vê-se que a falha é no pilar sem revestimento, por instabilidade por flexão. Vê-se que a viga se deforma de acordo com o pilar e o pilar misto acompanha a viga na deformação. Cabe ressaltar que sem o pilar misto na fachada, provavelmente o pilar de fachada também iria apresentar falha. Lembra-se que a temperatura é medida na face aquecida do pilar misto. O comprimento equivalente analisado para o pilar central que falhou por instabilidade por flexão é aproximadamente 0,7L. Na Figura 5.258 é possível ver as etapas do pórtico durante o aumento de temperatura, medida na mesa do pilar aquecido.

Figura 5.258 – Processo de colapso de pórticos com 5 metros de vão com vigas revestidas e pilares mistos sob cenário de incêndio 1



Observa-se, a partir da Figura 5.258 que em 703°C o pórtico ainda continua sem deformações aparentes, o que demonstra que o pilar misto tem um papel fundamental para manter a estabilidade do pórtico. Como a viga possui revestimento, nessa temperatura ela ainda não deforma. Entretanto, no Estágio 3, aos 876°C o pilar (sem revestimento) começa a apresentar instabilidade e a viga começa a se deformar, pois o revestimento contra o fogo já não está mais impedindo o calor de ser irradiado pela viga. No Estágio 4 é possível observar o efeito de *pull-in* no pilar misto e deformações maiores na viga e nos pilares, até chegar no Estágio 5, onde o pilar falha por flexão. Quando a viga está sem revestimento, o comportamento é distinto, uma vez que, o “ponto fraco” da estrutura é a viga, ela causa efeito *pull-in* no pilar de fachada, fazendo com que ele tenha uma flexão elevada na sua base (Figura 5.259).

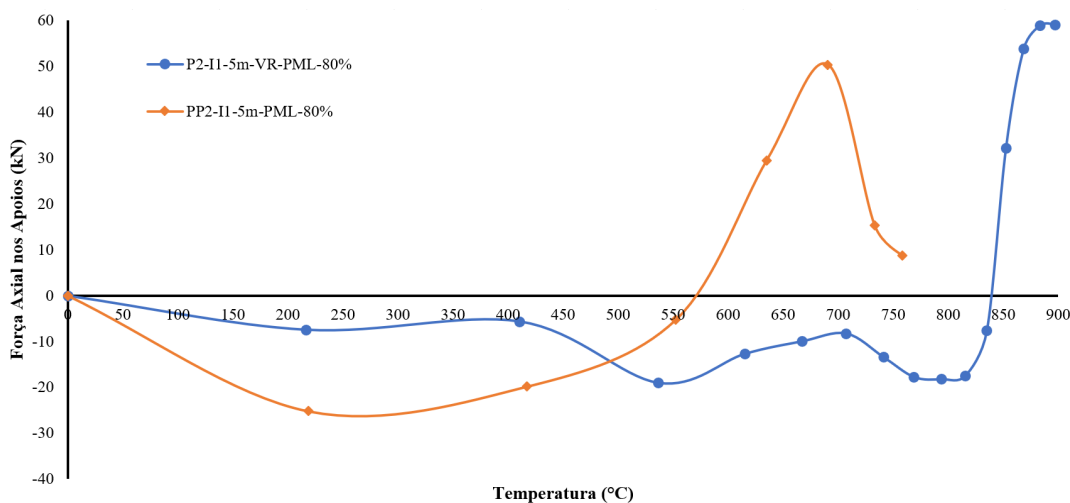
Figura 5.259 – Configuração deformada do modelo P2-I1-5m-PML-80% ao fim de 36 minutos de incêndio



Os pórticos com pilares de fachada mistos com viga revestidas, quando comparados aos pórticos sem elementos mistos, apresentam um tempo consideravelmente maior de resistência ao fogo. Em contrapartida, ao se verificar o pórtico com pilar misto com a viga sem revestimento, o tempo de incêndio para a falha é quase o mesmo – a única diferença é o modo de falha (que pode ser visto em resumo no item anterior).

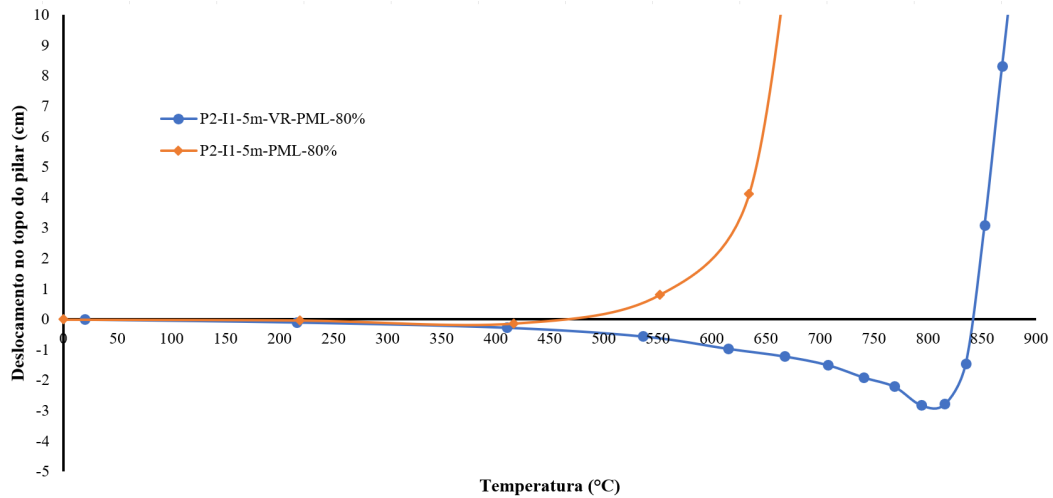
Na Figura 5.260 é possível verificar as forças de compressão resultantes da expansão da viga V2-2 no pilar P3-2 (misto, lateral de fachada), para os dois modelos com pilares de fachada mistos. Nota-se que as forças de compressão são baixas, resultado da viga ser revestida e o pilar ser misto. Sobre o pórtico com a viga não revestida, este apresenta maiores forças de compressão (uma vez que a viga não é revestida, logo a expansão se dá de maneira mais rápida). Isso também explica o fato da fase de catenária se dar em uma temperatura menor que quando a viga está revestida (lembrando que a temperatura está sendo tomada da face aquecida do pilar misto).

Figura 5.260 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5 metros de vão com pilares mistos – cenário de incêndio 1



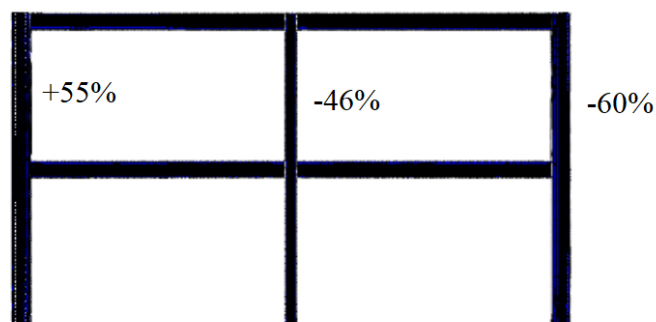
Na Figura 5.261 é possível verificar os deslocamentos dos pórticos com pilares mistos com vigas revestidas e não revestidas. Pode ser observar na Figura que o pórtico com a viga revestida apresenta o fenômeno de *push-out*. Isso é devido à rigidez da viga às altas temperaturas visto que ela está revestida. Ao analisar o pórtico com a viga sem revestimento, verifica-se que o *push-out* é quase imperceptível, visto que a viga se deforma verticalmente muito mais rápido e com isso o efeito *pull-in* acontece em menores temperatura nos pilares mistos.

Figura 5.261 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos com pilares mistos de 5 metros de vão – cenário de incêndio 1



A média de redistribuição dos esforços entre os pilares P1-2, P2-2 e P3-2 pode ser vista nas Figura 5.262 para o pórtico com pilares mistos e vigas sem revestimento. Não será analisada a redistribuição dos esforços do pórtico com a viga mista, pois todos os pilares apresentam falha e há um colapso global da estrutura, não apresentando razões para mostrar a redistribuição. Em relação aos pórticos sem vigas revestidas, observa-se que, a falha da viga e, conseqüente diminuição do carregamento fez com que o pilar central de aço e o pilar lateral misto perdessem forças axiais, enquanto o pilar lateral da direita misto tem os seus esforços aumentados, compensando a perda de esforços dos demais pilares.

Figura 5.262 – Redistribuição de esforços na falha do pilar de fachada em situação de incêndio de pórticos com pilares mistos de 5 metros de vão e vigas sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 1



Ao analisar a mudança de vão da viga, verifica-se na Figura 5.263 a configuração deformada aos 54 minutos de incêndio do modelo P2-10m-I1-VR-PML-80% e aos 66 minutos

de incêndio do modelo P2-15m-I2-VR-PML-80% (Figura 5.264) a fim de identificar as diferenças no modo de colapso com a variação do vão da viga.

Figura 5.263 – Configuração deformada do modelo P2-I1-10-VR-PML-80% a 54 minutos de incêndio

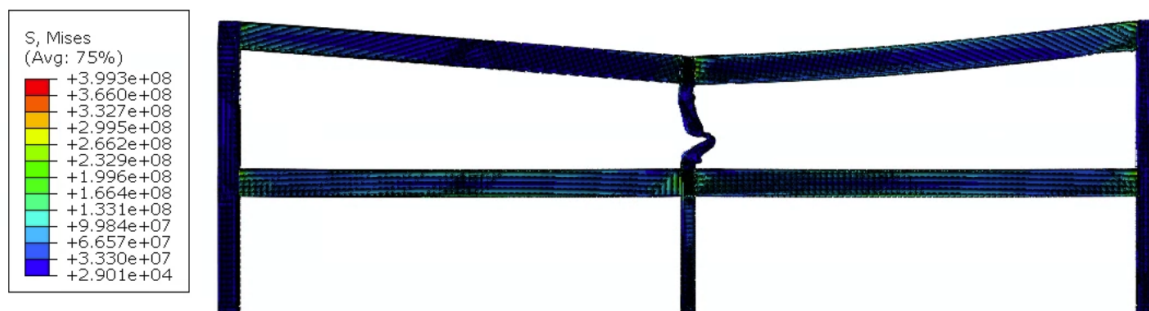
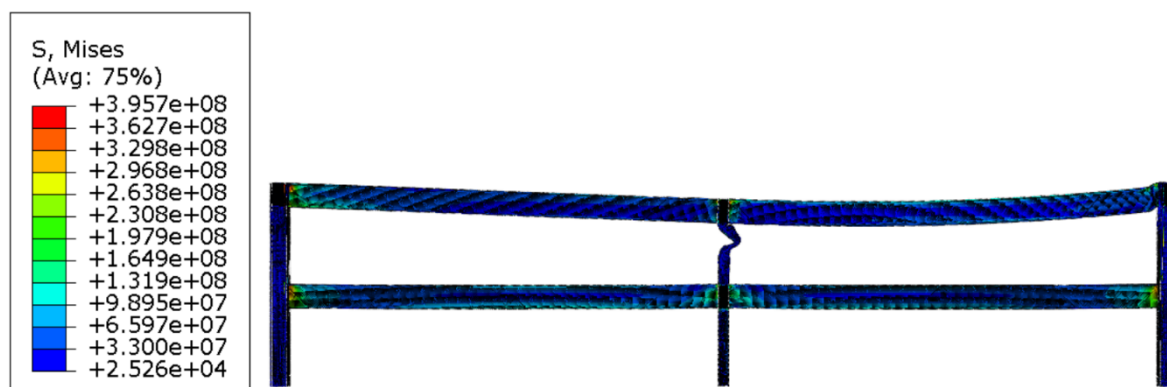


Figura 5.264 – Configuração deformada do modelo P2-I1-10-VR-PML-80% a 66 minutos de incêndio



Ao analisar os pórticos com pilares mistos de fachada e com as vigas revestidas e os pilares sem revestimento contra o fogo, com vigas de vão de 10 e 15 metros (Figuras 5.263 e 5.264), observou-se, no cenário de Incêndio 1, que o mecanismo de colapso é o mesmo analisado para as vigas revestidas com vão de 5 metros, com a instabilidade do pilar central, que não está revestido a um comprimento de $0,7L$, sendo “L” o comprimento do pilar. A diferença entre os modelos de pórticos de 10 e 15 metros é que a formação da rótula plástica se deu mais próxima aos apoios no pórtico com vigas de 10 metros de vão e, do pórtico com vigas de 15 metros de vão, mais próximo ao topo da viga. Mesmo no pórtico de 10 metros de vão, o comprimento foi de $0,3L$, que no final das contas resulta em $0,7L$, conforme recomendado no código brasileiro, considerando que o pilar misto é uma subestrutura de contraventamento. Em todos os pórticos é possível observar o efeito de *pull-in*. E, diferentemente do pórtico de 5 e 10 metros de vão, no pórtico de 15 metros é possível verificar o efeito de *push-out* no pilar misto. Nas Figuras 5.265 e 5.266 é possível verificar o mecanismo de colapso dos pórticos com vãos de 10 e 15 metros, respectivamente, com a temperatura no pilar aquecido.

Figura 5.265 – Processo de colapso de pórticos com 10 metros de vão com vigas revestidas e pilares sem revestimento contra o fogo

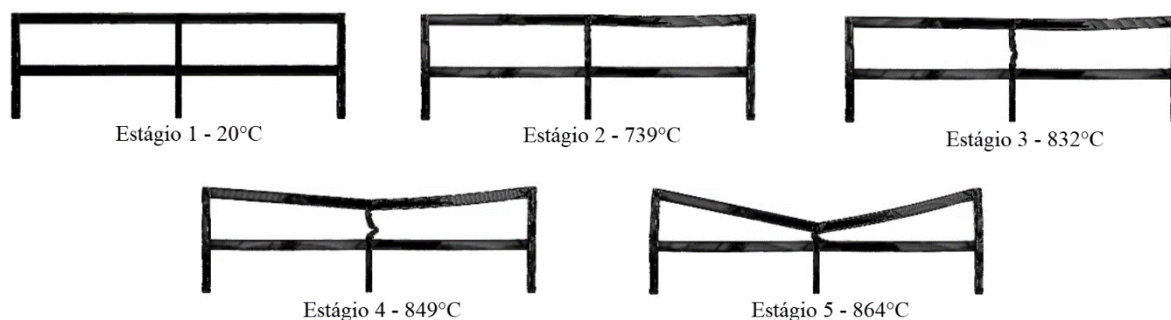
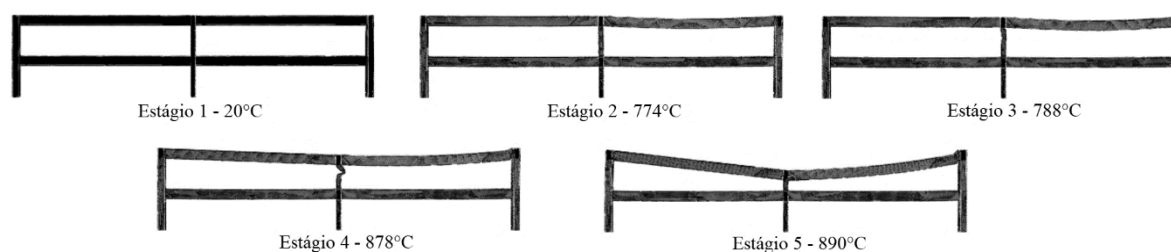


Figura 5.266 – Processo de colapso de pórticos com 15 metros de vão com vigas revestidas e pilares sem revestimento contra o fogo



Das Figuras 5.265 e 5.266 é possível verificar o mecanismo de colapso. Ambos são muito parecidos com os já vistos para o vão de 5 metros, com a falha ocorrendo por instabilidade do pilar central que está sem o revestimento contra o fogo. Em nenhum dos casos, apesar da viga iniciar o processo de deformação, vê-se o *run-away* das vigas. Por fim, o único pórtico em que claramente é possível ver o efeito de *push-out* (Estágio 3) são nos pórticos de 15 metros de vão. Ao comparar com os pórticos com pilar de aço, verificou-se que, para pilares mistos com a viga revestida, o tempo de falha do pórtico quase não muda (mudando somente o modo de falha). No caso dos pórticos com a viga sem revestimento, o fato da inclusão do pilar misto dobrou o tempo de falha (no caso os pórticos com pilares mistos).

Nos pórticos com a viga sem revestimento contra o fogo, tanto nos pórticos com 10 metros de vão quanto nos de 15 metros de vão, verificou-se que a falha se dá pela plastificação do apoio junto ao pilar misto. Inclusive, é possível observar que o pilar misto sofre o efeito de *pull-in* e, neste caso, é necessário verificar as forças de tração que causam flexão nos pilares. Na Figura 5.267 vê-se o pórtico com 10 metros de vão e, na Figura 5.268, o pórtico com 15 metros de vão e suas respectivas configurações deformadas. Claramente, os pórticos possuem um tempo de incêndio menor para as vigas sem revestimento quando comparado as vigas revestidas, mas é importante verificar que, neste caso, mesmo o pilar não estando revestido, é

a viga quem apresenta a falha. Comparando com os pórticos sem pilares mistos, o modo de falha é o mesmo, contudo, com pilares mistos o tempo para a falha do pórtico é significativamente maior.

Figura 5.267 – Configuração deformada do modelo P2-I1-10m-PML-80% a 36 minutos de incêndio

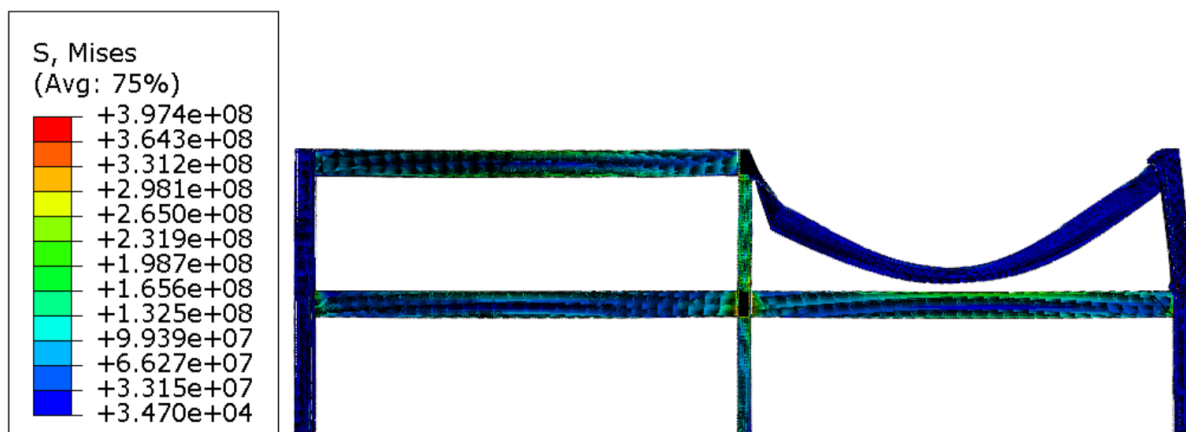
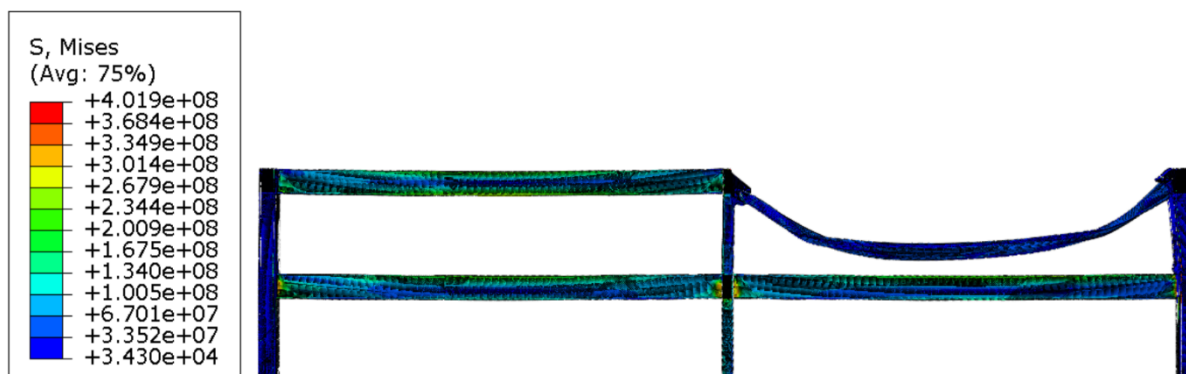


Figura 5.268 – Configuração deformada do modelo P2-I1-15m-PML-80% a 24 minutos de incêndio



As Figuras 5.269 e 5.270 mostram as forças axiais de compressão resultantes da expansão da viga V2-2 no pilar P3-2, para os dois pórticos analisados (vigas com e sem revestimento) para os vãos de 10 e 15 metros, respectivamente. Nota-se que as forças de compressão são aproximadamente maiores para os modelos com vigas sem revestimento. Isso é explicado pelo fato das vigas sem revestimento apresentarem maior expansão e, consequentemente, maiores forças de compressão para os pilares. Nota-se ainda que, ambos os modelos possuem forças de tração na ação de catenária parecidos, entretanto, o valor é significativo somente para as vigas sem revestimento contra o fogo, que faz com que o pilar misto apresente o fenômeno de *pull-in* e, tal força de tração, é a responsável pela falha do pórtico com vigas sem revestimento. Nota-se ainda que as forças de tração na ação de catenária são diretamente proporcionais aos vãos: quanto maior o vão, maior será a força. Isso é explicado

pelo comportamento de cabos em que, quanto maior é o comprimento, maiores serão as reações de apoio, conforme já visto no Capítulo 5 desta tese. Nas Figuras 5.271 e 5.272 pode ser visto os deslocamentos no topo dos pilares, para melhor noção do comportamento das estruturas. Dos deslocamentos, é possível perceber que os pórticos com as vigas sem revestimentos, o efeito *push-out* é visível e maior nos pórticos de 10 metros, explicado pelo fato do vão ser menor e o deslocamento ser menor que nos pórticos com vão de 15 metros. Entretanto, verifica-se que, para vigas sem revestimento, o efeito *pull-in* acontece em temperaturas menores. Isso é explicado pelo fato de que, como as temperaturas foram tomadas nos pilares mistos, a viga se deforma mais rápido sem revestimento, com isso, não há tempo hábil de o pilar misto aquecer de forma considerável (como nos modelos de viga revestida), em que o pilar aquece aproximadamente ao mesmo tempo da viga em questão.

Figura 5.269 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 10 metros com pilares mistos – cenário de incêndio 1

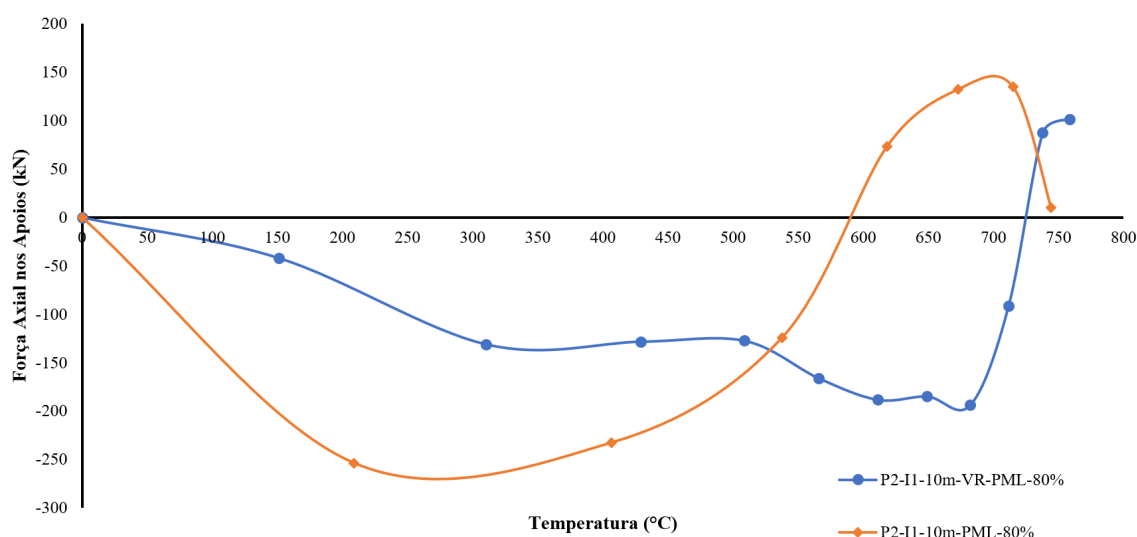


Figura 5.270 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 10 metros com pilares mistos – cenário de incêndio 1

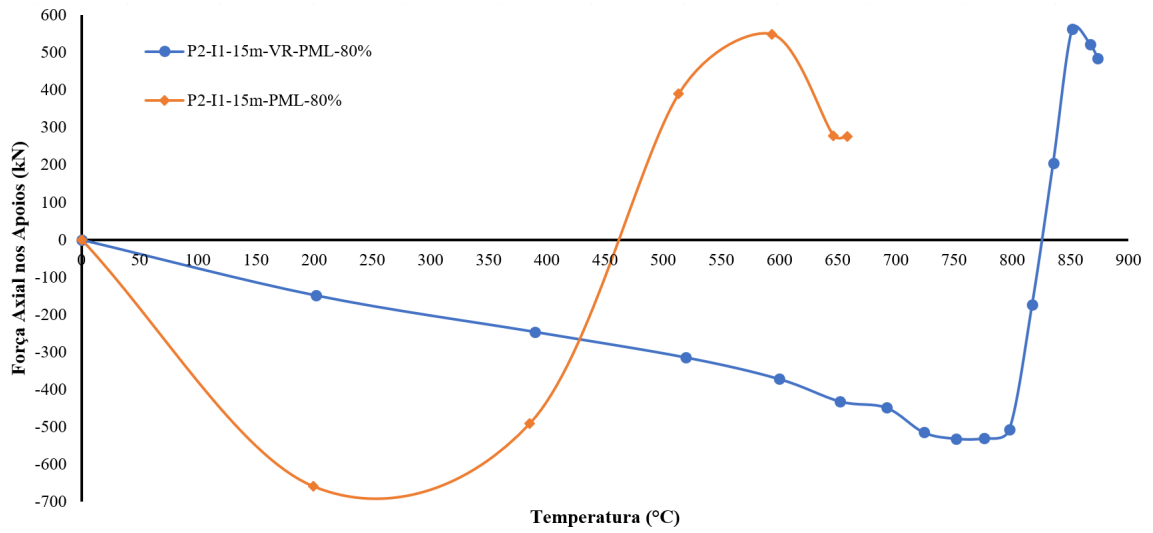


Figura 5.271 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares mistos de pórticos de 10 metros de vão contra o fogo

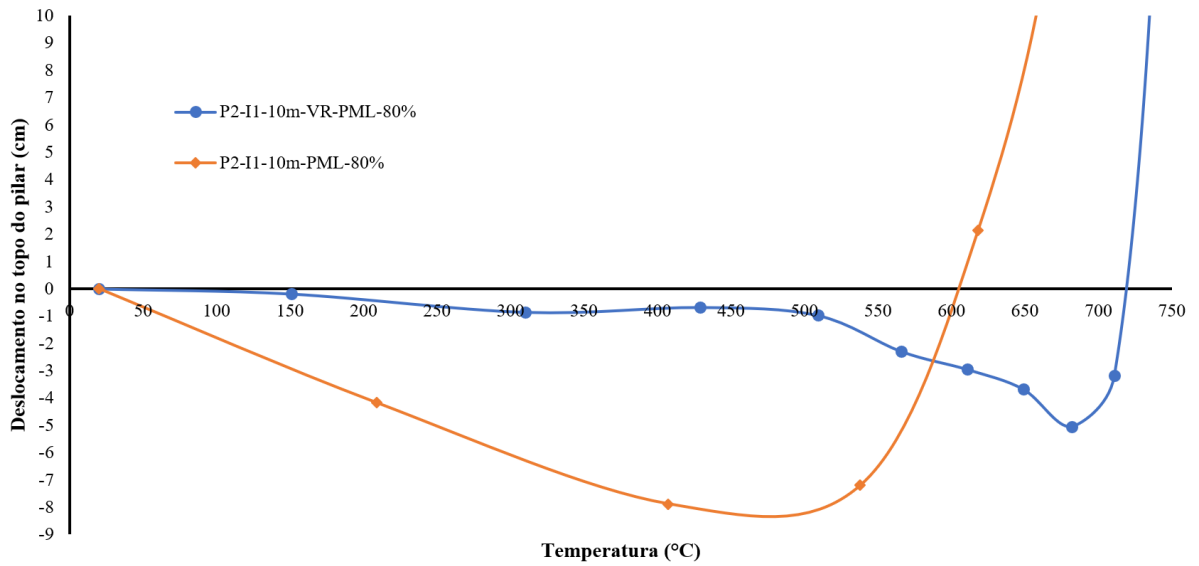
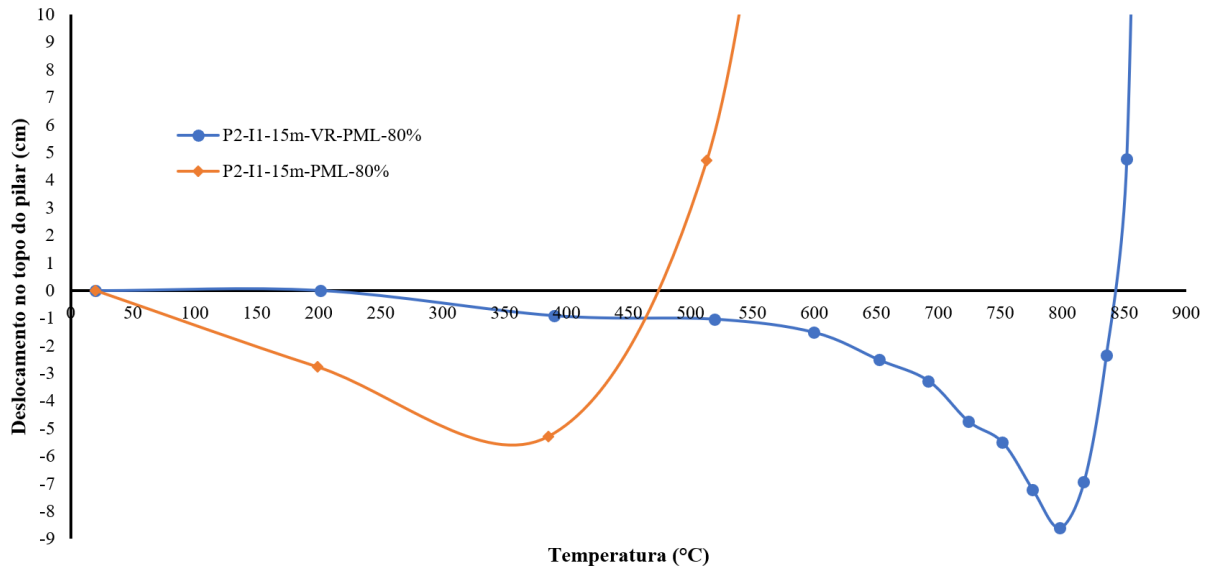


Figura 5.272 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares mistos de pórticos de 10 metros de vão contra o fogo



Quanto aos esforços axiais de compressão nos pórticos de 10 metros de vão, nos pilares mistos e no pilar central não misto, quando as vigas estão revestidas, há uma considerável redução nos esforços. Ao final de 65 minutos de incêndio, tem-se que o pilar central reduziu em 82% dos esforços normais. Como este pilar iniciou o processo de falha antes dos pilares laterais – juntamente com o efeito *pull-in* da viga incendiada, os pilares mistos apresentaram uma redução de 96% dos esforços axiais (Figura 5.273). O processo de falha, visto anteriormente nesta tese, ajuda a corroborar. Quando se trata de pórticos com a viga não revestida contra o fogo, pode se ver na Figura 5.274 que há uma redistribuição dos esforços, principalmente porque o pilar misto de fachada apresenta um efeito *pull-in* acentuado, fechando próximo da falha por flexão. Neste caso, o pilar central (que não apresentou falha), teve seus esforços reduzidos em 45%, devido ao efeito *pull-in* da viga. O outro pilar que também sofreu com a redução dos esforços pelo mesmo efeito citado foi o pilar misto de fachada da direita, que teve uma redução de 82% (entretanto, tal pilar apresentou fortes deformações por conta da ação de catenária da viga. Por fim, o pilar misto da esquerda teve um aumento de 5% nos esforços, pela redistribuição deles.

Figura 5.273 – Redistribuição de esforços nos pilares em situação de incêndio de pórticos de 10 metros de vão com a viga revestida contra o fogo

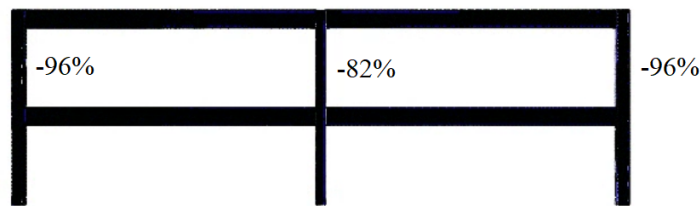
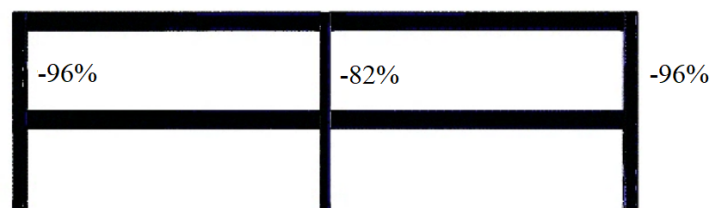


Figura 5.274 – Redistribuição de esforços nos pilares em situação de incêndio de pórticos de 10 metros de vão sem revestimento contra o fogo



Quanto aos esforços axiais em pórticos de 15 metros de vão, quando eles não estão revestidos, a falha é na viga, em que o efeito *pull-in* não pode ser ignorado. Vê-se que, no caso do vão de 15 m, o pilar da esquerda apresenta aumento de 200% no esforço axial, enquanto o pilar central não revestido tem uma redução de 55% nos esforços e o pilar de fachada misto, devido ao efeito *pull-in* tem 85% de redução, conforme pode ser visto na Figura 5.275. Na Figura 5.276 pode ser vista a redistribuição dos esforços quando a viga está revestida. Verifica-se que, neste caso, o pilar central falha, por isso a perda de esforços acentuada (81%). No caso dos pilares laterais mistos, o da esquerda apresentou uma perda de 21% e o da direita, uma perda de 38%. Essas perdas são devidas ao fato de os pilares apresentarem efeito *pull-in* devido a deformação da viga, induzida pelo colapso do pilar central.

Figura 5.275 – Redistribuição de esforços nos pilares em situação de incêndio de pórticos de 15 metros de vão sem revestimento contra o fogo

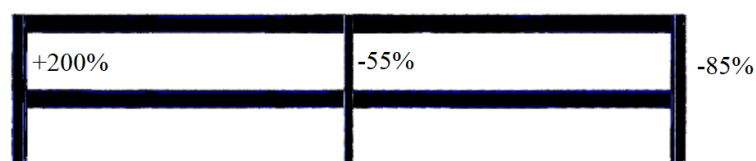


Figura 5.276 – Redistribuição de esforços nos pilares em situação de incêndio de pórticos de 15 metros de vão sem revestimento contra o fogo

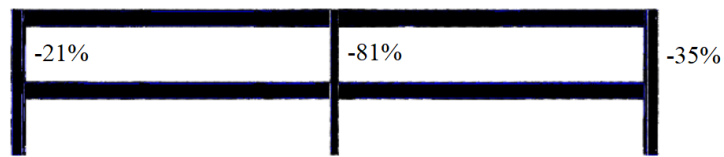
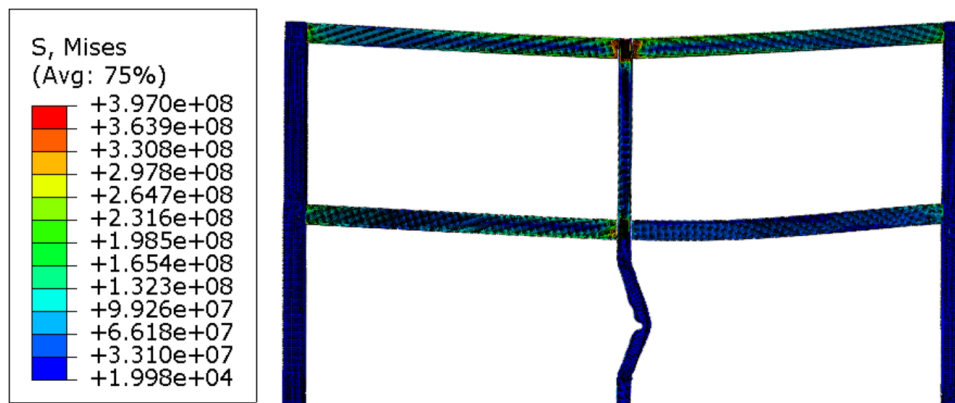
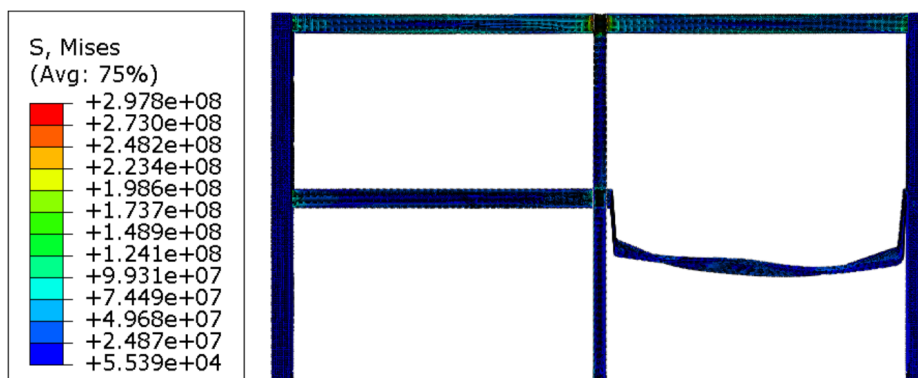


Figura 5.277 – Configuração deformada do modelo P2-I2-5m-VR-PML-80% ao fim de 72 minutos de incêndio



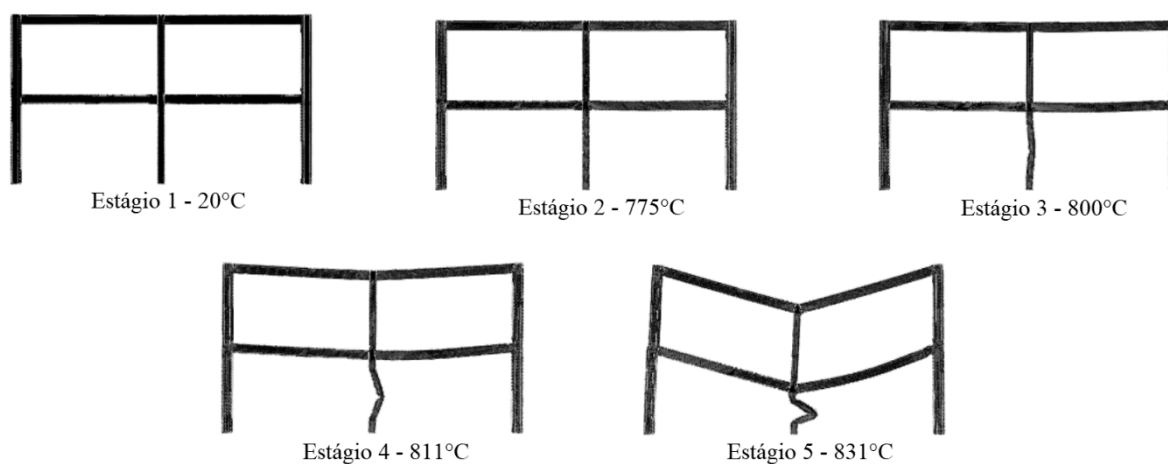
No cenário de Incêndio 2, verificou-se que o mecanismo de colapso para pórticos com 5 metros de vão com a viga revestida contra o fogo é no pilar central sem revestimento. O pilar falha por instabilidade por flexão, com comprimento equivalente igual a $0,5L$. No pórtico com a viga sem revestimento, a falha se dá na viga, somente, conforme Figura 5.278. Neste segundo caso, as propriedades mecânicas da viga em incêndio se deterioram mais rápido que nos pilares e, com isso, a falha se dá por plastificação da seção bruta nos apoios.

Figura 5.278 – Configuração deformada do modelo P2-I2-5m-PML-80% ao fim de 36 minutos de incêndio



Na Figura 5.279 é possível ver o processo de colapso para o pórtico com a viga revestida. Pode-se observar que, ao fim do estágio 2 (flexão da viga junto ao pilar misto), o pilar começa a apresentar deformações por flexão. No estágio 3, já com o pilar muito aquecido, ele começa a falhar por instabilidade por flexão, até o estágio final e o colapso total. Vê-se que, neste caso, conforme comentado, o comprimento equivalente do pilar é igual a 0,5. Entretanto, a ABNT NBR 14323 (2013) informa que o comprimento equivalente igual a 0,5 pode ser utilizado em pavimentos superiores e não no térreo. Nas próximas parametrizações, será verificado se os demais pilares, conectados a subestruturas de contraventamento (pilares mistos) apresentam o mesmo efeito.

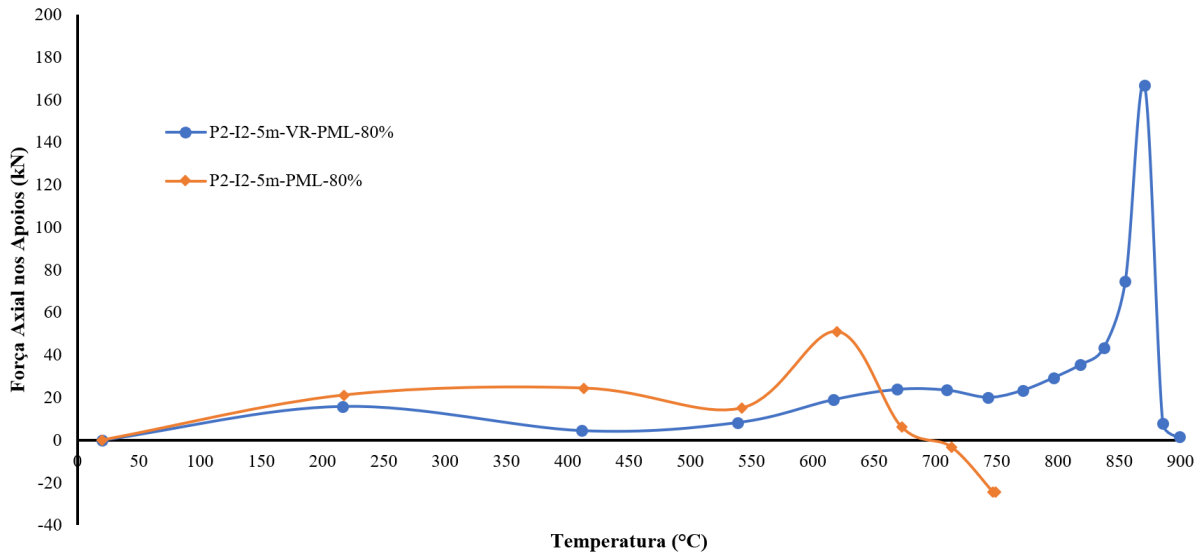
Figura 5.279 – Processo de colapso de pórticos com 5 metros de vão com pilares mistos e com vigas revestidas contra o fogo sob cenário de incêndio 2



Na Figura 5.280, observa-se que as forças axiais resultantes na interação viga-pilar são de tração e não compressão. Isso acontece porque os pórticos com pilares mistos são muito mais rígidos e a viga não consegue se expandir. Com isso, o peso próprio e as cargas verticais da viga, com o aço se degradando rapidamente por não ter revestimento contra o fogo, faz com que a viga de deforme somente na vertical, mesmo que numa taxa de deformação lenta, o que explica as forças de tração durante todo o incêndio. No modelo P2-I2-5m-VR-PML-80%, o pico de tração é explicado quando o pilar sofre a instabilidade e "puxa" a viga. Como o pilar é bem mais rígido que a viga, o efeito de *pull-in* no pilar é muito pequeno, fazendo com que a viga tenha o pico de tração. No modelo P2-I2-5m-PML-80%, o pequeno pico de tração é quando a viga falha por plastificação da seção bruta nos apoios. Para os pórticos em questão, não será estudada a redistribuição de esforços, uma vez que a falha do pilar central, faz com que todo o pórtico falhe, mesmo com pilares mistos apoiando. E quando a viga não está revestida, os elementos circundantes não apresentam nenhum tipo de falha. Logo, a principal

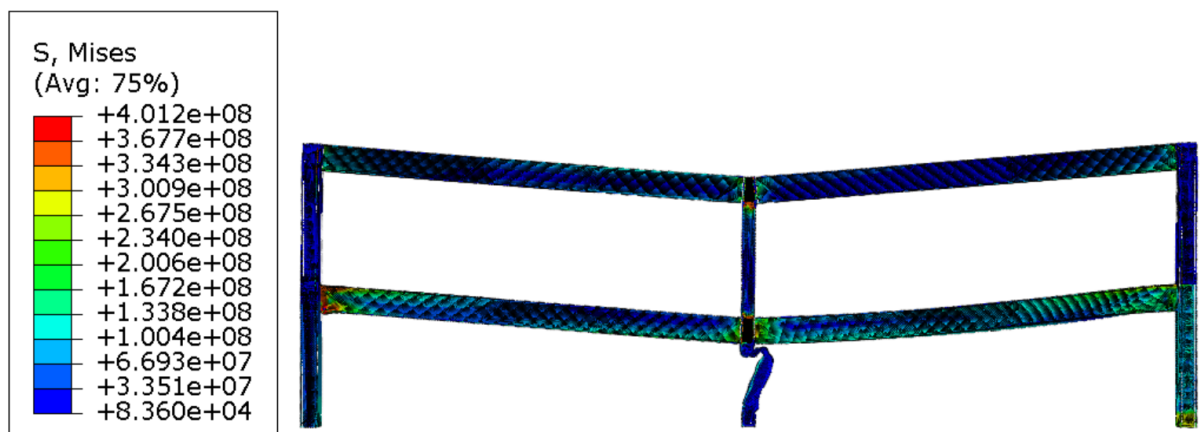
interação nesta etapa do trabalho é verificar as condições de instabilidade do pilar central e em que momento as vigas sem revestimento falharão por plastificação da seção.

Figura 5.280 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares mistos P3-2 para pórticos de 5 metros de vão – cenário de incêndio 2



Para verificar se a mudança de vão trará mudanças significativas no comportamento dos pórticos, as Figuras 5.281 e 5.282 trazem a configuração deformada dos modelos P2-I2-10m-VR-PML-80% e P2-I2-15m-VR-PML-80% (vigas revestidas).

Figura 5.281 – Configuração deformada do modelo P2-I2-10m-VR-PML-80% ao fim de 42 minutos de incêndio



Verifica-se que, ao mudar-se os vãos, o comportamento do pórtico com pilares mistos e viga revestida não muda. Os pilares centrais não mistos continuam falhando por instabilidade por flexão. Entretanto, ouve uma alteração no comprimento equivalente do pilar avaliado. Nos dois casos, o comprimento equivalente do pilar passa a ser $0,7L$. O tempo de incêndio para a

falha total do pórtico é o mesmo para os dois vãos (42 minutos) e, ao comparar com os modelos de pórticos sem pilares mistos (vistos anteriormente nesta tese), o tempo de incêndio é quase 40% maior para os pórticos com pilares mistos, mostrando que os pilares mistos funcionam como subestrutura de contraventamento, fazendo com que os elementos resistam mais ao fogo. Nas Figuras 5.283 e 5.284 pode ser visto o mecanismo de colapso para os modelos P2-I2-10m-VR-PML e P2-I2-10m-VR-PML, respectivamente, a fim de um melhor entendimento sobre o comportamento os pórticos em questão.

Figura 5.282 – Configuração deformada do modelo P2-I2-15m-VR-PML-80% ao fim de 42 minutos de incêndio

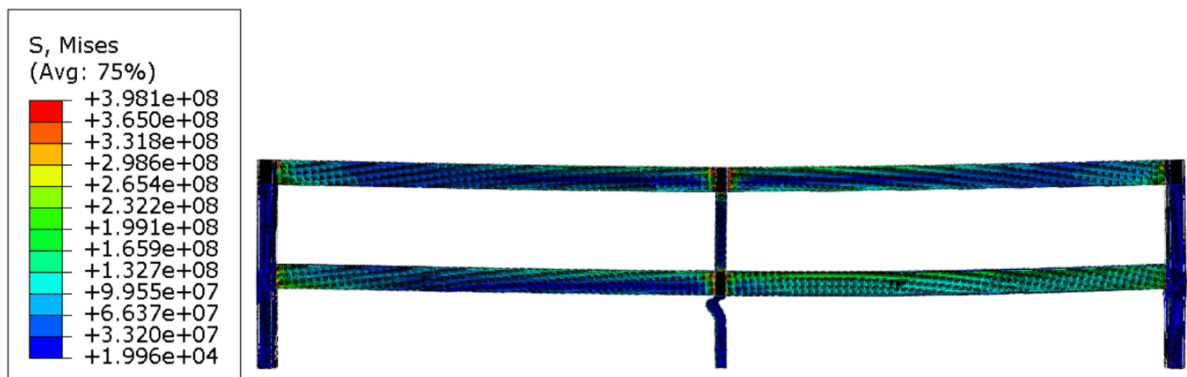


Figura 5.283 – Processo de colapso de pórticos com 10 metros de vão com pilares mistos e vigas com revestimento contra o fogo sob cenário de incêndio 2

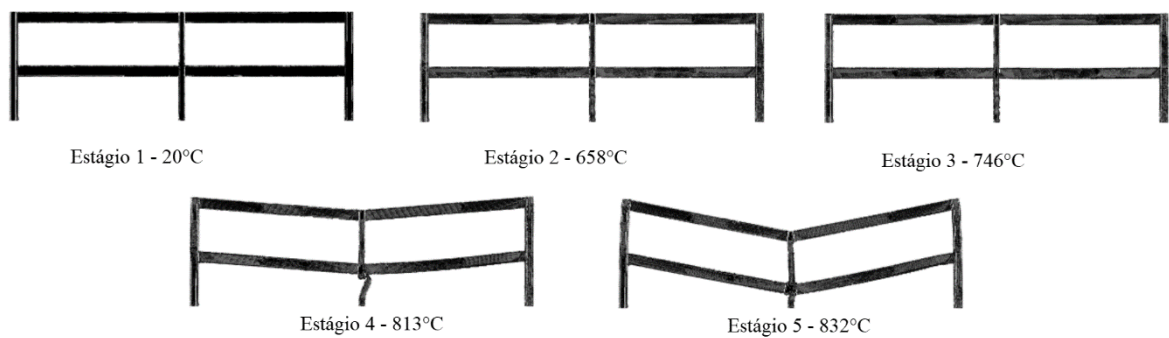
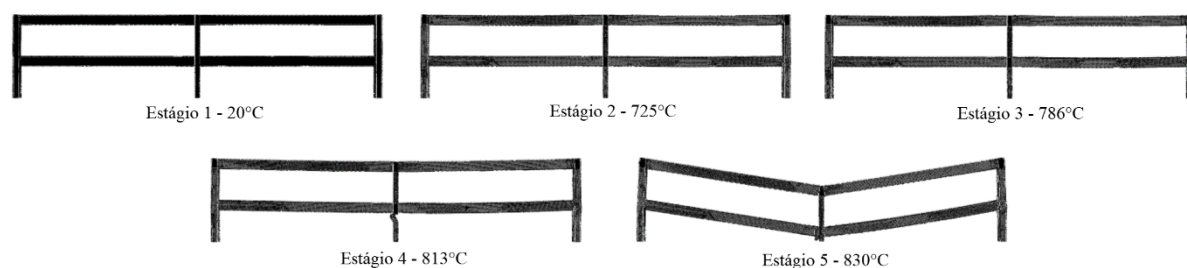


Figura 5.284 – Processo de colapso de pórticos com 15 metros de vão com pilares mistos e vigas com revestimento contra o fogo sob cenário de incêndio 2



Sobre os pórticos com vigas sem revestimento contra o fogo para os vãos de 10 e 15 metros e pilares mistos nas laterais, respectivamente, assim como no modelo de 5 metros, a falha deu-se na viga. Entretanto, como os vãos são maiores, geram carregamentos maiores e, como consequência nos pilares também falharam nos dois modelos. A falha basicamente se deu quando a viga apresentou grandes deformações e, com o pilar central aquecido, teve-se a instabilidade por flexão. No pórtico de 10 metros o comprimento equivalente foi igual a $0,5L$ e, no vão de 10 metros, o comprimento equivalente foi igual a $0,7L$. Na Figura 5.285 pode ser visto a deformada do modelo de 10 metros de vão e na Figura 5.286 pode ser visto a deformada do modelo de 15 metros de vão. Isso mostra que o vão influencia diretamente no comportamento viga *versus* pilar. Verifica-se ainda que, quando comparado com os pórticos sem revestimento contra o fogo e sem pilares mistos, o tempo para o colapso do pórtico aumenta consideravelmente, dobrando em alguns modelos, mostrando a importância da inserção de pilares mistos para o comportamento global da estrutura.

Para melhor entendimento do comportamento, Nas Figuras 5.287 e 5.288, poderão ser vistas as reações de apoio no pilar P3-1.

Figura 5.285 – Configuração deformada do modelo P2-I2-10m-PML-80% ao fim de 42 minutos de incêndio

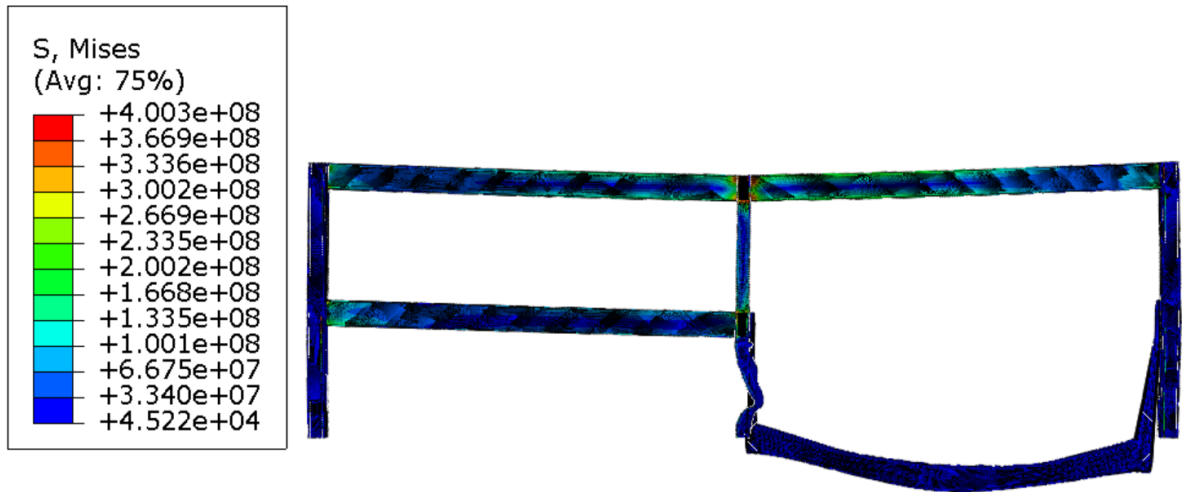


Figura 5.286 – Configuração deformada do modelo P2-I2-15m-PML-80% ao fim de 36 minutos de incêndio

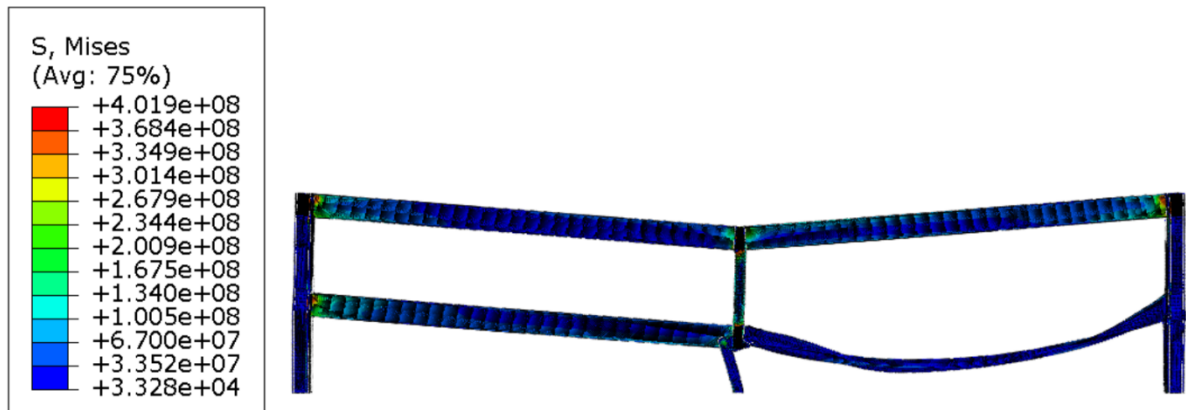


Figura 5.287 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 10 metros de vão com pilares mistos– cenário de incêndio 2

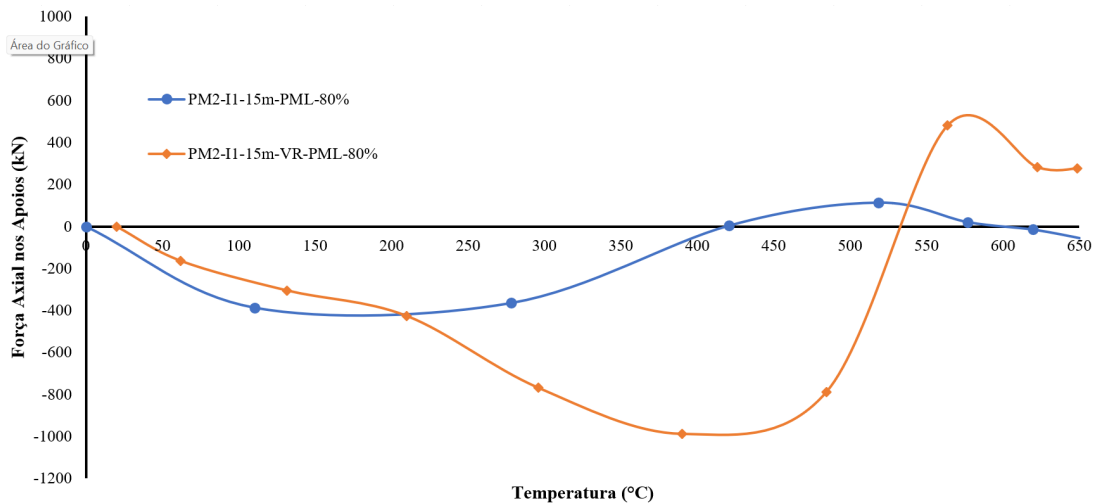
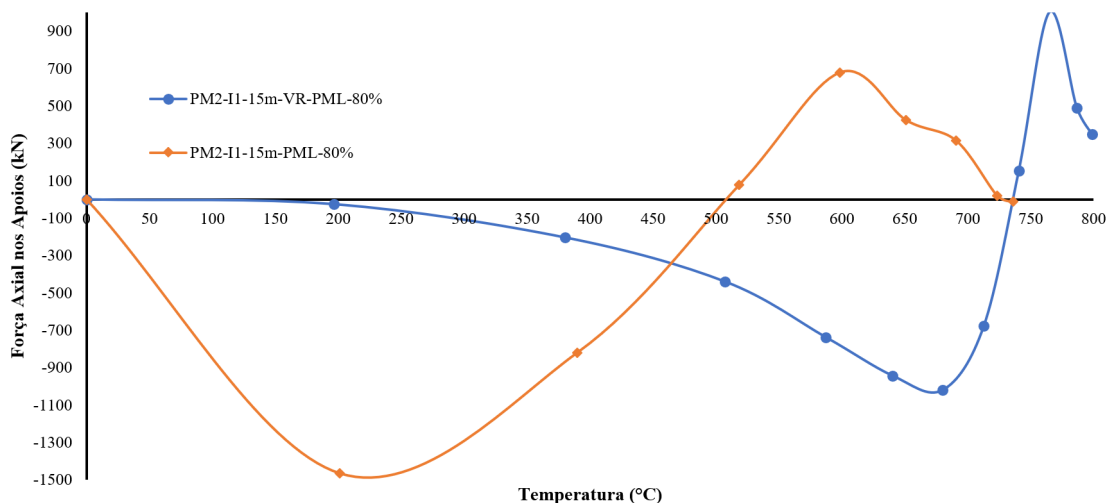


Figura 5.288 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 15 metros de vão com pilares mistos– cenário de incêndio 2



Verifica-se na Figura 5.287 que, diferentemente do que foi visto no vão de 5 metros, vê-se o comportamento “esperado” para as reações de apoio (compressão na expansão e tração na fase de catenária). Viu-se que quando o pórtico possui as vigas sem revestimento são quando apresentam as menores forças de compressão. A temperatura é menor pois a falha do pórtico é na viga. Quando o pórtico está revestido, vê-se uma maior força de compressão e em temperaturas mais elevadas, uma vez que a viga se deforma axialmente muito pouco devido à proteção térmica. Entretanto, na Figura 5.286 vê-se um comportamento diferente para os pórticos de 15 metros. Verificou-se que, os elementos sem revestimento contra o fogo, são os que apresentam maior força de reação de apoio. Isso pode ser explicado pelo fato de que, quanto maior é o elemento, maior é a dilatação térmica e, conseqüentemente, maior é a expansão. Assim como nos pórticos de 10 metros, a temperatura para a força máxima de expansão é menor, visto que a viga começa a falhar a partir de, aproximadamente, 500°C e apresenta grandes deformações na fase de catenária. Já nos pórticos com a viga revestida, vale o que foi comentado para o pórtico de 10 metros. As forças de compressão são menores, pois, neste caso, o pilar central começa a apresentar falha e, com isso, a viga apresente maior força de tração na ação de catenária, ajudada pela deformação do pilar central.

A fim de garantir o entendimento completo deste comportamento, serão mostradas nas Figuras 5.289 e 5.290 as deformações no topo do pavimento incendiado. Na Figura 2.89 vê-se os deslocamentos para o vão de 10 metros. Quando a viga está revestida, há o efeito *pull-in* no pórtico. Entretanto, quando a viga não está revestida, somente o efeito de *push-out* acontece e o mecanismo de colapso do pórtico é a falha da viga. Na Figura 5.290 pode-se verificar os

deslocamentos do topo do pavimento incendiado para o vão de 15 metros. Verifica-se, claramente, que o modelo com as vigas sem revestimento gera maiores deslocamentos, que levam ao efeito *push-out*. Por esse motivo, as forças de compressão no apoio são mais altas. Pode se analisar que, no modelo com a viga revestida, em aproximadamente 650°C, há um pico de deslocamentos e, em seguida, o deslocamento é induzido pelo efeito *pull-in* e a falha do pórtico. O início deste pico coincide com a temperatura onde tem-se os maiores esforços de compressão no pilar misto P3-1.

Figura 5.289 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos de 10 metros de vão com pilares mistos de fachada – cenário de incêndio I

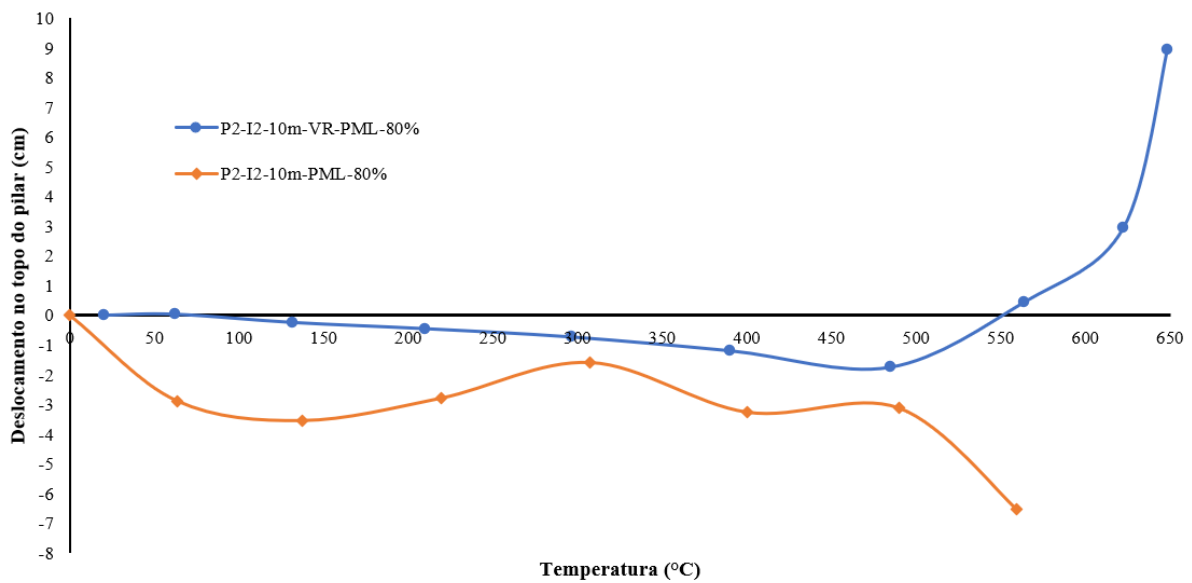
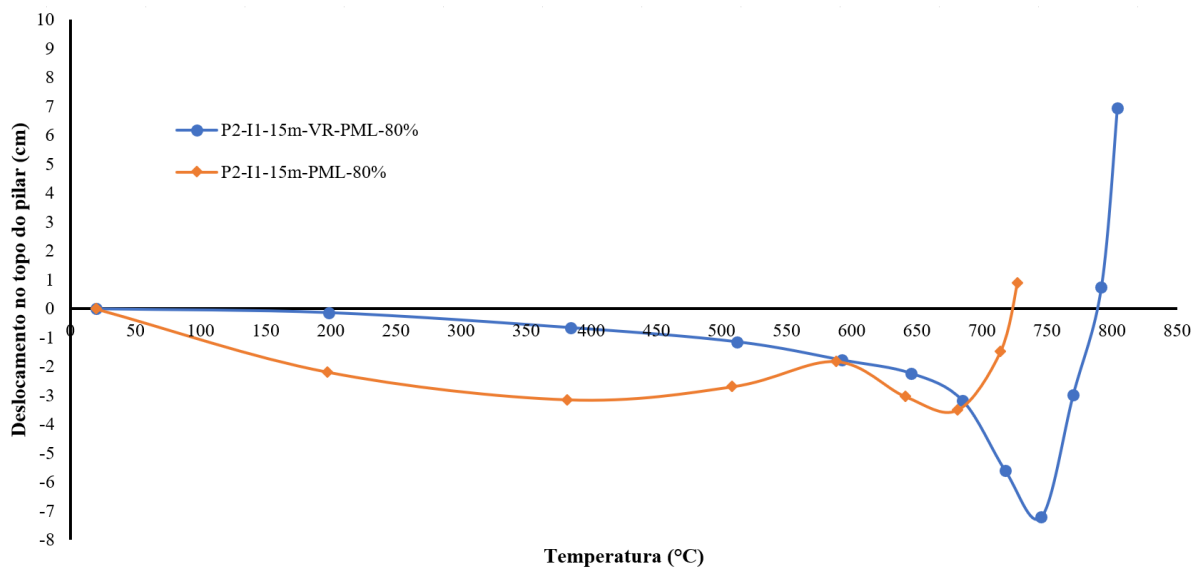


Figura 5.290 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos de 15 metros de vão com pilares mistos de fachada – cenário de incêndio I



Uma questão importante é que, em nenhum dos casos analisados anteriormente (pilares mistos nas fachadas do pórtico) o efeito *push-out* foi importante para o dimensionamento, levando a concluir que, quando há pilares mistos no pavimento de fachada, as falhas nos pórticos são apenas nas vigas ou nos pilares centrais sem revestimento.

Os mecanismos de colapso identificado neste estudo foram:

- (a) Colapso total do pórtico por instabilidade do pilar central;
- (b) Colapso da viga no compartimento incendiado.

A fim de resumir os resultados encontrados neste item, a Tabela 5.25 apresenta os resultados para os pórticos estudados nesta etapa da parametrização, com os mecanismos de colapso, temperatura crítica para o colapso (medida nos pilares mistos de fachada, sendo este o momento do início do colapso do pórtico) e se as forças de compressão na fase de expansão da viga e as forças de tração na fase de catenária da viga são ou não preponderantes para os mecanismos de colapso, para os dois cenários de incêndio estudados até o momento para pilares mistos. Lembrando que, nesta fase do estudo, não se levou em consideração a parametrização da capacidade resistente do pilar.

Tabela 5.25 – Mecanismos de colapso e temperaturas crítica para os pórticos com pilares mistos laterais – cenário de Incêndio 1

Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	VR	PR	Mec. de colapso	Temp. Crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	Sim	Não	A	809°C	Não	Não
	80%	Não	Não	B	698°C	Não	Sim
10 m	80%	Sim	Não	A	823°C	Não	Não
	80%	Não	Não	B	686°C	Não	Sim
15 m	80%	Sim	Não	A	865°C	Não	Não
	80%	Não	Não	B	661°C	Não	Sim

Tabela 5.26 – Mecanismos de colapso e temperaturas crítica para os pórticos com pilares mistos laterais – cenário de Incêndio 2

Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	VR	PR	Mec. de colapso	Temp. Crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	Sim	Não	A	878°C	Não	Não
	80%	Não	Não	B	708°C	Não	Sim
10 m	80%	Sim	Não	A	789°C	Não	Não
	80%	Não	Não	B	745°C	Não	Sim
15 m	80%	Sim	Não	A	813°C	Não	Não
	80%	Não	Não	A	689°C	Não	Não

Em conclusão aos pórticos com pilares mistos, o estudo apresentado oferece insights significativos sobre o comportamento de pórticos mistos de fachada em situação de incêndio. Os resultados indicam que pilares mistos têm um papel crucial em prolongar a resistência ao fogo da estrutura, especialmente quando as vigas estão revestidas contra o fogo. No entanto, a ausência de revestimento nos pilares pode levar à sua falha por instabilidade por flexão, a qual é exacerbada em cenários de altas temperaturas. Foi também observado que o modo de falha pode mudar dependendo se a viga está ou não revestida, embora o tempo para falha seja semelhante em ambos os casos.

Especificamente, pórticos com viga revestida mostraram menores forças de compressão resultantes da expansão térmica, em comparação com aqueles onde a viga não está revestida. Isso sugere que o revestimento das vigas atua para retardar as forças de compressão correspondentes e a fase de catenária.

Além disso, a redistribuição dos esforços entre os pilares em diferentes cenários também foi analisada, demonstrando que a falha de um elemento pode levar à redistribuição de cargas entre os pilares restantes, o que poderia eventualmente resultar em falhas adicionais.

O estudo também comparou pórticos com diferentes vãos, identificando que tanto o efeito *pull-in* quanto o efeito *push-out* são observáveis, dependendo da configuração. Este é um fator importante a ser considerado em futuros projetos de estruturas de pórticos mistos.

Portanto, os resultados sublinham a importância de um projeto estrutural cuidadoso que leve em conta esses diversos fatores para otimizar a resistência ao fogo.

Observa-se que as vigas não revestidas geram forças de compressão notavelmente mais elevadas nos pilares devido à sua maior expansão. Além disso, essas forças de tração só se tornam significativas nas vigas não revestidas, levando ao fenômeno *pull-in* no pilar misto e consequente falha do pórtico. O valor da força de tração aumenta proporcionalmente com o tamanho do vão, corroborando a teoria de comportamento dos cabos em ação de catenária.

Quanto aos esforços axiais em pórticos com 10 metros de vão, quando as vigas são revestidas, observa-se uma considerável diminuição desses esforços ao longo de 65 minutos de exposição ao fogo. O pilar central, o primeiro a falhar, mostra uma redução de 82% nos esforços normais. Paralelamente, os pilares mistos laterais exibem uma redução ainda mais significativa, de 96%.

Em pórticos com 15 metros de vão e vigas não revestidas, a falha ocorre na viga, sendo impossível ignorar o efeito *pull-in*. No pilar da esquerda, há um aumento de 200% no esforço axial, enquanto o pilar central não revestido mostra uma redução de 55%.

Nos cenários de Incêndio 2, o pilar central sem revestimento é o ponto de falha nos pórticos com 5 metros de vão e vigas revestidas. No entanto, para vigas não revestidas, a falha ocorre apenas na viga, causada pela rápida deterioração das suas propriedades mecânicas em condições de incêndio.

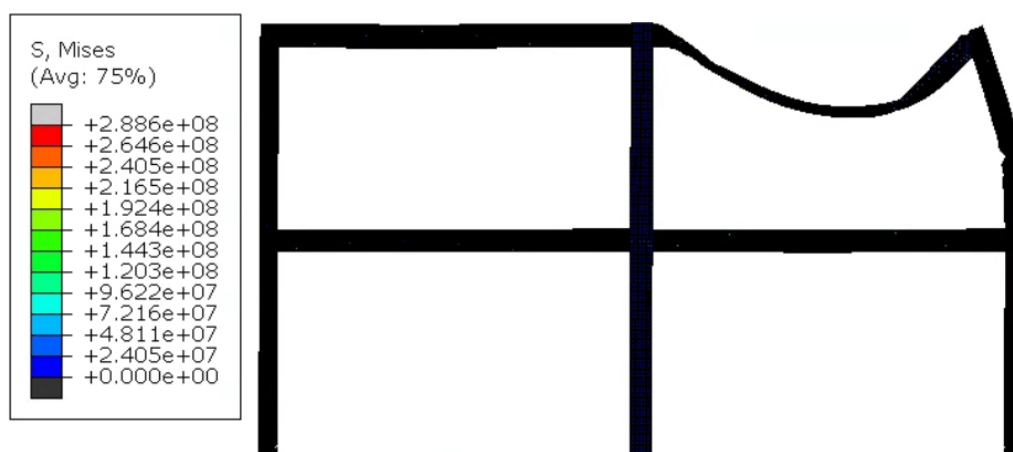
Finalmente, ao se alterar o tamanho dos vãos, não há mudança significativa no comportamento dos pórticos com pilares mistos e vigas revestidas. No entanto, ocorre uma alteração no comprimento equivalente do pilar central. Em ambos os casos, esse comprimento passa a ser $0,7L$. Comparativamente, pórticos com pilares mistos têm um tempo de falha quase 40% maior do que aqueles sem pilar mistos, o que sugere que pilares mistos funcionam de forma eficaz como subestruturas de contraventamento, aumentando a resistência ao fogo.

Em relação aos pórticos com vigas não revestidas e vãos de 10 e 15 metros, a falha ocorre na viga, similar ao modelo de 5 metros. No entanto, devido aos maiores vãos e consequentemente maiores carregamentos, os pilares também falham nos dois modelos. Esta falha é basicamente desencadeada quando a viga mostra deformações significativas e, com o pilar central já aquecido, uma instabilidade por flexão é induzida pelas forças de tração.

5.3.1.5.2. Análise de pilares mistos centrais sob cenários distintos de incêndio – Etapa 2

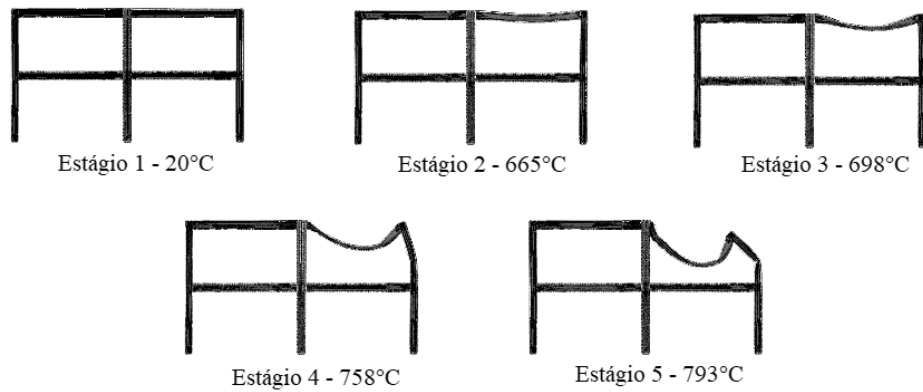
Nesta fase, foram conduzidas análises com foco na influência dos pilares mistos centrais, mantendo inalterada a seção transversal desses pilares. Dentro deste contexto, os pilares de fachada podem ou não estar sujeitos a revestimento. A primeira parte desta etapa concentrou-se na investigação de todos os elementos desprovidos de revestimento, enquanto a segunda parte abordou o estudo da aplicação de revestimento em vigas, pilares e em ambos os componentes estruturais. A Figura 5.290 ilustra o modelo P2-I1-5m-PMC-80%, exibindo sua configuração deformada ao término do incêndio, conforme o cenário de incêndio 1 considerado.

Figura 5.291 – Configuração deformada do modelo P2-I1-5m-PMC-80% a 38 minutos de incêndio



Ao examinar os pórticos desprovidos de revestimento contra incêndio em conjunto com o pilar central misto, dotados de vigas com um vão de 5 metros, foi notável, no contexto do Cenário de Incêndio 1, que o mecanismo de colapso se assemelha àquele previamente observado nos pórticos sem a presença de pilares mistos. Nesse cenário, o colapso foi desencadeado pela falha induzida pelo fenômeno *pull-in* no pilar de fachada de aço, ocorrendo a uma distância de aproximadamente 0,7 vezes o comprimento da viga principal ($0,7L$). A Figura 5.292 apresenta as diversas fases do comportamento do pórtico conforme a temperatura aumenta, registrada na medição realizada no topo do pilar não misto exposto ao incêndio. Verificou-se também que o tempo de incêndio para ocorrer a falha é quase o mesmo para ocorrer a falha no pórtico sem pilar misto.

Figura 5.292 – Processo de colapso de pórticos com 5 metros de vão com pilar misto central e vigas e pilares sem revestimento contra o fogo sob cenário de incêndio 1



Ao se analisar a mudança do vão da viga, verifica-se na Figura 5.293, a configuração deformada aos 24 minutos de incêndio do modelo P2-10m-I1-PMC-80% e na Figura 5.294 o modelo P2-15m-I1-PMC-80%, a fim de identificar as diferenças no modo de colapso com a variação do vão da viga.

Figura 5.293 – Configuração deformada do modelo P2-I1-10m-PMC-80% a 24 minutos de incêndio

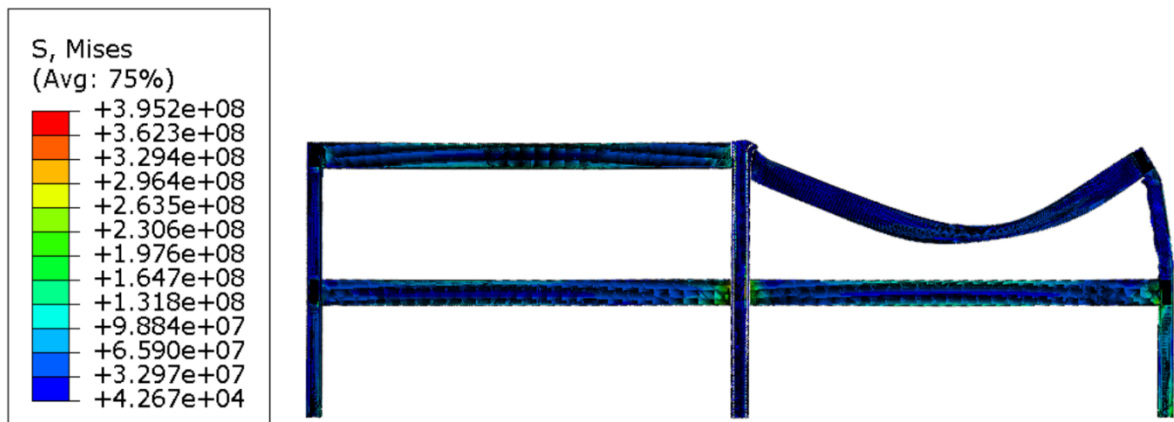
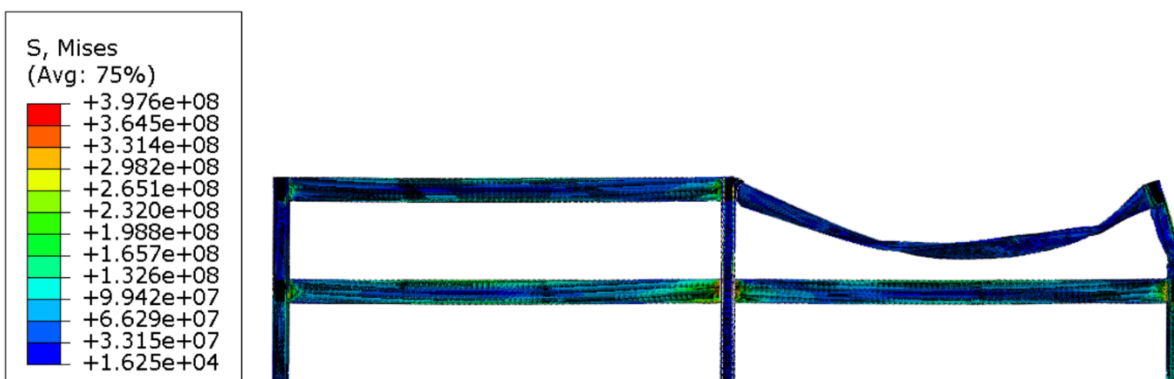


Figura 5.294 – Configuração deformada do modelo P2-I1-10m-PMC-80% a 24 minutos de incêndio



Ao conduzir a análise dos pórticos sem revestimento contra incêndio, com vãos de 10 e 15 metros, e considerando o pilar central misto, observou-se no cenário de Incêndio 1 que o mecanismo de colapso é semelhante ao que foi estudado para as vigas de vão de 5 metros. Nesse caso, ocorre a formação de rótula plástica no pilar de fachada. Esse mesmo padrão de colapso também foi observado nos pilares não mistos. Em ambos os casos, os pilares falharam a uma distância de 0,25 vezes a altura do pilar a partir da base ($0,75L$).

É importante destacar que, nesse contexto, o pilar misto central não teve impacto discernível no pavimento superior de fachada. A única diferença identificada está relacionada à temperatura necessária para a ocorrência da configuração deformada. Nos pórticos com pilares mistos, essa temperatura foi cerca de seis minutos mais tardia em comparação com os pórticos com pilares não mistos. As Figuras 5.295 e 5.296 fornecem uma visualização das etapas pelas quais os pórticos das vigas de 10 e 15 metros passaram conforme a temperatura aumentou. Essas imagens retratam de maneira clara como os diferentes elementos dos pórticos respondem às variações térmicas. Tais ilustrações foram obtidas por meio da observação das medições na mesa aquecida do pilar.

Um aspecto notável é a diferença fundamental quando comparado o comportamento dos pórticos com vãos de 10 e 15 metros aos pórticos com vãos de 5 metros. Nos casos de vãos maiores, as temperaturas para a ocorrência dos estágios de incêndio são mais baixas. Essa diminuição pode ser atribuída ao aumento das forças resultantes dos maiores vãos, bem como às deformações mais acentuadas nas vigas. Isso resulta em um processo de *run-away* que se inicia mais cedo nos vãos maiores, levando, conseqüentemente, à formação de rótulas plásticas em temperaturas mais baixas nos pilares.

Figura 5.295 – Processo de colapso de pórticos com 10 metros de vão, pilar misto central com vigas e pilares sem revestimento contra o fogo

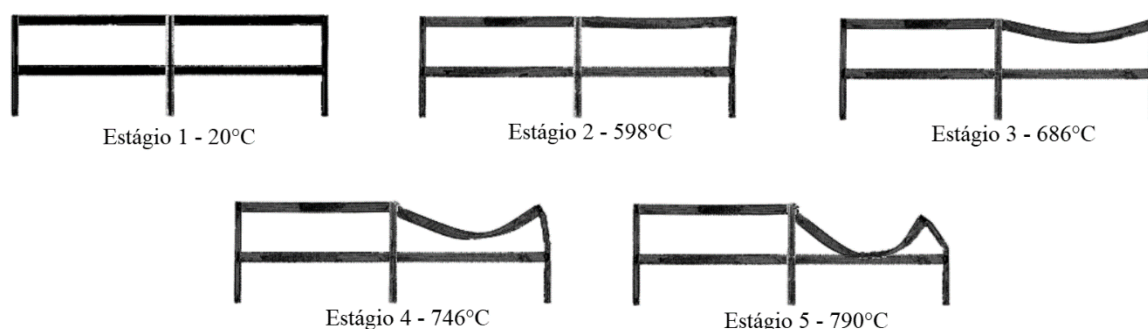
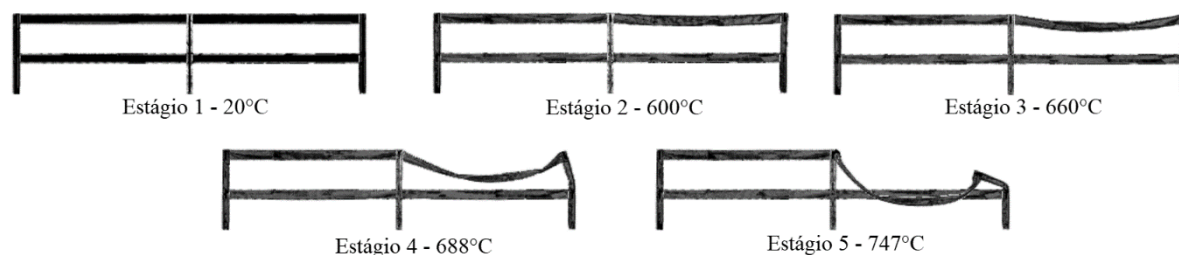


Figura 5.296 – Processo de colapso de pórticos com 15 metros de vão, pilar misto central com vigas e pilares sem revestimento contra o fogo



Na Figura 5.297, é possível observar as forças axiais de compressão resultantes da expansão da viga V2-2 no pilar P3-2, para os três vãos considerados na análise. Observa-se que as forças de compressão aumentam à medida que os vãos aumentam, conforme já discutido em detalhes em várias partes deste estudo. É notável que, o pórtico composto por vigas de 5 metros de vão, apresente níveis muito baixos de força de compressão e tração. Isso pode ser atribuído ao fato de que a expansão térmica na viga é relativamente pequena devido ao menor vão, e ao fato de que o pilar possui uma seção transversal menor na fachada em comparação com os outros modelos. Além disso, observou-se que os modelos com maiores vãos possuem forças de tração mais significativas devido à ação da catenária, com destaque para o modelo com um vão de 15 metros, que exibe uma tendência mais pronunciada ao *pull-in*.

Ao examinar os deslocamentos na parte superior dos pilares (Figura 5.298), percebe-se uma consistência notável no comportamento entre os diversos modelos analisados, independentemente do vão. Evidencia-se que todos os modelos apresentam uma deformação em direção ao fenômeno *pull-in*, ocorrendo em torno de 700°C. Além disso, é observável que os pilares com menor rigidez, caracterizados por vãos mais curtos, demonstram deslocamentos inferiores em comparação com os demais.

Figura 5.297 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com pilar misto central – cenário de incêndio 1

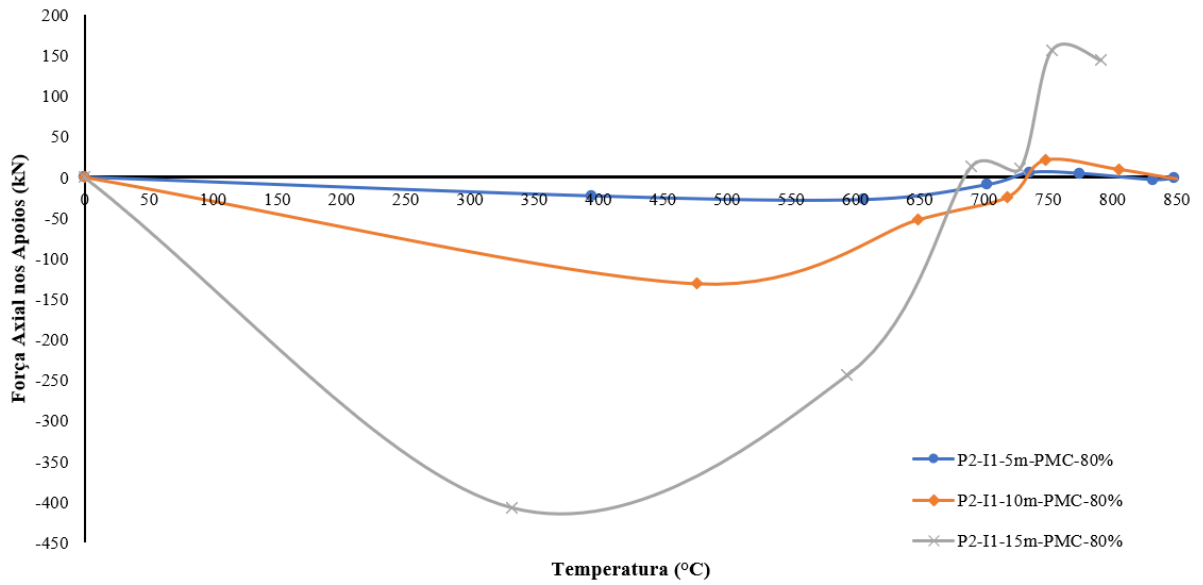
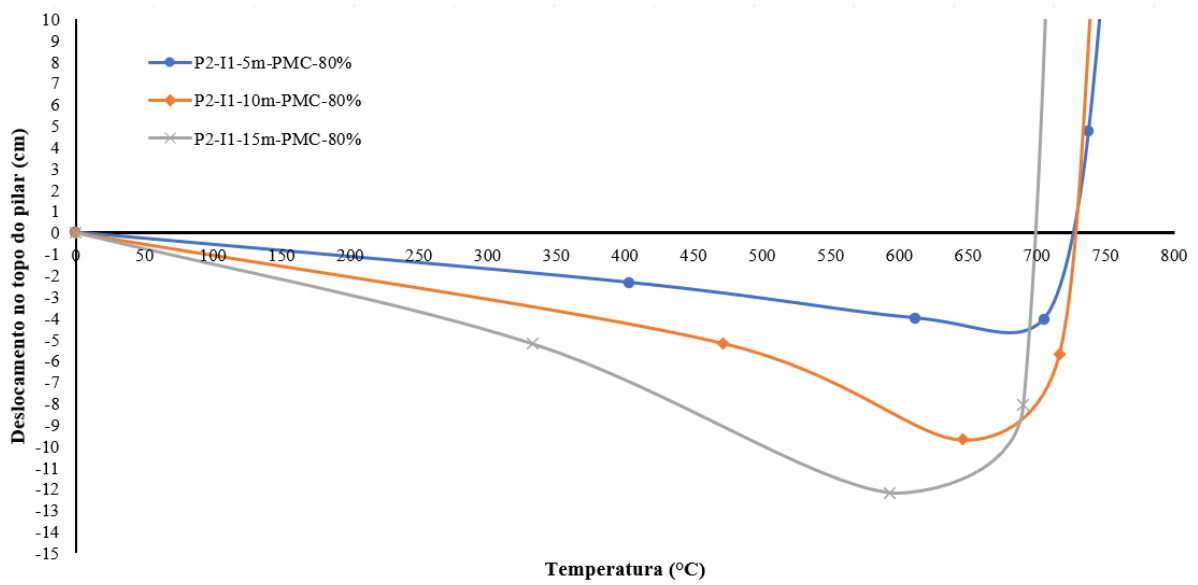
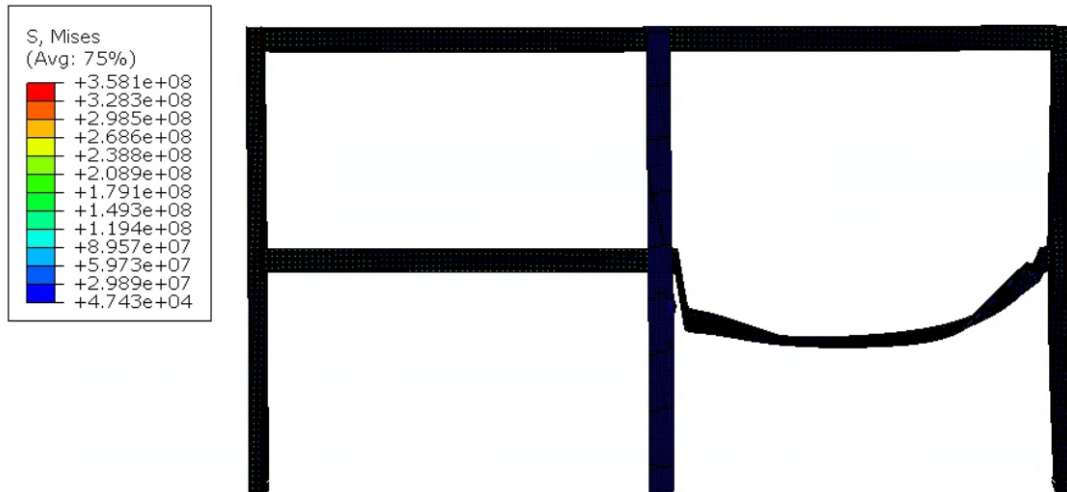


Figura 5.298 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com pilar misto central – cenário de incêndio 1



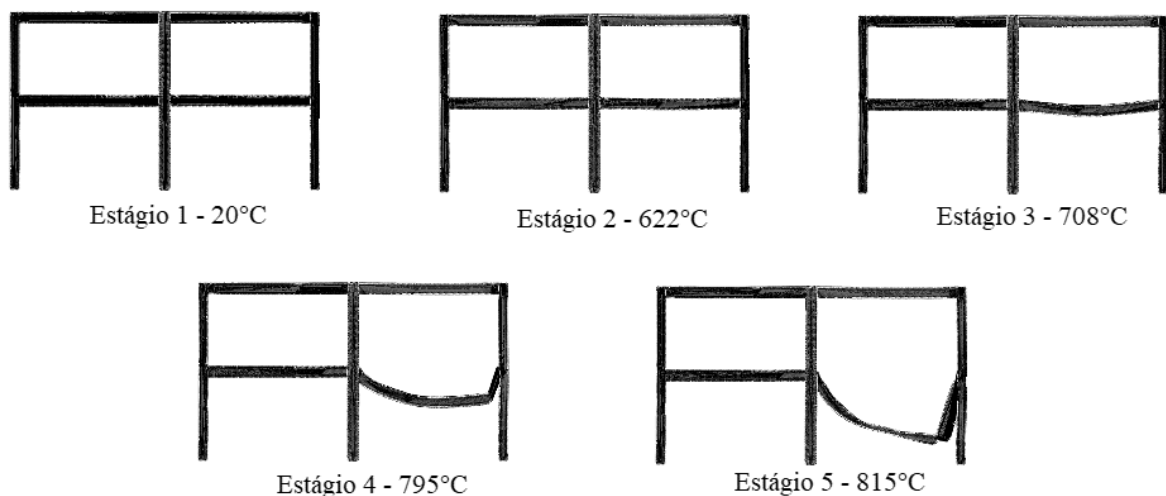
Em relação ao cenário de incêndio 2, pode-se visualizar na Figura 5.299 o modelo P2-I2-5-80% e a sua configuração deformada ao final de 36 minutos incêndio.

Figura 5.299 – Configuração deformada do modelo P2-I2-5m-80% ao fim de 36 minutos de incêndio



No cenário de Incêndio 2, foi observado que a falha no mecanismo de colapso ocorre quando as vigas com um vão de 5 metros se plastificam. No entanto, é evidente que há também um notável efeito *de pull-in* neste pórtico, e é provável que a causa dessa falha não seja a mesma que ocorreria no modelo sem o pilar misto. Isso se deve, muito possivelmente, à presença do pilar misto, que confere maior rigidez ao sistema como um todo. A Figura 5.300 ilustra o processo de colapso observado no cenário de incêndio em análise.

Figura 5.300 – Processo de colapso de pórticos com 5 metros de vão com pilares mistos e com vigas e pilares sem revestimento contra o fogo sob cenário de incêndio 2



Ao realizar uma investigação sobre a influência da variação do vão em pórticos com pilar central misto, pode-se observar, conforme demonstrado nas Figuras 5.301 e 5.302, a configuração deformada após 36 minutos de exposição ao incêndio para os modelos P2-10m-I2-PMC-80% e P2-15m-I2-PMC-80%, respectivamente. Essa análise tem como objetivo identificar as discrepâncias no comportamento de colapso decorrentes das diferentes extensões dos vãos das vigas.

Figura 5.301 – Configuração deformada do modelo P2-I2-10m-PMC-80% a 36 minutos de incêndio

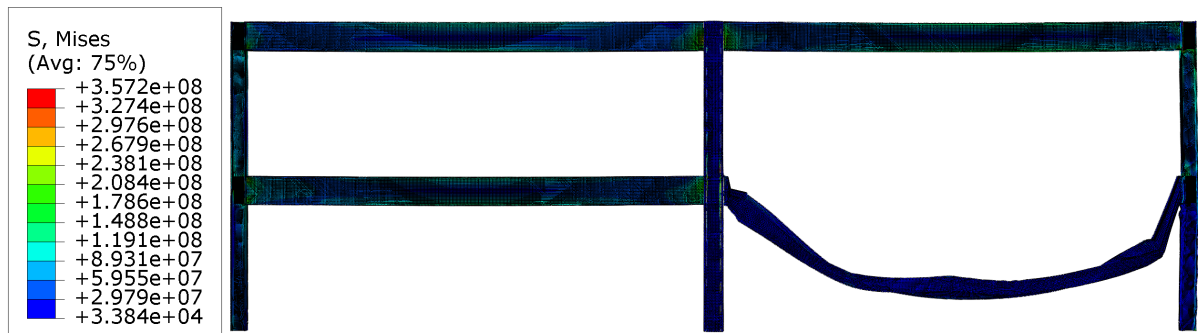
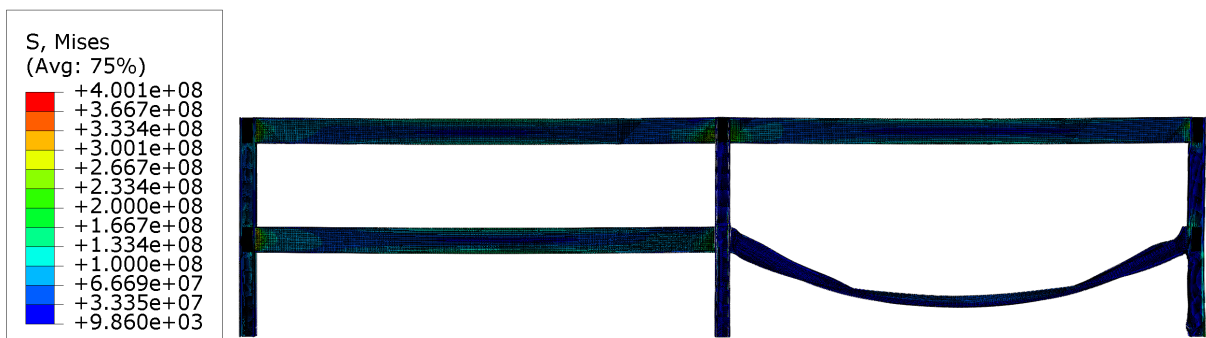


Figura 5.302 – Configuração deformada do modelo P2-I2-15m-PMC-80% a 36 minutos de incêndio



Ao se examinarem os pórticos sem revestimento contra o fogo e com pilar misto central, constata-se que todos os vãos estudados no cenário de incêndio 2 apresentam uma falha comum: a plastificação da seção bruta da viga após sofrer grandes deformações. A presença do pórtico misto torna os efeitos de *push-out* e *pull-in* muito mais evidentes durante a deformação das vigas. É importante notar que, em grandes vãos e nos minutos iniciais do incêndio (12 minutos nos modelos de 10 e 15 metros, respectivamente), ocorrem instabilidades locais na mesa aquecida e na alma do pilar na região da conexão, como pode ser claramente observado na Figura 5.303. Nos casos dos vãos de 15 metros, a força de *push-out* pode resultar em tensões que excedem o limite de escoamento do material, além de gerar tensões próximas ao limite de escoamento na base dos pilares. Esse efeito só se manifesta nas vigas de 15 metros de vão devido ao maior comprimento dessas vigas, o que resulta em uma maior expansão e,

consequentemente, na geração de forças mais significativas nos pilares, que, por sua maior rigidez, absorvem essas tensões. Pode-se deduzir, portanto, que nos compartimentos térreos da fachada, onde um dos lados possui um pilar misto e os revestimentos das vigas e pilares estão ausentes, a falha ocorrerá consistentemente na viga, devido à plastificação de sua seção, enquanto os pilares serão deformados por flexão após a extinção do incêndio. Assim, caso existam pilares mistos na estrutura interna do edifício, é altamente provável que a edificação não esteja suscetível a um colapso progressivo.

A fim de entender melhor as etapas pelas quais os pórticos de 10 e 15 metros de vão passaram conforme o aumento de temperatura, as Figuras 5.304 e 5.305 fornece o melhor entendimento do mecanismo de colapso.

Figura 5.303 – Instabilidades locais por conta do efeito *push-out* na expansão das vigas

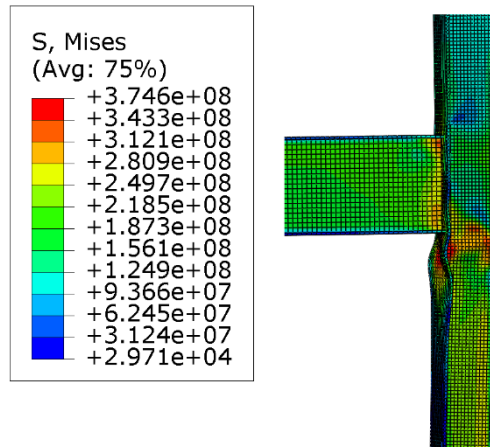


Figura 5.304 – Processo de colapso de pórticos com 10 metros de vão, pilar misto central com vigas e pilares sem revestimento contra o fogo, sob incêndio 2

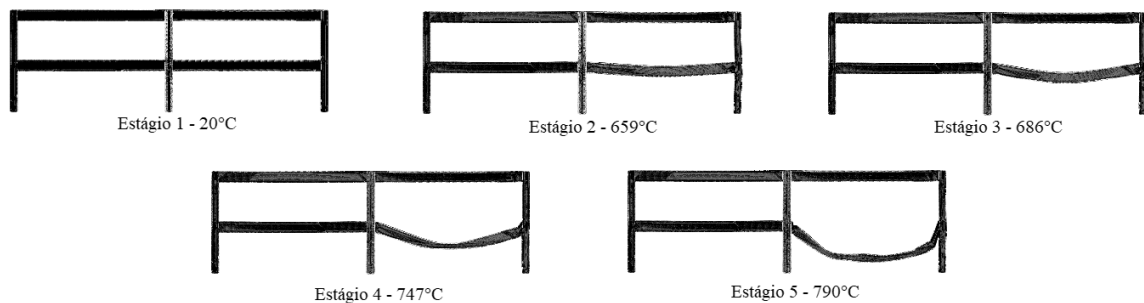
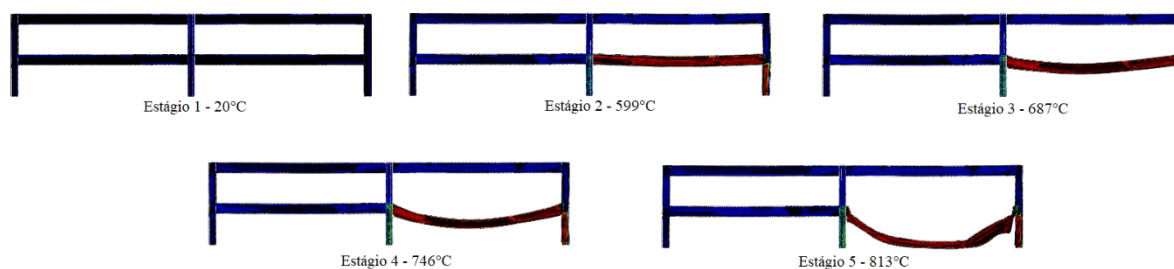


Figura 5.305 – Processo de colapso de pórticos com 15 metros de vão, pilar misto central com vigas e pilares sem revestimento contra o fogo, sob incêndio 2



Na Figura 3.306, são apresentadas as forças axiais de compressão resultantes da expansão da viga V2-1 no pilar P3-1 em relação aos três vãos considerados nesta etapa da análise. Observa-se um aumento progressivo das forças de compressão à medida que o vão da estrutura se amplia. É evidente que o pórtico com um vão de 5 metros quase não exibe forças significativas de compressão, uma característica que pode ser atribuída à expansão térmica relativamente limitada a viga, devido ao menor vão, bem como à menor seção transversal do pilar na fachada em comparação com os demais modelos.

As forças de compressão permanecem praticamente inalteradas quando comparadas ao cenário de incêndio 1, entretanto, no caso do vão de 15 metros, elas praticamente dobram. Essa variação pode ser explicada pela maior rigidez axial do pilar da fachada para vãos maiores, evidenciando a influência direta da rigidez axial do pilar no comportamento estrutural. Por fim, é importante ressaltar que vãos maiores resultam em valores mais elevados de tração atuando como catenária. Portanto, o pórtico de 15 metros, que apresenta valores mais elevados de compressão no pilar da fachada não misto, desempenha um papel crucial no surgimento de tensões localizadas na região dos apoios, contribuindo para a instabilidade local da alma e da mesa da estrutura.

Em relação aos deslocamentos observados nos pórticos, nota-se um padrão distinto em comparação com os resultados anteriores. No caso do pórtico com um vão de 5 metros, o efeito *push-out* é praticamente imperceptível devido à baixa rigidez da viga, uma característica que pode ser confirmada pelas reações de apoio apresentadas na Figura 5.306. Além disso, é importante destacar que os pórticos com vãos de 10 e 15 metros exibem quase o mesmo deslocamento no *push-out*, no entanto, ambos manifestam um comportamento *pull-in* e, em seguida, os pórticos retornam a expandir-se, devido à plastificação anterior das vigas. Até este ponto da análise, esses modelos são os primeiros a demonstrar esse tipo de comportamento.

Figura 5.306 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-1 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com pilar misto central – cenário de incêndio 2

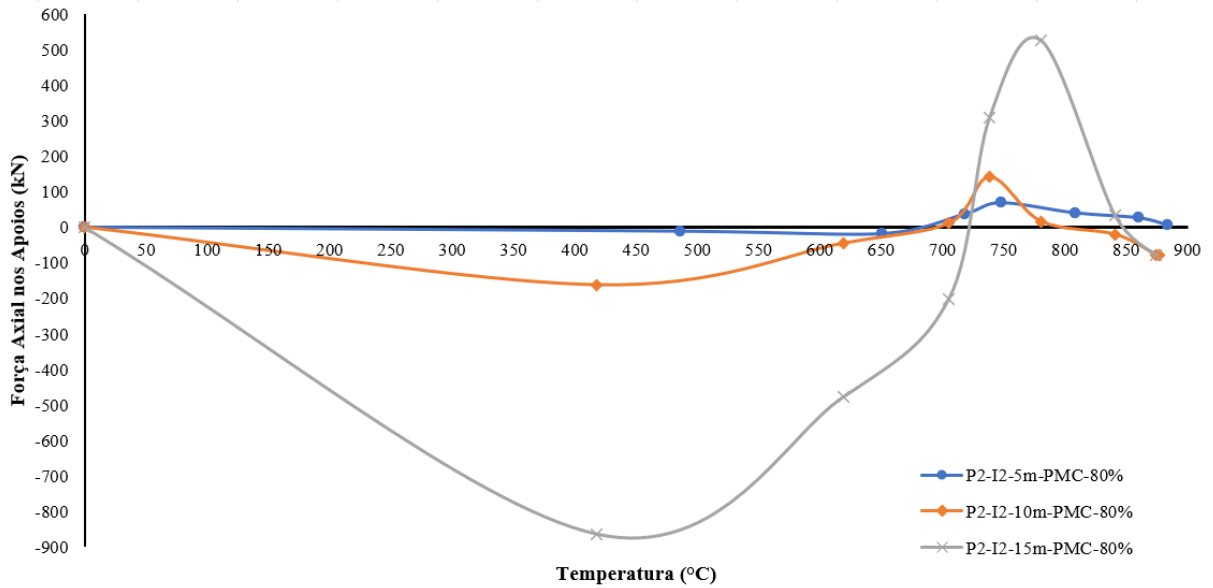
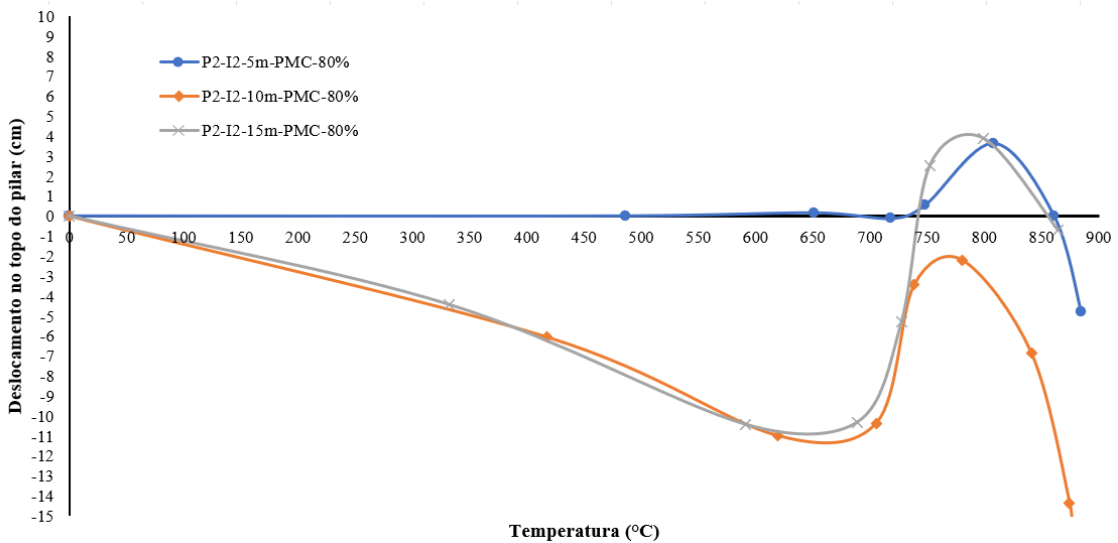


Figura 5.307 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com pilar misto central – cenário de incêndio 2



Nesta fase da pesquisa, será realizada uma avaliação da influência da aplicação de revestimento contra o fogo, seja nas vigas, nos pilares ou em ambos (quando os pilares não são mistos). O objetivo é identificar os mecanismos de colapso e as interações entre vigas e pilares em dois cenários de incêndio distintos, seguindo a mesma abordagem adotada em etapas anteriores desta tese.

Ao analisar os modelos de pórticos sob o cenário de Incêndio 1, com apenas a viga revestida contra o fogo e um vão de 5 metros, observou-se que a falha ocorre devido à formação

de uma rótula plástica no pilar, próxima à sua ligação com a viga. É importante ressaltar que essa falha é idêntica àquela que ocorre quando os pilares centrais não são mistos. Ela se manifesta devido às deformações causadas pela força de compressão resultante da expansão da viga devido ao incêndio.

As altas temperaturas, juntamente com a instabilidade local gerada pelas forças de compressão e o efeito *pull-in*, levam o pilar a entrar em colapso por flexão na região próxima à ligação com a viga. O comprimento onde a falha ocorre corresponde a 90% do comprimento total do pilar ($0,9L$). O mecanismo de colapso começa a se manifestar após 72 minutos de incêndio, representando um aumento de 33% no tempo de incêndio em comparação com a situação em que o pórtico não possui pilar misto. Isso indica que a adição do pilar misto, mesmo não alterando o padrão de falha do pórtico, tem um impacto direto no tempo de incêndio, que acaba sendo maior para os pórticos sem pilares mistos. Na Figura 5.309 verifica-se o processo de colapso do pórtico citado.

Figura 5.308 – Configuração deformada do modelo P2-I1-5m-VR-PMC-80% ao fim de 78 minutos de incêndio – cenário de incêndio 1

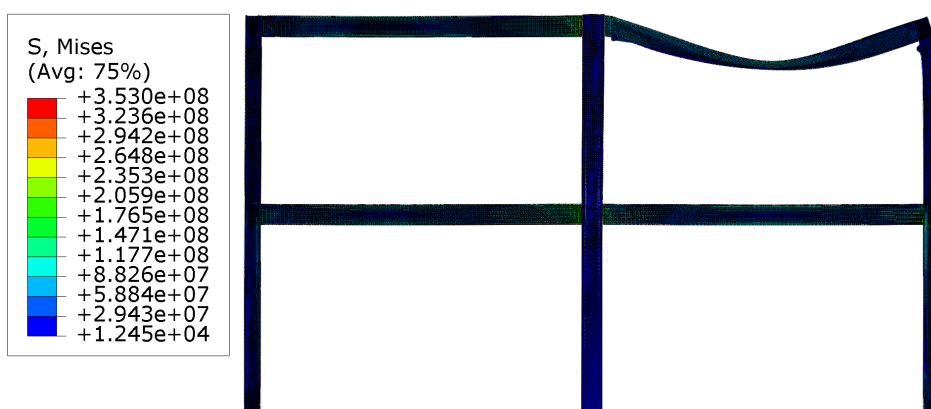
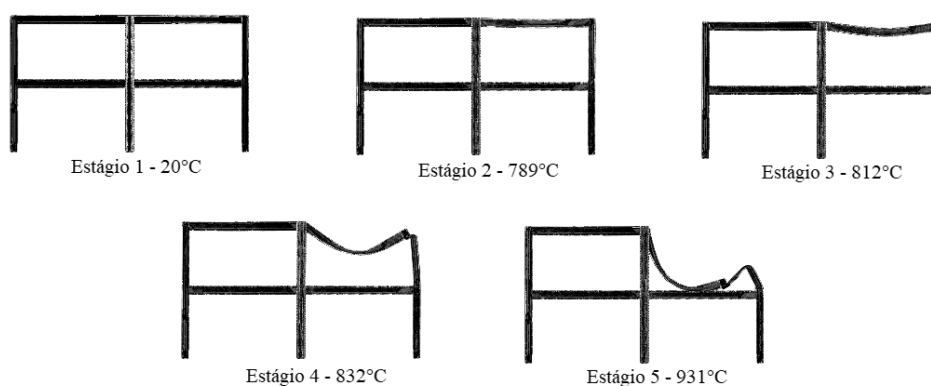


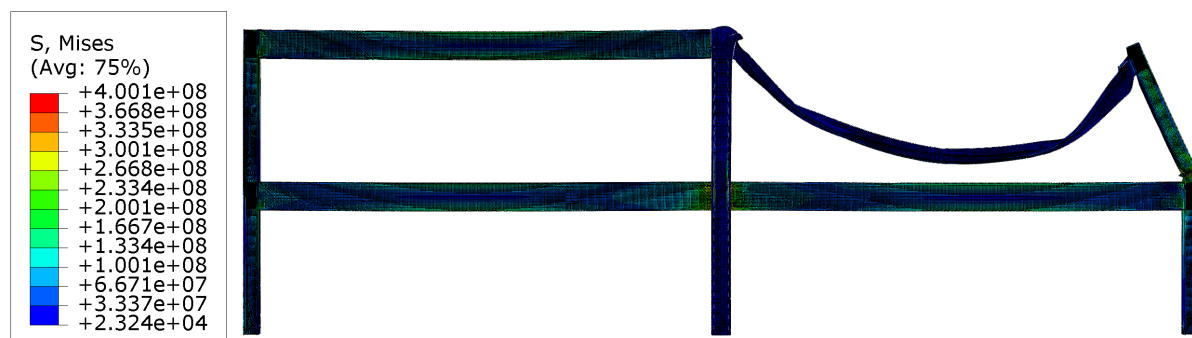
Figura 5.309 – Processo de colapso de pórticos com 5 metros de vão com vigas revestidas contra o fogo e pilar misto central sob cenário de incêndio 1



Nos modelos de pórticos com pilares revestidos, mas com as vigas não revestidas contra o fogo, observou-se que o colapso do pórtico ocorre devido à plastificação da seção (conforme ilustrado na Figura 5.310), causada pela flexão do pilar sob a influência das forças de tração resultantes da ação de catenária, o já conhecido efeito *pull-in*. Essa falha se manifesta devido ao maior nível de rigidez do pilar e ao fato de o pilar estar revestido. Além disso, na área de apoio entre o pilar e a viga inferior, todos os modelos apresentaram tensões superiores à resistência do aço ao escoamento durante o efeito *push-out* (conforme representado na Figura 5.311). Essa ocorrência não foi observada nos modelos de pórticos com pilares de aço, ou seja, sem a utilização de pilares mistos.

Essa diferença de comportamento pode ser atribuída ao fato de que, quando a viga aquecida tenta expandir-se, e uma das extremidades está conectada a um pilar significativamente mais rígido (o pilar misto), levando a uma expansão da viga na direção oposta (o pilar não misto). Esse fenômeno resulta em forças elevadas, culminando na plastificação do elemento. Portanto, fica claro que o comportamento das estruturas com pilares mistos pode diferir substancialmente do comportamento observado em estruturas com pilares de aço.

Figura 5.310 – Configuração deformada do modelo P2-I1-10m-PR-PMC-80% ao fim de 54 minutos de incêndio – cenário de incêndio 1



Uma outra consideração importante a ser destacada é que, assim como nos pórticos com pilares de aço, identificou-se que o tempo necessário para que o pórtico entre em colapso é significativamente menor quando comparado ao pórtico com a viga mista. Esta diferença pode ser atribuída ao fato de a viga de aço apresentar uma taxa de degradação mais acelerada em comparação aos pilares de aço. Observou-se que, em média, o colapso dos pórticos ocorre em torno de 42 minutos de exposição ao incêndio (vale ressaltar que se trata de um colapso parcial, restrito apenas ao compartimento afetado pelo incêndio). Esse intervalo de tempo representa uma diferença de aproximadamente 30 minutos em relação aos pórticos que possuem apenas a

viga revestida. A Figura 5.312 apresenta uma representação visual do processo de colapso dos pórticos com pilares revestidos contra o fogo.

Figura 5.311 – Processo de plastificação por flexão na região do apoio do pilar do modelo P2-I1-15m-PR-PMC-80%

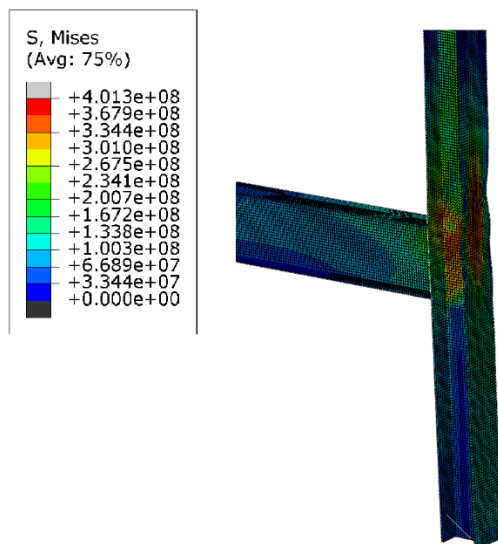
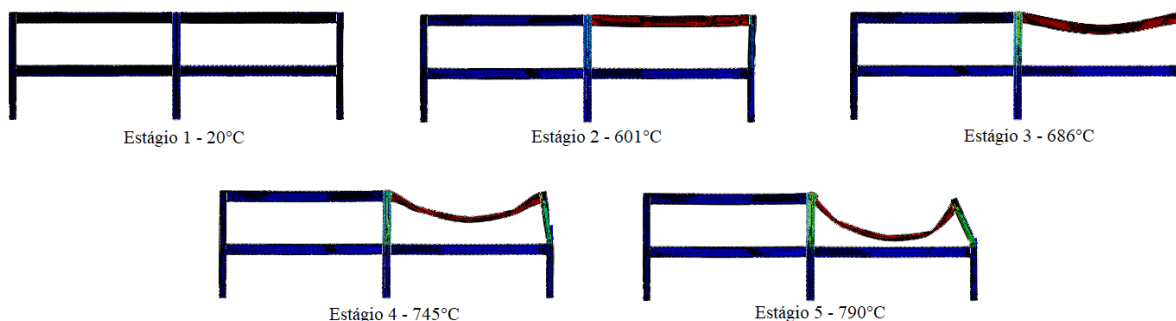


Figura 5.312 – Processo de colapso de pórticos com 10 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo e pilar misto central sob cenário de incêndio 1



Durante o estudo dos modelos que incluíam vigas e pilares com revestimento, com a presença de um pilar central misto, foi possível observar que o mecanismo de colapso, semelhante ao observado nos pórticos que possuíam apenas pilares mistos, envolve uma rótula plástica próxima aos apoios (mais especificamente $0,7$ do comprimento ou $0,7L$). Essa rótula é induzida pela ação de catenária da viga, conhecida como o efeito *pull-in*, em um padrão semelhante ao dos pórticos sem pilares mistos (conforme ilustrado na Figura 5.313). No entanto, é relevante destacar que o tempo necessário para o colapso é consideravelmente maior quando comparado aos pórticos com apenas o pilar misto e o pilar revestido, havendo uma diferença de 46 minutos. Essa observação sugere que a aplicação de revestimento tanto nos pilares quanto nas vigas é a opção mais eficaz, apesar de ser a mais cara.

Vale ressaltar que o Tempo de Resistência ao Fogo (TRRF) projetado para esta edificação é de 30 minutos, sendo que o tempo de incêndio até o colapso excede significativamente essa estimativa. No entanto, entre os 18 minutos e os 66 minutos de incêndio (considerando o pórtico que apresenta esse efeito adicional), ocorre uma ação denominada efeito *push-out* no pilar. Diferentemente dos pórticos que possuíam apenas o pilar revestido, neste caso, o pilar não alcança tensões que ultrapassem a resistência ao escoamento. Contudo, o impacto substancial do efeito *push-out* aumenta a não linearidade do comportamento do pilar, o que, por sua vez, eleva a probabilidade de falha dele. Esse fenômeno se concretiza quando a viga entra na ação de catenária. A Figura 5.314 apresenta o modelo P2-I1-15m-VR-PR-PMC-80%, evidenciando claramente o impacto considerável do efeito *push-out* quando ambos os elementos, viga e pilar, são revestidos contra o fogo.

Figura 5.313 – Configuração deformada do modelo P2-I1-10m-VR-PR-PMC-80% ao fim de 78 minutos de incêndio – cenário de incêndio 1

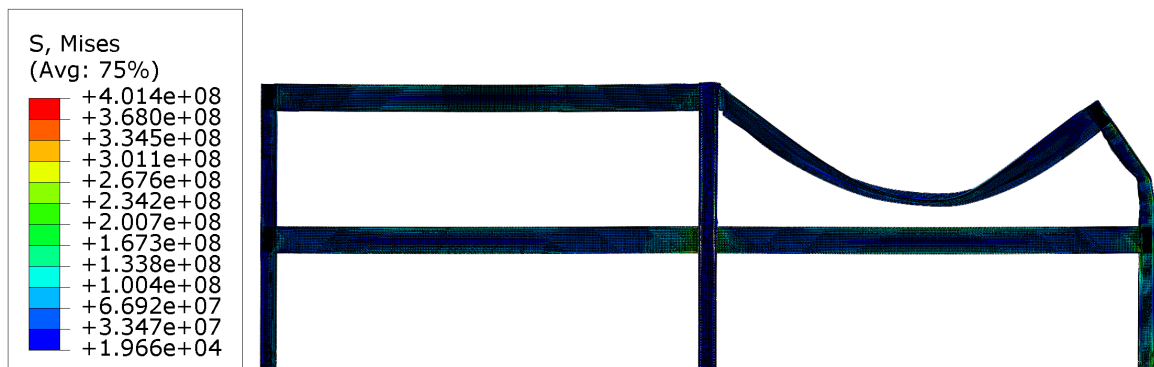
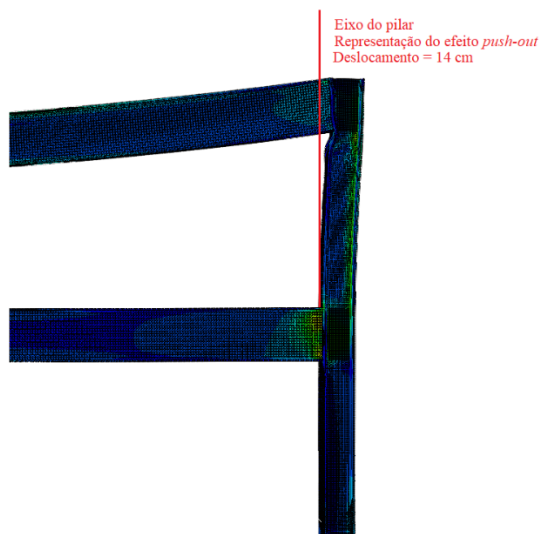


Figura 5.314 – Representação do forte efeito *push-out* no modelo P2-I1-15m-VR-PR-PMC-80%



Ao analisar as forças de compressão nos pórticos com vigas revestidas (Figura 5.315), foi observado que, nos pórticos com essa configuração, ocorre um pico de compressão quando a viga inicialmente começa a se expandir. Posteriormente, há uma diminuição desses valores de compressão devido à perda de rigidez do pilar causada pelas altas temperaturas. Além disso, identificou-se que as forças de tração devido à ação de catenária só se manifestam em temperaturas superiores a 800°C nos pilares.

É interessante notar que, o momento em que as temperaturas permitem a fase de catenária, é influenciado pelo tamanho da seção transversal dos pilares, sendo que pilares com seções menores requerem temperaturas mais elevadas para que essa fase ocorra. Essa diferença pode ser explicada pelo fato de que pilares com seções transversais maiores possuem um fator de massividade reduzido, o que resulta em uma dissipação mais lenta das temperaturas no elemento. Isso permite que o pilar mantenha alguma rigidez quando a viga entra na fase de catenária.

Para uma compreensão mais aprofundada da relação entre o vão e as variáveis citadas, a Figura 5.316 apresenta os deslocamentos no topo dos pilares, reforçando as observações mencionadas. Essa análise contribui para um melhor entendimento do comportamento estrutural sob diferentes condições de incêndio e tamanho de vãos.

Figura 5.315 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5 metros de vão com vigas revestidas contra o fogo e pilar central misto – cenário de incêndio 1

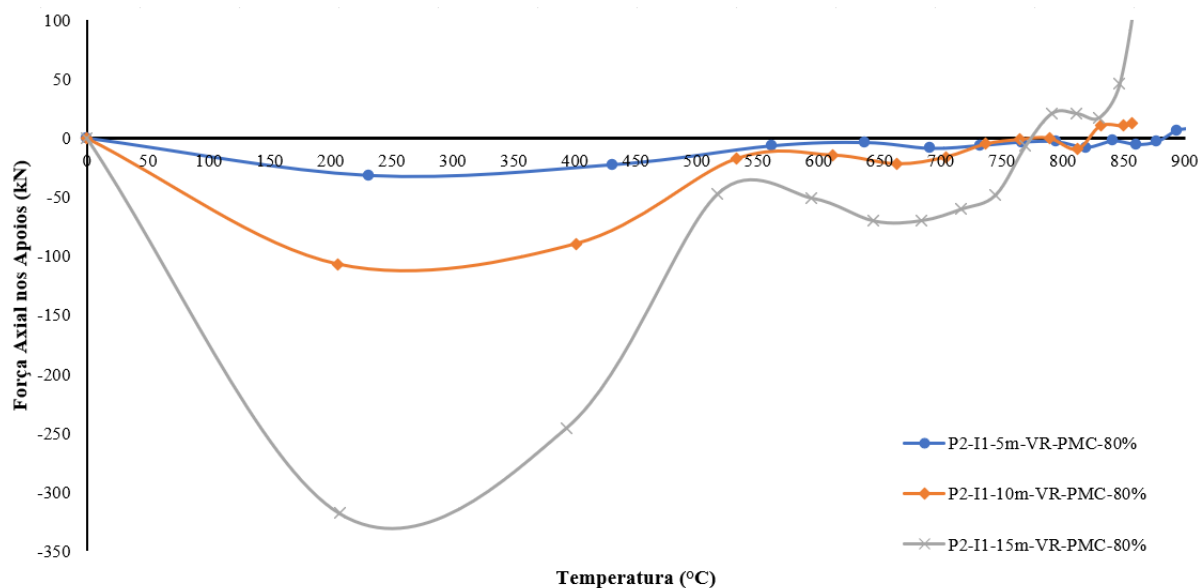
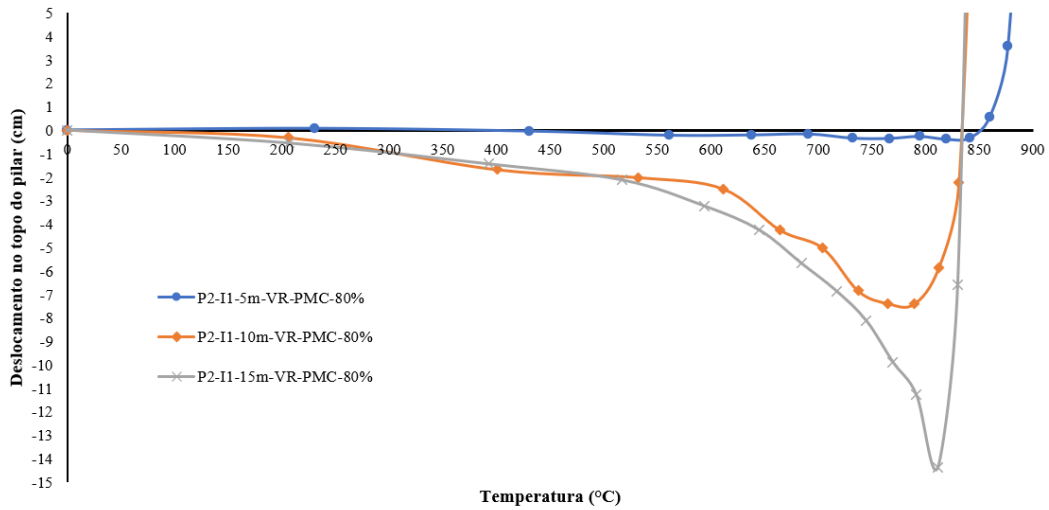
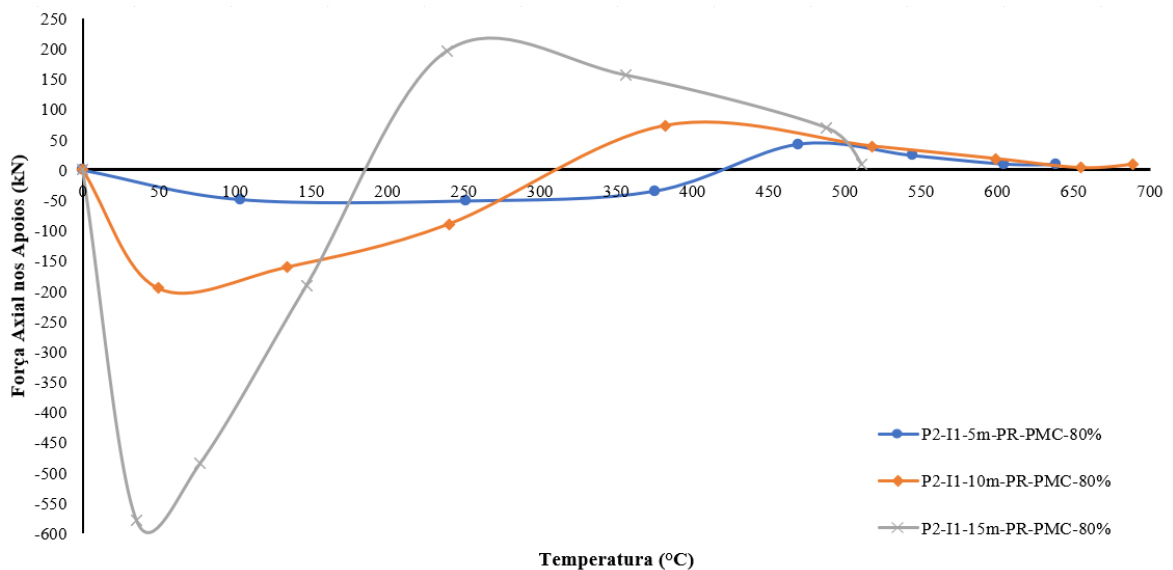


Figura 5.316 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos com revestimento contra o fogo na viga e pilar misto central, sob cenário de incêndio 1



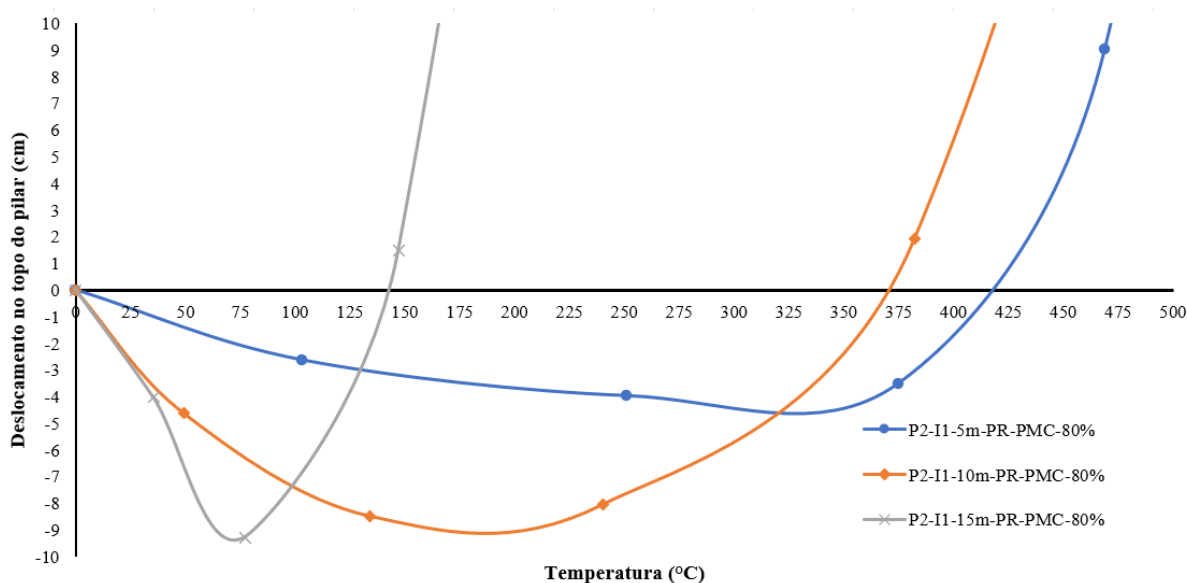
Ao analisar as forças axiais de compressão resultantes da viga V2-2 no Pilar P3-2, nos três vãos considerados, com os pilares revestidos contra o fogo, observa-se que, nesta situação, as forças exibem um comportamento conforme o esperado. Em vãos maiores, as forças de compressão na fase de expansão são mais significativas. No entanto, deve-se destacar que, nesse contexto, as forças de compressão não desempenham um papel crítico no processo de dimensionamento, apesar de contribuírem para o efeito *push-out*. O fator mais relevante são as forças de tração que atuam em ação de catenária e causam flexão no pórtico na direção da força de tração. (Figura 5.317)

Figura 5.317 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos com pilar central misto e pilares revestidos contra o fogo – cenário de incêndio 1



Para uma compreensão mais aprofundada da relação entre o vão e as variáveis apresentadas, a Figura 5.318 apresenta os deslocamentos no topo dos pilares, reforçando as observações mencionadas. Essa análise contribui para um melhor entendimento do comportamento estrutural sob diferentes condições de incêndio e diferentes vãos. Vê-se que a temperatura para o efeito *pull-in* é muito baixa (medida na fase aquecida dos pilares de aço), mostrando a importância da determinação da força de tração para o dimensionamento de estruturas seguras, em situação de incêndio.

Figura 5.318 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos com revestimento contra o fogo no pilar e pilar misto central, sob cenário de incêndio 1



Na Figura 5.319 observa-se o processo de colapso do pórtico de 10 metros de vão, com viga e pilar revestido contra o fogo e pilar misto central. Conforme já citado em outros tópicos desta tese (incluído em pilares não mistos), quando a viga e o pilar estão revestidos, o efeito *push-out* fica evidente no aumento de vão, uma vez que vãos maiores geram forças de compressão na expansão da viga. Mas, nos casos estudados, apesar do efeito *push-out* deslocar o pilar lateralmente, não foram observadas tensões maiores que a resistência ao escoamento do material, diferente do que foi visto nos pórticos com pilares de aço, por exemplo. Isso pode ser explicado pelo fato de que, nos exemplos citados, as tensões apareciam em pilares mais rígidos e, no caso das análises com pórticos mistos, foi analisada somente uma seção transversal de pilar. Uma última questão importante é que o tempo para falha do pórtico é consideravelmente maior nos pórticos que possuem pilar misto central. A título de comparação, o pórtico sem pilar misto, apresenta sua configuração deformada ao fim de 60 minutos de incêndio. O pórtico com pilar misto, apresenta sua configuração deformada aos 84 minutos de incêndio, um aumento de

40% no tempo de incêndio. Nas Figuras 5.320, 5.321 e 5.322, podem ser vistos, respectivamente, o processo de colapso para pórticos com 10 metros de vão (representando os modelos de 5 e 15 metros, que tiveram o mesmo colapso), as forças axiais nos pilares P3-2 e os deslocamentos no topo dos pilares para os três vãos estudados, a fim de se ter uma melhor compreensão sobre a variação do vão das vigas.

Figura 5.319 – Configuração deformada do modelo P2-I1-10m-VR-PR-PMC-80% ao fim de 84 minutos de incêndio – cenário de Incêndio 1

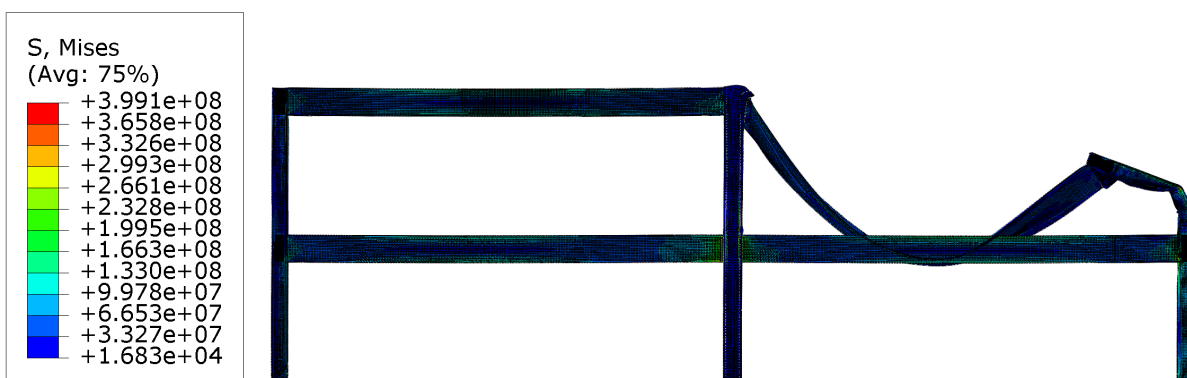
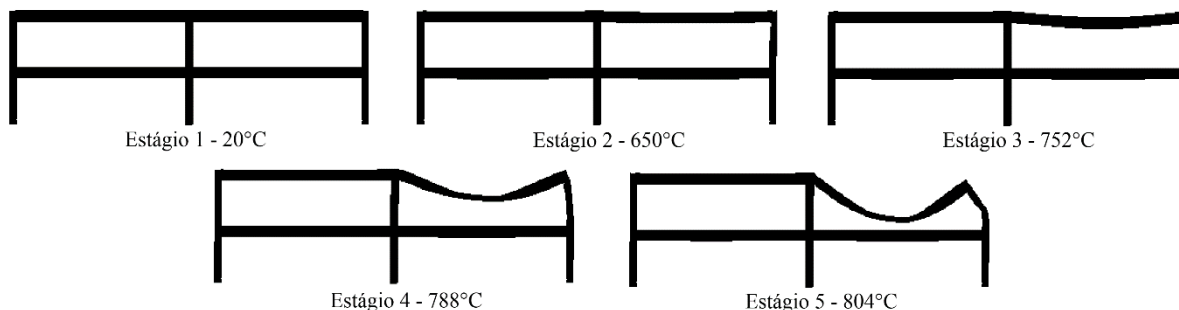


Figura 5.320 – Processo de colapso de pórticos com 10 metros de vão com vigas e pilares revestidos contra o fogo e pilar misto central sob cenário de incêndio 1



Ao estudar os modelos de pórticos, sob o cenário de Incêndio 2, somente com a viga revestida contra o fogo com o pilar misto central, pode-se visualizar na Figura 5.323 o modelo P2-I2-5m-VR e a sua configuração deformada ao final do incêndio.

No cenário de Incêndio 2, observou-se que o mecanismo de colapso para todos os vãos analisados (5, 10 e 15m) permaneceu o mesmo. Quando os pilares mistos estavam localizados na fachada, a falha ocorreu no pilar central. No entanto, ao examinar os modelos com vigas revestidas no cenário de Incêndio 2, nos quais não havia pilares mistos, notou-se que a falha ocorreu tanto no pilar central quanto no pilar de fachada. Nesse caso, a falha foi causada por instabilidade devido à flexão na menor inércia no pilar de fachada.

Figura 5.321 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com vigas e pilares revestidos contra o fogo e pilar misto central – cenário de incêndio 1

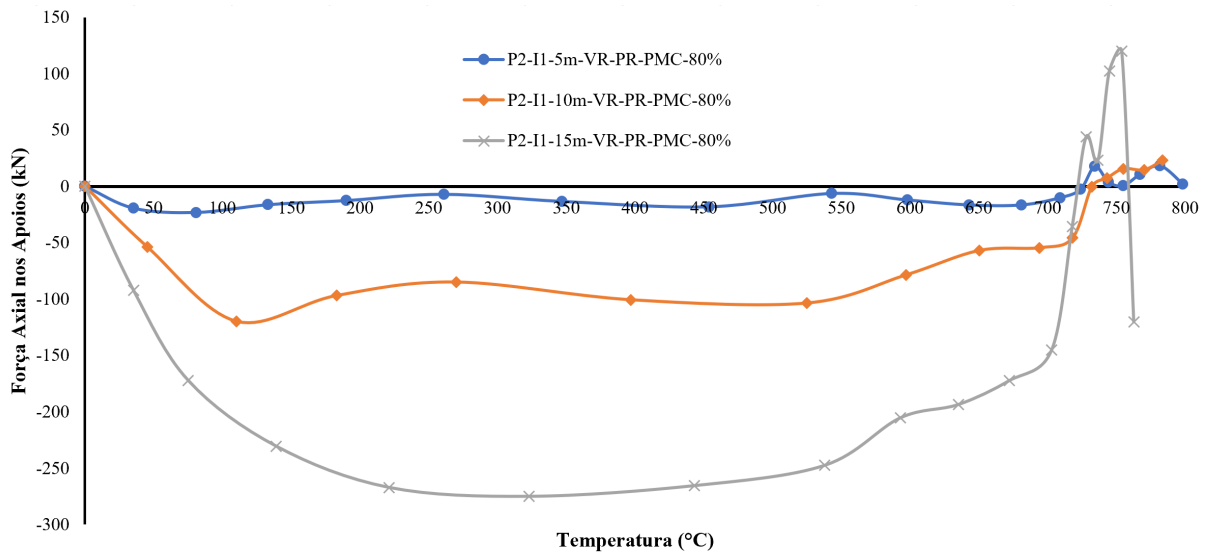
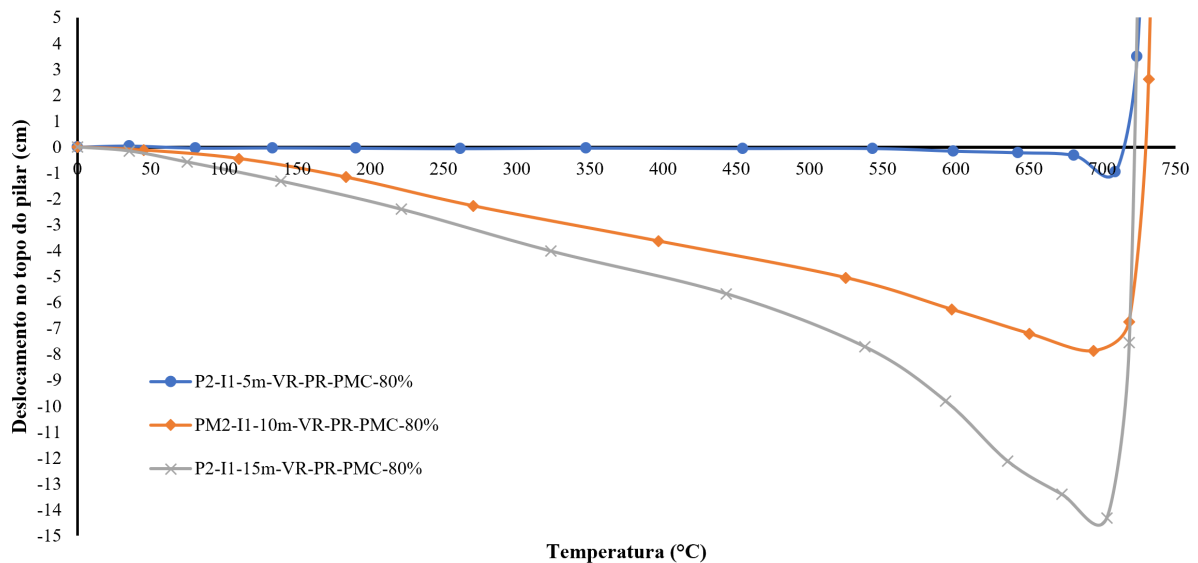
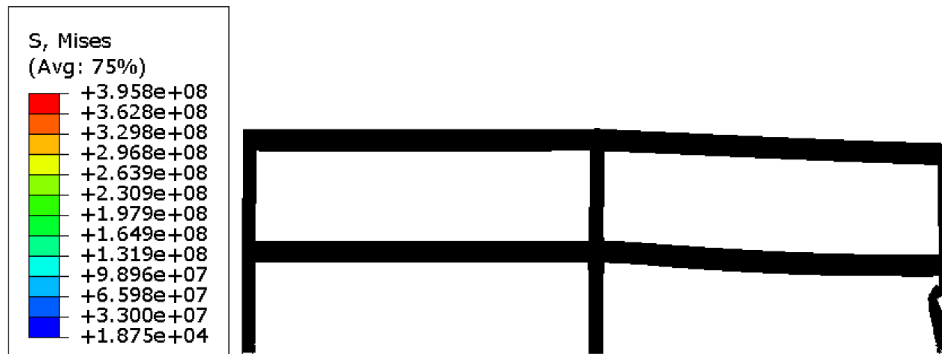


Figura 5.322 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com revestimento contra o fogo nos elementos estruturais e pilar misto central, sob cenário de incêndio 1



Entre os diferentes vãos estudados, houve variação na altura em que a instabilidade devido à flexão ocorreu. Nos vãos de 5 metros, a instabilidade ocorreu imediatamente abaixo do apoio, a uma distância de 0,95 vezes o comprimento do vão (0,95L). No vão de 10 metros, a instabilidade ocorreu a uma distância de 0,8 vezes o comprimento do vão (0,8L), e no vão de 15 metros, a instabilidade ocorreu a uma distância de 0,75 vezes o comprimento do vão (0,75L).

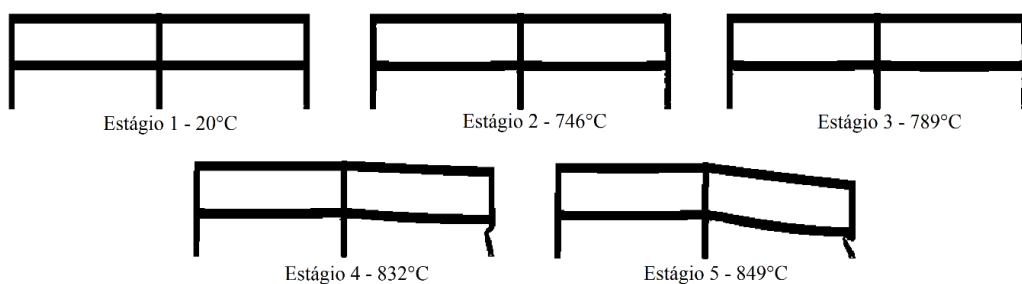
Figura 5.323 – Configuração deformada do modelo P2-I2-5m-VR-PMC-80% ao fim de 48 minutos de incêndio



Além disso, é importante destacar a presença de forte instabilidade local nos pilares devido ao efeito *push-out* nos primeiros minutos do incêndio. Esse efeito foi causado pelo aquecimento do pilar (que não estava revestido) e pelas intensas forças de compressão resultantes da expansão da viga.

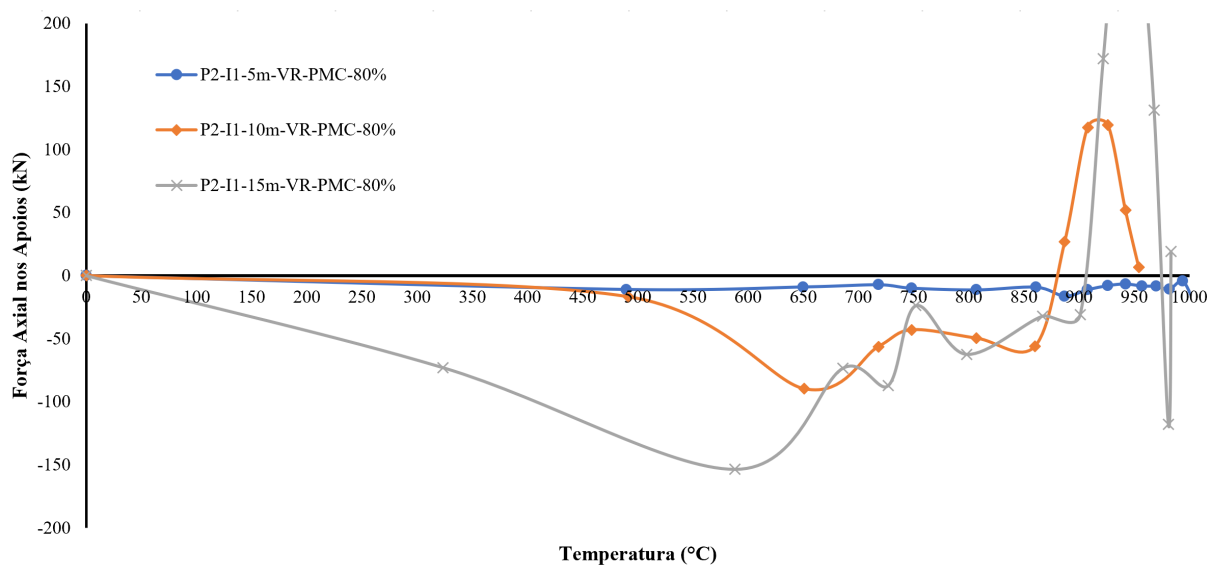
Na Figura 5.324, o processo de colapso dos pórticos com pilares mistos centrais e vigas revestidas é apresentado. As medições de temperatura foram realizadas na superfície aquecida do pilar de aço. Observa-se claramente o efeito *push-out* nos pilares de fachada. No entanto, o efeito *pull-in* não pode ser observado, uma vez que, logo após a ocorrência do efeito *push-out* nos pilares, esses elementos estruturais falham por flexão. É importante ressaltar que, como foi constatado nos pórticos sem pilar misto, a viga não induz o pilar a sofrer o efeito de flexão. Esse fenômeno ocorre devido à perda da capacidade resistente do pilar em decorrência das elevadas temperaturas. Por fim, no Estágio 5, vê-se que o colapso do pórtico foi total e não somente parcial no compartimento incendiado, mostrando que a verificação de pilar de fachada é de extrema importância para o estudo do colapso global. Ressalta-se que, no pórtico com 15 metros de vão, o efeito *push-out* gera tensões no pilar incendiado maiores que a resistência ao escoamento nos minutos iniciais de incêndio.

Figura 5.324 – Processo de colapso de pórticos com 10 metros de vão com vigas revestidas contra o fogo e pilar misto central sob cenário de incêndio 2



Na Figura 5.325 é possível observar as forças oriundas da viga V2-1 nos pilares P3-1. Vê-se, claramente que, como o pilar não está revestido e as vigas estão revestidas, as forças de compressão, inicialmente apresentam-se de uma forma mais fraca, pois, conforme a expansão da viga vai acontecendo, de forma lenta, os pilares vão perdendo as propriedades físicas devido às altas temperaturas. Para o vão de 5 metros, as forças ficam constantes até a falha do pilar. Para os pórticos com vãos de 10 e 15 metros, as forças de compressão são maiores e ainda apresentam forças de tração (na falha dos pilares). Para uma melhor compreensão deste comportamento, a Figura 5.326 mostra os deslocamentos no topo do pilar do pavimento incendiado. Pode-se verificar nos deslocamentos que até uma temperatura aproximada de 600°C, os pilares aquecidos de fachada sofrem uma pequena deformação positiva, até chegar a um momento em que o pilar falha por flexão (devido às altas temperaturas) e, em seguida, apresentam o processo de falha dos pilares. Veja que, neste caso, o problema não é o efeito *pull-in*, mas sim a falha no pilar por conta das altas temperaturas.

Figura 5.325 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo e pilar misto central – cenário de incêndio 2



Ao estudar o cenário de incêndio 2, com todos os elementos do pórtico revestido contra o fogo (vigas e pilares), na Figura 5.327 pode ser vista a configuração deformada aos 78 minutos de incêndio do pórtico P2-I2-10m-VR-PR-PMC-80%, a fim de identificar o modo de colapso dos pórticos em questão (variando os vãos e mantendo o pilar misto central).

Figura 5.326 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos com pilar revestido contra o fogo e pilar misto central, sob cenário de incêndio 2

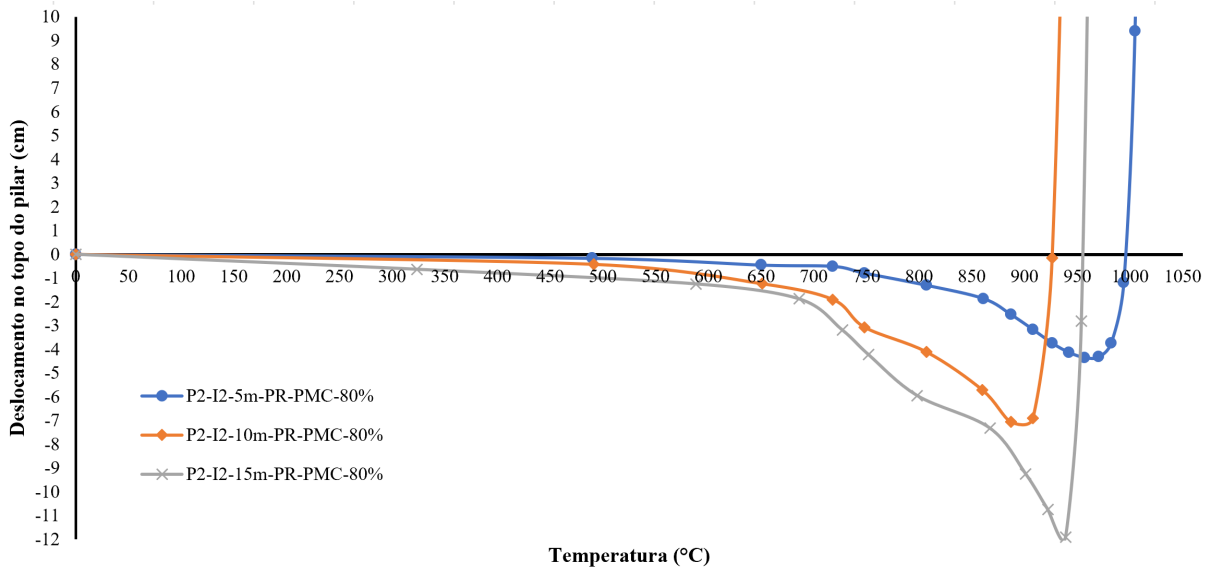
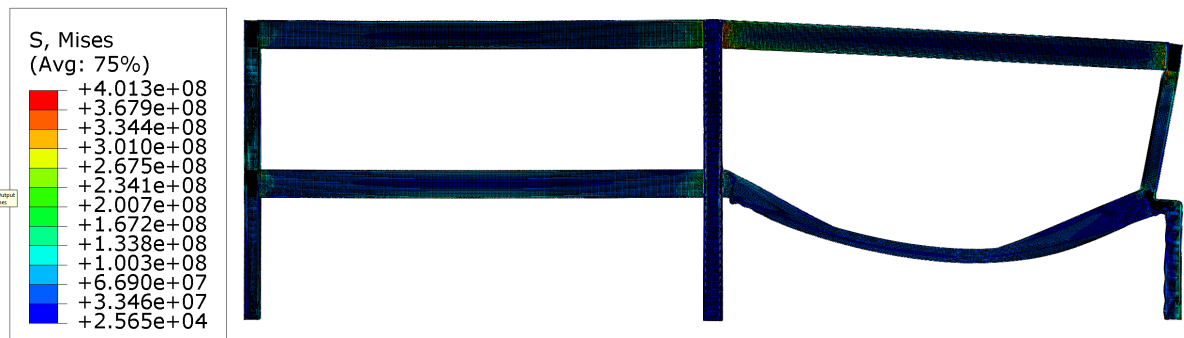


Figura 5.327 – Configuração deformada do modelo P2-I2-10m-VR-PR-PMC-80% a 78 minutos de incêndio



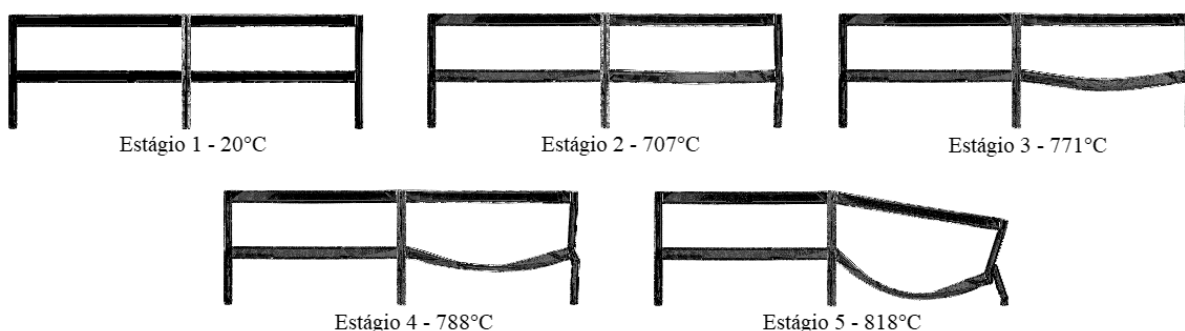
Ao analisar os pórticos revestidos contra o fogo, com vigas de vão de 5, 10 e 15 metros, observou-se, no cenário de Incêndio 2, que o mecanismo de colapso é o mesmo visto anteriormente: os pórticos apresentam *push-out* (10 e 15 metros, somente – o pórtico de 5 metros não apresenta o efeito *push-out* pois, como a viga e o pilar estão revestidos contra o fogo, o único efeito da viga no pilar é a flexão – o que gera forças de tração, até a fase de catenária) e, ao entrar na fase de catenária, há formação de rótula plástica localizada na região dos apoios, conforme é possível verificar na Figura 5.327. Isso acontece pelo fato de os pilares em 80% do nível de capacidade resistente possuírem uma seção transversal menor e, quando a viga entra na fase de catenária, as forças oriundas desse efeito são responsáveis pela flexão adicional do pilar, demonstrando mais uma vez a importância da determinação dele em projeto.

Para o vão de 15 metros (Figura 5.328), o mecanismo de colapso é um pouco diferente. Apesar de o efeito *push-out* ser significativo (causando tensões maiores que a resistência ao escoamento do material), quando a viga entra em ação de catenária e, conseqüentemente, o efeito *pull-in* aparece, o pilar é rígido o suficiente para segurar a deformação e a falha se dá somente na viga e com um tempo de incêndio menor que os demais modelos. Na Figuras 5.329 pode ser visto o processo de colapso para o vão de 10 metros, a fim de representar de maneira geral o mecanismo de colapso dos pórticos. Lembra-se que o processo de colapso é parecido com os processos de pórticos de pilares de aço, mas com o tempo de incêndio para o colapso maior, mostrando que outra vez que a utilização de pilares mistos é benéfica ao incêndio.

Figura 5.328 – Configuração deformada do modelo P2-I2-15m-VR-PR-PMC-80% a 66 minutos de incêndio



Figura 5.329 – Processo de colapso de pórticos com 10 metros de vão com vigas e pilares revestidos contra o fogo e pilar misto central sob cenário de incêndio 2



Na Figura 5.329, é possível observar que, até o estágio 2, que corresponde a uma temperatura de 707°C, a viga passa por uma fase de expansão, exibindo uma deformação vertical mínima, enquanto o efeito *push-out* é observado no pilar de fachada. A uma temperatura de 771°C, a viga começa a apresentar uma deformação vertical significativa, com um deslocamento superior a $L/30$. À medida que o deslocamento aumenta, especialmente com o pilar de fachada já com as propriedades mecânicas enfraquecidas devido ao incêndio, ocorre

uma instabilidade localizada na região da ligação, indicando uma falha neste estágio. Finalmente, no estágio 5, a 818°C, o pórtico atinge seu limite, resultando na falha total da estrutura.

Na Figura 5.330, são apresentadas as forças axiais de compressão resultantes da expansão da viga V2-1 no pilar P3-1, para todos os vãos analisados. É evidente que o pórtico com um vão de 5 metros não apresenta forças de compressão. Isso ocorre porque tanto a viga quanto o pilar estão revestidos contra o fogo, e a força de expansão no início do incêndio não consegue superar a força de tração causada pelo momento fletor resultante da interação entre a viga e o pilar. No entanto, por volta dos 700°C, a viga entra na fase de catenária, e essa força se torna suficiente para causar a falha do pilar por flexão, uma vez que as propriedades do material estão degradadas o suficiente nesse ponto.

Para o vão de 10 metros, observa-se que a interação entre a viga e o pilar se encaixa no padrão esperado, com a compressão ocorrendo seguida pela fase de catenária. Por fim, no caso do vão de 15 metros, nota-se uma força de compressão significativa (explicada pelo maior alongamento da viga de maior comprimento e pela maior seção transversal do pilar de fachada nos pórticos de 15 metros). Além disso, é observada uma considerável força devido à ação de catenária, a qual depende do tamanho do vão da viga, como já concluído em outra etapa deste trabalho. Por fim, cita-se que as forças de compressão geraram tensões maiores que a resistência ao escoamento, mostrando que esse efeito é mais recorrente em grandes vãos, estudado até o momento.

Figura 5.330 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão revestidos contra o fogo com pilar misto central – cenário de incêndio 2

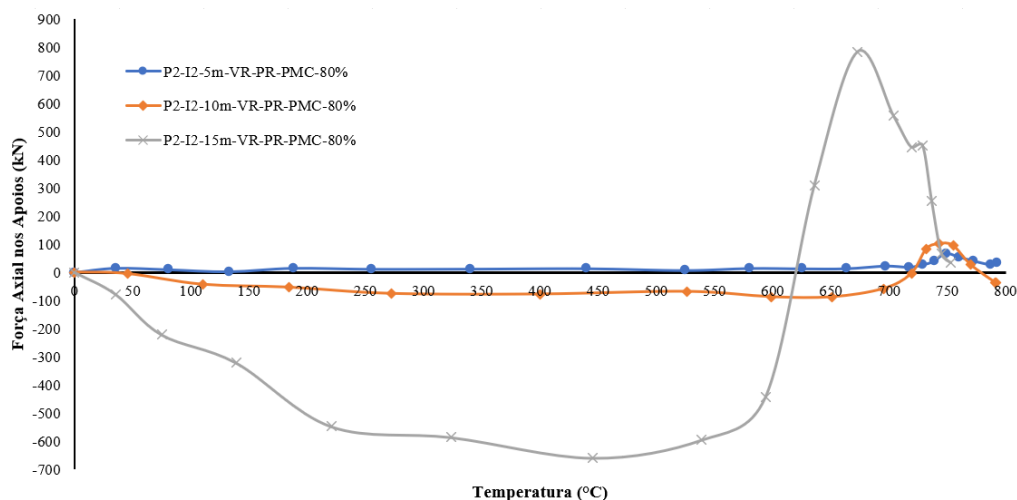
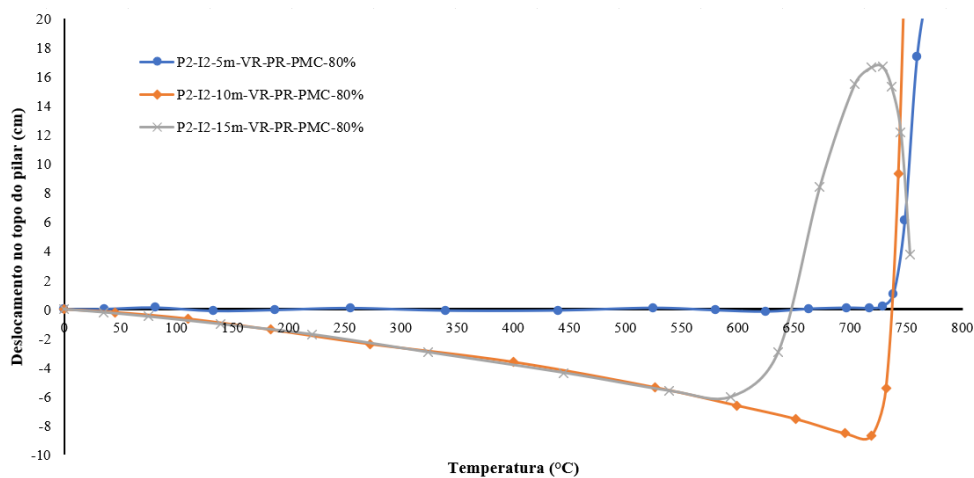


Figura 5.331 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão revestidos contra o fogo com pilar misto central – cenário de incêndio 2



Na Figura 5.331 é possível observar o comportamento de todos os pórticos, complementando a Figura 5.330. Vê-se que, o pórtico com vão de 5 metros quase não possui deslocamentos laterais (o que corrobora as forças de tração vistas na Figura 5.323) e, aproximadamente aos 750°C a viga apresenta o *run-away* e, conseqüentemente, o pilar falha por flexão devido às forças de tração em ação de catenária. Já no pórtico de 10 metros, vê-se que o pórtico se desloca até o *run-away* da viga e, conseqüente, efeito *pull-in* com deslocamentos muito grande. Por fim, no pórtico com vigas de 15 metros de vão, vê-se que o pórtico se desloca, mas o efeito *pull-in* acontece em uma temperatura um pouco mais baixa que os demais, mas, diferente dos outros pórticos que falharam por flexão, o pórtico de 15 metros tem uma tendência de voltar à sua posição de origem até a falha da viga por plastificação da seção bruta.

Os resultados desta seção serão resumidos nas Tabelas 5.27 e 5.28. Estas tabelas conterão informações sobre os pórticos mistos investigados nesta fase de parametrização, incluindo os percentuais de capacidade resistente, os tipos de revestimento utilizados (VR - viga revestida; PR - pilar revestido), os mecanismos de colapso ocorridos (Mec. de colapso), as temperaturas críticas para o colapso do pórtico (medidas nos pilares de fachada ou nas mesas inferiores das vigas - os elementos desencadeadores do colapso progressivo do pórtico) e se houve predominância ou não de forças de compressão na fase de expansão da viga e de forças de tração na fase de catenária da viga nos mecanismos de colapso (indicados pelas letras mencionadas anteriormente).

Esses dados serão apresentados para os dois cenários de incêndio examinados neste estudo. Lembrando que os dados aqui apresentados são para pórticos de aço com pilar misto central.

- (a) Colapso parcial do pórtico por efeito *pull-in* no pilar de fachada;
- (b) Colapso parcial do pórtico por efeito *push-out* no pilar de fachada;
- (c) Colapso total do pórtico por instabilidade do pilar de fachada;
- (d) Colapso da viga no compartimento incendiado.

Tabela 5.27 – Mecanismos de colapso e temperaturas críticas para os pórticos com pilares mistos com revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 1

Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	VR	PR	Mec. de colapso	Temp. Crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	Sim	Não	A	822°C	Não	Sim
	80%	Não	Sim	A	698°C	Não	Sim
	80%	Não	Não	A	665°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	A	823°C	Não	Sim
10 m	80%	Sim	Não	B	789°C	Sim ¹	Não
	80%	Não	Sim	A	686°C	Sim ²	Sim
	80%	Não	Não	A	659°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	A	731°C	Não	Sim
15 m	80%	Sim	Não	B	832°C	Sim ¹	Não
	80%	Não	Sim	A	662°C	Sim ²	Sim
	80%	Não	Não	A	662°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	A	769°C	Não	Sim

Tabela 5.28 – Mecanismos de colapso e temperaturas críticas para os pórticos com pilares mistos com revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 2

Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	VR	PR	Mec. de colapso	Temp. Crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
	80%	Sim	Não	C	832°C	Não	Não

5 m	80%	Não	Sim	C	822°C	Não	Não
	80%	Não	Não	D	767°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	C	858°C	Não	Sim
10 m	80%	Sim	Não	C	747°C	Sim ¹	Não
	80%	Não	Sim	C	789°C	Não	Não
	80%	Não	Não	D	748°C	Sim ²	Sim
	80%	Sim	Sim	C	752°C	Sim ¹	Sim
15 m	80%	Sim	Não	C	832°C	Sim ¹	Não
	80%	Não	Sim	C	832°C	Sim ²	Não
	80%	Não	Não	D	687°C	Sim ¹	Sim
	80%	Sim	Sim	D	794°C	Sim ¹	Sim

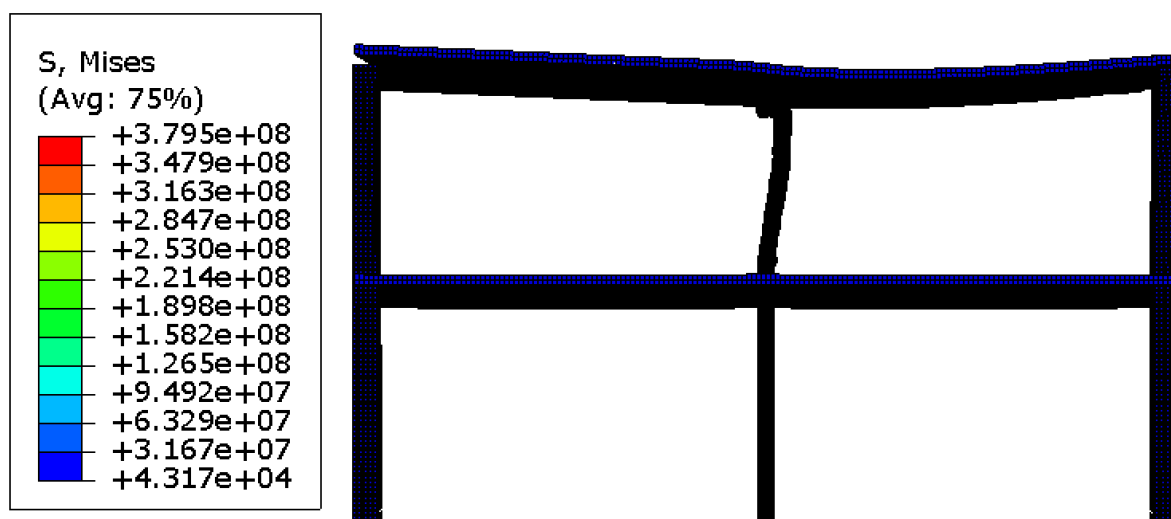
¹ Pilar falha por compressão devido ao efeito *push-out* sem necessariamente apresentar tensões maiores que o escoamento antes do colapso

² Não há colapso do pórtico por compressão, mas apresenta tensões maiores que a resistência ao escoamento do material devido ao efeito *push-out*

5.3.1.5.3. Análise de pilares mistos de fachada em pórticos mistos sob cenários distintos de incêndio – Etapa 3

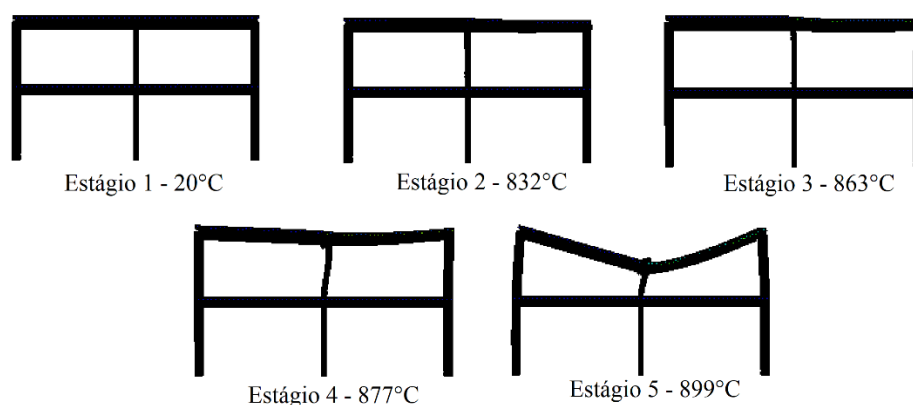
Nesta etapa da tese, estudou-se a influência dos pilares mistos de fachada sem variar a seção transversal dos pilares, com a inserção de lajes (vigas mistas) nos modelos. Na Figura 5.332 é possível verificar o modelo PM2-I1-5m-VR-PML-80% com a sua configuração deformada ao final do incêndio (considerando cenário de incêndio 1).

Figura 5.332 – Configuração deformada do modelo P2-I1-5m-VR-PML-80% ao fim de 66 minutos de incêndio



Ao examinar o pórtico representado na Figura 5.332, observa-se que a falha ocorre no pilar sem revestimento, devido à instabilidade por flexão, nas proximidades da ligação, a uma distância de aproximadamente $0,9L$. No entanto, nos pórticos de 10 e 15 metros, o comprimento efetivo é reduzido a cerca de $0,6L$. Nota-se que a viga acompanha a deformação do pilar, e o pilar não misto segue a viga na deformação, embora de forma sutil, pois a laje desempenha um papel significativo no efeito de diafragma, minimizando a visibilidade das deformações. Isso persiste até o momento em que o pilar sem revestimento falha por flexão, levando consigo todo o pórtico, como pode ser observado na Figura 5.333, que apresenta os estágios do incêndio até o colapso do pórtico em questão.

Figura 5.333 – Processo de colapso de pórticos mistos com 5 metros de vão com vigas revestidas e pilares mistos de fachada sob cenário de incêndio 1

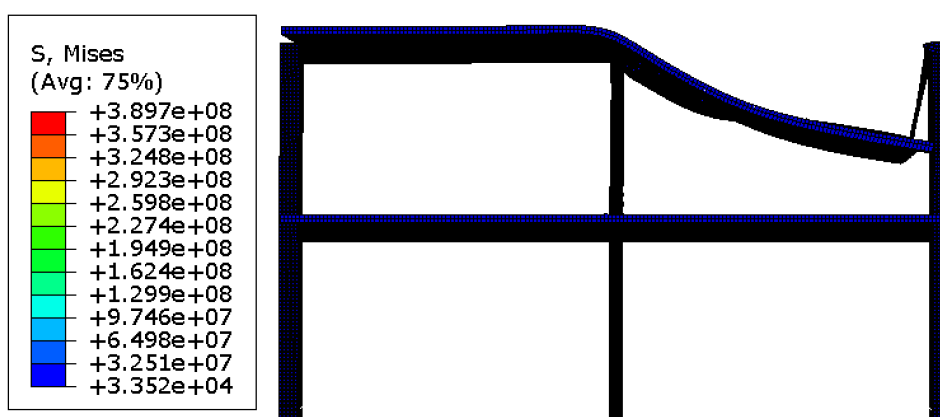


A partir da Figura 5.333, observa-se que a uma temperatura de 832°C , os pilares sem revestimento apresentam deformações no pavimento afetado pelo incêndio, embora ainda não haja interações com outros elementos. Nesse estágio, a viga mista também exibe uma pequena deformação. No Estágio 3, a uma temperatura de 863°C (medida no pilar sem revestimento), ocorre o valor máximo do efeito *push-out*, como pode ser claramente visto na Figura 5.333. No Estágio 4 do incêndio, já é possível observar a falha do pilar próxima à região da ligação e, a 899°C (medida na superfície aquecida do pilar), ocorre o colapso completo do pórtico misto, ocorrendo aproximadamente 72 minutos após o início do incêndio.

Em comparação com pórticos de aço convencionais, nota-se que o tempo necessário para o colapso global do pórtico é mais curto no caso dos pórticos mistos. Isso pode ser explicado pelo fato de que a laje mista aumenta a carga sobre a viga, um aspecto que não foi considerado nos pórticos de aço convencionais.

Ao analisar o mesmo pórtico, contudo com a viga sem revestimento contra o fogo, o comportamento de falha do pórtico é consideravelmente distinto. Neste caso, as vigas possuem grandes deslocamentos, mesmo com o efeito diafragma das lajes e a falha acaba sendo o escoamento da seção bruta junto ao apoio mais rígido (pilar misto de fachada), conforme pode ser visto na Figura 5.334. Além disso, o tempo de incêndio cai significativamente, quando comparado com o modelo com viga revestida. Mostra-se então que, em caso que o pilar misto seja de fachada, revestir somente a viga é uma opção viável para superar o TRRF da edificação.

Figura 5.334 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-5m-VR-PML-80% ao fim de 42 minutos de incêndio



Na Figura 5.335, pode-se examinar as forças de compressão geradas devido à expansão da viga V2-2 no pilar P3-2 (que é misto e está localizado na lateral da fachada) em dois modelos diferentes com pilares de fachada mistos. É evidente que as forças de compressão são relativamente baixas, resultado do revestimento contra o fogo da viga e do pilar misto. Por outro lado, no pórtico com a viga desprotegida, as forças de compressão são maiores, devido à ausência de revestimento na viga, o que resulta em uma expansão mais rápida. Importante destacar que o comportamento em relação às forças é muito semelhante entre os modelos de pórticos de aço e pórticos mistos.

Figura 5.335 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5 metros de vão com pilares mistos – cenário de incêndio 1

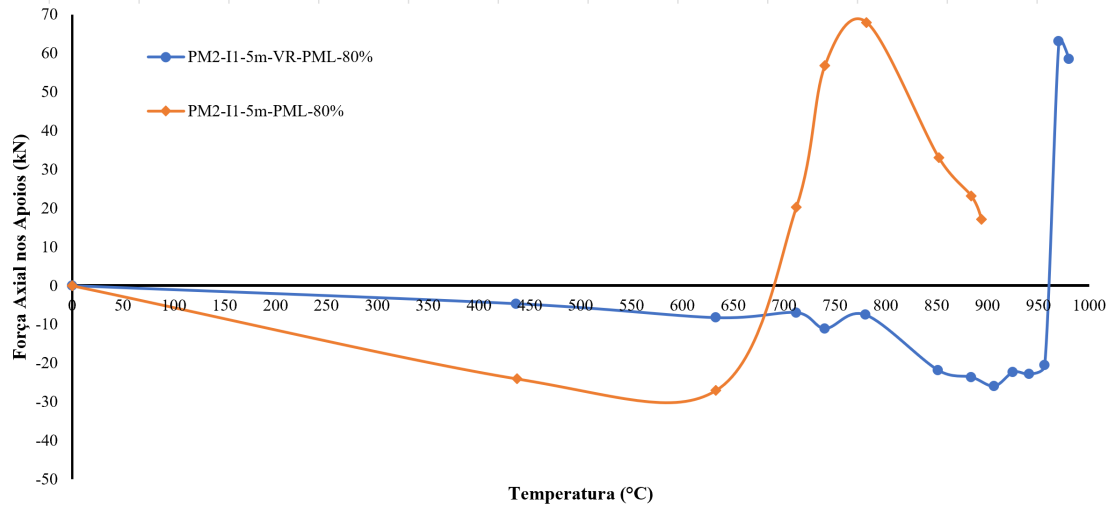
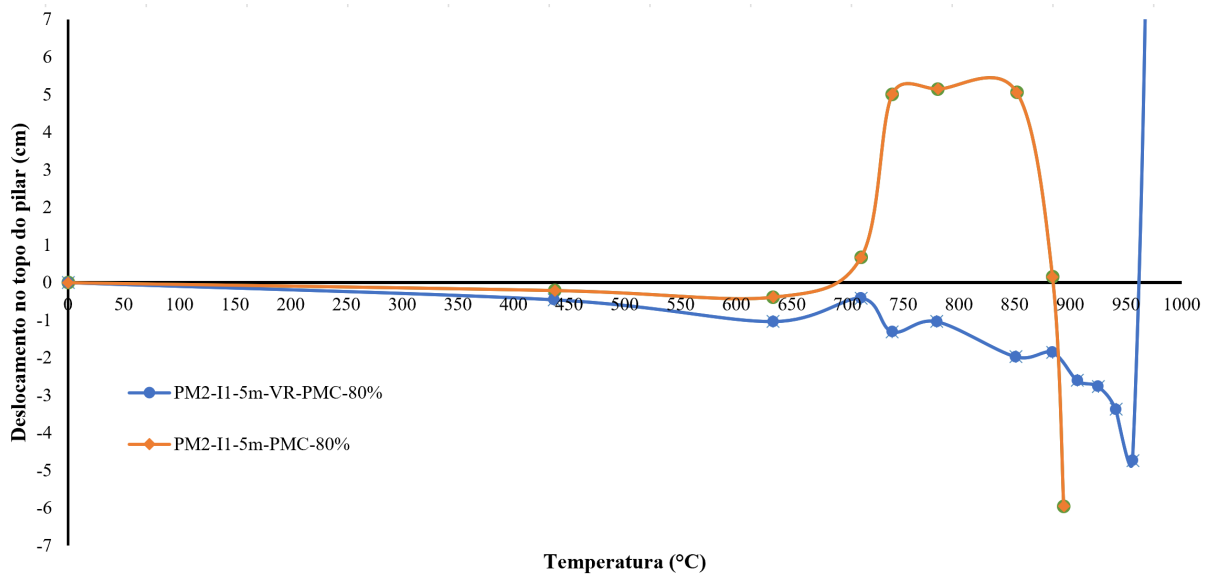


Figura 5.336 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos mistos com pilares mistos de 5 metros de vão – cenário de incêndio 1



Na Figura 5.336, os deslocamentos dos pórticos mistos com pilares mistos laterais, em comparação com vigas revestidas e não revestidas, são evidenciados. No pórtico com a viga revestida, observa-se a ocorrência do fenômeno de *push-out*, atribuído principalmente à maior rigidez do pilar misto a altas temperaturas e à tendência da viga ao deslocamento horizontal, que supera a tendência à deformação vertical.

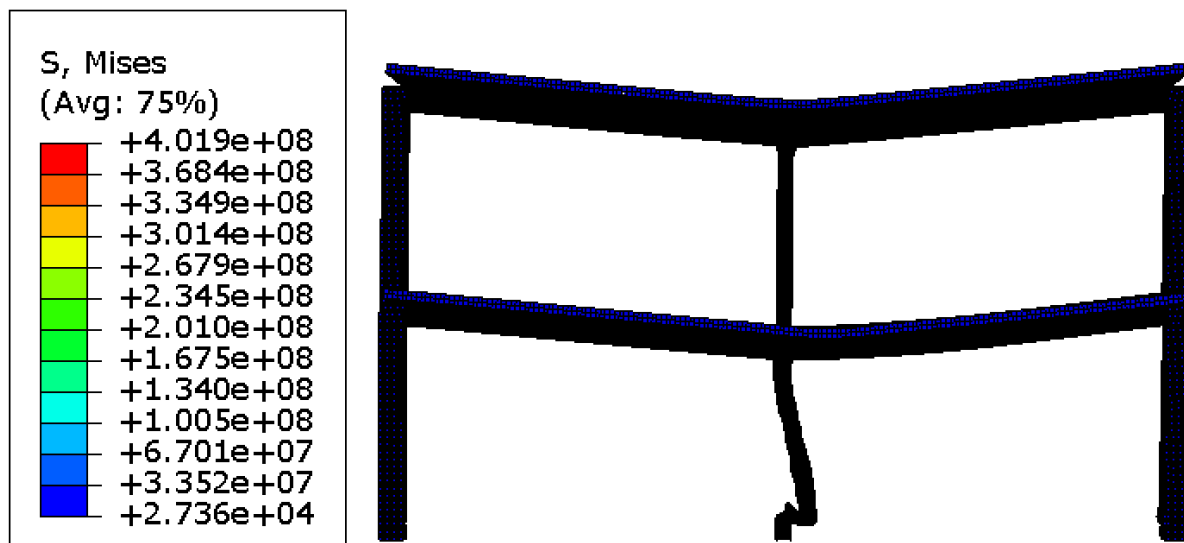
Por outro lado, no pórtico sem a viga revestida, o efeito de *push-out* é consideravelmente menor em comparação ao pórtico com viga revestida. Isso se deve ao fato de que o material se degrada mais rapidamente, e o deslocamento vertical da viga é maior. Além disso, é possível observar um retorno no deslocamento após o efeito *pull-in*. Esse fenômeno ocorre quando a

viga falha devido à plastificação da seção bruta no apoio, e o pilar deixa de ser influenciado pela carga da viga. Ressalta-se que os vãos de 10 e 15 metros se comportam da mesma forma, desta razão, não serão demonstrados no texto – entretanto, estarão na Tabela sobre estudo dos comportamentos de falha juntamente com a temperatura crítica.

Em relação ao Cenário de Incêndio 2, pode-se visualizar a Figura 5.337 o modelo PM2-I2-5m-PML-80% e a sua configuração deformada ao final do incêndio.

No cenário de incêndio 2, foi constatado que o mecanismo de colapso para pórticos mistos com vão de 5 metros, nos quais a viga estava revestida, é essencialmente idêntico ao observado nos pórticos de aço convencionais, caracterizado pela falha devido à instabilidade por flexão no pilar central. A principal diferença entre os pórticos mistos e os de aço reside no fato de que, nos pórticos mistos, a instabilidade ocorre a uma distância (comprimento equivalente) de aproximadamente $0,8L$.

Figura 5.337 – Configuração deformada do modelo PM2-I2-5m-VR-PML-80% ao fim de 48 minutos de incêndio



No caso dos pórticos mistos com vigas sem revestimento, a falha ocorre apenas na viga, como evidenciado na Figura 5.338. Isso se deve ao fato de que as propriedades mecânicas do material da viga se deterioram mais rápido que as dos pilares, resultando em uma falha por plastificação da seção bruta nos apoios. Ambos os modos de falha observados nos pórticos mistos são semelhantes aos observados nos pórticos de aço, até o momento, não demonstrando diferenças significativas nos mecanismos de colapso entre essas duas configurações estruturais, quando se utilizam pilares mistos como subestruturas de contraventamento.

Na Figura 5.339, pode-se observar o padrão de colapso para um pórtico misto com viga revestida. Assim como nos pórticos de aço, percebe-se que, no final do Estágio 2, o pilar começa a manifestar instabilidade por flexão. O Estágio 3 marca o início do processo de falha devido à instabilidade, culminando no colapso total. O comprimento equivalente do pilar nesse caso é aproximadamente $0,5L$, o que reforça a afirmação anterior, destacando que, no pavimento térreo, um comprimento equivalente de $0,5L$ pode ser adequado para o dimensionamento de pilares quando conectados a subestruturas de contraventamento, como é o caso dos pilares mistos.

Figura 5.338 – Configuração deformada do modelo PM2-I2-5m-PML-80% ao fim de 36 minutos de incêndio

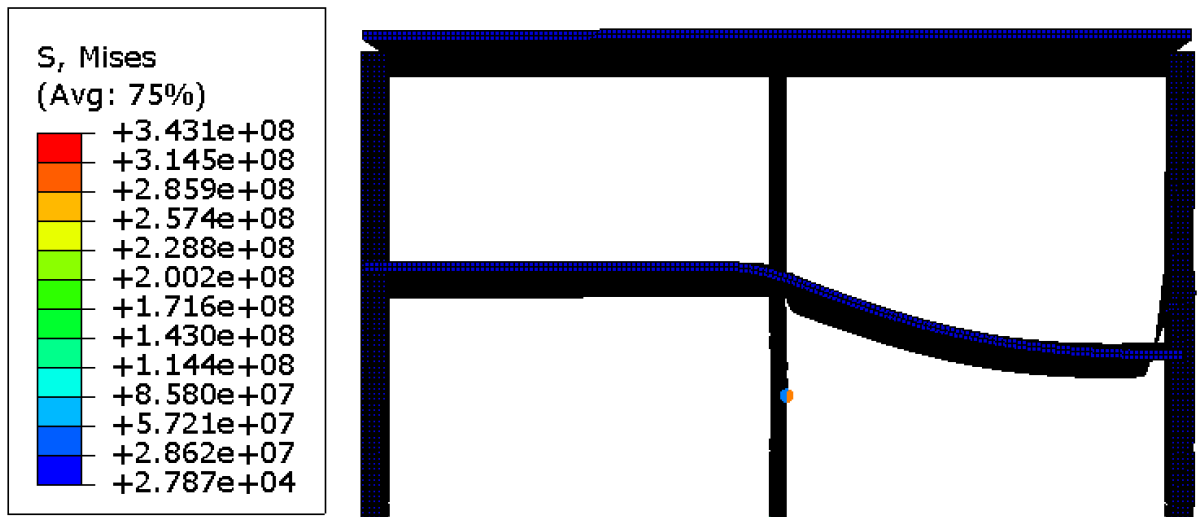
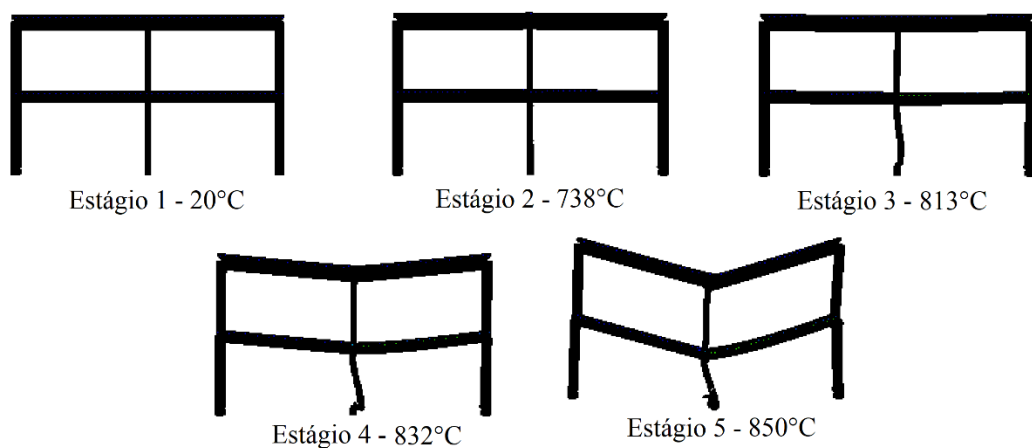


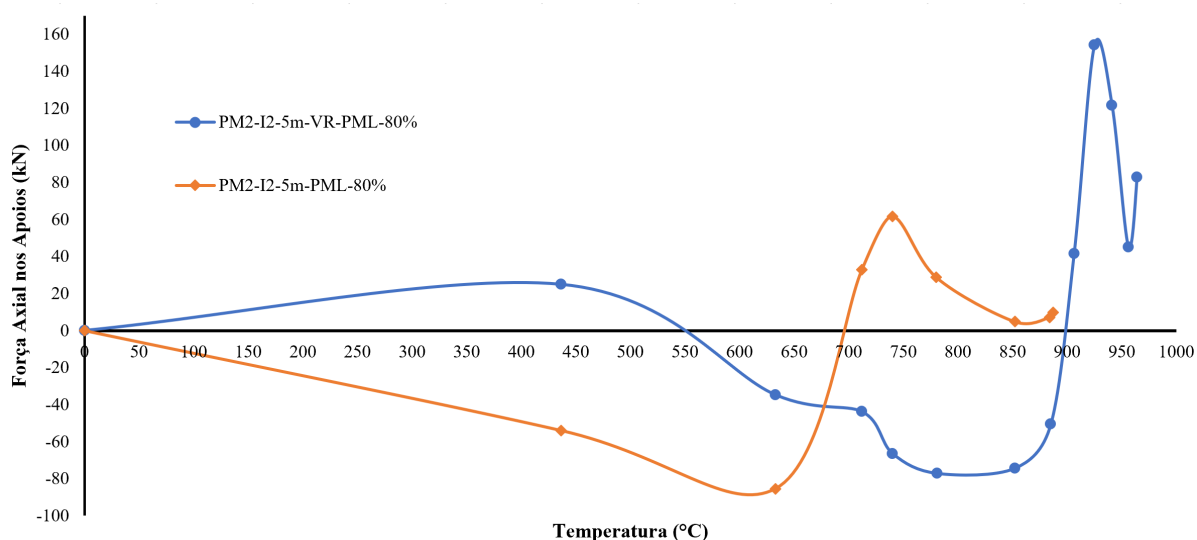
Figura 5.339 – Processo de colapso de pórticos mistos com 5 metros de vão com pilares mistos e com vigas revestidas contra o fogo sob cenário de incêndio 2



Sobre os esforços axiais nos apoios, na Figura 5.340, pode-se observar que o modelo PM2-I2-5m-VR-PML-80% exibe esforços de tração no início do incêndio. Esse fenômeno, previamente analisado e documentado em parametrizações anteriores deste estudo, ocorre devido à maior rigidez dos pórticos com pilares mistos. Durante os primeiros minutos do incêndio, a viga não se expande, resultando em deformações predominantemente verticais devido ao peso próprio e às cargas verticais. Isso explica a presença de forças de tração.

Por outro lado, o modelo PM2-I2-5m-PML-80%, em virtude da presença da laje de concreto, não exibe essas forças de tração. Apesar da tendência da viga em se deformar verticalmente, a laje impede que isso ocorra, permitindo, assim, que a viga se expanda e apresente apenas esforços de compressão.

Figura 5.340 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares mistos P3-2 para pórticos mistos de 5 metros de vão – cenário de incêndio 2



Com o objetivo de avaliar se a alteração no vão terá impacto substancial no comportamento dos pórticos, as Figuras 5.341 e 5.342 exibem as configurações deformadas dos modelos PM2-I2-10m-VR-PML-80% e PM2-I2-15m-VR-PML-80% (com vigas revestidas).

Foi constatado que, ao alterar os vãos, o comportamento dos pórticos mistos, com pilares mistos e vigas revestidas é similar ao que ocorre com os pórticos de aço convencionais: os pilares centrais não mistos falham devido à instabilidade por flexão. Tanto para vãos de 10 metros quanto para vãos de 15 metros, o comprimento equivalente do pilar é de $0,7L$. O tempo necessário para a ocorrência do colapso total do pórtico permanece o mesmo (30 minutos). Comparativamente aos pórticos não mistos, o tempo de incêndio até o colapso é 28% menor nos pórticos mistos.

Essa diferença pode ser explicada pelo maior carregamento das lajes mistas, bem como pelo peso próprio da laje, um aspecto que não é considerado na análise dos pórticos de aço convencionais. No entanto, no contexto desta tese, que se concentra no estudo do comportamento, verifica-se que a presença de pilares mistos no modelo faz com que a natureza da laje mista no pórtico não influencie o comportamento estrutural.

Figura 5.341 – Configuração deformada do modelo PM2-I2-10m-VR-PML-80% ao fim de 30 minutos de incêndio

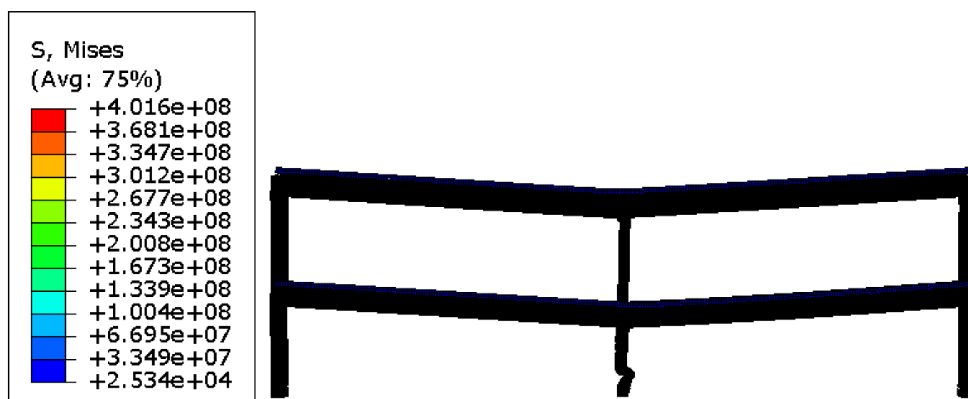
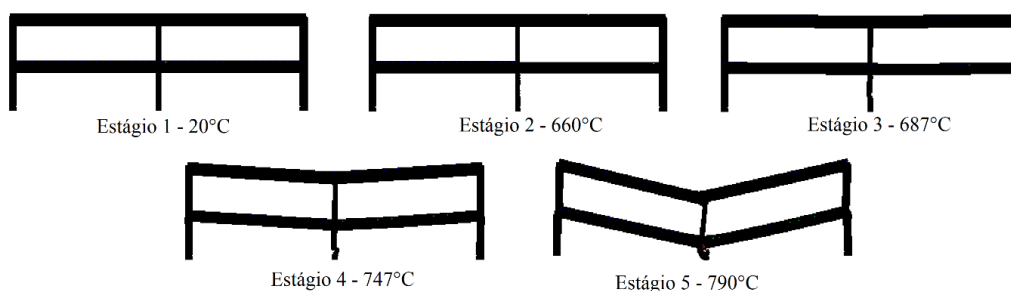


Figura 5.342 – Configuração deformada do modelo PM2-I2-10m-VR-PML-80% ao fim de 42 minutos de incêndio



A fim de elucidar o mecanismo de colapso, o modo de colapso do pórtico PM2-I2-10m-VR-PML-80% será apresentado na Figura 5.343. Optou-se por exibir apenas este pórtico, uma vez que o comportamento observado no pórtico de 15 metros de vão é semelhante.

Figura 5.343 – Processo de colapso de pórticos mistos com 10 metros de vão com pilares mistos e vigas com revestimento contra o fogo sob cenário de incêndio 2



No que diz respeito aos pórticos mistos com vigas sem revestimento contra o fogo, observou-se um comportamento distinto nos vãos de 10 e 15 metros, quando comparado ao pórtico de 5 metros de vão. Nestes casos, devido ao aumento dos vãos, ocorrem cargas mais elevadas, resultando na falha tanto das vigas quanto dos pilares.

O colapso do pórtico ocorre quando a viga apresenta deformações substanciais, culminando na plastificação total de sua seção bruta, ao mesmo tempo em que ocorre a falha por instabilidade de flexão no pilar. No vão de 10 metros, o comprimento equivalente foi igual a $0,5L$, enquanto no pórtico de 15 metros, o comprimento equivalente foi aproximadamente $0,85L$, devido à ocorrência da instabilidade próxima ao apoio. As Figuras 5.344 e 5.345 ilustram as configurações deformadas dos pórticos de 10 e 15 metros, respectivamente.

Por fim, é importante destacar que, na ausência do revestimento contra o fogo, o tempo necessário para o colapso diminui em cerca de 20%. Ainda assim, o comportamento do pórtico misto para o pórtico de aço quase não se altera – mais uma vez mostrando que, ao considerar pilares mistos no modelo estrutural, o comportamento dos pórticos pouco se altera sendo com vigas de aço ou vigas mistas.

Figura 5.344 – Configuração deformada do modelo PM2-I2-10m-PML-80% ao fim de 30 minutos de incêndio

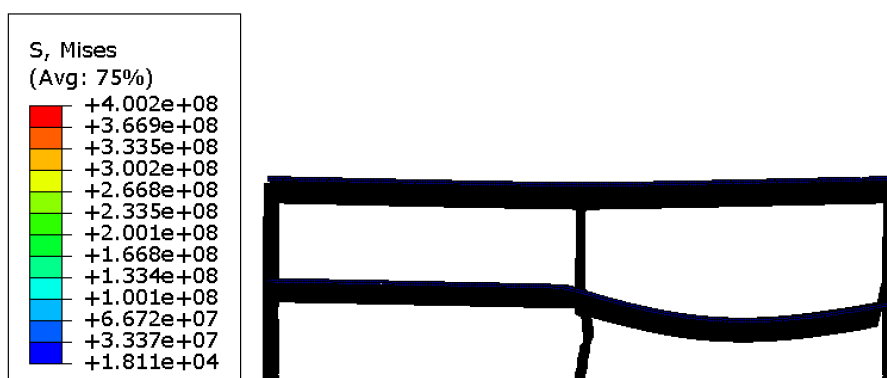


Figura 5.345 – Configuração deformada do modelo PM2-I2-15m-PML-80% ao fim de 30 minutos de incêndio

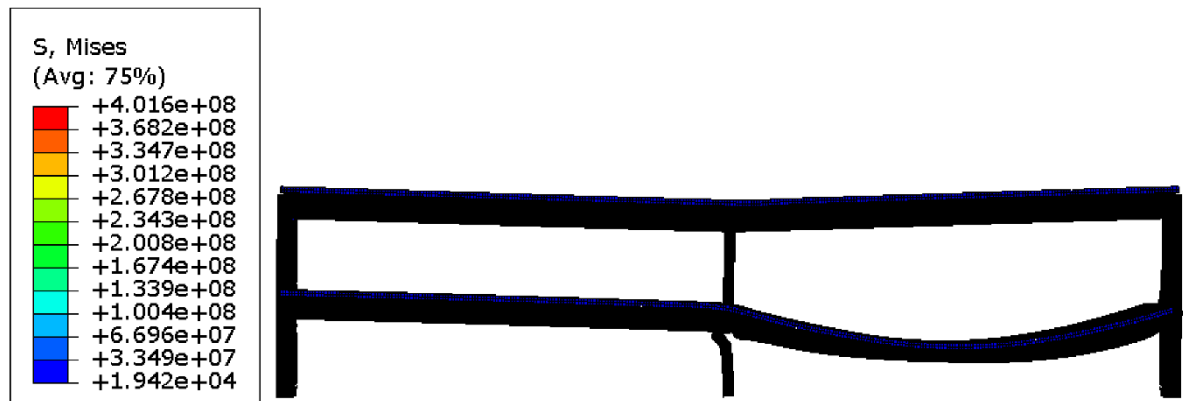
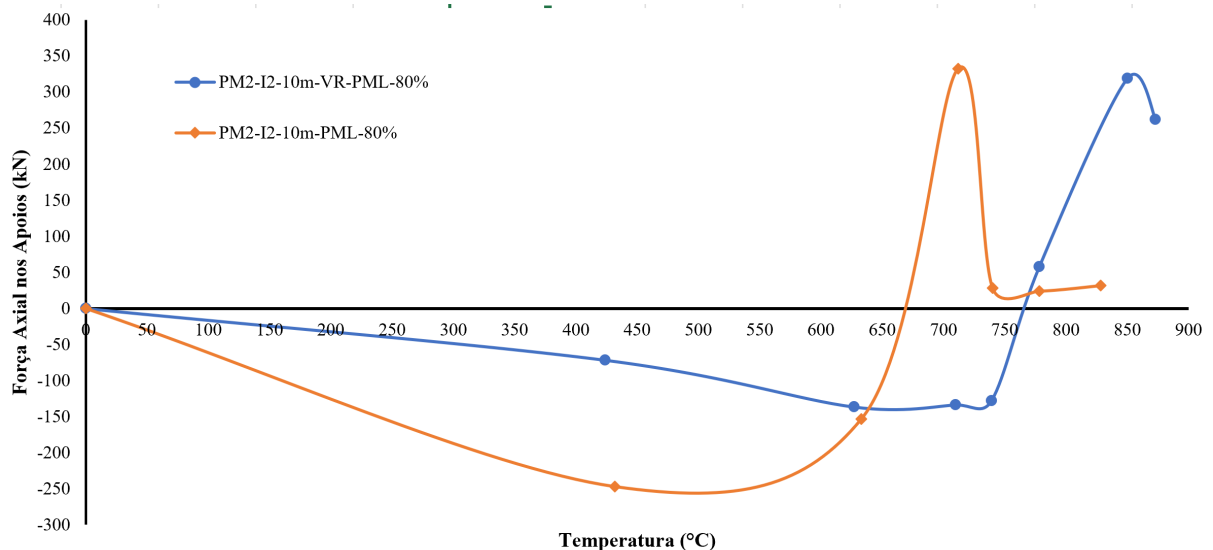


Figura 5.346 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos mistos de 10 metros de vão com pilares mistos– cenário de incêndio 2

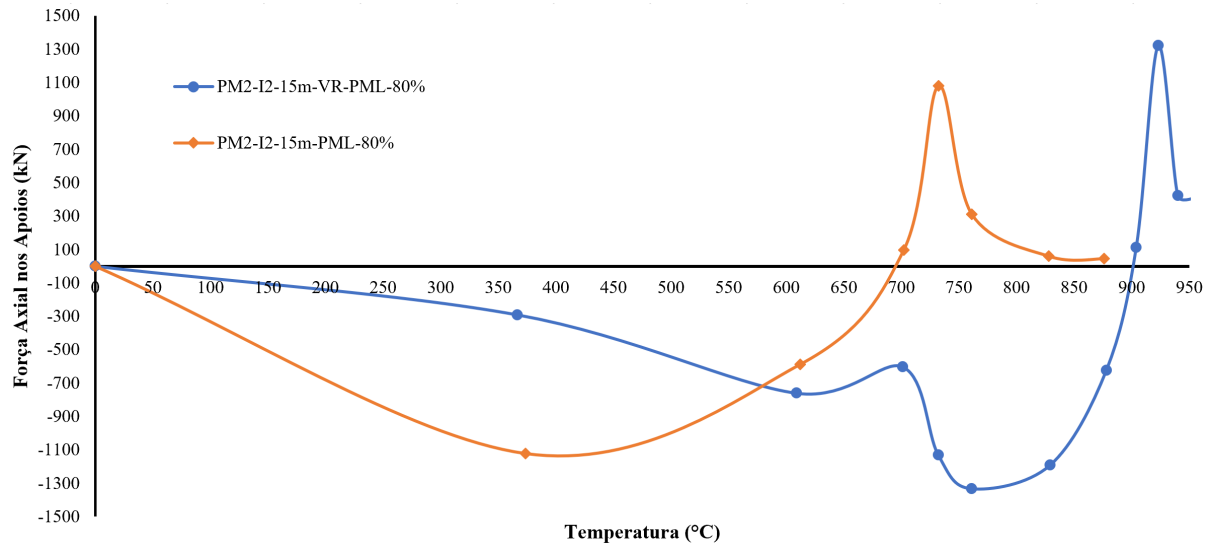


Na Figura 5.346, é possível observar um comportamento ligeiramente diferente em comparação ao que foi observado nos pórticos de aço. Ao analisar os pórticos de aço, foi constatado que as vigas sem revestimento exibiam forças de compressão menores em comparação às vigas com revestimento. Essa diferença pode ser atribuída à presença da laje mista.

A laje evita que a viga entre rapidamente em um comportamento de *run-away*, resultando em uma expansão quase completa da viga sem revestimento contra o fogo, em contraste com a viga revestida. No caso da viga revestida, a distribuição de temperatura ocorre de forma mais gradual, indicando até mesmo que a temperatura necessária para que ocorra a ação de catenária é maior. A Figura 5.347 apresenta os resultados das reações de apoio do

pórtico misto com um vão de 15 metros, revelando um comportamento semelhante ao observado no pórtico misto com um vão de 10 metros.

Figura 5.347 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos mistos de 15 metros de vão com pilares mistos– cenário de incêndio 2



Com o objetivo de assegurar uma compreensão do comportamento previamente observado nos pórticos mistos com pilares mistos laterais, as Figuras 5.348 e 5.349 ilustram as deformações no topo dos pilares do pavimento em caso de incêndio. Na Figura 5.348, são apresentados os deslocamentos para um vão de 10 metros. É notável que, quando a viga está revestida, ocorre o efeito de retração no pórtico, ou seja, a falha não ocorre na viga, como já foi observado anteriormente. No entanto, ao examinar a viga sem revestimento, apenas o efeito de expansão (*push-out*) é observado, uma vez que o mecanismo de colapso do pórtico envolve o escoamento da seção não revestida da viga.

Quanto aos deslocamentos no pórtico misto com vão de 15 metros, é evidente que as vigas não revestidas resultam em deslocamentos mais significativos, levando ao efeito de expansão (*push-out*). Isso demonstra porque as forças de compressão são maiores quando as vigas não possuem revestimento. No entanto, é importante notar que, em vigas não revestidas, o efeito de retração (*pull-in*) não ocorre, uma vez que a falha da viga ocorre devido à plastificação de sua seção não revestida.

Figura 5.348 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos mistos de 10 metros de vão com pilares mistos de fachada – cenário de incêndio 2

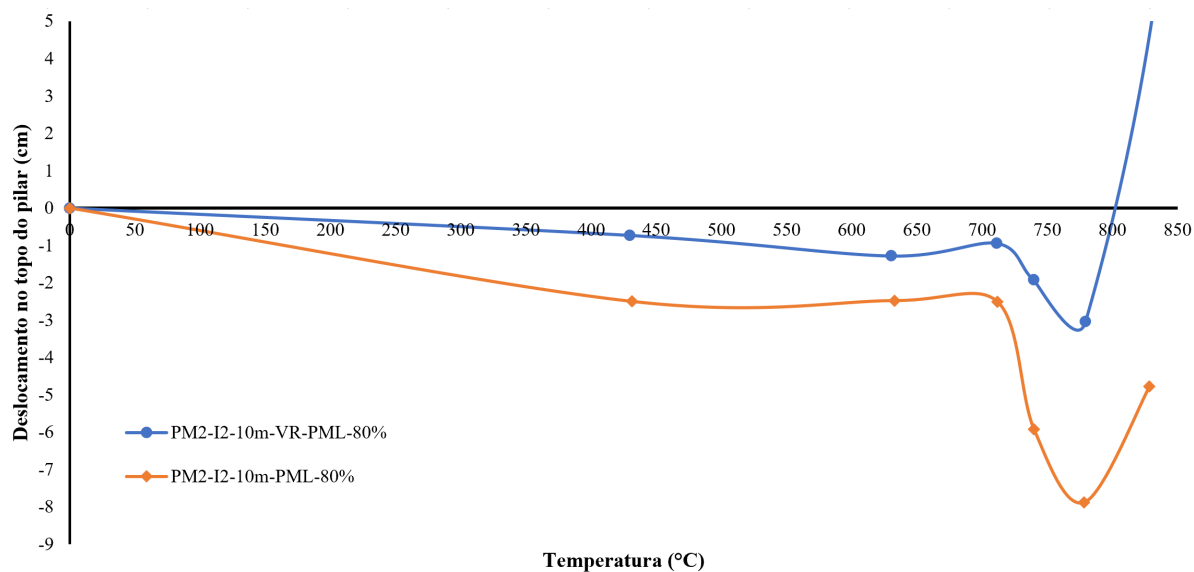
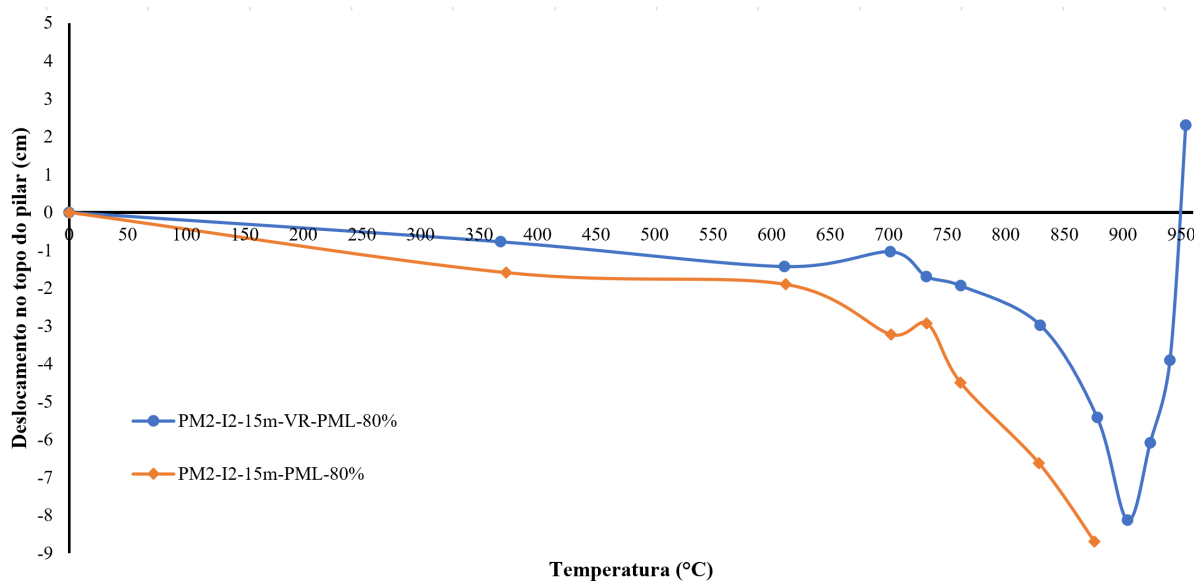


Figura 5.349 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos mistos de 10 metros de vão com pilares mistos de fachada – cenário de incêndio 2



Os mecanismos de colapso identificados para os pórticos mistos com pilares mistos laterais foram:

- (a) Colapso total do pórtico por instabilidade do pilar central;
- (b) Colapso da viga no pavimento incendiado.

Para resumir os resultados encontrados neste item, a Tabela 5.25 apresenta os seguintes dados para os pórticos analisados nesta fase da parametrização:

Os resultados desta seção serão resumidos nas Tabelas 5.29 e 5.30. Estas tabelas conterão informações sobre os pórticos mistos investigados nesta fase de parametrização, incluindo os percentuais de capacidade resistente, os tipos de revestimento utilizados (VR - viga revestida; PR - pilar revestido), os mecanismos de colapso ocorridos (Mec. de colapso), as temperaturas críticas para o colapso do pórtico (medidas nos pilares de fachada ou nas mesas inferiores das vigas - os elementos desencadeadores do colapso progressivo do pórtico) e se houve predominância ou não de forças de compressão na fase de expansão da viga e de forças de tração na fase de catenária da viga nos mecanismos de colapso (indicados pelas letras mencionadas anteriormente).

Essas informações são fornecidas para os dois cenários de incêndio estudados até o momento em relação aos pilares mistos. É importante destacar que, nesta fase do estudo, a parametrização da capacidade resistente do pilar não foi considerada.

Tabela 5.29 – Mecanismos de colapso e temperaturas crítica para os pórticos com pilares mistos laterais – cenário de Incêndio 1

Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	VR	PR	Mec. de colapso	Temp. Crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	Sim	Não	A	863°C	Não	Não
	80%	Não	Não	B	708°C	Não	Sim
10 m	80%	Sim	Não	A	790°C	Não	Não
	80%	Não	Não	B	688°C	Não	Sim
15 m	80%	Sim	Não	A	850°C	Não	Não
	80%	Não	Não	A	687°C	Não	Sim

Tabela 5.30 – Mecanismos de colapso e temperaturas crítica para os pórticos com pilares mistos laterais – cenário de Incêndio 2

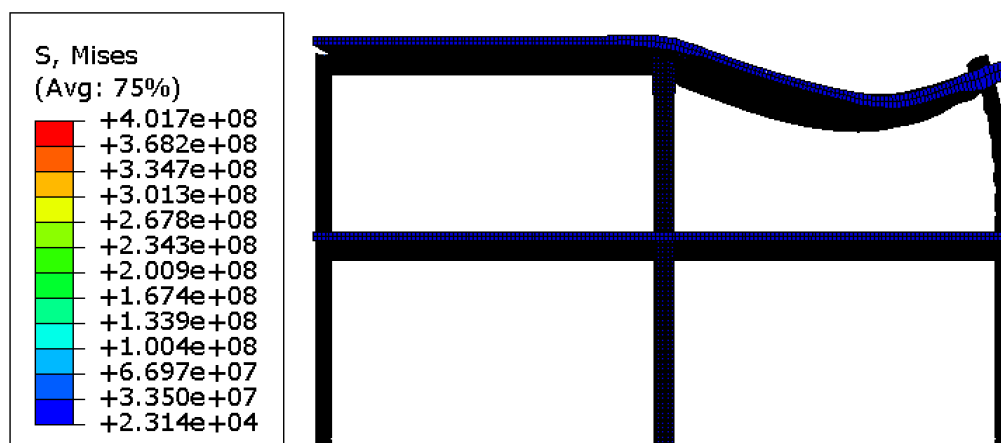
Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	VR	PR	Mec. de colapso	Temp. Crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	Sim	Não	A	787°C	Não	Não
	80%	Não	Não	A	723°C	Não	Sim

10 m	80%	Sim	Não	A	660°C	Não	Não
	80%	Não	Não	A	660°C	Não	Sim
15 m	80%	Sim	Não	A	787°C	Não	Não
	80%	Não	Não	A	687°C	Não	Sim

5.3.1.5.4. Análise de pilares mistos centrais em pórticos mistos sob cenários distintos de incêndio – Etapa 4

Nesta fase, realizou-se uma análise específica para avaliar o impacto dos pilares mistos centrais em pórticos mistos, mantendo inalterada a sua secção transversal. Dentro deste contexto, os pilares de fachada podem ser ou não revestidos. A primeira parte deste estágio concentrou-se na investigação de todos os elementos sem revestimento, enquanto a segunda parte abordou a avaliação do revestimento aplicado em vigas, pilares e ambos os componentes estruturais. A Figura 5.350 representa o modelo P2-I1-5m-PMC-80%, mostrando a sua configuração deformada após a ocorrência do incêndio, de acordo com o cenário de incêndio 1 considerado.

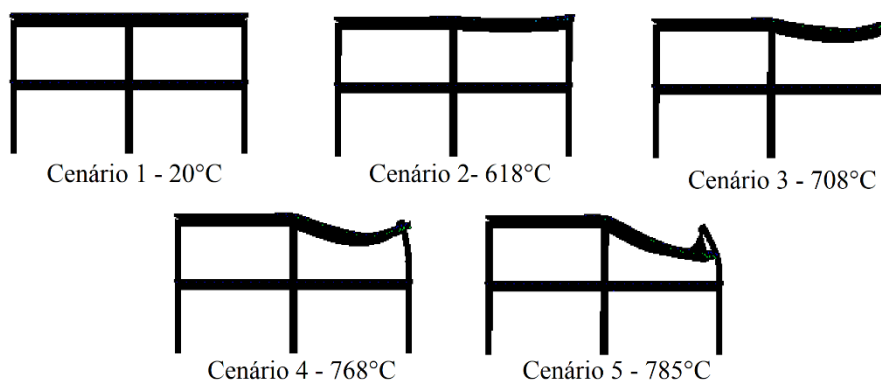
Figura 5.350 – Configuração deformada do modelo P2-I1-5m-PMC-80% a 30 minutos de incêndio



Ao analisar os pórticos mistos sem revestimento em condições de incêndio, juntamente com o pilar central misto, que possui um vão de 5 metros, observou-se que, no Cenário de Incêndio 1, o mecanismo de colapso assemelha-se ao de um pórtico sem viga mista. No entanto, é importante destacar duas observações cruciais em relação ao modelo de pórtico misto. A primeira diz respeito ao tempo de exposição ao incêndio, que tende a ser mais curto em comparação com os pórticos feitos inteiramente de aço, conforme explicado em etapas anteriores do processo de parametrização. A segunda observação diz respeito ao modo de

colapso. O pórtico falha devido à flexão do pilar, que possui um comprimento efetivo de aproximadamente 0,7 vezes o vão (L), ao mesmo tempo em que exibe uma tendência ao efeito *pull-in*. Isso resulta no colapso da viga devido à plastificação da seção bruta nos apoios. Na Figura 5.351 pode ser visto o mecanismo de colapso para a viga em questão, afim de entender melhor o comportamento.

Figura 5.351 – Processo de colapso de pórticos mistos com 5 metros de vão com pilar misto central e vigas e pilares sem revestimento contra o fogo sob cenário de incêndio 1



Conforme ilustrado na Figura 5.531, no cenário 2 de incêndio (618°C), a viga estava expandindo até que os deslocamentos verticais se iniciaram. Esses deslocamentos aumentaram significativamente no cenário 3 de incêndio e, no cenário 4, o processo de falha teve início, culminando na temperatura de 785°C, quando, tanto a viga quanto o pilar de fachada, falharam devido à plastificação da seção próxima ao apoio.

Ao examinar a alteração no comprimento do vão da viga, observou-se na Figura 5.352 a configuração deformada após 24 minutos de incêndio para o modelo PM2-10m-I1-PMC-80%, enquanto na Figura 5.353 foi analisado o modelo PM2-15m-I1-PMC-80%, com o objetivo de investigar as variações no modo de colapso em relação à mudança no comprimento do vão da viga.

Figura 5.352 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-10m-PMC-80% a 24 minutos de incêndio

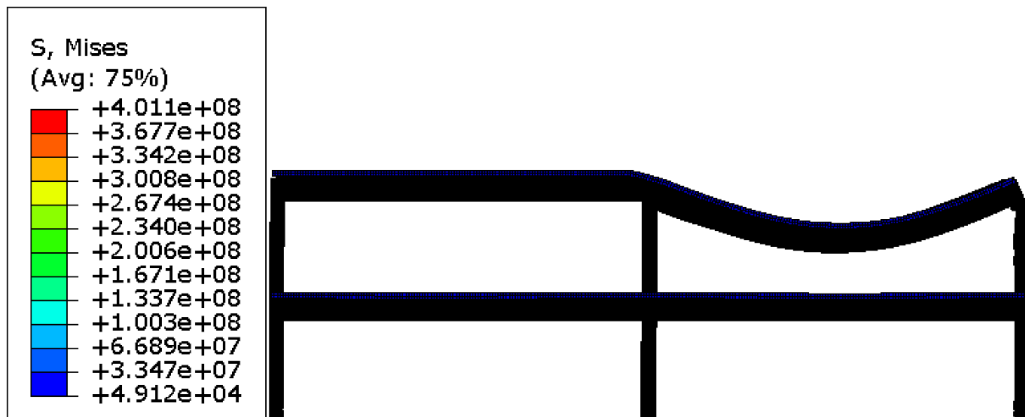
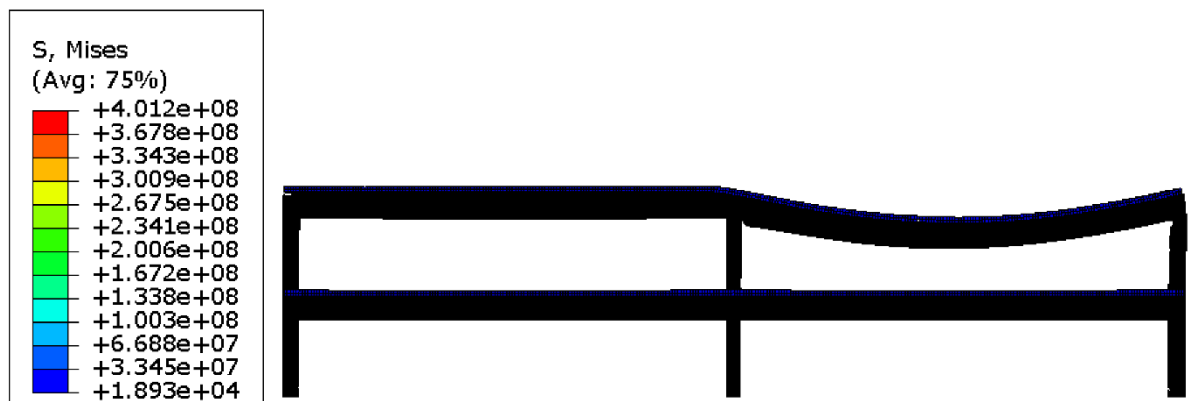


Figura 5.353 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-15m-PMC-80% a 24 minutos de incêndio



Ao analisar os pórticos mistos sem revestimento em condições de incêndio, com vãos de 10 e 15 metros, respectivamente, nota-se que, no Cenário de Incêndio 1, o mecanismo de colapso é mais semelhante aos pórticos sem pilares mistos do que ao pórtico com pilar misto, mas com vigas não mistas. Observa-se que, no fenômeno *push-out*, a parte superior do pilar (aproximadamente $0,1L$) sofre deformações devido à compressão, e o pilar, enfraquecido nesse ponto, acaba por falhar, conforme ilustrado na Figura 5.354. Esse comportamento é observado em ambos os pórticos com maiores vãos, destacando a influência significativa que a força de compressão exerce sobre os pilares de fachada. Será representado na Figura 5.355 o modo de colapso para o pórtico com vão de 15 metros – a fim de não preencher o trabalho com informações redundantes, uma vez que o pórtico com vão de 10 metros possui o mesmo modo de colapso do pórtico de 15 metros.

Figura 5.354 – Região enfraquecida pela força de expansão da viga e onde o pilar sofre a falha (PM2-I1-15m-PMC-80%)

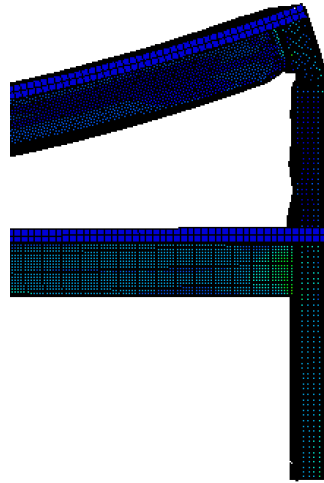


Figura 5.355 – Processo de colapso de pórticos mistos com 15 metros de vão, pilar misto central com vigas e pilares sem revestimento contra o fogo

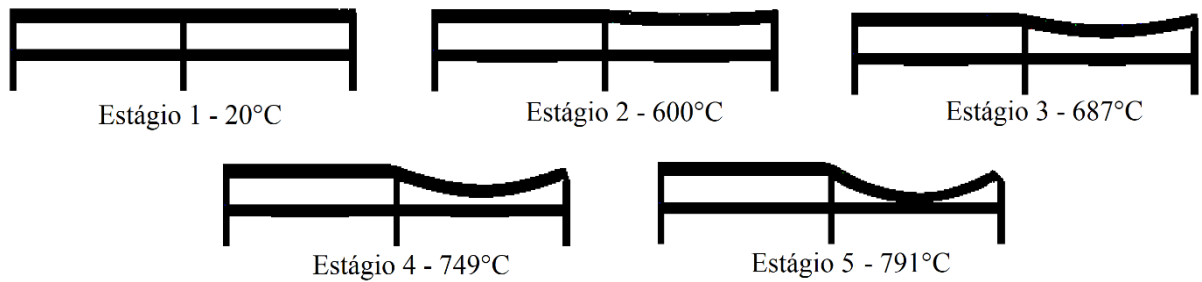
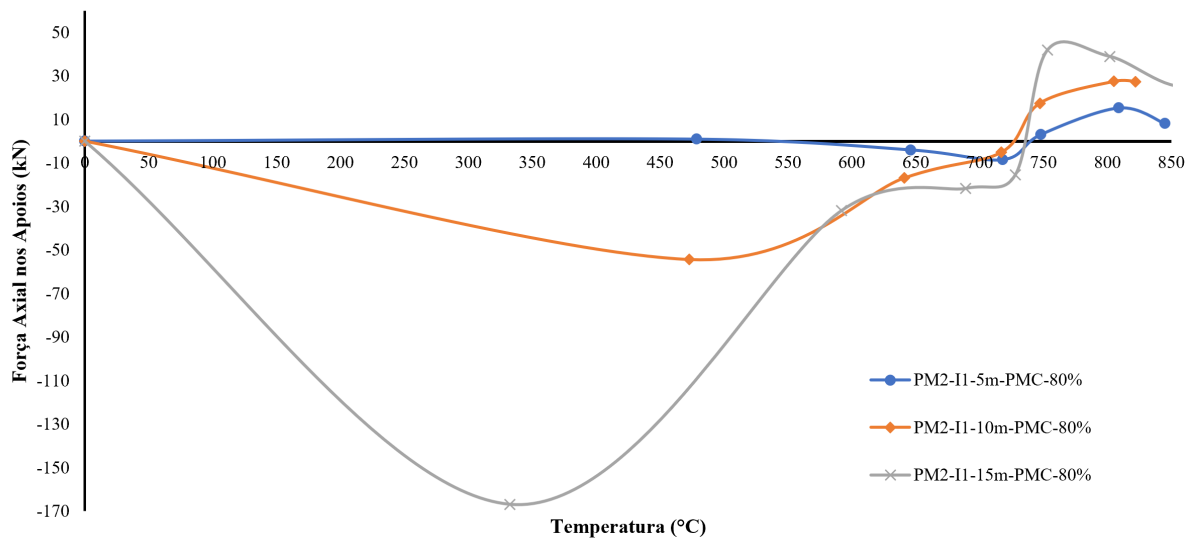
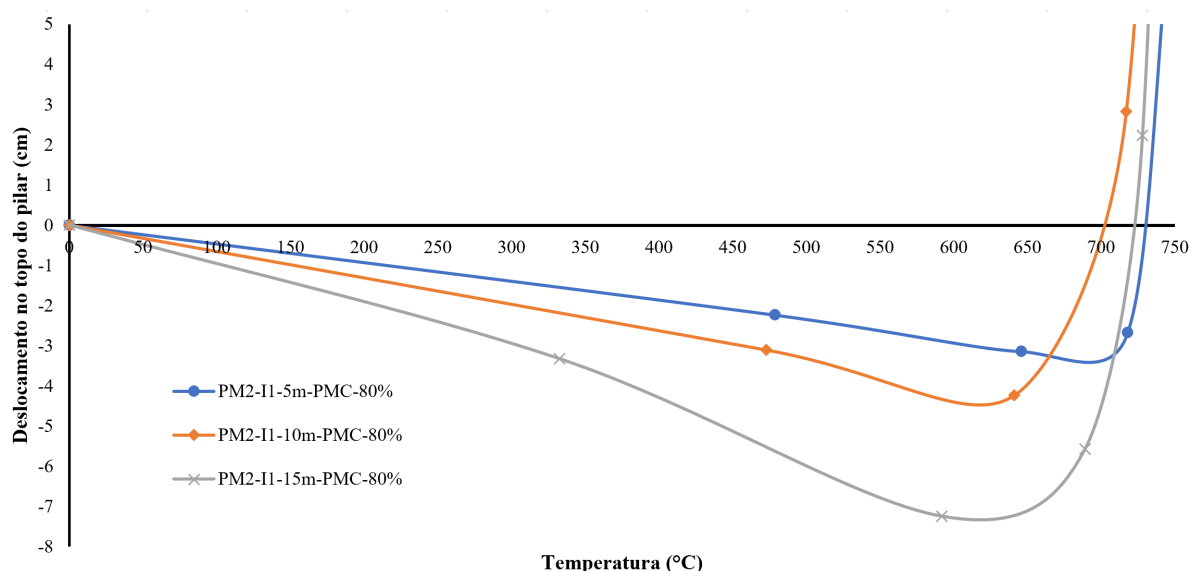


Figura 5.356 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos mistos de 5, 10 e 15 metros de vão com pilar misto central – cenário de incêndio 1



Na Figura 5.336, as forças axiais resultantes da expansão da viga V2-2 no pilar P3-2 podem ser vistas para os três vãos avaliados na análise. Como anteriormente discutido, observa-se um aumento nas forças de compressão à medida que os vãos se expandem. Similar ao observado em pórticos de aço, o vão de 5 metros apresenta forças de compressão e tração significativamente baixas. Também é notável que as forças de compressão são menores nos modelos com lajes mistas. Tal fenômeno pode ser atribuído à maior rigidez do pórtico com laje mista em relação à dilatação térmica. Neste contexto, a dilatação térmica não é suficientemente alta para causar um aumento considerável nas forças. Quando a viga começa a perder parte de suas propriedades mecânicas, ocorre deformação devido à insuficiência de capacidade resistente dos pilares.

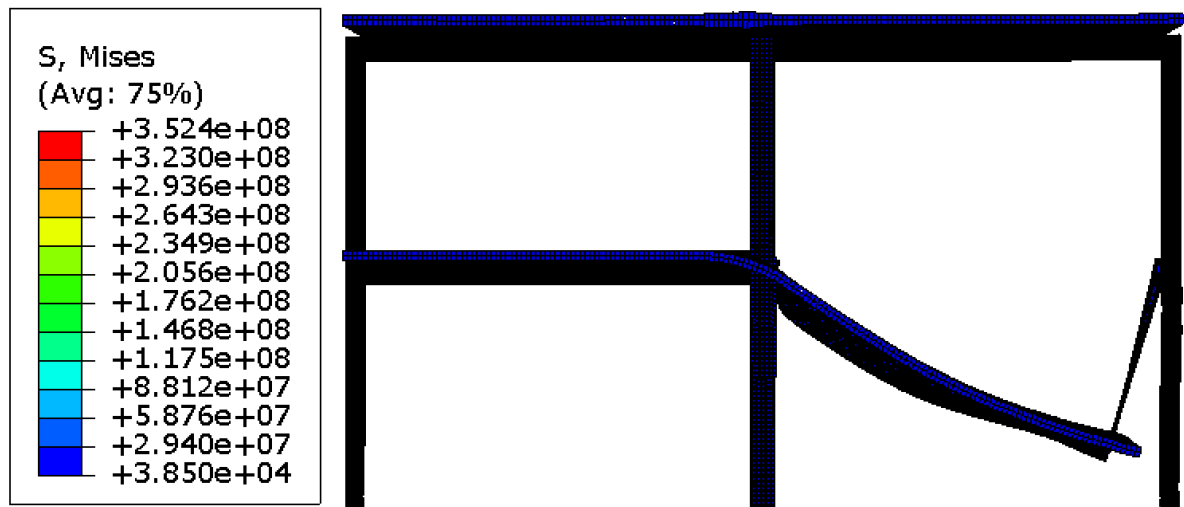
Figura 5.357 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos mistos de 5, 10 e 15 metros de vão com pilar misto central – cenário de incêndio 1



Ao verificar os deslocamentos na parte superior dos pilares, conforme ilustrado na Figura 5.357, constata-se uma uniformidade notória no comportamento entre os modelos estudados, independentemente da dimensão do vão. Todos os modelos apresentam uma tendência ao fenômeno de *pull-in*, que se manifesta aproximadamente a 700°C. Adicionalmente, pilares com menor rigidez, associados a vãos mais curtos, exibem deslocamentos menores em relação aos demais.

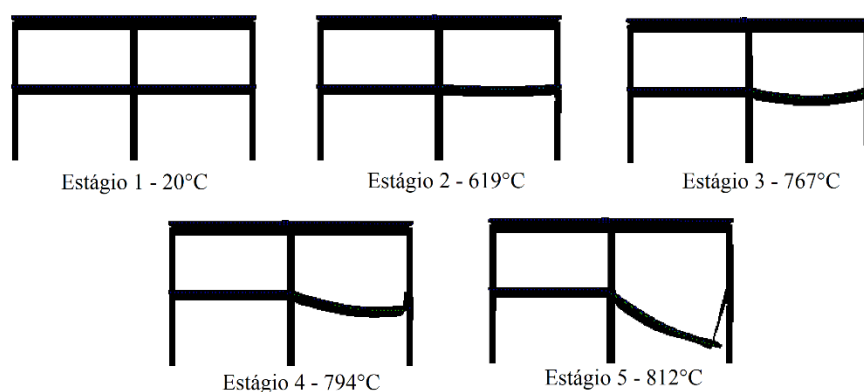
No contexto do cenário de incêndio 2, a Figura 5.358 apresenta o modelo PM2-I2-5m-PMC-80% junto com sua deformação final após 36 minutos de incêndio.

Figura 5.358 – Configuração deformada do modelo PM2-I2-5m-80% ao fim de 40 minutos de incêndio



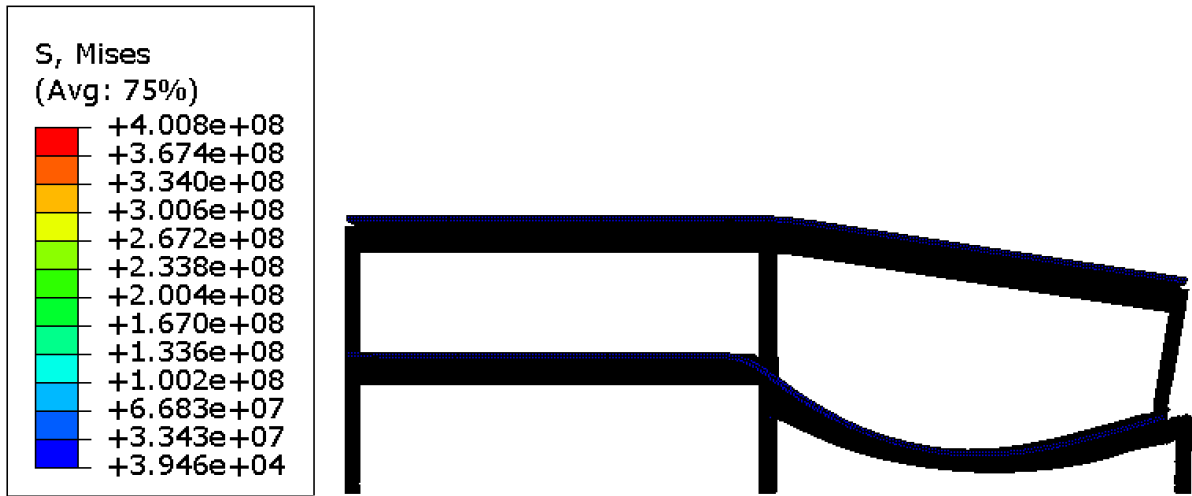
No cenário do Incêndio 2, constatou-se que o colapso é desencadeado pela plastificação da viga. Primeiramente, nota-se o efeito de *push-out*, seguido pelo efeito de *pull-in*. No entanto, a falha final ocorre devido à plastificação dos apoios. Um fenômeno similar foi identificado no pórtico não misto correspondente, e é bastante plausível que a causa deste efeito seja a inclusão de um pilar misto no centro do pórtico. Para facilitar o entendimento, o processo de colapso observado no cenário de incêndio em questão é ilustrado na Figura 5.339.

Figura 5.339 – Processo de colapso de pórticos mistos com 5 metros de vão com pilares mistos e com vigas e pilares sem revestimento contra o fogo sob cenário de incêndio 2



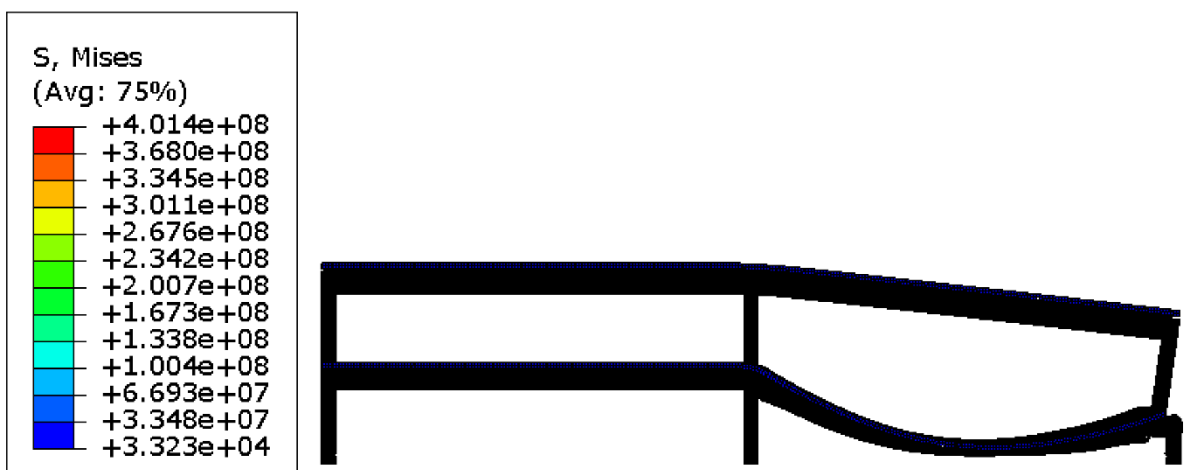
Para aprofundar a análise sobre como a variação no vão da viga afeta pórticos mistos com pilar central misto, as Figuras 5.360 e 5.361 exibem as deformações após 32 minutos de incêndio nos modelos PM2-I2-10m-PMC-80% e PM2-I2-15m-PMC-80%, respectivamente. O objetivo desta análise é identificar eventuais diferenças no comportamento de colapso devido às diferentes extensões dos vãos das vigas.

Figura 5.360 – Configuração deformada do modelo PM2-I2-10m-PMC-80% a 32 minutos de incêndio



Ao analisar pórticos que não possuem revestimento contra incêndio e que contam com um pilar misto central, observa-se que o tipo de falha muda com o aumento do vão da viga. Em vigas com maiores vãos, a falha ocorre no pilar, e não mais devido à plastificação da viga. Essa mudança ocorre porque elementos com vãos maiores experimentam forças amplificadas devido aos deslocamentos horizontais gerados por ações térmicas. Em contraste com o pórtico misto de 5 metros de vão, que apresenta deformação térmica mínima, os vãos maiores resultam em maior deformação e, conseqüentemente, forças mais significativas.

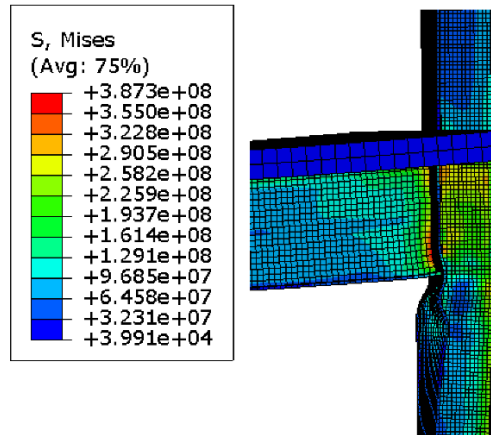
Figura 5.361 – Configuração deformada do modelo PM2-I2-10m-PMC-80% a 46 minutos de incêndio



Este aumento de força faz com que o efeito de *push-out* gere uma instabilidade localizada no pilar (Figura 5.362). Quando a viga começa a se deformar verticalmente, sob a ação de forças em forma de catenária, o pórtico acaba falhando devido à flexão na região dos

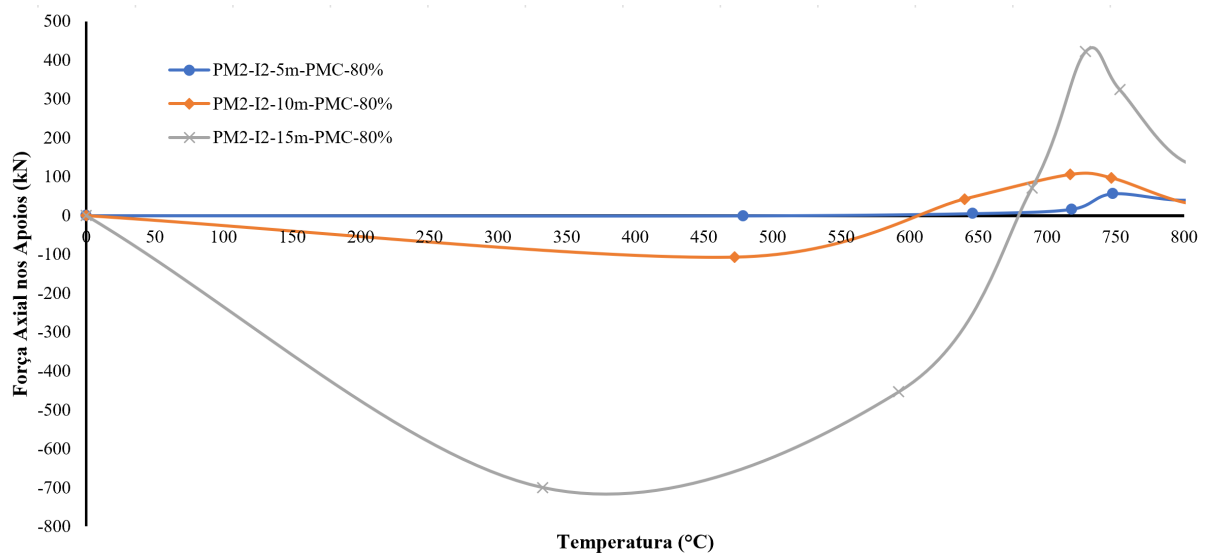
apoios. Ao comparar com os pórticos de aço, eles não sofreram tal efeito, ou seja, a laje ajudou no processo de instabilidade.

Figura 5.362 – Instabilidade localizada gerada pelo efeito de *push-out* nos pórticos mistos com 10 e 15 metros de vão



A Figura 3.367 ilustra as forças axiais de compressão geradas pela expansão da viga V2-1 no pilar P3-1, considerando os três vãos abordados nesta fase da análise. Nota-se um crescimento gradual das forças de compressão, conforme o vão da estrutura se expande. No caso do pórtico com vão de 5 metros, praticamente não há presença de forças compressivas significativas. Este fenômeno pode ser associado à expansão térmica mais contida da viga, decorrente do menor vão e, à seção transversal reduzida do pilar na fachada quando comparada aos outros modelos.

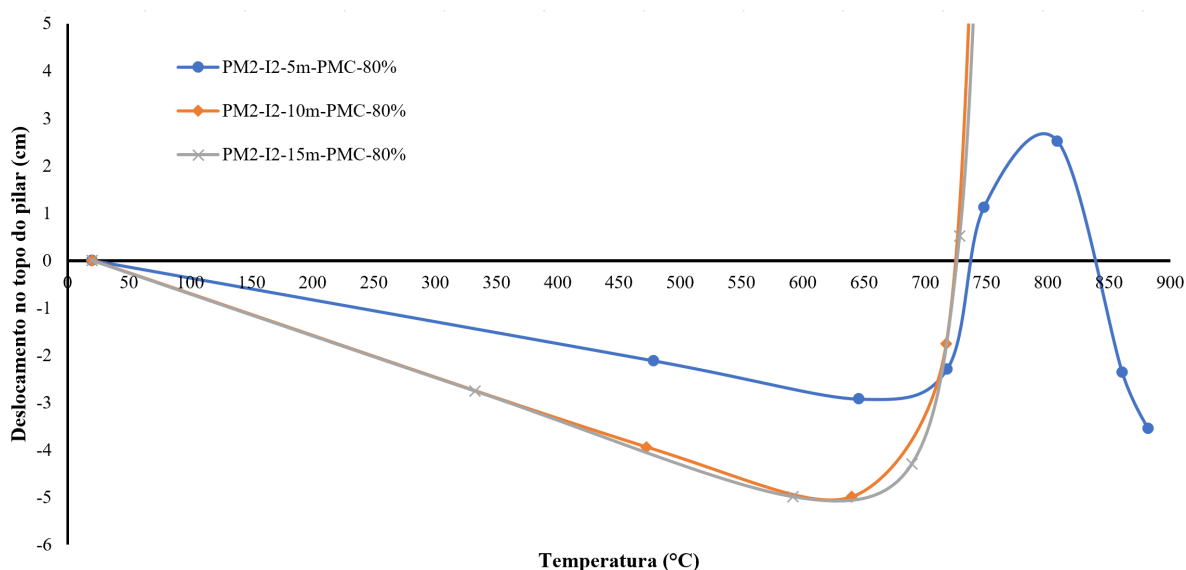
Figura 5.363 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-1 para pórticos mistos de 5, 10 e 15 metros de vão com pilar misto central – cenário de incêndio 2



É observado que as forças axiais nos pórticos mistos com vão de 5 metros são praticamente insignificantes, o que ajuda a entender por que essas estruturas não sofrem instabilidade devido à flexão. Este efeito ocorre em parte porque a rigidez e a deformação da viga são relativamente baixas. Além disso, os pilares, possuindo seções transversais menores, tendem a se degradar mais rapidamente. Como resultado, a expansão da viga é quase nula, fazendo com que o pórtico falhe principalmente devido à viga.

Para os pórticos com vãos de 10 e 15 metros, por outro lado, observa-se que seu comportamento e as forças axiais são bastante similares aos pórticos não mistos. A diferença crucial reside na natureza da falha do pórtico. Nos pórticos construídos apenas de aço, as vigas tendem a falhar primeiro, uma vez que apresentam maior deformação vertical. Contudo, a adição de uma laje, retarda essa deformação vertical. Este atraso permite que a viga em expansão exerça forças no pilar já comprometido pelas altas temperaturas, o que eventualmente leva à instabilidade localizada na área de conexão entre os elementos.

Figura 5.364 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos mistos de 5, 10 e 15 metros de vão com pilar misto central – cenário de incêndio 2



Quanto aos deslocamentos registrados em pórticos mistos (Figura 5.364), percebe-se um comportamento distinto em comparação aos pórticos que não possuem vigas mistas. Essa variação pode ser entendida com base nas forças axiais, aspecto que já foi discutido anteriormente. No caso do pórtico misto com 5 metros de vão, os efeitos de *push-out* e *pull-in* são evidentes, mas não resultam em grandes deslocamentos, já que a falha ocorre na viga e não no pilar.

Por outro lado, nos pórticos mistos com vãos de 10 e 15 metros, observa-se claramente o efeito *push-out*, com deslocamentos horizontais similares entre os dois tipos de pórtico. Em seguida, acontece o efeito de *pull-in*, que é o responsável pela falha nas estruturas em questão. Este padrão aponta para a complexidade dos mecanismos de falha em diferentes configurações de pórticos e reforça a necessidade de entender esses fenômenos em detalhes para otimizar o projeto estrutural em situação de incêndio.

Na fase final deste estudo sobre pórticos de dois pavimentos com pilares mistos centrais, uma avaliação será efetuada para determinar o impacto da aplicação de revestimento resistente ao fogo em vigas, pilares ou em ambos, especialmente quando os pilares não são de estrutura mista. O objetivo principal dessas análises é elucidar os modos de falha e as interações entre vigas e pilares em dois distintos contextos de incêndio, seguindo a mesma metodologia empregada em fases anteriores da tese.

Nos cenários em que pórticos mistos possuem pilares revestidos e vigas sem revestimento contra o fogo, observou-se que o colapso do pórtico ocorre devido à plastificação do aço nas áreas de apoio, atribuída às forças de tração resultantes da ação de catenária em um vão de 5 metros. Esse fenômeno é causado pela falta de rigidez da viga aquecida, que não consegue exercer o efeito de *pull-in* no pilar, resultando em falha por tração (conforme ilustrado na Figura 5.365). Em contrapartida, para pórticos mistos com vãos de 10 e 15 metros, a falha ocorre devido à flexão do pilar (Figura 5.365), influenciada pelas forças de tração resultantes da ação de catenária. Vale ressaltar que, conforme discutido em itens anteriores desta tese, essa modalidade de falha surge em razão da maior rigidez do pilar e do fato de o pilar estar revestido e a viga não. Nesses casos, a viga entra na fase de catenária antes que o pilar tenha a oportunidade de aquecer. Importante ressaltar que, para os vãos de 10 e 15 metros, os pórticos possuem modos de falha parecidos com os pórticos não mistos. Na Figura 5.366 é possível ver o mecanismo de colapso do pórtico estudado (pilares revestidos).

Figura 5.365 – Configuração deformada do modelo P2-I1-10m-PR-PMC-80% ao fim de 30 minutos de incêndio – cenário de incêndio 1

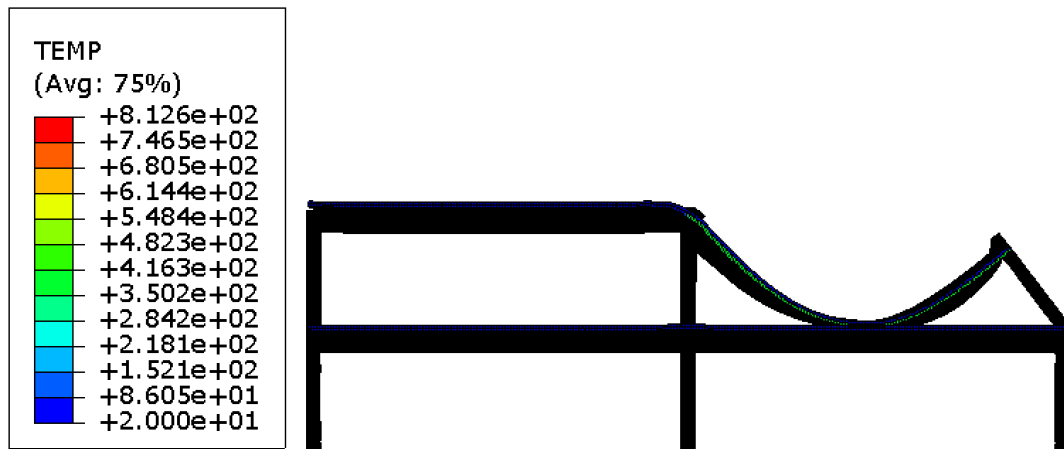
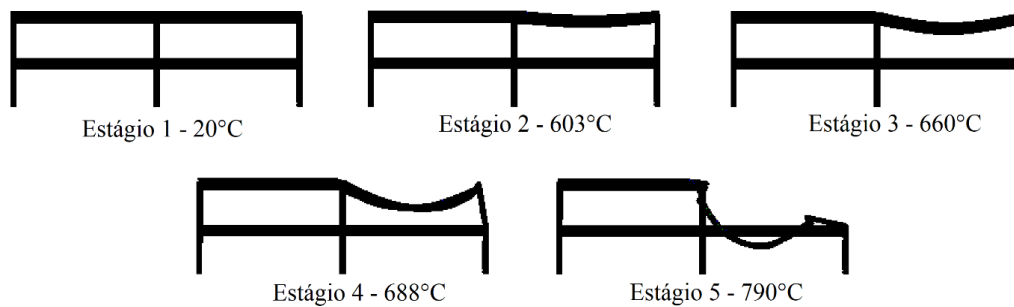
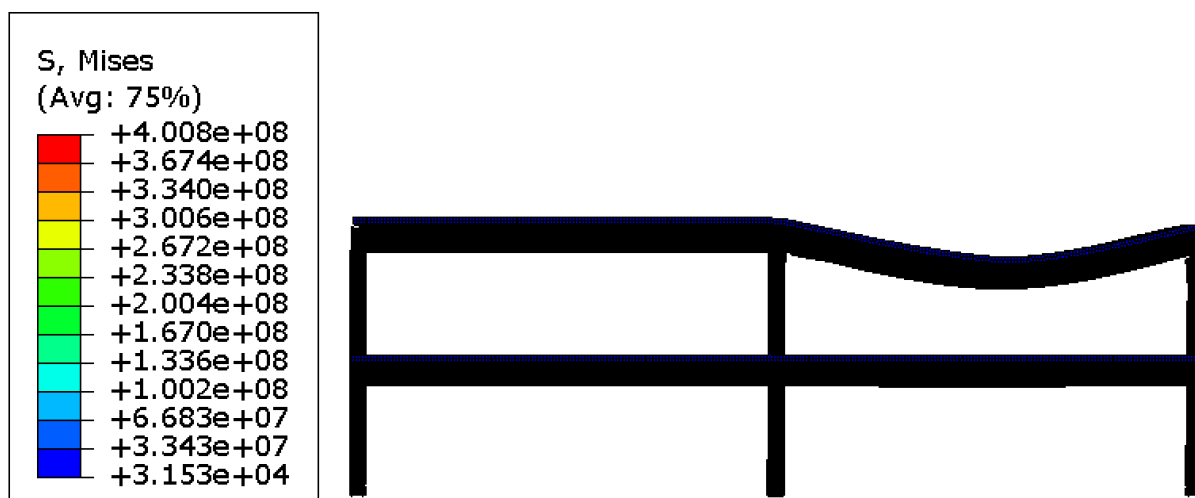


Figura 5.366 – Processo de colapso de pórticos mistos com 10 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo e pilar misto central sob cenário de incêndio 1



Ao estudar modelos que possuem tanto vigas quanto pilares revestidos contra o fogo, incluindo pilares mistos centrais, constatou-se que os mecanismos de colapso são similares aos previamente estudados, mas ocorrem em tempos de incêndio prolongados. O pórtico misto com um vão de 5 metros exibe falha na viga, enquanto os pórticos mistos com vãos de 10 e 15 metros falham no pilar de fachada devido ao efeito de *pull-in*. Lembrando que o efeito *push-out*, principalmente no pórtico de 15 m é preponderante, levando a falha por flexão na região onde o efeito *push-out* provavelmente fragilizou os pilares. Nesses cenários, se o Tempo Requerido de Resistência ao Fogo (TRRF) for ligeiramente menor, optar por revestir apenas os pilares torna-se a alternativa mais eficaz. Isso ocorre porque os mecanismos de colapso permanecem os mesmos; o que muda é apenas a duração do incêndio. Na Figura 5.367 pode ser visto a configuração deformada de um pórtico misto com viga e pilar revestidos contra o fogo.

Figura 5.367 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-10m-VR-PR-PMC-80% ao fim de 60 minutos de incêndio – cenário de incêndio 1



Ao estudar os efeitos das forças de compressão em pórticos com vigas revestidas, conforme ilustrado na Figura 5.368, percebeu-se um aumento acentuado de compressão quando a viga inicialmente começa sua expansão térmica. No entanto, essa compressão tende a diminuir posteriormente devido à perda de rigidez do pilar, um fenômeno exacerbado pelas temperaturas elevadas. Foi ainda identificado que as forças de tração associadas à ação de catenária se tornam aparentes apenas quando os pilares atingem temperaturas acima de 700°C.

É notável que o momento em que a ação de catenária se torna relevante é influenciado pelas dimensões da seção transversal dos pilares. Ou seja, pilares com seções transversais menores necessitam de temperaturas ainda mais altas para que a fase de catenária seja ativada.

Esse fenômeno pode ser atribuído à menor fator de massividade de pilares com seções transversais maiores, o que leva a uma dissipação de calor mais gradual e permite ao pilar reter certa rigidez, mesmo quando a viga está na fase de catenária.

Para um entendimento mais detalhado da interação entre o comprimento vão e tais variáveis térmicas e estruturais, a Figura 5.369 destaca os deslocamentos na parte superior dos pilares. Essas observações enriquecem o entendimento sobre como as estruturas reagem sob variadas condições de incêndio e tamanhos de vãos, fornecendo assim *insights* adicionais para o projeto de edificações mais seguras em situações de incêndio.

Figura 5.368 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos mistos com vigas revestidas contra o fogo e pilar central misto – cenário de incêndio 1

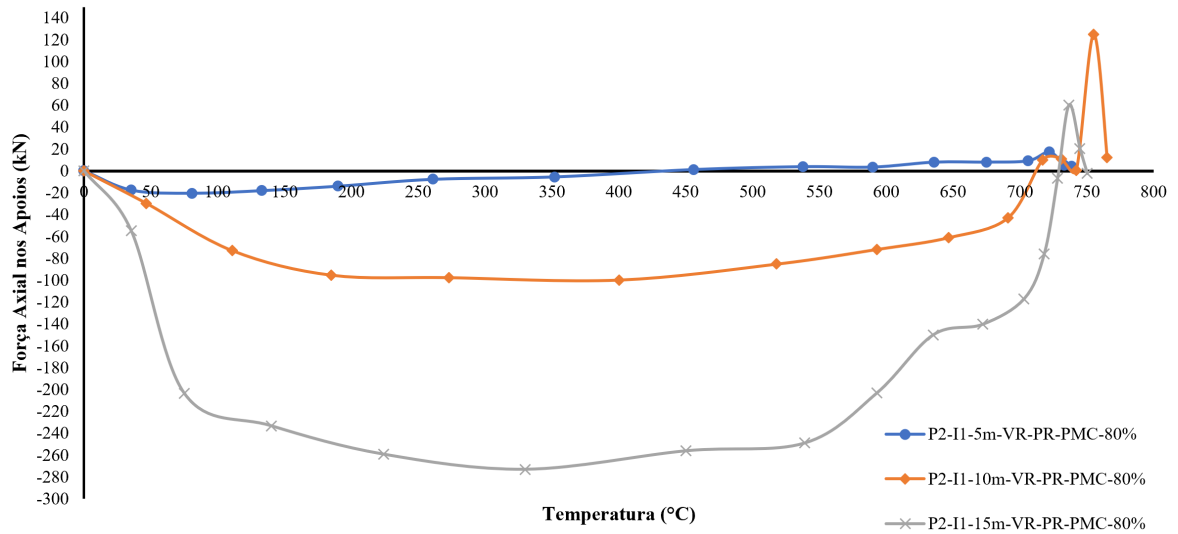
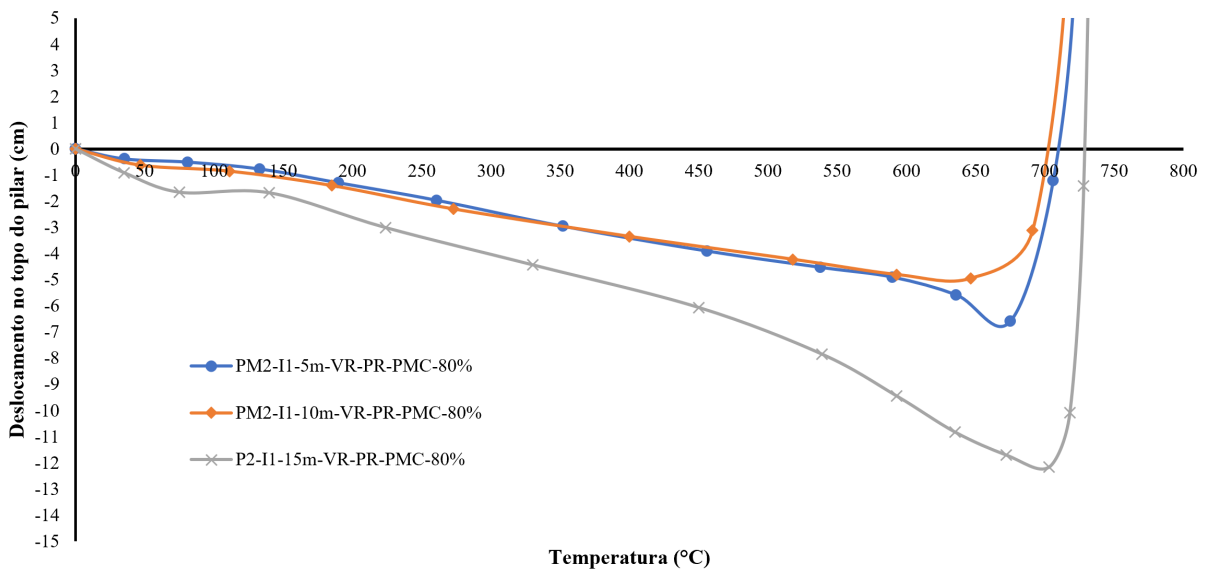
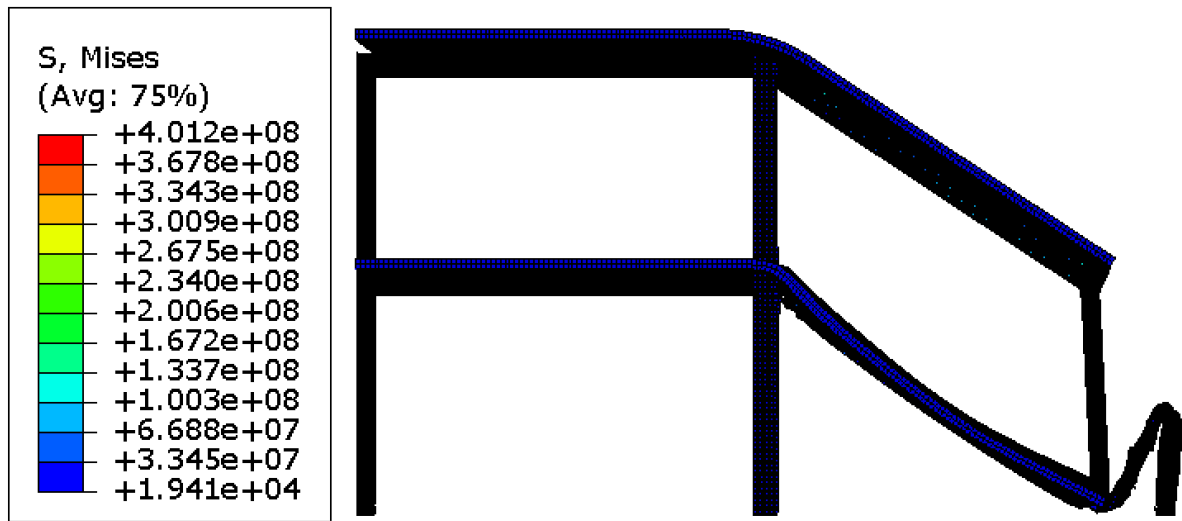


Figura 5.369 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos mistos com revestimento contra o fogo na viga e no pilar e pilar misto central, sob cenário de incêndio 1



Ao examinar os modelos de pórticos no contexto do Cenário de Incêndio 2, especificamente com a viga revestida contra o fogo e pilar misto central, a Figura 5.370 mostra o modelo PM2-I2-5m-VR-PMC e sua deformação final após o incêndio.

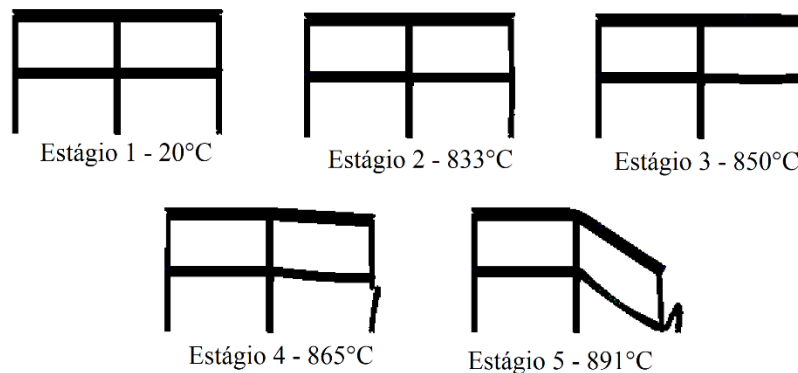
Figura 5.370 – Configuração deformada do modelo P2-I2-5m-VR-PMC-80% ao fim de 48 minutos de incêndio



No contexto do Cenário de Incêndio 2, foi constatado que o mecanismo de colapso para todos os vãos manteve-se inalterado, similar ao observado em pórticos com vigas de aço. Verificou-se que a falha sempre se manifesta no pilar de fachada, atribuída à instabilidade gerada pela flexão na menor inércia desse componente. Essa ocorrência é parecida da vista em pórticos que possuem viga de aço e pilar misto central, onde a instabilidade surgiu a uma distância aproximada de 0,7 vezes o comprimento do vão ($0,7L$). Esse dado é relevante, especialmente porque a norma ABNT NBR 14323 (2013) não estabelece um comprimento efetivo para pilares térreos com subestruturas de contraventamento. Com base nos resultados até agora obtidos para os pilares, pode-se sugerir, a favor da segurança, a adoção de um comprimento efetivo igual a $0,7L$ para pilares térreos.

Outro aspecto significativo a ser destacado é a ocorrência de intensa instabilidade local, causada pelo efeito *push-out*, um fenômeno já identificado em outros modelos examinados nesta tese. Contrariamente, o efeito de *pull-in* mostrou-se quase inexistente nas avaliações desses tipos de pórticos.

Figura 5.371 – Processo de colapso de pórticos mistos com 5 metros de vão com vigas revestidas contra o fogo e pilar misto central sob cenário de incêndio 2



Na Figura 5.371, o mecanismo de colapso para pórticos mistos com pilares mistos centrais e vigas revestidas é elucidado. As temperaturas foram medidas na superfície exposta ao calor do pilar de aço. Fica evidente o efeito de *push-out* nos pilares de fachada. Contudo, o efeito *pull-in* não é perceptível, já que os pilares falham por flexão imediatamente após manifestar o efeito de *push-out*. Vale salientar que, conforme observado em pórticos sem pilares mistos, a viga não provoca a flexão no pilar. Este comportamento é resultado da deterioração da capacidade resistente do pilar, induzida pelas altas temperaturas. Finalmente, no Estágio 5, constata-se que o colapso do pórtico é completo, não se restringindo apenas ao compartimento onde ocorreu o incêndio. Esse fato sublinha a importância crítica de verificar os pilares de fachada ao se investigar o potencial de colapso global da estrutura.

Na Figura 5.372, as forças geradas pela viga V2-1 nos pilares P3-1 são apresentadas. É evidente que, devido à ausência de revestimento no pilar e a presença de revestimento nas vigas, as forças de compressão se manifestam de maneira mais atenuada, inicialmente. Isso ocorre porque à medida que a viga se expande lentamente, os pilares perdem suas propriedades físicas em função das elevadas temperaturas. No caso do vão de 5 metros, essas forças se mantêm estáveis até o momento de falha do pilar. Para pórticos com vãos de 10 e 15 metros, as forças de compressão são mais intensas e mostram forças de tração no momento da falha dos pilares. Uma outra questão de suma importância é que, nos pórticos mistos as forças são maiores que nos pórticos de aço. Isso é explicado pela rigidez da laje, que faz com que a viga demore a sofrer deslocamentos horizontais pela perda das propriedades devido ao incêndio e, com isso, esse elemento consegue se expandir de uma maneira maior, fazendo com que as forças de compressão sejam maiores.

Figura 5.372 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos mistos de 5, 10 e 15 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo e pilar misto central – cenário de incêndio 2

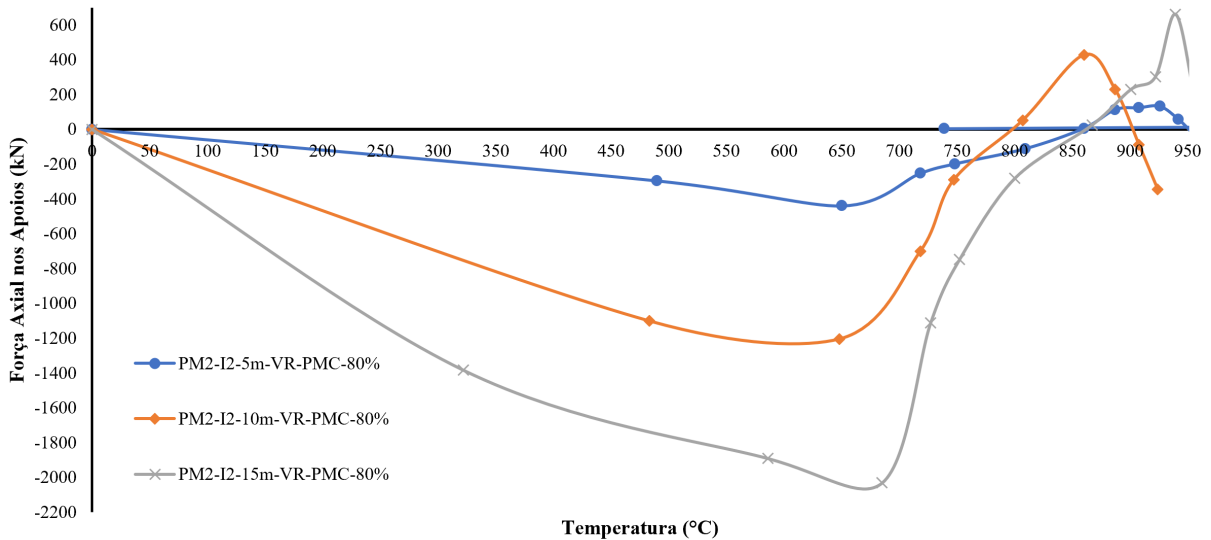
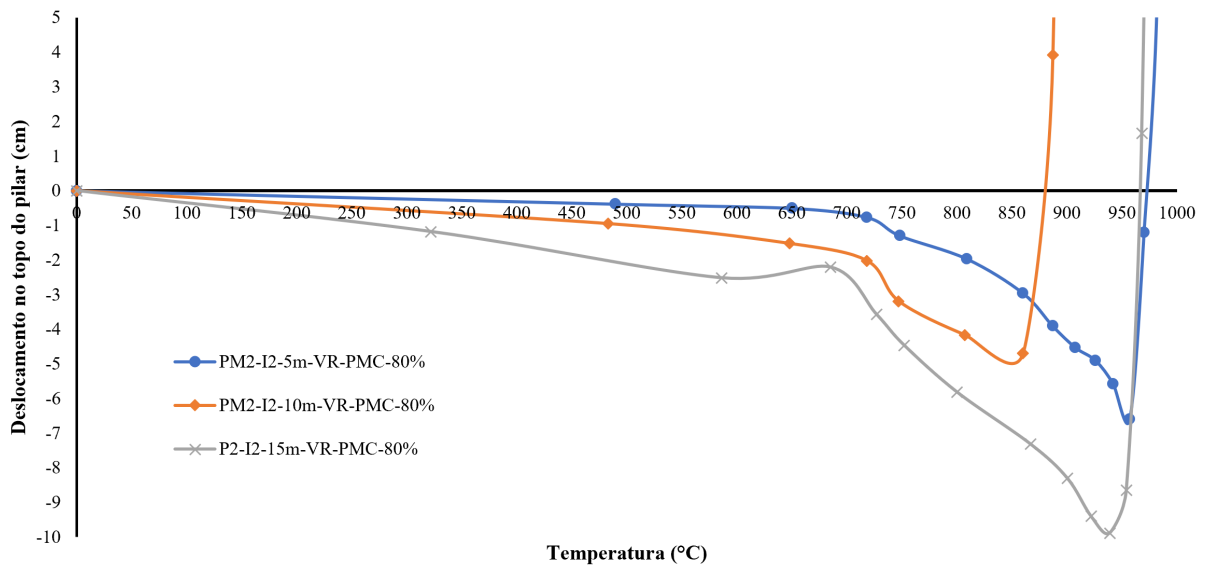


Figura 5.373 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos com pilar revestido contra o fogo e pilar misto central, sob cenário de incêndio 2



Para um entendimento mais aprofundado do fenômeno, a Figura 5.373 mostra os deslocamentos na parte superior do pilar do andar que foi exposto ao fogo. Os dados indicam que, até atingir temperaturas aproximadas de 600°C a 700°C, os pilares de fachada submetidos ao incêndio experimentam uma pequena deformação lateral. Isso prossegue até que a falha por flexão se manifesta nos pilares, causada pelas temperaturas elevadas. Posteriormente, o processo de falha dos pilares torna-se evidente. É crucial ressaltar que, neste cenário específico, a causa da falha nos pilares não é atribuída ao efeito de *pull-in*, mas sim à comprometimento da integridade estrutural dos pilares devido às altas temperaturas.

Ao analisar os pórticos mistos somente com os pilares revestidos, verifica-se que o comportamento de todos os vãos estudados neste trabalho (5, 10 e 15 metros, respectivamente) apresentam o mesmo modo de falha: plastificação na seção bruta da viga próximo aos apoios. Isso se deve ao fato de os pilares estarem revestidos e as altas temperaturas não se propagam nestes elementos antes da viga poder perder a sua capacidade resistente. Como há lajes de concreto “travando” a viga, esses elementos acabam falhando na fase de catenária. Na Figura 5.374 pode ser vista a configuração deformada de um dos modelos com viga revestida e na Figura 5.375 pode-se verificar as forças nos apoios para cada um dos vãos estudados, onde vê-se claramente a diferença dos esforços de 10 m para 15 m, mostrando que a mudança do vão pode mudar todo o comportamento estrutural em situação de incêndio.

Figura 5.374 – Configuração deformada do modelo PM2-I2-5m-PR-PMC-80% a 36 minutos de incêndio

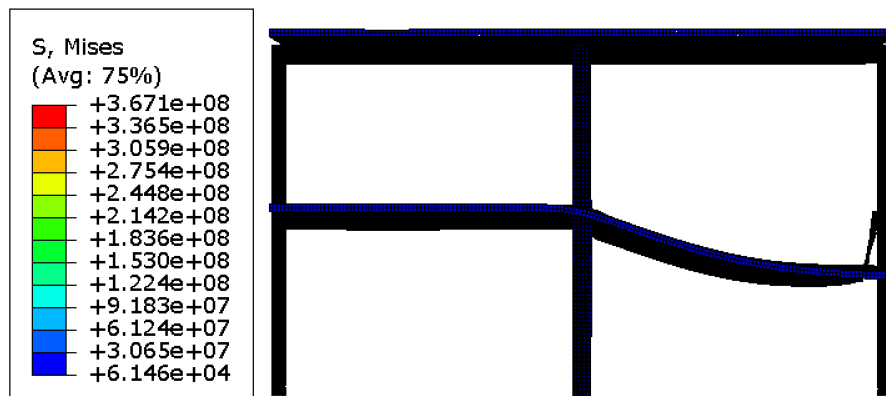
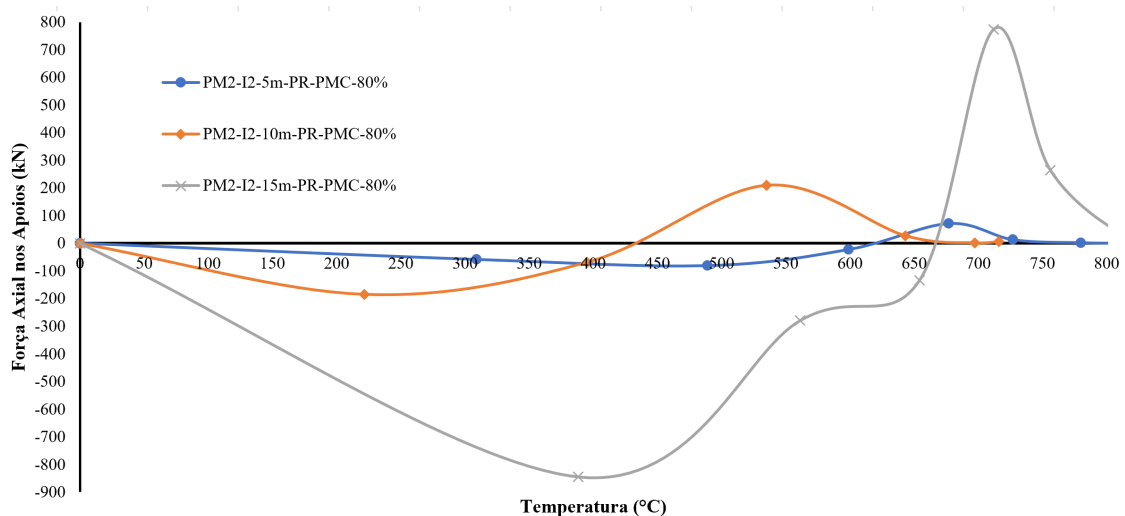
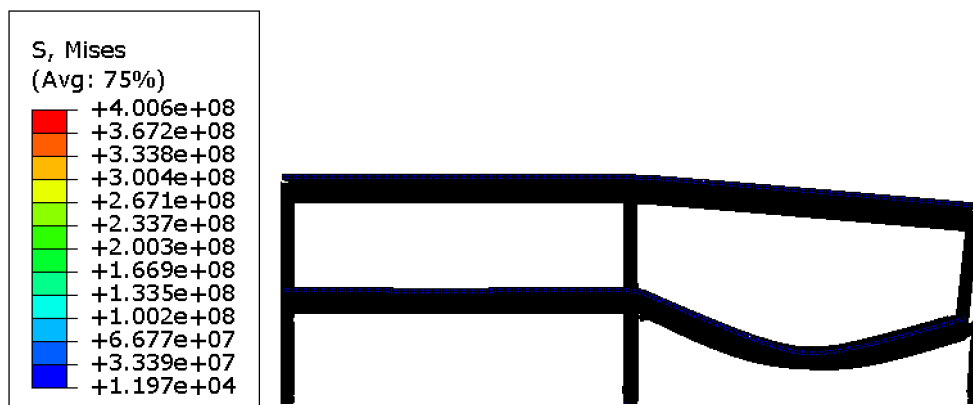


Figura 5.375 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos mistos de 5, 10 e 15 metros de vão com pilar central revestido contra o fogo com pilar misto central – cenário de incêndio 2



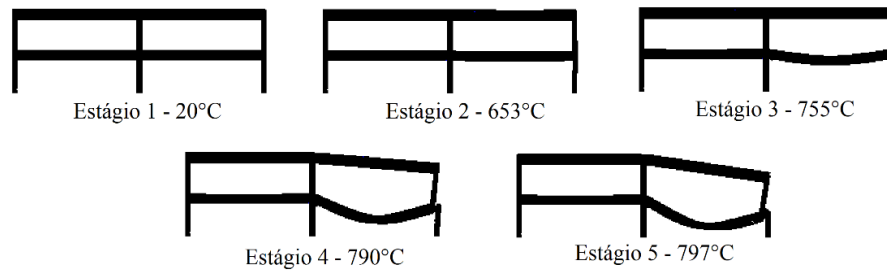
Na análise dos pórticos mistos revestidos contra incêndio, com vigas de vãos de de 5, 10 e 15 metros, foram identificadas algumas variações no mecanismo de colapso sob as condições do Cenário de Incêndio 2. No caso do pórtico com vão de 5 metros, a falha não é desencadeada pela flexão, apesar da presença marcante do efeito *pull-in*. Ao invés disso, o colapso ocorre devido à plastificação da seção bruta da viga perto dos apoios. Para os pórticos mistos de maiores vãos, o mecanismo de falha é a flexão, atribuível às forças de tração até a fase de catenária. Ao atingir essa fase, há a formação de uma rótula plástica nas áreas próximas a região das ligações, conforme ilustrado na Figura 5.376. Este fenômeno é explicado pela maior seção transversal dos pilares. Quando a viga entra na fase de catenária, as forças geradas nessa condição induzem uma flexão adicional no pilar. Isso reforça a importância crítica de considerar adequadamente esse aspecto no projeto estrutural.

Figura 5.376 – Configuração deformada do modelo P2-I2-10m-VR-PR-PMC-80% a 72 minutos de incêndio



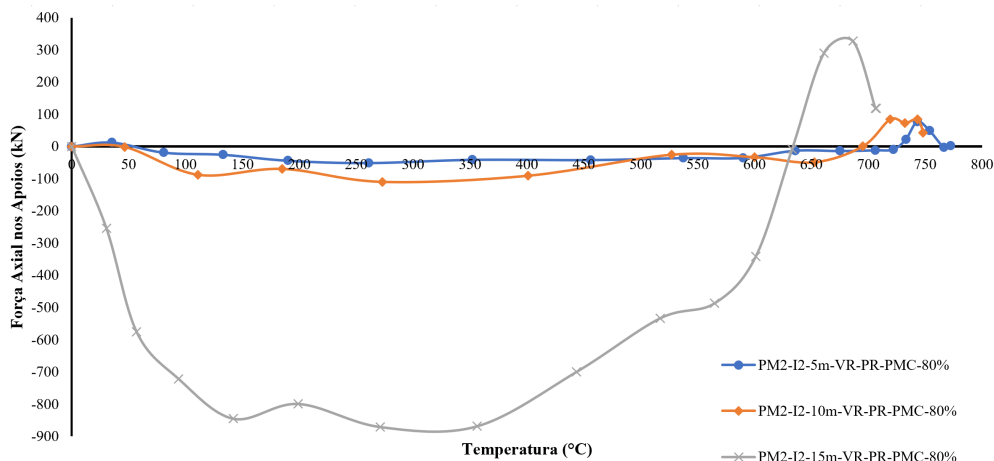
Na Figura 5.377, o mecanismo de colapso para o pórtico com um vão de 10 metros é ilustrado, servindo como uma representação geral dos mecanismos de falha estrutural dos demais vãos. É importante notar que, esse processo de colapso guarda semelhanças com os observados em pórticos compostos inteiramente por pilares de aço. Contudo, o tempo necessário para o colapso durante a exposição ao fogo é significativamente maior nos pórticos com pilares mistos. Isso evidencia mais uma vez a vantagem da utilização de pilares mistos em termos de resistência ao fogo.

Figura 5.377 – Processo de colapso de pórticos mistos com 10 metros de vão com vigas e pilares revestidos contra o fogo e pilar misto central sob cenário de incêndio 2



Na Figura 5.377, observa-se que até o estágio 2, correspondente a uma temperatura de 653°C, a viga permanece em sua fase de expansão, exibindo uma deformação vertical mínima, enquanto o efeito *push-out* é notável no pilar de fachada. Quando a temperatura atinge 755°C, a viga começa a mostrar uma deformação vertical significativa. Simultaneamente, a região da ligação entre a viga e o pilar começa a deformar-se. Quando o deslocamento excede $L/30$, a força de tração gerada resulta em uma instabilidade localizada na área da ligação, conforme ilustrado no estágio 4. Esse fenômeno leva o pórtico ao colapso devido à flexão.

Figura 5.378 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos mistos de 5, 10 e 15 metros de vão revestidos contra o fogo com pilar misto central – cenário de incêndio 2



Na Figura 5.378, as forças axiais de compressão decorrentes da interação entre a viga V1-2 e o pilar P3-1 são detalhadas para todos os vãos em consideração. É notável que, para o vão de 5 metros, as forças de compressão são praticamente inexistentes. Isso ocorre porque tanto a viga quanto o pilar estão revestidos contra o fogo, fazendo com que a força de expansão no início do incêndio seja insuficiente para superar a força de tração induzida pelo momento fletor resultante da ligação entre a viga e o pilar. No entanto, por volta dos 700°C, a viga entra na fase de catenária, manifestando forças de tração.

Para o vão de 10 metros, a interação entre viga e pilar segue o comportamento previamente esperado: uma fase de compressão é seguida pela fase de catenária. Já no contexto do vão de 15 metros, é observada uma força de compressão considerável, que pode ser atribuída ao maior alongamento da viga devido ao seu maior comprimento e à maior seção transversal do pilar de fachada nos pórticos com este tamanho de vão. Adicionalmente, é identificada uma força significativa resultante da ação de catenária, cuja magnitude se revela dependente do tamanho do vão, conforme já estabelecido em fases anteriores desta pesquisa.

Os dados coletados nesta fase de parametrização dos pórticos mistos estão resumidos nas Tabelas 5.31 e 5.32. Esses compilados incluem variáveis como percentuais de capacidade resistente dos elementos estruturais, os tipos de revestimentos contra o fogo aplicados (designados como VR para vigas revestidas e PR para pilares revestidos), e os mecanismos de colapso identificados (indicados como 'Mec. de colapso'). Adicionalmente, as tabelas fornecem informações sobre as temperaturas críticas que induzem o colapso do pórtico, medidas tanto em pilares de fachada quanto nas mesas inferiores das vigas, que são os elementos chave para desencadear o colapso progressivo da estrutura. Também são apresentadas informações sobre se houve uma predominância de forças de compressão durante a fase de expansão da viga ou de forças de tração durante a fase de catenária, contribuindo para os mecanismos de colapso identificados.

Esses dados serão apresentados para os dois cenários de incêndio examinados neste estudo. Lembrando que os dados aqui apresentados são para pórticos de aço com pilar misto central.

- (a) Colapso parcial do pórtico por efeito *pull-in* no pilar de fachada;
- (b) Colapso parcial do pórtico por efeito *push-out* no pilar de fachada;
- (c) Colapso total do pórtico por instabilidade do pilar de fachada;
- (d) Colapso da viga no compartimento incendiado.

Tabela 5.31 – Mecanismos de colapso e temperaturas críticas para os pórticos com pilares mistos com revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 1

Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	VR	PR	Mec. de colapso	Temp. Crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	Sim	Não	A	879°C	Não	Sim
	80%	Não	Sim	A	668°C	Não	Sim

	80%	Não	Não	A	708°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	A	809°C	Não	Sim
10 m	80%	Sim	Não	B	815°C	Sim	Não
	80%	Não	Sim	A	719°C	Sim ²	Sim
	80%	Não	Não	A	660°C	Sim	Sim
	80%	Sim	Sim	A	733°C	Sim ²	Sim
15 m	80%	Sim	Não	B	849°C	Sim	Não
	80%	Não	Sim	A	687°C	Sim ²	Sim
	80%	Não	Não	A	688°C	Sim	Sim
	80%	Sim	Sim	A	781°C	Sim ²	Sim

Tabela 5.32 – Mecanismos de colapso e temperaturas críticas para os pórticos com pilares mistos com revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 2

Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	VR	PR	Mec. de colapso	Temp. Crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	Sim	Não	C	870°C	Não	Não
	80%	Não	Sim	D	767°C	Não	Sim
	80%	Não	Não	C	767°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	D	846°C	Não	Sim
10 m	80%	Sim	Não	C	749°C	Não	Não
	80%	Não	Sim	D	661°C	Não	Sim
	80%	Não	Não	C	718°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	C	734°C	Não	Sim
15 m	80%	Sim	Não	C	832°C	Não	Não
	80%	Não	Sim	D	687°C	Não	Sim
	80%	Não	Não	C	724°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	C	801°C	Sim ²	Sim

¹ Pilar falha por compressão devido ao efeito *push-out* sem necessariamente apresentar tensões maiores que o escoamento antes do colapso

² Não há colapso do pórtico por compressão, mas apresenta tensões maiores que a resistência ao escoamento do material devido ao efeito *push-out*

5.4. Estudo paramétrico de pórticos de três pavimentos com pilares e vigas mistas de aço e concreto com e sem revestimento contra o fogo com variação no cenário de incêndio

A terceira e última parte do estudo paramétrico de pórticos bidimensionais desta tese, tem como objetivo investigar os fenômenos citados anteriormente, relativos às tensões localizadas na região das ligações entre pilares e vigas e quais são as influências desses efeitos em um possível dimensionamento de estruturas em situação de incêndio, assim como foi feito no item 5.3. Para tal, será analisado um pórtico plano contendo três vãos (variando entre 5, 10 e 15 metros) e três pavimentos (cada um com 3,2 m de altura), conforme mostrado nas Figuras 5.379 e 5.380. Assim como no item 5.3, foi assumido que a edificação é do tipo comercial, com carga permanente de 100kgf/m^2 e carga variável de 500kgf/m^2 . As nomenclaturas das vigas e dos pilares estão descritas na Figura 5.380, em que "V" se refere às vigas e "P" aos pilares. Nesta etapa da análise não se variou a seção transversal dos pilares.

Este item tem por objetivo, estudar de uma forma mais profunda, a influência do cenário de incêndio na distribuição de tensões em situação de incêndio. Além disso, serão utilizados pilares mistos de aço e concreto, a fim de entender o comportamento de pórticos de aço em situação de incêndio com a utilização desses elementos estruturais que, assim como mostrado no capítulo 2, é um estudo inédito até o momento da elaboração desta tese.

Os pilares foram orientados para sofrerem flexão no sentido de maior inércia. Foi imposta uma imperfeição inicial nos pilares de $L/3200$, de modo que a sua deformação máxima no centro do vão fosse de 0,1 cm, conforme item anterior. Lembra-se que o pórtico possui travamento fora do plano, a fim de representar as vigas que passam pelo pórtico no modelo tridimensional. O carregamento aplicado nas vigas é da ordem de 0,4 do carregamento máximo que a viga pode suportar em temperatura ambiente.

Figura 5.379 – Modelo esquemático tridimensional

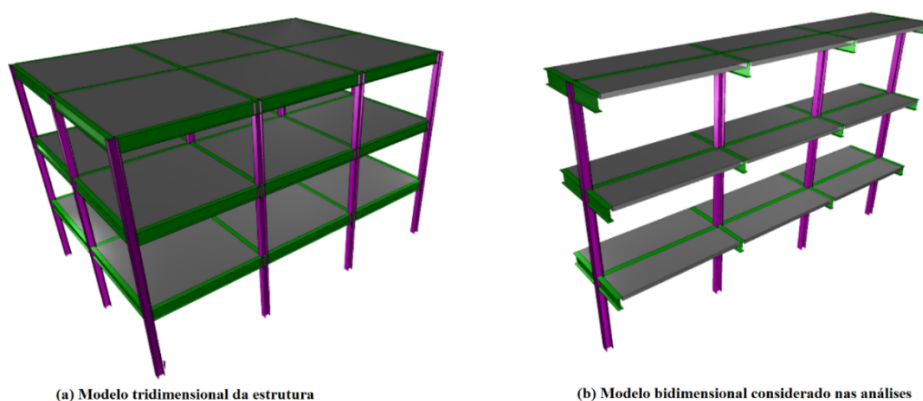
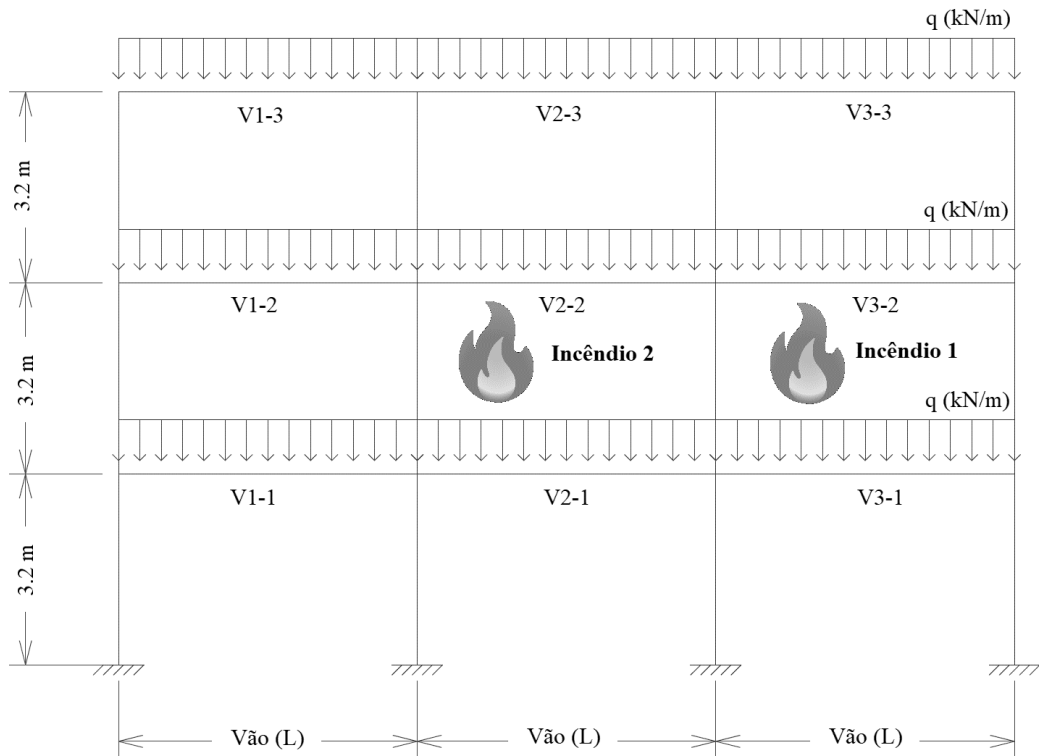


Figura 5.380 – Modelo esquemático do pórtico com os cenários de incêndios considerados



Em relação à ligação entre as vigas e os pilares do pórtico, levou-se em consideração que tais elementos são conectados por ligação rígida, ou seja, as vigas serão ligadas diretamente na mesa dos pilares, assim como no estudo anterior, por meio de contato do tipo *tie* do ABAQUS.

O dimensionamento das peças (vigas e pilares de aço) e tanto as vigas mistas quanto os pilares mistos foram baseadas a partir da ABNT NBR 8800 (2008). O dimensionamento das lajes de concreto, foram baseados nos critérios da ABNT NBR 6118 (2014). As Tabelas 5.33 e 5.34 apresentam as dimensões da laje de concreto e armaduras utilizadas e as dimensões dos pilares mistos, respectivamente.

Tabela 5.33 – Propriedades das lajes de concreto

Vão	Espessura da Laje	Largura Efetiva	Armadura Positiva	Armadura Negativa
5m	12 cm	125 cm	Φ10 mm c/20	Φ8 mm c/20
10m	15 cm	250 cm	Φ10 mm c/10	Φ10 mm c/10
15m	20 cm	375 cm	Φ12.5 mm c/10	Φ12.5 mm c/10

Tabela 5.34 – Propriedades dos pilares mistos

Vão	Pilares de Fachada	Armadura Longitudinal	Pilar Central	Armadura Longitudinal
5m	30x30 cm	4 Φ 12.5 mm	40x40 cm	4 Φ 12.5 mm
10m	40x40 cm	4 Φ 16 mm	45x45 cm	4 Φ 16 mm
15m	55x55 cm	4 Φ 20 mm	55x55 cm	4 Φ 20 mm

O aquecimento da viga se dará pelas três faces interiores. O aquecimento da laje, se dará pela face inferior e o aquecimento do pilar será pela mesa e parte da alma, com a face ligada junto à viga, simulando um incêndio em uma edificação. Será utilizado a curva de incêndio padrão da ABNT NBT 14323 (2013) para simular as altas temperaturas. A resistência à compressão característica do concreto, tanto para lajes quanto para os pilares mistos (f_{ck}) é igual a 30 MPa. O aço utilizado para os perfis é do tipo ASTM A572 Gr. 50, com a resistência ao escoamento de 345MPa. O módulo de elasticidade utilizado é o de 210 GPa em temperatura ambiente. A degradação das propriedades mecânicas do aço em altas temperaturas foi estabelecida a partir da ABNT NBR 14323 (2013). Para o concreto, foram utilizados os parâmetros da ABNT NBR 15200 (2012).

O revestimento contra o fogo utilizado nesta fase do trabalho é a argamassa projetada CACFO-300, que já tiveram as suas propriedades apresentadas no Capítulo 5 desta tese. Importante ressaltar que a espessura do revestimento contra o fogo variou de acordo com o fato de massividade do pilar e da viga, simulando um dimensionamento mais alinhado com a prática de projetos, tomando como base um TRRF de 60 minutos. As espessuras do revestimento contra o fogo estão apresentadas nas Tabelas 5.35 e 5.36 com as respectivas seções transversais de vigas e pilares utilizados na parametrização. A malha utilizada, tanto para as vigas quanto para os pilares possuem o tamanho de 0,015 m, com estudo de eficiência já demonstrado em capítulos anteriores deste trabalho.

Tabela 5.35 – Propriedades das vigas do estudo paramétrico

Vão	Perfil	Espessura do revestimento contra o fogo	Carga aplicada em situação de incêndio – Viga Mista (q)
5 m	VS 350x26	18 mm	55,1 kN/m
10 m	VS 600x81	16 mm	64,6 kN/m

15 m	VS 800x143	16 mm	41,4 kN/m
------	------------	-------	-----------

Tabela 5.36 – Propriedades dos pilares de aço do estudo paramétrico

Vão	Sd/Rd	Pilares de fachada	Espessura do revestimento contra o fogo	Pilar central	Espessura do revestimento contra o fogo
5m	80%	CS 200x50	18 mm	CS 300x102	18 mm
10m	80%	CS 300x95	13 mm	CS 350x108	13 mm
15m	80%	CS 450x175	12 mm	CS 450x144	12 mm

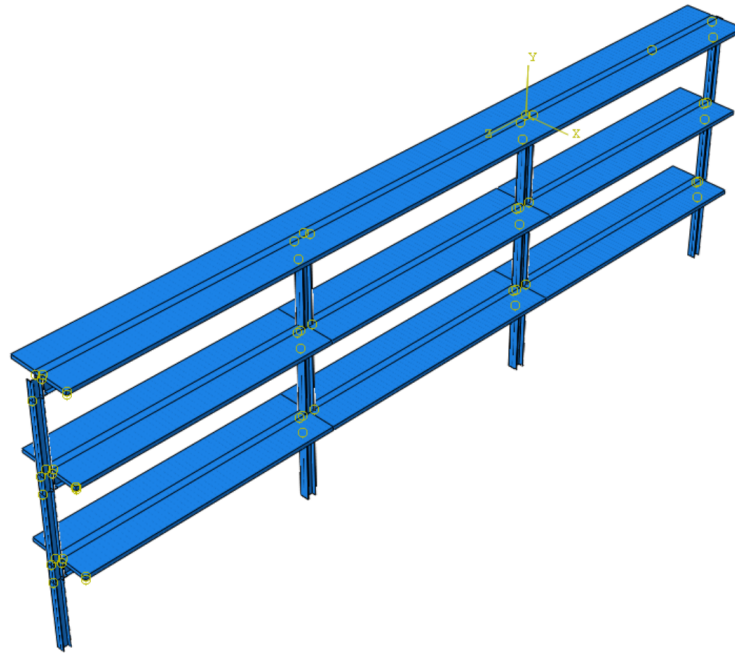
Foram consideradas na parametrização dois cenários distintos de incêndio, um no vão de fachada, no segundo pavimento, denominado Incêndio 1 e, também no segundo pavimento, contudo em um compartimento interno da edificação, denominado Incêndio 2, como já mostrado na Figura 5.380. A escolha por esses dois cenários distintos se deu para complementar o estudo do item 5.3, para o melhor entendimento de incêndio em pilares de fachada de compartimentos intermediários (não só o térreo e a cobertura) e para o entendimento da interação viga *versus* pilar em pavimentos internos da edificação.

A nomenclatura a ser utilizada para apresentar os pórticos apresentarão as seguintes siglas:

- PM3 (pórticos mistos de aço);
- I1 ou I2 (cenário de Incêndio 1 ou cenário de Incêndio 2);
- 5, 10, 15 m (vão da viga);
- VR (viga revestida);
- PR (pilar revestido);
- PML (pilar misto de fachada);
- PMC (pilar misto central).

Na Figura 5.381 é possível ver o modelo estrutural do ABAQUS de um pórtico PM3-10m-VR-80% (pórtico misto, viga revestida com 10 metros de vão e 80% da relação entre solicitação/resistência do pilar).

Figura 5.381 – Modelo estrutural PM3-10m-VR-80%



5.4.1. Resultados da análise paramétrica

Seguindo o que já foi realizado nas demais etapas paramétricas já realizadas neste trabalho, pela grande quantidade de resultados encontrados, serão apresentados e discutidos os mais relevantes, sempre do ponto de vista deste autor, ressaltando as seguintes questões:

- Influência da utilização do revestimento contra o fogo nos elementos estruturais;
- Influência da inserção de pilares mistos nos modelos;
- Influência da utilização de vigas mistas nos modelos.

Foram realizadas nesta etapa da parametrização, 156 modelagens numéricas, com as parametrizações indicadas anteriormente. Em cada discussão, serão apresentados resultados de deslocamentos laterais dos pilares, forças axiais induzidas nos apoios e os mecanismos de colapso dos pórticos (se necessário), sempre com gráficos relativos à temperatura do elemento estrutural e a influência do cenário de incêndio.

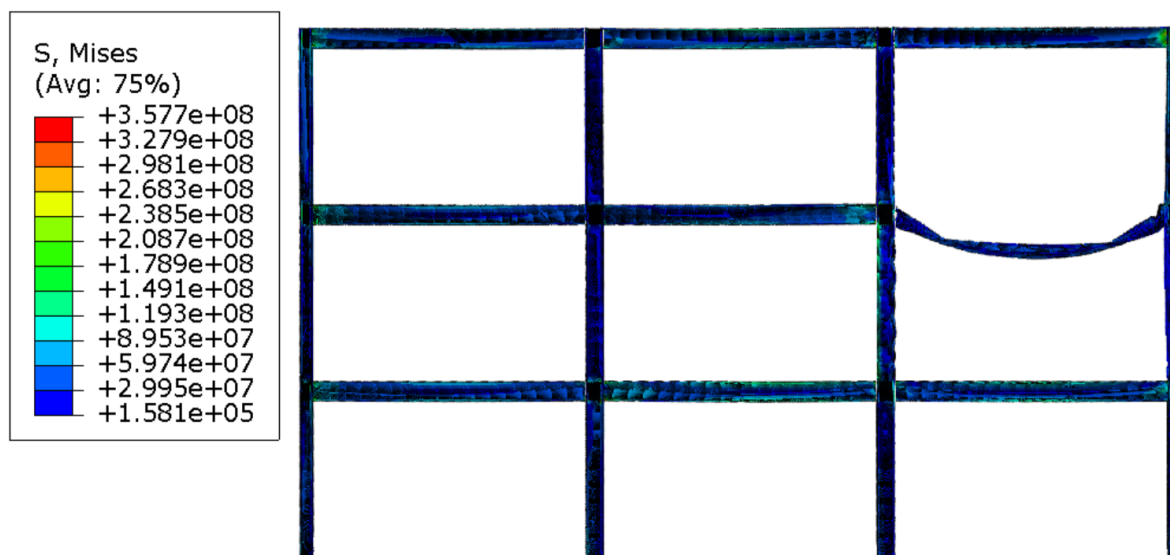
5.4.1.1. Influência da utilização do revestimento contra o fogo nos elementos estruturais

Nesta etapa, analisou-se a influência da variação do revestimento contra o fogo. Esta análise se dividirá em quatro partes: a primeira, serão analisados vãos distintos sem revestimento. A segunda parte, avaliará vãos distintos utilizando somente a viga revestida. A

terceira parte irá avaliar vãos distintos utilizando somente o pilar revestido. E, a última parte, variando os vãos e usando vigas e pilares revestidos.

Na Figura 5.382 é possível verificar o modelo PM2-I1-5m-80% com a sua configuração deformada ao final do incêndio (considerando o cenário de incêndio 1).

Figura 5.382 – Configuração deformada do modelo P2-I1-5m-80% ao fim de 24 minutos de incêndio



Ao analisar o pórtico de cinco metros de vão, verificou-se que, apesar do efeito *pull-in* poder ser verificado na Figura 5.382, vê-se que o pórtico, no Cenário de Incêndio 1, não falha por flexão. O elemento estrutural que apresenta a falha é a viga. Ao variar o vão para 10 metros, verificou-se que o modo de falha também é a viga, com o pórtico apresentando breve efeito *push-out* e, quando a viga entra em ação de catenária, apresenta o efeito *pull-in* (Figura 5.383). Entretanto, ao aumentar o vão para 15 metros, pela primeira vez neste trabalho verificou-se a falha pelo efeito *push-out* no pilar de fachada, como pode ser visto na Figura 5.384a, com tensões acima da resistência ao escoamento do material (Figura 5.384b). E, na Figura 5.385, pode ser vista a falha do pórtico, que, devido ao efeito *push-out* ter formado rótula plástica, quando a viga entra em ação de catenária, a falha do pórtico acontece exatamente neste ponto. Conclui-se, então, que para pavimentos intermediários de fachada o vão tem influência significativa no comportamento, em situação de incêndio.

Figura 5.383 – Configuração deformada do modelo P2-I1-10m-80% ao fim de 36 minutos de incêndio

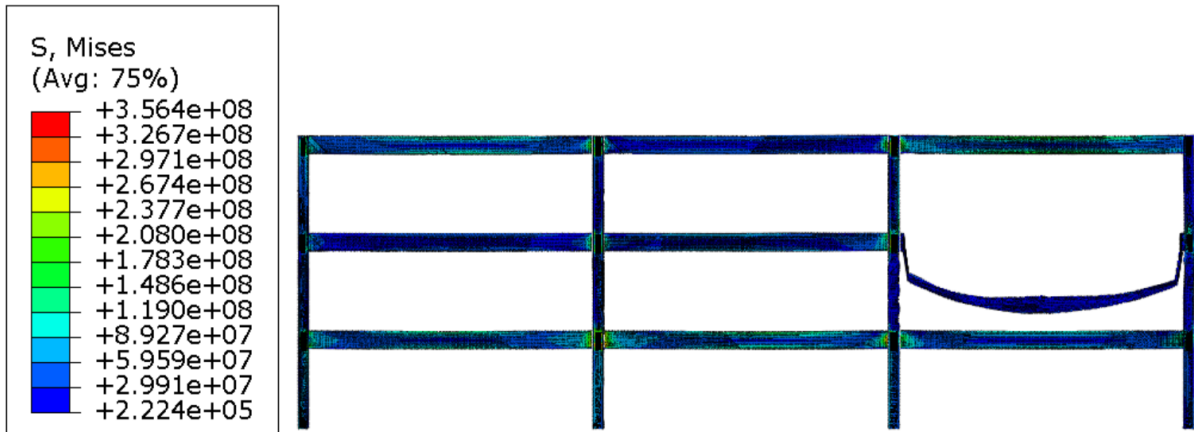


Figura 5.384 – Tensões e instabilidades localizadas devido ao efeito *push-out*

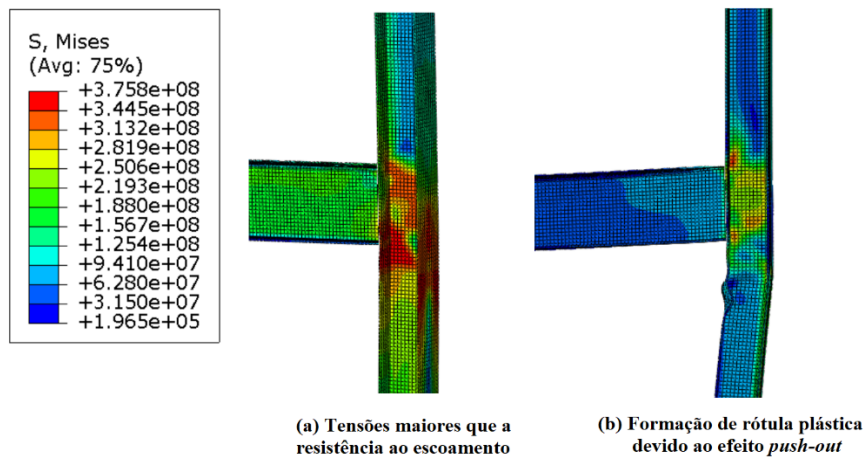
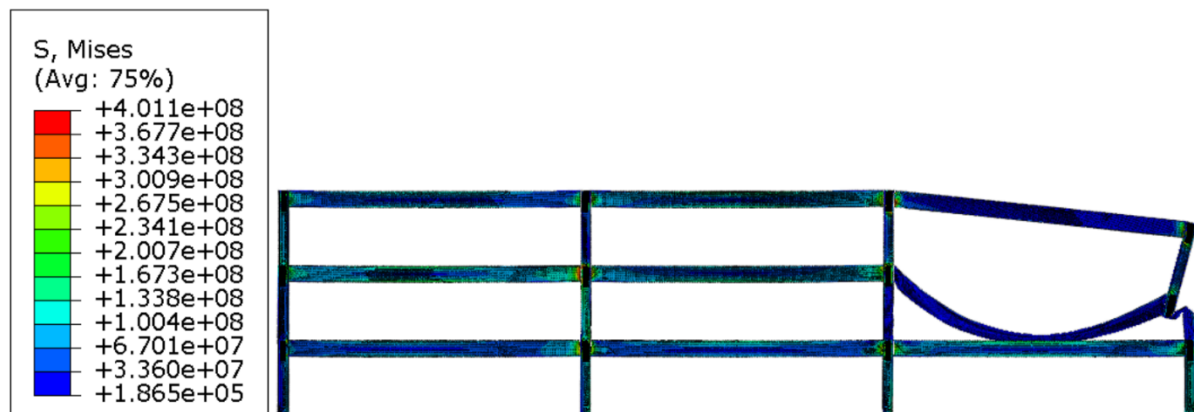


Figura 5.385 – Configuração deformada do modelo P2-I1-15m-80% ao fim de 48 minutos de incêndio



Na Figura 5.386 é possível verificar as forças de compressão resultantes da expansão da viga V3-2 no pilar P3-2, para os três vãos analisados nesta etapa do trabalho. Fica claro que, as forças, tanto de tração, quanto de compressão nos vãos de 5 e 10 metros são mais baixas que as

forças encontradas no vão de 15 metros, em que é possível verificar um valor maior, tanto de compressão, na fase de expansão da viga, quanto de tração, na fase de catenária, corroborando os resultados encontrados para o colapso do pórtico com este vão. Na Figura 5.387, pode ser visto o deslocamento no topo dos pilares do pavimento aquecido, para melhor entendimento dos efeitos encontrados. Vê-se que, os pórticos de 5 e 10 metros possuem menores deslocamentos e, após o efeito *pull-in*, há um alívio de carga, devido à falha da viga por altas temperaturas. No pórtico de 15 metros, o *pull-in* é maior, uma vez que há a falha por pórtico por esse fenômeno.

Figura 5.386 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 1

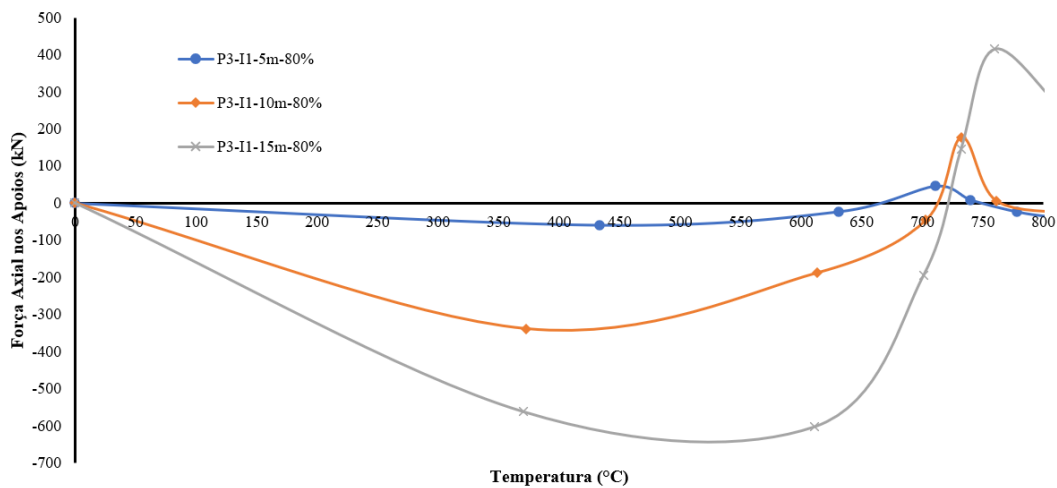
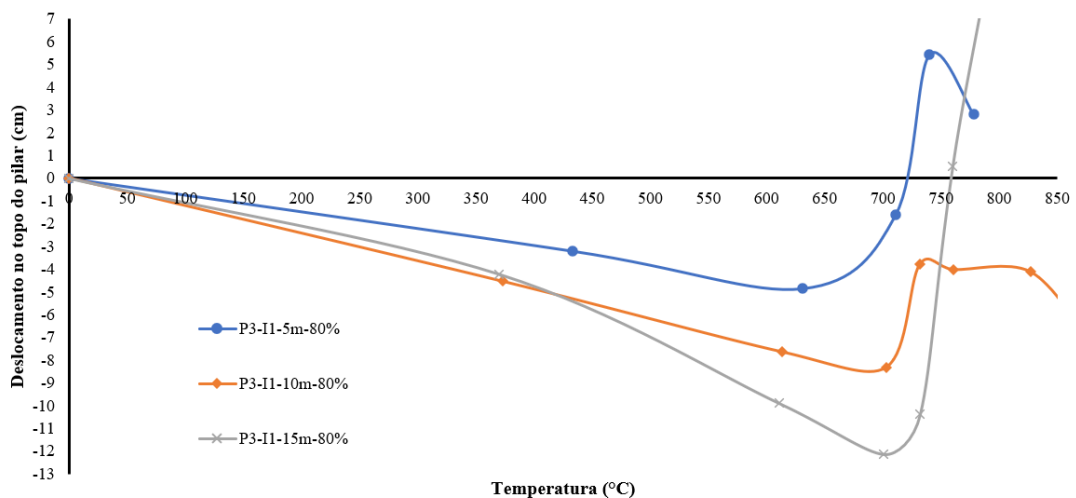


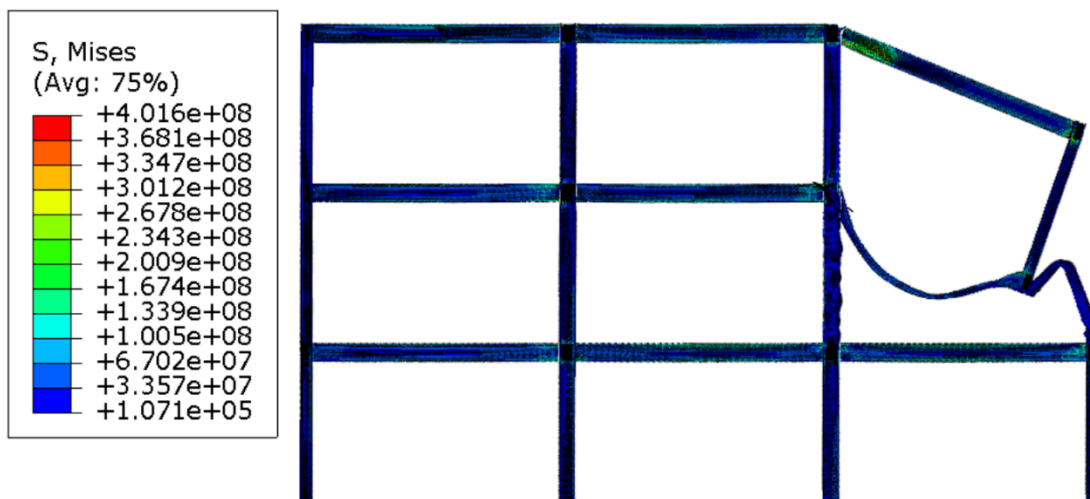
Figura 5.387 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 1



Ao revestir as vigas do pórtico (deixando os pilares sem revestimento), o comportamento é completamente diferente quando as vigas e pilares não estão revestidos, como

visto anteriormente. Neste caso, o pórtico com vão de cinco metros tem a falha no pilar de fachada. Neste caso, a falha não é pelo efeito *push-out* (apesar desse ser visível), mas sim pelo efeito *pull-in* quando a viga entra em ação de catenária (Figura 5.388).

Figura 5.388 – Configuração deformada do modelo P2-I1-5m-VR-80% ao fim de 72 minutos de incêndio



Já no pórtico de 10 metros de vão (Figura 5.389), como a viga está revestida e suas propriedades mecânicas demoram a se degradar, tem-se uma falha no pilar central, devido as altas temperaturas. Um pouco depois, com a viga ainda expandindo, há formação de rótula plástica na base do pilar de fachada, pelo efeito *push-out*.

Figura 5.389 – Configuração deformada do modelo P2-I1-10m-VR-80% ao fim de 36 minutos de incêndio

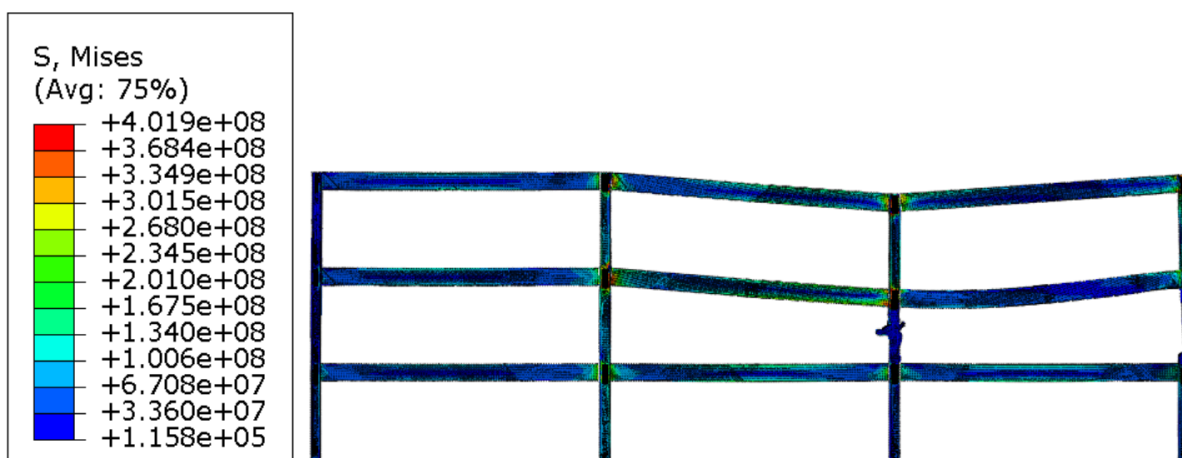


Figura 5.390 – Configuração deformada do modelo P2-I1-10m-VR-80% ao fim de 60 minutos de incêndio

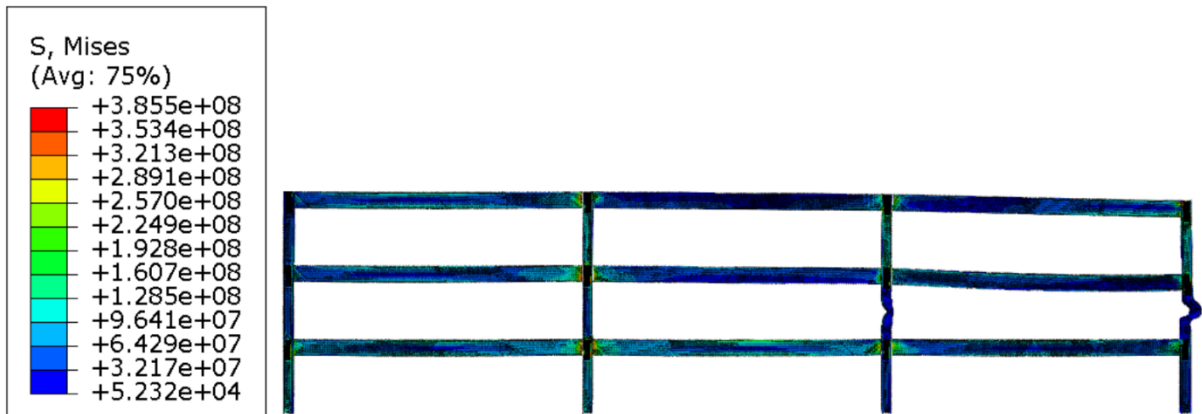


Figura 5.391 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com a viga revestida contra o fogo – cenário de incêndio 1

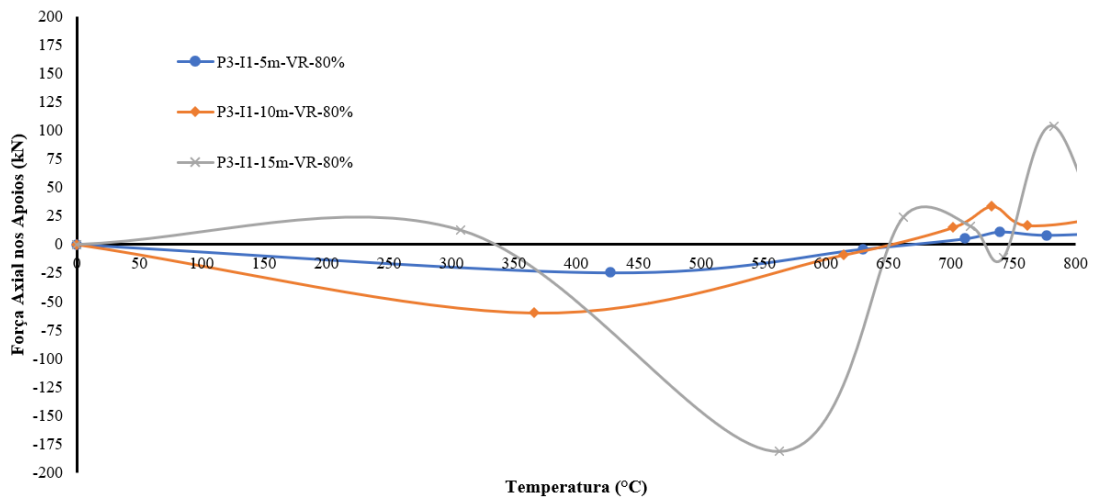
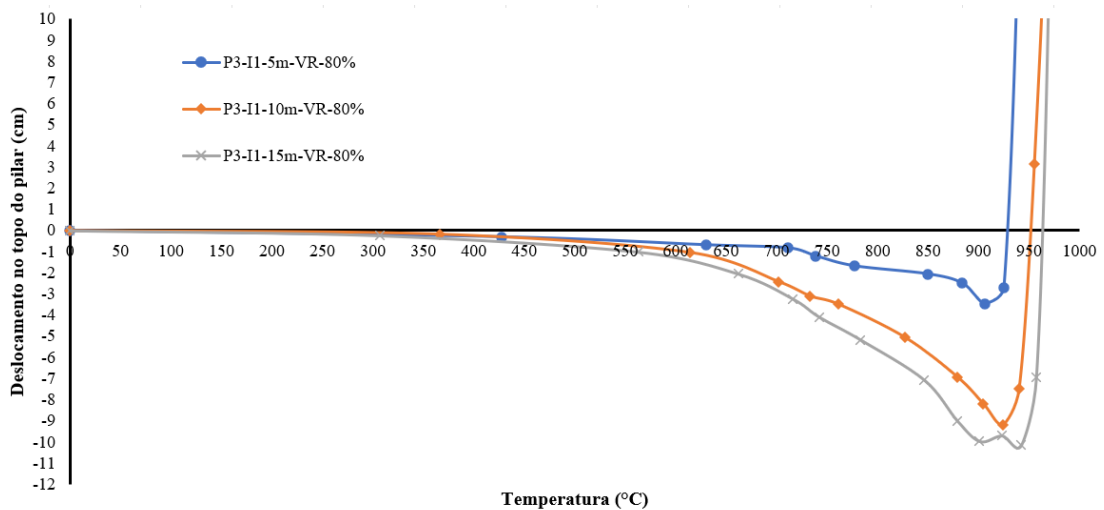


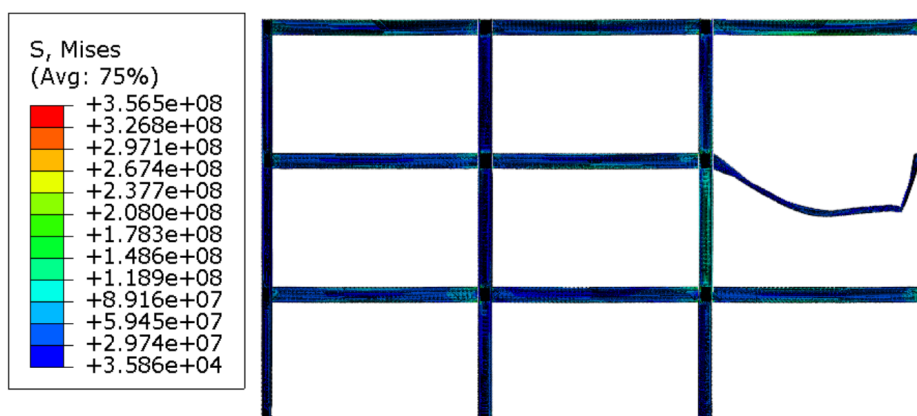
Figura 5.392 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 1



O pórtico de 15 metros de vão (Figura 5.390), apresenta mecanismo de colapso parecido com o pórtico de 10 metros. A principal diferença é o comprimento efetivo do pilar de fachada. Para o pórtico de 15 metros, o valor é $0,5L$, enquanto no pórtico com 10 metros de vão o comprimento efetivo é igual a $0,7L$.

Ao analisar os pilares revestidos, com as vigas sem revestimento contra o fogo, o comportamento também altera. Neste caso, não haverá falhas no pórtico, somente na viga não revestida, como pode ser visto na Figura 5.393 para o vão de 5 metros. No pórtico com vão de 10 metros (Figura 5.394), é possível ver brevemente o comportamento de *push-out*, que não tem efeito direto com o pórtico e, em seguida, o comportamento de *pull-in*, com a viga falhando em seguida, por plastificação dos apoios, seguido de instabilidade lateral com torção. Comparando o tempo de falha do pórtico somente com viga revestida com o pórtico somente o pilar revestido, verifica-se que, como já concluído em capítulos anteriores, a melhor solução é deixar somente a viga revestida e o pilar sem revestimento.

Figura 5.393 – Configuração deformada do modelo P2-I1-5m-PR-80% ao fim de 24 minutos de incêndio



Nos pórticos de 10 e 15 metros, embora não apresentem falhas, observa-se que durante a fase de expansão da viga nos primeiros minutos do incêndio, as tensões excedem a resistência ao escoamento. Isso ocorre porque os pilares desses pórticos são menos esbeltos e possuem maior seção transversal, conferindo-lhes maior resistência aos deslocamentos e resultando nas elevadas tensões observadas. As deformações desses pórticos são ilustradas nas Figuras 5.394 e 5.395, para os vãos de 10 e 15 metros, respectivamente. Além disso, as Figuras 5.396 e 5.397 apresentam as tensões de *von Mises* para os pórticos de 15 metros e as forças reativas nos apoios dos pórticos com pilares revestidos.

Figura 5.394 – Configuração deformada do modelo P2-I1-10m-PR-80% ao fim de 30 minutos de incêndio

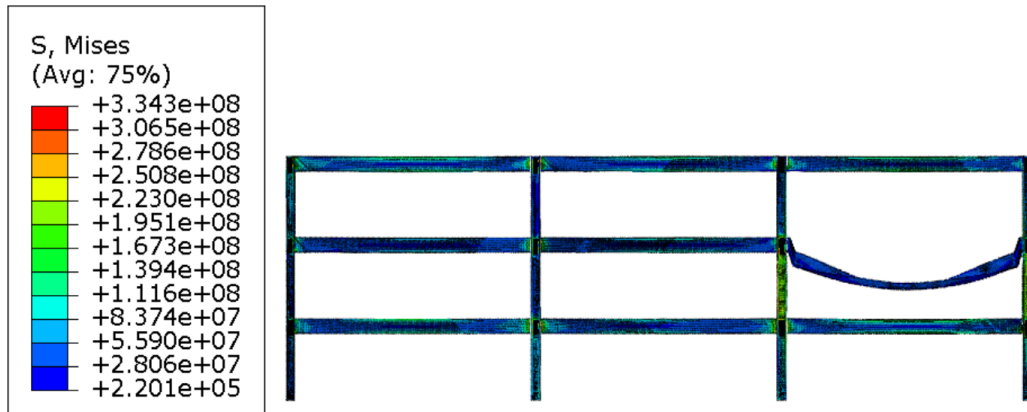


Figura 5.395 – Configuração deformada do modelo P2-I1-15m-PR-80% ao fim de 36 minutos de incêndio

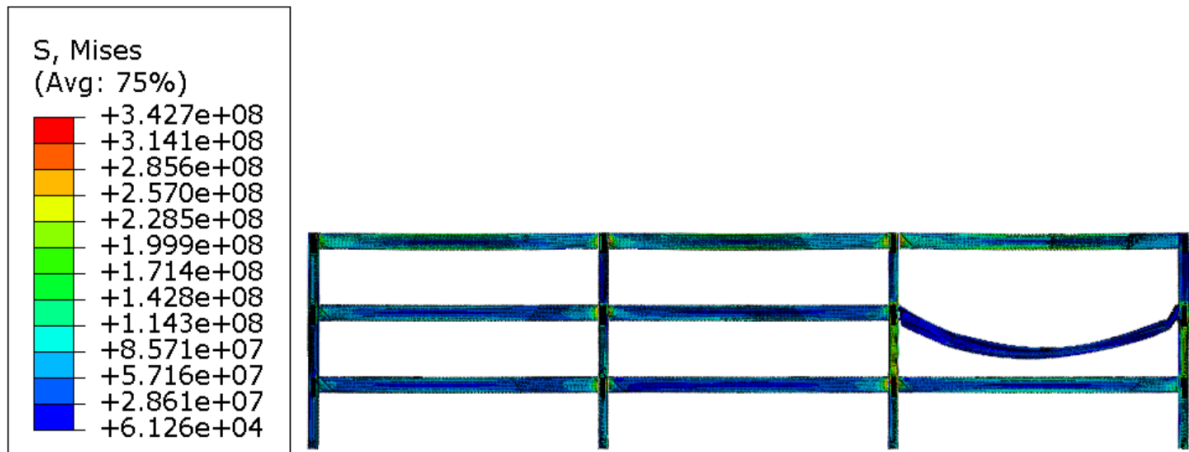


Figura 5.396 – Distribuição de tensão de von Mises na região localizada junto à ligação

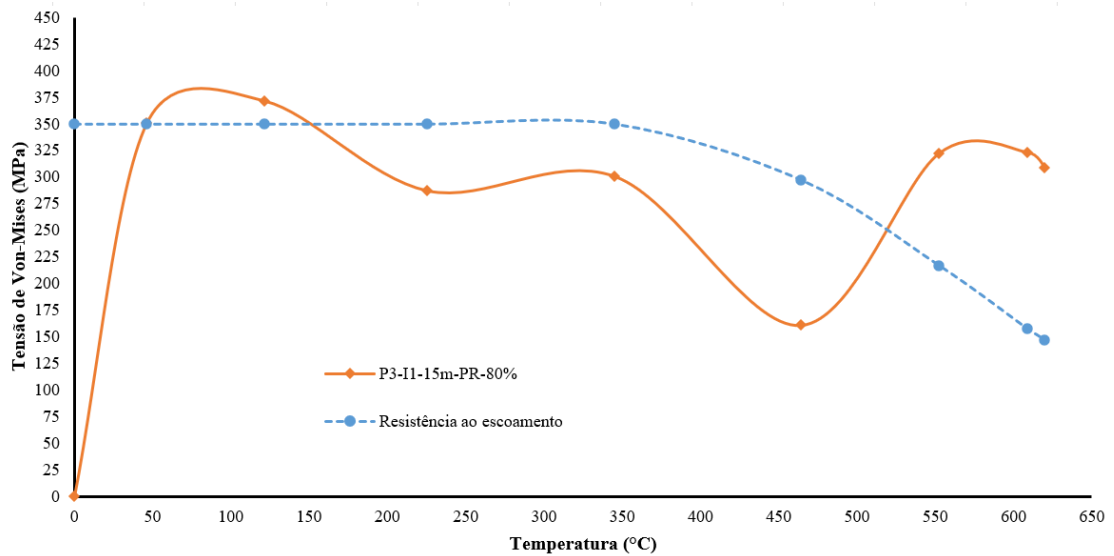
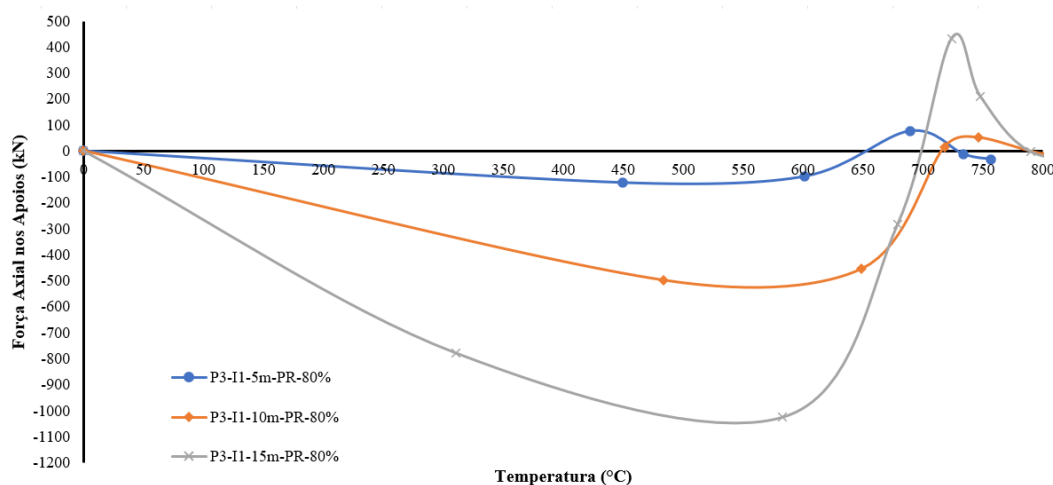


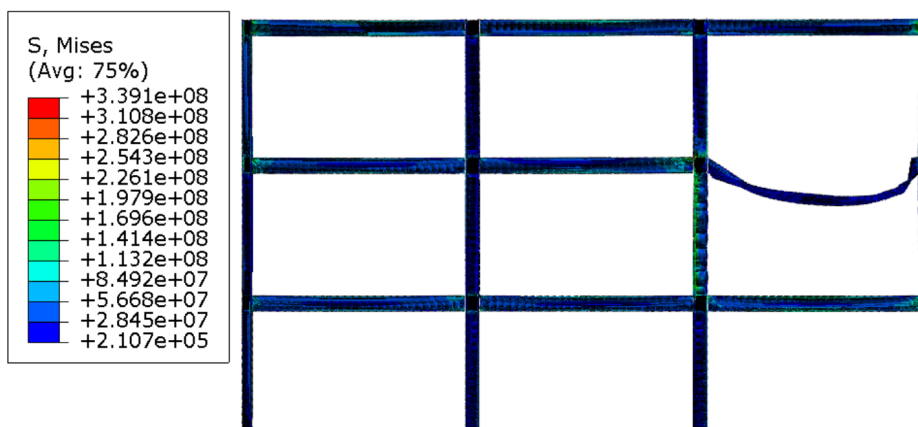
Figura 5.397 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com pilar revestido contra o fogo – cenário de incêndio 1



Conforme observado na Figura 5.396, nos estágios iniciais de um incêndio, as tensões geradas nos pórticos de 15 metros durante a expansão da viga (que, neste cenário, está sem revestimento) excedem a resistência ao escoamento do material. Com a deformação progressiva da viga, há um alívio das tensões no pilar, fazendo com que as tensões se tornem menores que a resistência ao escoamento do material. No entanto, em temperaturas elevadas, o efeito *pull-in* resulta em tensões que ultrapassam a resistência ao escoamento. Essas observações são confirmadas pela Figura 5.397, que exhibe as forças axiais nos apoios para vãos de 5, 10 e 15 metros. Inicialmente, essas forças estão em compressão devido ao incêndio, mas posteriormente mudam para forças de tração devido à ação da catenária.

Com a inserção do revestimento contra o fogo nas vigas e nos pilares, o comportamento dos pórticos se assemelha aos pórticos não revestidos. O pórtico de 5 metros (Figura 5.398), apesar de demonstrar claramente o efeito *push-out* e após o *pull-in*, não teve o pilar de fachada afetado por esse comportamento. Não apresentou tensões maiores que a resistência ao escoamento do material. Neste caso, somente a viga falhou por plastificação dos apoios. Já os pórticos com vão de 10 e 15 metros, respectivamente, o pilar de fachada apresentou falha. Esta falha se deu por conta do efeito *pull-in*, mostrando mais uma vez que o vão influencia diretamente no comportamento do pórtico. Além da falha por flexão, devido ao efeito *pull-in*, tanto o pórtico com 10 metros de vão quanto o pórtico com 15 metros de vão apresentaram nos minutos iniciais do incêndio – na fase de expansão da viga – tensões de *von Mises* maiores que a resistência ao escoamento do material na região da ligação, mostrando que é importante o dimensionamento de enrijecedores para combater as tensões geradas nos minutos iniciais de incêndio, conforme já discutido no item anterior desta tese.

Figura 5.398 – Configuração deformada do modelo P2-I1-5m-VR-PR-80% ao fim de 96 minutos de incêndio



Uma outra questão importante nos pórticos com ambos os elementos revestidos, quando comparados aos pórticos não revestidos, é o tempo de incêndio para atingir o colapso. Enquanto nos pórticos sem revestimento contra o fogo, o tempo médio é de aproximadamente 36 minutos, nos pórticos com ambos os elementos revestidos contra o fogo, é de 76 minutos, quase o dobro do tempo para os pórticos sem revestimento. Anteriormente, foi mencionado que a melhor solução para aumentar o tempo de incêndio seria revestir somente a viga, entretanto, vê-se a partir dos resultados encontrados para os elementos revestidos, que a melhor solução é revestir ambos os elementos. Por fim, vê-se claramente nas Figuras 5.399 e 5.400, que a falha é localizada na região das ligações.

Figura 5.399 – Configuração deformada do modelo P2-I1-10m-VR-PR-80% ao fim de 84 minutos de incêndio

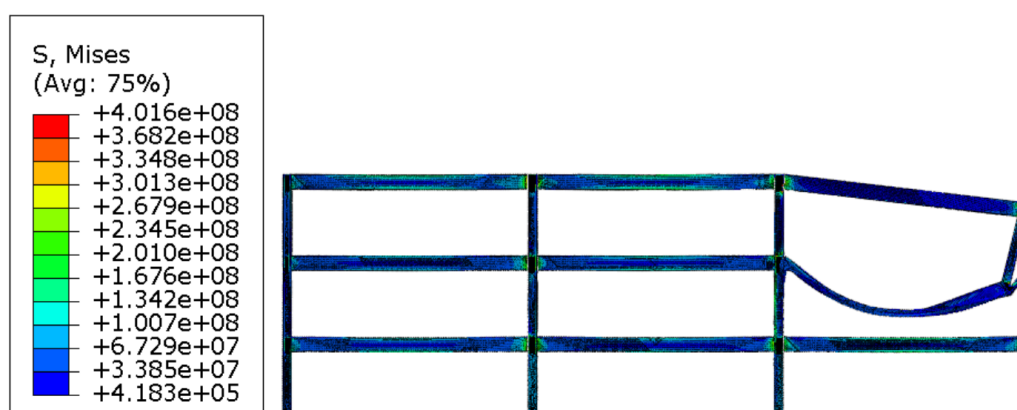


Figura 5.400 – Configuração deformada do modelo P2-I1-15m-VR-PR-80% ao fim de 90 minutos de incêndio

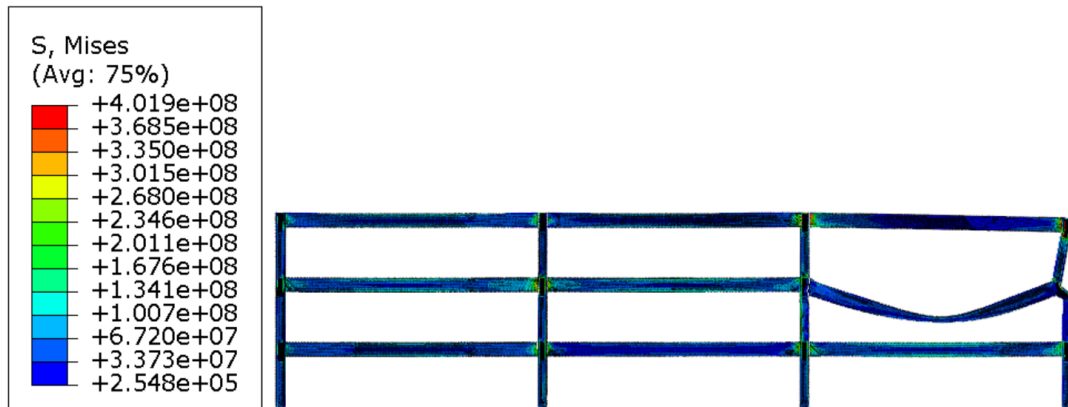
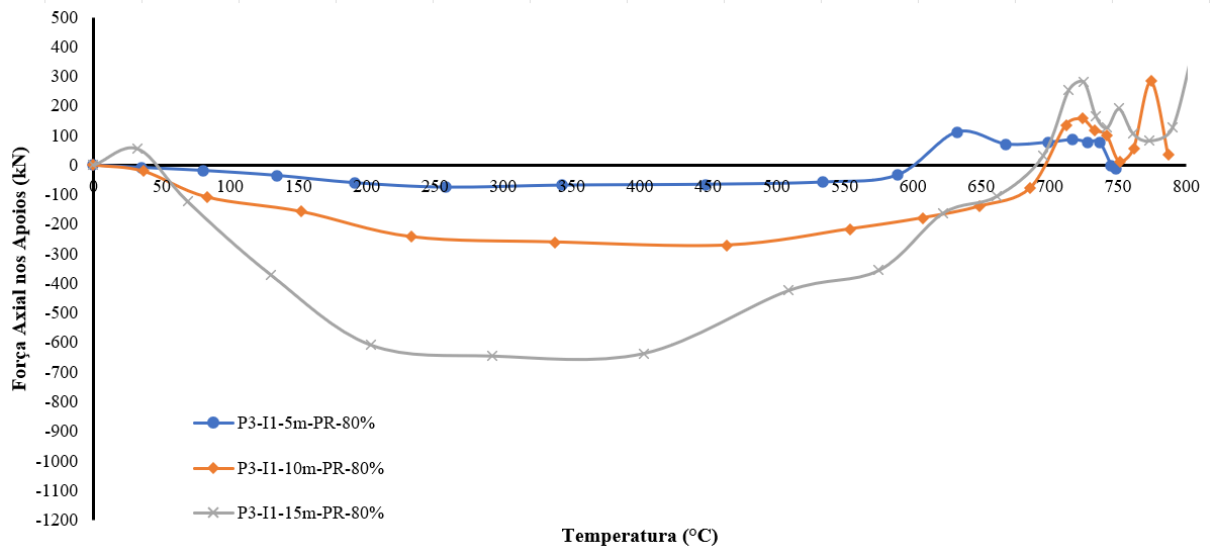


Figura 5.401 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com ambos os elementos revestidos contra o fogo – cenário de incêndio 1



Conforme pode ser visto na Figura 5.401, o maior vão produz as maiores forças de compressão na fase de expansão e, conseqüentemente, a maior força de tração na ação de catenária. Uma outra questão importante é que o pórtico com 15 metros de vão gera tração na fase inicial do incêndio – este efeito já foi explicado no início do capítulo 5 desta tese. A fim de dar um maior detalhe do comportamento dos pórticos revestidos em situação de incêndio, a Figura 5.402 mostrar o mecanismo de colapso do pórtico de 15 m (pórtico que mostra claramente os efeitos de *push-out* e *pull-in*), além dos deslocamentos dos pórticos com revestimento contra o fogo, na Figura 5.403, em que é possível verificar que o pórtico com 5 metros de vão não falhou por flexão, apesar de ter apresentado 8 cm de *pull-in*.

Figura 5.402 – Processo de colapso de pórticos mistos com 15 metros de vão com vigas e pilares revestidos contra o fogo e pilar misto central sob cenário de incêndio 1

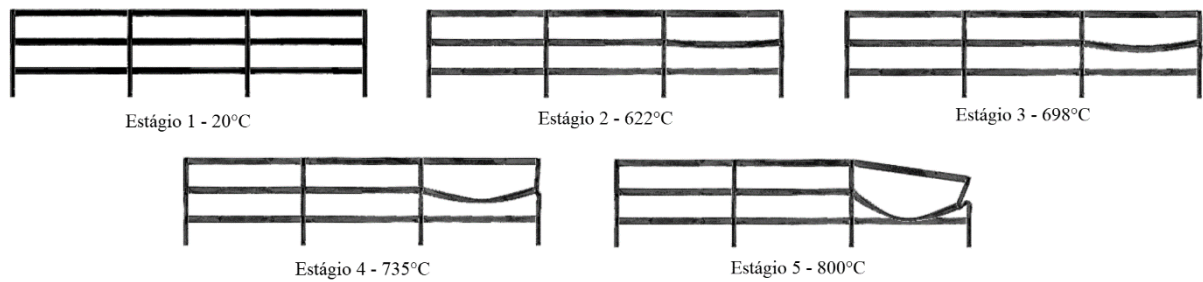
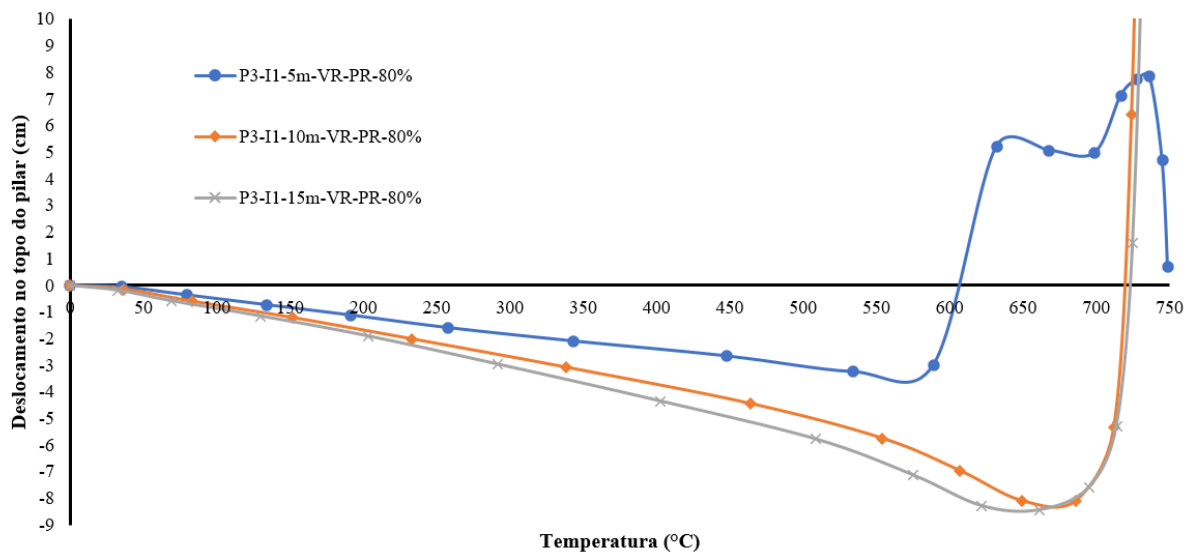


Figura 5.403 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 1



Neste ponto do trabalho será avaliado o cenário 2 de incêndio, ou seja, o incêndio no compartimento interno da edificação. Com essa avaliação, esta tese estudará todas as situações possíveis de incêndio em pórticos comuns de estruturas de aço. Considerando, então, os elementos não revestidos, verificou-se que em todos os vãos estudados (5, 10 e 15 metros, respectivamente), não houve falha do pórtico – apenas a viga apresentou falha. Essa constatação é importante para verificar que, nos pontos internos em estruturas de pórtico, o ponto fraco são as vigas (e não os pilares), quando os elementos não estão revestidos contra o fogo, obviamente. Nas Figuras de 5.404 a 5.406 poderão ser vistos a configuração deformada dos pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão respectivamente. Uma consideração importante é que, quanto maior o vão, maior o tempo para a falha completa do pórtico. Falha completa leia-se como a plastificação total dos apoios da viga. Isso é explicado pelo fator de massividade menor, conforme aumenta-se o vão, pois as vigas acompanham também o aumento do vão. Apesar de não haver falha nos pilares, eles apresentam forte instabilidade local na mesa aquecida. Tal

instabilidade é provocada, além do incêndio, pelas reações de compressão que a viga exerce nos pilares (o que já foi visto no início deste capítulo, na seção sobre subpórticos). Na Figura 5.407 é possível ver as forças que as vigas exercem nos pilares, mostrando que, mesmo analisando os pilares internos, as forças de interação têm influência sobre os pilares. Importante ressaltar que a instabilidade local na mesa aquecida se inicia nos minutos iniciais de incêndio, onde as forças de compressão devido à expansão da viga são maiores.

Figura 5.404 – Configuração deformada do modelo P2-I2-5m-80% ao fim de 24 minutos de incêndio

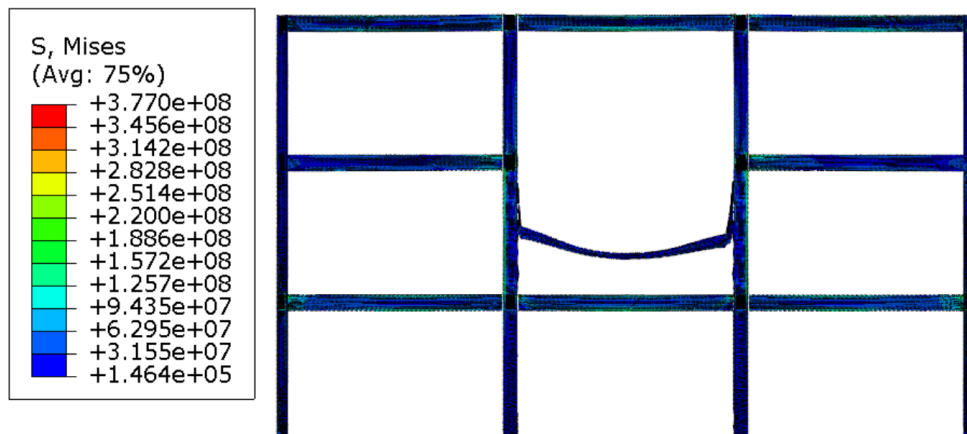


Figura 5.405 – Configuração deformada do modelo P2-I2-10m-80% ao fim de 39 minutos de incêndio

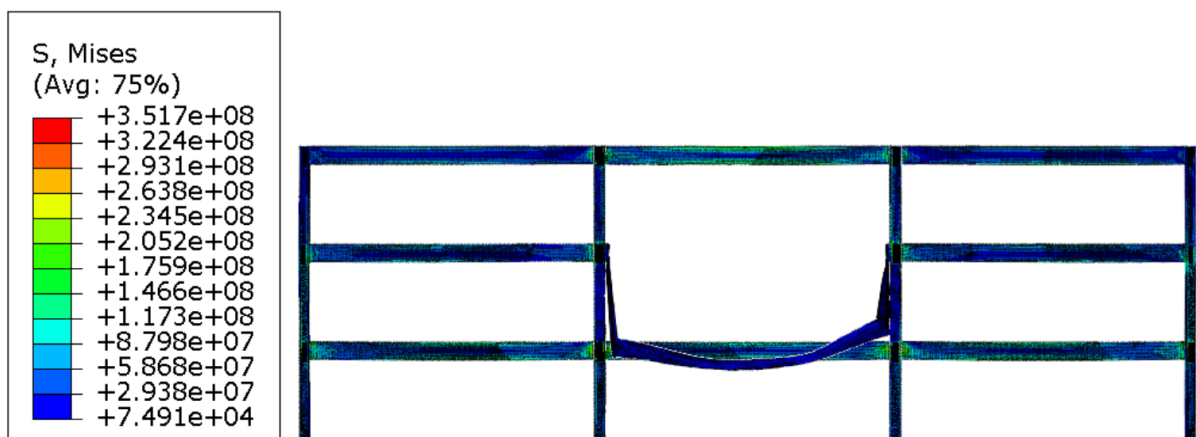


Figura 5.406 – Configuração deformada do modelo P2-I2-15m-80% ao fim de 42 minutos de incêndio

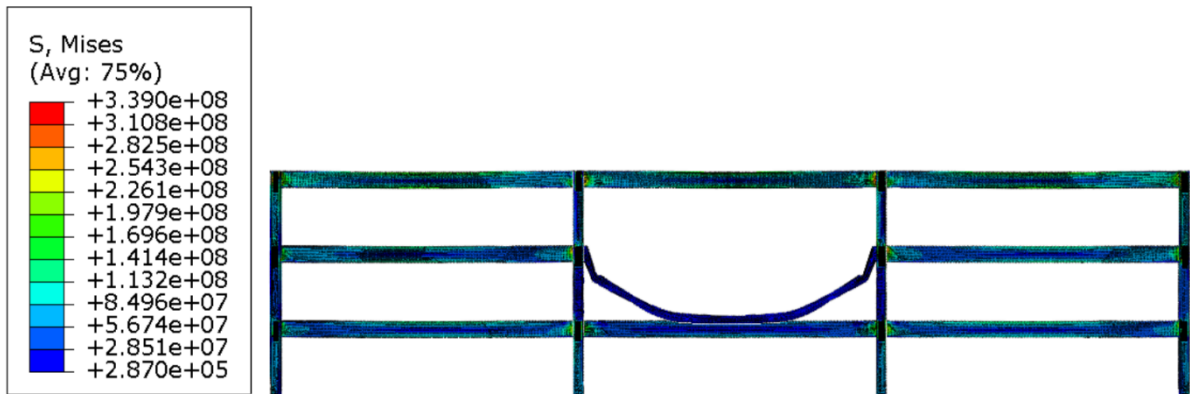
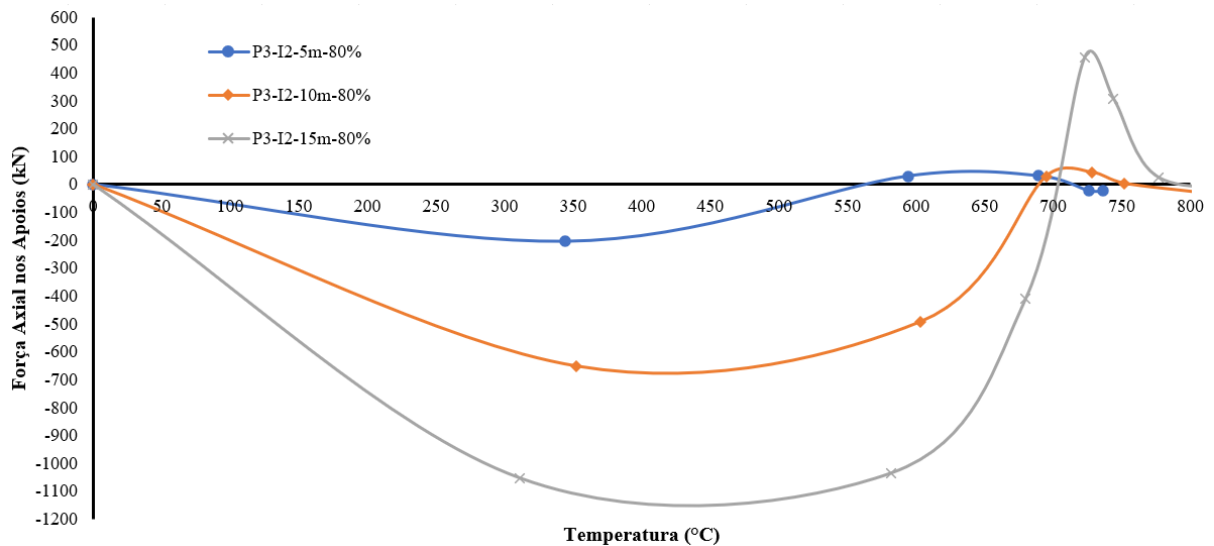


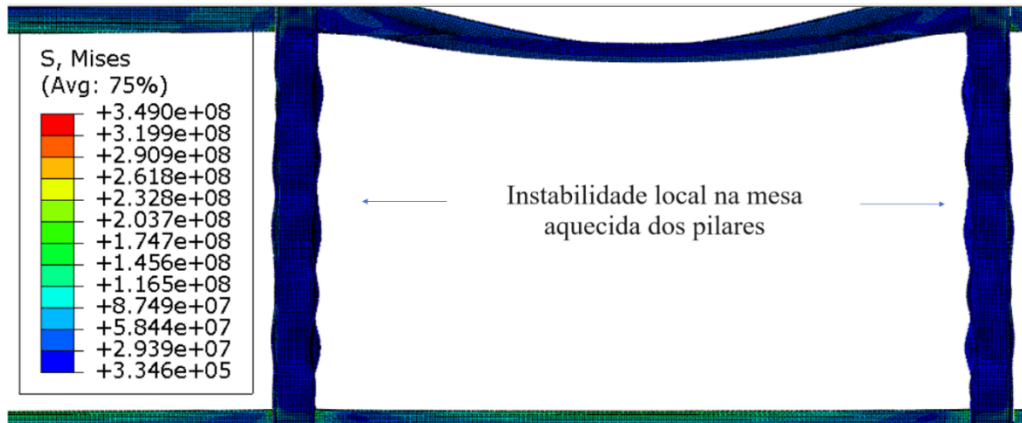
Figura 5.407 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com ambos os elementos sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 2



Ao analisar o cenário de Incêndio 2, revestindo a viga contra o fogo, o comportamento do pórtico muda completamente. Neste caso, a viga não irá falhar, pois a distribuição de temperaturas nela é mais lenta que nos pilares (que não estão revestidos). Então, os pilares, a uma temperatura aproximada de 12 minutos de incêndio, começam a apresentar instabilidade local nas mesas aquecidas (Figura 5.408), por conta das forças de compressão que são geradas pelas vigas. Quando a viga começa a apresentar instabilidade lateral com torção (por conta da restrição ao deslocamento dela, gerando compressão na viga), os pilares, já com altas temperaturas e instabilidade local acentuada falham por flexão (os dois ao mesmo tempo). Este comportamento acontece para todos os vãos analisados (Figura 5.409 a 5.411 pode ser vista a configuração deformada dos pórticos). Ainda sobre os pórticos, apesar de parecer grave a falha

dos pilares, a mesma acontece somente com tempos de incêndio elevados (70 minutos em média), mostrando mais uma vez que, se o engenheiro precisar escolher qual elemento revestir, a melhor opção é revestir somente a viga – obviamente, atendendo o TRRF da edificação através do TRF do elemento estrutural isolado.

Figura 5.408 – Representação da instabilidade local na mesa aquecida dos pilares que surgem nos minutos iniciais de incêndio.



Para entender como a força se distribui nos pilares e causam a instabilidade local na mesa aquecida (efeito que já foi visto desde o estudo de subpórticos, no início do Capítulo 5), na Figura 5.412 é possível verificar os esforços que as vigas causam nos pilares. Importante salientar, por fim, que o comprimento efetivo, nos casos analisados (pilares internos no compartimento interno ao lado do compartimento de fachada) pode ser tomado como $0,7L$, pois é nesse comprimento (em média), que acontece a instabilidade por flexão.

Figura 5.409 – Configuração deformada do modelo P2-I2-5m-VR-80% ao fim de 96 minutos de incêndio

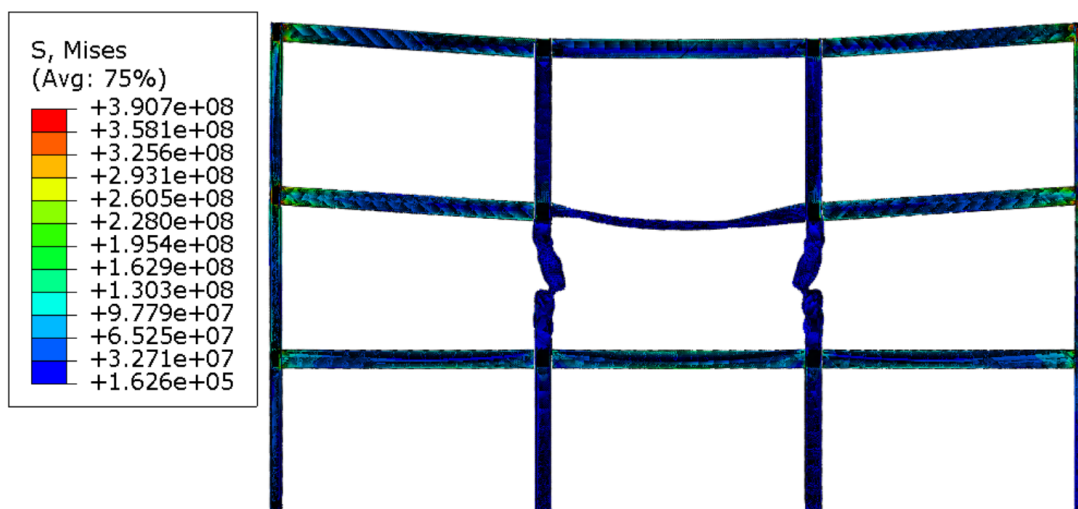


Figura 5.410 – Configuração deformada do modelo P2-I2-10m-VR-80% ao fim de 54 minutos de incêndio

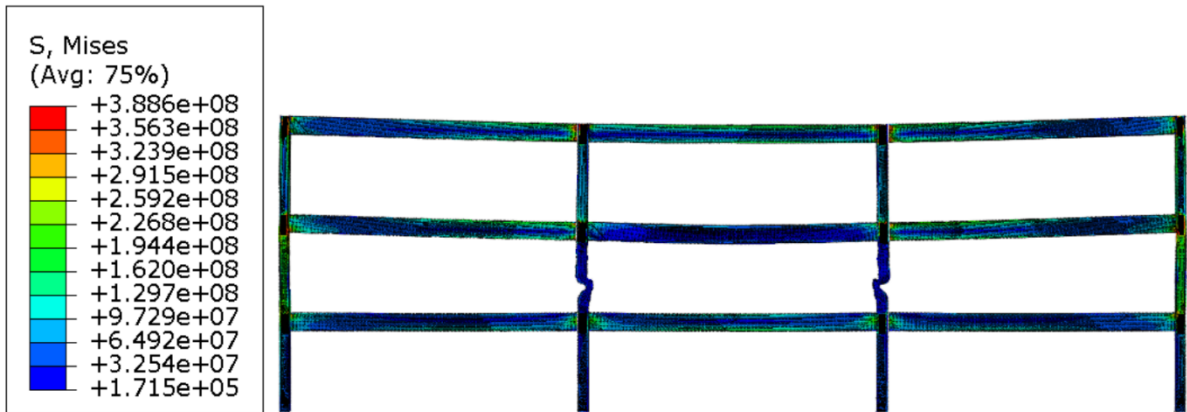


Figura 5.411 – Configuração deformada do modelo P2-I2-15m-VR-80% ao fim de 60 minutos de incêndio

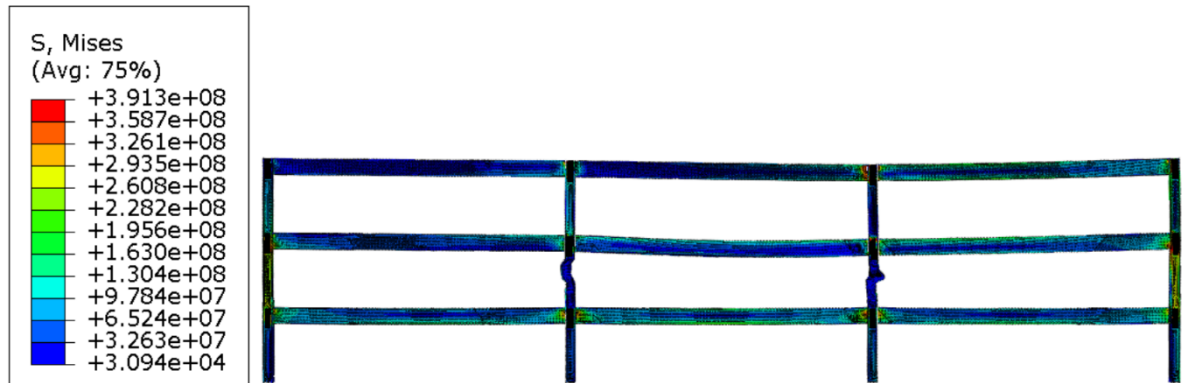
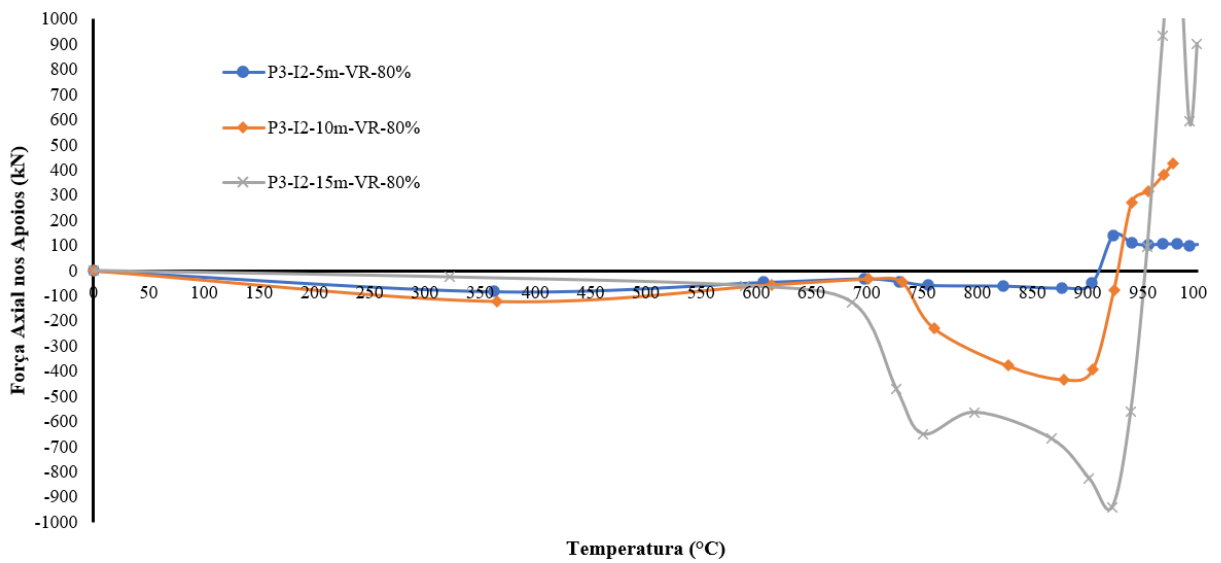


Figura 5.412 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com a viga revestida contra o fogo – cenário de incêndio 2



Pode-se analisar da Figura 5.411 que as forças de compressão apresentam valores mais baixos até aproximadamente 700°C no pilar. Desse ponto em diante, a viga começa a ter suas propriedades mecânica degradadas por conta das altas temperaturas e aumenta a sua expansão. Ao aumentar a expansão, a instabilidade local também aumenta, causando uma não linearidade geométrica e, por fim, a falha do pilar por instabilidade por flexão (acentuada pela instabilidade local na mesa do perfil incendiado).

Ao se analisar os pórticos somente com os pilares revestidos, observa-se comportamento similar de quando os elementos (viga e pilar) estava sem revestimento contra o fogo. A falha desses pórticos é somente na viga e com um tempo de falha muito baixo (o tempo para que a viga não revestida apresente o *run away*). Estes pórticos não serão estudados a fundo, pois a falha somente da viga (plastificação da seção bruta próxima aos apoios) já foi diversas vezes estudado e, somente será demonstrado um dos modelos (escolhido o vão de 5 metros) para exemplificar a configuração deformada deste pórtico.

Ao estudar os pórticos com pilares revestidos, mais uma vez fica demonstrado que a melhor opção, para quando não é possível revestir todos os elementos estruturais, é melhor que se revista a viga. Na Figura 5.413 pode-se verificar o tempo de incêndio para a falha (24 minutos de incêndio). Ao comparar o mesmo pórtico, entretanto, somente com o pilar revestido, tem-se um tempo de incêndio bem maior para o colapso do pórtico (96 minutos).

Figura 5.413 – Configuração deformada do modelo P2-I2-5m-PR-80% ao fim de 24 minutos de incêndio

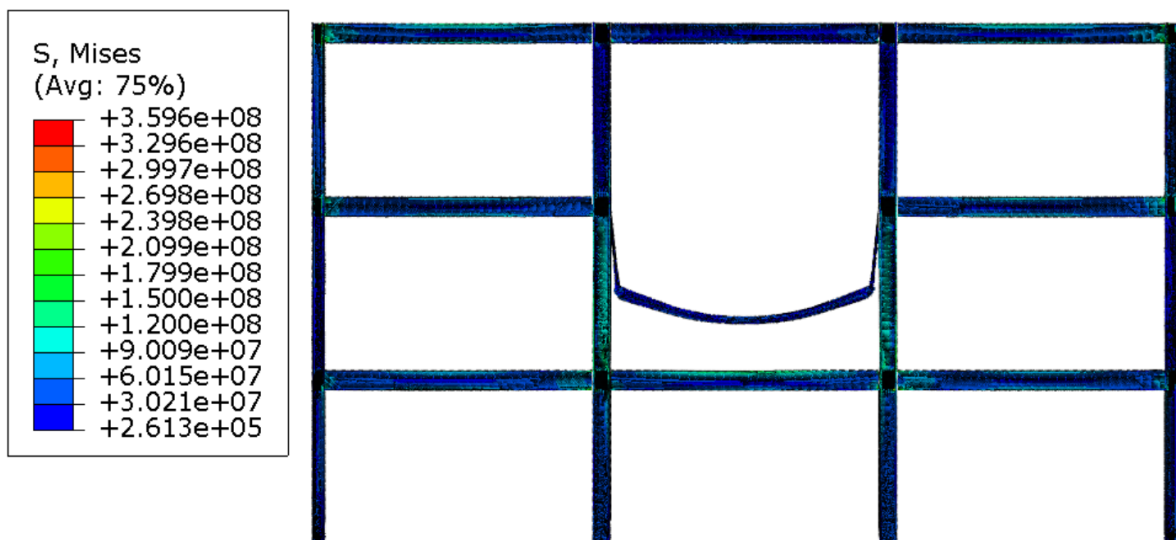
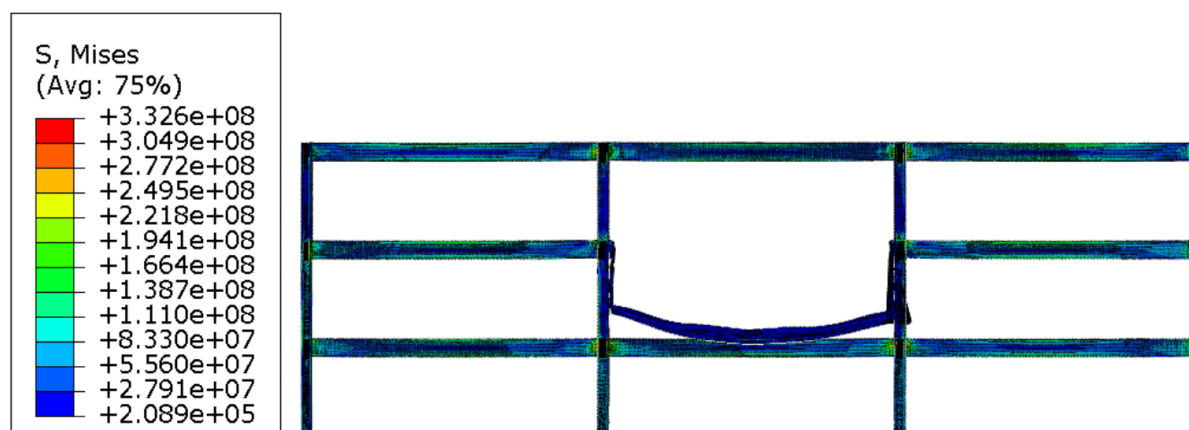


Figura 5.414 – Configuração deformada do modelo P2-I2-10m-VR-PR-80% ao fim de 118 minutos de incêndio



Observa-se um comportamento similar quando os elementos (viga e pilar) estavam apenas com o pilar revestido contra o fogo. A falha desses pórticos ocorre apenas na viga, com uma taxa de falha muito baixa (o tempo necessário para que a viga não revestida entre em colapso). Não será realizado um estudo aprofundado, pois a falha exclusiva da viga (plastificação da seção bruta próxima aos apoios) já foi discutida várias vezes neste trabalho. Além disso, será apresentado apenas um dos modelos (o vão de 5 metros foi escolhido) para exemplificar a configuração deformada desse pórtico (Figura 5.414).

As Tabelas 5.27 e 5.28 sintetizam as informações recolhidas durante a etapa de parametrização dos pórticos de três pavimentos. Estes resumos incluem variáveis como os diferentes revestimentos contra incêndio usados (rotulados como VR para vigas revestidas e PR para pilares revestidos) e os tipos de mecanismos de colapso observados (marcados como 'Mec. de colapso'). Além disso, as tabelas detalham as temperaturas críticas que levam ao colapso da estrutura, medidas tanto em pilares de fachada quanto nas seções inferiores das vigas, que são componentes cruciais para o início do colapso progressivo. As tabelas também indicam se houve uma predominância de forças compressivas na fase de expansão da viga ou de forças de tração na fase de catenária, fatores que influenciam os mecanismos de colapso identificados.

Esses dados serão apresentados para os dois cenários de incêndio examinados neste estudo. Lembrando que os dados aqui apresentados são para pórticos de aço com pilar misto central.

- (a) Colapso parcial do pórtico por efeito *pull-in* no pilar de fachada;
- (b) Colapso parcial do pórtico por efeito *push-out* no pilar de fachada;
- (c) Colapso total do pórtico por instabilidade dos pilares centrais;

(d) Colapso da viga no compartimento incendiado.

Tabela 5.37 – Mecanismos de colapso e temperaturas críticas para os pórticos de aço com revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 1

Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	VR	PR	Mec. de colapso	Temp. Crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	Sim	Não	A	865°C	Não	Sim
	80%	Não	Sim	D	670°C	Não	Sim
	80%	Não	Não	D	708°C	Não	Não
	80%	Sim	Sim	D	785°C	Não	Sim
10 m	80%	Sim	Não	D	687°C	Não	Sim
	80%	Não	Sim	B	833°C	Sim	Não
	80%	Não	Não	D	687°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	A	668°C	Sim	Sim
15 m	80%	Sim	Não	D	692°C	Não	Sim
	80%	Não	Sim	D	661°C	Sim ¹	Sim
	80%	Não	Não	A	668°C	Sim ¹	Sim
	80%	Sim	Sim	A	698°C	Sim ¹	Sim

Tabela 5.38 – Mecanismos de colapso e temperaturas críticas para os pórticos de aço com revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 2

Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	VR	PR	Mec. de colapso	Temp. Crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	Sim	Não	C	839°C	Não	Não
	80%	Não	Sim	D	678°C	Não	Sim
	80%	Não	Não	D	677°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	D	869°C	Não	Sim
10 m	80%	Sim	Não	C	833°C	Não	Não
	80%	Não	Sim	D	687°C	Não	Sim
	80%	Não	Não	D	660°C	Não	Sim

	80%	Sim	Sim	D	869°C	Não	Sim
15 m	80%	Sim	Não	C	849°C	Não	Não
	80%	Não	Sim	D	687°C	Não	Sim
	80%	Não	Não	D	687°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	D	665°C	Não	Sim

¹ A expansão da viga gera tensões localizadas maiores que a resistência ao escoamento do material

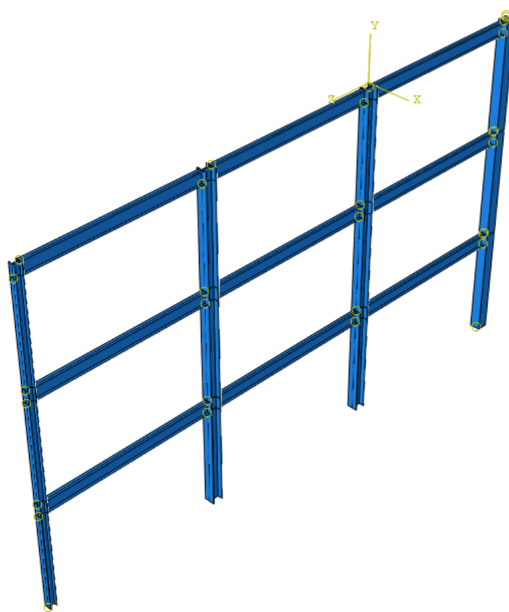
Nesta análise, verificou-se o revestimento contra incêndio e a variação dos vãos (5, 10 e 15 metros) afetam a estabilidade de estruturas de pórticos de aço de três pavimentos. Conclui-se que o tamanho do vão influencia significativamente o comportamento estrutural em caso de incêndio, com falhas ocorrendo principalmente nas vigas para vãos menores e nos pilares para vãos maiores. Revestir apenas as vigas ou os pilares altera o ponto de falha, mas não necessariamente melhora a resistência ao fogo. Os resultados mostram que revestir ambos elementos, vigas e pilares, não apenas melhora a resistência ao fogo, mas também quase dobra o tempo de resistência ao fogo em comparação com pórticos não revestidos. A tensão e o deslocamento também foram observados e são afetados pelo tamanho do vão e pelo tipo de revestimento utilizado. Portanto, o revestimento completo é identificado como a melhor solução para aumentar a resistência ao fogo.

Quando os elementos estruturais não são revestidos contra o fogo, as vigas se mostram o ponto fraco, mas o pórtico como um todo não falha. Além disso, quanto maior o vão, maior o tempo para a falha completa ocorrer, devido a fatores como massividade menor do perfil. Quando apenas a viga é revestida contra o fogo, o comportamento muda drasticamente. Os pilares, que não estão revestidos, começam a apresentar instabilidade em torno de 12 minutos de incêndio, eventualmente levando à sua falha por flexão. Isso ocorre em todos os tamanhos de vãos analisados e apenas em tempos de incêndio elevados (cerca de 70 minutos). Por outro lado, quando apenas os pilares são revestidos, a falha ocorre unicamente na viga, semelhante ao cenário onde nenhum elemento é revestido. A diferença é que o tempo para a falha é significativamente maior quando apenas o pilar é revestido (96 minutos, contra 24 minutos para quando a viga é revestida). O estudo de pórticos de aço de três pavimentos conclui que, se for necessário escolher qual elemento revestir, a melhor opção seria a viga, uma vez que ela é o ponto fraco em cenários sem revestimento e o revestimento dela prolonga o tempo até a falha dos pilares.

5.4.1.2. Influência da utilização de pilares mistos e revestimento contra o fogo nos elementos estruturais

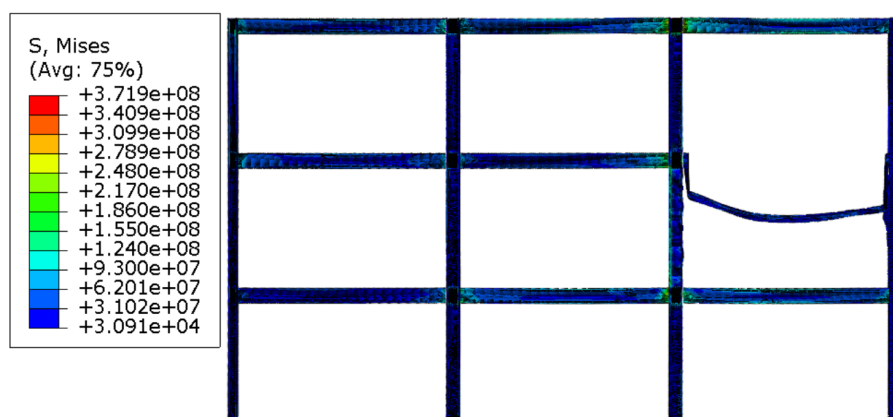
Nesta etapa da tese, analisou-se a influência da inserção de pilares mistos (tanto na fachada quanto centrais). Esta etapa se dividirá em duas partes: a inserção de pilares mistos de fachada, variando o revestimento contra o fogo e a segunda parte, inserção de pilares mistos centrais, também variando o revestimento contra o fogo. É importante salientar que, nos pórticos com pilares mistos, somente será avaliado o incêndio no compartimento de fachada, para identificar a interação entre vigas e pilares na fachada, principal objetivo desta tese. A título de conhecimento, o cenário 2 de incêndio foi testado para os pilares mistos de fachada e de centro, mas não houve mudanças significativas no comportamento que justificasse estar na tese. Na Figura 5.415 é possível visualizar o modelo com pilar misto de fachada.

Figura 5.415 – Representação do modelo com pilar misto de fachada



Na Figura 5.416 é possível verificar o modelo P3-I1-5m-PML-80% com a sua configuração deformada ao final do incêndio (considerando o cenário de incêndio 1).

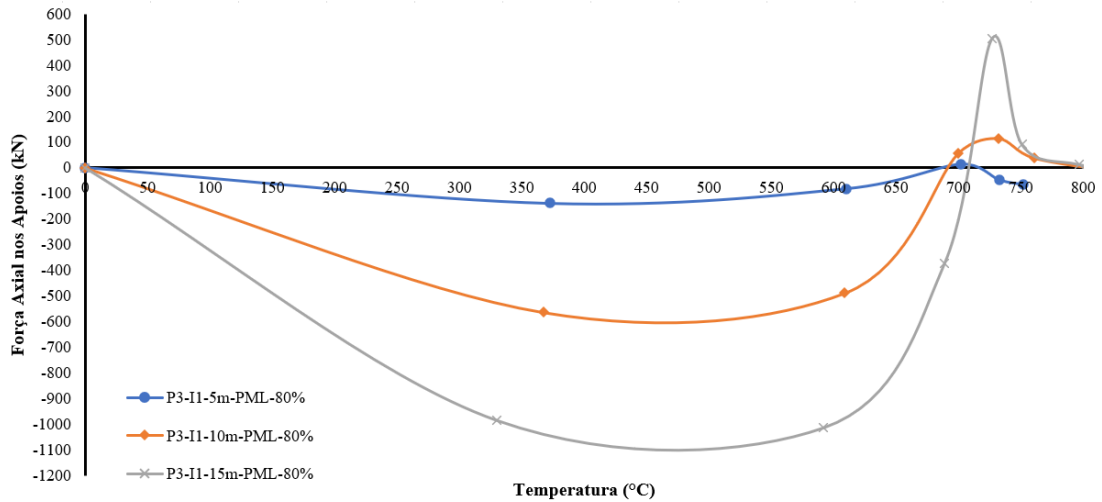
Figura 5.416 – Configuração deformada do modelo P3-I1-5m-PML-80% ao fim de 24 minutos de incêndio



Ao analisar o pórtico de cinco metros de vão, verificou-se que a falha se dá na viga e não há falha no pilar de fachada por flexão, uma vez que o pilar é mais rígido que os demais elementos, diferente dos pórticos sem pilar misto, que apresentou falha no pilar de fachada. O pilar da esquerda, apesar de apresentar forte instabilidade local durante o incêndio, não apresenta falha. O mesmo acontece para os pórticos de 10 e 15 metros, concluindo que, quando há pilares muito rígidos na fachada (pilares mistos ou pilares parede de concreto armado), somente a viga sofre a falha. Este autor optou por não inserir os demais colapsos (dos pórticos de 10 e 15 metros), pois possuem exatamente o mesmo modo de falha, com tempos de incêndio distintos (36 minutos para o pórtico de 10 metros de vão e 45 minutos para o pórtico de 15 metros de vão). Na Figura 5.417 são apresentadas as forças da viga V3-2 no pilar de fachada P3-2, misto. Pode-se verificar que, quanto maior o vão, maior as forças de reação. E é possível ver a fase de expansão e a fase de catenária da viga perfeitamente, uma vez que o pilar de fachada é muito rígido (pilar misto) e impede a expansão. Esse impedimento faz com que as reações de apoio sejam altas, como visto na Figura 5.417.

Ao revestir as vigas do pórtico (com os pilares sem revestimento), o comportamento é completamente diferente de quando os elementos estavam sem revestimento. Neste caso, todos vãos analisados falham por flexão do pilar, conforme pode ser visto na Figura 5.418. No caso em questão, com a viga revestida, o calor demora a se propagar na viga, enquanto, no pilar desprotegido, o calor se irradia mais rápido, fazendo com que surjam fortes instabilidades locais. Conforme o incêndio aumenta, a instabilidade local causa uma forte não linearidade no elemento que acaba sofrendo a instabilidade por flexão.

Figura 5.417 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 1



No pórtico de 5 metros de vão, a viga falha junto com o pilar (Figura 5.418). Nos demais vãos, o pilar falha primeiro, causando o colapso total dos pórticos, mesmo com o pilar misto atuando como subestrutura de contraventamento, conforme podem ser vistos nas Figuras 5.419 e 5.420. Além disso, a falha do pórtico acontece em tempos de incêndio mais elevados que quando avaliados sem o pilar misto. Outrossim, pode ser visto nas figuras que, quando o pilar misto está na fachada, ele funciona como uma subestrutura de contraventamento, fazendo com que o comprimento efetivo dos pilares aquecidos seja igual a $0,5L$. Como não há influência direta para o cálculo do incêndio, não serão apresentados nem as forças e nem os deslocamentos para as análises em questão, somente a sua configuração deformada.

Figura 5.418 – Configuração deformada do modelo P3-I1-5m-VR-PML-80% ao fim de 96 minutos de incêndio

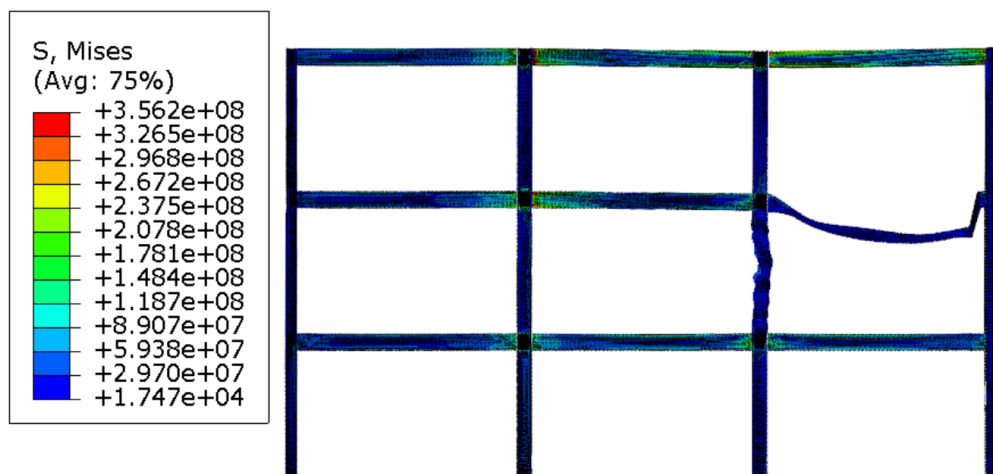


Figura 5.419 – Configuração deformada do modelo P3-I1-10m-VR-PML-80% ao fim de 54 minutos de incêndio

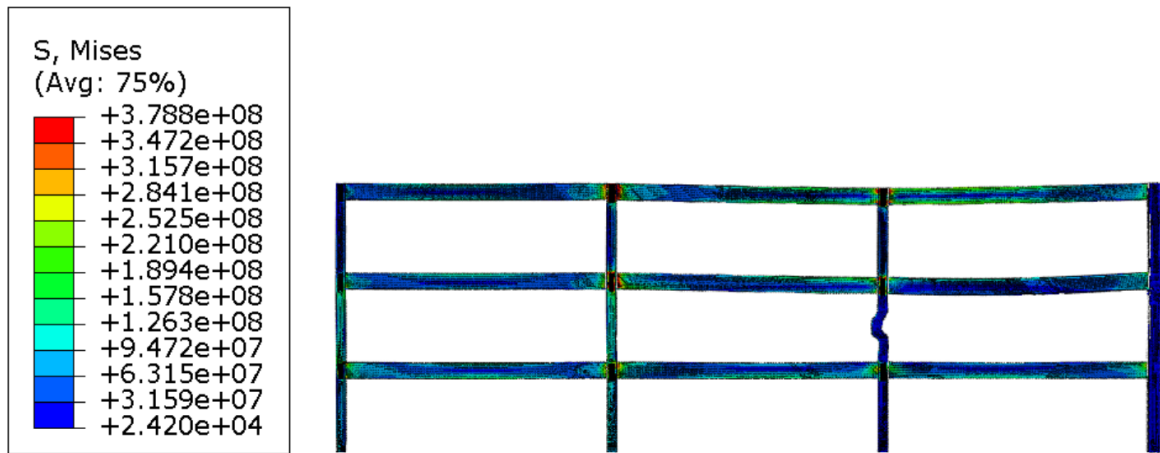
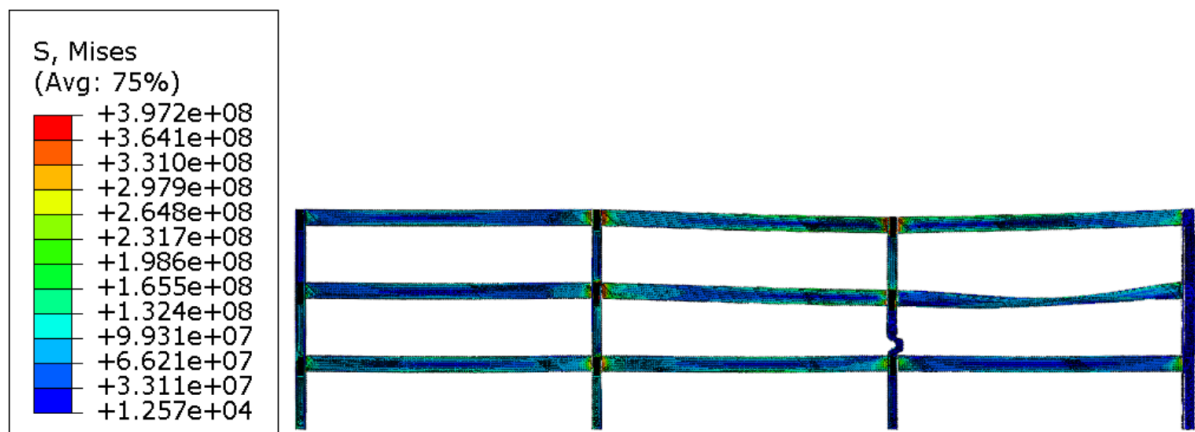


Figura 5.420 – Configuração deformada do modelo P3-I1-15m-VR-PML-80% ao fim de 66 minutos de incêndio



Ao examinar pilares com revestimento contra incêndio em conjunto com vigas sem revestimento, nota-se uma mudança no comportamento estrutural em comparação aos modelos que possuem vigas revestidas. Nessa configuração, assim como nos pórticos que não têm pilares mistos, a estrutura como um todo não falha; a falha ocorre apenas na viga não revestida. Dada a rigidez elevada do pilar misto, não é possível distinguir as fases de *pull-in* e *push-out*; o que se observa é apenas a falha da viga, que ocorre devido à plastificação nos pontos de apoio e à instabilidade lateral. O tempo de falha da viga com pilares mistos é menor quando comparado aos pórticos sem pilares mistos. Isso é facilmente explicado pelo fato de, quanto mais rígido for o apoio, maiores serão as reações e, como a viga não está travada com laje, as forças de flexocompressão nesses elementos são acentuadas, fazendo com que a viga apresente falha antes do pilar. Nas Figuras 5.421, 5.422 e 5.423 podem ser vistos os pórticos com a sua

configuração deformada e na Figura 5.424 a força que eles exercem nos pilares mistos. Neste caso, usar pilar misto lateral e não revestir as vigas, é trabalhar contra a segurança.

Figura 5.421 – Configuração deformada do modelo P3-I1-5m-PR-PML-80% ao fim de 24 minutos de incêndio

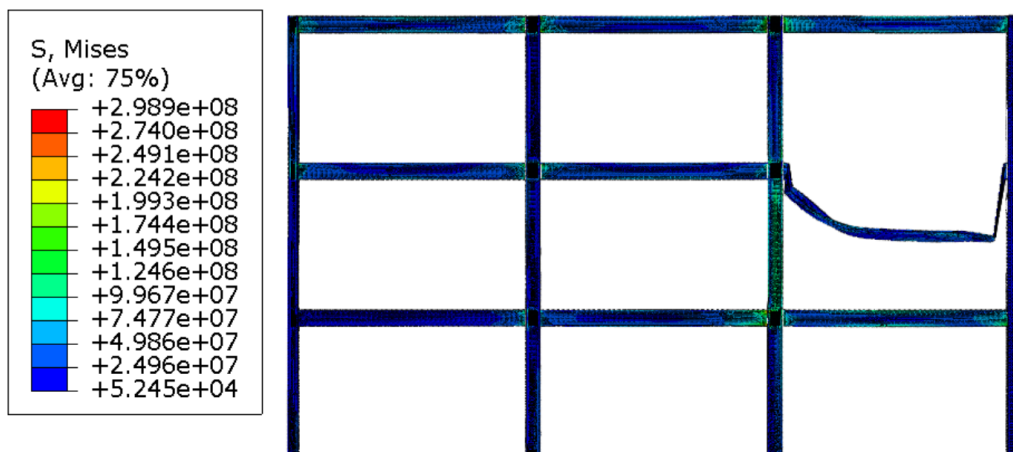


Figura 5.422 – Configuração deformada do modelo P3-I1-10m-PR-PML-80% ao fim de 30 minutos de incêndio

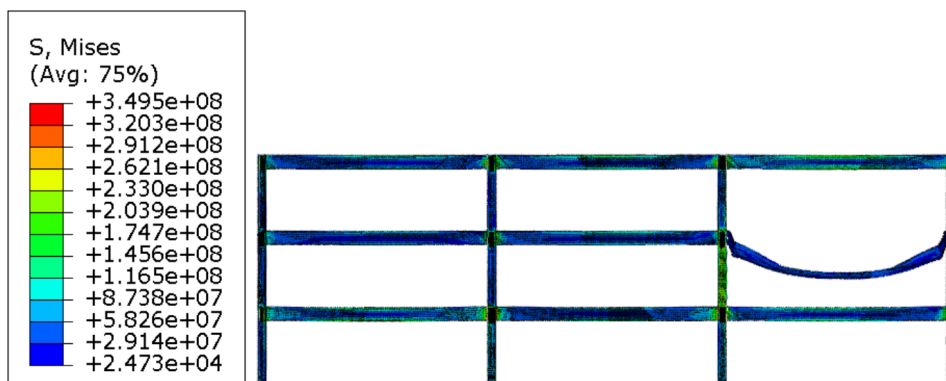
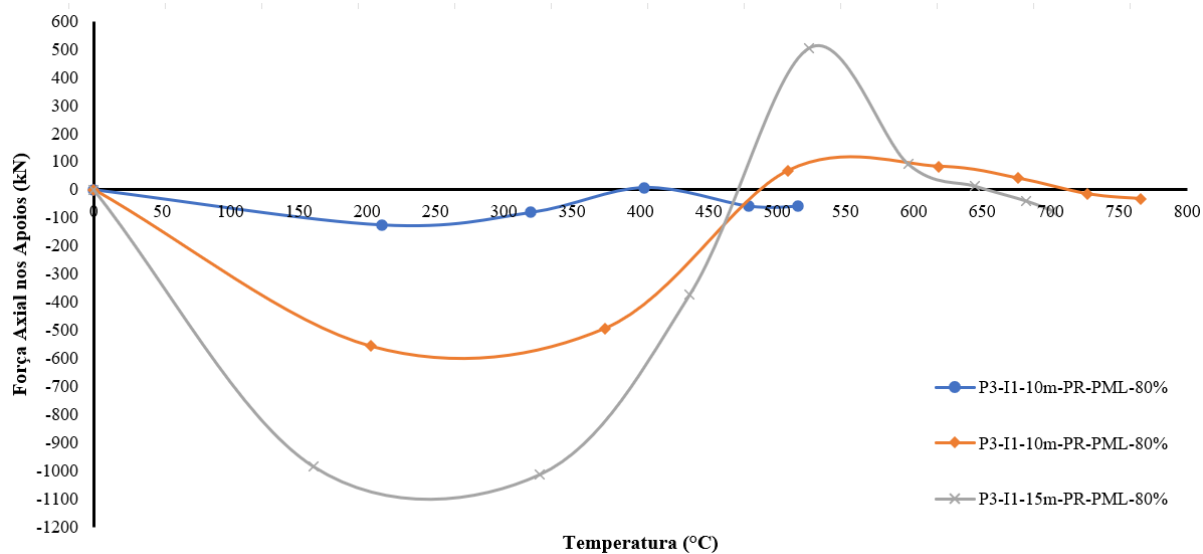


Figura 5.423 – Configuração deformada do modelo P3-I1-15m-PR-PML-80% ao fim de 30 minutos de incêndio



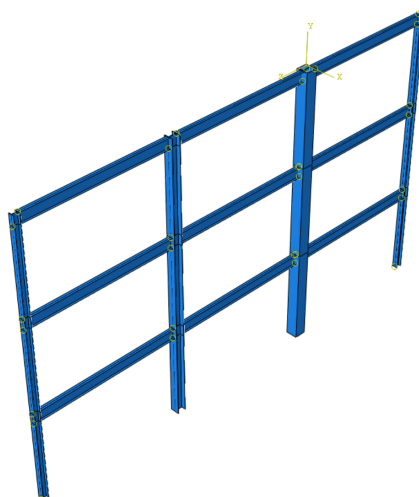
Figura 5.424 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com pilares revestidos contra o fogo – cenário de incêndio 1



Na Figura 5.424 fica claro o comportamento do pórtico. A viga tenta expandir, mas é impedida pelo pilar misto e, com isso, as forças de reação são maiores comparadas às forças sem os pilares mistos. Após a fase de compressão, a viga entra em ação de catenária e a falha é pela plastificação dos apoios. A determinação desta força é importante para o cálculo das vigas, pois, no geral, nos projetos de estruturas de aço em situação de incêndio, essas forças não são levadas em consideração. Então, quando houver necessidade de se usar pilar misto nas laterais do pórtico, a flexocompressão nas vigas deverá ser considerada no dimensionamento.

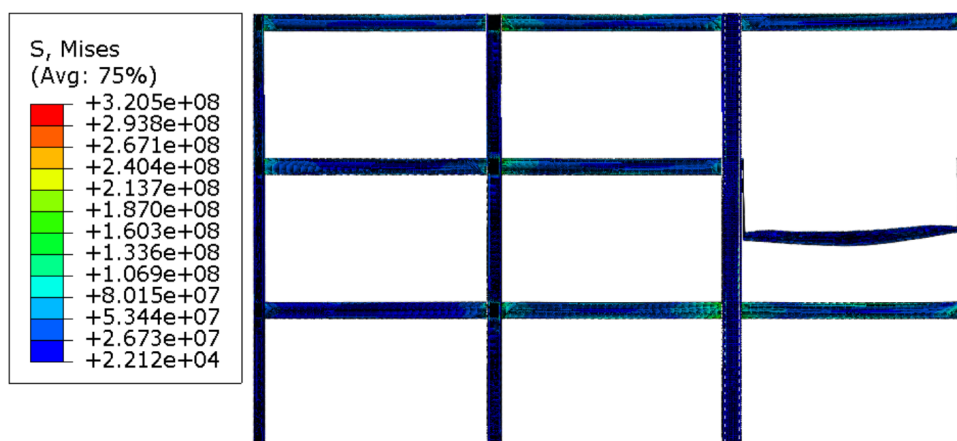
Ao se inserir o pilar misto no pilar central direito (Figura 5.425), o comportamento dos pórticos é alterado, em relação ao comportamento com pilar misto na fachada da edificação.

Figura 5.425 – Representação do pilar misto central direito



Na Figura 5.426 é possível ver o pórtico com pilar misto central direito e o pilar de fachada de aço. O modo de falha para este vão é a plastificação do apoio da viga. Entretanto, é possível ver o *push-out* de forma bem definida, uma vez que o pilar de aço na fachada tem uma rigidez bem menor que o pilar central. Surgem também tensões – que não são maiores que a resistência ao escoamento do material – mas sugere que deve ser avaliado com cuidado ao inserir pilares mistos centrais a edificação. O efeito *pull-in* também é facilmente identificado.

Figura 5.426 – Configuração deformada do modelo P3-II-5m-PMC-80% ao fim de 30 minutos de incêndio



Ao analisar o pórtico com pilar misto central e vão de 10 metros (Figura 5.427), vê-se que o comportamento é um pouco parecido com o pórtico com vão de 5 metros. O efeito de *push-out* é bem visível e a expansão faz com que alguns pontos do pilar apresentem tensões de *von Mises* maiores que a resistência ao escoamento do material. Isso acontece, pelo fato já explicado, do pilar central misto ser bem mais rígido que o pilar de fachada. Ao aumentar o vão para 15 metros (Figura 5.428), o comportamento é completamente diferente. Neste caso, o efeito *push-out* é bastante acentuado, com a resistência ao escoamento sendo ultrapassada na fase de compressão e, pelo fato do vão da viga ser maior que os demais modelos analisados, no efeito *pull-in* as forças atuam no pilar, fazendo com que o pilar apresente falha por flexão, mostrando mais uma vez neste trabalho que o vão influencia diretamente no comportamento dos pórticos. Na Figura 5.429 é possível verificar as forças da viga V3-2 no pilar de fachada P4-2 e na Figura 5.430 é possível ver os deslocamentos do pilar de fachada, em que pode ser visto claramente que o único pórtico que apresentou falha por flexão é o de 15 metros de vão – os demais, apresentaram o efeito *push-out* e *pull-in*, mas sem a falha do pilar.

Figura 5.427 – Configuração deformada do modelo P3-I1-10m-PMC-80% ao fim de 36 minutos de incêndio

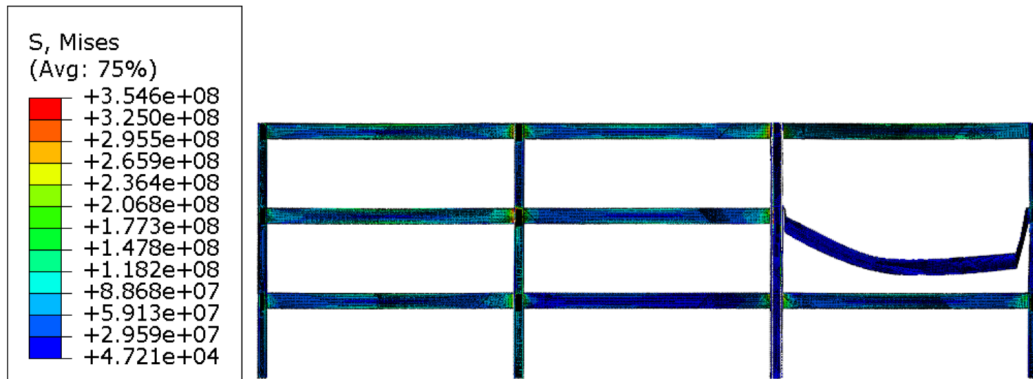


Figura 5.428 – Configuração deformada do modelo P3-I1-15m-PMC-80% ao fim de 36 minutos de incêndio

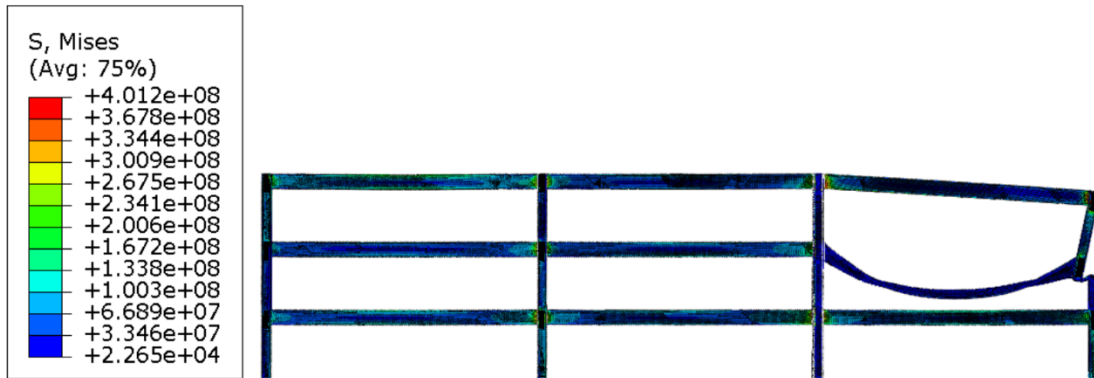


Figura 5.429 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 1

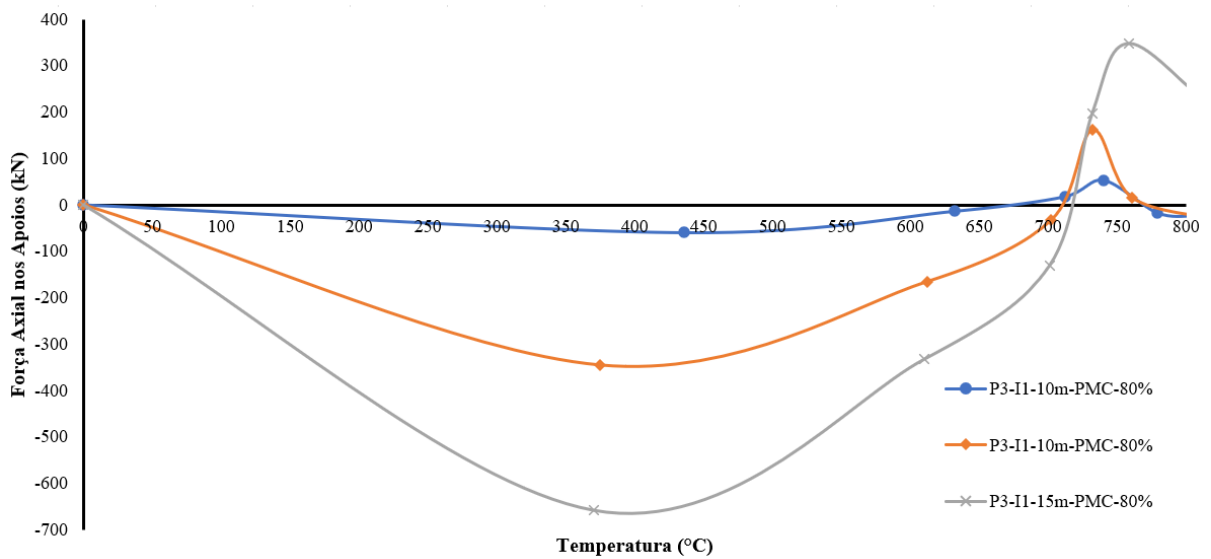
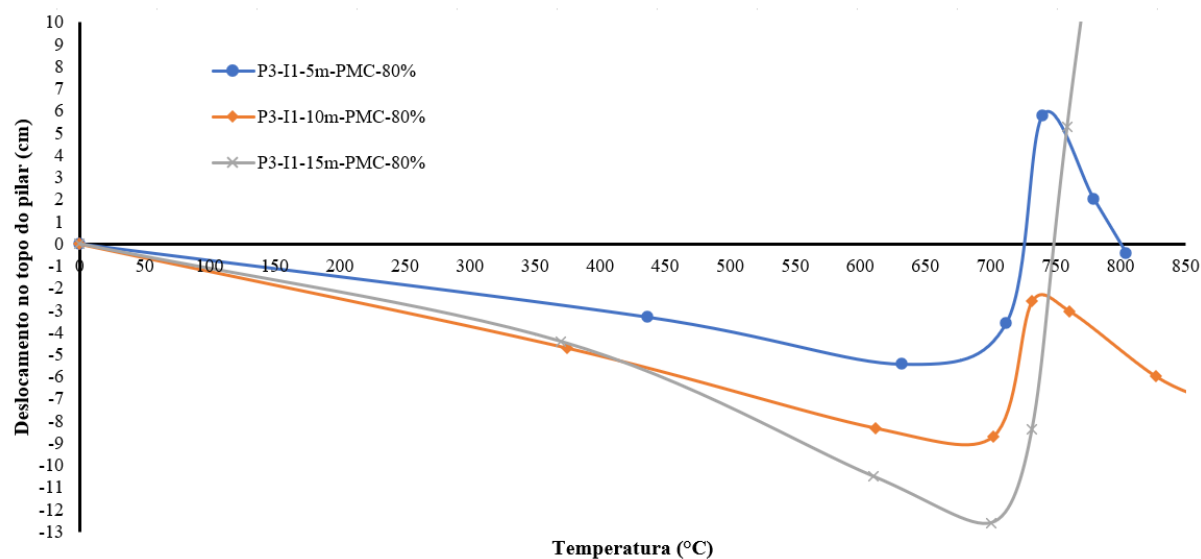


Figura 5.430 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 1



Ao aplicar revestimento contra o fogo apenas nas vigas do pórtico, sem incluir os pilares de fachada, o comportamento estrutural difere significativamente do cenário onde nem vigas nem pilares são revestidos, conforme discutido anteriormente. Nesta situação, todos os pórticos falham devido a flexão na fachada, mas de duas formas distintas. Para pórticos com vãos de 5 metros, a falha ocorre devido à flexão causada pelo efeito *pull-in*. Neste caso, o efeito *push-out* ainda ocorre, mas a falha só acontece quando a viga entra em ação de catenária, semelhante ao que ocorre em pórticos sem pilares mistos.

Por outro lado, nos pórticos com vãos de 10 e 15 metros, a falha ocorre devido à flexão causada pelo efeito *push-out*. Aqui, a expansão da viga provoca uma flexão que resulta na formação de uma rótula plástica no pilar de fachada. Em modelos que não incluem pilares mistos, o pilar central também falha. Nos modelos que contêm pilares mistos, que são naturalmente mais rígidos, a falha está limitada ao pilar de fachada. Assim, conclui-se que quando se usa pilares mistos no centro, mas não na fachada, o engenheiro deve levar em consideração as forças de compressão que contribuem para a formação de uma rótula plástica, a fim de prevenir esse tipo de falha.

Nas Figuras 5.431 a 5.433 podem ser vistos os modelos deformados de 5 a 15 metros de vão respectivamente. Nas Figuras 5.434 e 5.435, podem ser vistas as forças de reação das vigas nos pilares de fachada e os respectivos deslocamentos, a fim de entender melhor o comportamento de pórticos com pilares mistos centrais e somente com as vigas revestidas.

Figura 5.431 – Configuração deformada do modelo P3-I1-5m-VR-PMC-80% ao fim de 84 minutos de incêndio

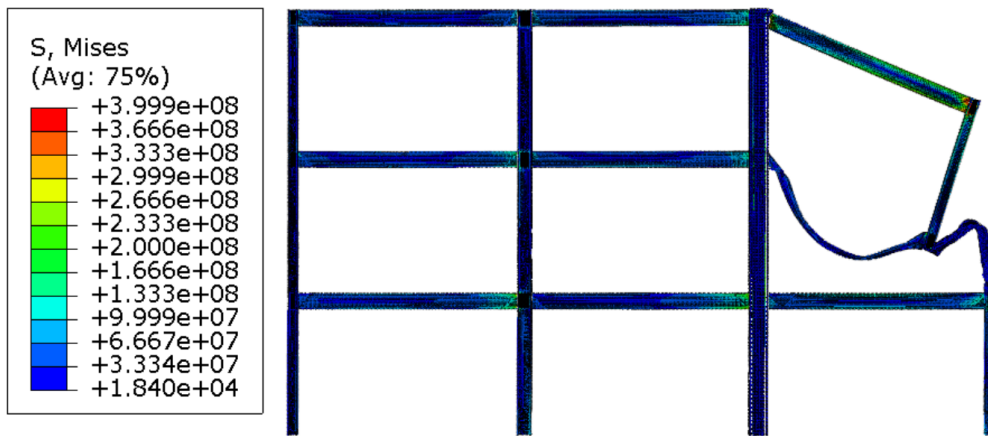


Figura 5.432 – Configuração deformada do modelo P3-I1-10m-VR-PMC-80% ao fim de 66 minutos de incêndio

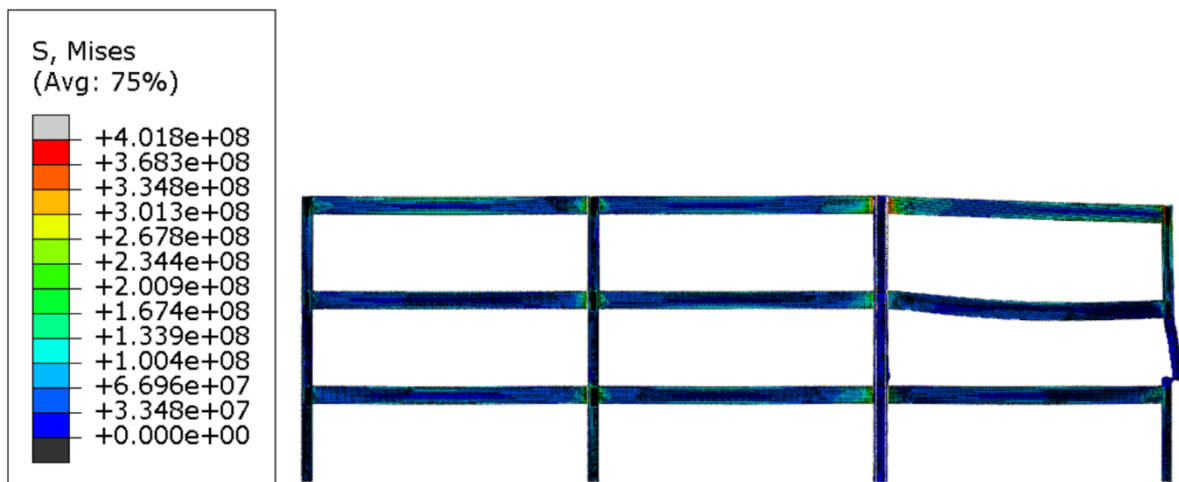


Figura 5.433 – Configuração deformada do modelo P3-I1-15m-VR-PMC-80% ao fim de 66 minutos de incêndio

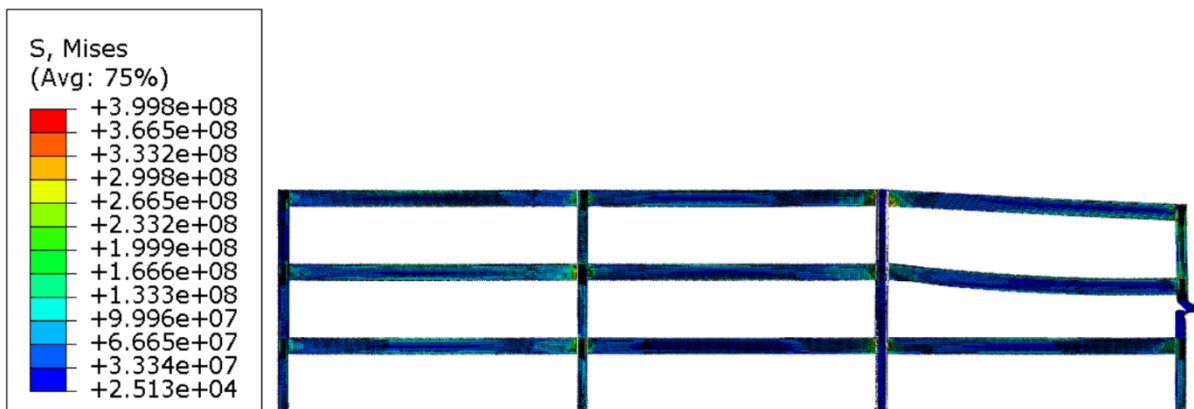


Figura 5.434 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P4-2 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com a viga revestida contra o fogo e pilar misto central – cenário de incêndio 1

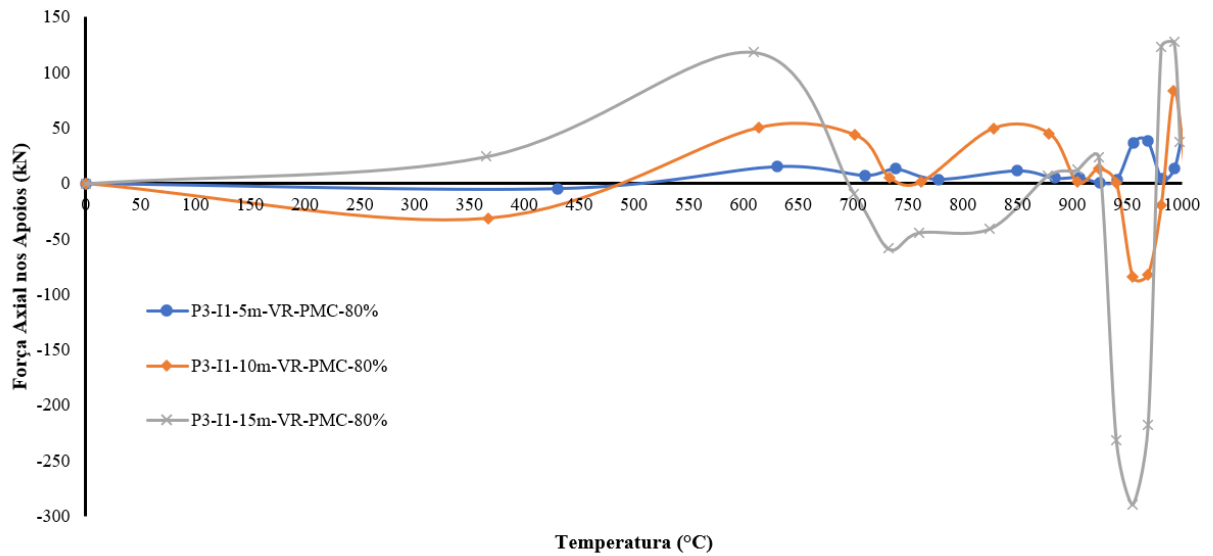
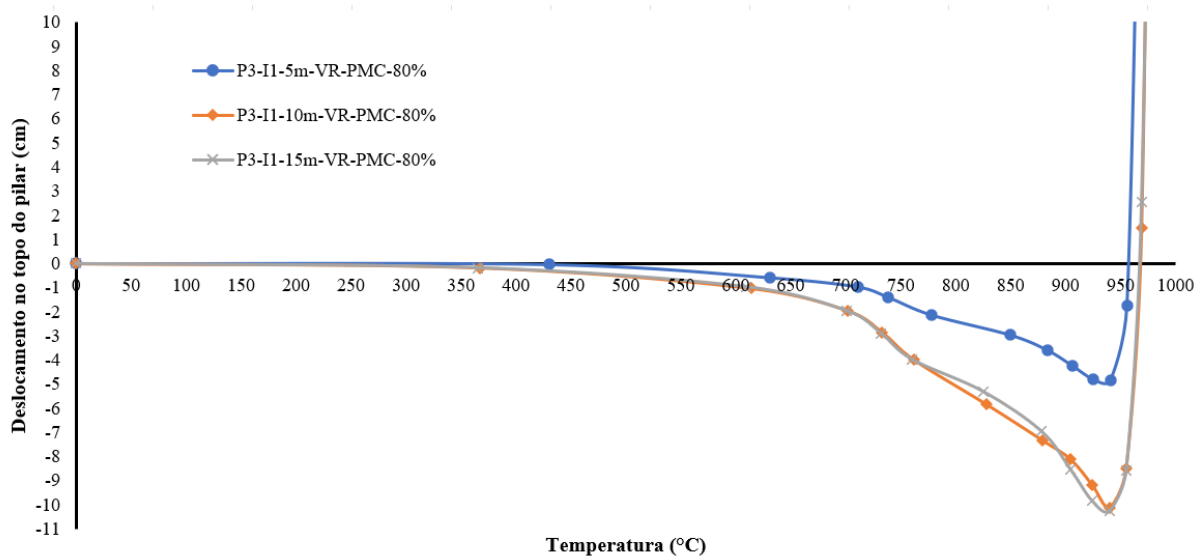


Figura 5.435 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com a viga revestida contra o fogo – cenário de incêndio 1



Na Figura 5.434 é possível verificar que, as forças de interação entre o pilar P4-2 e a viga V3-2, não seguem o padrão conhecido para forças de reação em situação de incêndio. Entretanto, esse formato de força já foi visto em outros pontos desta tese e elas são por causa das vigas estarem revestidas e os pilares não. Nos deslocamentos no topo do pilar P4-2, verifica-se que todos os vãos entram em ação de catenária com a mesma temperatura, indicando que não revestir o pilar e revestir a viga prolongam o tempo de incêndio, corroborando uma das principais conclusões vistas até aqui: em pórticos de múltiplos pavimentos caso tenha que

deixar algum elemento sem revestimento, deixar somente o pilar sem revestimento e revestir a viga, pela alta redundância que pórticos de mais pavimentos e mais vãos possuem, ou seja, a redistribuição de esforços faz com que os esforços nos pilares sejam sempre redistribuídos.

Ao examinar pórticos com pilares revestidos e vigas não revestidas contra o fogo, percebe-se que seu comportamento é bem compreendido em comparação com estruturas inteiramente de aço. Contudo, em estruturas com vãos de 10 e 15 metros, observa-se inicialmente o fenômeno *push-out*, seguido do *pull-in*, culminando na falha da viga devido à plastificação dos apoios e instabilidade lateral. Além disso, nas fases iniciais de incêndio, quando as vigas estão se expandindo, as tensões superam a resistência ao escoamento, um fenômeno também presente em pórticos sem pilares mistos. Isso acontece porque os pilares de fachada são menos esbeltos que os mistos; assim, quando a viga se expande, o pilar misto permanece estável e toda a força de expansão é direcionada ao pilar de fachada. A Figura 5.436 ilustrará o pórtico com vão de 10 metros como exemplo para os modelos, já que o modo de falha é o mesmo para todos – para não haver figuras repetitivas que enchesse o trabalho. A Figura 5.437 mostrará as tensões de *von Mises* para os pórticos de 15 metros e a Figura 5.438 demonstrará o trecho onde as tensões são maiores que a resistência ao escoamento do material, e, finalmente, a Figura 5.439 exibirá as forças reativas nos apoios de pórticos com pilares mistos centrais e pilares de fachada revestidos.

Figura 5.436 – Configuração deformada do modelo P3-I1-10m-PR-PMC-80% ao fim de 30 minutos de incêndio

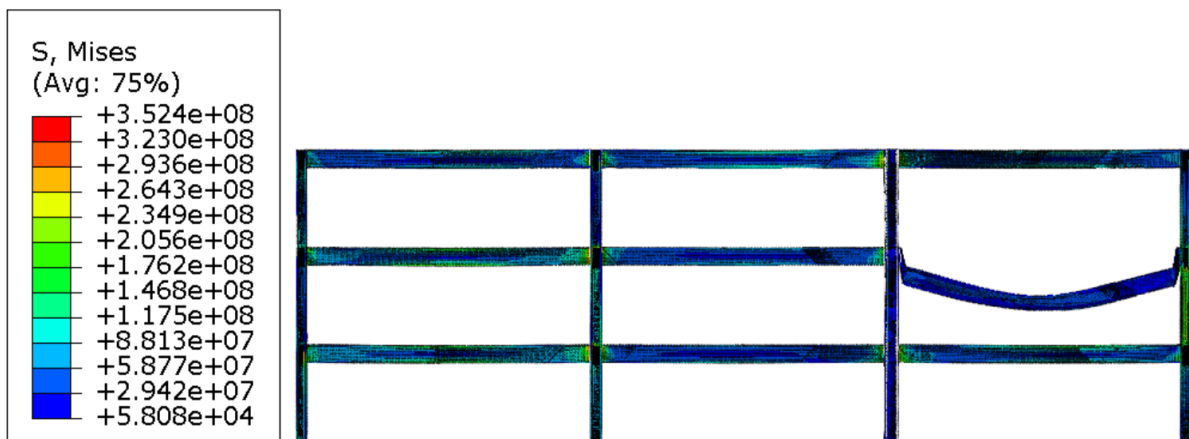


Figura 5.437 – Distribuição de tensão de von Mises na região localizada junto à ligação

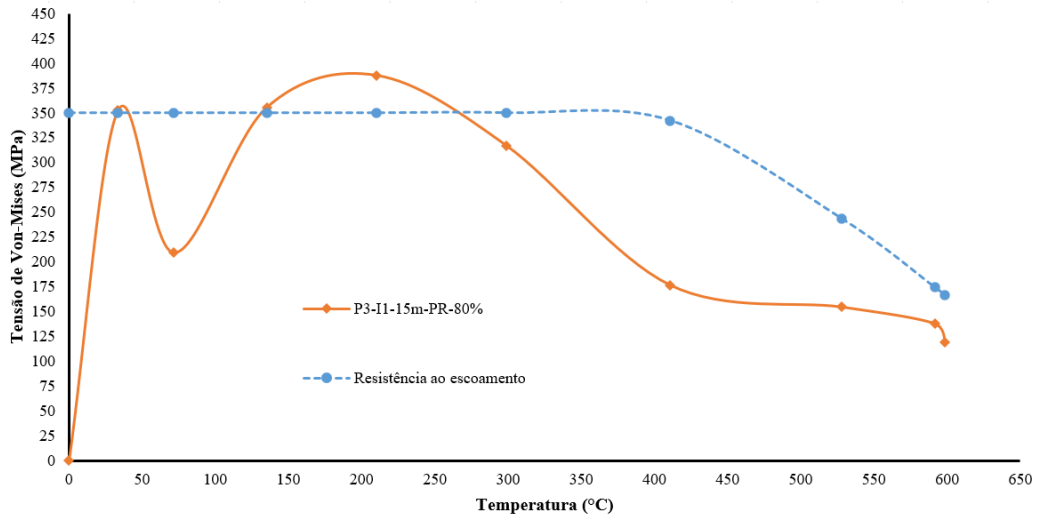


Figura 5.438 – Tensões e instabilidades localizadas devido ao efeito push-out

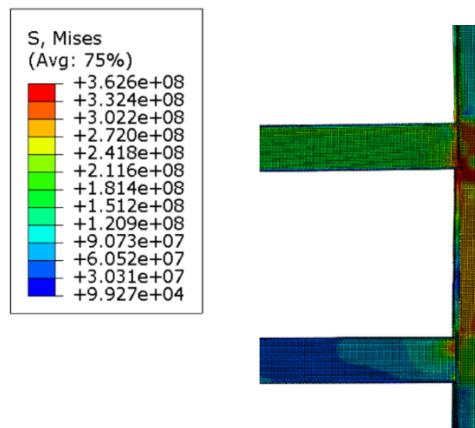
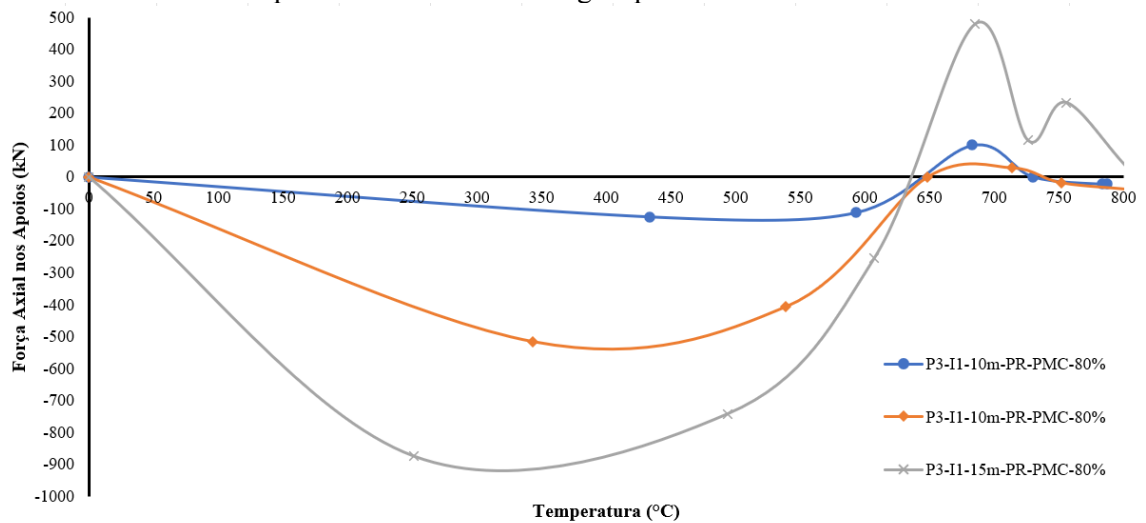


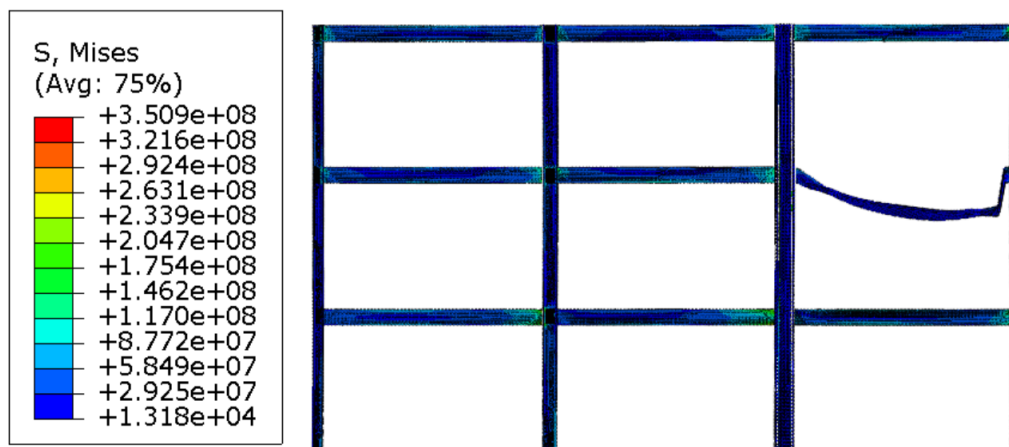
Figura 5.439 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P4-2 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com o pilar revestido contra o fogo e pilar misto central – cenário de incêndio 1



Com a inserção do revestimento contra o fogo em vigas e pilares, o comportamento estrutural dos pórticos assemelha-se ao de estruturas não revestidas. No pórtico com um vão de 5 metros, ilustrado na Figura 5.440, o pilar de fachada permaneceu estável mesmo sob os efeitos de *push-out* e *pull-in*. Nesse cenário, não foram observadas tensões que superassem a resistência ao escoamento do material; apenas a viga falhou devido à plastificação dos apoios.

Por outro lado, nos pórticos com vãos de 10 e 15 metros, o pilar de fachada apresentou falha atribuída ao efeito *pull-in*. Este fenômeno reforça a influência direta do tamanho do vão no comportamento geral da estrutura. Adicionalmente, tanto o pórtico de 10 metros como o de 15 metros apresentaram tensões de *von Mises* que excederam a resistência ao escoamento do material nos minutos iniciais do incêndio, durante a fase de expansão da viga. Isso sublinha a importância de projetar enrijecedores eficazes para mitigar as tensões induzidas nos momentos iniciais do incêndio, um aspecto já abordado na seção anterior desta tese. Importante salientar que o comportamento com pilar misto central é idêntico ao comportamento sem o pilar misto, inclusive em relação ao tempo de incêndio, mostrando, diante de todos os pórticos vistos até aqui, que o pilar misto central não interfere com os resultados, quando se trata de pilar de fachada.

Figura 5.440 – Configuração deformada do modelo P3-I1-5m-VR-PR-PMC-80% ao fim de 96 minutos de incêndio



As Figuras 5.441 e 5.442 ilustram a configuração deformada dos pórticos com pilares mistos centrais e vãos de 5 e 10 metros. É evidente que, nessas estruturas, a falha ocorre durante a fase de ação catenária da viga. Além disso, como a falha não resulta de flexão devido à forças de expansão, o comprimento efetivo pode ser desconsiderado neste contexto. As Figuras 5.443

e 5.444 também mostram as forças axiais presentes nos pilares P4-2, bem como os deslocamentos no topo desses mesmos pilares.

Figura 5.441 – Configuração deformada do modelo P3-I1-10m-VR-PR-PMC-80% ao fim de 90 minutos de incêndio

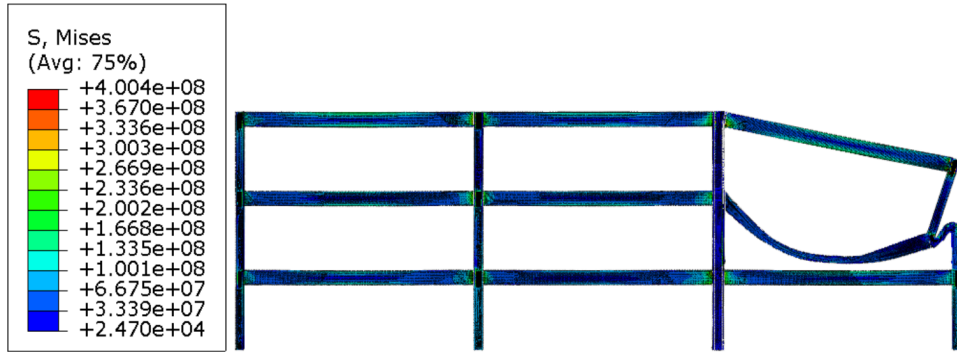


Figura 5.442 – Configuração deformada do modelo P3-I1-15m-VR-PR-PMC-80% ao fim de 96 minutos de incêndio

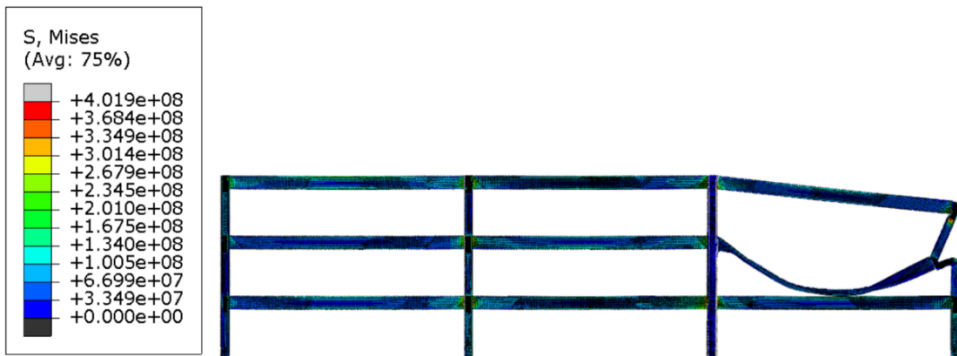
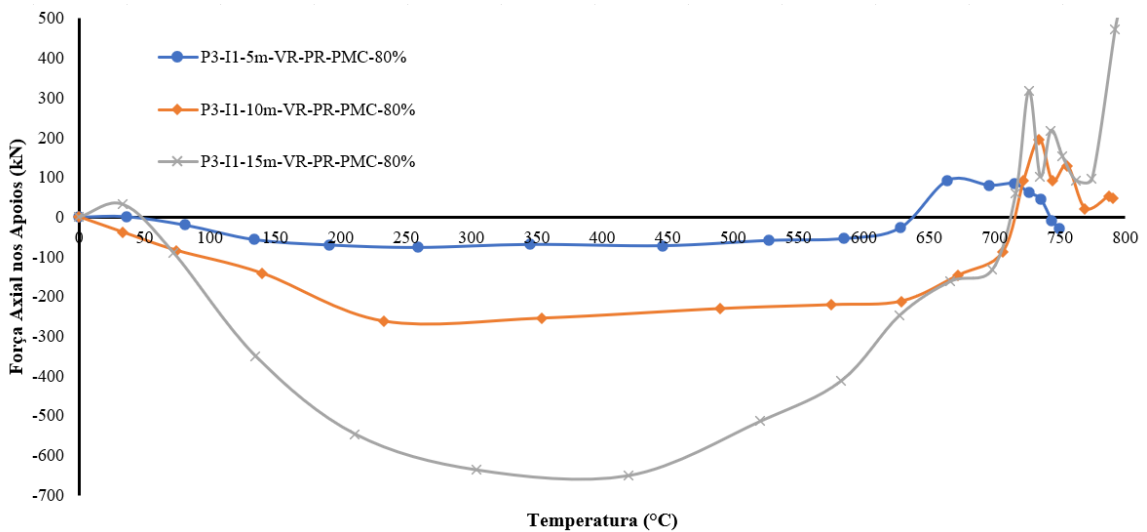
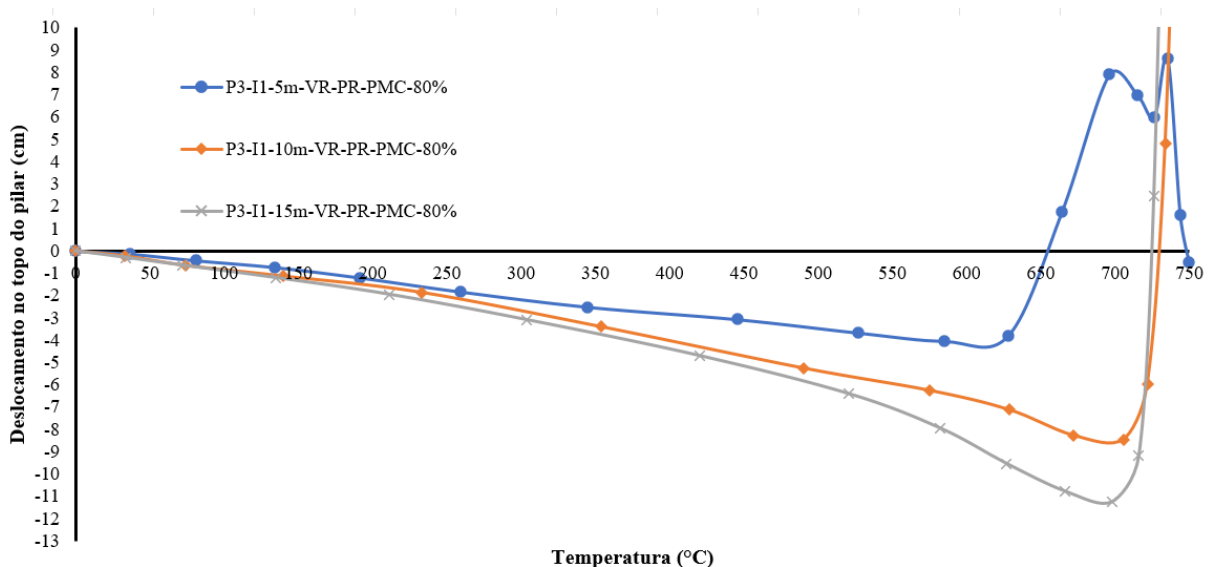


Figura 5.443 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P4-2 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com ambos os elementos revestidos contra o fogo e pilar misto central – cenário de incêndio 1



Como ilustrado na Figura 5.443, vãos maiores resultam em forças de compressão elevadas durante a fase de expansão, o que leva, por sua vez, à geração de maiores forças de tração durante a ação de catenária. Outro aspecto notável é que o pórtico com um vão de 15 metros apresenta tração na fase inicial do incêndio, um fenômeno já abordado no começo do Capítulo 5 desta tese. Dado que o comportamento deste pórtico é similar ao de um pórtico sem pilares mistos, o mecanismo de colapso não será detalhado aqui, mas pode ser visto na Figura 5.401. A Figura 5.444 mostra que o pórtico com um vão de 5 metros não falha devido a flexão, mesmo tendo exibido um deslocamento de 8 cm no fenômeno de *pull-in*. Também é possível observar que o comportamento é o mesmo para os pórticos com pilares de aço, concluindo que a inserção de pilares mistos centrais não modifica, no geral, o comportamento da estrutura.

Figura 5.444 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com revestimento contra o fogo e pilar misto central – cenário de incêndio 1



As Tabelas 5.39 e 5.40 consolidam os dados coletados durante a fase de parametrização dos pórticos de três andares com pilares mistos laterais e centrais. Estes resumos englobam aspectos como os distintos tipos de revestimentos contra incêndio aplicados, designados como VR para vigas revestidas e PR para pilares revestidos, e as categorias de mecanismos de colapso observados, rotulados como 'Mec. de colapso'. Além disso, as tabelas especificam as temperaturas críticas que induzem ao colapso da estrutura, obtidas tanto em pilares de fachada como nas seções inferiores das vigas — elementos-chave para o início do colapso progressivo. Também apontam se houve uma predominância de forças de compressão durante a expansão da viga ou de forças de tração na etapa de catenária, fatores que impactam os mecanismos de colapso identificados.

Esses dados serão apresentados para os dois cenários de incêndio examinados neste estudo. Lembrando que os dados aqui apresentados são para pórticos de aço com pilar misto central.

- (a) Colapso parcial do pórtico por efeito *pull-in* no pilar de fachada;
- (b) Colapso parcial do pórtico por efeito *push-out* no pilar de fachada;
- (c) Colapso total do pórtico por instabilidade dos pilares centrais;
- (d) Colapso da viga no compartimento incendiado.

Tabela 5.39 – Mecanismos de colapso e temperaturas críticas para os pórticos de aço com revestimento contra o fogo e pilar misto lateral – cenário de Incêndio 1

Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	VR	PR	Mec. de colapso	Temp. Crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	Sim	Não	C	839°C	Não	Não
	80%	Não	Sim	D	709°C	Não	Sim
	80%	Não	Não	D	728°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	D	856°C	Não	Sim
10 m	80%	Sim	Não	D	687°C	Não	Sim
	80%	Não	Sim	C	833°C	Não	Não
	80%	Não	Não	D	661°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	D	767°C	Não	Sim
15 m	80%	Sim	Não	C	849°C	Não	Não
	80%	Não	Sim	D	688°C	Não	Sim
	80%	Não	Não	D	688°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	D	790°C	Não	Sim

Tabela 5.40 – Mecanismos de colapso e temperaturas críticas para os pórticos de aço com revestimento contra o fogo e pilar misto central – cenário de Incêndio 1

Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	VR	PR	Mec. de colapso	Temp. Crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	Sim	Não	A	878°C	Não	Sim
	80%	Não	Sim	D	728°C	Não	Sim

	80%	Não	Não	D	708°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	A	835°C	Não	Sim
10 m	80%	Sim	Não	B	850°C	Sim	Não
	80%	Não	Sim	D	688°C	Não	Sim
	80%	Não	Não	D	688°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	A	773°C	Sim ¹	Sim
	80%	Sim	Não	B	814°C	Sim	Não
15 m	80%	Não	Sim	D	688°C	Não	Sim
	80%	Não	Não	A	746°C	Sim ¹	Sim
	80%	Sim	Sim	A	757°C	Sim ¹	Sim
	80%	Sim	Sim	A	757°C	Sim ¹	Sim

¹ A expansão da viga gera tensões localizadas maiores que a resistência ao escoamento

Nesta etapa da tese, a influência da inserção de pilares mistos em pórticos de aço foi estudada em relação à resistência ao fogo. O estudo foi dividido em duas partes: uma focada nos pilares mistos de fachada e outra nos pilares mistos centrais. Em pórticos com pilares mistos, a pesquisa se concentrou na interação entre as vigas e os pilares durante um incêndio na fachada.

Quando o pilar misto é inserido na fachada, o ponto de falha se move da viga para o pilar, tornando a estrutura mais resistente. Contudo, quando as vigas são revestidas para resistência ao fogo, mas não os pilares, a falha ocorre nos pilares devido à instabilidade causada pelos efeitos da alta temperatura. Este fenômeno também foi observado em pórticos com vãos maiores, onde a falha ocorre nos pilares mesmo quando estes são mistos e atuam como elementos de contraventamento.

Em casos em que os pilares mistos são revestidos e as vigas não são, a falha ocorre apenas na viga, atribuída à plastificação nos pontos de apoio e à instabilidade lateral. Isso sugere que o uso de pilares mistos sem o revestimento contra o fogo das vigas pode ser contraproducente em termos de segurança contra incêndios.

A inserção de um pilar misto no centro de um pórtico tem efeitos variáveis no comportamento estrutural da edificação, dependendo da localização do pilar e do tamanho do vão. Por exemplo, pilares mistos centrais tornam a estrutura mais rígida que pilares de fachada de aço, o que pode levar a diferentes modos de falha, como a plastificação dos apoios da viga ou falha por flexão. Além disso, o comprimento do vão é outro fator crucial. Em vãos de 5 e 10 metros, o efeito de *push-out* é visível, enquanto em vãos de 15 metros, a falha ocorre

principalmente devido à flexão, evidenciando que o tamanho do vão influencia diretamente o comportamento estrutural.

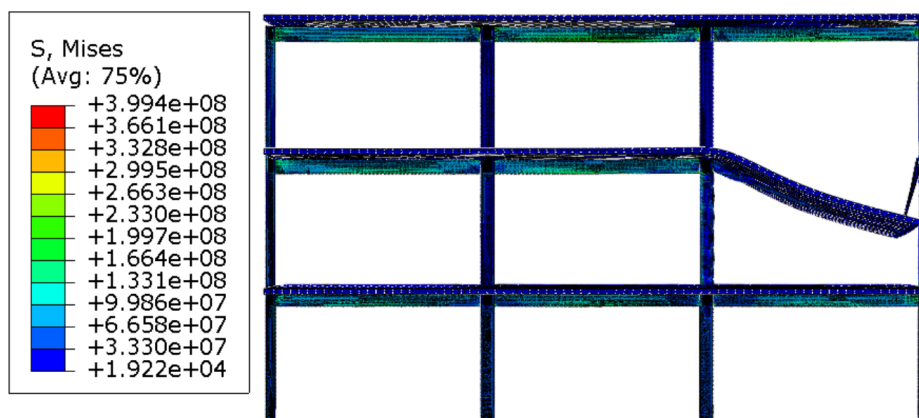
O revestimento contra o fogo tem um papel significativo. Quando apenas as vigas são revestidas, todos os pórticos falham devido a flexões na fachada. Nos vãos de 5 metros, a falha ocorre pelo efeito *pull-in*, enquanto em vãos maiores, ela acontece devido ao efeito *push-out*. Se o pilar e a viga forem revestidos, o comportamento se assemelha ao de estruturas não revestidas, reiterando que o revestimento da viga é mais crucial para prolongar o tempo de resistência ao incêndio. A pesquisa também mostrou que a presença de pilares mistos centrais não altera significativamente o comportamento geral da estrutura em comparação com estruturas totalmente de aço.

5.4.1.3. Influência da utilização de lajes mistas e revestimento contra o fogo nos elementos estruturais

Nesta etapa, será avaliada a influência da utilização de lajes mistas com a variação do revestimento contra o fogo em pórticos de três pavimentos. As análises seguirão divisão parecidas com as vistas no item, 5.4.1.1: a primeira parte será a análise dos pórticos sem revestimento contra o fogo; a segunda parte será a análise dos pórticos somente com as vigas revestidas; a terceira parte será a análise dos pórticos somente com os pilares revestidos e, a última parte, com ambos os elementos revestidos contra o fogo. Ao final do capítulo, serão apresentados os resultados de forma condensada, para facilitar a visualização geral.

Na Figura 5.445 é possível verificar o modelo PM3-I1-5m-80% com a sua configuração deformada ao final do incêndio (considerando o cenário de Incêndio 1).

Figura 5.445 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-5m-80% ao fim de 24 minutos de incêndio



Após analisar o pórtico com um vão de cinco metros, constatou-se que ele não falha devido a flexão no cenário de Incêndio 1, apesar da presença do efeito *pull-in*. A falha ocorre na viga, devido à plastificação total dos apoios. Quando o vão é estendido para 10 metros (Figura 5.446), a viga continua sendo o ponto de falha, similar aos pórticos de aço examinados anteriormente. No entanto, ao expandir o vão para 15 metros, a falha ocorre no pilar de fachada devido ao efeito *pull-in*, como poder ser visto na Figura 5.447. Adicionalmente, foram observadas tensões superiores à resistência ao escoamento do material, enquanto o pórtico apresentava o efeito *push-out*, ou seja, nos minutos iniciais de incêndio. Este resultado corrobora achados anteriores deste estudo, que destacam a influência significativa do tamanho do vão no colapso dos pórticos.

Figura 5.446 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-10m-80% ao fim de 24 minutos de incêndio

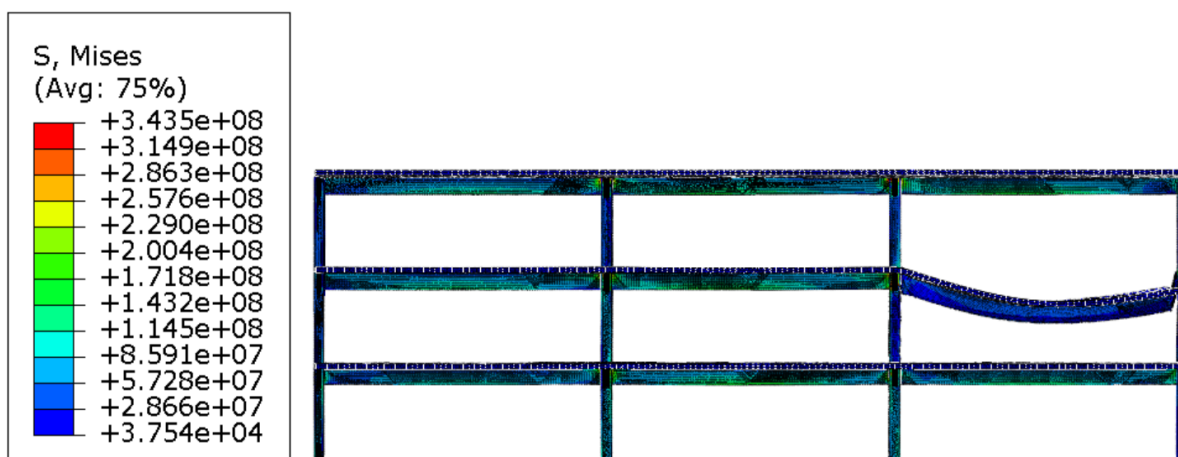
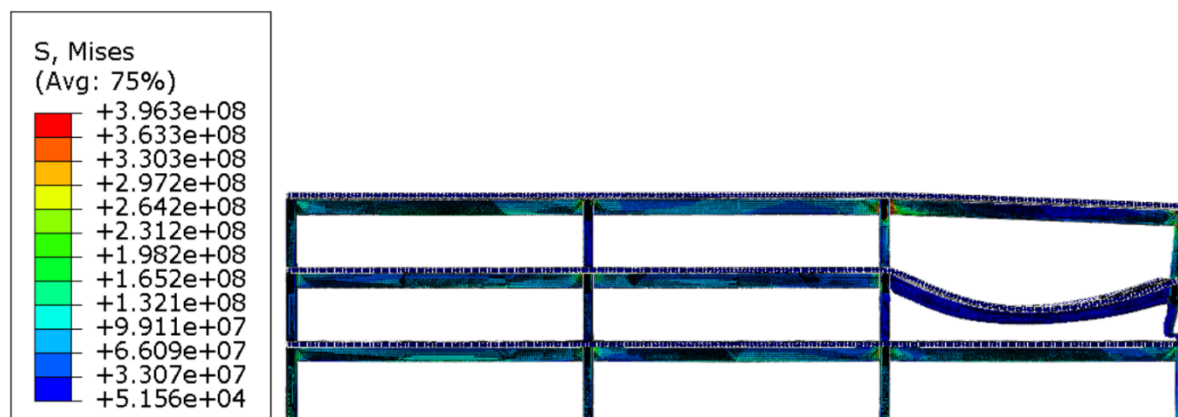


Figura 5.447 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-15m-80% ao fim de 42 minutos de incêndio



Cabe ressaltar que, quando comparado aos pórticos de aço, o tempo de incêndio para o colapso dos pórticos mistos são praticamente os mesmos.

A Figura 5.448 mostra as forças de compressão geradas pela expansão da viga V3-2 no pilar P4-2 para os três vãos estudados nesta fase do projeto. É evidente que as forças, tanto compressivas quanto de tração, nos vãos de 5 e 10 metros, são inferiores às observadas no vão de 15 metros. Neste último, nota-se um aumento tanto nas forças de compressão durante a expansão da viga, quanto nas de tração durante a fase de catenária. Esses dados reforçam os resultados sobre o colapso do pórtico com um vão de 15 metros.

Já a Figura 5.449 apresenta os deslocamentos no topo dos pilares do andar exposto ao calor, auxiliando na compreensão dos efeitos identificados. Os pórticos com vãos de 5 e 10 metros apresentam deslocamentos menores e, após o efeito de *pull-in*, ocorre uma diminuição da carga, já que a viga falha devido às altas temperaturas. Em contraste, no pórtico de 15 metros, o fenômeno de *pull-in* é mais pronunciado e leva à falha do pórtico por essa causa.

Figura 5.448 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P4-2 para pórticos mistos de 5, 10 e 15 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 1

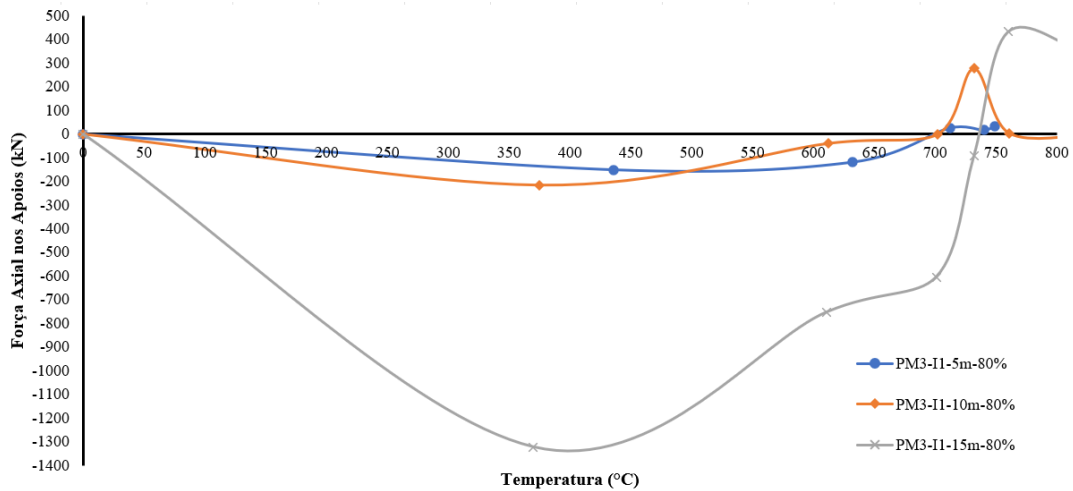
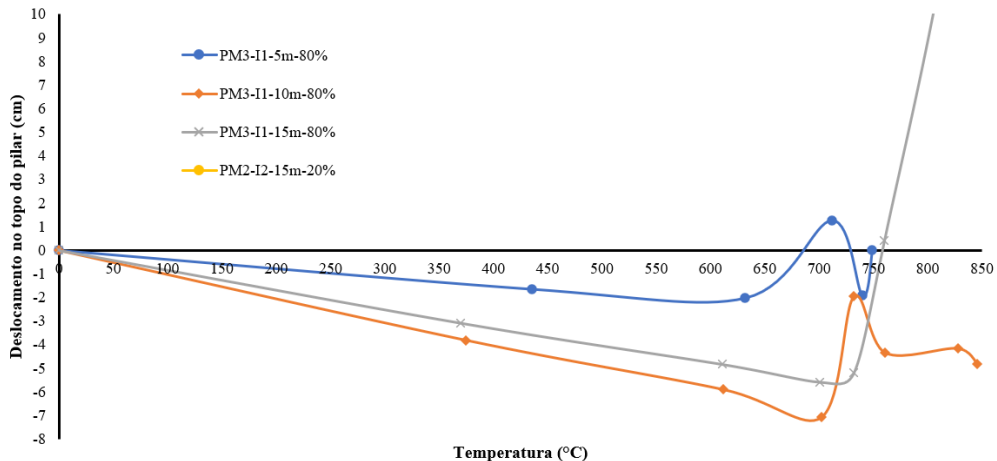
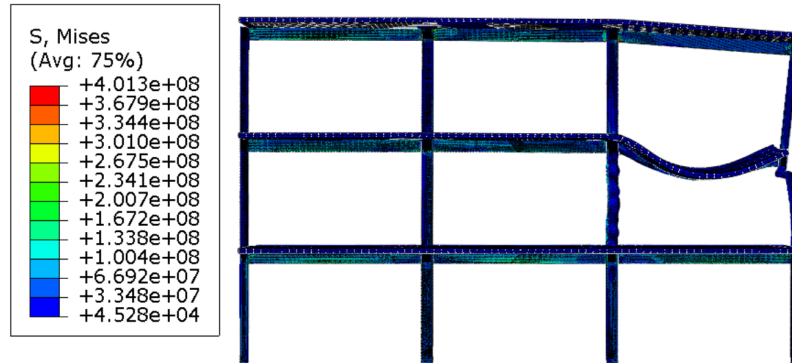


Figura 5.449 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos mistos de 5, 10 e 15 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 1



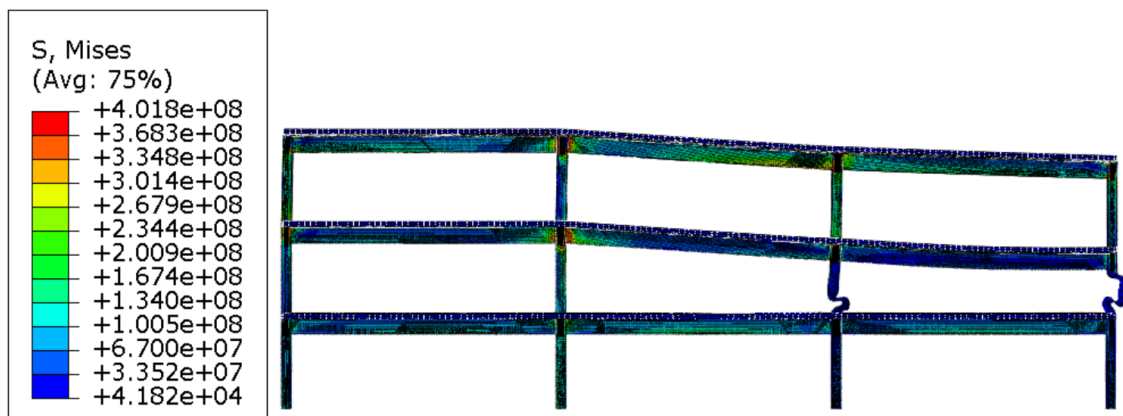
Quando as vigas do pórtico são revestidas e os pilares permanecem sem revestimento, o comportamento diverge significativamente daquele observado quando nem vigas nem pilares são revestidos. Para um pórtico com vão de cinco metros, a falha ocorre no pilar de fachada. Embora o efeito *push-out* seja observável, a falha se dá, principalmente, pelo efeito *pull-in*, que se manifesta quando a viga atua em modo catenária, conforme ilustrado na Figura 5.450. O modo de falha é muito parecido com o modo de falha para os pórticos com vigas de aço, mostrando que a laje não altera no comportamento da estrutura quando os pilares não estão revestidos.

Figura 5.450 – Configuração deformada do modelo P2-I1-5m-VR-80% ao fim de 54 minutos de incêndio



No caso do pórtico com um vão de 10 metros (Figura 5.541), o revestimento na viga retarda a degradação de suas propriedades mecânicas. Isso resulta em uma falha no pilar central, atribuída às altas temperaturas. Posteriormente, enquanto a viga continua a se expandir, ocorre a formação de uma rótula plástica na base do pilar de fachada, provocada pelo efeito *push-out*.

Figura 5.451 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-10m-VR-80% ao fim de 54 minutos de incêndio



O pórtico de 15 metros de vão (Figura 5.452), apresenta mecanismo de colapso parecido com o pórtico de 10 metros. Diferentemente do que foi visto nos pórticos com vigas de aço, o comprimento efetivo do pilar de fachada para o pórtico de 10 metros é igual ao do pórtico de 15 metros, sendo o valor igual a $0,5L$. Na Figura 5.453 pode-se avaliar as forças de compressão da viga V3-2 no pilar P4-2.

Figura 5.452 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-15m-VR-80% ao fim de 60 minutos de incêndio

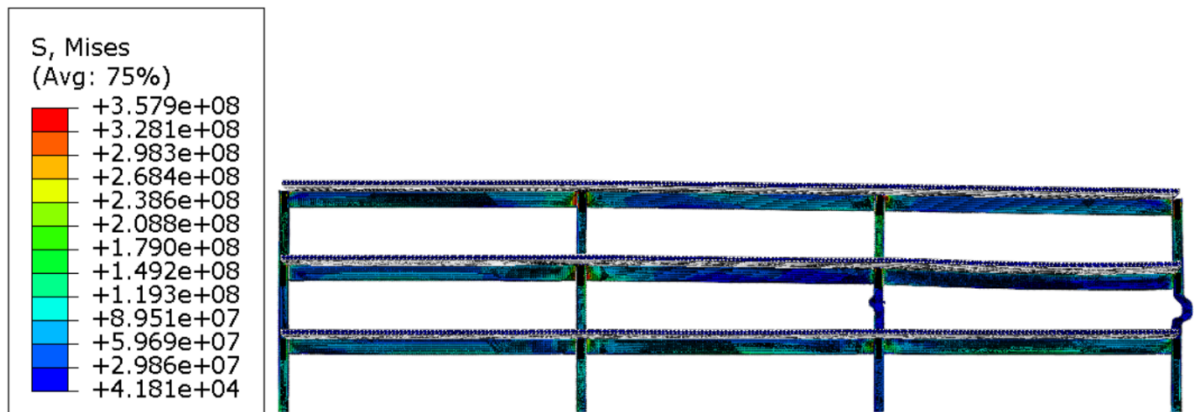
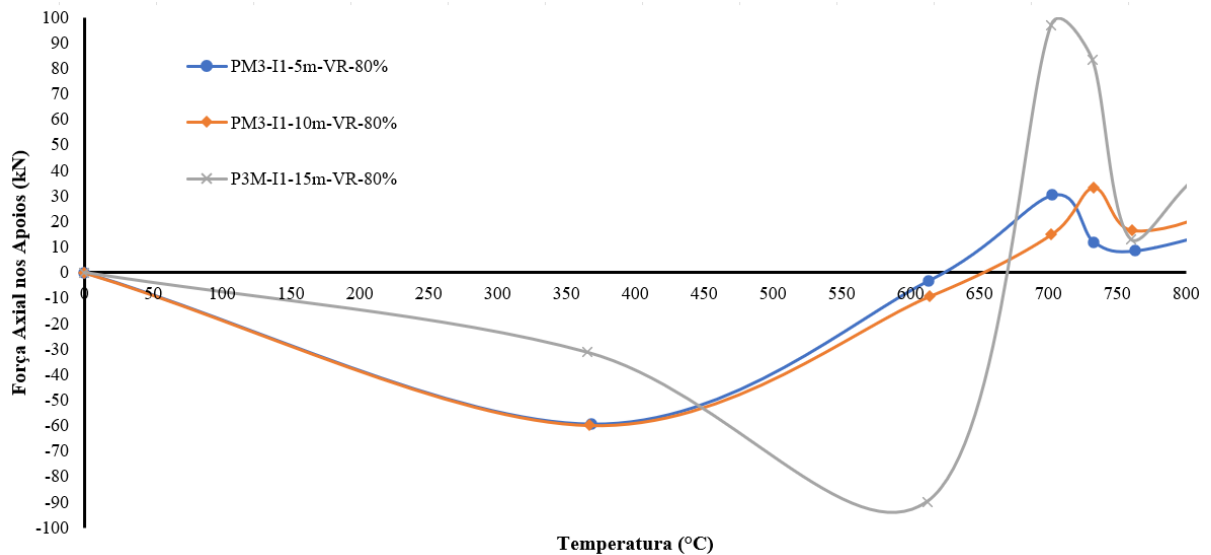


Figura 5.453 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P4-2 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com a viga revestida contra o fogo – cenário de incêndio 1



Ao analisar pórticos mistos que possuem pilares revestidos e vigas não revestidas contra incêndio, observa-se que seu desempenho é semelhante ao dos pórticos de aço. Nesse cenário, qualquer falha ocorrerá apenas nas vigas não revestidas, e não no pórtico como um todo (Figura 5.454). Isso fica evidente nos pórticos com vãos de 10 e 15 metros, conforme ilustrado na Figura 5.455 e 5.456, onde a única falha identificada localiza-se na viga, manifestando-se como plastificação da seção bruta nos apoios.

Figura 5.454 – Configuração deformada do modelo PM3-I1-5m-PR-80% ao fim de 24 minutos de incêndio

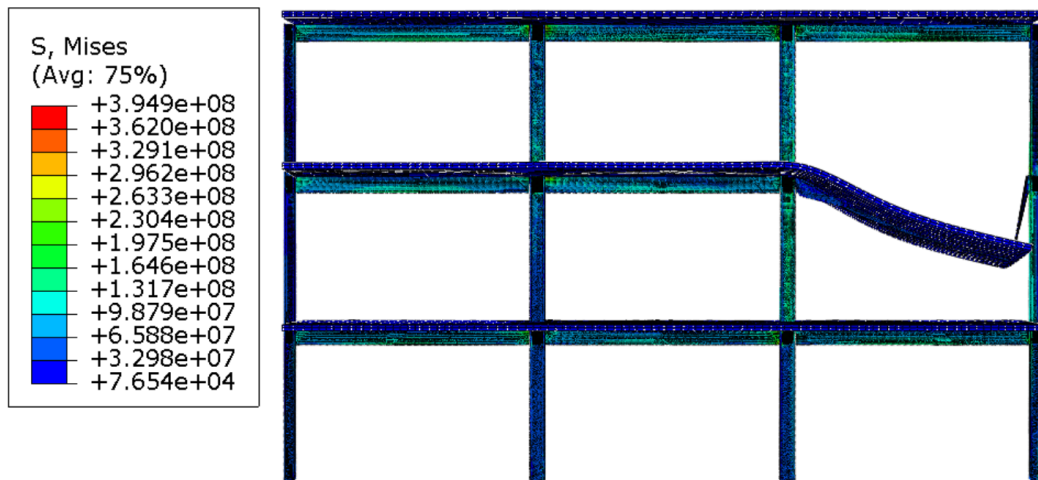
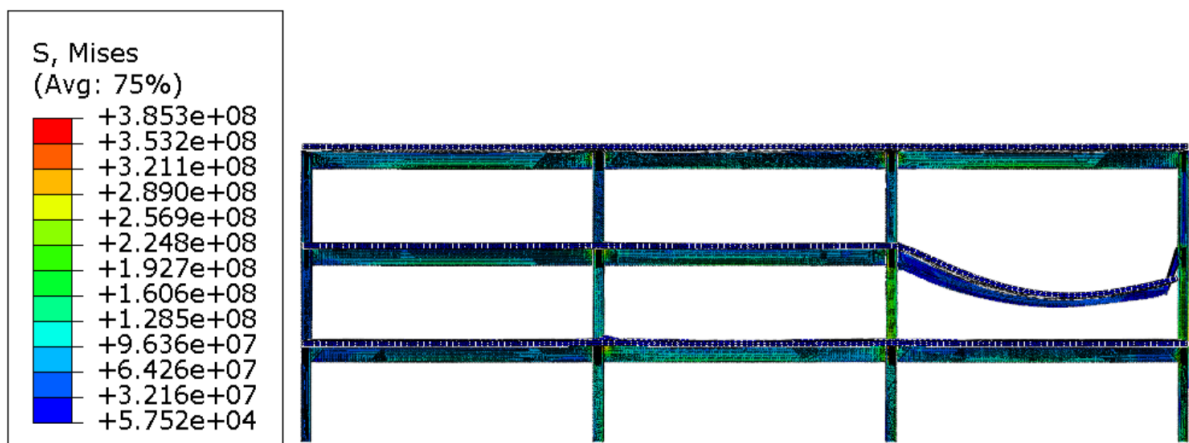


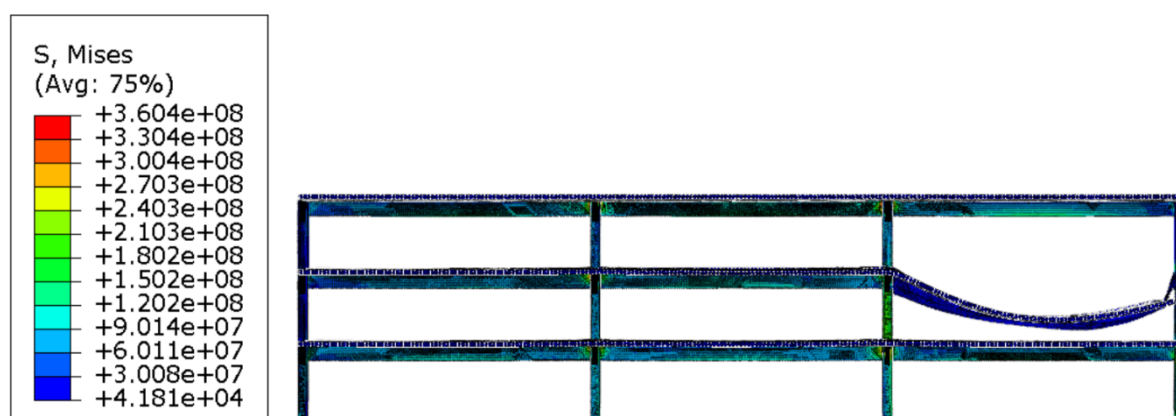
Figura 5.455 – Configuração deformada do modelo PM3-I1-10m-PR-80% ao fim de 30 minutos de incêndio



No contexto dos pórticos com vãos de 10 e 15 metros, é notável que, embora não manifestem falhas estruturais durante a exposição ao fogo (falha global do pórtico), há um

fenômeno de particular interesse durante a fase inicial de expansão térmica das vigas. Durante os primeiros minutos do incêndio, as tensões desenvolvidas ultrapassam os valores da resistência ao escoamento. Tal ocorrência pode ser atribuída às características geométricas dos pilares associados a esses pórticos. Com uma menor esbeltez e uma seção transversal mais robusta, esses pilares oferecem uma maior resistência a deslocamentos. Esse fator contribui para a geração das elevadas tensões observadas nas vigas durante o incêndio.

Figura 5.456 – Configuração deformada do modelo PM3-I1-15m-PR-80% ao fim de 42 minutos de incêndio

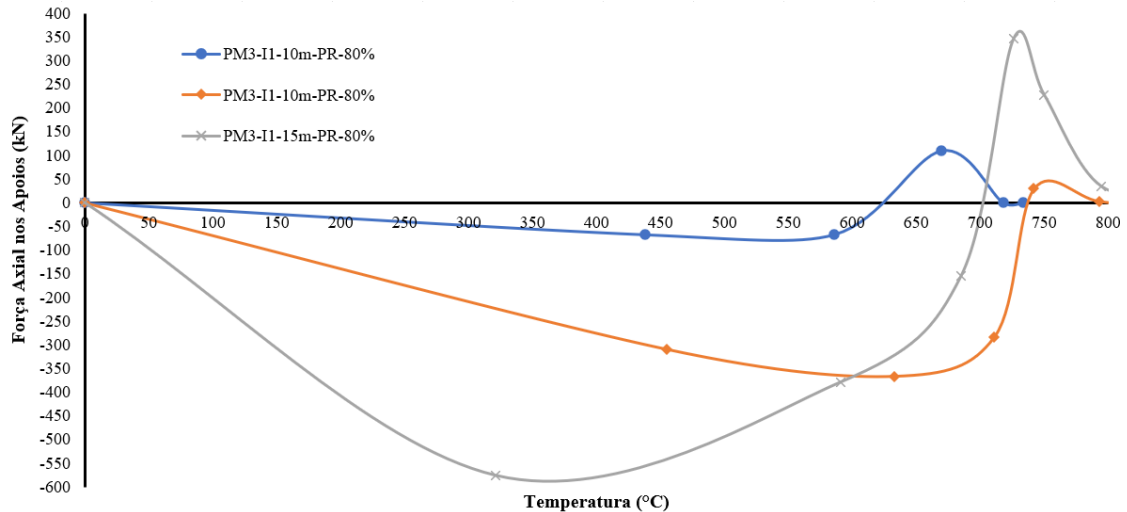


Conforme ilustrado na Figura 5.456 (mecanismo de colapso durante os estágios de incêndio) durante os momentos iniciais de exposição ao fogo, os pórticos de 15 metros experimentam tensões que superam a resistência ao escoamento do material, particularmente durante a fase de expansão da viga não revestida. Contudo, com a deformação contínua da viga, ocorre uma redução das tensões nos pilares, fazendo com que elas fiquem abaixo do limite da resistência ao escoamento. No entanto, em condições de temperaturas mais elevadas, o fenômeno de *pull-in* leva a tensões que novamente excedem a resistência ao escoamento do material estrutural.

Esses achados são corroborados pela Figura 5.457, que apresenta um gráfico das forças axiais nos apoios para pórticos com vãos de 5, 10 e 15 metros. Nota-se que, inicialmente, essas forças se manifestam como forças compressivas, induzidas pelo incêndio. Contudo, à medida que o incêndio progride, as vigas apresentam forças de tração, influenciadas pela ação de catenária. Ainda em comparação com os pilares de aço, as forças nos apoios dos pórticos mistos são menores que os de aço (apesar da forma como se apresentam serem as mesmas). Isso se dá

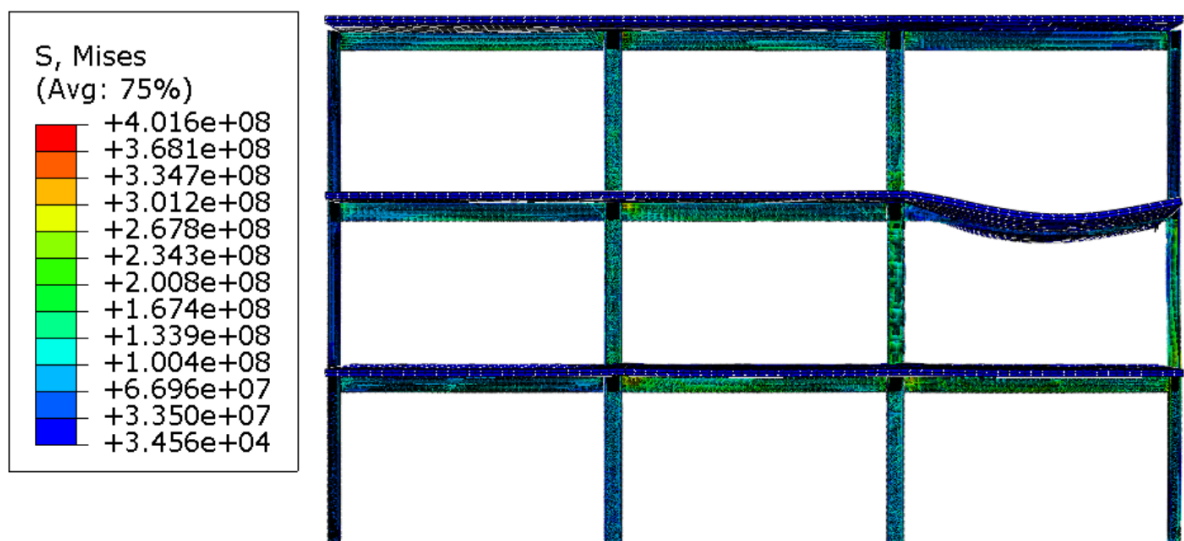
pelo fato da viga ter uma rigidez maior a expansão térmica e, quando começa a aquecer, ao invés de se deslocar horizontalmente, acaba perdendo a rigidez a flexão.

Figura 5.457 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P4-2 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com pilar revestido contra o fogo – cenário de incêndio 1



Ao adicionar revestimento contra o fogo às vigas e pilares, o desempenho dos pórticos é similar ao de pórticos mistos sem revestimento e similar também aos pórticos de aço revestidos. No caso do pórtico de 5 metros (Figura 5.458), embora tenha exibido claramente os efeitos de *push-out* e *pull-in*, o pilar de fachada não foi impactado por esses fenômenos. Ele não apresentou tensões que ultrapasassem a resistência ao escoamento do material. Nesse cenário, apenas a viga falhou devido à plastificação dos apoios.

Figura 5.458 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-5m-VR-PR-80% ao fim de 54 minutos de incêndio



Por outro lado, nos pórticos de 10 e 15 metros, o pilar de fachada falhou. Essa falha ocorreu devido ao efeito *pull-in*, reiterando que o tamanho do vão afeta diretamente o comportamento do pórtico. Além da falha por flexão causada pelo efeito *push-out* em conjunto com o efeito *pull-in*, tanto os pórticos de 10 quanto de 15 metros. Isso acontece porque, conforme a viga vai expandindo, ela faz com que o pilar se deforme na região da ligação, deixando o conjunto com menor resistência (Figura 5.459). Além disso, os modelos explicitados mostraram tensões de *von Mises* superiores à resistência ao escoamento do material nos primeiros minutos do incêndio, durante a fase de expansão da viga. Isso sublinha a importância de dimensionar reforços para mitigar as tensões geradas nos estágios iniciais de um incêndio, como já foi discutido em seções anteriores desta tese.

Assim como visto nos pórticos de aço, o tempo necessário para atingir o pico de incêndio com ambos os elementos revestidos contra o fogo é bem maior que nos pórticos sem qualquer tipo de revestimento, com uma média de 30 minutos a mais de incêndio em que os pórticos revestidos podem resistir ao incêndio. Foi citado anteriormente que, a melhor estratégia é revestir somente a viga e os dados encontrados até aqui corroboram isso. Entretanto, cabe ressaltar novamente que a melhor forma para tratar o incêndio é revestindo ambos os elementos (vigas e pilares). Nas Figuras 5.460 e 5.461 é possível ver os pórticos de 10 e 15 metros, respectivamente, mostrando que as falhas tendem a ocorrer, pelo efeito *pull-in*, na área da ligação. Então, caso o engenheiro esteja preocupado não só com o TRRF da estrutura, mas sim com um possível colapso global, então é necessário que ele utilize as formulações propostas nesta tese.

Figura 5.459 – Deformação na região da ligação causada pelo efeito *push-out*

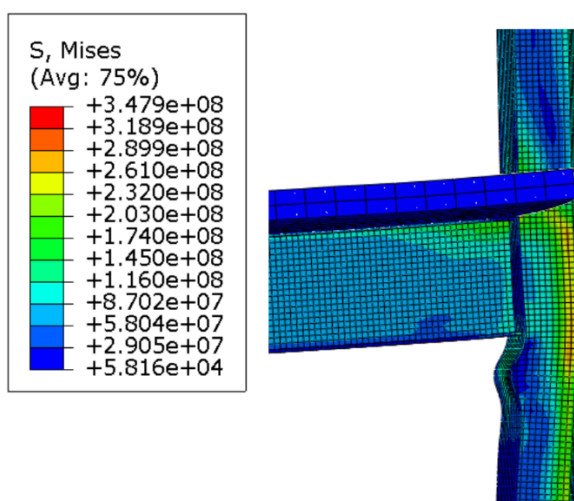


Figura 5.460 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-10m-VR-PR-80% ao fim de 54 minutos de incêndio

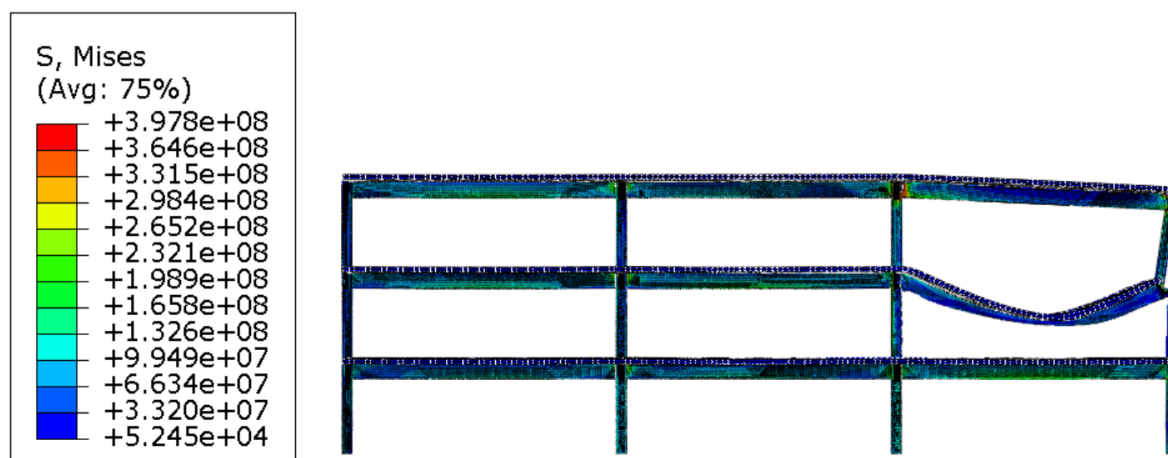


Figura 5.461 – Configuração deformada do modelo PM2-I1-15m-VR-PR-80% ao fim de 96 minutos de incêndio

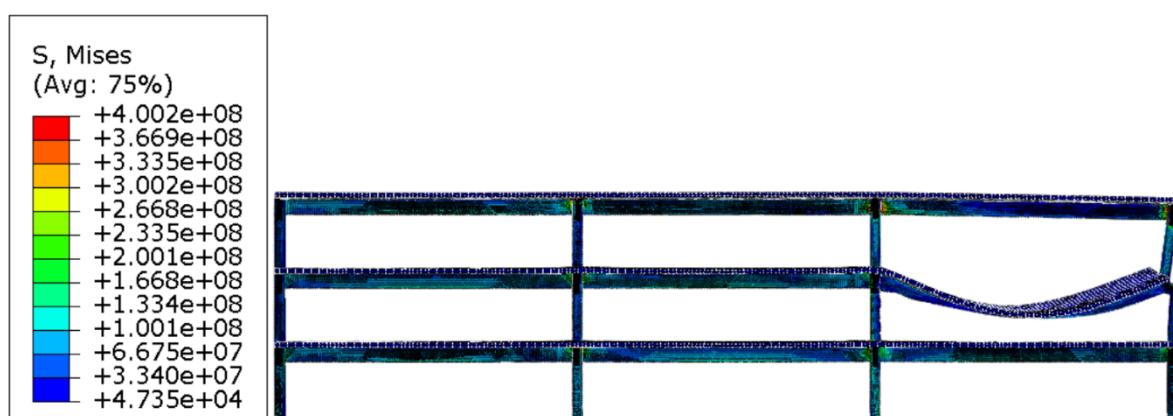
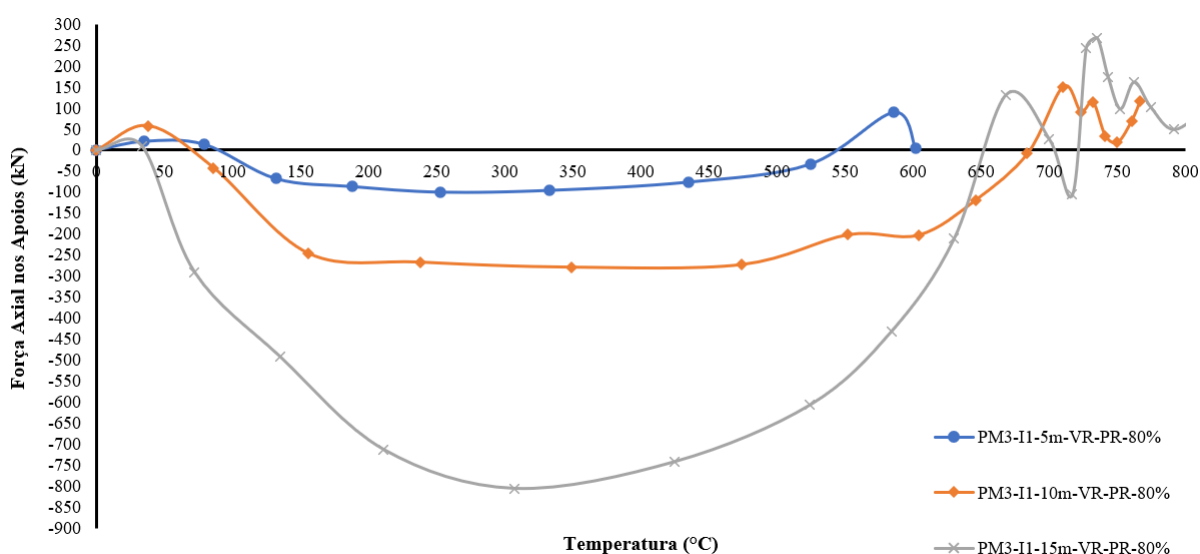
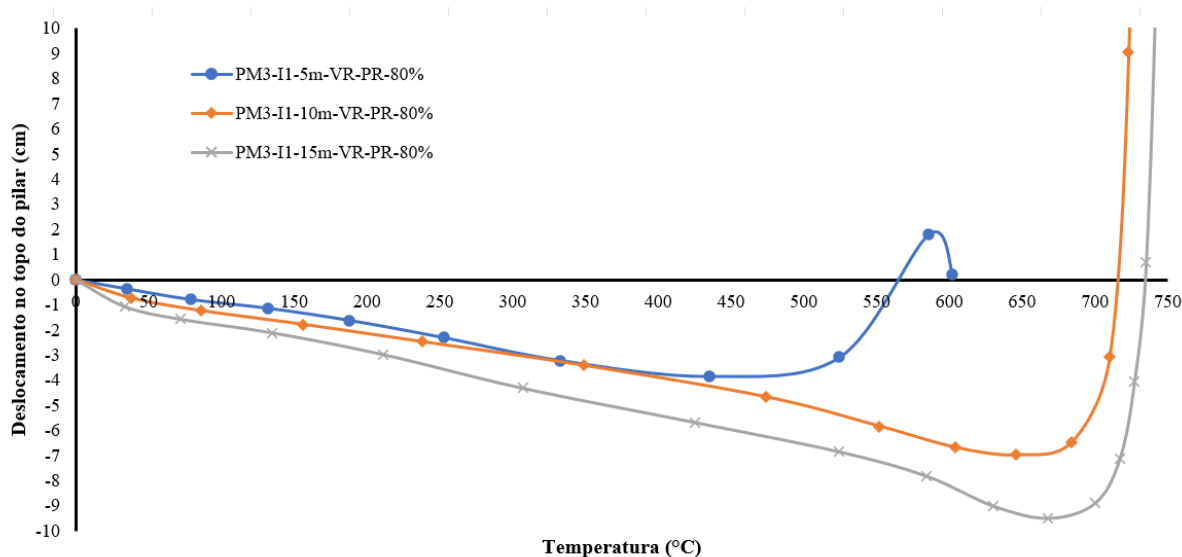


Figura 5.462 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P4-2 para pórticos mistos de 5, 10 e 15 metros de vão com ambos os elementos revestidos contra o fogo – cenário de incêndio 1



Conforme ilustrado na Figura 5.462, observa-se que o maior vão resulta em forças de compressão mais elevadas durante a fase de expansão, o que, por sua vez, gera a máxima força de tração na fase de catenária. É relevante destacar que todos os vãos analisados já manifestam forças de tração na fase inicial do incêndio, um fenômeno que foi elucidado anteriormente no Capítulo 5 desta dissertação. Adicionalmente, a Figura 5.463 apresenta os deslocamentos observados em pórticos revestidos com material resistente ao fogo. Nota-se que o pórtico com um vão de 5 metros não sofreu falha por flexão, apesar de ter registrado um deslocamento de *pull-in* de 3 cm – valor esse que zera quando a viga falha.

Figura 5.463 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos mistos de 5, 10 e 15 metros de vão com revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 1



Nesta etapa da tese, será avaliado o cenário 2 de incêndio para pórticos mistos de três pavimentos. Ao fim desta avaliação, a tese terá estudado todas as situações de incêndios possíveis (compartimento térreo, compartimento interno, compartimento intermediário de fachada e compartimento de cobertura de fachada) em pórticos de aço e pórticos mistos o que nenhum estudo fez até o momento, provando o ineditismo do tema.

Considerando os pórticos mistos com elementos sem revestimento contra o fogo, verificou-se que, diferente dos pórticos de aço, todos os vãos estudados apresentaram falha do pórtico, por instabilidade por flexão dos dois pilares do compartimento incendiado. Até há falha na viga, entretanto, por ser um compartimento central, as lajes atuam com o efeito de continuidade – logo, a viga sofre somente deslocamento vertical – e os pilares colapsam antes da viga.

Essa constatação é importante para verificar que, nos pontos internos em estruturas de pórtico mistos, o ponto fraco não são as vigas, quando os elementos não estão revestidos contra o fogo. Com isso, o engenheiro deve se atentar, quando for dimensionar o pórtico mistos no compartimento interno da edificação, à falha dos pilares. Na Figura 5.464 pode-se verificar a configuração deformada do modelo PM3-I2-5m-80% e na Figura 5.465, o processo de colapso deste pórtico.

Figura 5.464 – Configuração deformada do modelo PM2-I2-5m-80% ao fim de 30 minutos de incêndio

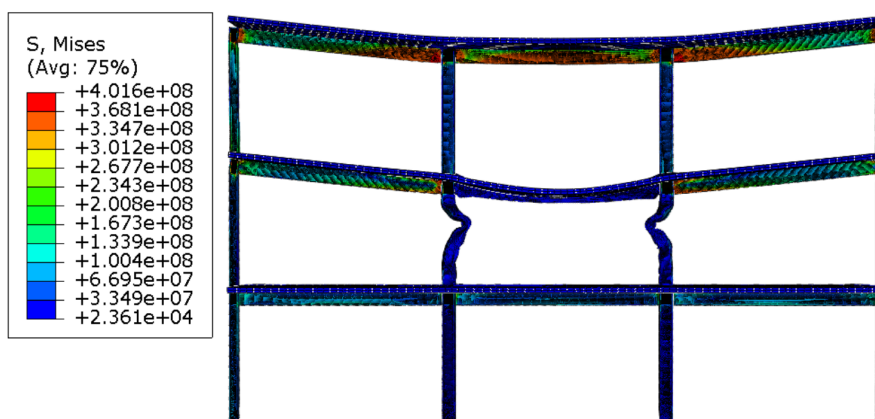
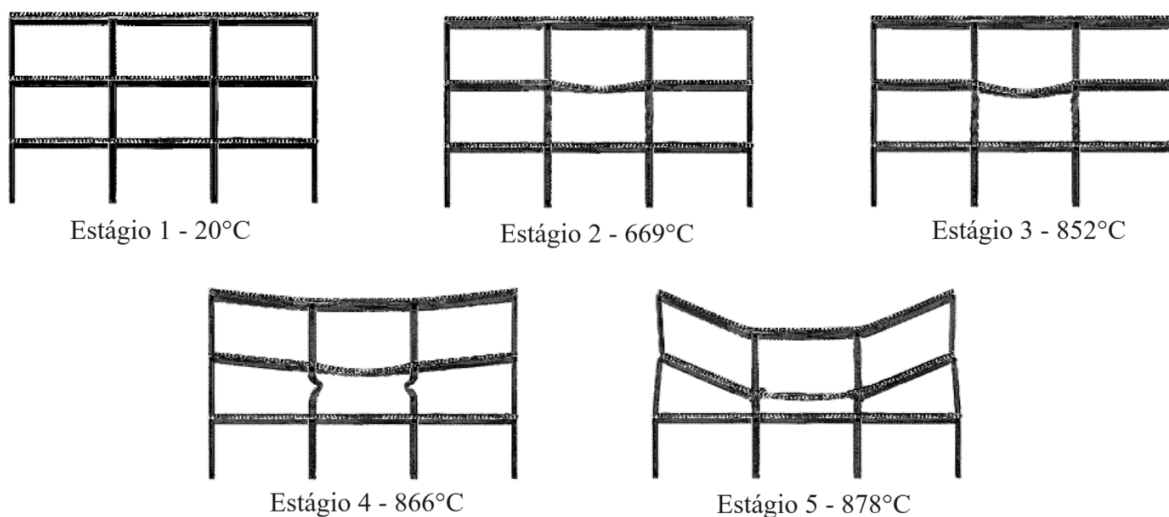


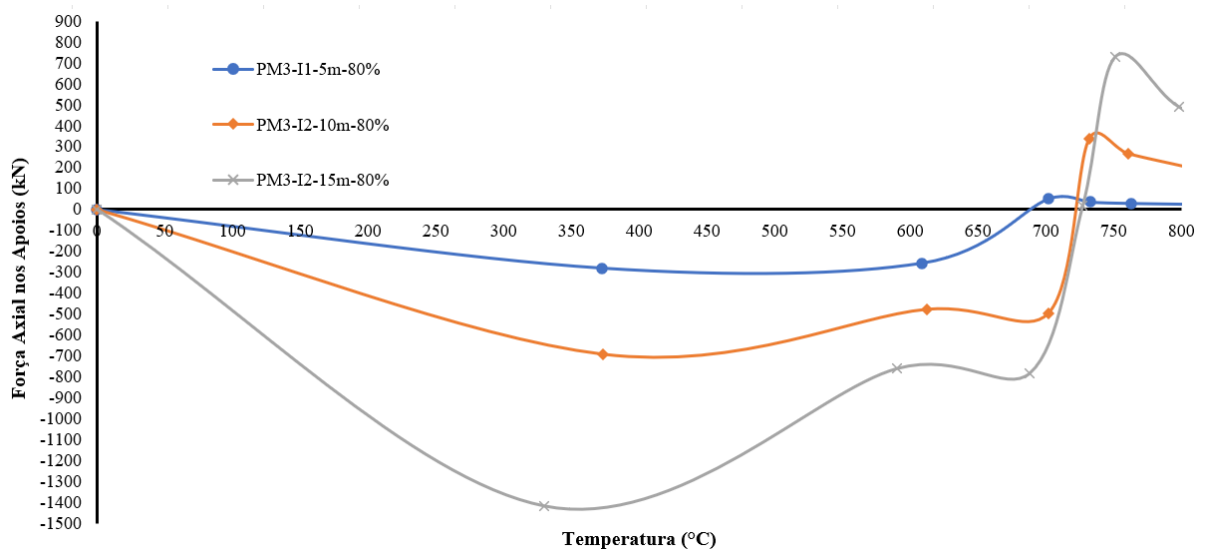
Figura 5.465 – Processo de colapso de pórticos mistos com 15 metros de vão com vigas e pilares sem revestimento contra o fogo contra o fogo sob cenário de incêndio 2



Conforme ilustrado na Figura 5.465, observa-se que a viga do pórtico começa a sofrer grandes deslocamentos quando a temperatura atinge 852°C. Neste ponto, os pilares já mostram sérios sinais de degradação devido ao incêndio. A 866°C, os pilares acabam falhando por flexão, afetados pelas variações térmicas. A Figura 5.466 apresenta um detalhamento das forças

axiais na viga V2-2 em relação ao pilar P3-2. Quando comparadas com pórticos de aço, as forças axiais são quase idênticas em magnitude, variando apenas na maneira como se manifestam, dado que a falha ocorre nos pilares. Vale ressaltar que, no caso do vão de 15 metros, há uma notável força de tração, que é excepcional entre os casos estudados. Este fenômeno se deve ao maior vão e resulta em um aumento da força de tração. Mesmo com uma deformação da viga que supera $L/30$, a falha ocorre nos pilares quando expostos ao calor.

Figura 5.466 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos mistos de 5, 10 e 15 metros de vão com ambos os elementos sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 2



Com a viga revestida, no cenário do Incêndio 2, o comportamento do pórtico se mantém semelhante àqueles sem tal revestimento. O ponto de falha continua sendo os pilares, que não estão revestidos, e que sofrem uma elevação de temperatura mais rápida em comparação com a viga. Por volta dos 12 minutos de exposição ao fogo, os pilares começam a mostrar sinais de instabilidade local nas partes aquecidas, conforme discutido previamente nesta tese no contexto de pórticos de aço. Isso ocorre devido às forças de compressão geradas pelas vigas.

Quando a viga começa a experimentar instabilidade lateral com torção – resultante da compressão causada pelas restrições ao seu deslocamento – os pilares, já debilitados por altas temperaturas e instabilidade local, falham por flexão de forma simultânea. Esse comportamento é observável em todos os vãos analisados, como evidenciado na Figura 5.467 (omitir-se-á detalhes adicionais para evitar redundância).

É crucial notar que, nos pórticos mistos, a falha nos pilares ocorre em períodos relativamente curtos de exposição ao fogo. Assim, é imperativo que os engenheiros avaliem cuidadosamente o Tempo Requerido de Fogo (TRF) para cada elemento estrutural. A Figura 5.468 demonstrará as forças axiais nos apoios para melhor entendimento do processo.

Figura 5.467 – Configuração deformada do modelo P2-I2-5m-VR-80% ao fim de 60 minutos de incêndio

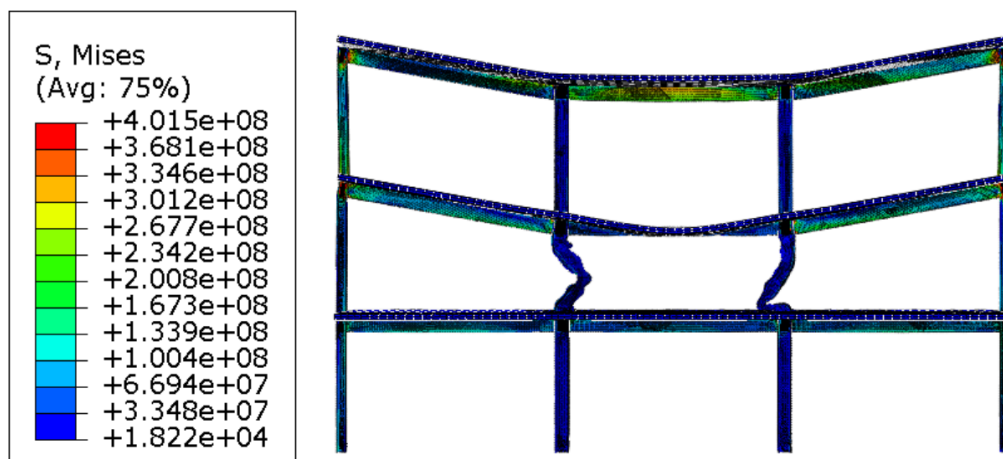
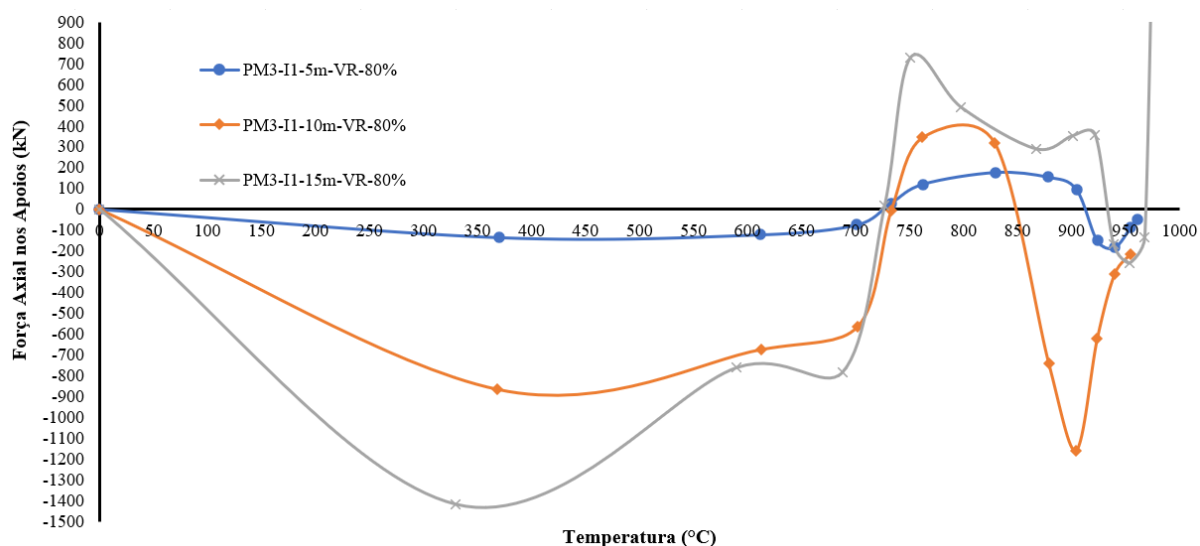


Figura 5.468 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos mistos de 5, 10 e 15 metros de vão com a viga revestida contra o fogo – cenário de incêndio 2



A partir da análise da Figura 5.468, observa-se que as forças de compressão crescem no seu ponto máximo até aproximadamente 400°C. Esse comportamento contrasta com o observado em pórticos de aço, onde, mesmo com a viga revestida, o aumento das forças de compressão só se manifestava em torno de 700°C. Este aumento precoce é atribuído à laje, que proporciona rigidez adicional à viga quando ela se expande em relação aos pilares. Como

resultado, a viga se expande de forma mais lenta, levando a um aumento das forças de compressão antes que os pilares cheguem a um estado de degradação que os torne incapazes de absorver quaisquer forças.

Ao examinar pórticos com apenas os pilares protegidos contra o fogo, identificou-se um comportamento inédito para vigas mistas no cenário 2 de incêndio. Nessa situação, a falha ocorre exclusivamente na viga e o tempo para isso acontecer é diretamente proporcional ao vão dela. No pórtico com um vão de 5 metros, a falha demorou significativamente mais tempo para ocorrer em comparação com o vão de 15 metros. Tal fenômeno é facilmente justificado pela maior predisposição ao *run-away* em vigas com vãos mais extensos. A presença da laje, por outro lado, ajudou a retardar esse *run-away* em vãos menores.

Neste cenário específico, o projetista não precisa estar particularmente atento às forças de tração geradas pela ação de catenária, já que as lajes fornecem continuidade às vigas. A preocupação principal aqui deve ser com a integridade contínua das lajes de concreto, tema que está fora do escopo deste trabalho, mas é abordado no estudo de Romagnoli e Silva (2020), para aqueles interessados em um aprofundamento sobre vigas contínuas sob lajes em situação de incêndio.

Assim como visto nos modelos de pórticos de aço, fica concluído a partir dos resultados deste trabalho que a melhor opção é revestir somente a viga, caso não seja possível revestir todos os elementos. Nas Figura 5.469 a 5.471 pode-se verificar a configuração deformada dos pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão. Optou-se por inserir todos os pórticos no trabalho para mostrar que cada um deles possui um tempo de incêndio e conseqüente falha, distinto (que vai diminuindo) para cada vão.

Figura 5.469 – Configuração deformada do modelo PM3-I2-5m-PR-80% ao fim de 114 minutos de incêndio

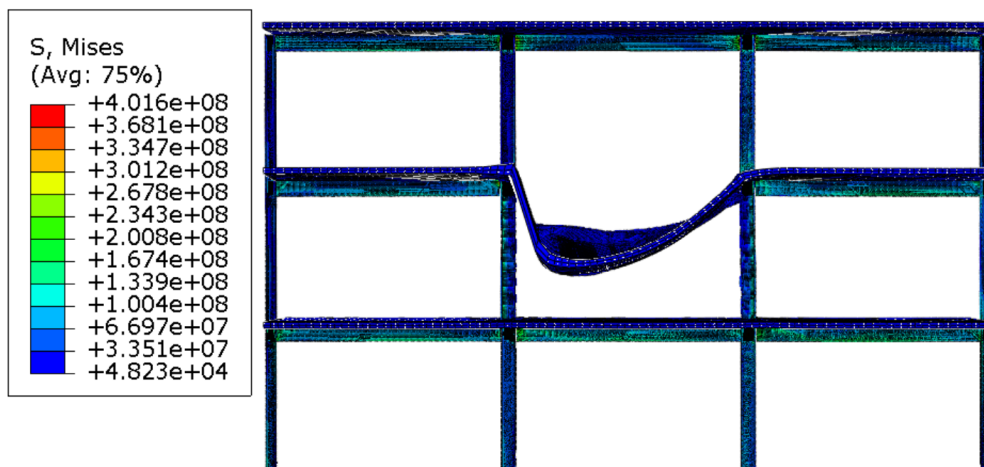


Figura 5.470 – Configuração deformada do modelo PM3-I2-10m-PR-80% ao fim de 65 minutos de incêndio

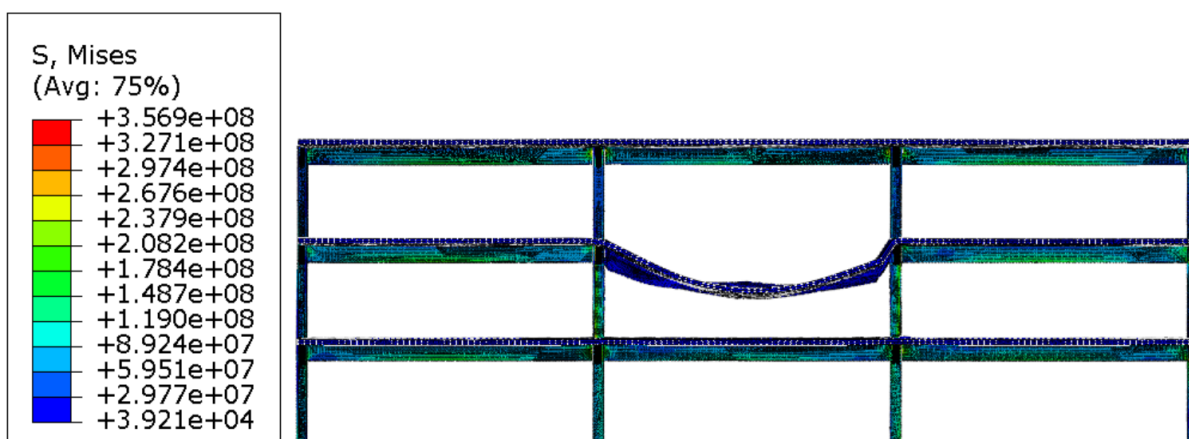
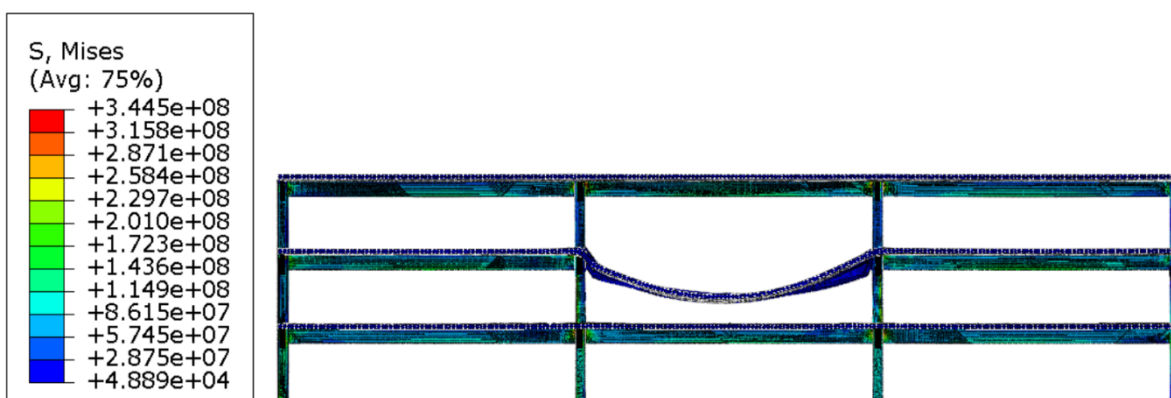
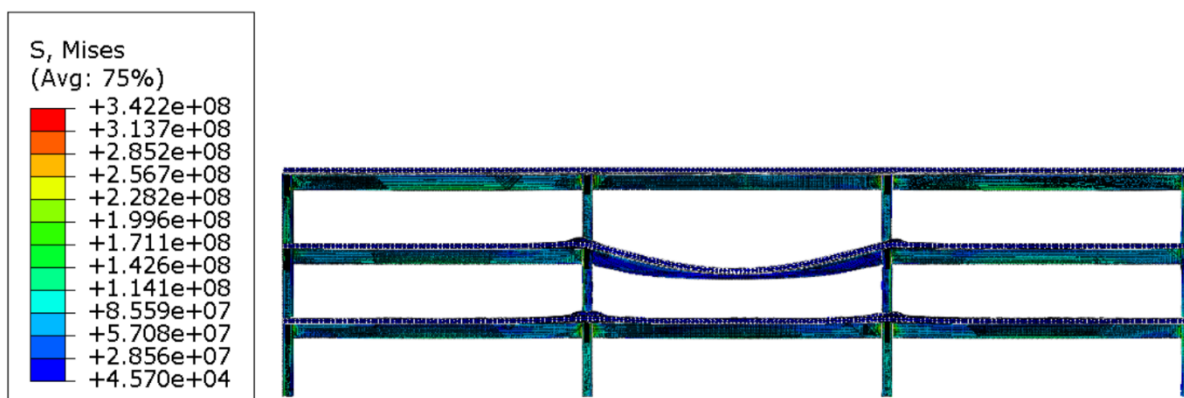


Figura 5.471 – Configuração deformada do modelo PM3-I2-15m-PR-80% ao fim de 48 minutos de incêndio



No cenário de Incêndio 2, quando tanto as vigas quanto os pilares são revestidos contra o fogo, o comportamento é bastante similar ao cenário em que apenas a viga estava revestida. A falha ocorre unicamente na viga devido à instabilidade lateral da mesa inferior e deformação excessiva, também conhecida como *run-away*. O pórtico com 5 metros de vão teve a falha em um dos apoios. Este fenômeno já foi extensivamente discutido nesta tese e não será detalhado novamente. Optou-se por apresentar apenas o modelo com o vão de 15 metros para ilustrar a deformação desse tipo de pórtico, já que os outros modelos exibem resultados análogos. Vale ressaltar que, nesse cenário, nenhum dos três pórticos apresentou falha durante os 120 minutos de exposição ao fogo, um tempo superior a todos os casos estudados até agora. Como não há interação entre a viga e o pilar neste modelo, não serão demonstradas as forças axiais nos apoios.

Figura 5.472 – Configuração deformada do modelo PM2-I2-10m-VR-PR-80% ao fim de 120 minutos de incêndio



Em conclusão, a análise dos pórticos no cenário de Incêndio 2, com todos os elementos estruturais revestidos, reafirma a observação intuitiva: a vida útil do pórtico é prolongada quando todos os elementos estão revestidos, especialmente se o incêndio ocorre no centro da estrutura, em comparação com um incêndio localizado na fachada do edifício. O Capítulo 6, que segue, irá resumir o comportamento de cada pórtico estudado, fornecendo assim ao engenheiro subsídios adicionais para tomar decisões informadas sobre qual elemento deve ser revestido e como se dá a interação entre viga e pilar em condições de incêndio.

As Tabelas 5.41 e 5.42 consolidam os dados coletados durante a fase de parametrização dos pórticos de tripla altura. Essas tabelas compreendem informações sobre variáveis como os distintos tipos de revestimentos anti-incêndio aplicados, categorizados como VR para vigas revestidas e PR para pilares revestidos, além de identificar os mecanismos de colapso observados, designados como 'Mec. de colapso'. As tabelas também especificam as

temperaturas críticas que desencadeiam o colapso estrutural, avaliadas tanto em pilares de fachada como em seções inferiores das vigas, elementos-chave para o início do colapso progressivo. Além disso, as tabelas assinalam se houve prevalência de forças compressivas durante a fase de expansão da viga ou de forças de tração durante o estágio de catenária, aspectos que impactam os mecanismos de colapso identificados. Esses dados serão apresentados para os dois cenários de incêndio examinados neste estudo. Lembrando que os dados aqui apresentados são para pórticos mistos.

- (a) Colapso parcial do pórtico por efeito *pull-in* no pilar de fachada;
- (b) Colapso parcial do pórtico por efeito *push-out* no pilar de fachada;
- (c) Colapso total do pórtico por instabilidade dos pilares centrais;
- (d) Colapso da viga no compartimento incendiado.

Tabela 5.41 – Mecanismos de colapso e temperaturas críticas para os pórticos mistos com revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 1

Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	VR	PR	Mec. de colapso	Temp. Crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	Sim	Não	A	831°C	Não	Sim
	80%	Não	Sim	D	667°C	Não	Sim
	80%	Não	Não	D	708°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	D	632°C	Não	Sim
10 m	80%	Sim	Não	B	813°C	Sim	Não
	80%	Não	Sim	D	747°C	Não	Sim
	80%	Não	Não	D	687°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	A	667°C	Sim	Sim
15 m	80%	Sim	Não	B	813°C	Sim	Não
	80%	Não	Sim	D	747°C	Não	Sim
	80%	Não	Não	A	747°C	Sim	Sim
	80%	Sim	Sim	A	698°C	Sim	Sim

Tabela 5.42 – Mecanismos de colapso e temperaturas críticas para os pórticos de aço com revestimento contra o fogo – cenário de Incêndio 2

Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	VR	PR	Mec. de colapso	Temp. Crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	Sim	Não	C	831°C	Não	Não
	80%	Não	Sim	D	948°C	Não	Sim
	80%	Não	Não	C	852°C	Não	Não
	80%	Sim	Sim	D	904°C	Não	Sim
10 m	80%	Sim	Não	C	813°C	Não	Não
	80%	Não	Sim	D	834°C	Não	Sim
	80%	Não	Não	C	791°C	Não	Não
	80%	Sim	Sim	D	834°C	Não	Não ¹
15 m	80%	Sim	Não	C	832°C	Não	Não
	80%	Não	Sim	D	865°C	Não	Sim
	80%	Não	Não	C	851°C	Não	Não
	80%	Sim	Sim	D	868°C	Não	Não ¹

¹ A tração não é preponderante por conta da continuidade da laje, que impede a viga rompa por tração nos apoios

Nesta parte da tese, detalhou-se um estudo que avalia o impacto de diferentes tipos de revestimento contra o fogo em pórticos de três pavimentos. O estudo é dividido em quatro partes: pórticos sem revestimento, apenas com vigas revestidas, apenas com pilares revestidos e ambos revestidos. Os resultados mostram que a falha geralmente ocorre nas vigas, exceto quando o vão é de 15 metros, onde a falha acontece no pilar devido ao efeito *pull-in*.

As forças de compressão e tração são mais altas em vãos de 15 metros, levando ao colapso mais rápido. O revestimento nas vigas altera o comportamento dos pórticos significativamente. Em um pórtico de 5 metros com vigas revestidas, a falha ocorre no pilar, e em um de 10 metros, o revestimento na viga retarda a degradação, resultando em uma falha no pilar central devido às altas temperaturas.

Pode ser destacado que o tempo até o colapso dos pórticos mistos é similar ao dos pórticos de aço, e que a laje não influencia significativamente o comportamento estrutural se os pilares não estão revestidos.

Foi verificado que o tamanho do vão afeta significativamente o ponto de falha da estrutura: em vãos menores de 5 metros, a falha ocorre geralmente nas vigas, enquanto em vãos maiores de 15 metros, os pilares tornam-se o ponto crítico. Além disso, o estudo mostra que o tempo necessário para um pórtico colapsar em um incêndio é similar, tanto para pórticos mistos quanto para os de aço.

Quando se trata de revestimentos contra o fogo, o texto destaca que revestir ambos os elementos (vigas e pilares) melhora significativamente a resistência da estrutura, adicionando em média 30 minutos a mais de resistência ao fogo. No entanto, se apenas as vigas são revestidas, a falha ocorre geralmente nos pilares.

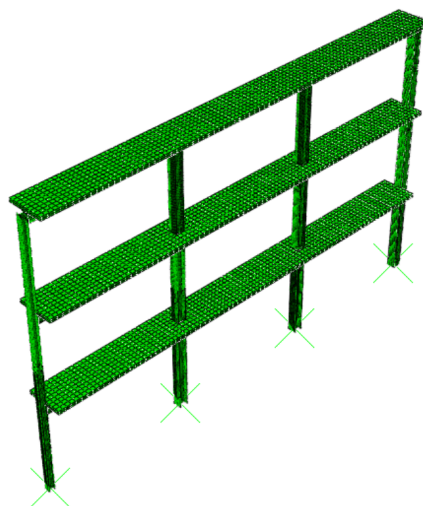
A análise também examinou as tensões e forças desenvolvidas durante um incêndio, observando que a expansão térmica inicial pode gerar tensões que excedem a resistência ao escoamento do material, especialmente em pórticos com vãos mais longos. As forças na estrutura variam de compressão para tração à medida que o incêndio progride, sendo influenciadas pelo tamanho do vão. O texto reforça a importância de considerar diversos fatores, como o tamanho do vão e o tipo de material utilizado, na concepção de estruturas que sejam resistentes ao fogo.

5.4.1.4. Influência da utilização de lajes mistas, pilares mistos e revestimento contra o fogo nos elementos estruturais

Nesta fase da pesquisa, foi investigada a influência da combinação de pilares mistos, tanto de fachada quanto centrais, com vigas mistas — uma abordagem ainda inexplorada no meio acadêmico. O estudo foi dividido em duas partes específicas: a primeira, focada nos pilares mistos da fachada com variações no revestimento contra o fogo, e a segunda, focando em pilares mistos centrais, também considerando diferentes revestimentos contra incêndio. É importante destacar que a avaliação se concentrará apenas no incêndio ocorrido no compartimento da fachada, com o objetivo principal de entender a interação entre vigas e pilares nessa região, como previamente estabelecido. Para informação adicional, o cenário 2 de incêndio foi testado tanto para pilares mistos da fachada quanto para os centrais, mas não

mostrou impacto significativo suficiente para ser incluído na tese. A Figura 5.573 oferece uma representação visual do modelo de pórtico misto com pilares mistos na fachada.

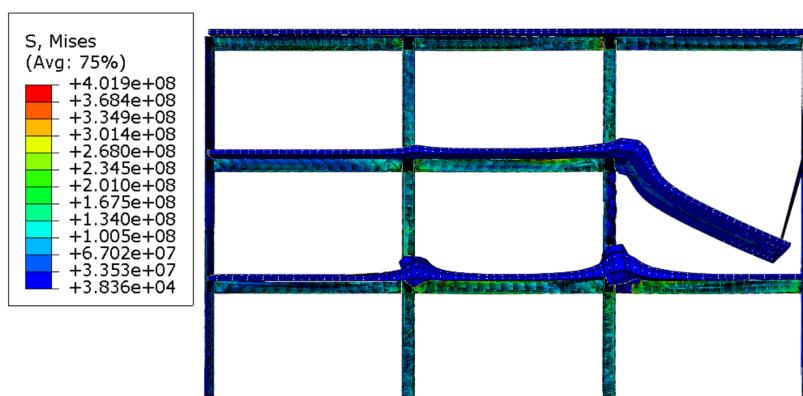
Figura 5.473 – Representação do modelo com pórtico misto e pilar misto de fachada



Na Figura 5.474, pode-se observar o modelo PM3-I1-5m-PML-80% em sua configuração deformada após a ocorrência do cenário de incêndio 1.

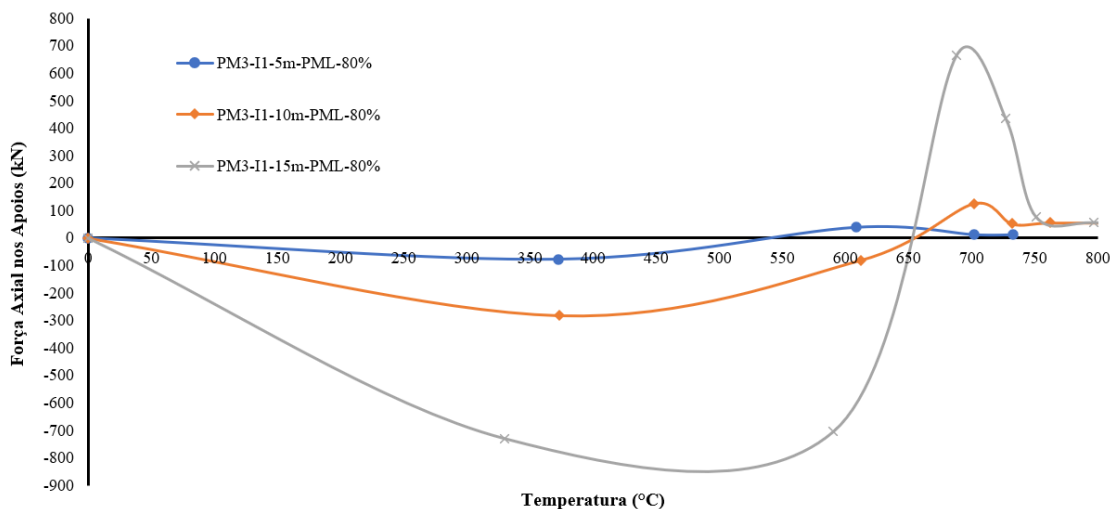
Na análise do pórtico com um vão de cinco metros, constatou-se que a falha ocorre inicialmente na viga mista devido à plastificação da seção bruta no apoio adjacente ao pilar misto. Esse fenômeno já foi elucidado na Seção 5.4.1.2 e ocorre porque o pilar misto possui maior rigidez em comparação aos demais elementos, levando à falha da viga nesse ponto específico. O pilar à esquerda, similarmente observado em pórticos de aço com pilares mistos, exibe significativa instabilidade local durante o incêndio, mas não chega a falhar. Essa instabilidade é atribuída às forças expansivas exercidas pela viga sobre o pilar, e é exacerbada pela ausência de revestimento no pilar.

Figura 5.474 – Configuração deformada do modelo P3-I1-5m-PML-80% ao fim de 24 minutos de incêndio



Os mesmos efeitos foram observados nos pórticos com vãos de 10 e 15 metros. A conclusão é que, em presença de pilares de alta rigidez na fachada (sejam eles mistos ou pilares-parede de concreto), a falha se localizará unicamente na viga, independentemente do revestimento em pilares não mistos. Devido à similaridade nos mecanismos de colapso, optou-se por não apresentar outros modos de falha, os quais seriam idênticos, variando apenas o tempo até o colapso. Enquanto o pórtico misto de 5 metros colapsou após 24 minutos, os pórticos de 10 e 15 metros levaram 36 e 43 minutos, respectivamente. Quando comparados aos pórticos de aço, os tempos até o colapso se mostraram comparáveis, indicando que a utilização de pilares mistos nem sempre resulta em melhorias no comportamento estrutural durante incêndios. Na Figura 5.475, estão ilustradas as forças exercidas pela viga V3-2 no pilar misto de fachada P4-2. Observa-se que o aumento do vão está diretamente relacionado ao incremento das forças de reação. É possível identificar claramente tanto a fase de expansão quanto a fase de catenária da viga. Isso ocorre devido à elevada rigidez do pilar de fachada misto, que restringe a expansão da viga, resultando em elevadas forças de reação nos apoios.

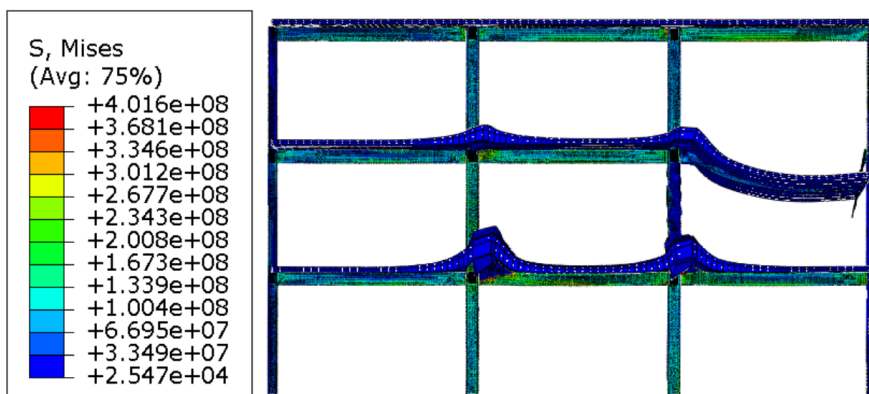
Figura 5.475 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos mistos de 5, 10 e 15 metros de vão sem revestimento contra o fogo – cenário de incêndio 1



Quando as vigas nos pórticos mistos são revestidas, mantendo os pilares sem revestimento, o comportamento estrutural diverge significativamente do observado, quando todos os elementos estão desprovidos de revestimento. No cenário do vão de 5 metros, a falha ainda ocorre na viga, o que contrasta com o modelo que possui apenas pilar misto e não uma viga mista; neste último caso, a falha do pórtico se dá por flexão. Para os demais cenários, os pórticos apresentam falha devido à flexão no pilar central não revestido. Tal falha ocorre porque o calor se propaga mais lentamente na viga revestida, enquanto o pilar não revestido

experimenta um rápido aquecimento. Isso leva a fortes instabilidades locais e consequentes não-linearidades geométricas, resultando em falha por instabilidade à flexão no pilar central. Nas Figuras 5.476 a 5.478 é possível verificar a configuração deformada dos pórticos de 5, 10 e 15 metros, respectivamente.

Figura 5.476 – Configuração deformada do modelo P3-I1-5m-VR-PML-80% ao fim de 56 minutos de incêndio



Embora o pórtico de 5 metros não apresente falha global, os pilares não revestidos e aquecidos exibem considerável instabilidade local. Isso sugere que, caso a viga tivesse maior capacidade resistente, a falha ocorreria devido à instabilidade do pilar. O exame de variações na seção transversal da viga será proposto para futuras investigações complementares a esta tese. Por fim, ao verificar os pórticos que falham por instabilidade nos pilares, verifica-se que, assim como prevê a norma ABNT NBR 14323 (2013), o comprimento efetivo dos pilares pode ser considerado igual a $0,5L$ quando conectados a subestrutura de contraventamento – pilares mistos, pois vê-se claramente que a instabilidade ocorre a um comprimento efetivo próximo de $0,5L$.

Figura 5.477 – Configuração deformada do modelo PM3-I1-10m-VR-PML-80% ao fim de 54 minutos de incêndio

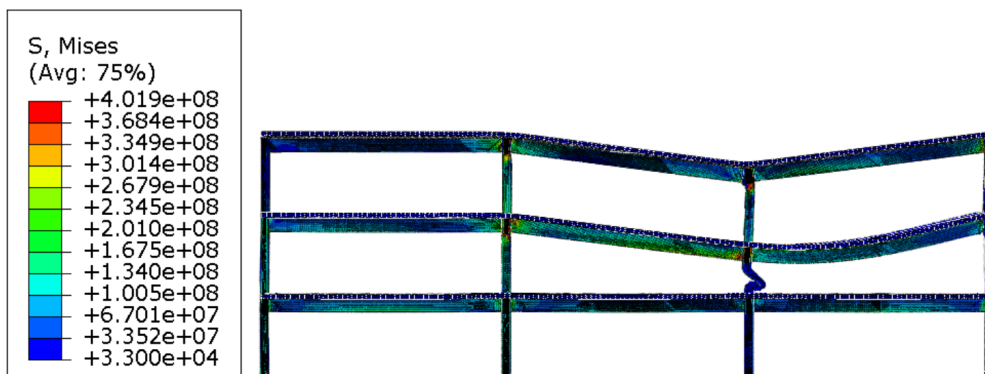
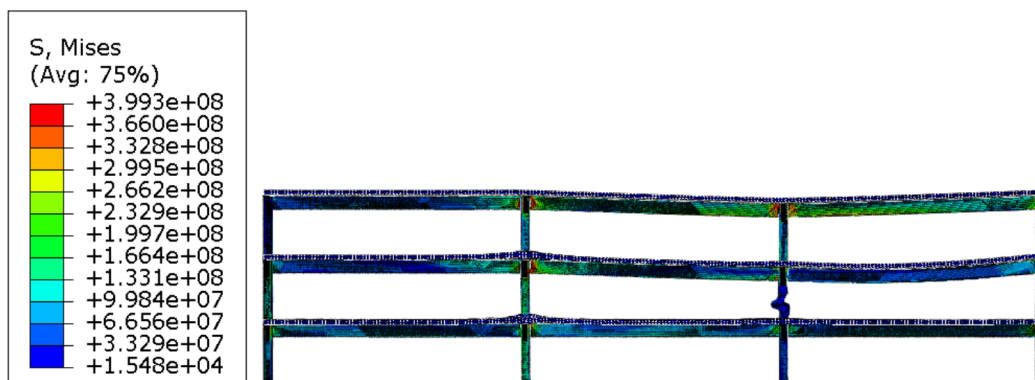
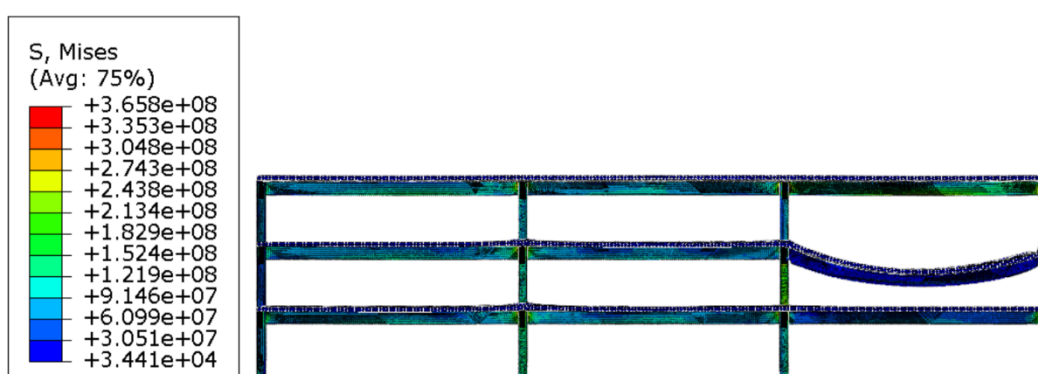


Figura 5.478 – Configuração deformada do modelo PM3-I1-15m-VR-PML-80% ao fim de 66 minutos de incêndio



Ao revestir os pilares contra o fogo e manter as vigas sem revestimento, encontrou-se mudança no comportamento estrutural, de quando as vigas estavam revestidas e os pilares não. Quando as vigas estavam revestidas, basicamente a falha é por conta da instabilidade por flexão dos pilares. Neste caso, a falha é na viga apoiada junto ao pilar misto – por conta da continuidade. Essa é uma questão importante: o apoio esquerdo não falhou por plastificação da seção bruta porque a viga é contínua. Neste caso, como os pilares estavam revestidos e as vigas não, por motivos de aquecimento mais rápido da viga pela falta de revestimento, ela falhou junto ao apoio, conforme Figura 5.479. Escolheu-se apenas um dos pórticos (15 metros, no caso), pois a falha é exatamente a mesma para todos os pórticos.

Figura 5.479 – Configuração deformada do modelo PM3-I1-15m-PR-PML-80% ao fim de 36 minutos de incêndio



Devido à alta rigidez do pilar misto, as etapas de *pull-in* e *push-out* não são facilmente distinguíveis. O que se nota predominantemente é o colapso da viga, causado pela plastificação nas áreas de suporte e pela instabilidade lateral na região comprimida da viga — no contexto de uma viga contínua, isso se aplica à parte inferior dela. Uma outra constatação, que não havia acontecido com outros modelos estudados anteriormente, foi o aparecimento de tensões

maiores que a resistência ao escoamento na região próxima a ligação do pilar de aço, conforme mostra a Figura 5.480. Isso aconteceu nos pórticos mistos com vãos de 10 e 15 metros respectivamente. Isso demonstra a importância do dimensionamento de enrijecedores nesta região e corrobora a necessidade do estudo da interação entre vigas e pilares. Na Figura 5.481 pode ser visto as forças da viga V3-2 para o pilar P4-2.

Figura 5.480 – Tensões localizadas no apoio do pilar de aço com pilar misto no outro lado

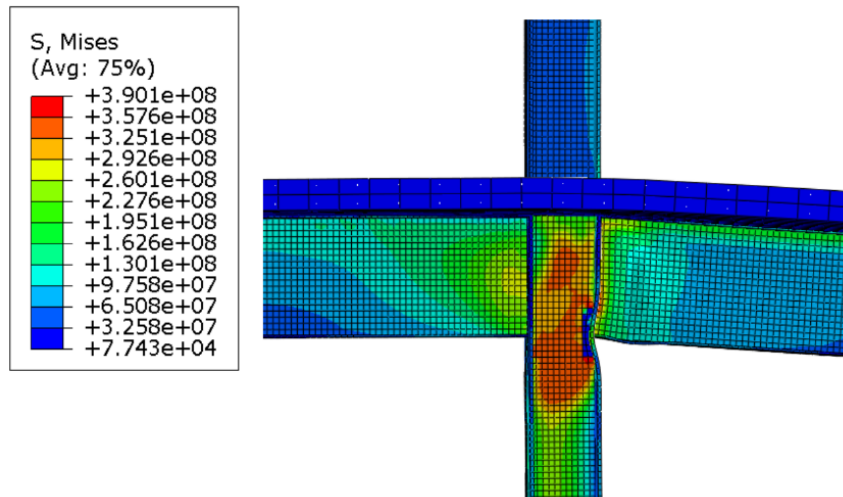
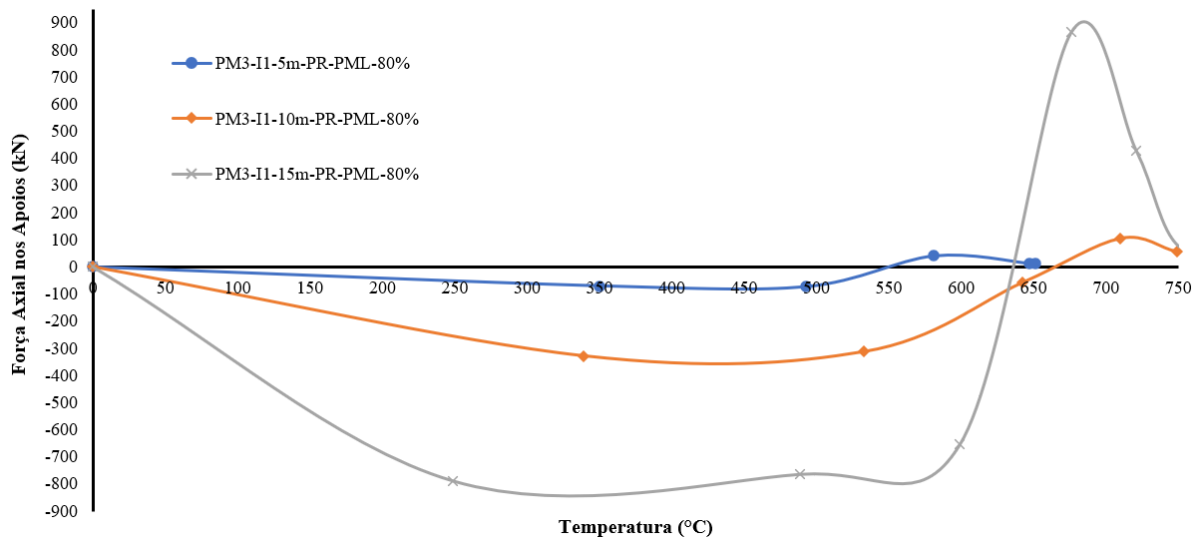


Figura 5.481 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão para pilares revestidos contra o fogo – cenário de incêndio 1



Ao examinar a Figura 5.481, fica claro o motivo pelo qual o pórtico com vão de 5 metros não mostra tensões localizadas: a força axial no apoio é significativamente menor em comparação com vãos maiores. Nota-se que a diferença entre o vão de 15 metros e o vão de 10 metros é muito mais acentuada do que entre o vão de 10 metros e o vão de 5 metros. Portanto,

para evitar falha do pórtico devido à compressão localizada, é crucial que essa força seja considerada na fase de projeto.

Ao revestir todos os componentes dos pórticos (vigas e pilares) e considerando o cenário 1 de incêndio e o pilar misto lateral direito, observou-se que o padrão de falha é semelhante ao anteriormente visto (com pilares revestidos e vigas descobertas). Em todos os modelos analisados, a falha ocorre na viga, devido à plastificação no ponto de apoio junto ao pilar misto e à instabilidade lateral. O outro ponto de apoio, como já enfatizado, permanece intacto devido à continuidade da laje, que previne o deslocamento total do carregamento para esse apoio. A principal diferença entre ter todos os elementos revestidos e ter apenas os pilares revestidos reside no tempo de incêndio necessário para a plastificação dos apoios das vigas ocorrer. Este tempo é, em média, cerca de 50% maior.

Adicionalmente, ao contrário do que foi observado nos pórticos com apenas o pilar revestido, não se verificam tensões localizadas nos apoios superiores à resistência ao escoamento. Isso se deve ao fato de que a viga revestida leva mais tempo para se dilatar e, conseqüentemente, manifestar esforços de compressão nos apoios. Na Figura 5.482, pode-se ver a deformação do pórtico de 10 metros (vale lembrar que o colapso nos outros pórticos é similar), e na Figura 5.483 são apresentadas as forças reativas da viga V3-2 no pilar P4-2.

Figura 5.482 – Configuração deformada do modelo PM3-I1-5m-VR-PR-PML-80% ao fim de 30 minutos de incêndio

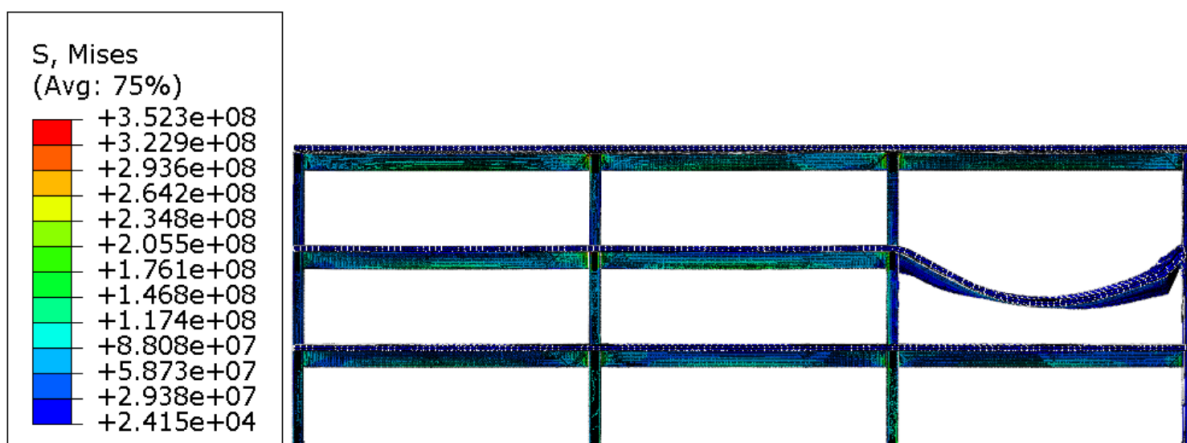
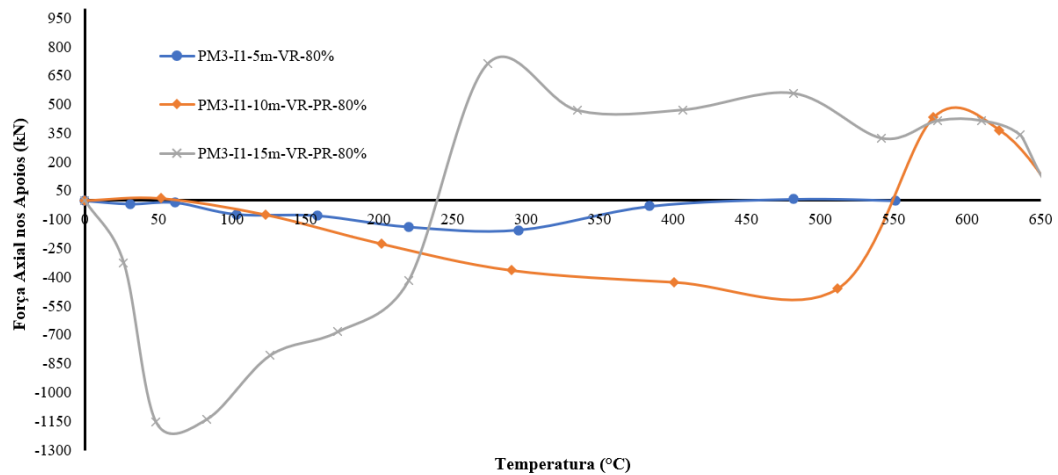


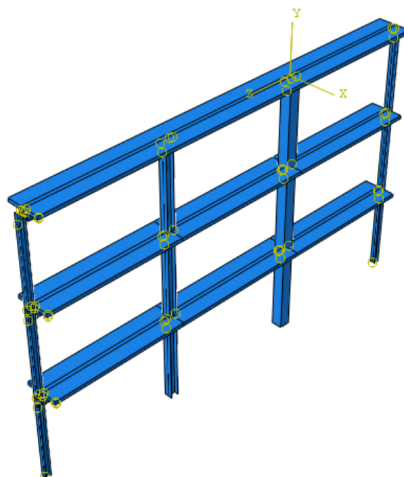
Figura 5.483 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P3-2 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão para pilares revestidos contra o fogo – cenário de incêndio 1



A Figura 5.483 mostra claramente o funcionamento do pórtico para todos os vãos estudados. Todos apresentam uma força de compressão, na fase de expansão e uma força de tração na fase de catenária. O vão de 5 metros não apresenta forças de tração elevadas pelo menor vão. Já os demais apresentam forte força de tração que deve ser considerada no projeto para o dimensionamento das ligações e verificação das vigas à tração. Por fim, vê-se que o pórtico de 15 metros tem a expansão mais rápida, devido ao maior vão e possui a maior força de compressão. Isso faz com que se apresente tensões maiores que a resistência ao escoamento do material no pilar não misto.

Ao substituir o pilar central direito por um pilar misto, conforme ilustrado na Figura 5.484, observa-se uma mudança no comportamento dos pórticos em comparação ao cenário com pilar misto na fachada da edificação.

Figura 5.484 – Representação do pilar misto central direito no pórtico misto



Na Figura 5.485, é apresentado o pórtico com um pilar misto central direito e um pilar de fachada em aço, complementado por vigas com vãos de 5 metros. O mecanismo de falha neste cenário é instabilidade por flexão, atribuída ao efeito *pull-in*. Comparativamente, nos pórticos de aço com um pilar misto central, a falha no vão de 5 metros ocorria devido à plastificação da viga. Essa variação comportamental é originada pela inserção da laje mista, que confere maior resistência à plastificação da viga. O fenômeno *push-out* é notavelmente evidente, com valores excedendo a resistência ao escoamento do material. A Figura 5.486, por sua vez, exemplifica o mecanismo de colapso de um dos pórticos, elucidando a natureza da falha observada.

Figura 5.485 – Configuração deformada do modelo P3-I1-5m-PMC-80% ao fim de 42 minutos de incêndio

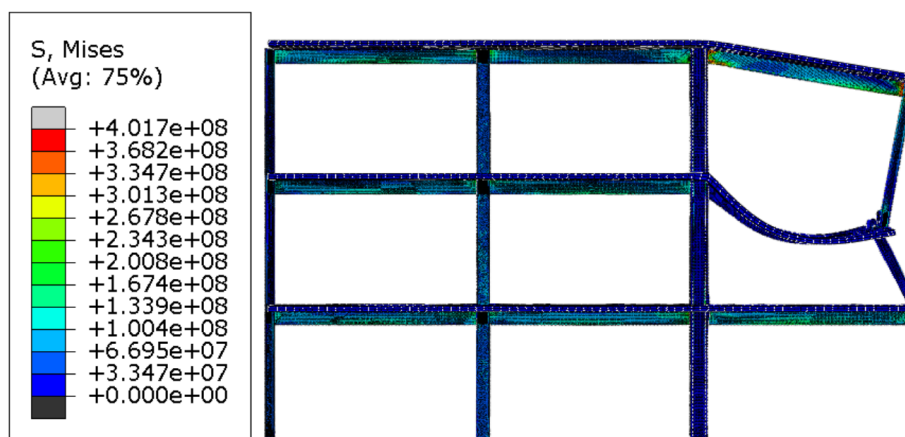
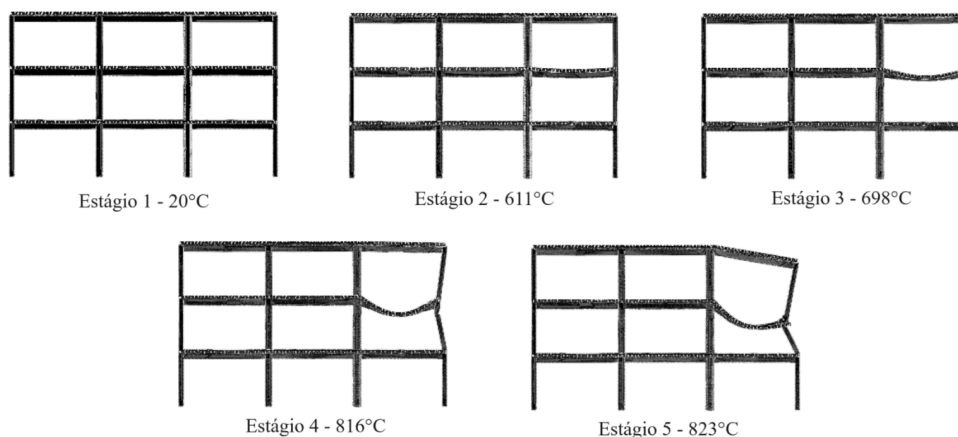


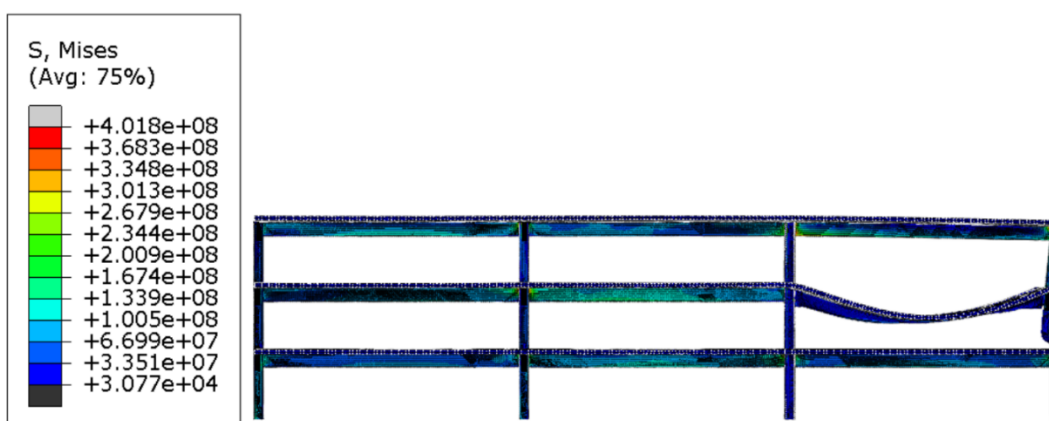
Figura 5.486 – Processo de colapso de pórticos mistos com 5 metros de vão com pilar misto central e vigas e pilares sem revestimento sob cenário de incêndio 1



Ao examinar os pórticos com pilar misto central e vãos de 10 e 15 metros (Figura 5.487 para o vão de 15 metros), constata-se que o comportamento se assemelha ao do pórtico de 15 metros. O efeito *push-out* é intensificado devido à rigidez substancialmente maior do pilar misto

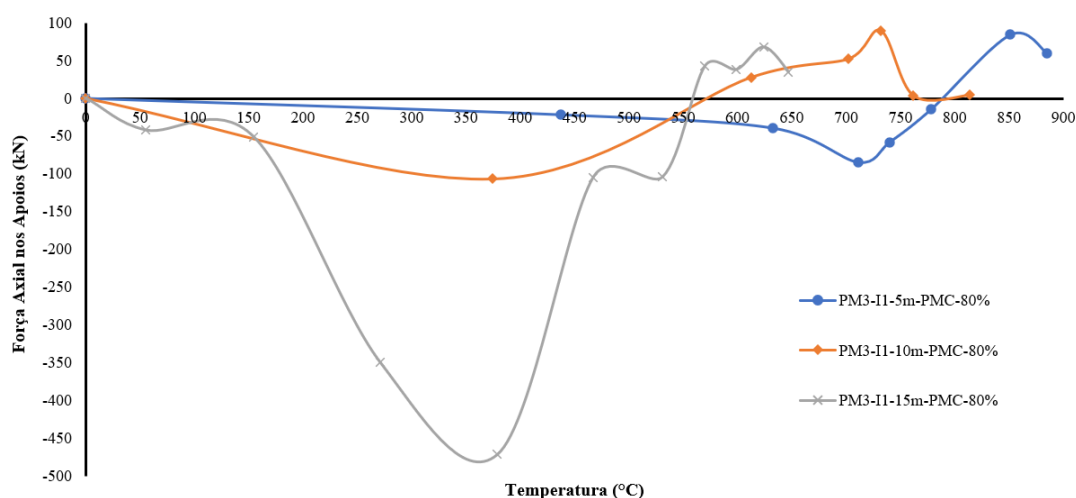
central em relação ao pilar de aço, direcionando a tendência à expansão para o pilar lateral. A resistência ao escoamento é ultrapassada na fase de expansão nos modelos com vãos de 10 e 15 metros, ressaltando a necessidade de avaliação dessas forças nos pilares durante o projeto estrutural em condições de incêndio. Devido aos extensos vãos das vigas, o efeito *pull-in* resulta em falha do pilar por flexão. Em pilares com vãos maiores, essa flexão ocorre mais próxima da base, enquanto no pórtico de 5 metros, ela se manifesta mais próxima da ligação. Este fenômeno é explicado pela maior tendência ao momento fletor nos vãos mais extensos, comparado ao pórtico de 5 metros, onde a instabilidade se localiza próxima aos apoios.

Figura 5.487 – Configuração deformada do modelo P3-I1-15m-PMC-80% ao fim de 36 minutos de incêndio



A Figura 5.488 ilustra as forças exercidas pela viga V3-2 no pilar de fachada P4-2 para exemplificar as forças de interação entre vigas e pilares, tão importantes nesta avaliação.

Figura 5.488 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P4-2 para pórticos de 5, 10 e 15 metros de vão com pilar misto central – cenário de incêndio 1



Ao revestir as vigas do pórtico e deixar os pilares desprotegidos, o comportamento estrutural muda significativamente em comparação com a configuração onde nenhum dos elementos é revestido. Nos cenários examinados, a falha ocorre devido à flexão do pilar de fachada, conforme ilustrado nas Figuras 5.489 a 5.491. Nessa situação específica, a propagação do calor é mais lenta na viga revestida, enquanto o pilar desprotegido sofre uma irradiação de calor mais rápida, levando ao surgimento de instabilidades locais significativas. À medida que o incêndio se intensifica, essas instabilidades locais induzem uma forte não linearidade no elemento, resultando em falha por flexão. No caso de vãos de 5 metros, a falha por flexão ocorre devido ao efeito *pull-in* no pilar. No entanto, para vãos de 10 e 15 metros, a falha é causada pelo efeito *push-out*. Essas observações coincidem com o comportamento observado em pórticos de aço, sugerindo que o tamanho do vão é um fator mais crítico do que a laje para determinar o dimensionamento em condições de incêndio.

Nas Figuras 5.492 e 5.493, são apresentadas as forças de reação nas vigas e os deslocamentos correspondentes nos pilares de fachada, respectivamente. Essas figuras têm o objetivo de fornecer um entendimento mais aprofundado do comportamento estrutural de pórticos que possuem pilares mistos centrais e apenas vigas revestidas.

Figura 5.489 – Configuração deformada do modelo PM3-I1-5m-VR-PMC-80% ao fim de 54 minutos de incêndio

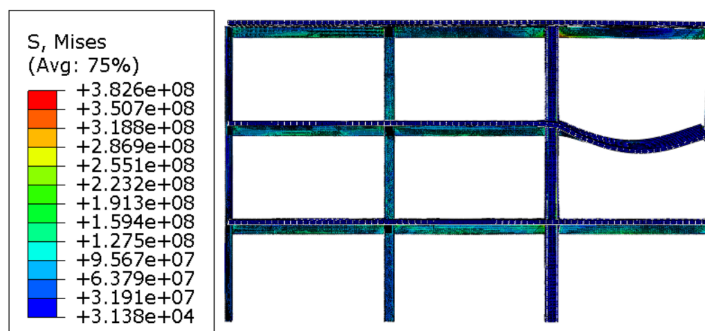


Figura 5.490 – Configuração deformada do modelo PM3-I1-10m-VR-PMC-80% ao fim de 72 minutos de incêndio

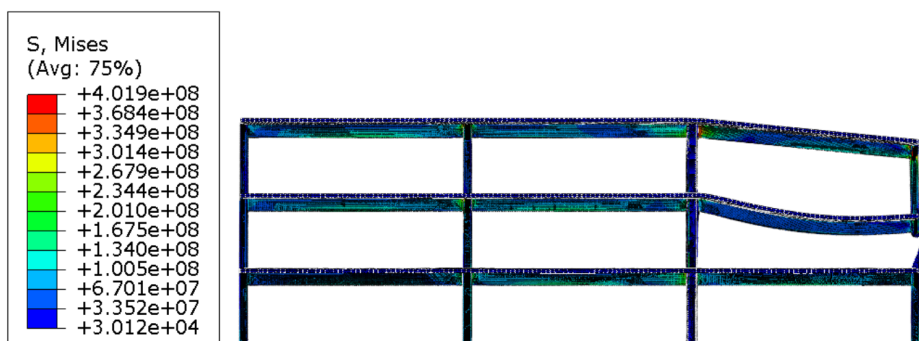


Figura 5.491 – Configuração deformada do modelo PM3-I1-15m-VR-PMC-80% ao fim de 66 minutos de incêndio

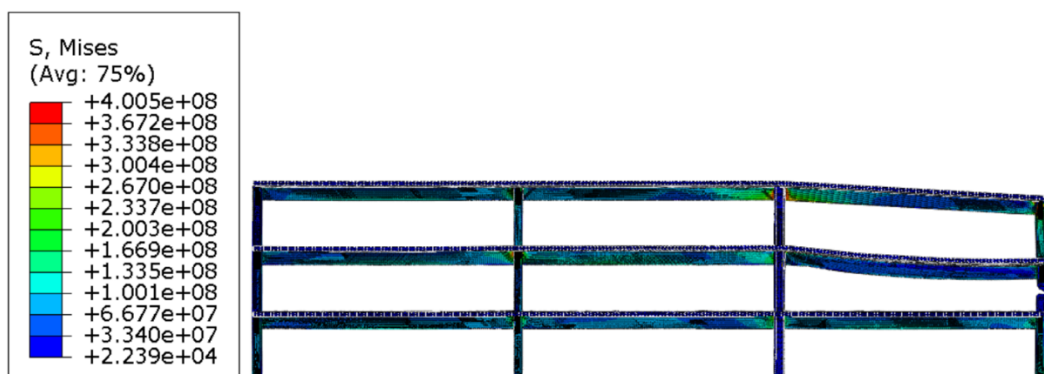


Figura 5.492 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P4-2 para pórticos mistos de 5, 10 e 15 metros de vão com a viga revestida contra o fogo e pilar misto central – cenário de incêndio 1

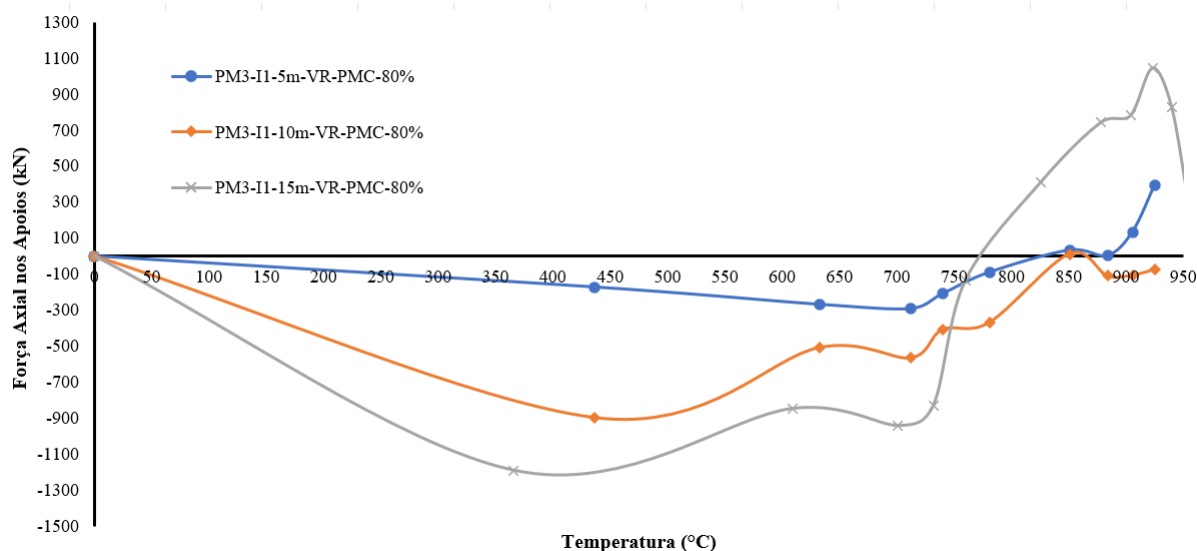
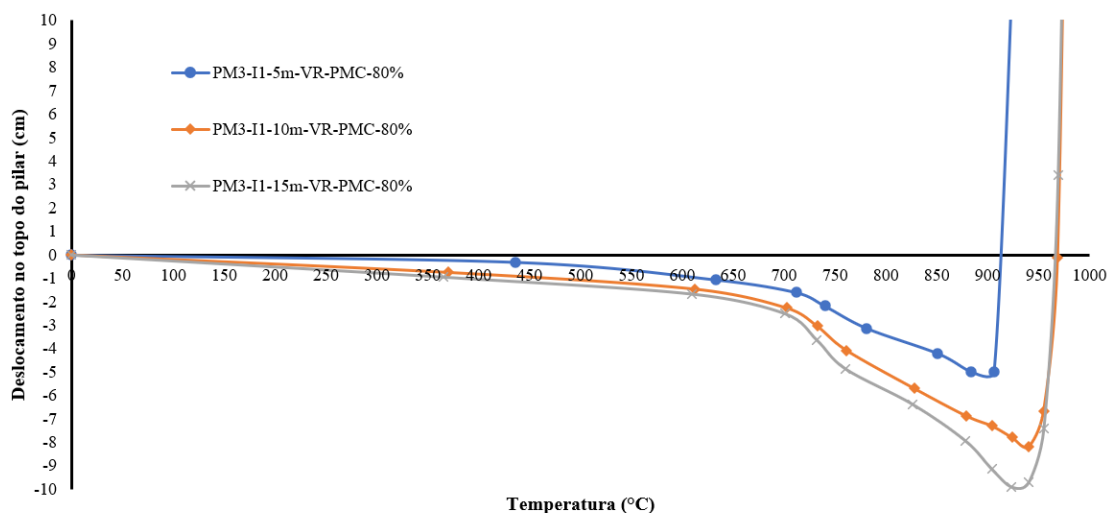


Figura 5.493 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos mistos de 5, 10 e 15 metros de vão com a viga revestida contra o fogo – cenário de incêndio 1



Na Figura 5.492, observa-se que as forças de interação entre o pilar P4-2 e a viga V3-2 seguem um padrão típico para a expansão de vigas, o que difere do comportamento observado em pilares de aço. Tal diferença ocorre devido à laje de concreto restringir mais a expansão da viga. Como resultado, forças de compressão se manifestam antes das forças de tração, devido ao carregamento na viga. Quanto aos deslocamentos (Figura 5.493) no topo do pilar P4-2, nota-se que todos os vãos exibem o efeito *pull-in* no topo dos pilares. No entanto, a falha em pilares de 10 e 15 metros ocorre devido ao efeito *push-out*. Assim, o efeito *pull-in* detectado se deve apenas ao fato de ter sido medido no topo dos pilares.

Ao analisar pórticos com pilares revestidos contra o fogo e vigas desprotegidas, nota-se que seu comportamento é bem elucidado, especialmente quando comparado com pórticos de aço, vistos no subitem anterior. Nos pórticos com vãos de 5 e 10 metros, a falha ocorre devido à plastificação dos apoios em situação de incêndio. A Figura 5.494 apresenta a configuração deformada do pórtico com vão de 10 metros, ilustrando esse fenômeno. Contudo, em pórticos com vãos de 15 metros, nota-se a presença do fenômeno *push-out*, seguido do *pull-in*, resultando na falha do pórtico devido à instabilidade por flexão devido às forças de tração, como evidenciado na Figura 5.496.

Figura 5.494 – Configuração deformada do modelo PM3-II-10m-PR-PMC-80% ao fim de 30 minutos de incêndio

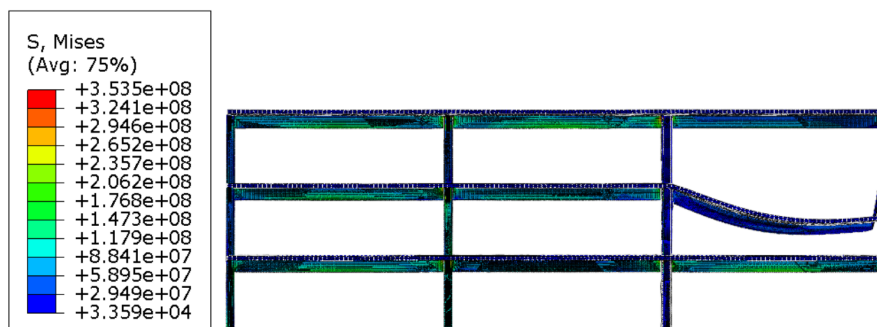
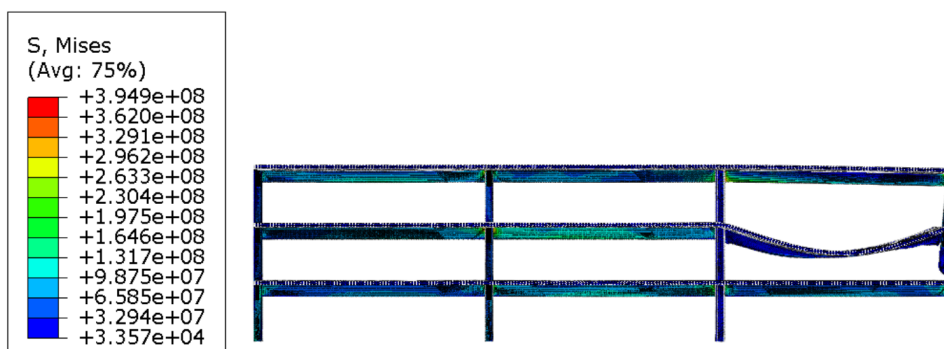


Figura 5.495 – Configuração deformada do modelo PM3-II-15m-PR-PMC-80% ao fim de 36 minutos de incêndio



Vale destacar que, nos pórticos de 10 e 15 metros, as forças compressivas, geradas pela expansão da viga, induzem tensões que superam a resistência ao escoamento do material, conduzindo ao seu estado limite. A manifestação dessas tensões, mencionadas em outras seções desta tese, enfatiza a necessidade de dimensionar enrijecedores adequadamente para evitar falhas localizadas nas regiões das ligações. A Figura 5.496 exibe a tensão de *von Mises* na área próxima à ligação para os pórticos de 10 e 15 metros. Na figura em questão, é possível observar que a resistência ao escoamento é ultrapassada em um valor considerável e por um tempo de incêndio também considerável, resultado do efeito da expansão da viga no pilar de fachada. Isso corrobora o que já foi dito nesta tese sobre a consideração desta força no dimensionamento de estruturas de aço em situação de incêndio. Enquanto a Figura 5.497, mostra no modelo numérico as tensões supracitadas no pórtico misto de 15 metros.

Figura 5.496 – Distribuição de tensão de *von Mises* na região localizada junto à ligação

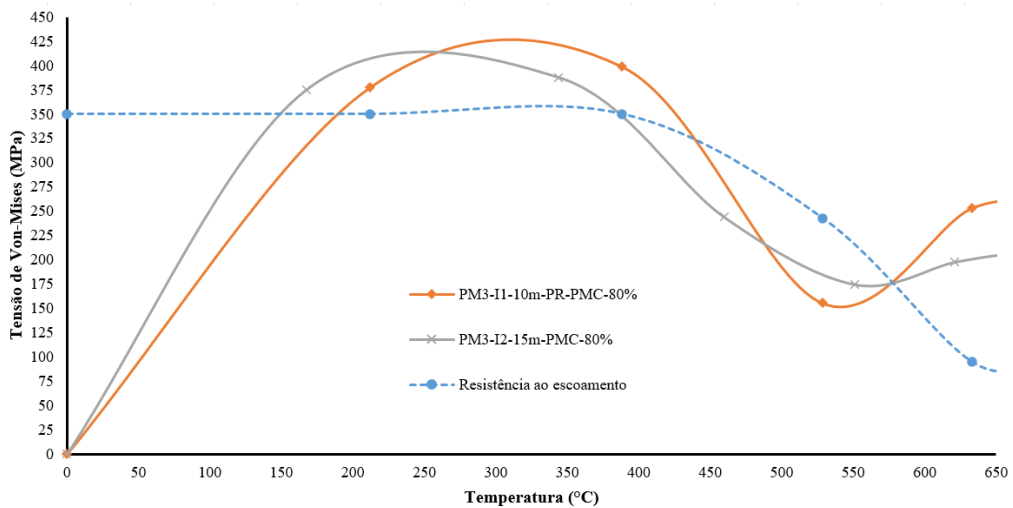
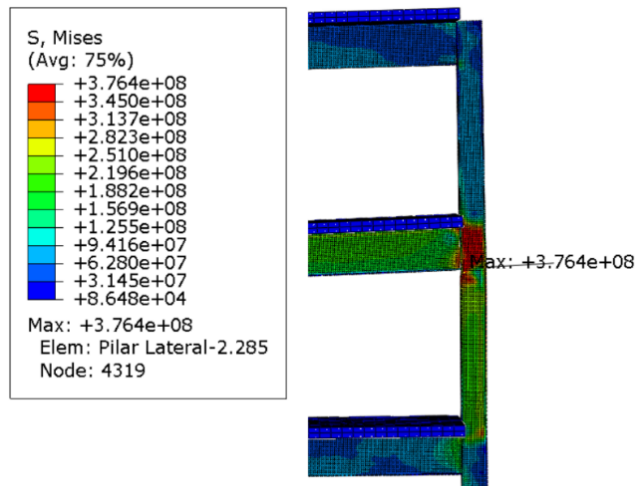
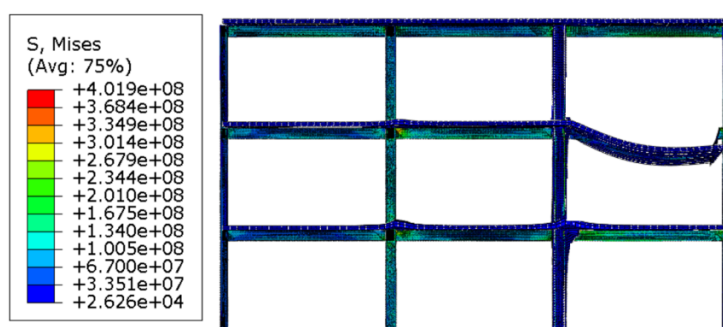


Figura 5.497 – Tensões e instabilidades localizadas devido ao efeito *push-out*



Na inclusão de revestimentos contra o fogo em vigas e pilares, o comportamento estrutural se assemelha ao dos pórticos com vigas de aço. Conforme ilustrado na Figura 5.498, no pórtico de 5 metros de vão, o pilar de fachada manteve-se estável, mesmo após manifestações dos efeitos de *push-out* e *pull-in*. Nesse caso específico, não se detectaram tensões que excedessem a resistência ao escoamento do material. A viga falhou devido à plastificação no apoio direito, uma condição atribuível à descontinuidade presente no apoio esquerdo em função da laje.

Figura 5.498 – Configuração deformada do modelo PM3-I1-5m-VR-PR-PMC-80% ao fim de 54 minutos de incêndio



Por outro lado, nos pórticos com vãos de 10 e 15 metros, a falha ocorreu nos pilares em ambos os cenários, atribuível ao efeito *pull-in*. Analogamente aos pórticos de aço, tanto o pórtico de 10 metros quanto o de 15 metros exibiram tensões que ultrapassaram a resistência ao escoamento do aço. Isso se deve às forças de compressão durante a fase de expansão da viga, enfatizando a relevância de considerar tais forças no dimensionamento estrutural. A falha nos pórticos ocorreu por flexão, resultante das forças de tração associadas ao efeito *pull-in*, conforme pode ser observado nas Figuras 5.499 e 5.500. Este ponto reitera a importância de considerar tais forças na análise e dimensionamento de pórticos em situações extremas como incêndios.

Figura 5.499 – Configuração deformada do modelo PM3-I1-10m-VR-PR-PMC-80% ao fim de 84 minutos de incêndio

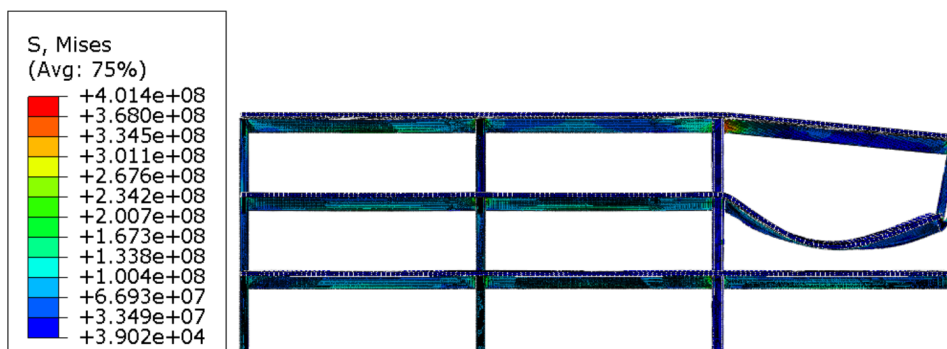
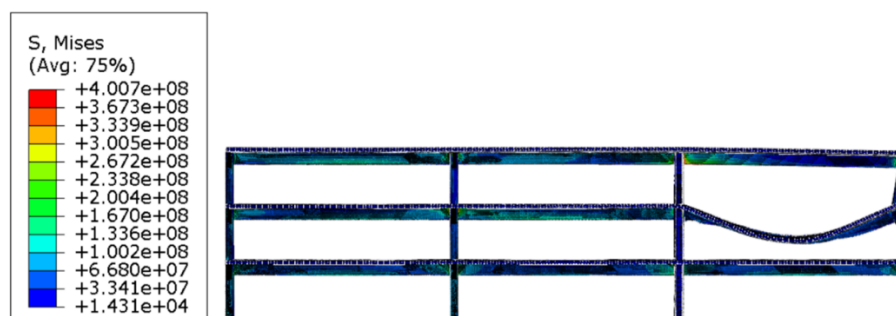


Figura 5.500 – Configuração deformada do modelo PM3-I1-15m-VR-PR-PMC-80% ao fim de 90 minutos de incêndio



As Figuras 5.499 e 5.500 evidenciam que o colapso das estruturas se dá durante o efeito de catenária na viga, similarmente ao que ocorre em pórticos de aço. Esse resultado sugere que a inclusão de um pilar misto não altera significativamente o comportamento entre pórticos de aço e mistos, algo já confirmado por análises anteriores. Dado que a falha não é provocada por flexão compressiva, o comprimento efetivo pode ser desconsiderado nesse cenário, adotando-se o valor de L para o cálculo da flexo-tração, apesar da flexão apresentar-se em um comprimento aproximadamente igual a $0,2L$. As Figuras 5.501 e 5.502 apresentam as forças axiais observadas nos pilares P4-2, bem como os deslocamentos na parte superior desses mesmos pilares. Pode-se observar que a força de compressão para o pórtico de 5 metros é bem menor que os demais pórticos. Isso influencia para que o pilar de fachada possa não falhar, uma vez que, nos outros pórticos, o efeito *push-out* é muito maior e, com isso, o pilar fica mais suscetível aos esforços de tração na fase de catenária, que são mais altos nos modelos que a falha se dá por flexão.

Figura 5.501 – Resultado das forças axiais de compressão nos pilares P4-2 para pórticos mistos de 5, 10 e 15 metros de vão com ambos os elementos revestidos contra o fogo e pilar misto central – cenário de incêndio 1

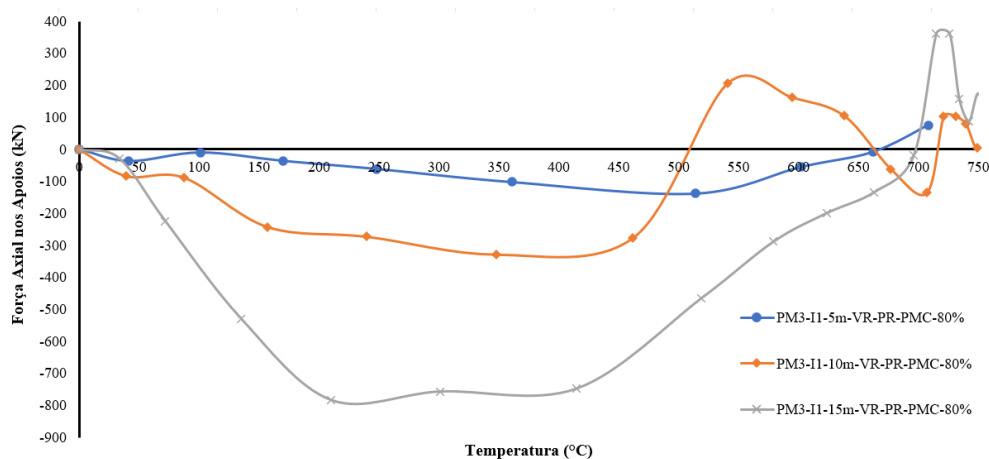
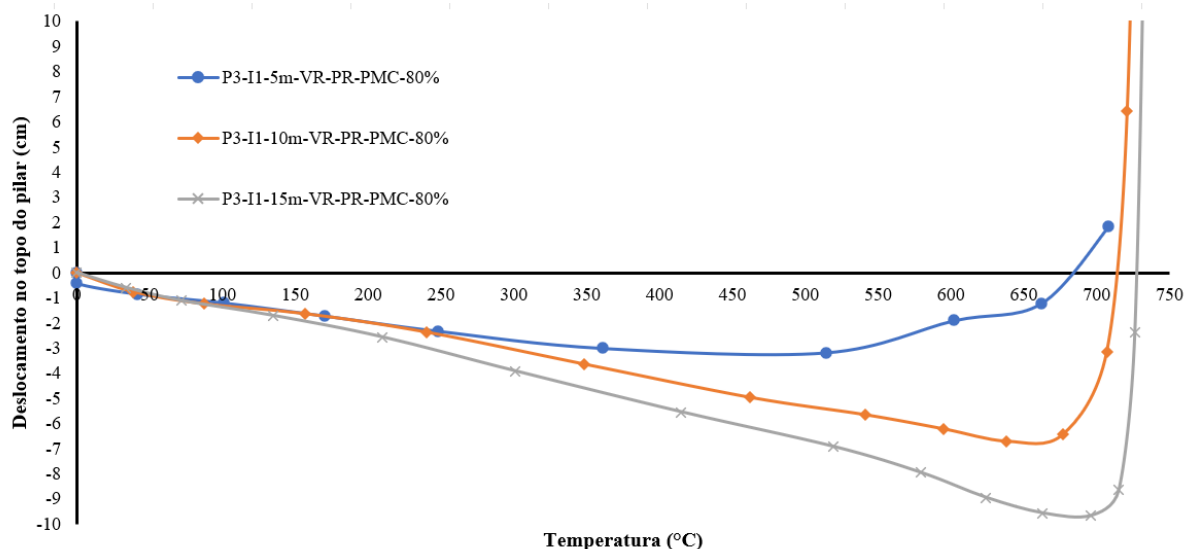


Figura 5.502 – Resultados dos deslocamentos no topo dos pilares de pórticos mistos de 5, 10 e 15 metros de vão com revestimento contra o fogo e pilar misto central – cenário de incêndio 1



As Tabelas 5.43 e 5.44 sintetizam informações recolhidas na etapa de parametrização dos pórticos de três andares, que contam com pilares mistos tanto laterais quanto centrais. Essas tabelas incluem variáveis tais como os diferentes tipos de revestimentos contra incêndio usados, designados como VR para vigas revestidas e PR para pilares revestidos. Elas também categorizam os mecanismos de colapso observados, identificados como 'Mec. de colapso'. Adicionalmente, as tabelas indicam as temperaturas críticas que levam ao colapso da estrutura. Essas temperaturas são apuradas tanto em pilares de fachada quanto nas seções inferiores das vigas, elementos cruciais para o início do processo de colapso progressivo. As tabelas ainda observam se ocorre uma prevalência de forças de compressão durante a fase de expansão da viga ou de forças de tração durante a fase de catenária, aspectos que influenciam os tipos de mecanismos de colapso detectados.

Esses dados serão apresentados para os dois cenários de incêndio examinados neste estudo. Lembrando que os dados aqui apresentados são para pórticos de aço com pilar misto central.

- (a) Colapso parcial do pórtico por efeito *pull-in* no pilar de fachada;
- (b) Colapso parcial do pórtico por efeito *push-out* no pilar de fachada;
- (c) Colapso total do pórtico por instabilidade dos pilares centrais;
- (d) Colapso da viga no compartimento incendiado.

Tabela 5.43 – Mecanismos de colapso e temperaturas críticas para os pórticos mistos com revestimento contra o fogo e pilar misto lateral – cenário de Incêndio 1

Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	VR	PR	Mec. de colapso	Temp. Crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	Sim	Não	D	848°C	Não	Sim
	80%	Não	Sim	D	728°C	Não	Sim
	80%	Não	Não	D	670°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	D	752°C	Não	Sim
10 m	80%	Sim	Não	C	787°C	Não	Não
	80%	Não	Sim	D	748°C	Sim	Sim
	80%	Não	Não	D	748°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	D	850°C	Não	Sim
15 m	80%	Sim	Não	C	848°C	Não	Não
	80%	Não	Sim	D	747°C	Sim	Sim
	80%	Não	Não	D	791°C	Sim	Sim
	80%	Sim	Sim	D	759°C	Sim	Sim

Tabela 5.44 – Mecanismos de colapso e temperaturas críticas para os pórticos mistos com revestimento contra o fogo e pilar misto central – cenário de Incêndio 1

Vão	Nível de capacidade e resistente (Sd/Rd)	VR	PR	Mec. de colapso	Temp. Crítica	Forças de compressão preponderante?	Forças de tração preponderante?
5 m	80%	Sim	Não	A	833°C	Não	Sim
	80%	Não	Sim	D	699°C	Não	Sim
	80%	Não	Não	A	699°C	Não	Sim
	80%	Sim	Sim	D	723°C	Não	Sim
10 m	80%	Sim	Não	B	865°C	Sim	Não
	80%	Não	Sim	D	687°C	Sim ¹	Sim
	80%	Não	Não	A	660°C	Sim ¹	Sim
	80%	Sim	Sim	A	754°C	Sim ¹	Sim
	80%	Sim	Não	B	833°C	Sim	Não

15 m	80%	Não	Sim	D	692°C	Sim ¹	Sim
	80%	Não	Não	A	687°C	Sim ¹	Sim
	80%	Sim	Sim	A	755°C	Sim ¹	Sim

¹ A expansão da viga gera tensões localizadas maiores que a resistência ao escoamento

O estudo investigou a influência da combinação de pilares mistos e vigas mistas em pórticos, focando na resistência ao fogo e no comportamento estrutural durante incêndios. A pesquisa foi dividida em duas partes, uma focada nos pilares mistos da fachada e outra nos pilares mistos centrais, ambos considerando diferentes revestimentos contra incêndios. O estudo constatou que, em pórticos com pilares de alta rigidez na fachada, a falha ocorre principalmente na viga, independentemente do tipo de revestimento nos pilares. Além disso, os tempos até o colapso para pórticos mistos foram comparáveis aos pórticos de aço, indicando que a utilização de pilares mistos nem sempre melhora o comportamento estrutural durante incêndios.

Quando as vigas são revestidas, mas os pilares não, a falha tende a ocorrer no pilar central devido à rápida irradiação térmica. O revestimento das vigas diminui a velocidade de propagação do calor, enquanto o pilar não revestido sofre instabilidades mais rapidamente. No entanto, ao revestir ambos os elementos (vigas e pilares), o tempo necessário para o colapso aumenta em média 50%.

O estudo também observou que a magnitude das forças de reação nos apoios varia de acordo com o tamanho do vão. Pórticos com vãos maiores exibiram forças de reação mais acentuadas, o que requer atenção especial no dimensionamento das ligações e na verificação das vigas à tração.

Ao se avaliar pilares mistos de fachadas e pilares mistos centrais, ambos com diferentes revestimentos contra o fogo, a pesquisa revelou que, quando os pilares são de alta rigidez, a falha ocorre geralmente na viga, independentemente do revestimento. O tempo até o colapso foi similar em pórticos de aço e mistos, sugerindo que pilares mistos nem sempre oferecem melhorias na resistência a incêndios. Ao revestir apenas as vigas, a falha ocorre no pilar central, devido à rápida propagação de calor. No entanto, revestir ambos os componentes prolongam o tempo até o colapso em cerca de 50%. O tamanho do vão também afeta as forças de reação nos apoios, requerendo atenção no dimensionamento das ligações e na verificação das vigas à tração.

6. RECOMENDAÇÕES PARA O PROJETO DE PÓRTICOS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Neste capítulo, serão fornecidas orientações que visam orientar o projeto de estruturas de aço em cenários de incêndio, fundamentadas nas análises detalhadas realizadas anteriormente. Ao revisar e sintetizar os resultados alcançados, este capítulo pretende extrair diretrizes práticas e metodologias recomendadas para o projeto otimizado de pórticos de aço, visando a garantir resistência e segurança em situações extremas de temperatura. As conclusões extraídas a partir das investigações dos mecanismos de colapso, interações entre elementos estruturais e comportamento de diferentes seções transversais serão transformadas em abordagens eficazes e diretrizes concretas para profissionais de engenharia civil.

Destarte, este capítulo, embasado em resultados empíricos e em contribuições da literatura especializada, objetiva disponibilizar um guia sólido para os profissionais da engenharia civil, permitindo-lhes abordar o desafiador cenário de projetar pórticos de aço em situações de incêndio de maneira informada e eficiente.

6.1. Recomendações para verificação de incêndios na base da estrutura no compartimento de fachada

Fundamentado nos estudos estabelecidos nas seções antecedentes, este item direciona seu foco de forma específica para as táticas destinadas à avaliação de incêndios que recaem sobre a base estrutural interna do compartimento de fachada. A fusão entre o conhecimento assimilado até o presente momento e as conclusões previamente expostas cria uma base robusta para a elaboração de diretrizes pragmáticas e altamente eficazes.

Então, conforme os estudos realizados, este trabalho irá propor tabelas práticas para o uso das forças de compressão na fase de expansão da viga ou tração em ação de catenária. As forças podem ser utilizadas a partir dos métodos propostos no Capítulo 4 dessa tese. As Tabelas apresentarão o vão da viga, o nível da capacidade resistente do pilar (relação entre a solicitação e resistência – 20%, 40%, 60% e 80%), se é necessário usar forças de tração para o cálculo da flexão devido às forças de tração ou para o cálculo da peça tracionada (a depender da avaliação do engenheiro – ligações ou escoamento da seção bruta da viga) e se é necessário usar forças de compressão para o cálculo de instabilidade localizada, uma vez que, de acordo com os estudos anteriores, essa força para flexão dos pilares podem não causar a falha do mesmo, apesar de ajudar na falha por flexão devido às forças de tração. Os dados foram retirados dos

resultados do Capítulo 5 deste trabalho, para subpórticos de aço e mistos de aço e concreto e pórticos de dois e três pavimentos de aço ou mistos de aço e concreto.

Os cálculos para verificar se é ou não necessário utilizar as forças será baseado no espaço amostral estudado no trabalho. A fim de ampliar o intervalo dos vãos para uso na engenharia estrutural em situação de incêndio, será considerado neste trabalho que os vãos terão um valor de 2,5 metros para mais ou para menos, comprimento este que, pela experiência do autor, não muda de forma considerável os resultados.

Os pilares serão separados em nível de relação entre solicitação e capacidade resistente (S_d/R_d). Quanto menor for a porcentagem, mais resistente é o pilar. Estão separados em faixa de 20%, 40%, 60% e 80%, em que o calculista pode utilizar da seguinte relação:

- 80% - Relação entre S_d/R_d entre 0,99 e 0,8;
- 60% - Relação entre S_d/R_d entre 0,79 e 0,6;
- 40% - Relação entre S_d/R_d entre 0,59 e 0,4;
- 20% - Relação entre S_d/R_d entre 0,39 e 0,01.

Ao final deste capítulo, será possível visualizar tabelas com resumos para balizar o projeto de estruturas em situação de incêndio, para que o calculista veja se é viável ou não a utilização das forças de tração ou compressão em situação de incêndio.

Nas Tabelas 6.1 e 6.2 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos sem revestimento contra o fogo para compartimento térreo de fachada, conforme representação na Figura 6.1.

Figura 6.1 – Representação do compartimento incendiado (compartimento térreo de fachada)

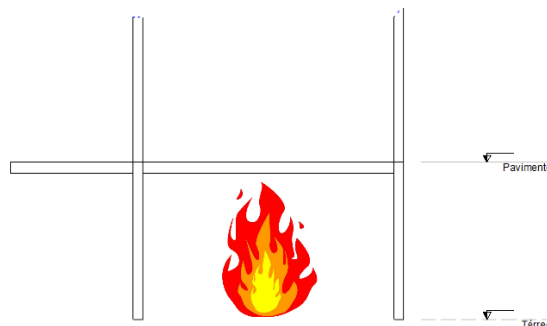


Tabela 6.1 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço sem revestimento contra o fogo no pavimento térreo de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	20%	Sim	Flexão	Não
	40%	Sim	Flexão	Não
	60%	Sim	Flexão	Sim
	80%	Sim	Flexão	Sim
7,5 a 12,5 m	20%	Não	Não se aplica	Não
	40%	Sim	Flexão	Sim
	60%	Sim	Flexão	Sim
	80%	Sim	Flexão	Sim
12,5 a 17,5 m	20%	Não	Não se aplica	Não
	40%	Sim	Flexão	Não
	60%	Sim	Flexão	Sim
	80%	Sim	Flexão	Sim

Tabela 6.2 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos sem revestimento contra o fogo no pavimento térreo de fachada

Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
5 m	20%	Sim	Flexão	Não
	40%	Sim	Flexão	Não
	60%	Sim	Flexão	Não
	80%	Sim	Flexão	Não
10 m	20%	Sim	Flexão	Não
	40%	Sim	Flexão	Sim
	60%	Sim	Flexão	Sim
	80%	Sim	Flexão	Sim
15 m	20%	Não	Tração	Não
	40%	Sim	Tração	Não

	60%	Sim	Flexão	Sim
	80%	Sim	Flexão	Sim

Verifica-se da Tabela 6.1 que todas as seções transversais analisadas necessitam ter os pilares verificados à Flexão, exceto as seções com 20% de capacidade resistente para os pórticos de 10 m e 15 m. Na Tabela 6.1, com a utilização de pórticos mistos, verificou-se que é necessário para todas as seções transversais verificar o comportamento dos pilares quanto à Flexão. Para as seções de 20% e 40% da capacidade resistente, a verificação é para a ligação, uma vez que, neste pórtico, a falha foi na viga e não no pórtico.

Nas Tabelas 6.3 e 6.4 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento térreo de fachada, com as vigas revestidas e os pilares sem revestimento contra o fogo, conforme representação na Figura 6.2.

Figura 6.2 – Representação do compartimento incendiado (compartimento térreo de fachada) com a viga revestida contra o fogo

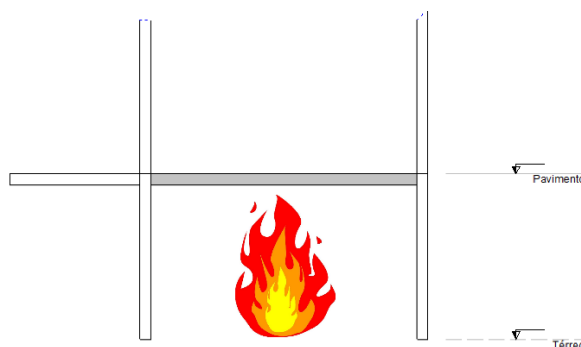


Tabela 6.3 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com a viga revestida contra o fogo no pavimento térreo de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	20%	Não	Não se aplica	Sim
	40%	Não	Não se aplica	Não
	60%	Não	Não se aplica	Não
	80%	Não	Não se aplica	Não
7,5 a 12,5 m	20%	Não	Não se aplica	Não
	40%	Não	Não se aplica	Não
	60%	Não	Não se aplica	Não
	80%	Não	Não se aplica	Não

12,5 a 17,5 m	20%	Sim	Flexão	Não
	40%	Sim	Flexão	Não
	60%	Não	Não se aplica	Não
	80%	Não	Não se aplica	Não

Tabela 6.4 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com a viga revestida contra o fogo no pavimento térreo de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	20%	Não	Não se aplica	Não
	40%	Não	Não se aplica	Não
	60%	Não	Não se aplica	Não
	80%	Não	Não se aplica	Não
7,5 a 12,5 m	20%	Sim	Tração	Não
	40%	Sim	Tração	Não
	60%	Não	Não se aplica	Não
	80%	Não	Não se aplica	Não
12,5 a 17,5 m	20%	Não	Não se aplica	Não
	40%	Não	Não se aplica	Não
	60%	Não	Não se aplica	Não
	80%	Sim	Tração	Sim

Verifica-se nas Tabelas 6.3 e 6.4, para pórticos de aço e pórticos mistos que, na situação em que somente a viga está revestida, em pouquíssimos casos deverá ser considerada a interação entre os elementos. Isso se dá pelo fato de que, como a viga está revestida e os pilares não, a falha se dá somente nos pilares sem qualquer interação com as vigas, uma vez que esses elementos estão protegidos. No caso dos pórticos mistos, apenas alguns modelos são necessários fazer a verificação de tração (escoamento da seção bruta ou cálculo de ligações) para verificar a integridade dos pórticos.

Nas Tabelas 6.5 e 6.6 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos compartimento térreo de fachada, com os pilares revestidos e a viga sem revestimento contra o fogo, conforme representação na Figura 6.3.

Figura 6.3 – Representação do compartimento incendiado (compartimento térreo de fachada) com o pilar revestido contra o fogo

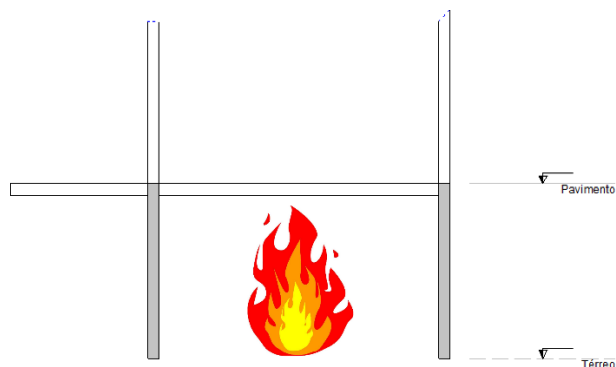


Tabela 6.5 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com o pilar revestido contra o fogo no pavimento térreo de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	20%	Não	Não se aplica	Não
	40%	Não	Não se aplica	Não
	60%	Não	Não se aplica	Não
	80%	Não	Não se aplica	Não
7,5 a 12,5 m	20%	Não	Não se aplica	Sim
	40%	Não	Não se aplica	Sim
	60%	Sim	Flexão	Sim
	80%	Sim	Flexão	Sim
12,5 a 17,5 m	20%	Não	Não se aplica	Não
	40%	Não	Não se aplica	Não
	60%	Sim	Flexão	Não
	80%	Sim	Flexão	Sim

Tabela 6.6 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com o pilar revestido contra o fogo no pavimento térreo de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	20%	Sim	Flexão	Não
	40%	Sim	Tração	Não
	60%	Sim	Tração	Sim
	80%	Sim	Tração	Sim
7,5 a 12,5 m	20%	Sim	Tração	Não
	40%	Sim	Flexão	Sim
	60%	Sim	Flexão	Sim
	80%	Sim	Flexão	Sim
12,5 a 17,5 m	20%	Sim	Tração	Não
	40%	Sim	Tração	Não
	60%	Sim	Tração	Não
	80%	Não	Não se aplica	Não

Da Tabela 6.5, que trata dos pórticos de aço, verificou-se que o intervalo de vão entre 2,5 e 7,5 m não é necessária a verificação para as forças de tração, nem de compressão. Somente duas seções transversais (80% e 60%) dos demais vãos que a influência da tração é preponderante. No demais, mas nenhuma outra verificação precisa ser feita. Já na Tabela 6.6, que trata dos pórticos mistos, todas as seções transversais de pilares são necessárias verificações adicionais quanto às forças de tração, ou para a Flexão nos pilares ou para a tração nas vigas ou elementos de ligações.

Nas Tabelas 6.7 e 6.8 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento térreo de fachada, com as vigas e pilares revestidos, conforme representação na Figura 6.4.

Figura 6.4 – Representação do compartimento incendiado (compartimento térreo de fachada) com a viga revestida contra o fogo

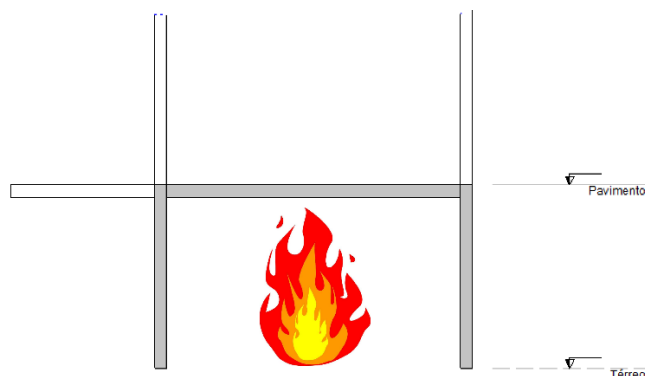


Tabela 6.7 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com o pilar e viga revestidos contra o fogo no pavimento térreo de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	20%	Sim	Tração	Não
	40%	Sim	Tração	Não
	60%	Sim	Tração	Não
	80%	Sim	Flexão	Não
7,5 a 12,5 m	20%	Sim	Flexão	Não
	40%	Sim	Flexão	Sim
	60%	Sim	Flexão	Sim
	80%	Sim	Flexão	Não
12,5 a 17,5 m	20%	Não	Não se aplica	Não
	40%	Não	Não se aplica	Não
	60%	Não	Não se aplica	Não
	80%	Não	Não se aplica	Não

Tabela 6.8 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com o pilar e viga revestidos contra o fogo no pavimento térreo de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	20%	Sim	Flexão	Não
	40%	Sim	Flexão	Não
	60%	Sim	Flexão	Não
	80%	Sim	Flexão	Não
7,5 a 12,5 m	20%	Sim	Flexão	Sim
	40%	Sim	Flexão	Sim
	60%	Sim	Flexão	Sim
	80%	Sim	Flexão	Sim
12,5 a 17,5 m	20%	Sim	Tração	Sim
	40%	Sim	Tração	Sim
	60%	Não	Não se aplica	Sim
	80%	Não	Não se aplica	Sim

Na Tabela 6.7 é possível observar que no intervalo do vão de 15 metros, não é necessária nenhuma verificação a tração. Isso se deve ao fato de que, neste vão, a falha se dar no pilar por instabilidade, o que já é calculado pelos códigos normativos de incêndio. Nos pórticos com intervalos de 7,5 a 12,5 m e 2,5 m a 7,5 m é possível verificar que deve ser feita a verificação das trações nos elementos, assim como pode ser visto na Tabela 6.8 em que todos os vãos necessitam ser verificados. Em especial as forças de compressão para o cálculo da instabilidade localizada na região das ligações.

Nas Tabelas 6.9 e 6.10 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento térreo de fachada, sem revestimento, mas com pilar de fachada misto, conforme representação na Figura 6.4. Lembra-se que, para a utilização dos pilares mistos, não se variou a seção transversal dos pilares. Logo, a avaliação é para somente pilares até 80% da relação solicitação/resistência.

Uma outra consideração importante é que, na ABNT NBR 14323 (2013), representa o uso comprimento equivalente para pilares ligados a subestrutura de contraventamento, conforme valores que estão descritos na Figura 6.5. A partir dos resultados vistos neste trabalho, propõe-se que, no pavimento térreo, o comprimento equivalente seja $L_{1,fi,1} = 0,7L_1$

Figura 6.5 – Comprimentos equivalentes sugeridos pela ABNT NBR 14323 (2013)

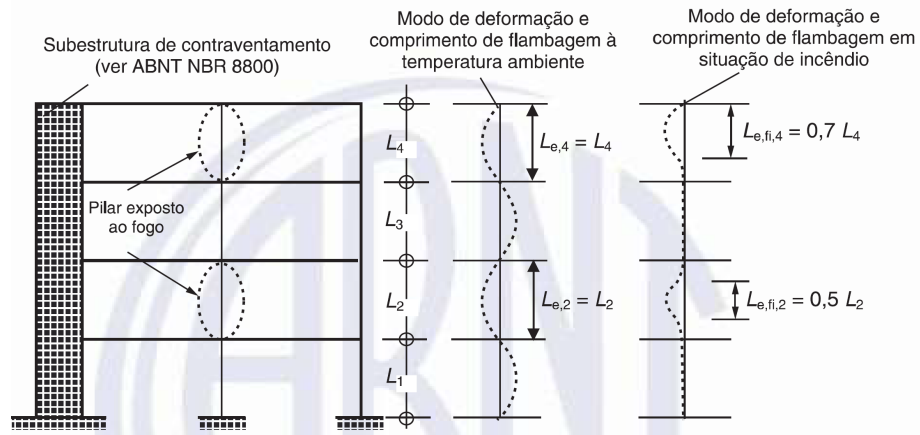


Figura 6.6 – Representação do compartimento incendiado (compartimento térreo de fachada) com pilar misto de fachada

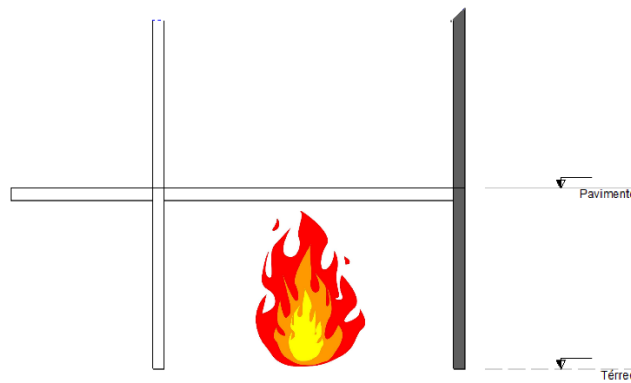


Tabela 6.9 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto na fachada no pavimento térreo de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Não	Não

Tabela 6.10 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto na fachada no pavimento térreo de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Não

Nas Tabelas 6.11 e 6.12 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento térreo de fachada, com a viga revestida, mas com pilar de fachada misto, conforme representação na Figura 6.7. Lembra-se que, para a utilização dos pilares mistos, não variou-se a seção transversal dos pilares. Logo, a avaliação é para somente pilares até 80% da relação solicitação/resistência.

Figura 6.7 – Representação do compartimento incendiado (compartimento térreo de fachada) com a viga revestida contra o fogo e pilar misto de fachada

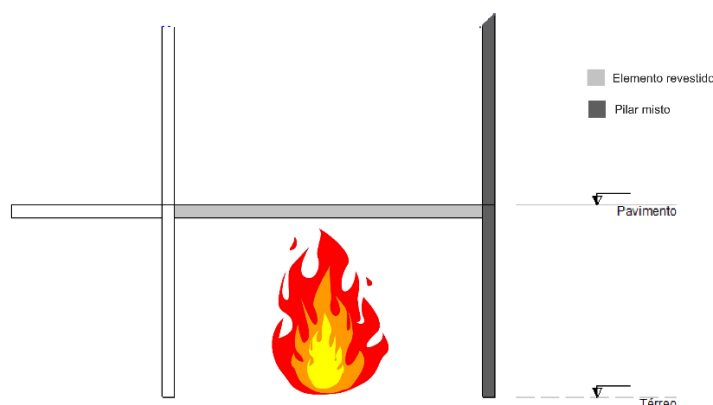


Tabela 6.11 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto na fachada no pavimento térreo de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Não	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Não	Não

12,5 a 17,5 m	80%	Não	Não	Não
---------------	-----	-----	-----	-----

Tabela 6.12 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto na fachada no pavimento térreo de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Não	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Não	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Não	Não

Nas Tabelas 6.13 e 6.14 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento térreo de fachada, sem elementos revestidos, mas com pilar central misto, conforme representação na Figura 6.7. Lembra-se que, para a utilização dos pilares mistos, não se variou a seção transversal dos pilares. Logo, a avaliação é para somente pilares até 80% da relação solicitação/resistência.

Figura 6.8 – Representação do compartimento incendiado (compartimento térreo de fachada) contra o fogo e pilar misto central

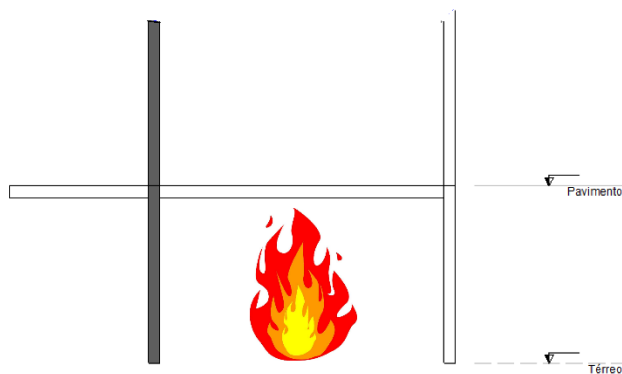


Tabela 6.13 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto central no pavimento térreo de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Não se aplica	Sim

7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Sim

Tabela 6.14 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto central no pavimento térreo de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Não

Nas Tabelas 6.15 e 6.16 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento térreo de fachada, com vigas revestidas, mas com pilar central misto, conforme representação na Figura 6.8. Lembra-se que, para a utilização dos pilares mistos, não se variou a seção transversal dos pilares. Logo, a avaliação é para somente pilares até 80% da relação solicitação/resistência.

Figura 6.9 – Representação do compartimento incendiado (compartimento térreo de fachada) com a viga revestida contra o fogo e pilar misto central

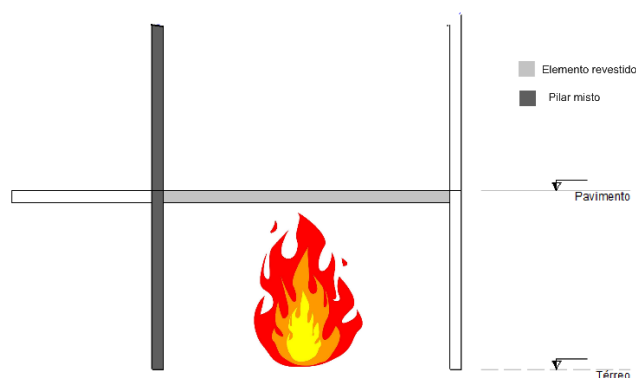


Tabela 6.15 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto central e viga revestida no pavimento térreo de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Não se aplica	Não

7,5 a 12,5 m	80%	Não	Não se aplica	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Não se aplica	Sim

Tabela 6.16 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto central e viga revestida no pavimento térreo de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Não se aplica	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Não se aplica	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Não se aplica	Não

A partir das Tabelas 6.15 e 6.16, quando o pilar misto é central e quando as vigas são revestidas contra o fogo, a influência entre as vigas e pilares nos elementos de pórticos é mínima, uma vez que o pilar central misto funciona como uma subestrutura de contraventamento. A partir do que foi visto no trabalho, recomenda-se que o comprimento efetivo, para quando subestrutura de contraventamento está no meio do pórtico ou vizinho a fachada, o comprimento efetivo $L_{1,fl,1} = 0,7L_1$

Nas Tabelas 6.17 e 6.18 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento térreo de fachada, com pilares revestidos, mas com pilar central misto, conforme representação na Figura 6.9. Lembra-se que, para a utilização dos pilares mistos, não se variou a seção transversal dos pilares. Logo, a avaliação é para somente pilares até 80% da relação solicitação/resistência.

Figura 6.10 – Representação do compartimento incendiado (compartimento térreo de fachada) com o pilar revestido contra o fogo e pilar misto central

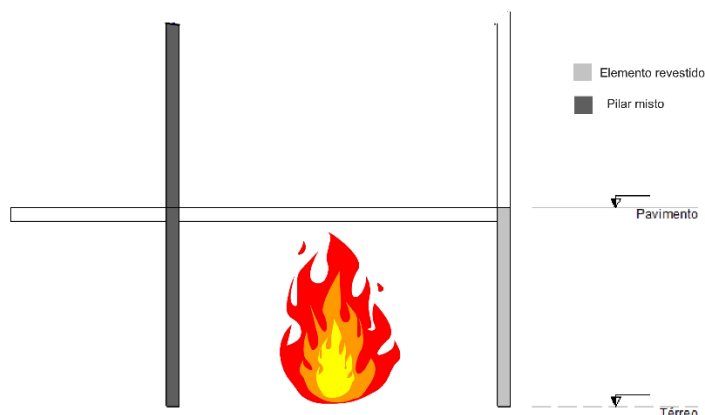


Tabela 6.17 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto central e pilar revestido no pavimento térreo de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Não se aplica	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Não se aplica	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Não se aplica	Sim

Tabela 6.18 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto central e pilar revestido no pavimento térreo de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Não

Nas Tabelas 6.19 e 6.20 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento térreo de fachada, com vigas e pilares revestidos, mas com pilar central misto, conforme representação na Figura 6.11 Lembra-se que, para a utilização dos pilares mistos, não se variou a seção transversal dos pilares. Logo, a avaliação é para somente pilares até 80% da relação solicitação/resistência.

Figura 6.11 – Representação do compartimento incendiado (compartimento térreo de fachada) com a viga e o pilar revestidos contra o fogo e pilar misto de fachada

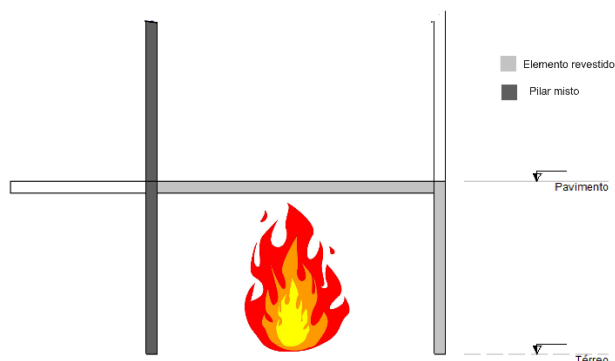


Tabela 6.19 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto central e viga e pilares revestidos no pavimento térreo de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Sim

Tabela 6.20 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto central e viga e pilares revestidos no pavimento térreo de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Sim

6.2. Recomendações para verificação de incêndios no topo da estrutura no compartimento de fachada

Nesta parte do trabalho, serão sugeridas as interações no compartimento incendiado no topo da estrutura, simulando incêndio no último andar. Nas Tabelas 6.21 e 6.22 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento

térreo de fachada, com as vigas e pilares sem revestimentos, conforme representação na Figura 6.12.

Figura 6.12 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de topo de fachada) com a viga revestida contra o fogo

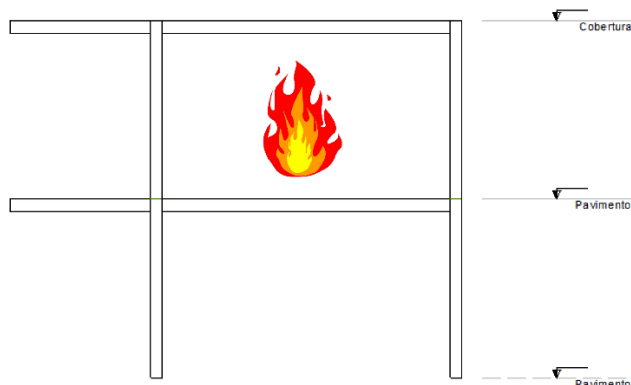


Tabela 6.21 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com os elementos sem revestimento contra o fogo no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	20%	Sim	Flexão	Não
	40%	Sim	Flexão	Não
	60%	Sim	Flexão	Não
	80%	Sim	Flexão	Não
7,5 a 12,5 m	20%	Sim	Flexão	Não
	40%	Sim	Flexão	Não
	60%	Sim	Flexão	Não
	80%	Sim	Flexão	Não
12,5 a 17,5 m	20%	Sim	Flexão	Não
	40%	Sim	Flexão	Não
	60%	Sim	Flexão	Não
	80%	Sim	Flexão	Não

Tabela 6.22 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com os elementos sem revestimento contra o fogo no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	20%	Sim	Flexão	Não
	40%	Sim	Flexão	Não
	60%	Sim	Flexão	Não
	80%	Sim	Flexão	Não
7,5 a 12,5 m	20%	Sim	Flexão	Não
	40%	Sim	Flexão	Não
	60%	Sim	Flexão	Não
	80%	Sim	Flexão	Não
12,5 a 17,5 m	20%	Sim	Flexão	Não
	40%	Sim	Flexão	Não
	60%	Sim	Flexão	Não
	80%	Sim	Flexão	Não

A partir da Tabela 6.21 é possível observar que, quando o incêndio ocorre no último pavimento da edificação, no compartimento de fachada, as forças de tração que causam flexão nos pilares de concreto são de extrema importância, uma vez que a falha é sempre por essa flexão. Entretanto, foi verificado no Capítulo 5 que tal falha não leva ao colapso progressivo. Entretanto, caso o engenheiro não leve em consideração essa flexão devido à ação de catenária, o pilar pode vir a ruína antes do TRRF da edificação. Na Tabela 6.22, apesar do pórtico falhar também por instabilidade do pilar central, as forças de tração são importantes de serem determinadas pois, a instabilidade do pilar central é acentuada pelo início de falha do pilar por flexão e, pela redistribuição dos esforços, o pilar central acaba falhando.

Nas Tabelas 6.23 e 6.24 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento de cobertura de fachada, com as vigas revestidas, conforme representação na Figura 6.6.

Figura 6.13 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de topo de fachada) com a viga revestida contra o fogo

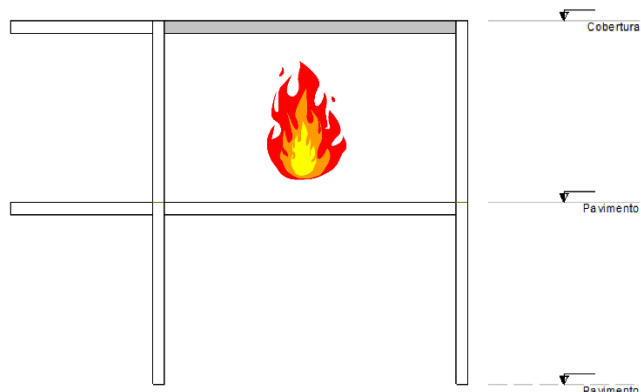


Tabela 6.23 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com a viga revestida contra o fogo no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	20%	Não	Flexão	Sim*
	40%	Sim	Flexão	Não
	60%	Não	Não se aplica	Sim
	80%	Não	Flexão	Sim*
7,5 a 12,5 m	20%	Sim	Flexão	Sim
	40%	Sim	Flexão	Sim
	60%	Não	Não se aplica	Sim
	80%	Não	Não se aplica	Sim
12,5 a 17,5 m	20%	Não	Flexão	Sim*
	40%	Não	Flexão	Sim*
	60%	Sim	Flexão	Sim
	80%	Não	Não se aplica	Não

Tabela 6.24 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com a viga revestida contra o fogo no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	20%	Sim	Flexão	Não
	40%	Não	Não se aplica	Não
	60%	Não	Não se aplica	Não
	80%	Não	Não se aplica	Não
7,5 a 12,5 m	20%	Sim	Flexão	Não
	40%	Sim	Flexão	Não
	60%	Sim	Flexão	Não
	80%	Sim	Flexão	Não
12,5 a 17,5 m	20%	Não	Não se aplica	Não
	40%	Não	Não se aplica	Não
	60%	Não	Não se aplica	Não
	80%	Sim	Flexão	Não

As Tabelas 6.23 e 6.24 mostram uma diferença perceptível no comportamento entre pórticos com vigas de aço e pórticos mistos. Nos pórticos com vigas de aço, verifica-se que, além da falha por flexão devido às forças de tração não serem preponderantes em várias seções transversais de pilares diferentes, verificou-se que, os efeitos da força de compressão podem causar o efeito de *push-out* e fazer com que o pórtico venha a falhar. Já nos pórticos mistos, esse efeito de falha do pórtico devido ao *push-out* não acontece.

Nas Tabelas 6.25 e 6.26 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento de cobertura de fachada, com os pilares revestidos, conforme representação na Figura 6.10.

Figura 6.14 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de topo de fachada) com a viga revestida contra o fogo

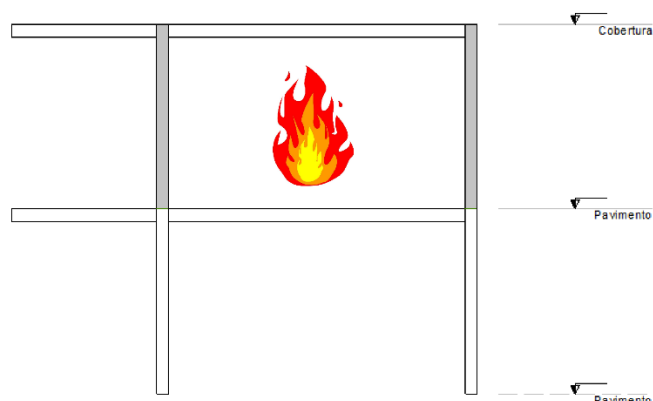


Tabela 6.25 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com o pilar contra o fogo no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	20%	Sim	Tração	Não
	40%	Sim	Flexão	Não
	60%	Sim	Flexão	Não
	80%	Sim	Flexão	Não
7,5 a 12,5 m	20%	Sim	Flexão	Sim
	40%	Sim	Flexão	Sim
	60%	Sim	Flexão	Sim
	80%	Sim	Flexão	Sim
12,5 a 17,5 m	20%	Sim	Tração	Não
	40%	Sim	Tração	Não
	60%	Sim	Tração	Não
	80%	Sim	Flexão	Sim

Tabela 6.26 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com a viga revestida contra o fogo no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
-----------------------------	--	---	---	--

2,5 a 7,5 m	20%	Sim	Flexão	Não
	40%	Sim	Flexão	Não
	60%	Sim	Flexão	Não
	80%	Sim	Flexão	Não
7,5 a 12,5 m	20%	Sim	Tração	Não
	40%	Sim	Flexão	Sim
	60%	Sim	Flexão	Sim
	80%	Sim	Flexão	Sim
12,5 a 17,5 m	20%	Sim	Tração	Não
	40%	Sim	Tração	Não
	60%	Sim	Tração	Não
	80%	Sim	Tração	Não

Ao verificar os resultados para os pórticos com pilares revestidos e vigas sem revestimentos, verifica-se que os maiores vãos podem gerar falhas localizadas na viga, por conta da tração excessiva na ação de catenária, principalmente quando os pilares possuem maiores capacidades resistentes. Em alguns casos, as forças de compressão são preponderantes para entrar no dimensionamento, mas apenas para a falha localizada no início do incêndio, quando a viga começa a expandir. A falha por flexão devido às forças de compressão acontece somente quando a viga está revestida e os pilares não.

Nas Tabelas 6.27 e 6.28 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento de cobertura de fachada, com ambos os elementos revestidos (viga e pilares), conforme representação na Figura 6.11.

Figura 6.15 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de topo de fachada) com a viga e pilar revestido contra o fogo

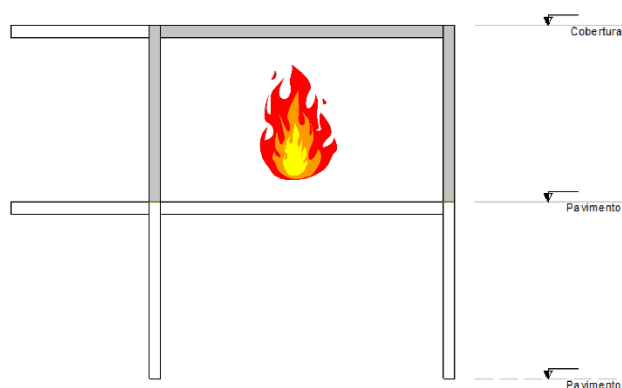


Tabela 6.27 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com o pilar contra o fogo no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	20%	Sim	Flexão	Não
	40%	Sim	Flexão	Não
	60%	Sim	Flexão	Não
	80%	Sim	Flexão	Não
7,5 a 12,5 m	20%	Sim	Flexão	Não
	40%	Sim	Flexão	Sim
	60%	Não	Flexão	Sim*
	80%	Não	Flexão	Sim*
12,5 a 17,5 m	20%	Sim	Flexão	Não
	40%	Sim	Flexão	Não
	60%	Sim	Flexão	Não
	80%	Sim	Flexão	Sim

Tabela 6.28 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com a viga revestida contra o fogo no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	20%	Sim	Flexão	Não
	40%	Sim	Flexão	Não
	60%	Sim	Flexão	Não
	80%	Sim	Flexão	Não
7,5 a 12,5 m	20%	Sim	Flexão	Não
	40%	Sim	Flexão	Não
	60%	Sim	Flexão	Não
	80%	Sim	Flexão	Não
12,5 a 17,5 m	20%	Sim	Tração	Não
	40%	Sim	Flexão	Não

	60%	Sim	Flexão	Sim
	80%	Sim	Flexão	Sim

Como pode ser visto nas Tabelas 6.15 e 6.16, a maioria dos pórticos apresentam falha por flexão devido às forças de tração em ação de catenária, então, o engenheiro de projetos precisa levar em consideração. Uma outra questão importante é que nos pórticos de aço, na faixa de vão de 7,5m a 12,5m, é salutar que seja observado o comportamento de *push-out* nos pilares mais esbeltos, pois, neste caso, irão falhar pelas forças de compressão.

Nas Tabelas 6.29 e 6.30 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento de cobertura de fachada, com o uso de pilares mistos como subestruturas de contraventamento, na fachada, com vigas e pilares de aço revestidos contra o fogo, conforme representação na Figura 6.16.

Figura 6.16 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de topo de fachada) com a viga e pilar revestido contra o fogo e com pilar misto de fachada

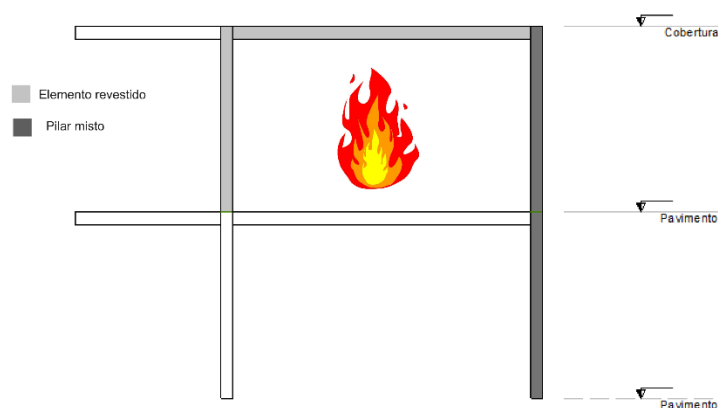


Tabela 6.29 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto de fachada e viga e pilares revestidos no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Sim

Tabela 6.30 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto de fachada e viga e pilares revestidos no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Sim

OS resultados das Tabelas 6.19 e 6.20 mostraram que, as forças de tração são preponderantes para o dimensionamento e o engenheiro não pode negligencia-las, nem para o cálculo das ligações e nem da possível flexão que pode ocorrer junto ao pilar por conta dessas forças. Outra questão importante são as forças de compressão que são preponderantes, principalmente para quando os vãos são maiores (de 7,5 m a 17,5 m). Isso se dá, pelo fato, de que as maiores vigas geram maiores forças de compressão, conforme já explicado diversas vezes neste trabalho.

Nas Tabelas 6.31 e 6.32 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento de cobertura de fachada, com o uso de pilares mistos como subestruturas de contraventamento na fachada, com vigas de aço revestidos contra o fogo, conforme representação na Figura 6.17.

Figura 6.17 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de topo de fachada) com a viga revestida contra o fogo e com pilar misto de fachada

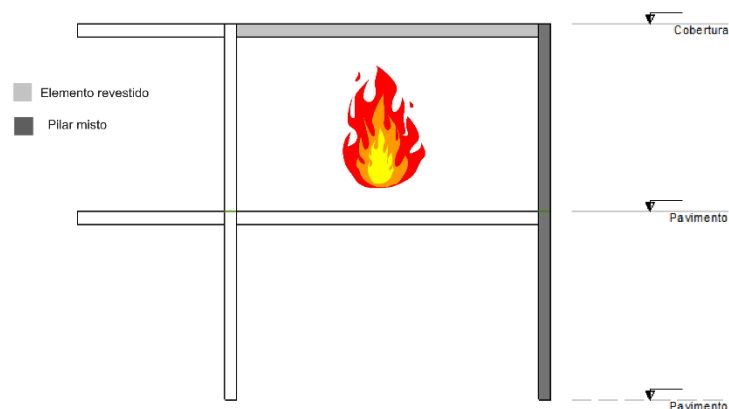


Tabela 6.31 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto de fachada e viga revestida no pavimento cobertura de fachada

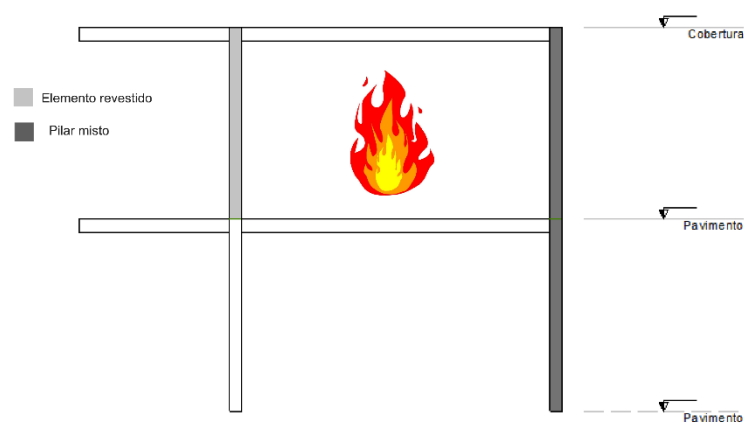
Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Não se aplica	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Não se aplica	Sim

Tabela 6.32 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto de fachada e viga revestida no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Não se aplica	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Não se aplica	Sim

Verifica-se, a partir das Tabelas 6.31 e 6.32, que as vigas só são solicitadas à tração nos menores vãos. Nos maiores vãos, a falha acaba sendo nos pilares. Como a viga está revestida, não há grande influência na interação entre os elementos. Entretanto, é importante verificar que ainda assim, as vigas causam forças localizadas nos pilares, que o engenheiro precisa verificar.

Figura 6.18 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de topo de fachada) com o pilar revestido contra o fogo e com pilar misto de fachada



Nas Tabelas 6.33 e 6.34 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento de cobertura de fachada, com o uso de pilares mistos como subestruturas de contraventamento na fachada, com pilares de aço revestidos contra o fogo, conforme representação na Figura 6.18.

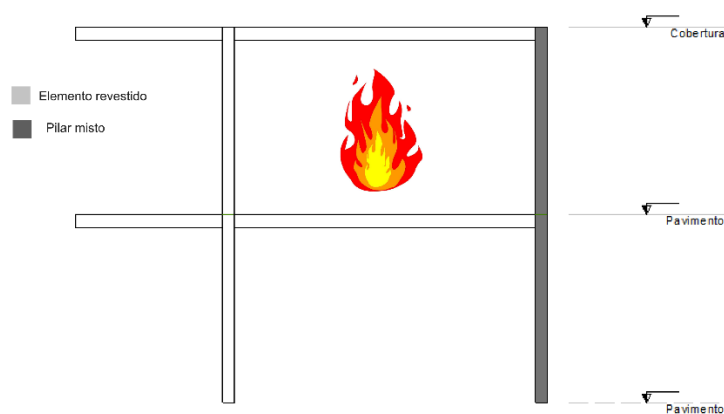
Tabela 6.33 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto de fachada e viga revestida no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Sim

Tabela 6.34 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto de fachada e viga revestida no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Não

Figura 6.19 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de topo de fachada) com pilar misto de fachada



Nas Tabelas 6.34 e 6.35 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento de cobertura de fachada, com o uso de pilares mistos como subestruturas de contraventamento na fachada, conforme representação na Figura 6.19.

Tabela 6.35 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto de fachada no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Não

Tabela 6.36 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto de no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Não

Nas Tabelas 6.37 e 6.38 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento de cobertura de fachada, com o uso de pilares mistos como subestruturas de contraventamento no centro, com elementos não revestidos, conforme representação na Figura 6.20.

Figura 6.20 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de topo de fachada) com pilar misto central

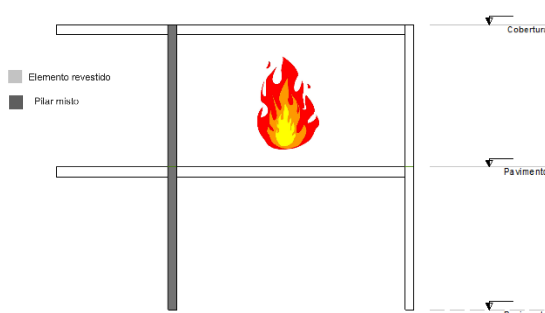


Tabela 6.37 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto de centro no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Não

Tabela 6.38 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto de centro no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Não	Sim
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Sim

Nas Tabelas 6.39 e 6.40 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento de cobertura de fachada, com o uso de pilares mistos como subestruturas de contraventamento no centro, com vigas revestidas contra o fogo, conforme representação na Figura 6.20.

Figura 6.21 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de topo de fachada) com pilar misto central

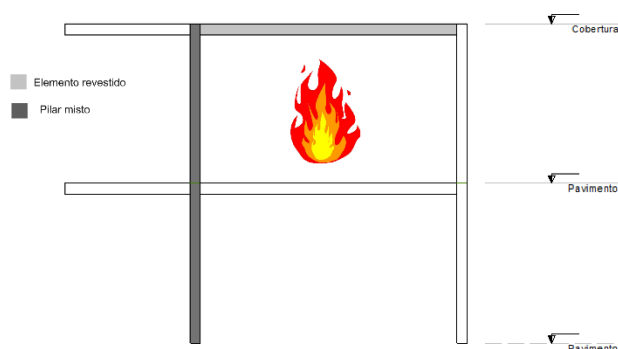


Tabela 6.39 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto de centro e viga revestida no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Flexão	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Não se aplica	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Não se aplica	Sim

Tabela 6.40 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto de centro e viga revestida no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Não se aplica	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Não se aplica	Sim

Nas Tabelas 6.40 e 6.41 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento de cobertura de fachada, com o uso de pilares mistos como subestruturas de contraventamento no centro, com pilares de aço revestidos contra o fogo, conforme representação na Figura 6.20.

Figura 6.22 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de topo de fachada) com pilar misto central

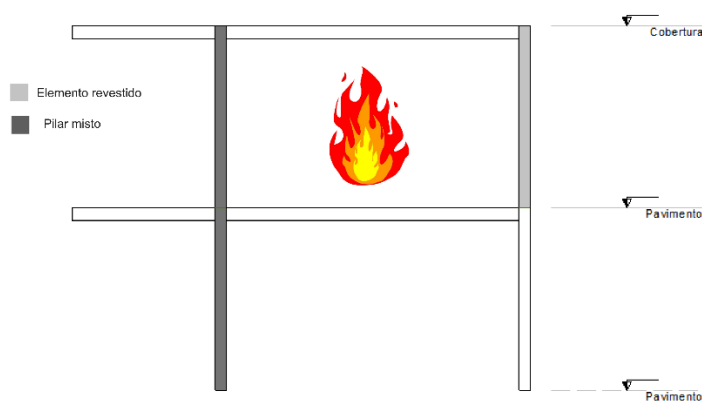


Tabela 6.41 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto de centro e viga revestida no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Flexão	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Flexão	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Flexão	Sim

Tabela 6.42 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto de centro e viga revestida no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Não se aplica	Sim
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Flexão	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Flexão	Sim

Nas Tabelas 6.43 e 6.44 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento de cobertura de fachada, com o uso de pilares mistos como subestruturas de contraventamento no centro, com as vigas e pilares revestidos contra o fogo, conforme representação na Figura 6.23.

Figura 6.23 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de topo de fachada) com pilar misto central

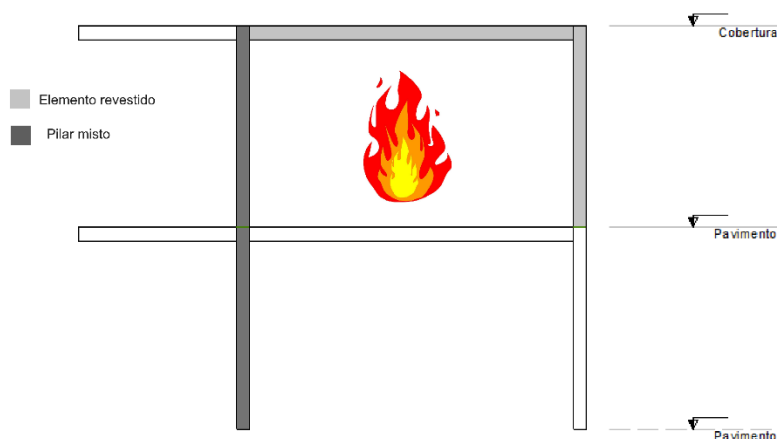


Tabela 6.43 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto de centro e pilares e viga revestida no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Não

Tabela 6.44 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto de centro e pilares e viga revestida no pavimento cobertura de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Sim

6.3. Recomendações para verificação de incêndios em pavimento intermediário da estrutura no compartimento de fachada

Nesta parte do trabalho, serão sugeridas as interações no compartimento incendiado no pavimento intermediário da estrutura, simulando incêndio em um pavimento qualquer que não seja o térreo ou a cobertura.

Nas Tabelas 6.45 e 6.46 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento intermediário de fachada, com as vigas e pilares sem revestimento contra o fogo conforme representação na Figura 6.24.

Figura 6.24 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de fachada intermediário)

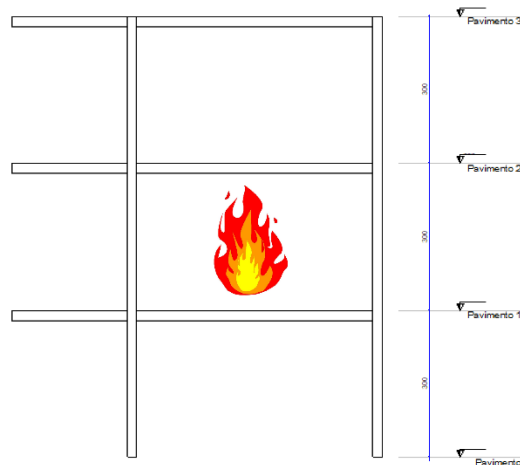


Tabela 6.45 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilares e viga não revestidos no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Não

Tabela 6.46 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilares e viga não revestidos no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Sim

Nas Tabelas 6.47 e 6.48 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento intermediário de fachada, com as vigas sem revestimento contra o fogo e o pilar revestido conforme representação na Figura 6.25.

Figura 6.25 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de fachada intermediário)

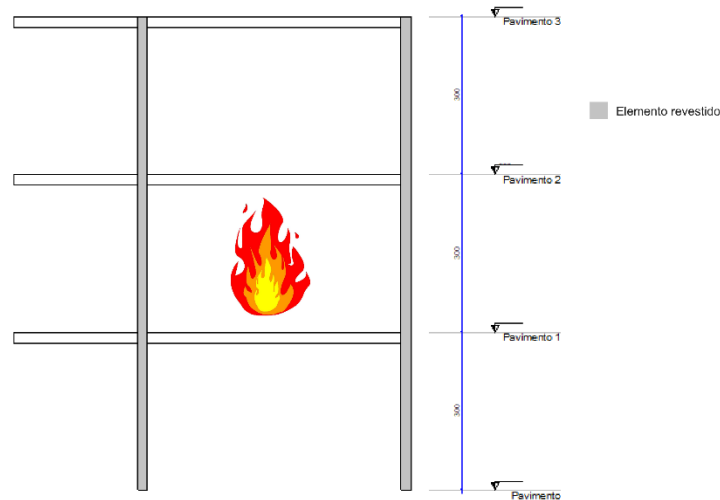


Tabela 6.47 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilares e viga não revestidos no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Não	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Não	Sim

Tabela 6.48 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilares e viga não revestidos no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Sim	Não

Nas Tabelas 6.49 e 6.50 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento intermediário de fachada, com as vigas revestidas e pilares sem revestimento contra o fogo conforme representação na Figura 6.26.

Figura 6.26 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de fachada intermediário)

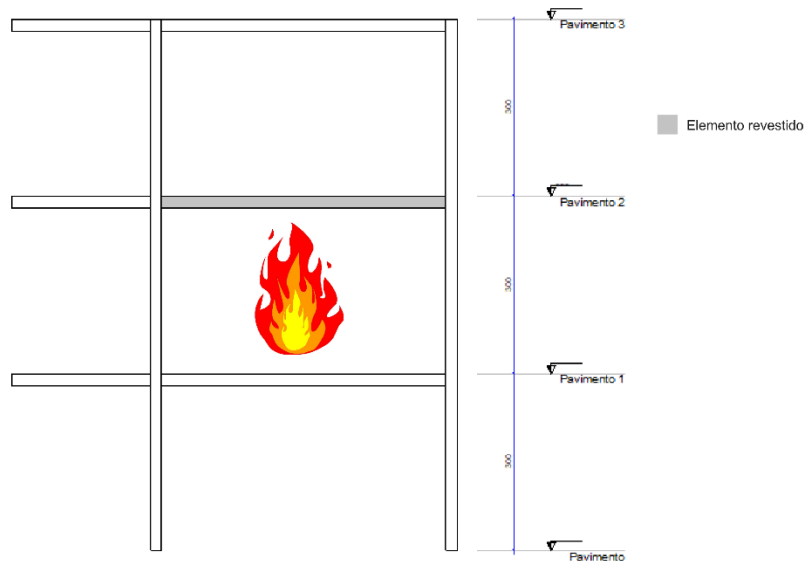


Tabela 6.49 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilares e viga não revestidos no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Não

Tabela 6.50 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilares e viga não revestidos no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Não se aplica	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Não se aplica	Sim

Nas Tabelas 6.51 e 6.52 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento intermediário de fachada, com as vigas e pilares revestidos contra o fogo conforme representação na Figura 6.27.

Figura 6.27 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de fachada intermediário)

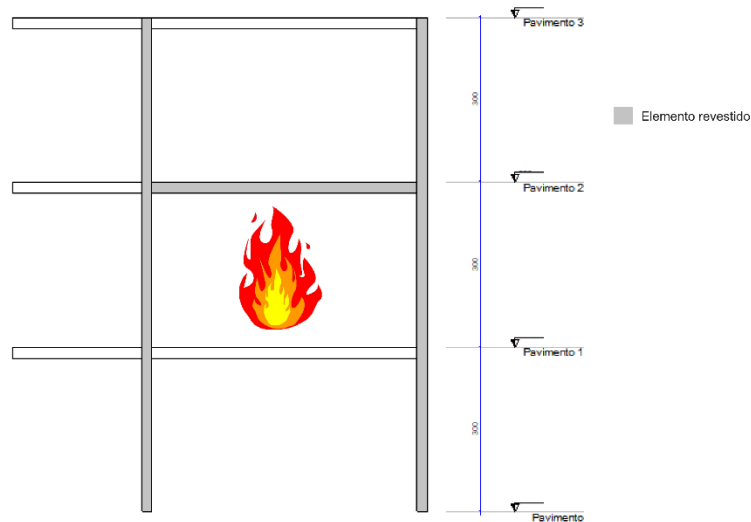


Tabela 6.51 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilares e viga revestidos no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Sim

Tabela 6.52 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilares e viga revestidos no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Sim

Nas Tabelas 6.53 e 6.54 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento intermediário de fachada com pilar misto

na fachada, com as vigas e pilares revestidos contra o fogo conforme representação na Figura 6.28.

Figura 6.28 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de fachada intermediário)

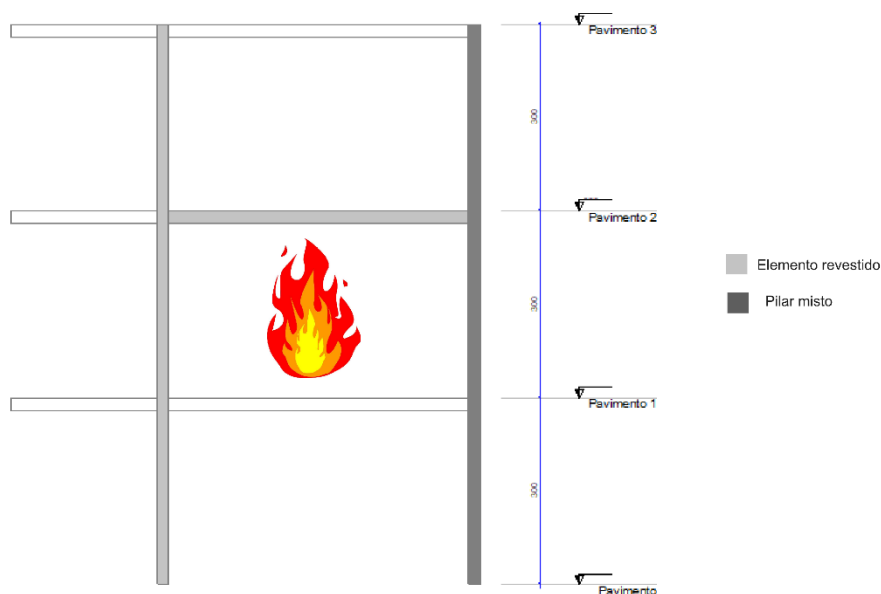


Tabela 6.53 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto de fachada e pilares e viga revestidos no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Sim	Não

Tabela 6.54 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto de fachada e pilares e viga revestidos no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Sim	Não

Nas Tabelas 6.55 e 6.56 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento intermediário de fachada, com pilar misto na fachada, sem elementos revestidos contra o fogo conforme representação na Figura 6.29.

Figura 6.29 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de fachada intermediário)

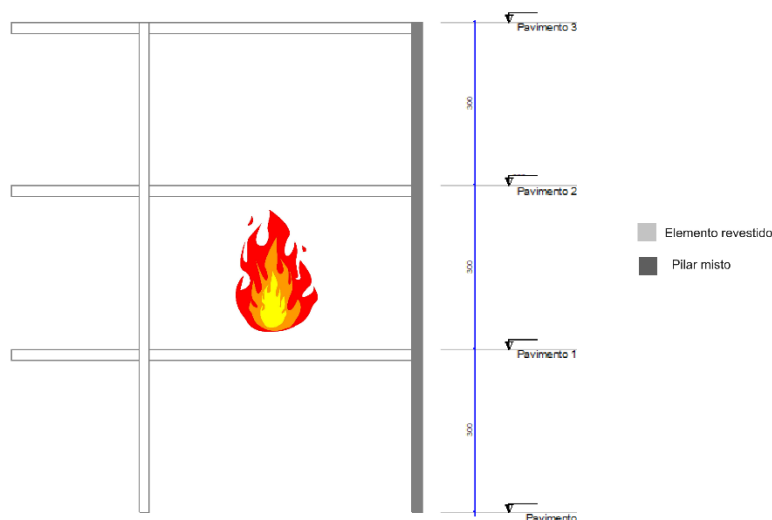


Tabela 6.55 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto de fachada e elementos não revestidos no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Sim	Não

Tabela 6.56 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto de fachada e elementos não revestidos no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Sim	Sim

Nas Tabelas 6.57 e 6.58 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento intermediário de fachada, com pilar misto na fachada, com a viga revestida contra o fogo conforme representação na Figura 6.30.

Figura 6.30 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de fachada intermediário)

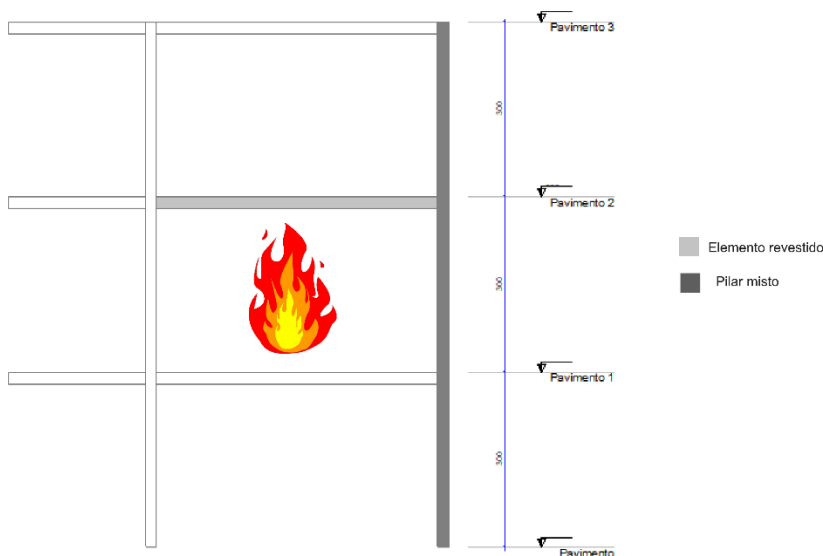


Tabela 6.57 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto de fachada e viga revestida no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Não se aplica	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Não se aplica	Não

Tabela 6.58 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto de fachada e viga revestida no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Não se aplica	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Não se aplica	Não

Nas Tabelas 6.59 e 6.60 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento intermediário de fachada, com pilar misto na fachada, com o pilar contra o fogo conforme representação na Figura 6.31.

Figura 6.31 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de fachada intermediário)

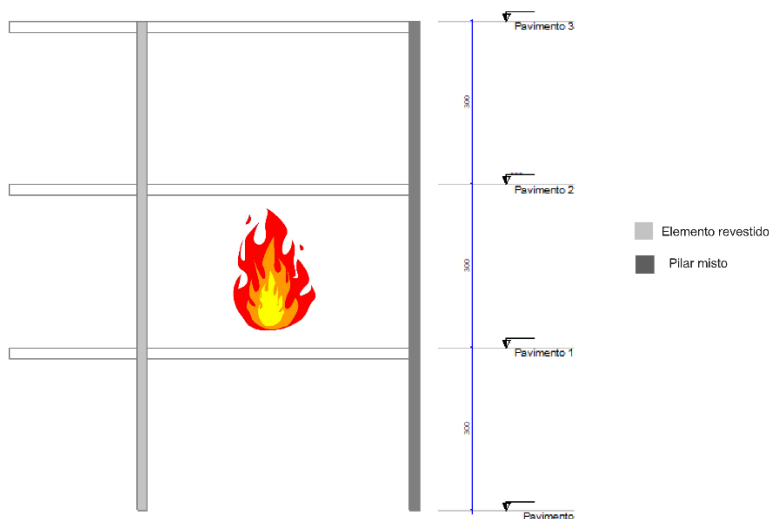


Tabela 6.59 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto de fachada e pilar revestido no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Não se aplica	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Sim	Não

Tabela 6.60 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto de fachada e pilar revestido no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Sim	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Sim	Sim

Nas Tabelas 6.61 e 6.62 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento intermediário de fachada, com pilar misto central, com a viga e o pilar revestidos contra o fogo conforme representação na Figura 6.31.

Figura 6.32 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de fachada intermediário)

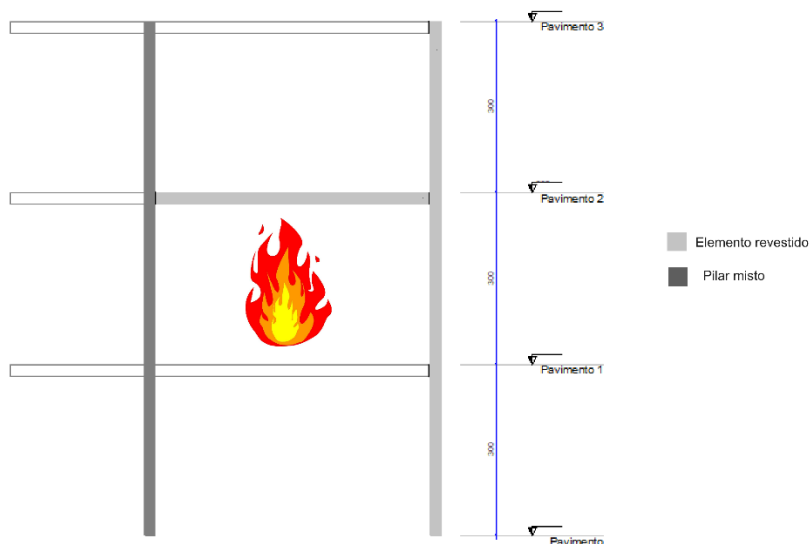


Tabela 6.61 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto central e viga e pilar revestido no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Sim	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Sim

Tabela 6.62 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto de central e viga e pilar revestido no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Sim

Nas Tabelas 6.63 e 6.64 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento intermediário de fachada, com pilar misto central, com os elementos não revestidos contra o fogo conforme representação na Figura 6.33.

Figura 6.33 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de fachada intermediário)

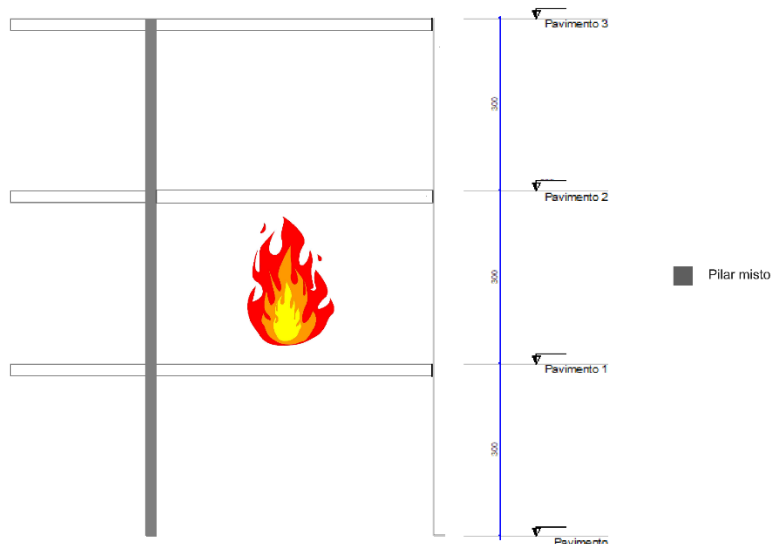


Tabela 6.63 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto de fachada sem elementos revestidos no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Sim

Tabela 6.64 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto de fachada sem elementos revestidos no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Sim	Sim	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Sim	Sim	Sim

Nas Tabelas 6.65 e 6.66 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento intermediário de fachada, com pilar misto central, com a viga revestida contra o fogo conforme representação na Figura 6.34.

Figura 6.34 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de fachada intermediário)

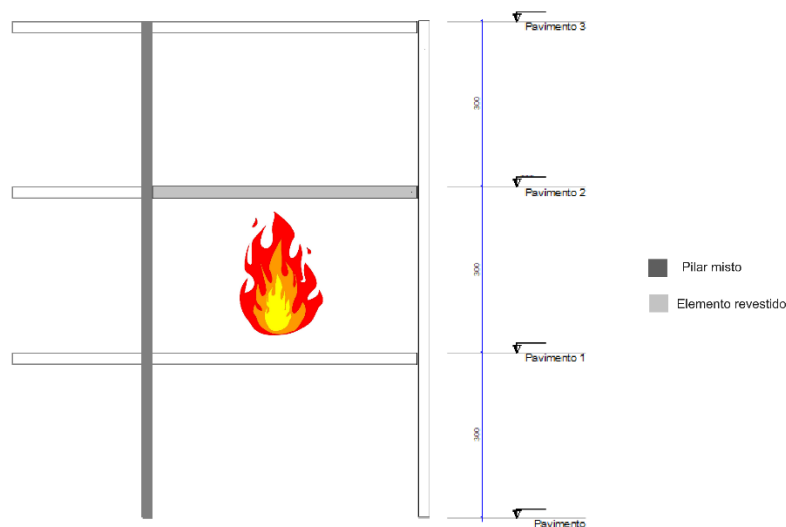


Tabela 6.65 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto de fachada sem elementos revestidos no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Não se aplica	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Não se aplica	Sim

Tabela 6.66 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto de fachada sem elementos revestidos no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Não se aplica	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Não se aplica	Sim

Nas Tabelas 6.67 e 6.68 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento intermediário de fachada, com pilar misto central, com o pilar revestido contra o fogo conforme representação na Figura 6.35.

Figura 6.35 – Representação do compartimento incendiado (compartimento de fachada intermediário)

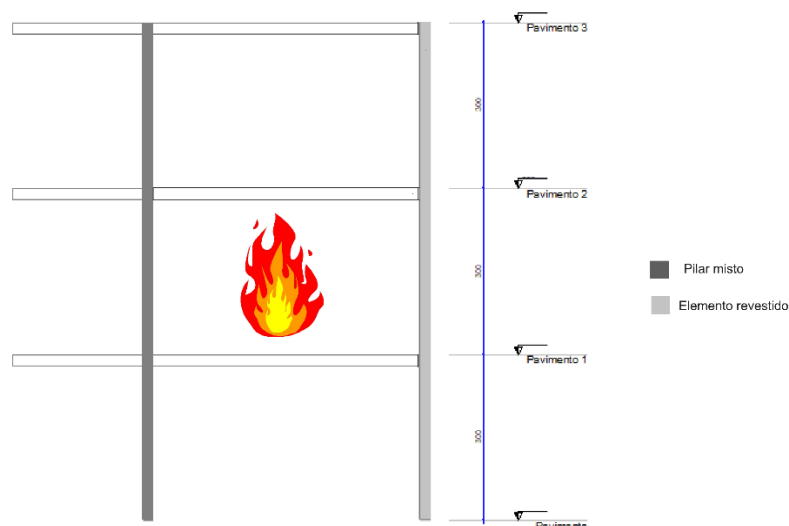


Tabela 6.67 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilar misto de fachada sem elementos revestidos no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Sim	Não

Tabela 6.68 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilar misto de fachada sem elementos revestidos no pavimento intermediário de fachada

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Sim	Sim
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Sim	Sim

6.4. Recomendações para verificação de incêndios da estrutura em compartimentos internos

Nesta parte do trabalho, serão sugeridas as interações no compartimento incendiado no topo da estrutura, simulando incêndio no último andar. Nas Tabelas 6.53 e 6.54 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento interno, com as vigas e pilares sem revestimentos, conforme representação na Figura 6.28.

Figura 6.36 – Representação do compartimento incendiado (compartimento interno intermediário)

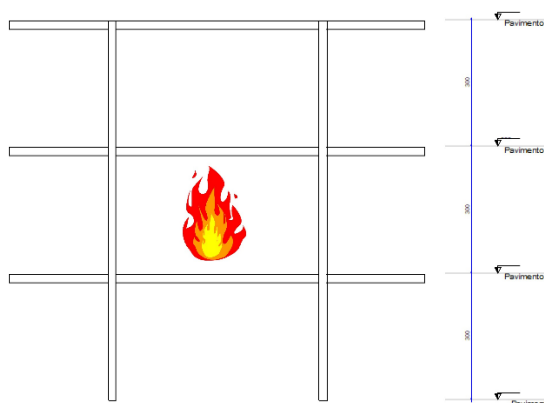


Tabela 6.69 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilares e viga não revestidos no pavimento intermediário de centro

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Sim	Não

Tabela 6.70 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilares e viga não revestidos no pavimento intermediário de centro

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Não	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Não	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Não	Não

Nas Tabelas 6.55 e 6.56 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento interno, com as vigas e pilares revestidos, conforme representação na Figura 6.29.

Figura 6.37 – Representação do compartimento incendiado (compartimento interno intermediário)

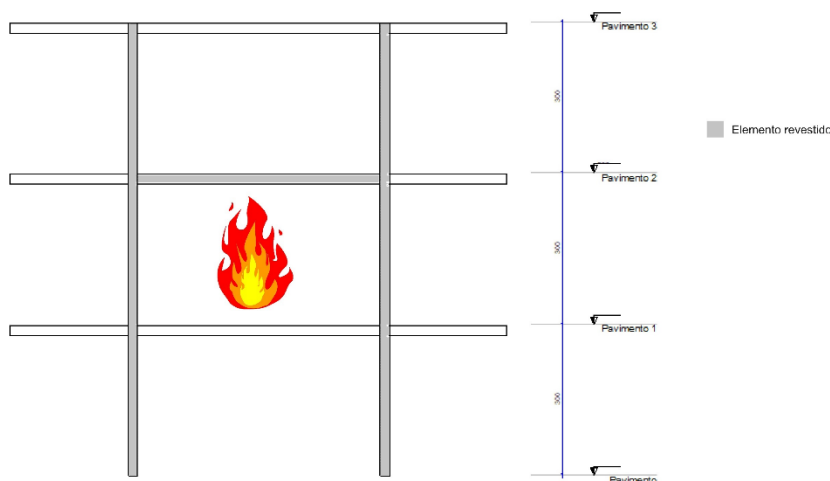


Tabela 6.71 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilares e viga não revestidos no pavimento intermediário de centro

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Sim	Não

Tabela 6.72 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilares e viga não revestidos no pavimento intermediário de centro

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Não	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Não	Não

Nas Tabelas 6.57 e 6.58 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento interno, com as vigas revestidas e pilares sem revestimento, conforme representação na Figura 6.30.

Figura 6.38 – Representação do compartimento incendiado (compartimento interno intermediário)

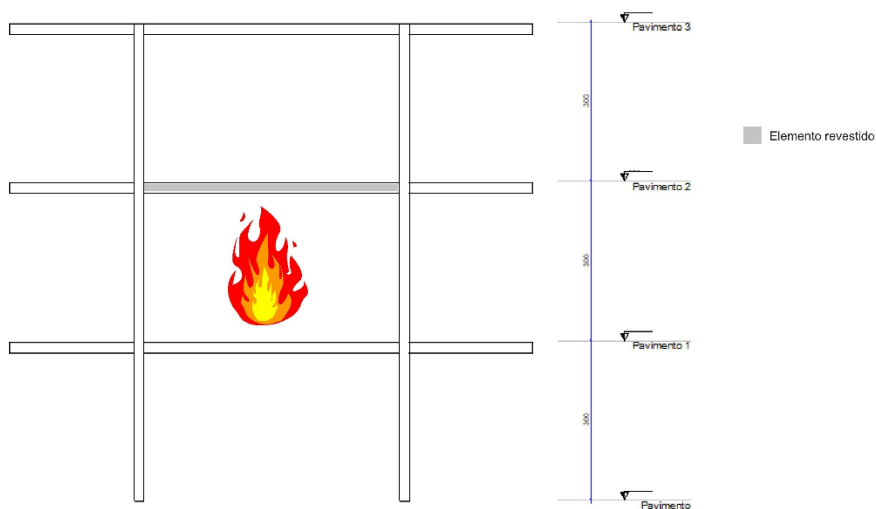


Tabela 6.73 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilares e viga não revestidos no pavimento intermediário de centro

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Não	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Não	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Não	Não

Tabela 6.74 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilares e viga não revestidos no pavimento intermediário de centro

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Não	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Não	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Não	Não

Nas Tabelas 6.59 e 6.60 serão mostradas recomendações para o uso das forças em pórticos de aço e pórticos mistos para compartimento interno, com as vigas revestidas e pilares sem revestimento, conforme representação na Figura 6.31.

Figura 6.39 – Representação do compartimento incendiado (compartimento interno intermediário)

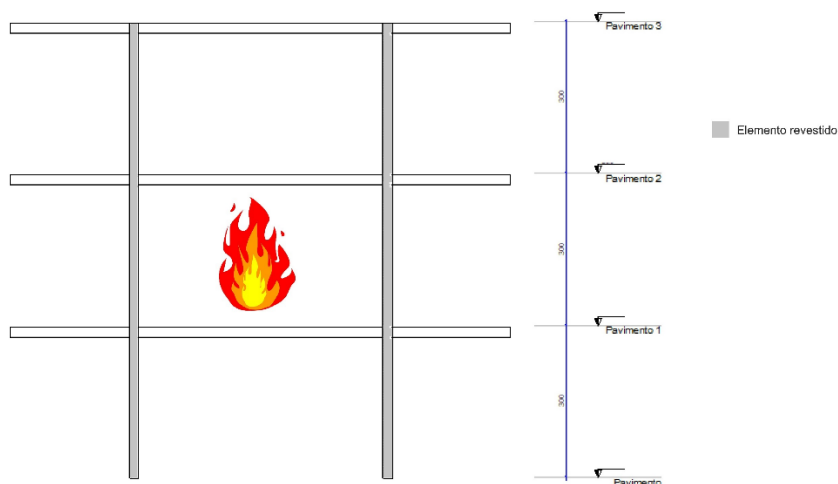


Tabela 6.75 – Recomendação de uso das forças para pórticos de aço com pilares e viga não revestidos no pavimento intermediário de centro

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Sim	Não

Tabela 6.76 – Recomendação de uso das forças para pórticos mistos com pilares e viga não revestidos no pavimento intermediário de centro

Faixa de Vão da Viga	Nível da capacidade resistente do pilar	Usar forças de tração para flexão?	Flexão ou Verificação de tração no apoio da viga	Usar forças de compressão para instabilidade localizada
2,5 a 7,5 m	80%	Não	Sim	Não
7,5 a 12,5 m	80%	Não	Sim	Não
12,5 a 17,5 m	80%	Não	Sim	Não

Tabela 6.77 – Tabela resumo para consideração de forças axiais em pórticos de aço

Compartimento incendiado	Faixa de vãos considerados											
	2,5 a 7,5 m				7,5 a 12,5 m				12,5 a 17,5 m			
	Pórtico de aço		Pórtico Misto		Pórtico de aço		Pórtico Misto		Pórtico de aço		Pórtico Misto	
	Rev.	Não Rev.	Rev.	Não Rev.	Rev.	Não Rev.	Rev.	Não Rev.	Rev.	Não Rev.	Rev.	Não Rev.
Compartimento térreo de fachada									-			
Compartimento intermediário de fachada				-								
Compartimento interno				-			-	-			-	-
Compartimento cobertura de fachada												

Tabela 6.78 – Tabela resumo para consideração de forças axiais em pórticos de aço

Compartimento incendiado	Faixa de vãos considerados											
	2,5 a 7,5 m				7,5 a 12,5 m				12,5 a 17,5 m			
	Pórtico de aço		Pórtico Misto		Pórtico de aço		Pórtico Misto		Pórtico de aço		Pórtico Misto	
	VR	PR	VR	PR	VR	PR	VR	PR	VR	PR	VR	PR
Compartimento térreo de fachada	-	-	-		-		-		-			-
Compartimento intermediário de fachada												
Compartimento interno	-		-		-		-		-		-	
Compartimento cobertura de fachada			-						-			

Legenda:

	Considerar somente tração		Considerar somente compressão		Considerar tração e compressão
N/A	Não se aplica – Não foi analisado	-	A falha não se dá por interação de forças entre vigas e pilares		

Tabela 6.79 –Tabela resumo para consideração de forças axiais em pórticos com pilares mistos de fachada

Compartimento incendiado	Faixa de vãos considerados											
	2,5 a 7,5 m				7,5 a 12,5 m				12,5 a 17,5 m			
	Pórtico de aço		Pórtico Misto		Pórtico de aço		Pórtico Misto		Pórtico de aço		Pórtico Misto	
	Rev.	Não Rev.	Rev.	Não Rev.	Rev.	Não Rev.	Rev.	Não Rev.	Rev.	Não Rev.	Rev.	Não Rev.
Compartimento térreo de fachada	-	-	-		-		-		-		-	
Compartimento intermediário de fachada												
Compartimento interno	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Compartimento cobertura de fachada												

Tabela 6.80 – Tabela resumo para consideração de forças axiais em pórticos com pilares mistos de fachada

Compartimento incendiado	Faixa de vãos considerados											
	2,5 a 7,5 m				7,5 a 12,5 m				12,5 a 17,5 m			
	Pórtico de aço		Pórtico Misto		Pórtico de aço		Pórtico Misto		Pórtico de aço		Pórtico Misto	
	VR	PR	VR	PR	VR	PR	VR	PR	VR	PR	VR	PR
Compartimento térreo de fachada	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Compartimento intermediário de fachada	-								-		-	
Compartimento interno	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Compartimento cobertura de fachada												

Legenda:

	Considerar somente tração		Considerar somente compressão		Considerar tração e compressão
N/A	Não se aplica – Não foi analisado	-	A falha não se dá por interação de forças entre vigas e pilares		

Tabela 6.81 –Tabela resumo para consideração de forças axiais em pórticos com pilares mistos de centro

Compartimento incendiado	Faixa de vãos considerados											
	2,5 a 7,5 m				7,5 a 12,5 m				12,5 a 17,5 m			
	Pórtico de aço		Pórtico Misto		Pórtico de aço		Pórtico Misto		Pórtico de aço		Pórtico Misto	
	Rev.	Não Rev.	Rev.	Não Rev.	Rev.	Não Rev.	Rev.	Não Rev.	Rev.	Não Rev.	Rev.	Não Rev.
Compartimento térreo de fachada												
Compartimento intermediário de fachada												
Compartimento interno	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Compartimento cobertura de fachada												

Tabela 6.82 – Tabela resumo para consideração de forças axiais em pórticos com pilares mistos de centro

Compartimento incendiado	Faixa de vãos considerados											
	2,5 a 7,5 m				7,5 a 12,5 m				12,5 a 17,5 m			
	Pórtico de aço		Pórtico Misto		Pórtico de aço		Pórtico Misto		Pórtico de aço		Pórtico Misto	
	VR	PR	VR	PR	VR	PR	VR	PR	VR	PR	VR	PR
Compartimento térreo de fachada	-	-	-									
Compartimento intermediário de fachada												
Compartimento interno	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Compartimento cobertura de fachada												

Legenda:

	Considerar somente tração		Considerar somente compressão		Considerar tração e compressão
N/A	Não se aplica – Não foi analisado	-	A falha não se dá por interação de forças entre vigas e pilares		

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1. Conclusões

A presente tese investigou em profundidade o comportamento de vigas e pilares em situação de incêndio, tendo em consideração diversos parâmetros como restrição axial e rotacional, tipos de revestimento contra o fogo e dimensões dos elementos estruturais, além do estudo de subpórticos e pórticos bidimensionais de dois e três pavimentos, respectivamente, variando o cenário de incêndio e inserindo vigas mistas e pilares mistos. Ao estudar as vigas isoladas, foi identificado que a rigidez axial nos apoios tem um impacto direto nos deslocamentos verticais das vigas e nas forças de compressão axial durante incêndios. Adicionalmente, observou-se que a variação do vão das vigas afeta diretamente estas forças axiais, sendo mais crítico em vigas com maiores vãos, o que pode ser problemático para os pilares que suportam essas vigas.

O papel do revestimento contra o fogo também foi analisado, mostrando que, embora não influencie os valores das forças axiais, altera o tempo necessário para o surgimento dessas forças. Em relação à interação entre vigas e pilares, o estudo demonstra que falhas estruturais são iminentes se apenas as vigas estiverem revestidas contra o fogo. Para uma proteção eficaz em situações de incêndio, é recomendável que ambos, vigas e pilares, sejam revestidos e que os pilares possuam maior seção transversal para garantir maior rigidez axial.

Em termos práticos, a pesquisa sugere um método expedito para avaliar a força de tração e compressão oriundos das vigas em pilares de fachada, o que é particularmente útil para projetistas que podem não ter acesso a métodos mais avançados de análise estrutural. No entanto, esta tese não abordou a redistribuição de esforços em pórticos, o que sugere a necessidade de trabalhos futuros nesta área.

No que diz respeito às forças de tração na ação de catenária, estas surgem como um fator crítico apenas após o Tempo de Resistência ao Fogo (TRF) e demandam cuidadosa consideração em projetos, especialmente quando se trata de ligações flexíveis.

O estudo de pórticos de dois pavimentos revela que vários fatores desempenham um papel crucial na resistência das estruturas a incêndios. Primeiramente, a presença e variação do revestimento contra o fogo em vigas e pilares têm um impacto direto na probabilidade de ocorrer um colapso parcial ou total do pórtico. Este impacto é ainda alterado pelo local

específico do incêndio na edificação. Por exemplo, no cenário de Incêndio 1, que ocorre no último pavimento, todos os modelos estudados sofreram algum tipo de colapso, seja parcial ou total.

A pesquisa também destaca a importância do tamanho do vão na estrutura. Em grandes vãos (10 e 15 metros), as forças exercidas na fase de expansão da viga (efeito *push-out*) são significativamente maiores, aumentando o risco de instabilidades localizadas na região dos apoios nos pilares e o início do escoamento do material. Isso se torna ainda mais crítico se for considerado que pilares mais rígidos e revestidos podem apresentar tensões localizadas que excedem a resistência ao escoamento do material, contribuindo para o risco de colapso.

O estudo ainda aponta que no cenário de Incêndio 2 para pórticos bidimensionais (incêndio no pavimento térreo), a escolha de revestir apenas os pilares e não as vigas em pórticos com vãos menores (5 metros) evita o colapso total do pórtico. No entanto, esse revestimento torna o pilar de fachada suscetível a deformações excessivas e instabilidades localizadas, comprometendo a integridade da edificação após o incêndio. A redistribuição de esforços nos pilares também foi identificada como um fator significativo para a falha de pilares adjacentes, especialmente neste último cenário.

As forças de tração resultantes da ação de catenária aumentam com o tamanho do vão e podem levar ao colapso total da estrutura devido ao efeito *pull-in*. Essas forças tornam-se mais críticas ainda quando, tanto as vigas quanto os pilares, são revestidos contra o fogo nos vãos de 10 e 15 metros, pois os efeitos de interação entre os elementos estruturais são amplificados em grandes vãos.

Em relação aos pórticos de dois pavimentos com os elementos revestidos contra o fogo, o estudo conclui que a capacidade resistente do pilar é um fator importante no comportamento de pórticos mistos em situações de incêndio. Em pórticos com vãos de 5 e 10 metros, todos apresentaram o mesmo mecanismo de colapso, similar aos pórticos de aço. No entanto, em pórticos com vãos de 15 metros, a resistência do pilar afeta significativamente o mecanismo de colapso, introduzindo uma forma de falha não previamente observada: o colapso por plastificação da seção bruta tracionada da viga de aço. Além disso, os efeitos *push-out* e *pull-in* são críticos em pórticos mistos, podendo causar tanto tensões localizadas quanto instabilidades nos pilares, respectivamente.

A conclusão do estudo de pórtico de dois pavimentos de aço aponta que, tanto as forças de compressão quanto de tração, são elementos críticos para o colapso de pórticos em situação de incêndio. Para o último pavimento de fachada, é essencial considerar as forças de tração resultantes da ação de catenária no dimensionamento dos pilares, evitando assim um possível colapso progressivo devido à redistribuição de esforços. Similarmente, os projetos estruturais do primeiro pavimento também devem considerar estas forças de tração nos pilares de fachada. Além disso, é crucial que o engenheiro avalie as forças de compressão durante a fase de expansão da viga, especialmente quanto às tensões localizadas na região da ligação, recorrendo ao uso de enrijecedores nos apoios, quando necessário.

Em síntese, ao analisar os pórticos mistos de dois pavimentos, revelam aspectos críticos na resistência ao fogo de desses elementos. Aproximadamente 25% dos pórticos falharam parcialmente devido ao efeito *pull-in* nos pilares, especialmente nos pilares de fachada e no último pavimento. De forma inesperada, nenhum pórtico misto falhou pelo efeito *push-out* no pavimento superior, o que sugere que esse efeito pode ser negligenciado quando as vigas são mistas. Outro dado relevante é que 33% dos modelos falharam no pilar central, mas essas falhas foram significativas principalmente quando os pilares não estavam revestidos contra o fogo. Portanto, recomenda-se o revestimento dos pilares para evitar o colapso global da estrutura. Por último, 17% dos pórticos falharam completamente nos pilares de fachada, principalmente quando revestidos, enquanto 15% apresentaram falha na viga devido à plastificação total próxima aos apoios. Diante desses resultados, a conclusão é que o revestimento do pilar é crucial para prevenir o colapso progressivo da estrutura, já que, se a viga não estiver revestida, o colapso se limitará a ela.

O estudo sobre pórticos com pilares mistos em pórticos de dois pavimentos em situação de incêndio revela vários fatores críticos para a resistência ao fogo dessas estruturas. Os pilares mistos desempenham um papel crucial em estender a resistência ao fogo, mais notavelmente quando as vigas estão revestidas. No entanto, a falta de revestimento nos pilares pode resultar em falha devido à instabilidade por flexão, especialmente em altas temperaturas. O revestimento das vigas atua como uma medida de segurança adicional, diminuindo as forças de compressão e retardando fases críticas de falha. A redistribuição dos esforços entre os pilares e o tamanho dos vãos são fatores que também influenciam a performance das estruturas.

Foi observado que pórticos com diferentes vãos apresentam comportamentos distintos, tornando esse um aspecto importante para consideração em futuros projetos. Especificamente,

pilares mistos em pórticos com vigas revestidas têm um tempo de falha quase 40% maior do que os que não têm, sublinhando a eficácia dos pilares mistos como elementos de resistência ao fogo.

Ao analisar pórticos de três pavimentos, foi constatado que a alta rigidez dos pilares leva à falha precoce nas vigas, independentemente do uso de revestimento contra incêndio. O tempo até o colapso estrutural foi similar em estruturas de aço e mistas. Revestir vigas e pilares prolonga o tempo até o colapso, mas os efeitos são distintos dependendo de qual elemento é revestido. A pesquisa também destacou a influência do tamanho do vão na distribuição das forças, sublinhando a necessidade de um dimensionamento preciso.

A tese examina como a utilização de pilares mistos em pórticos de aço afeta a resistência ao fogo, abordando tanto pilares mistos de fachada quanto centrais. Nos pórticos com pilares mistos na fachada, a falha tende a se deslocar das vigas para os pilares, aumentando a resistência da estrutura ao fogo. No entanto, se apenas as vigas forem revestidas contra o fogo, os pilares se tornam o ponto fraco devido à instabilidade local. Este efeito é acentuado em vãos maiores. Quando pilares são revestidos e as vigas não, a falha ocorre na viga devido à plastificação e instabilidade lateral, indicando que o revestimento inadequado pode comprometer a segurança contra incêndios. A localização do pilar misto, seja ele central ou de fachada, também influencia o comportamento estrutural, assim como o tamanho do vão. Vãos menores mostram um efeito de *push-out*, enquanto em vãos maiores, a falha ocorre principalmente devido à flexão. Isso sublinha a importância de considerar vários fatores, incluindo o revestimento e o tamanho do vão, ao se incorporar pilares mistos na edificação

Quando apenas as vigas são revestidas contra o fogo, a falha ocorre nos pilares, principalmente devido a efeitos de flexão causado nesses elementos. Este fenômeno varia de acordo com o tamanho do vão: em vãos menores, a falha é causada pelo efeito *pull-in*, enquanto em vãos maiores, é devido ao efeito *push-out*. Se ambos pilar e viga forem revestidos, o comportamento da estrutura se assemelha ao de pórticos não revestidos, enfatizando a importância do revestimento adequado das vigas para melhorar a resistência ao fogo. Surpreendentemente, pilares mistos centrais não apresentam um impacto significativo no comportamento global da estrutura, comparativamente a estruturas inteiramente de aço. Isso destaca a complexidade das interações estruturais e a necessidade de considerar múltiplos fatores, como revestimento e tamanho do vão, ao planejar melhorias na resistência ao fogo.

O estudo examinou como diferentes tipos de revestimento contra incêndio e tamanhos de vão afetam a resistência ao fogo de pórticos de três pavimentos. A pesquisa dividiu os pórticos em quatro categorias com base no revestimento: sem revestimento, vigas revestidas, pilares revestidos e ambos revestidos. A falha geralmente ocorre nas vigas, a menos que o vão seja de 15 metros, onde a falha tende a ocorrer no pilar devido ao efeito *pull-in*. O tamanho do vão desempenha um papel significativo: em vãos menores, as vigas são o ponto crítico, enquanto em vãos maiores, são os pilares. A pesquisa revela que pórticos mistos e de aço têm um tempo similar até o colapso em um incêndio, e que o revestimento nas vigas é especialmente eficaz para aumentar a resistência ao fogo, adicionando cerca de 30 minutos adicionais. Também se observou que tensões elevadas podem ocorrer devido à expansão térmica, especialmente em vãos mais longos. O estudo conclui que a estratégia mais eficaz para aumentar a resistência ao fogo é revestir tanto vigas quanto pilares, levando em consideração fatores como tamanho do vão e tipo de material. Mas, se houver a possibilidade da escolha de um elemento a ser revestido, esse deve ser o pilar.

O estudo também avaliou o efeito de pilares mistos e diferentes revestimentos contra incêndio em pórticos. Ele mostrou que pilares de alta rigidez na fachada tendem a deslocar o ponto de falha para a viga, independentemente do tipo de revestimento. O tempo até o colapso em pórticos mistos e de aço foi semelhante, sugerindo que pilares mistos não garantem necessariamente uma maior resistência ao fogo. Quando apenas as vigas são revestidas, a falha tende a ocorrer no pilar central, que é mais rapidamente afetado pelo calor. Revestir ambos, vigas e pilares, aumenta o tempo até o colapso em média 50%. Além disso, o tamanho do vão influencia as forças de reação nos apoios, indicando a necessidade de cuidado adicional no design e na verificação de vigas para tração.

Em suma, esta tese contribui significativamente para a compreensão do comportamento de vigas e pilares e suas interações (de forma isolada ou em pórticos) em situações de incêndio e oferece diretrizes práticas e métodos aproximados que podem ser aplicados em projeto de estruturas de aço em situação de incêndio, com diversas conclusões inéditas na academia. É imperativo que estas considerações sejam integradas nas práticas correntes de projeto estrutural para assegurar a integridade e segurança dos edifícios e de seus ocupantes em casos de incêndio.

7.2. Recomendações de trabalhos futuros

Como recomendação a trabalhos futuros, este autor sugere estudos adicionais aos feitos nesta tese para que o assunto sobre pórticos bidimensionais seja esgotado: modelos de pórticos com viga de transição, modelos de pórticos de múltiplos pavimentos, com a inserção de contraventamentos e com a inserção de pilares paredes, para posteriores comparações com os resultados encontrados nesta tese.

Além disso, mesmo que esta tese tenha usado 14 computadores de configuração de última geração, com processadores de 32 núcleos (Intel Core i9 13900K e Intel Core i9 13980HX), os tempos para análises eram enormes, com algumas análises demorando 12 horas para finalizar. Então, com o avanço dos processadores ao longo dos anos permitirá que parametrizações como as feitas neste trabalho sejam realizadas em pórticos tridimensionais para posterior comparação com os resultados aqui encontrados, para avaliar como a falha localizada de pilares por *pull-in* ou *push-out* se comportam em pórticos de três dimensões.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Agarwal, A., & Varma, A. H. (2014). Fire induced progressive collapse of steel building structures: The role of interior gravity columns. *Engineering Structures*, 58, pp. 129-140.
- Ahn, J.-K., Lee, C.-H., & Park, H.-n. (2013). Prediction of fire resistance of steel beams with considering structural and thermal parameters. *Fire Safety Journal*, 56, pp. 65-73.
- Ali, H. M., Senseny, P. E., & Alpert, R. (2004). Lateral displacement and collapse of single-story steel frames in uncontrolled fires. 26, pp. 593-607.
- Allam, A., Burgess, I., & Plank, R. (2002). Performance-Based simplified model for a steel beam at large deflection in fire. *4th International Conference on Performance-Based Codes and Fire Safety Design Methods*.
- Allam, A., Nassif, A., & Nadjai, A. (2019). Behaviour of restrained Behaviour of restrained temperature – parametric studies. 10, pp. 324-339.
- Andrade, S., & Vellasco, P. (2016). *Comportamento e Projeto de Estruturas de Aço* (1ª ed.). Rio de Janeiro: LTC.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. (2011). *Componentes construtivos estruturais - Determinação da resistência ao fogo*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. (2013). *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio*. Rio de Janeiro.
- Azevedo, M. S., Murakami, A., & Silva, V. P. (2007). Segurança das estruturas de aço externas a edificações em situação de incêndio. *Rev. Esc. Minas*, 60.
- Bailey, C. (2000). The influence of the thermal expansion of beams on the structural behaviour of columns in steel-framed structures during a fire. *Engineering Structures*, 22, pp. 755-768.
- Bailey, C. G. (2000). The influence of the thermal expansion of beams on the structural behaviour of columns in steel-framed structures during a fire. *Engineering Structures* 22, pp. 755-768.
- Bailey, C. G., Burgess, I. W., & Plank, R. J. (1996). The Lateral-torsional Buckling of Unrestrained Steel Beams in Fire. *J. Construct. Steel Res.*, pp. 101-119.
- Bailey, C., Burgess, I. W., & Plank, R. J. (1996). Analyses of the Effects of Cooling and Fire Spread on Steel-framed Buildings. *Fire Safety Journal*, 26, pp. 273-293.
- BARROS, R. C. (2016). *Avaliação Numérica Avançada do Desempenho de Estruturas de Aço sob Temperaturas Elevadas*. Tese de Doutorado - UFOP, Ouro Preto.
- Buchanan, A. H., & Abu, A. K. (2017). *Structural design for fire safety* (2nd ed.). Chichester: John Wiley & Sons Inc.

- Cai, J. (2002). *Developments in Modelling of Composite Building Structures in Fire*. Phd Thesis - Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, Sheffield.
- Caldas, R. B. (2008). *Análise Numérica de Estruturas de Aço, Concreto e Mistas em Situação de Incêndio*. Tese de Doutorado - UFMG, Belo Horizonte.
- Dai, X. H. (2009). An experimental study of structural behaviour of joints in restrained steel frames in fires, applications of structural fire engineering. pp. 350-355.
- Dwaikat, M. M., & Kodur, V. K. (2011). A performance based methodology for fire design of restrained steel beams. *Journal of Constructional Steel Research*, 67, pp. 510-524.
- Dwaikat, M., & Kodur, V. (2010). Effect of Location of Restraint on Fire Response of Steel Beams. *Fire Technology*, pp. 109-128.
- El-Rimawia, J., Burgess, I., & Plank, R. (1998). Studies of the behaviour of steel subframes with semi-rigid connections in fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 49, pp. 83-98.
- Fakury, R. H., Silva, A. L., & Caldas, R. B. (2016). *Dimensionamento de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto*. São Paulo: Person Education do Brasil.
- Ferreira, W. G., Correia, E. V., & Azevedo, M. S. (2006). *Dimensionamento de estruturas de aço e mistas em situação de incêndio*. Vitória: Grafer.
- Ferreira, W. G., Correia, E. V., & Azevedo, M. S. (2006). *Dimensionamento de Estruturas de aço e Mistas em Situação de Incêndio*. Vitória: Grafer.
- Franssen, J. M., Cooke, G. M., & Latham, D. J. (1995). Numerical Simulation of a Full Scale Fire Test on a Loaded Steel Framework. *J. Construct. Steel Research*, 35, pp. 377-408.
- Franssen, J. M., Kodur, V. R., & Mason, J. (2000). *User's manual for SAFIR2001: a computer program for analysis of structures submitted to the fire*. Liege: University of Liege.
- Franssen, J.-M., & Real, P. V. (2015). *Fire Design of Steel Structures* (2^a ed.). Mem Martins: ECCS – European Convention for Constructional Steelwork.
- Garlock, M. M., & Quiel, S. E. (2007). The Behaviour of Steel Perimeter Columns in a High-Rise Building Under Fire. *Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Vol 44*, pp. 359-372.
- Gouvea, A. M. (2017). *Introdução à Engenharia de Incêndio - para Estudantes, Arquitetos, Engenheiros, Administradores e Bombeiros*. Belo Horizonte: 3i Editora.
- Guo, Z., Gao, R., Zhang, X., & Jia, X. (2017). Fire Resistances of Restrained Steel Beams Subjected to Fire Loads. *KSCE Journal of Civil Engineering*.
- Heshmati, M., & Aghakouchak, A. A. (2019). Collapse analysis of regular and irregular tall steel moment frames under fire loading. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 29(3), pp. 1-19.
- Huang, Z.-F., Tan, K.-H., & Phng, G.-H. (2006). Axial restraint effects on the fire resistance of composite columns encasing. *Journal of Constructional Steel Research*, 63, pp. 437-447.

- JAIN, P., & RAO, M. (1983). Analysis of steel frames under fire environment. *Journal for Numerical Methods in Engineering*, 19, pp. 1467-1478.
- Jankowiak, T., & Lodygowski, T. (2005). Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. *Foundations Civ. Environ. Eng.*, 6, pp. 53-69.
- Jian Jiang, G.-Q. L. (2017). Progressive collapse analysis of 3D steel frames with concrete slabs exposed to localized fire. *Engineering Structures*, 149, pp. 21-34.
- Jiang, B., Li, G.-Q., & Usmani, A. (2015). Progressive collapse mechanisms investigation of planar steel moment frames under localized fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 115, pp. 160-168.
- Jiang, B., Li, G.-Q., Li, L., & Izzuddin, B. (2017). Simulations on progressive collapse resistance of steel moment frames under localized fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 138.
- José Jairo de Sáles, J. M. (2015). *Sistemas Estruturais* (2ª ed.). Rio de Janeiro: Elsevier.
- Junior, O. K., & Silva, V. P. (2010). Ferramenta computacional para o desenvolvimento de pilares de concreto armado em situação de incêndio. *Anais do 52º Concreto Brasileiro de Concreto*.
- Junior, V. d. (2004). *Simulação Computacional do Comportamento de Estruturas de Aço Sob Incêndio*. Dissertação de Mestrado - UFRGS, Porto Alegre.
- JUNIOR, V. S. (2004). *Simulação Computacional do Comportamento de Estruturas de Aço Sob Incêndio*. Tese de Doutorado - UFRGS, Porto Alegre.
- Kimura, É. F. (2009). *Análise termoestrutural de pilares de aço em situação de incêndio*. Tese de Doutorado - EESC/USP, São Carlos.
- Kirby, B. R. (1996). *British Steel Technical European Fire Test Program - Design, Construction and Results*. Second Cardington Conference, UK.
- Kodur, V. K., & Dwaikat, M. M. (2009). Response of steel beam–columns exposed to fire. *Engineering Structures*, 31, pp. 369-379.
- Kodur, V., & A.M.Shakya. (2013). Effect of temperature on thermal properties of spray applied fire resistive materials. *Fire Safety Journal*, 61, pp. 314-323.
- KRISHNAMOORTHY, R. R. (2011). The Analysis Of Partial And Damaged Fire Protection On Structural Steel At Elevated Temperature. *Phd Thesis - Faculty of Engineering and Physical Sciences - University of Manchester*. Manchester.
- LANDESMANN, A. (2003). *Modelo Não-Linear Inelástico para Análise de Estruturas Metálicas Apertadas em Condições de Incêndio*. Tese de Doutorado - UFRJ.
- Lange, D., Röben, C., & Usmani, A. (2012). Tall building collapse mechanisms initiated by fire: Mechanisms and design methodology. *Engineering Structures*, 36, pp. 90-103.
- Leite, I. C., & Silva, V. P. (2021). Análise Termoestrutural de Vigas de Aço com a Utilização da Ferramenta Computacional ABAQUS. *XII congresso brasileiro de pontes e estruturas*, pp. 259-268.

- Lennon, T., Moore, D. B., Wang, Y. C., & Bailey, C. G. (2006). *DESIGNERS' GUIDE TO EN 1991-1-2, 1992-1-2 - HANDBOOK FOR THE FIRE DESIGN OF STEEL, COMPOSITE AND CONCRETE STRUCTURES TO THE EUROCODES*. (H. GULVANESSIAN, Ed.) Bristol: Thomas Telford.
- Li, G., & Wang, P. (2013). *Advanced Analysis and Design for Fire Safety of Steel Structures*. Shanghai: Springer.
- Li, G.-Q., & Guo, S.-X. (2008). Experiment on restrained steel beams subjected to heating and cooling. *Journal of Constructional Steel Research*, 64, pp. 268-274.
- Li, G.-Q., Han, J., Lou, G.-B., & Wang, Y. C. (2016). Predicting intumescent coating protected steel temperature in fire using constant thermal conductivity. *Thin-Walled Structures*, 98, pp. 177-184.
- Lien, K. H., Chiou, Y. J., & Wang, R. Z. (2010). Vector Form Intrinsic Finite Element analysis of nonlinear behavior of steel structures exposed to fire. *Engineering Structures*, 32, pp. 80-92.
- Lien, K., Chiou, Y., Wang, R., & Hsiao, P. (2010). Vector Form Intrinsic Finite Element analysis of nonlinear behavior of steel structures exposed to fire. *Engineering Structures*(32), 80-92.
- Liew, J. R., Tanga, L., Holmaas, T., & Choo, Y. (1998). Advanced analysis for the assessment of steel frames in fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 47, pp. 19-45.
- Liew, J. Y., & Ma, K. Y. (2004). Advanced analysis of 3D steel framework exposed to compartment fire. *FIRE AND MATERIALS*, 28, pp. 253-267.
- Liu, T. C., Fahad, M. K., & Davies, J. M. (2002). Experimental investigation of behaviour of axially restrained steel beams in fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 58, pp. 1211-1230.
- Martinez, J., & Jeffers, A. E. (2021). Analysis of restrained composite beams exposed to fire. 234.
- Martins, M. M. (2000). *Dimensionamento de Estruturas de aço em Situação de Incêndio*. Tese de Doutorado - UFMG, Belo Horizonte.
- Moss, P., & Clifton, G. (2001). The Effect of Fire on Multi-Storey Steel Frames. *Structural Engineering, Mechanics and Computation*, 2, pp. 1063-1070.
- MOUÇO, D. L., ROCHA, P. A., LANDESMANN, A., & BATISTA, E. M. (Setembro de 2008). Segurança Contra Fogo em Estruturas Mistas: Materiais e Modelos Estruturais. *Contribuição Técnica apresentada no CONSTRUMETAL 2008 – Congresso Latino-Americano da Construção Metálica*. São Paulo: ABCEM.
- Najafi, M. (2014). *Behaviour of Axially Restrained Steel Beams With Web Openings at Elevated Temperatures*. Phd Thesis - University of Manchester, Manchester.
- NUNES, J. M. (2005). *Uma Abordagem Numérica e Analítica para Determinação da Temperatura e do Momento Fletor Crítico em Vigas De Aço em Situação de Incêndio*. Tese de Doutorado - Universidade de Brasília, Brasília.

- Phan, L. T., Gross, J. L., & Hurley, M. J. (2010). *Best Practice Guidelines for Structural Fire Resistance Design of Concrete and Steel Buildings*. NIST Technical Note 1681. US Department of Commerce.
- PrevenFire. (s.d.). Acesso em 16 de Maio de 2022, disponível em <https://prevenfirebrasil.com.br/pintura-intumescente/>
- Qin, C., & Mahmoud, H. (2019). Collapse performance of composite steel frames under fire. *Engineering Structures*, 183, pp. 662-676.
- Quiel, S. E., & Garlock, M. E. (2010). Parameters for Modeling a High-Rise Steel Building Frame Subject to Fire. *Journal of Structural Fire Engineering*, 1(2), pp. 115-134.
- RIGOBELLO, R. (2011). *Desenvolvimento e aplicação de código computacional para análise de estruturas de aço aperticadas em situação de incêndio*. Tese de Doutorado - Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- ROCHA, F. M. (2016). *Pilares de Aço e Mistos de Aço e Concreto Inseridos em Paredes em Situação de Incêndio*. Tese de Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade São Paulo, São Carlos.
- RUBERT, A., & SCHAUMANN, P. (1986). Structural Steel and Plane Frame Assemblies under Fire Action. *Fire Safety Journal*, pp. 173-184.
- SAAB, H., & NETHERCOT, D. (1991). Modelling Steel Frame Behaviour Under Fire Conditions. *Engineering Structures*, 13(4), pp. 371-382.
- SÁLES, J. J., NETO, J. M., MALITE, M., & DIAS, A. A. (2015). *Sistemas Estruturais* (2 ed.). Rio de Janeiro: Elsevier.
- Santiago, A., Silva, L. S., Real, P. V., & Veljkovic, M. (2008). Numerical study of a steel sub-frame in fire. *Computers & Structures*, 86, pp. 1619-1632.
- SILVA, C. J., & CALMON, J. L. (2000). análise térmica bidimensional em regime transiente pelo Método dos Elementos Finitos. Aplicação em estruturas metálicas e mistas em condições de incêndio. *Revista Engenharia, Ciência e Tecnologia*, pp. 72-82.
- Silva, V. P. (1997). *Estruturas de Aço em Situação de Incêndio*. Tese de Doutorado - Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Silva, V. P. (1997). *Estruturas de Aço em Situação de Incêndio*. Tese de Doutorado - Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Silva, V. P. (2001). *Estruturas de Aço em Situação de Incêndio*. São Paulo: Zigarette .
- Silva, V. P., Vargas, M. R., & Ono, R. (2010). *Prevenção contra Incêndio no Projeto de Arquitetura*. Rio de Janeiro: IABr/CBCA.
- SUAZNÁBAR, J. S., & SILVA, V. P. (2014). Estudos dos domínios de deformação em seções transversais de concreto em situação de incêndio. *Anais do 56º Congresso Brasileiro do Concreto*. Natal: IBRACON.
- Sun, R., Burgess, I., & Huang, Z. (2013). Behaviour of Frame Columns in Localised Fires. *Journal of Structural Fire Engineering*, 4(3), pp. 175-185.

- Sun, R., Huang, Z., & Burgess, I. W. (2012). The collapse behaviour of braced steel frames exposed to fire. *Journal of Constructional Steel Research*, 72, pp. 130-142.
- Suwondo, R., Cunningham, L., Gillie, M., & Bailey, C. (2021). Analysis of the robustness of a steel frame structure with composite floors subject to multiple fire scenarios. *Advances in Structural Engineering*, pp. 1-14.
- Usmani, A. S., Rotter, J. M., Lamont, S., Sanad, A. M., & Gillie, M. (2001). Fundamental principles of structural behaviour under thermal effects. *Fire Safety Journal*, 36, pp. 721-744.
- VELARDE, J. S. (2008). *Sobre o Comportamento de Pilares de Aço em Situação de Incêndio*. Dissertação de Mestrado - São Paulo. Universidade de São Paulo.
- Wainman, D. E., & Kirby, B. R. (1987). *Compendium of UK Standard Fire Test Data - Unprotected Structural Steel - 1*. Rotherham: BSC.
- Wang, Y. C. (1998). Composite Beams with Partial Fire Protection. *Fire Safety Journal*, pp. 315-332.
- Wang, Y. C. (2002). *Steel and Composite Structures - Behaviour and Design for Fire Safety*. London: Spon Press.
- Wang, Y. C. (2002). *Steel and Composite Structures: Behaviour and design for fire safety*. London: Spon Press.
- Wang, Y. C., & Moore, D. B. (1994). Effect of Thermal Restraint on Column Behaviour in a Frame. *Fire Safety Science* 4, pp. 1055-1066.
- Wang, Y. C., & Moore, D. B. (1995). Steel frames in fire: analysis. *Engineering Structures*, 17(6), pp. 462-472.
- Wang, Y. C., & Yin, Y. Z. (2006). A simplified analysis of catenary action in steel beams in fire and implications on fire resistant design. *Steel and Composite Structures*, 6(5), pp. 367-386.
- Wang, Y. C., Davison, J. B., I. W. Burgess, R. J., Yu, H. X., Dai, X. H., & Bailey, C. G. (2010). The safety of common steel beam/column connections in fire. *The Structural Engineer*, 88.
- Wang, Y. C., Lennon, T., & Moore, D. B. (1995). The Behaviour of Steel Frames Subject to Fire. *J. Construct. Steel Research*, 35, pp. 291-322.
- Wong, M. B. (2005). Effect on temperatures of structural steel in fire. *J. Struct. Eng.*, 131, pp. 16-20.
- Yin, Y. Z., & Wang, Y. C. (2004). A numerical study of large deflection behaviour of restrained steel beams at elevated temperatures. *Journal of Constructional Steel Research*, 60, pp. 1029-1047.
- Yong Wang, I. B. (2013). *Performance-Based Fire Engineering of Structures*. Boca Raton, FL: CRC Press.

Yu, H. X., & Liew, R. (2005). Considering Catenary Action in Designing End-restrained Steel Beams in Fire. (S. Journals, Ed.) *Advances in Structural Engineering*, 8(3).

ANEXO A – MEMÓRIA DE CÁLCULO DO DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DA ANÁLISE PARAMÉTRICA DO CAPÍTULO 4

A análise paramétrica do item 4.2 do Capítulo 4 desta Tese, levou em consideração a utilização de vigas metálicas do tipo soldadas (VS) de aço ASTM A36. O dimensionamento destas vigas foi realizado de acordo com a ABNT NBR 8800 (2008). Foi arbitrado que tais vigas seriam partes integrantes de um pórtico, cuja distância entre os pilares fora do plano é igual a 5 metros. Os vãos variaram de acordo com a parametrização: 5, 10 e 15 metros, respectivamente. Entretanto, será demonstrado somente a memória de cálculo da a determinação e verificação do perfil para o vão de 5 metros. Foi considerada que a edificação em questão é utilizada para depósito de materiais em geral.

Foram considerados os seguintes carregamentos, de acordo com a ABNT NBR 6120 (2020):

- Sobrecarga de utilização: 500 kgf/m²;
- Revestimento: 100 kgf/m² (estimado)

Foi realizada a combinação de ações (combinação última normal) de acordo com o item 4.7 da ABNT NBR 8800 (2008), com as seguintes ponderações:

$$S_d = \gamma_g \cdot F_{G,k} + \gamma_q \cdot F_{Q1,k}$$

$$S_d = 1,4 \cdot 100 + 1,5 \cdot 500 = 890 \text{ kgf/m}^2$$

Para a determinação do carregamento nas vigas, como a distância entre os pórticos é de 5 metros, considerou-se então que a distância entre vigas fora do plano é de 5 metros, independente do vão que foi utilizado na parametrização. A partir deste carregamento, será realizado o pré-dimensionamento das vigas e, em seguida, o respectivo dimensionamento. Considerando laje armada em uma direção, logo a carga uniformemente distribuída na viga será igual a:

$$q_{viga} = \frac{890 \text{ kgf}}{\text{m}^2} \times 5 \text{ m} = 4450 \text{ kgf/m}$$

A.1. Dimensionamento da viga para o vão de 5 metros

A.1.1. Pré-dimensionamento:

O pré-dimensionamento de vigas de aço deste trabalho consiste na determinação do momento resistente da viga de aço, a partir do máximo valor de plastificação total da viga. Ao determinar o perfil, será realizada a verificação dos deslocamentos. Caso esteja de acordo com os limites, será realizado o dimensionamento do perfil.

Será considerado, a título de pré-dimensionamento, independente da rigidez rotacional da viga no modelo estrutural do ABAQUS, que as vigas serão biengastadas. Com isso, será determinado o momento máximo da viga a partir da expressão obtida na Resistência dos Materiais para vigas biengastadas. Considerando $q = 44,5 \text{ kN/m}$, tem-se que:

$$M_{max} = \frac{q \cdot L^2}{12}$$

$$M_{max} = \frac{44,5 \cdot 5^2}{12} = 92,71 \text{ kN.m ou } 9271 \text{ kN.cm}$$

Considerando, inicialmente, a viga travada lateralmente, o pré-dimensionamento será realizado a partir do valor do momento resistente à plastificação total da viga. O aço a ser utilizado é o do tipo ASTM A36 (aço utilizado para perfis do tipo soldado). Com isso, tem-se a seguinte equação:

$$M_{Rd} = \frac{Z_x \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$9271 = \frac{Z_x \cdot 25}{1,1}$$

Determina-se então, para o módulo resistente plástico $Z_x = 407,92 \text{ cm}^3$. Escolheu-se na tabela de perfis comerciais do tipo VS o perfil VS 350 x 26. A partir da escolha dos perfis, será verificado os deslocamentos a partir da combinação de Serviço do tipo Quase Permanente:

$$S_{ser} = F_{G,k} + \psi_2 F_{Q,k}$$

$$S_{ser} = 100 + 0,3 \cdot 500 = \frac{250 \text{ kgf}}{\text{m}^2}$$

$$q_{viga} = \frac{250 \text{ kgf}}{\text{m}^2} \times 5 \text{ m} = \frac{1250 \text{ kgf}}{\text{m}} \text{ ou } 0,1250 \text{ kN/cm}$$

Para a determinação da flecha atuante, utilizar-se-á equação da Resistência dos Materiais para a determinação dos deslocamentos em vigas biengastadas:

$$\delta_{atuante} = \frac{qL^4}{384 \cdot EI} = \frac{0,1250 \cdot 500^4}{384 \cdot 20000 \cdot 8026} = 0,13 \text{ cm}$$

Sendo a flecha limite igual a $\delta_{lim} = L/350$ para vigas de piso. Então:

$$\delta_{lim} = 500/350 = 1,42 \text{ cm, logo a viga atende ao Estado Limite de Serviço.}$$

A partir deste pré-dimensionamento, o perfil a ser verificado para o vão de 5 metros será o VS 350 x 26.

A.1.2. Verificação do perfil de acordo com a NBR 8800:2008:

Neste item será determinada a capacidade resistente da seção em temperatura ambiente, levando em consideração que a mesma pode sofrer instabilidade lateral.

- Verificação da instabilidade local:

Instabilidade Local da Mesa:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{70}{8} = 8,75$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{20000}{25}} = 10,74$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ (Não há instabilidade local na mesa)}$$

Instabilidade Local da Alma:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{234}{4,75} = 49,26$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{20000}{25}} = 106,3$$

$$\lambda \leq \lambda_p \text{ (Não há instabilidade local na alma)}$$

Instabilidade Lateral com Torção:

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{500}{3,40} = 147$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 49,78$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27C_w \beta_1^2}{I_y}}} = \frac{1,38\sqrt{366.5,6}}{3,30.5,6.0,047} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27.56822.0,047^2}{5,6}}}$$

$$= 364,09$$

$$\beta_1 = \frac{0,7 \cdot f_y \cdot W}{E \cdot J} = \frac{0,7 \cdot 25 \cdot 303}{20000 \cdot 5,6} = 0,047$$

$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$ (Haverá instabilidade local na alma)

então:

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right]$$

Sendo:

$$M_r = 0,7 \cdot f_y \cdot W_x = 0,7 \times 25 \times 303 = 5302,5 \text{ kN.cm}$$

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 336 \times 25 = 8400 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = \frac{1,14}{1,1} \left[8400 - (8400 - 5302,5) \frac{147 - 49,78}{364,09 - 49,78} \right] = 7712,5 \text{ kN.cm}$$

Como o valor do momento resistente à instabilidade lateral é maior que o momento resistente à plastificação total da seção, o valor do M_{Rd} será calculado a partir da plastificação total:

$$M_{Rd} = \frac{Z_x \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{336 \cdot 25}{1,1} = 7636 \text{ kN.cm}$$

Para determinação do máximo carregamento que a viga poderá suportar, será considerado o valor do momento máximo para uma viga biengastada, pois, apesar de alguns modelos considerados computacionais nesta Tese apresentarem restrições rotacionais mais baixas, todos os modelos desenvolvem momento fletor negativo próximo aos apoios. Com isso, o valor de q_{\max} a temperatura ambiente será:

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{12} \rightarrow 77,36 = \frac{q \cdot 5^2}{12} \rightarrow q = 37,13 \text{ kN/m}$$

Em situação de incêndio, serão considerados os valores de $0,4q_{\max}$. Logo, o valor a ser utilizado como carregamento na modelagem de vigas com vão de 5 metros é:

$$0,4q_{\max} = 14,85 \text{ kN/m}$$

ANEXO B – RESULTADOS DA ANÁLISE PARAMÉTRICA DE VIGAS COM RESTRIÇÃO AXIAL E ROTACIONAL

A seguir, serão apresentados os resultados encontrados nas análises numéricas realizadas no Capítulo 4 desta tese.

Tabela B.1 – Resultados das análises numéricas para vigas simples de aço com e sem revestimento contra o fogo – Vão de 5 metros

Viga	Compressão máxima (kN)	Tempo para ocorrência compressão máxima (min)	Tração máxima (kN)	Tempo para ocorrência tração máxima (min)	TRF (min)
V1-5-KA-KRI-SP	-528,9	6	86,5	14	10
V1-5-0.5KA-KRI-SP	-520	6	81,3	14	10
V1-5-0.1KA-KRI-SP	-155,8	8	80,2	20	13
V1-5-0.05KA-KRI-SP	-111,8	11	81,7	21	14
V1-5-KA-KR-SP	-582,9	6	87,8	13	13
V1-5-KA-0.5KR-SP	-581,9	6	82,9	13	12
V1-5-KA-0.1KR-SP	-590,7	6	97,5	14	11
V1-5-KA-0.05KR-SP	-602,5	6	88,1	14	11
V1-5-0.5KA-KR-SP	-521,5	6	96,15	14	12
V1-5-0.1KA-KR-SP	-522,8	6	103,3	14	11
V1-5-0.05KA-KR-SP	-532,1	6	101,4	14	10
V1-5-KA-KRI-APCa	-631,8	33	79,3	62	54
V1-5-0.5KA-KRI-APCa	-537,3	36	90,0	62	56
V1-5-0.1KA-KRI-APCa	-224,4	47	97,6	67	59
V1-5-0.05KA-KRI-APCa	-123,7	52	94,9	67	61
V1-5-KA-KR-APCa	-631,4	32	117,4	66	58
V1-5-KA-0.5KR-APCa	-624,3	32	117,9	66	57
V1-5-KA-0.1KR-APCa	-621,2	32	125,6	66	55
V1-5-KA-0.05KR-APCa	-621	32	118,3	66	54
V1-5-0.5KA-KR-APCa	-523,4	37	100,6	60	53
V1-5-0.1KA-KR-APCa	-218,8	48	93,35	61	58
V1-5-0.05KA-KR-APCa	-122,4	52	75,6	67	61
V1-5-KA-KRI-APCr	-663,2	54	-	-	99
V1-5-0.5KA-KRI-APCr	-550,1	66	-	-	101
V1-5-0.1KA-KRI-APCr	-223,7	91	-	-	117
V1-5-0.05KA-KRI-APCr	-126,2	102	-	-	120

V1-5-KA-KR-APCr	-627,6	55	-	-	101
V1-5-KA-0.5KR-APCr	-662,3	55	-	-	104
V1-5-KA-0.1KR-APCr	-662,4	54	-	-	104
V1-5-KA-0.05KR-APCr	-665,3	54	-	-	114
V1-5-0.5KA-KR-APCr	-548,8	66	-	-	116
V1-5-0.1KA-KR-APCr	-223,5	90	-	-	116
V1-5-0.05KA-KR-APCr	-126,2	100	-	-	111
V1-5-KA-KRI-PGA	-616,5	26	97,9	100	77
V1-5-0.5KA-KRI-PGA	-525,6	36	78,1	96	76
V1-5-0.1KA-KRI-PGA	-217,6	54	77,4	90	78
V1-5-0.05KA-KRI-PGA	-122	65	76,3	90	85
V1-5-KA-KR-PGA	-603,3	26	99,5	90	68
V1-5-KA-0.5KR-PGA	-596,2	25	97,6	90	67
V1-5-KA-0.1KR-PGA	-610,2	25	100,3	90	68
V1-5-KA-0.05KR-PGA	-619,9	26	97,8	89	68
V1-5-0.5KA-KR-PGA	-522,2	35	80,2	92	66
V1-5-0.1KA-KR-PGA	-217,4	54	127,6	92	78
V1-5-0.05KA-KR-PGA	-122,2	64	78,6	89	78
V1-5-KA-KRI-TI	-567,6	17	83,8	77	51
V1-5-0.5KA-KRI-TI	-482	24	125,3	74	52
V1-5-0.1KA-KRI-TI	-212,2	42	99,4	72	63
V1-5-0.05KA-KRI-TI	-120,7	48	90,5	74	64
V1-5-KA-KR-TI	-572,5	17	79,8	79	60
V1-5-KA-0.5KR-TI	-577,6	18	81,1	78	60
V1-5-KA-0.1KR-TI	-562,3	18	83,9	77	61
V1-5-KA-0.05KR-TI	-558,2	18	83,9	77	61
V1-5-0.5KA-KR-TI	-481,2	24	134,4	73	52
V1-5-0.1KA-KR-TI	-212,1	42	88,5	68	63
V1-5-0.05KA-KR-TI	-124,3	49	88,9	69	64

Tabela B.2 – Resultados das análises numéricas para vigas simples de aço com e sem revestimento contra o fogo – Vão de 10 metros

Viga	Compressão máxima (kN)	Tempo para ocorrência compressão máxima (min)	Tração máxima (kN)	Tempo para ocorrência tração máxima (min)	TRF (min)
V1-10-KA-KRI-SP	-1159	6	204,5	15	10

V1-10-0.5KA-KRI-SP	-1143	6	218,1	15	10
V1-10-0.1KA-KRI-SP	-501,2	7	264,6	18	14
V1-10-0.05KA-KRI-SP	-265,2	10	177	18	14
V1-10-KA-KR-SP	-1070	6	227,6	15	10
V1-10-KA-0.5KR-SP	-913,9	6	202,4	15	12
V1-10-KA-0.1KR-SP	-523,1	6	189,1	14	10
V1-10-KA-0.05KR-SP	-267,7	6	221,4	12	10
V1-10-0.5KA-KR-SP	-951,4	6	230,4	15	10
V1-10-0.1KA-KR-SP	-496	6	235,8	15	13
V1-10-0.05KA-KR-SP	-269,7	10	183,5	14	13
V1-10-KA-KRI-APCa	-1491	35	192,2	73	65
V1-10-0.5KA-KRI-APCa	-1235,2	42	198,5	78	64
V1-10-0.1KA-KRI-APCa	-571,3	59	178,7	74	69
V1-10-0.05KA-KRI-APCa	-325,9	64	251,5	84	77
V1-10-KA-KR-APCa	-1334,7	36	212,1	79	62
V1-10-KA-0.5KR-APCa	-1169,7	35	303,4	78	62
V1-10-KA-0.1KR-APCa	-969,4	29	206,9	87	43
V1-10-KA-0.05KR-APCa	-942,1	29	255,7	87	43
V1-10-0.5KA-KR-APCa	-1174,3	46	197,7	78	61
V1-10-0.1KA-KR-APCa	-559,6	59	169,3	73	73
V1-10-0.05KA-KR-APCa	-317,5	66	234,3	79	76
V1-10-KA-KRI-APCr	-1486	66	-	-	120
V1-10-0.5KA-KRI-APCr	-1269,5	84	-	-	120
V1-10-0.1KA-KRI-APCr	-573,6	120	-	-	120
V1-10-0.05KA-KRI-APCr	-318,5	120	-	-	120
V1-10-KA-KR-APCr	-1303	64	-	-	120
V1-10-KA-0.5KR-APCr	-1129	60	-	-	120
V1-10-KA-0.1KR-APCr	-927,6	47	-	-	120
V1-10-KA-0.05KR-APCr	-825,5	46	-	-	120
V1-10-0.5KA-KR-APCr	-1157,5	83	-	-	120
V1-10-0.1KA-KR-APCr	-565	120	-	-	120
V1-10-0.05KA-KR-APCr	-311,3	120	-	-	120
V1-10-KA-KRI-PGA	-1190	24	359,7	110	73
V1-10-0.5KA-KRI-PGA	-963,5	30	348,6	108	73
V1-10-0.1KA-KRI-PGA	-503,4	68	302,2	91	83
V1-10-0.05KA-KRI-PGA	-310,7	82	287	95	86
V1-10-KA-KR-PGA	-1098	24	291,1	115	96
V1-10-KA-0.5KR-PGA	-925,8	23	298,4	115	63

V1-10-KA-0.1KR-PGA	-775,2	17	262,1	114	59
V1-10-KA-0.05KR-PGA	-512,4	16	195,1	114	52
V1-10-0.5KA-KR-PGA	-916,8	30	309,8	115	86
V1-10-0.1KA-KR-PGA	-478,7	64	314,4	96	91
V1-10-0.05KA-KR-PGA	-301,4	81	329,5	96	91
V1-10-KA-KRI-TI	-1442,5	17	316,6	73	67
V1-10-0.5KA-KRI-TI	-1236,2	27	362,3	74	67
V1-10-0.1KA-KRI-TI	-564,3	54	318,7	76	68
V1-10-0.05KA-KRI-TI	-324,6	60	244,2	84	75
V1-10-KA-KR-TI	-1310,4	22	365,5	74	56
V1-10-KA-0.5KR-TI	-1243,1	17	345,2	77	52
V1-10-KA-0.1KR-TI	-858,9	14	244,5	90	45
V1-10-KA-0.05KR-TI	-818,5	13	237,7	90	40
V1-10-0.5KA-KR-TI	-1160,9	27	294,3	77	55
V1-10-0.1KA-KR-TI	-549,7	54	317	74	66
V1-10-0.05KA-KR-TI	-324,1	60	233,7	84	74

Tabela B.3 – Resultados das análises numéricas para vigas simples de aço com e sem revestimento contra o fogo – Vão de 15 metros

Viga	Compressão máxima (kN)	Tempo para ocorrência compressão máxima (min)	Tração máxima (kN)	Tempo para ocorrência tração máxima (min)	TRF (min)
V1-15-KA-KRI-SP	-1953	6	351,5	24	18
V1-15-0.5KA-KRI-SP	-1909	6	357,1	24	18
V1-15-0.1KA-KRI-SP	-1268	7	354,2	26	19
V1-15-0.05KA-KRI-SP	-706,8	9	338,8	26	19
V1-15-KA-KR-SP	-2237	6	432,7	20	18
V1-15-KA-0.5KR-SP	-2020	6	434,1	24	10
V1-15-KA-0.1KR-SP	-872,7	6	418,5	26	4
V1-15-KA-0.05KR-SP	-233,8	9	375,3	26	4
V1-15-0.5KA-KR-SP	-1781	6	412,7	31	11
V1-15-0.1KA-KR-SP	-1205	7	347,8	28	15
V1-15-0.05KA-KR-SP	-654,1	9	324,3	26	19
V1-15-KA-KRI-APCa	-3348	47	477,3	96	96
V1-15-0.5KA-KRI-APCa	-2717,7	57	537,1	114	105
V1-15-0.1KA-KRI-APCa	-1236	84	640,9	108	105

V1-15-0.05KA-KRI-APCa	-710,8	85	546,2	109	110
V1-15-KA-KR-APCa	-3077	46	651,7	102	98
V1-15-KA-0.5KR-APCa	-2801,7	45	691,9	102	97
V1-15-KA-0.1KR-APCa	-2629	42	416,3	105	90
V1-15-KA-0.05KR-APCa	-2414	42	518,9	103	78
V1-15-0.5KA-KR-APCa	-2595,5	54	546,9	116	104
V1-15-0.1KA-KR-APCa	-1214	77	664,8	98	105
V1-15-0.05KA-KR-APCa	-701,1	84	543,8	106	110
V1-15-KA-KRI-APCr	-3281	83	-	-	120
V1-15-0.5KA-KRI-APCr	-2779,3	102	-	-	120
V1-15-0.1KA-KRI-APCr	-972	120	-	-	120
V1-15-0.05KA-KRI-APCr	-506	120	-	-	120
V1-15-KA-KR-APCr	-2970	77	-	-	120
V1-15-KA-0.5KR-APCr	-2879,1	77	-	-	120
V1-15-KA-0.1KR-APCr	-2533	71	-	-	120
V1-15-KA-0.05KR-APCr	-2455	71	-	-	120
V1-15-0.5KA-KR-APCr	-2693,1	102	-	-	120
V1-15-0.1KA-KR-APCr	-959,9	120	-	-	120
V1-15-0.05KA-KR-APCr	-504	120	-	-	120
V1-15-KA-KRI-PGA	-2689	36	116,5	116	120
V1-15-0.5KA-KRI-PGA	-2216,2	48	121,4	115	120
V1-15-0.1KA-KRI-PGA	-1135,4	96	134,1	115	120
V1-15-0.05KA-KRI-PGA	-714	120	-	-	120
V1-15-KA-KR-PGA	-2623	36	-	-	120
V1-15-KA-0.5KR-PGA	-2561,7	36	-	-	120
V1-15-KA-0.1KR-PGA	-2087,9	30	-	-	60
V1-15-KA-0.05KR-PGA	-1903,2	29	-	-	54
V1-15-0.5KA-KR-PGA	-2178,7	47	-	-	120
V1-15-0.1KA-KR-PGA	-1092,9	90	-	-	120
V1-15-0.05KA-KR-PGA	-714,3	120	-	-	120
V1-15-KA-KRI-TI	-3524,3	35	312,2	116	102
V1-15-0.5KA-KRI-TI	-3044,5	43	262,9	116	103
V1-15-0.1KA-KRI-TI	-1233	77	-	-	120
V1-15-0.05KA-KRI-TI	-727	90	-	-	120
V1-15-KA-KR-TI	-3654,6	33	278,7	116	100
V1-15-KA-0.5KR-TI	-3653	36	291,6	115	96
V1-15-KA-0.1KR-TI	-3341	36	-	-	61
V1-15-KA-0.05KR-TI	-3263	35	-	-	58

V1-15-0.5KA-KR-TI	-3009	42	284,3	115	101
V1-15-0.1KA-KR-TI	-1282	78	-	-	118
V1-15-0.05KA-KR-TI	-710,1	85	-	-	120

Tabela B.4 - Resultados das análises numéricas para vigas mista de aço e concreto com e sem revestimento contra o fogo – Vão de 5 metros

Viga	Compressão máxima (kN)	Tempo para ocorrência compressão máxima (min)	Tração máxima (kN)	Tempo para ocorrência tração máxima (min)	TRF (min)
VM-5-KA-KRI-SP	-755,6	11	295	20	29
VM-5-0.5KA-KRI-SP	-541,2	11	270	24	29
VM-5-0.1KA-KRI-SP	-156,4	12	172,1	26	34
VM-5-0.05KA-KRI-SP	-70	16	145,8	32	34
VM-5-KA-KR-SP	-784	11	289	20	29
VM-5-KA-0.5KR-SP	-789,4	10	299,2	24	29
VM-5-KA-0.1KR-SP	-779,8	11	281,9	24	29
VM-5-KA-0.05KR-SP	-768,5	11	289,4	24	29
VM-5-0.5KA-KR-SP	-535,8	11	259,7	26	29
VM-5-0.1KA-KR-SP	-157,1	12	175,1	27	34
VM-5-0.05KA-KR-SP	-86,31	15	147,7	32	34
VM-5-KA-KRI-APCa	-1198	48	117,3	84	83
VM-5-0.5KA-KRI-APCa	-1020	60	137	86	82
VM-5-0.1KA-KRI-APCa	-360,9	76	140,6	97	86
VM-5-0.05KA-KRI-APCa	-203,9	78	129,3	97	86
VM-5-KA-KR-APCa	-1189	50	88,8	80	86
VM-5-KA-0.5KR-APCa	-1200,9	50	122,5	80	83
VM-5-KA-0.1KR-APCa	-1190	50	114,3	84	83
VM-5-KA-0.05KR-APCa	-1194	49	107,8	82	83
VM-5-0.5KA-KR-APCa	-1021,8	54	127,9	91	82
VM-5-0.1KA-KR-APCa	-362,4	71	118	86	84
VM-5-0.05KA-KR-APCa	-213,6	75	120,4	89	84
VM-5-KA-KRI-APCr	-1153,5	70	-	-	120
VM-5-0.5KA-KRI-APCr	-998	85	-	-	120
VM-5-0.1KA-KRI-APCr	-410,4	120	-	-	120
VM-5-0.05KA-KRI-APCr	-233	120	-	-	120
VM-5-KA-KR-APCr	-1156,5	70	-	-	120

VM-5-KA-0.5KR-APCr	-1128,4	72	-	-	120
VM-5-KA-0.1KR-APCr	-1132,3	72	-	-	120
VM-5-KA-0.05KR-APCr	-1154,1	72	-	-	120
VM-5-0.5KA-KR-APCr	-977	78	-	-	120
VM-5-0.1KA-KR-APCr	-409,2	120	-	-	120
VM-5-0.05KA-KR-APCr	-232,9	120	-	-	120
VM-5-KA-KRI-PGA	-1248	42	-	-	97
VM-5-0.5KA-KRI-PGA	-1022,9	57	92,1	103	92
VM-5-0.1KA-KRI-PGA	-378,7	96	96,8	108	105
VM-5-0.05KA-KRI-PGA	-211,7	100	96,8	110	108
VM-5-KA-KR-PGA	-1229	36	93,4	86	95
VM-5-KA-0.5KR-PGA	-1233,4	40	78,5	95	95
VM-5-KA-0.1KR-PGA	-1222,2	42	70,2	94	95
VM-5-KA-0.05KR-PGA	-1235,1	43	-	-	95
VM-5-0.5KA-KR-PGA	-1022,4	54	68,5	96	96
VM-5-0.1KA-KR-PGA	-377,2	90	97,4	102	106
VM-5-0.05KA-KR-PGA	-210,6	94	22,7	103	108
VM-5-KA-KRI-TI	-1266	36	138,5	86	76
VM-5-0.5KA-KRI-TI	-1022	57	61	102	105
VM-5-0.1KA-KRI-TI	-378,7	90	96,8	107	105
VM-5-0.05KA-KRI-TI	-211,2	100	15,5	109	108
VM-5-KA-KR-TI	-1235	42	78,5	96	93
VM-5-KA-0.5KR-TI	-1246,8	42	95,3	96	93
VM-5-KA-0.1KR-TI	-1236	42	78,8	97	93
VM-5-KA-0.05KR-TI	-1214	42	77,9	97	93
VM-5-0.5KA-KR-TI	-1021,1	57	73	96	93
VM-5-0.1KA-KR-TI	-377,8	94	121,5	114	105
VM-5-0.05KA-KR-TI	-211,2	102	101,3	114	108

Tabela B.5 – Resultados das análises numéricas para vigas mista de aço e concreto com e sem revestimento contra o fogo – Vão de 10 metros

Viga	Compressão máxima (kN)	Tempo para ocorrência compressão máxima (min)	Tração máxima (kN)	Tempo para ocorrência tração máxima (min)	TRF (min)
VM-10-KA-KRI-SP	-1271	8	838,2	36	16
VM-10-0.5KA-KRI-SP	-851,3	10	811,9	26	16
VM-10-0.1KA-KRI-SP	-322,4	12	605	42	18

VM-10-0.05KA-KRI-SP	-181,4	12	530,6	42	18
VM-10-KA-KR-SP	-1348	7	809,5	48	15
VM-10-KA-0.5KR-SP	-1520	6	769,8	48	15
VM-10-KA-0.1KR-SP	-1776	6	732,2	48	15
VM-10-KA-0.05KR-SP	-1809	6	473,9	36	16
VM-10-0.5KA-KR-SP	-938,4	6	766,9	46	16
VM-10-0.1KA-KR-SP	-264,8	6	608	46	17
VM-10-0.05KA-KR-SP	-141,3	6	530,4	42	17
VM-10-KA-KRI-APCa	-2138	35	299	86	76
VM-10-0.5KA-KRI-APCa	-1896,4	47	457	90	84
VM-10-0.1KA-KRI-APCa	-787,9	72	520,9	96	84
VM-10-0.05KA-KRI-APCa	-444,8	78	429,9	100	86
VM-10-KA-KR-APCa					
VM-10-KA-0.5KR-APCa	-2066,7	30	368,3	92	74
VM-10-KA-0.1KR-APCa	-2020	30	512,76	90	75
VM-10-KA-0.05KR-APCa	-2008	30	450,16	90	75
VM-10-0.5KA-KR-APCa	-1843,77	46	365,3	90	74
VM-10-0.1KA-KR-APCa	-747,6	67	441,3	96	81
VM-10-0.05KA-KR-APCa	-426,3	72	441,7	100	83
VM-10-KA-KRI-APCr	-1954,2	48	-	-	120
VM-10-0.5KA-KRI-APCr	-1754,2	72	-	-	120
VM-10-0.1KA-KRI-APCr	-816	114	-	-	120
VM-10-0.05KA-KRI-APCr	-487,3	120	-	-	120
VM-10-KA-KR-APCr	-2032,6	48	-	-	120
VM-10-KA-0.5KR-APCr	-2042,8	42	-	-	120
VM-10-KA-0.1KR-APCr	-1990,1	42	-	-	120
VM-10-KA-0.05KR-APCr	-1942,7	36	-	-	120
VM-10-0.5KA-KR-APCr	-1820	66	-	-	120
VM-10-0.1KA-KR-APCr	-818,8	120	-	-	120
VM-10-0.05KA-KR-APCr	-475,1	120	-	-	120
VM-10-KA-KRI-PGA	-2072	28	423,5	92	83
VM-10-0.5KA-KRI-PGA	-1820,7	45	673,2	92	83
VM-10-0.1KA-KRI-PGA	-755,5	96	-	-	96
VM-10-0.05KA-KRI-PGA	-430,7	100	-	-	112
VM-10-KA-KR-PGA	-2033	24	594,6	90	80
VM-10-KA-0.5KR-PGA	-2013,6	24	706,9	90	80
VM-10-KA-0.1KR-PGA	-2047,4	24	648,7	103	80
VM-10-KA-0.05KR-PGA	-2088,5	24	568,4	98	80

VM-10-0.5KA-KR-PGA	-1637,1	45	706,2	92	81
VM-10-0.1KA-KR-PGA	-720,3	84	530,6	115	102
VM-10-0.05KA-KR-PGA	-416,4	90	499,5	115	104
VM-10-KA-KRI-TI	-1966	20	362,5	90	67
VM-10-0.5KA-KRI-TI	-1739,6	30	518	90	65
VM-10-0.1KA-KRI-TI	-697,8	64	699,7	90	71
VM-10-0.05KA-KRI-TI	-394,5	66	466,4	95	76
VM-10-KA-KR-TI	-1757	24	392,6	75	65
VM-10-KA-0.5KR-TI	-1680	18	345,6	80	66
VM-10-KA-0.1KR-TI	-1579	18	687,4	75	66
VM-10-KA-0.05KR-TI	-1593	15	525,3	80	66
VM-10-0.5KA-KR-TI	-1757,2	36	835,1	90	60
VM-10-0.1KA-KR-TI	-692,4	60	694,7	90	72
VM-10-0.05KA-KR-TI	-755,5	95	-	-	75

Tabela B.6 – Resultados das análises numéricas para vigas mista de aço e concreto com e sem revestimento contra o fogo – Vão de 15 metros

Viga	Compressão máxima (kN)	Tempo para ocorrência compressão máxima (min)	Tração máxima (kN)	Tempo para ocorrência tração máxima (min)	TRF (min)
VM-15-KA-KRI-SP	-3117	11	1490	26	20
VM-15-0.5KA-KRI-SP	-2516	12	1362	26	21
VM-15-0.1KA-KRI-SP	-878	18	1103	32	22
VM-15-0.05KA-KRI-SP	-522,6	20	959	32	23
VM-15-KA-KR-SP	-2909	7	1558,3	26	18
VM-15-KA-0.5KR-SP	-3057	7	1542,2	26	18
VM-15-KA-0.1KR-SP	-3145	7	1470,2	26	18
VM-15-KA-0.05KR-SP	-3588	7	1055,7	32	18
VM-15-0.5KA-KR-SP	-3057	7	1542,2	26	18
VM-15-0.1KA-KR-SP	-743,6	12	1159,4	26	20
VM-15-0.05KA-KR-SP	-417,6	12	1026	32	20
VM-15-KA-KRI-APCa	-3418	30	919,4	90	85
VM-15-0.5KA-KRI-APCa	-3175	42	844	90	86
VM-15-0.1KA-KRI-APCa	-1645	75	920	102	96
VM-15-0.05KA-KRI-APCa	-1014	84	834,3	108	102

VM-15-KA-KR-APCa	-3369	36	861,3	84	85
VM-15-KA-0.5KR-APCa	-3249,8	36	891,1	90	84
VM-15-KA-0.1KR-APCa	-3071	33	976,2	90	83
VM-15-KA-0.05KR-APCa	-3011	32	1038,5	90	80
VM-15-0.5KA-KR-APCa	-3009,5	42	870,8	90	85
VM-15-0.1KA-KR-APCa	-1586	75	836	102	97
VM-15-0.05KA-KR-APCa	-969,3	85	777,6	108	102
VM-15-KA-KRI-APCr	-3291,9	42	-	-	120
VM-15-0.5KA-KRI-APCr	-2931	60	-	-	120
VM-15-0.1KA-KRI-APCr	-1605,2	120	-	-	120
VM-15-0.05KA-KRI-APCr	-938,5	120	-	-	120
VM-15-KA-KR-APCr	-3135,5	42	-	-	120
VM-15-KA-0.5KR-APCr	-3121	42	-	-	120
VM-15-KA-0.1KR-APCr	-2925,1	42	-	-	120
VM-15-KA-0.05KR-APCr	-2869,5	42	-	-	120
VM-15-0.5KA-KR-APCr	-2706,4	60	-	-	120
VM-15-0.1KA-KR-APCr	-1488	114	-	-	120
VM-15-0.05KA-KR-APCr	-897,1	120	-	-	120
VM-15-KA-KRI-PGA	-2943	42	-	-	118
VM-15-0.5KA-KRI-PGA	-2694,3	42	-	-	120
VM-15-0.1KA-KRI-PGA	-1518,6	90	-	-	120
VM-15-0.05KA-KRI-PGA	-984,2	120	-	-	120
VM-15-KA-KR-PGA	-2958	42	-	-	118
VM-15-KA-0.5KR-PGA	-2983,7	42	-	-	117
VM-15-KA-0.1KR-PGA	-2983,6	42	-	-	117
VM-15-KA-0.05KR-PGA	-2984	42	-	-	117
VM-15-0.5KA-KR-PGA	-2702,9	42	-	-	120
VM-15-0.1KA-KR-PGA	-1510,2	90	-	-	120
VM-15-0.05KA-KR-PGA	-986,6	120	-	-	120
VM-15-KA-KRI-TI	-3385	30	780	90	78
VM-15-0.5KA-KRI-TI	-3183,4	36	1050	94	78
VM-15-0.1KA-KRI-TI	-1653	78	978	96	93
VM-15-0.05KA-KRI-TI	-994,5	88	911,8	102	99
VM-15-KA-KR-TI	-3243	21	749,6	84	79
VM-15-KA-0.5KR-TI	-3356,6	24	832,2	84	79
VM-15-KA-0.1KR-TI	-3495	24	1073,8	84	77
VM-15-KA-0.05KR-TI	-3479	24	868,4	84	76
VM-15-0.5KA-KR-TI	-2883,4	36	811,7	84	80

VM-15-0.1KA-KR-TI	-1626	72	755,6	96	93
VM-15-0.05KA-KR-TI	-1005	84	919,8	108	101

ANEXO C – MEMÓRIA DE CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DOS PILARES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO CONSIDERADOS NA ANÁLISE PARAMÉTRICA DO CAPÍTULO 4

Neste anexo será apresentado o roteiro de cálculo utilizado para a verificação de pilares de aço em situação de incêndio, levando em consideração a interação com as vigas de aço e as forças axiais de compressão que as mesmas exercem durante a fase de expansão. O roteiro que será apresentado é referente ao pilar de suporte da viga V1-5-KA-KRI-SP (viga simples de aço, 5 metros de vão, rigidez axial total e rigidez rotacional infinita, sem revestimento contra o fogo).

C.1. Procedimento para a escolha da seção transversal pilar

Para a determinação da seção transversal do pilar correspondente a rigidez axial considerada, foi realizado o seguinte procedimento:

- Determinação do valor numérico da rigidez axial:

Para a determinação da rigidez axial, como demonstrado no capítulo 5, utilizou-se a área da seção transversal da viga em análise. Tal consideração foi demonstrada por diversos autores, conforme visto no Capítulo 2, Estado da Arte. Considerando a viga VS 350x26, tem-se:

$$KA = \frac{EA}{L} = \frac{20000.32,7}{500} = 1308kN/cm$$

- Determinação de deslocamento relativo:

Ao determinar o valor da rigidez axial utilizada nos modelos numéricos, será necessário determinar uma seção transversal de pilar correspondente a esta rigidez. Face a isso, a partir da formulação do método dos deslocamentos, determinou-se, para uma força arbitrada de 100 kN, o deslocamento que esta força causaria em um elemento estrutural com a rigidez axial determinada no passo anterior. Com isso, tem-se que:

$$F = K. \delta \rightarrow 100 = 1308. \delta$$

$$\delta = 0,07 \text{ cm}$$

Logo, ao se aplicar uma força de 100 kN em um pilar com a rigidez axial de 1308 kN/cm, o mesmo deve apresentar um deslocamento aproximadamente igual a 0,07 cm.

- Determinação da seção transversal:

A partir do limite de deslocamentos visto no item anterior, foi realizada uma análise estática linear em software de análise matricial de estruturas para a determinação da seção transversal a partir do deslocamento limite, com o sistema estrutural idealizado para a análise paramétrica.

Ao aplicar a força de 100 kN, foram testadas diversas seções transversais até que se encontrou uma seção com deslocamentos próximos ao apresentado no item anterior, como pode ser visto na Figura C.1. Para o caso apresentado neste Anexo, a seção de pilar que resultou em deslocamentos mais próximos ao visto anteriormente foi a seção CS450x154.

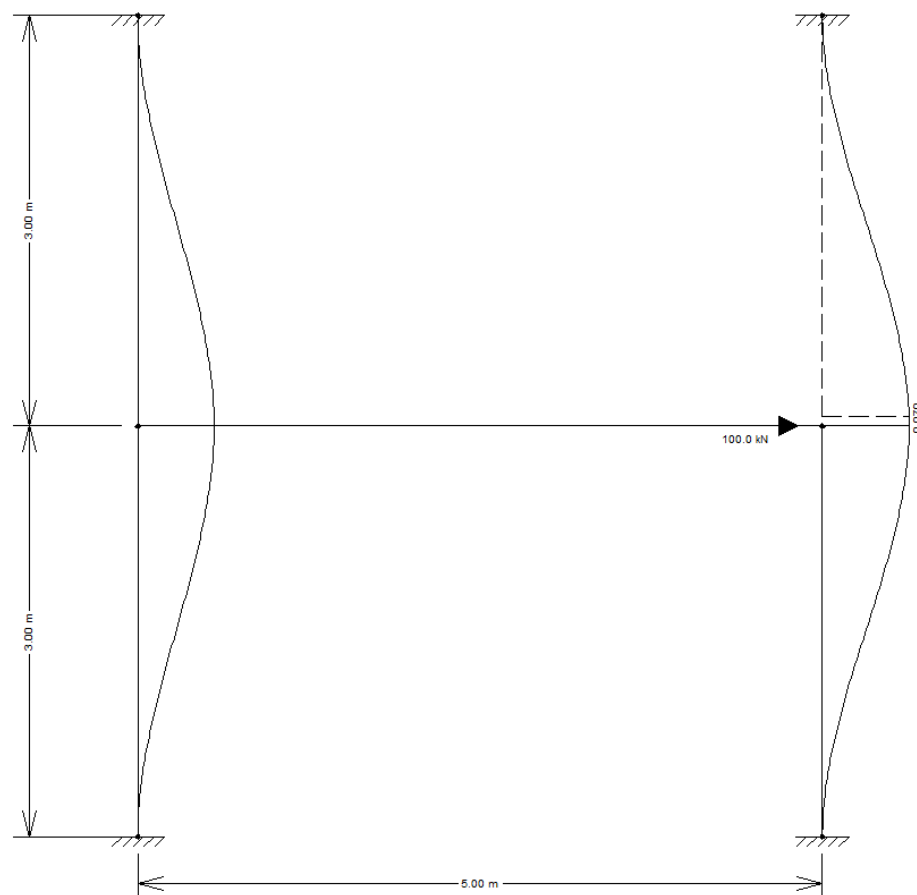


Figura C.1 – Deslocamento para a força axial considerada

C.2. Verificação do pilar em situação de incêndio

C.2.1. Verificação da resistência à compressão em situação de incêndio

Para a determinação da resistência do pilar em situação de incêndio, utilizou-se roteiro de cálculo proposto na ABNT NBR 14323 (2013). A primeira parte da verificação é investigar se o perfil estará sujeito à instabilidade local. Tem-se:

- Instabilidade local da mesa:

$$\left(\frac{b}{t}\right) \leq \left(\frac{b}{t}\right)_{lim}$$

Sendo $(b/t)_{lim}$ em situação de incêndio, o valor encontrado na ABNT NBR 8800 (2008) multiplicado por 0,85.

$$\left(\frac{450}{2 \times 16}\right) \leq 0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = \frac{4}{\sqrt{450/12,5}} = 0,66$$

$$14 \leq 14,7 \times 0,85 = 12,5$$

Logo, haverá instabilidade local na mesa.

- Instabilidade local da alma:

$$\left(\frac{b}{t}\right) \leq \left(\frac{b}{t}\right)_{lim}$$

$$\left(\frac{450}{12,5}\right) \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$36 \leq 42,14 \times 0,85 = 35,8$$

Logo, haverá instabilidade local na alma.

- Resistência à força axial de compressão em situação de incêndio:

Com isso, verifica-se a fórmula dada no item 8.4.2.2.2 da ABNT NBR 14323 (2013), para perfis sujeitos a instabilidade local em situação de incêndio, a saber:

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} k_{\sigma,\theta} A_{ef} f_y$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{0,fi} + \sqrt{\varphi_{0,fi}^2 - \lambda_{0,fi}^2}}$$

$$\varphi_{0,fi} = 0,5(1 + \alpha \lambda_{0,fi} + \lambda_{0,fi}^2)$$

$$\alpha = 0,022 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,630$$

$$\lambda_{0,fi} = \frac{\lambda_0}{0,85}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{k \cdot L} = 111518 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = 0,210$$

$$\lambda_{0,fi} = \frac{\lambda_0}{0,85} = 0,247$$

$$\varphi_{0,fi} = 0,608$$

$$\chi_{fi} = 0,859$$

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} k_{\sigma,\theta} A_{ef} f_y$$

Cálculo da área efetiva:

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef}) \cdot t$$

$$b_{ef} = 1,92t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{c_a}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right]$$

$$b_{ef} = 1,92 \cdot 0,125 \sqrt{\frac{20000}{25}} \left[1 - \frac{0,34}{45/0,125} \sqrt{\frac{20000}{25}} \right] = 6,61 \text{ cm}$$

$$A_{ef} = 196,3 - \sum (45 - 6,61) \cdot 0,125 = 191,5 \text{ cm}^2$$

Para determinar $k_{\sigma,\theta}$ é necessário determinar a temperatura do pilar em que se quer investigar a resistência. Como, neste caso específico, deseja-se investigar o pilar no momento em que a força axial devido à expansão da viga atua sobre ele, verificou-se então qual seria esta temperatura. Para o caso do estudo em questão, a temperatura quando a força máxima ocorre é 465°C . Então, $k_{\sigma,\theta} = 0,572$. Logo:

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} k_{\sigma,\theta} A_{ef} f_y = 2357 \text{ kN}$$

Foi então verificada a força máxima axial de compressão resistente do pilar em situação de incêndio. Entretanto, com a força devido à expansão da viga causa um momento fletor adicional no pilar, verificar-se-á a seção à flexão composta (flexocompressão). Para tal, será verificada a resistência do pilar à flexão.

C.2.2. Verificação da resistência à flexão em situação de incêndio

- Instabilidade local da mesa:

$$\lambda = \frac{b}{2 \cdot t} = \frac{450}{2 \cdot 16} = 14,06$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10,75$$

$$\lambda_{p,fi} = 0,85 \cdot 10,75 = 9,13$$

$$\lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}} = 26,20$$

$$\lambda_{r,fi} = 0,85 \cdot 26,20 = 22,3$$

Logo,

$$\lambda_{p,fi} \leq \lambda \leq \lambda_{r,fi}$$

Então:

$$M_{fi,Rd} = \kappa k_{y,\theta} M_y$$

Considerando $\kappa = 1,4$ de acordo com o item 8.4.3.2.4 da ABNT NBR 14323 (2013) e, considerando que a temperatura máxima em que a flexão ocorre no pilar devido a força aplicada pela viga na fase de expansão é igual a 466°C , então $k_{y,\theta} = 0,85$.

$$M_y = W_x f_y = 83825 \text{ kN.cm}$$

Logo, a resistência à flexão levando em consideração a instabilidade local da mesa é:

$$M_{fi,Rd} = \kappa k_{y,\theta} M_y = 100315 \text{ kN.cm}$$

- Instabilidade local da alma:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 28,12$$

$$\lambda_p = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 161,2$$

$$\lambda_{p,fi} = 0,85 \cdot 161,2 = 137,02$$

Logo,

$$\lambda \leq \lambda_{p,fi}$$

Então:

$$M_{fi,Rd} = \kappa k_{y,\theta} M_{pl}$$

Sendo:

$$M_{pl} = Z_x f_y = 91775 \text{ kN.cm}$$

Logo, a resistência à flexão levando em consideração a instabilidade local da alma é:

$$M_{fi,Rd} = \kappa k_{y,\theta} M_{pl} = 109829 \text{ kN.cm}$$

- Instabilidade lateral com torção:

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = 27,02$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 49,78$$

$$\lambda_{p,fi} = 0,85 \cdot 49,78 = 42,31$$

Logo,

$$\lambda \leq \lambda_{p,fi}$$

Então:

$$M_{fi,Rd} = \kappa k_{y,\theta} M_{pl}$$

Sendo:

$$M_{pl} = Z_x f_y = 91775 \text{ kN.cm}$$

Logo, a resistência à flexão levando em consideração a instabilidade lateral com torção é:

$$M_{fi,Rd} = \kappa k_{y,\theta} M_{pl} = 109829 \text{ kN.cm}$$

Face às resistências encontradas relativas ao estado limite de instabilidade local e estado limite de instabilidade lateral, tem-se que a resistência à seção em situação de incêndio, na temperatura estabelecida é 91775 kN.cm. Será então determinada a interação quanto à flexocompressão da seção.

C.2.3. Combinação da força axial e momentos fletores

$$\frac{N_{fi,Sd}}{N_{fi,Rd}} = 0,01$$

Então:

$$\frac{N_{fi,Sd}}{2 N_{fi,Rd}} + \frac{M_{x,fi,Sd}}{M_{x,fi,Rd}} = 0,49$$

Logo, a seção atende quanto à interação entre a força axial e momentos fletores. Para este caso específico, as forças que surgem das vigas na fase de expansão e que atuam nos pilares não são preponderantes. Lembra-se que todas as demais seções estudadas nesta Tese utilizaram marcha de cálculo similar, utilizando as equações prescritas na ABNT NBR 8800 (2008) e ABNT NBR 14323 (2013).

ANEXO D – RESULTADOS DA VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE PILARES EM INTERAÇÃO COM VIGAS SIMPLES E MISTAS DE AÇO E CONCRETO COM E SEM REVESTIMENTO CONTRA O FOGO

Neste Anexo serão apresentados os resultados encontrados para a interação entre vigas e pilares, conforme mencionado no Capítulo 4 desta tese. Quando a interação de flexo-compressão em situação de incêndio estiver dentro das condições de segurança, será apresentada a palavra “ATENDE”. Caso contrário, “NÃO ATENDE”.

Tabela D.1 – Verificação da resistência de pilares em interação com vigas simples com e sem revestimento contra o fogo

Viga	Tempo para ocorrência da força (min)	Temperatura do pilar no momento de ocorrência da força (°C)	Interação entre compressão e flexão em Situação de Incêndio	Verificação
V1-5-KA-SP	6	465	0,49	ATENDE
V1-5-0.5KA-SP	6	465	0,57	ATENDE
V1-5-0.1KA-SP	8	645	1,13	NÃO ATENDE
V1-5-0.05KA-SP	11	645	1,75	NÃO ATENDE
V1-5-KA-APCa	33	345	0,21	ATENDE
V1-5-0.5KA-APCa	36	341	0,33	ATENDE
V1-5-0.1KA-APCa	47	560	1,10	NÃO ATENDE
V1-5-0.05KA-APCa	52	614	1,82	NÃO ATENDE
V1-5-KA-APCr	54	273	0,27	ATENDE
V1-5-0.5KA-APCr	66	382	0,36	ATENDE
V1-5-0.1KA-APCr	91	556	1,09	NÃO ATENDE
V1-5-0.05KA-APCr	102	604	1,78	NÃO ATENDE
V1-5-KA-PGA	26	280	0,28	ATENDE

V1-5-0.5KA-PGA	36	420	0,37	ATENDE
V1-5-0.1KA-PGA	54	560	1,33	NÃO ATENDE
V1-5-0.05KA-PGA	65	610	1,79	NÃO ATENDE
V1-5-KA-TI	17	273	0,28	ATENDE
V1-5-0.5KA-TI	24	354	0,33	ATENDE
V1-5-0.1KA-TI	42	524	0,92	ATENDE
V1-5-0.05KA-TI	48	565	1,44	NÃO ATENDE
V1-10-KA-SP	5	600	0,93	ATENDE
V1-10-0.5KA-SP	6	600	1,12	NÃO ATENDE
V1-10-0.1KA-SP	6	600	1,25	NÃO ATENDE
V1-10-0.05KA-SP	6	600	1,33	NÃO ATENDE
V1-10-KA-APCa	35	212	0,57	ATENDE
V1-10-0.5KA-APCa	42	285	0,87	ATENDE
V1-10-0.1KA-APCa	59	535	1,26	NÃO ATENDE
V1-10-0.05KA-APCa	64	581	1,49	NÃO ATENDE
V1-10-KA-APCr	66	223	0,56	ATENDE
V1-10-0.5KA-APCr	84	319	0,80	ATENDE
V1-10-0.1KA-APCr	120	526	1,22	NÃO ATENDE
V1-10-0.05KA-APCr	120	526	1,20	NÃO ATENDE
V1-10-KA-PGA	24	276	0,50	ATENDE
V1-10-0.5KA-PGA	30	337	0,64	ATENDE
V1-10-0.1KA-PGA	68	585	1,72	NÃO ATENDE
V1-10-0.05KA-PGA	82	628	2,23	NÃO ATENDE
V1-10-KA-TI	17	206	0,54	ATENDE
V1-10-0.5KA-TI	27	341	0,80	ATENDE
V1-10-0.1KA-TI	54	530	1,25	NÃO ATENDE
V1-10-0.05KA-TI	60	558	1,43	NÃO ATENDE
V1-15-KA-SP	6	526	0,89	ATENDE
V1-15-0.5KA-SP	6	526	1,56	NÃO ATENDE
V1-15-0.1KA-SP	7	526	1,25	NÃO ATENDE
V1-15-0.05KA-SP	9	526	2,02	NÃO ATENDE
V1-15-KA-APCa	47	233	0,79	ATENDE
V1-15-0.5KA-APCa	57	291	1,27	NÃO ATENDE
V1-15-0.1KA-APCa	84	525	1,22	NÃO ATENDE
V1-15-0.05KA-APCa	85	564	2,03	NÃO ATENDE
V1-15-KA-APCr	83	224	0,77	ATENDE
V1-15-0.5KA-APCr	102	305	1,33	NÃO ATENDE
V1-15-0.1KA-APCr	120	391	1,01	NÃO ATENDE

V1-15-0.05KA-APCr	120	391	1,61	NÃO ATENDE
V1-15-KA-PGA	36	282	0,69	ATENDE
V1-15-0.5KA-PGA	48	367	1,06	NÃO ATENDE
V1-15-0.1KA-PGA	96	591	1,14	NÃO ATENDE
V1-15-0.05KA-PGA	120	647	2,03	NÃO ATENDE
V1-15-KA-TI	35	294	0,90	ATENDE
V1-15-0.5KA-TI	43	386	1,67	NÃO ATENDE
V1-15-0.1KA-TI	77	547	1,25	NÃO ATENDE
V1-15-0.05KA-TI	90	588	2,06	NÃO ATENDE

Tabela D.2 – Verificação da resistência de pilares em interação com vigas mistas com e sem revestimento contra o fogo

Viga	Tempo para ocorrência da força (min)	Temperatura do pilar no momento de ocorrência da força (°C)	Interação entre compressão e flexão em Situação de Incêndio	Verificação
VM-5-KA-SP	11	643	1,13	NÃO ATENDE
VM-5-0.5KA-SP	11	643	1,32	NÃO ATENDE
VM-5-0.1KA-SP	12	643	1,48	NÃO ATENDE
VM-5-0.05KA-SP	16	643	1,72	NÃO ATENDE
VM-5-KA-APCa	48	142	0,42	ATENDE
VM-5-0.5KA-APCa	60	483	1,01	NÃO ATENDE
VM-5-0.1KA-APCa	76	644	3,14	NÃO ATENDE
VM-5-0.05KA-APCa	78	680	4,20	NÃO ATENDE
VM-5-KA-APCr	70	236	0,41	ATENDE
VM-5-0.5KA-APCr	85	363	0,78	ATENDE
VM-5-0.1KA-APCr	120	576	2,23	NÃO ATENDE
VM-5-0.05KA-APCr	120	576	2,60	NÃO ATENDE
VM-5-KA-PGA	42	115	0,43	ATENDE
VM-5-0.5KA-PGA	57	169	0,60	ATENDE
VM-5-0.1KA-PGA	96	409	1,15	NÃO ATENDE
VM-5-0.05KA-PGA	100	456	1,47	NÃO ATENDE
VM-5-KA-TI	36	411	0,66	ATENDE
VM-5-0.5KA-TI	57	553	1,37	NÃO ATENDE
VM-5-0.1KA-TI	90	686	1,34	NÃO ATENDE
VM-5-0.05KA-TI	100	702	5,75	NÃO ATENDE
VM-10-KA-SP	8	297	0,55	ATENDE
VM-10-0.5KA-SP	10	325	0,55	ATENDE
VM-10-0.1KA-SP	12	576	1,02	NÃO ATENDE

VM-10-0.05KA-SP	12	581	1,11	NÃO ATENDE
VM-10-KA-APCa	35	164	0,73	ATENDE
VM-10-0.5KA-APCa	47	300	1,17	NÃO ATENDE
VM-10-0.1KA-APCa	72	598	2,40	NÃO ATENDE
VM-10-0.05KA-APCa	78	598	2,42	NÃO ATENDE
VM-10-KA-APCr	48	192	0,68	ATENDE
VM-10-0.5KA-APCr	72	223	0,94	ATENDE
VM-10-0.1KA-APCr	114	468	1,32	NÃO ATENDE
VM-10-0.05KA-APCr	120	520	1,47	NÃO ATENDE
VM-10-KA-PGA	28	276	0,72	ATENDE
VM-10-0.5KA-PGA	45	438	1,4	NÃO ATENDE
VM-10-0.1KA-PGA	96	630	2,83	NÃO ATENDE
VM-10-0.05KA-PGA	100	647	2,79	NÃO ATENDE
VM-10-KA-TI	20	200	0,62	ATENDE
VM-10-0.5KA-TI	30	323	1,08	NÃO ATENDE
VM-10-0.1KA-TI	64	564	1,72	NÃO ATENDE
VM-10-0.05KA-TI	66	591	1,80	NÃO ATENDE
VM-15-KA-SP	11	575	1,03	NÃO ATENDE
VM-15-0.5KA-SP	12	575	1,89	NÃO ATENDE
VM-15-0.1KA-SP	18	676	1,98	NÃO ATENDE
VM-15-0.05KA-SP	20	676	3,31	NÃO ATENDE
VM-15-KA-APCa	30	136	0,92	ATENDE
VM-15-0.5KA-APCa	42	210	1,72	NÃO ATENDE
VM-15-0.1KA-APCa	75	486	1,81	NÃO ATENDE
VM-15-0.05KA-APCa	84	562	3,88	NÃO ATENDE
VM-15-KA-APCr	42	159	0,93	ATENDE
VM-15-0.5KA-APCr	60	260	1,74	NÃO ATENDE
VM-15-0.1KA-APCr	120	552	1,63	NÃO ATENDE
VM-15-0.05KA-APCr	120	552	3,54	NÃO ATENDE
VM-15-KA-PGA	42	282	1,01	NÃO ATENDE
VM-15-0.5KA-PGA	42	282	1,69	NÃO ATENDE
VM-15-0.1KA-PGA	90	540	1,53	NÃO ATENDE
VM-15-0.05KA-PGA	120	607	3,98	NÃO ATENDE
VM-15-KA-TI	24	187	0,85	ATENDE
VM-15-0.5KA-TI	30	235	1,53	NÃO ATENDE
VM-15-0.1KA-TI	72	526	1,23	NÃO ATENDE
VM-15-0.05KA-TI	78	549	3,55	NÃO ATENDE

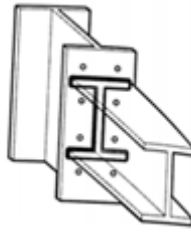
ANEXO E – MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS LIGAÇÕES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO CONSIDERADAS NA ANÁLISE PARAMÉTRICA DO CAPÍTULO 5

Neste anexo será apresentado o roteiro de cálculo utilizado para a verificação das ligações em situação de incêndio, levando em consideração os esforços em temperatura ambiente e as forças de tração na fase de catenária da viga, em altas temperaturas. Serão apresentados dois roteiros: um, referente a uma ligação engastada da viga V1-5-KA-KR-APCa (viga simples de aço, 5 metros de vão, rigidez axial total e rigidez rotacional total, com revestimento contra o fogo argamassa projetada do tipo CACFO); o outro, referente a uma ligação rotulada da viga V1-5-KA-0.1KR-APCa (viga simples de aço, 5 metros de vão, rigidez axial total e 10% da rigidez rotacional total, com revestimento contra o fogo argamassa projetada do tipo CACFO). A primeira ligação foi escolhida para representar o roteiro utilizado para as ligações engastadas e a segunda foi escolhida para representar o roteiro utilizado para as ligações do tipo rotuladas.

E.1. Roteiro de cálculo da ligação do modelo V1-5-KA-KR-APCa

Neste modelo, considerou-se a ligação sendo engastada, do mesmo tipo que a viga na Figura E.1. Neste tipo de ligação, considera-se que a viga está soldada a uma placa de extremidade, que por sua vez, está parafusada a mesa do pilar. Será seguido procedimento visto em Andrade e Vellasco (2016), para o cálculo de ligações do tipo engastadas.

Figura E.1 – Modelo de ligação engastada utilizada (Andrade e Vellasco, 2016 – Adaptado)



E.1.1. Cálculo da resistência dos parafusos da ligação em temperatura ambiente

O processo de cálculo se inicia com a escolha do diâmetro dos parafusos. A título de pré-dimensionamento, será escolhido parafuso de diâmetro de 16 mm, de aço ASTM A325 (parafusos de alta resistência).

A primeira verificação a ser realizada é a trajetória de tração, que será feita a partir da seguinte equação:

$$N_t = \frac{M_d}{(h - t_f)}$$

Sendo “ M_d ” o momento atuante na viga em temperatura ambiente, considerando a viga engastada, “ h ” a altura do perfil e “ t_f ” a espessura da mesa do perfil.

$$N_t = \frac{M_d}{(h - t_f)} = \frac{9375}{(35 - 0,9375)} = 275 \text{ kN}$$

Considerando que o corte dos parafusos que comandará o dimensionamento (uma vez que não é o objetivo desta tese analisar todos os componentes da ligação), verifica-se a resistência do parafuso ao esforço cortante, de acordo com a ABNT NBR 8800/2008. Tem-se a seguinte resistência, levando em consideração que o plano de corte passará pela rosca do parafuso:

$$R_d = \frac{0,5 \cdot A_g \cdot f_u}{1,35} = \frac{0,5 \cdot 2,01 \cdot 82,5}{1,35} = 61,41 \text{ kN}$$

Considerando que o cortante solicitante em temperatura ambiente é 120 kN, então o número de parafusos para resistir ao esforço cortante é igual a:

$$n = \frac{S_d}{R_d} = \frac{120}{86,47} = 1,4 = 2 \text{ parafusos}$$

Com isso, são necessários apenas dois parafusos de 19 mm de aço ASTM A325 para resistir às solicitações quanto ao esforço cortante nos parafusos.

Será determinado o número de parafusos para resistir à tração na mesa superior da viga, com a resistência do parafuso à tração, de acordo com a ABNT NBT 8800/2008:

$$R_d = \frac{0,67 \cdot 0,5 \cdot 0,75 \cdot 2,01 \cdot 82,5}{1,35} = 61,74 \text{ kN}$$

Considerando que a tração solicitante, conforme calculado é igual a 275 kN e, considerando que seis parafusos na região da mesa superior, será calculado, por equação empírica, a força de tração atuante nos parafusos, considerando que na região superior, onde as forças de tração atuam devido à flexão, terá seis parafusos ao total:

$$S_d = \frac{N_t}{(n - 1)} = \frac{275}{5} = 55 \text{ kN}$$

Logo, a força de tração atuante em cada parafuso será de 55 kN. Logo, os parafusos irão resistir às forças de tração em temperatura ambiente.

E.1.2. Cálculo da resistência dos parafusos da ligação em situação de incêndio

Para o cálculo dos parafusos em situação de incêndio, serão determinados os esforços em altas temperaturas. Considerando que o momento máximo em temperatura ambiente é igual a 9375 kN.cm para a viga analisada, foi considerado o fator de multiplicação da carga igual a 0,4 para as análises desta tese. Com isso, tem-se que o momento fletor máximo em situação de incêndio é igual a 3750 kN.cm. O cortante máximo em situação de incêndio é tomado igual a 48 kN.

A força de tração, devido à ação de catenária, em altas temperaturas é aproximadamente igual a 118 kN, para o modelo analisado. Considerou-se que tal força divide-se para todos os parafusos da ligação. Totalizando que a ligação teria oito parafusos ao total (seis na região superior da viga e dois na região inferior), a força de tração para cada parafuso seria igual a 15 kN.

O ponto crítico seriam os parafusos na região superior, que já estão tracionados devido ao momento de engastamento. Logo, fez-se um novo cálculo da trajetória de tração nos parafusos, levando em consideração o momento fletor em situação de incêndio.

$$N_t = \frac{M_d}{(h - t_f)} = \frac{3750}{(35 - 0,9375)} = 76,4 \text{ kN}$$

Considerando fórmula empírica para a determinação das forças de tração em cada parafuso devido à flexão, tem-se que:

$$S_d = \frac{N_t}{(n - 1)} = 76,4 = 15,3kN$$

Logo, o valor da força de tração em cada parafuso é igual a 30,3 kN ao total, somando-se a tração devido à flexão e a tração devido à ação de catenária. Caso não houvesse elevação de temperatura significativa nos parafusos, os mesmos atenderiam as solicitações, mesmo em situação de incêndio.

Entretanto, será determinada a temperatura nas ligações, utilizando o método previsto no Anexo D, item D.3 do Eurocode 3 Parte 1-2 (2005), que correlaciona a temperatura na altura da viga de aço, junto à ligação, com a temperatura na mesa inferior no centro do vão da viga. Com isso, considerou-se o valor de θ_h (temperatura nas ligações) a partir da seguinte expressão:

$$\theta_h = 0,88\theta_d[1 - 0,3(h/D)]$$

Sendo “ θ_d ” a temperatura na mesa inferior da viga de aço, “h” a altura do parafuso acima da mesa inferior da viga e “D” a altura da viga. A temperatura considerada na mesa inferior foi tomada como a temperatura no momento em que a viga apresenta o maior valor de força de tração devido à ação de catenária. Considerando que os parafusos estão a uma altura aproximada de 30 cm do fundo da viga, então:

$$\theta_h = 0,88.699 \left[1 - 0,3 \left(\frac{25}{35} \right) \right] = 483^\circ C$$

Para calcular a resistência do parafuso, tanto ao cisalhamento quanto à tração, será utilizado o fator de redução $k_{b,\theta}$ previsto no Eurocode 3 Parte 1-2 (2005) e conforme exposto na Capítulo 5 desta tese. Com isso, o valor de $k_{b,\theta}$ para a temperatura encontrada nas ligações será igual a 0,59.

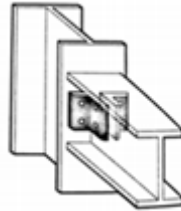
Com isso, a resistência à tração do parafuso, em situação de incêndio, será igual a 36,43 kN. Como a força de tração total no parafuso em situação de incêndio é igual a 30,3 kN, verifica-se que a ligação não apresentará falha em situação de incêndio, mesmo considerando as forças de tração devido à ação de catenária.

E.2. Roteiro de cálculo da ligação do modelo V1-5-KA-0.1KR-APCa

Neste modelo, considerou-se a ligação sendo rotulada, do mesmo tipo que a viga na Figura E.2. Neste tipo de ligação, considera-se que existem duas cantoneiras (uma de cada lado da alma da

viga), parafusada à viga e ao pilar. Neste caso, os parafusos, em temperatura ambiente, estão submetidos somente ao cisalhamento.

Figura E.2 – Modelo de ligação rotulada utilizada (Andrade e Vellasco, 2016 – Adaptado)



E.2.1. Cálculo da resistência dos parafusos da ligação em temperatura ambiente

O processo de cálculo se inicia com a escolha do diâmetro dos parafusos. A título de pré-dimensionamento, será escolhido parafuso de diâmetro de 12,5 mm, de aço ASTM A325 (parafusos de alta resistência).

Considerando que o corte dos parafusos que comandará o dimensionamento (uma vez que não é o objetivo desta tese analisar todos os componentes da ligação), verifica-se a resistência do parafuso ao esforço cortante, de acordo com a ABNT NBR 8800/2008. Tem-se a seguinte resistência, levando em consideração que o plano de corte passará pela rosca do parafuso:

$$R_d = \frac{0,5 \cdot A_g \cdot f_u}{1,35} = \frac{0,5 \cdot 1,22 \cdot 82,5}{1,35} = 37,27 \text{ kN}$$

Entretanto, como trata-se de corte duplo, a resistência será multiplicada por 2. Logo, o parafuso, tanto na conexão com o pilar, quanto na conexão com a viga possui a resistência igual a $R_d = 74,6 \text{ kN}$.

O cálculo da resistência à tração ao parafuso é igual a:

$$R_d = \frac{0,67 \cdot 0,75 \cdot A_g \cdot f_u}{1,35} = \frac{0,67 \cdot 0,75 \cdot 1,22 \cdot 82,5}{1,35} = 37,4 \text{ kN}$$

Considerando que o cortante solicitante em temperatura ambiente é 120 kN, então o número de parafusos para resistir ao esforço cortante é igual a:

$$n = \frac{S_d}{R_d} = \frac{120}{74,6} = 1,6 = 2 \text{ parafusos}$$

Com isso, são necessários apenas dois parafusos de 12,5 mm de aço ASTM A325 para resistir às solicitações quanto ao esforço cortante nos parafusos. Por questão construtiva, serão inseridos 4 parafusos junto ao pilar e 2 parafusos junto a viga.

E.2.2. Cálculo da resistência dos parafusos da ligação em situação de incêndio

Para o cálculo dos parafusos em situação de incêndio, serão determinados os esforços em altas temperaturas. O cortante máximo em situação de incêndio é tomado igual a 48 kN. A força de tração, devido à ação de catenária, em altas temperaturas é aproximadamente igual a 126 kN para o modelo analisado. O força de tração solicitará os parafusos de duas formas:

- (1) Na conexão da cantoneira com o pilar, os parafusos terão a combinação do cisalhamento em situação de incêndio com tração devido à ação de catenária;
- (2) Na conexão da cantoneira com a viga, a força de tração na viga será levada aos parafusos como força de cisalhamento.

Levando em consideração os parafusos juntos ao pilar, o esforço cortante em cada um deles, em situação de incêndio será de 12 kN. A força de tração em cada um dos parafusos será igual a 31,5 kN. Com isso, será realizada interação prevista na ABNT NBR 8800 (2008) para a verificação da resistência de parafusos solicitados à tração e ao cisalhamento:

$$\left(\frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1$$

Para calcular a resistência do parafuso, tanto ao cisalhamento quanto à tração, será utilizado o fator de redução $k_{b,\theta}$ previsto no Eurocode 3 Parte 1-2 (2005) e conforme exposto na Capítulo 5 desta tese. Para a determinação do valor de $k_{b,\theta}$, deverá ser necessário determinar a temperatura nas ligações a partir da expressão, considerando que os parafusos estarão aproximadamente no centro da viga:

$$\theta_h = 0,88\theta_d[1 - 0,3(h/D)]$$
$$\theta_h = 0,88.699 \left[1 - 0,3\left(\frac{17,5}{35}\right)\right] = 522^\circ C$$

Logo, o valor de $k_{b,\theta}$ para a temperatura encontrada nas ligações será igual a 0,48.

Utilizando tal fator, a resistência ao cisalhamento do parafuso será igual a 35,8 kN e a resistência à tração do parafuso será igual a 17,95 kN.

Fazendo a interação entre as ações:

$$\left(\frac{31,5}{17,95}\right)^2 + \left(\frac{12}{35,8}\right)^2 = 3,19 \leq 1$$

Logo, a ligação não atenderia pela força de tração gerada pela ação de catenária.

A segunda verificação é em relação aos parafusos que estão conectados na alma da viga. Levando em consideração que haverá duas componentes de força cisalhante (uma no sentido longitudinal à viga, devido à ação de catenária e outra no sentido perpendicular à viga, devido ao esforço cortante), a resultante entre tais forças é igual a 134,8 kN, com cada parafuso (dois ao todo), sendo solicitado à 67,4 kN

Considerando dois parafusos, com corte duplo, a resistência é igual a 35,8 kN, como já visto anteriormente. Como a resistência é menor que a solicitação, o parafuso não atende à solicitação.

Verifica-se, portanto, que as forças de tração devido à ação de catenária nas ligações não podem ser desprezadas e devem ser levadas em consideração no cálculo em temperatura ambiente para que as ligações não colapsem em altas temperaturas.

ANEXO F – RESUMO DA VERIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES NA FASE DE CATENÁRIA DOS MODELOS ESTUDADOS NO CAPÍTULO 4

Tabela F.1 – Resumo da verificação das ligações na fase de catenária das vigas simples com vão de 5 metros

Viga	Quantidade de parafusos utilizados no plano de ruptura	Diâmetro do parafuso utilizado (mm)	Interação entre forças em Temperatura Ambiente	Interação entre forças em Situação de Incêndio	Verificação
V1-5-KA-KRI-SP	8	19	0,70	5,24	NÃO ATENDE
V1-5-0.5KA-KRI-SP	8	19	0,70	5,08	NÃO ATENDE
V1-5-0.1KA-KRI-SP	8	19	0,70	5,04	NÃO ATENDE
V1-5-0.05KA-KRI-SP	8	19	0,70	5,09	NÃO ATENDE
V1-5-KA-KR-SP	8	16	0,71	6,53	NÃO ATENDE
V1-5-KA-0.5KR-SP	8	16	0,39	4,23	NÃO ATENDE
V1-5-KA-0.1KR-SP	4	16	0,32	3,62	NÃO ATENDE
V1-5-KA-0.05KR-SP	2	16	0,98	4,92	NÃO ATENDE
V1-5-0.5KA-KR-SP	8	16	0,71	6,96	NÃO ATENDE
V1-5-0.1KA-KR-SP	8	16	0,71	7,34	NÃO ATENDE
V1-5-0.05KA-KR-SP	8	16	0,71	7,24	NÃO ATENDE
V1-5-KA-KRI-APCa	8	16	0,92	0,62	ATENDE
V1-5-0.5KA-KRI-APCa	8	16	0,92	0,67	ATENDE
V1-5-0.1KA-KRI-APCa	8	16	0,92	0,70	ATENDE
V1-5-0.05KA-KRI-APCa	8	16	0,92	0,69	ATENDE

V1-5-KA-KR-APCa	8	16	0,72	0,51	ATENDE
V1-5-KA-0.5KR-APCa	8	16	0,72	0,62	ATENDE
V1-5-KA-0.1KR-APCa	4	12,5	0,80	3,19	NÃO ATENDE
V1-5-KA-0.05KR-APCa	2	16	0,98	4,30	NÃO ATENDE
V1-5-0.5KA-KR-APCa	8	16	0,72	0,45	ATENDE
V1-5-0.1KA-KR-APCa	8	16	0,72	0,43	ATENDE
V1-5-0.05KA-KR-APCa	8	16	0,72	0,37	ATENDE
V1-5-KA-KRI-APCr	8	19	0,70	0,15	ATENDE
V1-5-0.5KA-KRI-APCr	8	19	0,70	0,15	ATENDE
V1-5-0.1KA-KRI-APCr	8	19	0,70	0,15	ATENDE
V1-5-0.05KA-KRI-APCr	8	19	0,70	0,15	ATENDE
V1-5-KA-KR-APCr	8	16	0,72	0,15	ATENDE
V1-5-KA-0.5KR-APCr	8	16	0,72	0,59	ATENDE
V1-5-KA-0.1KR-APCr	8	12,5	0,80	0,37	ATENDE
V1-5-KA-0.05KR-APCr	8	16	0,98	0,46	ATENDE
V1-5-0.5KA-KR-APCr	8	16	0,76	0,17	ATENDE
V1-5-0.1KA-KR-APCr	8	16	0,76	0,17	ATENDE
V1-5-0.05KA-KR-APCr	8	16	0,76	0,17	ATENDE
V1-5-KA-KRI-PGA	8	19	0,70	0,39	ATENDE
V1-5-0.5KA-KRI-PGA	8	19	0,70	0,34	ATENDE
V1-5-0.1KA-KRI-PGA	8	19	0,70	0,34	ATENDE
V1-5-0.05KA-KRI-PGA	8	19	0,70	0,34	ATENDE
V1-5-KA-KR-PGA	8	16	0,72	0,49	ATENDE
V1-5-KA-0.5KR-PGA	8	16	0,72	0,63	ATENDE
V1-5-KA-0.1KR-PGA	4	12,5	0,80	1,21	NÃO ATENDE
V1-5-KA-0.05KR-PGA	2	16	0,98	1,45	NÃO ATENDE
V1-5-0.5KA-KR-PGA	8	16	0,72	0,43	ATENDE
V1-5-0.1KA-KR-PGA	8	16	0,72	0,60	ATENDE
V1-5-0.05KA-KR-PGA	8	16	0,72	0,42	ATENDE
V1-5-KA-KRI-TI	8	19	0,70	0,36	ATENDE
V1-5-0.5KA-KRI-TI	8	19	0,70	0,46	ATENDE
V1-5-0.1KA-KRI-TI	8	19	0,70	0,40	ATENDE
V1-5-0.05KA-KRI-TI	8	19	0,70	0,38	ATENDE
V1-5-KA-KR-TI	8	16	0,72	0,43	ATENDE
V1-5-KA-0.5KR-TI	8	16	0,39	0,29	ATENDE
V1-5-KA-0.1KR-TI	4	12,5	0,80	1,12	NÃO ATENDE
V1-5-KA-0.05KR-TI	2	16	0,98	1,36	NÃO ATENDE
V1-5-0.5KA-KR-TI	8	16	0,72	0,64	ATENDE

V1-5-0.1KA-KR-TI	8	16	0,72	0,46	ATENDE
V1-5-0.05KA-KR-TI	8	16	0,72	0,46	ATENDE

Tabela F.2 – Resumo da verificação das ligações na fase de catenária das vigas simples com vão de 10 metros

Viga	Quantidade de parafusos utilizados no plano de ruptura	Diâmetro do parafuso utilizado (mm)	Interação entre forças em Temperatura Ambiente	Interação entre forças em Situação de Incêndio	Verificação
V1-10-KA-KRI-SP	12	22	0,74	46,29	NÃO ATENDE
V1-10-0.5KA-KRI-SP	12	22	0,74	44,03	NÃO ATENDE
V1-10-0.1KA-KRI-SP	12	22	0,74	40,14	NÃO ATENDE
V1-10-0.05KA-KRI-SP	12	22	0,74	34,59	NÃO ATENDE
V1-10-KA-KR-SP	12	19	0,69	54,38	NÃO ATENDE
V1-10-KA-0.5KR-SP	12	22	0,74	43,56	NÃO ATENDE
V1-10-KA-0.1KR-SP	4	19	0,82	8,93	NÃO ATENDE
V1-10-KA-0.05KR-SP	3	22	0,82	10,98	NÃO ATENDE
V1-10-0.5KA-KR-SP	12	22	0,39	29,12	NÃO ATENDE
V1-10-0.1KA-KR-SP	12	22	0,39	26,0	NÃO ATENDE
V1-10-0.05KA-KR-SP	12	22	0,39	21,6	NÃO ATENDE
V1-10-KA-KRI-APCa	12	22	0,74	0,39	ATENDE
V1-10-0.5KA-KRI-APCa	12	22	0,74	0,40	ATENDE
V1-10-0.1KA-KRI-APCa	12	22	0,74	0,37	ATENDE
V1-10-0.05KA-KRI-APCa	12	22	0,74	0,46	ATENDE
V1-10-KA-KR-APCa	12	19	0,69	0,47	ATENDE
V1-10-KA-0.5KR-APCa	12	22	0,74	0,53	ATENDE
V1-10-KA-0.1KR-APCa	4	19	0,82	3,10	NÃO ATENDE
V1-10-KA-0.05KR-APCa	3	22	0,82	3,65	NÃO ATENDE
V1-10-0.5KA-KR-APCa	12	19	0,69	0,45	ATENDE
V1-10-0.1KA-KR-APCa	12	19	0,69	0,40	ATENDE
V1-10-0.05KA-KR-APCa	12	19	0,69	0,51	ATENDE
V1-10-KA-KRI-APCr	12	22	0,74	0,15	ATENDE
V1-10-0.5KA-KRI-APCr	12	22	0,74	0,15	ATENDE
V1-10-0.1KA-KRI-APCr	12	22	0,74	0,15	ATENDE
V1-10-0.05KA-KRI-APCr	12	22	0,74	0,15	ATENDE
V1-10-KA-KR-APCr	12	19	0,69	0,14	ATENDE
V1-10-KA-0.5KR-APCr	12	22	0,74	0,15	ATENDE

V1-10-KA-0.1KR-APCr	4	19	0,82	0,52	ATENDE
V1-10-KA-0.05KR-APCr	3	22	0,82	0,52	ATENDE
V1-10-0.5KA-KR-APCr	12	19	0,69	0,14	ATENDE
V1-10-0.1KA-KR-APCr	12	19	0,69	0,14	ATENDE
V1-10-0.05KA-KR-APCr	12	19	0,69	0,14	ATENDE
V1-10-KA-KRI-PGA	12	22	0,74	0,68	ATENDE
V1-10-0.5KA-KRI-PGA	12	22	0,74	0,66	ATENDE
V1-10-0.1KA-KRI-PGA	12	22	0,74	0,59	ATENDE
V1-10-0.05KA-KRI-PGA	12	22	0,74	0,57	ATENDE
V1-10-KA-KR-PGA	12	19	0,69	0,69	ATENDE
V1-10-KA-0.5KR-PGA	12	22	0,74	0,58	ATENDE
V1-10-KA-0.1KR-PGA	4	19	0,82	4,48	NÃO ATENDE
V1-10-KA-0.05KR-PGA	3	22	0,82	3,52	NÃO ATENDE
V1-10-0.5KA-KR-PGA	12	19	0,69	0,73	ATENDE
V1-10-0.1KA-KR-PGA	12	19	0,69	0,74	ATENDE
V1-10-0.05KA-KR-PGA	12	19	0,69	0,78	ATENDE
V1-10-KA-KRI-TI	12	22	0,74	0,54	ATENDE
V1-10-0.5KA-KRI-TI	12	22	0,74	0,61	ATENDE
V1-10-0.1KA-KRI-TI	12	22	0,74	0,55	ATENDE
V1-10-0.05KA-KRI-TI	12	22	0,74	0,45	ATENDE
V1-10-KA-KR-TI	12	19	0,69	0,77	ATENDE
V1-10-KA-0.5KR-TI	12	22	0,74	0,58	ATENDE
V1-10-KA-0.1KR-TI	4	19	0,82	3,38	NÃO ATENDE
V1-10-KA-0.05KR-TI	3	22	0,82	3,29	NÃO ATENDE
V1-10-0.5KA-KR-TI	12	19	0,69	0,62	ATENDE
V1-10-0.1KA-KR-TI	12	19	0,69	0,66	ATENDE
V1-10-0.05KA-KR-TI	12	19	0,69	0,51	ATENDE

Tabela F.3 – Resumo da verificação das ligações na fase de catenária das vigas simples com vão de 15 metros

Viga	Quantidade de parafusos utilizados no plano de ruptura	Diâmetro do parafuso utilizado (mm)	Interação entre forças em Temperatura Ambiente	Interação entre forças em Situação de Incêndio	Verificação
V1-15-KA-KRI-SP	16	25,4	0,60	31,63	NÃO ATENDE
V1-15-0.5KA-KRI-SP	16	25,4	0,60	31,95	NÃO ATENDE
V1-15-0.1KA-KRI-SP	16	25,4	0,60	31,78	NÃO ATENDE

V1-15-0.05KA-KRI-SP	16	25,4	0,60	30,93	NÃO ATENDE
V1-15-KA-KR-SP	16	22	0,55	42,66	NÃO ATENDE
V1-15-KA-0.5KR-SP	13	25,4	0,87	53,46	NÃO ATENDE
V1-15-KA-0.1KR-SP	4	22	0,85	12,04	NÃO ATENDE
V1-15-KA-0.05KR-SP	4	22	0,85	10,96	NÃO ATENDE
V1-15-0.5KA-KR-SP	16	22	0,55	40,95	NÃO ATENDE
V1-15-0.1KA-KR-SP	16	22	0,55	35,66	NÃO ATENDE
V1-15-0.05KA-KR-SP	16	22	0,55	33,83	NÃO ATENDE
V1-15-KA-KRI-APCa	16	25,4	0,60	0,41	ATENDE
V1-15-0.5KA-KRI-APCa	16	25,4	0,60	0,45	ATENDE
V1-15-0.1KA-KRI-APCa	16	25,4	0,60	0,52	ATENDE
V1-15-0.05KA-KRI-APCa	16	25,4	0,60	0,45	ATENDE
V1-15-KA-KR-APCa	16	22	0,55	0,66	ATENDE
V1-15-KA-0.5KR-APCa	13	25,4	0,87	0,83	ATENDE
V1-15-KA-0.1KR-APCa	4	22	0,85	4,17	NÃO ATENDE
V1-15-KA-0.05KR-APCa	4	22	0,85	5,08	NÃO ATENDE
V1-15-0.5KA-KR-APCa	16	22	0,55	0,55	ATENDE
V1-15-0.1KA-KR-APCa	16	22	0,55	0,68	ATENDE
V1-15-0.05KA-KR-APCa	16	22	0,55	0,55	ATENDE
V1-15-KA-KRI-APCr	16	25,4	0,60	0,11	ATENDE
V1-15-0.5KA-KRI-APCr	16	25,4	0,60	0,11	ATENDE
V1-15-0.1KA-KRI-APCr	16	25,4	0,60	0,11	ATENDE
V1-15-0.05KA-KRI-APCr	16	25,4	0,60	0,11	ATENDE
V1-15-KA-KR-APCr	16	22	0,55	0,10	ATENDE
V1-15-KA-0.5KR-APCr	13	25,4	0,87	0,16	ATENDE
V1-15-KA-0.1KR-APCr	4	22	0,85	0,41	ATENDE
V1-15-KA-0.05KR-APCr	4	22	0,85	0,41	ATENDE
V1-15-0.5KA-KR-APCr	16	22	0,55	0,10	ATENDE
V1-15-0.1KA-KR-APCr	16	22	0,55	0,10	ATENDE
V1-15-0.05KA-KR-APCr	16	22	0,55	0,10	ATENDE
V1-15-KA-KRI-PGA	16	25,4	0,60	0,20	ATENDE
V1-15-0.5KA-KRI-PGA	16	25,4	0,60	0,20	ATENDE
V1-15-0.1KA-KRI-PGA	16	25,4	0,60	0,20	ATENDE
V1-15-0.05KA-KRI-PGA	16	25,4	0,60	0,15	ATENDE
V1-15-KA-KR-PGA	16	22	0,55	0,13	ATENDE
V1-15-KA-0.5KR-PGA	13	25,4	0,87	0,21	ATENDE
V1-15-KA-0.1KR-PGA	4	22	0,85	1,10	NÃO ATENDE
V1-15-KA-0.05KR-PGA	4	22	0,85	1,10	NÃO ATENDE

V1-15-0.5KA-KR-PGA	16	22	0,55	0,13	ATENDE
V1-15-0.1KA-KR-PGA	16	22	0,55	0,13	ATENDE
V1-15-0.05KA-KR-PGA	16	22	0,55	0,13	ATENDE
V1-15-KA-KRI-TI	16	25,4	0,60	0,30	ATENDE
V1-15-0.5KA-KRI-TI	16	25,4	0,60	0,28	ATENDE
V1-15-0.1KA-KRI-TI	16	25,4	0,60	0,15	ATENDE
V1-15-0.05KA-KRI-TI	16	25,4	0,60	0,15	ATENDE
V1-15-KA-KR-TI	16	22	0,55	0,31	ATENDE
V1-15-KA-0.5KR-TI	13	25,4	0,87	0,43	ATENDE
V1-15-KA-0.1KR-TI	4	22	0,85	1,35	NÃO ATENDE
V1-15-KA-0.05KR-TI	4	22	0,85	1,35	NÃO ATENDE
V1-15-0.5KA-KR-TI	16	22	0,55	0,32	ATENDE
V1-15-0.1KA-KR-TI	16	22	0,55	0,14	ATENDE
V1-15-0.05KA-KR-TI	16	22	0,55	0,14	ATENDE

Tabela F.4 – Resumo da verificação das ligações na fase de catenária das vigas mistas com vão de 5 metros

Viga	Quantidade de parafusos utilizados no plano de ruptura	Diâmetro do parafuso utilizado (mm)	Interação entre forças em Temperatura Ambiente	Interação entre forças em Situação de Incêndio	Verificação
VM-5-KA-KRI-SP	8	25,4	0,88	37,08	NÃO ATENDE
VM-5-0.5KA-KRI-SP	8	25,4	0,88	34,69	NÃO ATENDE
VM-5-0.1KA-KRI-SP	8	25,4	0,88	26,13	NÃO ATENDE
VM-5-0.05KA-KRI-SP	8	25,4	0,88	24,03	NÃO ATENDE
VM-5-KA-KR-SP	8	22	0,60	37,16	NÃO ATENDE
VM-5-KA-0.5KR-SP	8	19	0,79	59,21	NÃO ATENDE
VM-5-KA-0.1KR-SP	4	16	0,69	8,59	NÃO ATENDE
VM-5-KA-0.05KR-SP	3	19	0,78	17,11	NÃO ATENDE
VM-5-0.5KA-KR-SP	8	22	0,60	33,48	NÃO ATENDE
VM-5-0.1KA-KR-SP	8	22	0,60	23,99	NÃO ATENDE
VM-5-0.05KA-KR-SP	8	22	0,60	21,27	NÃO ATENDE
VM-5-KA-KRI-APCa	8	25,4	0,79	0,45	ATENDE
VM-5-0.5KA-KRI-APCa	8	25,4	0,79	0,48	ATENDE
VM-5-0.1KA-KRI-APCa	8	25,4	0,79	0,48	ATENDE
VM-5-0.05KA-KRI-APCa	8	25,4	0,79	0,46	ATENDE

VM-5-KA-KR-APCa	8	22	0,62	0,33	ATENDE
VM-5-KA-0.5KR-APCa	8	19	0,62	0,94	ATENDE
VM-5-KA-0.1KR-APCa	4	16	0,64	1,05	NÃO ATENDE
VM-5-KA-0.05KR-APCa	3	19	0,91	1,25	NÃO ATENDE
VM-5-0.5KA-KR-APCa	8	22	0,62	0,40	ATENDE
VM-5-0.1KA-KR-APCa	8	22	0,62	0,38	ATENDE
VM-5-0.05KA-KR-APCa	8	22	0,62	0,38	ATENDE
VM-5-KA-KRI-APCr	8	25,4	0,67	0,19	ATENDE
VM-5-0.5KA-KRI-APCr	8	25,4	0,67	0,19	ATENDE
VM-5-0.1KA-KRI-APCr	8	25,4	0,67	0,19	ATENDE
VM-5-0.05KA-KRI-APCr	8	25,4	0,67	0,19	ATENDE
VM-5-KA-KR-APCr	8	22	0,62	0,13	ATENDE
VM-5-KA-0.5KR-APCr	8	19	0,62	0,62	ATENDE
VM-5-KA-0.1KR-APCr	4	16	0,64	0,49	ATENDE
VM-5-KA-0.05KR-APCr	3	19	0,91	0,47	ATENDE
VM-5-0.5KA-KR-APCr	8	22	0,66	0,14	ATENDE
VM-5-0.1KA-KR-APCr	8	22	0,66	0,14	ATENDE
VM-5-0.05KA-KR-APCr	8	22	0,66	0,14	ATENDE
VM-5-KA-KRI-PGA	8	25,4	0,67	0,27	ATENDE
VM-5-0.5KA-KRI-PGA	8	25,4	0,67	0,39	ATENDE
VM-5-0.1KA-KRI-PGA	8	25,4	0,67	0,39	ATENDE
VM-5-0.05KA-KRI-PGA	8	25,4	0,67	0,39	ATENDE
VM-5-KA-KR-PGA	8	22	0,62	0,32	ATENDE
VM-5-KA-0.5KR-PGA	8	19	0,62	1,06	NÃO ATENDE
VM-5-KA-0.1KR-PGA	4	16	0,64	0,88	ATENDE
VM-5-KA-0.05KR-PGA	3	19	0,91	0,67	ATENDE
VM-5-0.5KA-KR-PGA	8	22	0,62	0,28	ATENDE
VM-5-0.1KA-KR-PGA	8	22	0,62	0,32	ATENDE
VM-5-0.05KA-KR-PGA	8	22	0,62	0,21	ATENDE
VM-5-KA-KRI-TI	8	25,4	0,67	0,45	ATENDE
VM-5-0.5KA-KRI-TI	8	25,4	0,67	0,35	ATENDE
VM-5-0.1KA-KRI-TI	8	25,4	0,67	0,39	ATENDE
VM-5-0.05KA-KRI-TI	8	25,4	0,67	0,29	ATENDE
VM-5-KA-KR-TI	8	22	0,62	0,29	ATENDE
VM-5-KA-0.5KR-TI	8	19	0,68	0,45	ATENDE
VM-5-KA-0.1KR-TI	4	16	0,68	0,92	ATENDE
VM-5-KA-0.05KR-TI	3	19	0,91	1,06	NÃO ATENDE
VM-5-0.5KA-KR-TI	8	22	0,62	0,28	ATENDE

VM-5-0.1KA-KR-TI	8	22	0,62	0,36	ATENDE
VM-5-0.05KA-KR-TI	8	22	0,62	0,33	ATENDE

Tabela F.5 – Resumo da verificação das ligações na fase de catenária das vigas mistas com vão de 10 metros

Viga	Quantidade de parafusos utilizados no plano de ruptura	Diâmetro do parafuso utilizado (mm)	Interação entre forças em Temperatura Ambiente	Interação entre forças em Situação de Incêndio	Verificação
VM-10-KA-KRI-SP	14	25,4	0,74	52,47	NÃO ATENDE
VM-10-0.5KA-KRI-SP	14	25,4	0,74	50,74	NÃO ATENDE
VM-10-0.1KA-KRI-SP	14	25,4	0,74	38,18	NÃO ATENDE
VM-10-0.05KA-KRI-SP	14	25,4	0,74	34,11	NÃO ATENDE
VM-10-KA-KR-SP	14	25,4	0,38	37,34	NÃO ATENDE
VM-10-KA-0.5KR-SP	12	25,4	0,51	47,57	NÃO ATENDE
VM-10-KA-0.1KR-SP	4	22	0,84	16,11	NÃO ATENDE
VM-10-KA-0.05KR-SP	3	22	0,84	10,74	NÃO ATENDE
VM-10-0.5KA-KR-SP	14	25,4	0,57	42,25	NÃO ATENDE
VM-10-0.1KA-KR-SP	14	25,4	0,57	33,36	NÃO ATENDE
VM-10-0.05KA-KR-SP	14	25,4	0,57	29,41	NÃO ATENDE
VM-10-KA-KRI-APCa	14	25,4	0,74	0,54	ATENDE
VM-10-0.5KA-KRI-APCa	14	25,4	0,74	0,72	ATENDE
VM-10-0.1KA-KRI-APCa	14	25,4	0,74	0,80	ATENDE
VM-10-0.05KA-KRI-APCa	14	25,4	0,74	0,69	ATENDE
VM-10-KA-KR-APCa	14	25,4	0,38	0,14	ATENDE
VM-10-KA-0.5KR-APCa	12	25,4	0,51	0,54	ATENDE
VM-10-KA-0.1KR-APCa	4	22	0,84	6,79	NÃO ATENDE
VM-10-KA-0.05KR-APCa	3	22	0,84	6,03	NÃO ATENDE
VM-10-0.5KA-KR-APCa	14	25,4	0,57	0,52	ATENDE
VM-10-0.1KA-KR-APCa	14	25,4	0,57	0,60	ATENDE
VM-10-0.05KA-KR-APCa	14	25,4	0,57	0,44	ATENDE
VM-10-KA-KRI-APCr	14	25,4	0,74	0,16	ATENDE
VM-10-0.5KA-KRI-APCr	14	25,4	0,74	0,16	ATENDE
VM-10-0.1KA-KRI-APCr	14	25,4	0,74	0,16	ATENDE
VM-10-0.05KA-KRI-APCr	14	25,4	0,74	0,16	ATENDE
VM-10-KA-KR-APCr	14	25,4	0,38	0,08	ATENDE

VM-10-KA-0.5KR-APCr	12	25,4	0,51	0,11	ATENDE
VM-10-KA-0.1KR-APCr	4	22	0,84	0,52	ATENDE
VM-10-KA-0.05KR-APCr	3	22	0,84	0,52	ATENDE
VM-10-0.5KA-KR-APCr	14	25,4	0,57	0,12	ATENDE
VM-10-0.1KA-KR-APCr	14	25,4	0,57	0,12	ATENDE
VM-10-0.05KA-KR-APCr	14	25,4	0,57	0,12	ATENDE
VM-10-KA-KRI-PGA	14	25,4	0,74	0,64	ATENDE
VM-10-0.5KA-KRI-PGA	14	25,4	0,74	0,94	ATENDE
VM-10-0.1KA-KRI-PGA	14	25,4	0,74	0,26	ATENDE
VM-10-0.05KA-KRI-PGA	14	25,4	0,74	0,26	ATENDE
VM-10-KA-KR-PGA	14	25,4	0,38	0,59	ATENDE
VM-10-KA-0.5KR-PGA	12	25,4	0,51	0,96	ATENDE
VM-10-KA-0.1KR-PGA	4	22	0,84	7,56	NÃO ATENDE
VM-10-KA-0.05KR-PGA	3	22	0,84	6,68	NÃO ATENDE
VM-10-0.5KA-KR-PGA	14	25,4	0,57	0,86	ATENDE
VM-10-0.1KA-KR-PGA	14	25,4	0,57	0,66	ATENDE
VM-10-0.05KA-KR-PGA	14	25,4	0,57	0,62	ATENDE
VM-10-KA-KRI-TI	14	25,4	0,74	0,61	ATENDE
VM-10-0.5KA-KRI-TI	14	25,4	0,74	0,19	ATENDE
VM-10-0.1KA-KRI-TI	14	25,4	0,74	1,03	NÃO ATENDE
VM-10-0.05KA-KRI-TI	14	25,4	0,74	0,73	ATENDE
VM-10-KA-KR-TI	14	25,4	0,38	0,42	ATENDE
VM-10-KA-0.5KR-TI	12	25,4	0,51	0,51	ATENDE
VM-10-KA-0.1KR-TI	4	22	0,84	8,43	NÃO ATENDE
VM-10-KA-0.05KR-TI	3	22	0,84	6,55	NÃO ATENDE
VM-10-0.5KA-KR-TI	14	25,4	0,57	1,10	NÃO ATENDE
VM-10-0.1KA-KR-TI	14	25,4	0,57	0,90	ATENDE
VM-10-0.05KA-KR-TI	14	25,4	0,57	0,22	ATENDE

Tabela F.6 – Resumo da verificação das ligações na fase de catenária das vigas mistas com vão de 15 metros

Viga	Quantidade de parafusos utilizados no plano de ruptura	Diâmetro do parafuso utilizado (mm)	Interação entre forças em Temperatura Ambiente	Interação entre forças em Situação de Incêndio	Verificação
VM-15-KA-KRI-SP	16	25,4	0,67	19,19	NÃO ATENDE
VM-15-0.5KA-KRI-SP	16	25,4	0,67	17,10	NÃO ATENDE

VM-15-0.1KA-KRI-SP	16	25,4	0,67	13,25	NÃO ATENDE
VM-15-0.05KA-KRI-SP	16	25,4	0,67	11,32	NÃO ATENDE
VM-15-KA-KR-SP	16	22	0,61	29,18	NÃO ATENDE
VM-15-KA-0.5KR-SP	13	25,4	0,97	29,89	NÃO ATENDE
VM-15-KA-0.1KR-SP	4	22	0,90	22,75	NÃO ATENDE
VM-15-KA-0.05KR-SP	4	22	0,90	16,43	NÃO ATENDE
VM-15-0.5KA-KR-SP	16	22	0,61	28,73	NÃO ATENDE
VM-15-0.1KA-KR-SP	16	22	0,61	19,23	NÃO ATENDE
VM-15-0.05KA-KR-SP	16	22	0,61	16,36	NÃO ATENDE
VM-15-KA-KRI-APCa	16	25,4	0,67	0,77	ATENDE
VM-15-0.5KA-KRI-APCa	16	25,4	0,67	0,70	ATENDE
VM-15-0.1KA-KRI-APCa	16	25,4	0,67	0,90	ATENDE
VM-15-0.05KA-KRI-APCa	16	25,4	0,67	0,88	ATENDE
VM-15-KA-KR-APCa	16	22	0,61	0,89	ATENDE
VM-15-KA-0.5KR-APCa	13	25,4	0,97	1,10	NÃO ATENDE
VM-15-KA-0.1KR-APCa	4	22	0,90	8,88	NÃO ATENDE
VM-15-KA-0.05KR-APCa	4	22	0,90	9,43	NÃO ATENDE
VM-15-0.5KA-KR-APCa	16	22	0,61	1,40	NÃO ATENDE
VM-15-0.1KA-KR-APCa	16	22	0,61	1,33	NÃO ATENDE
VM-15-0.05KA-KR-APCa	16	22	0,61	1,30	NÃO ATENDE
VM-15-KA-KRI-APCr	16	25,4	0,67	0,16	ATENDE
VM-15-0.5KA-KRI-APCr	16	25,4	0,67	0,16	ATENDE
VM-15-0.1KA-KRI-APCr	16	25,4	0,67	0,16	ATENDE
VM-15-0.05KA-KRI-APCr	16	25,4	0,67	0,16	ATENDE
VM-15-KA-KR-APCr	16	22	0,61	0,14	ATENDE
VM-15-KA-0.5KR-APCr	13	25,4	0,97	0,23	ATENDE
VM-15-KA-0.1KR-APCr	4	22	0,90	0,62	ATENDE
VM-15-KA-0.05KR-APCr	4	22	0,90	0,62	ATENDE
VM-15-0.5KA-KR-APCr	16	22	0,61	0,14	ATENDE
VM-15-0.1KA-KR-APCr	16	22	0,61	0,14	ATENDE
VM-15-0.05KA-KR-APCr	16	22	0,61	0,14	ATENDE
VM-15-KA-KRI-PGA	16	25,4	0,67	0,18	ATENDE
VM-15-0.5KA-KRI-PGA	16	25,4	0,67	0,18	ATENDE
VM-15-0.1KA-KRI-PGA	16	25,4	0,67	0,18	ATENDE
VM-15-0.05KA-KRI-PGA	16	25,4	0,67	0,18	ATENDE
VM-15-KA-KR-PGA	16	22	0,61	0,16	ATENDE
VM-15-KA-0.5KR-PGA	13	25,4	0,97	0,26	ATENDE

VM-15-KA-0.1KR-PGA	4	22	0,90	0,93	ATENDE
VM-15-KA-0.05KR-PGA	4	22	0,90	0,93	ATENDE
VM-15-0.5KA-KR-PGA	16	22	0,61	0,16	ATENDE
VM-15-0.1KA-KR-PGA	16	22	0,61	0,16	ATENDE
VM-15-0.05KA-KR-PGA	16	22	0,61	0,16	ATENDE
VM-15-KA-KRI-TI	16	25,4	0,67	0,70	ATENDE
VM-15-0.5KA-KRI-TI	16	25,4	0,67	0,96	ATENDE
VM-15-0.1KA-KRI-TI	16	25,4	0,67	0,89	ATENDE
VM-15-0.05KA-KRI-TI	16	25,4	0,67	0,82	ATENDE
VM-15-KA-KR-TI	16	22	0,61	0,86	ATENDE
VM-15-KA-0.5KR-TI	13	25,4	0,97	1,11	NÃO ATENDE
VM-15-KA-0.1KR-TI	4	22	0,90	6,00	NÃO ATENDE
VM-15-KA-0.05KR-TI	4	22	0,90	4,88	NÃO ATENDE
VM-15-0.5KA-KR-TI	16	22	0,61	0,95	ATENDE
VM-15-0.1KA-KR-TI	16	22	0,61	0,87	ATENDE
VM-15-0.05KA-KR-TI	16	22	0,61	1,09	NÃO ATENDE

ANEXO G – MÉTODO PARA DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS AXIAIS DE TRACÃO EM VIGAS SOB AÇÃO DE CATENÁRIA EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO E SUA RESPECTIVA TEMPERATURA

Tabela G.0.1 – Comparação entre as forças de tração encontradas nos modelos numéricos e nos modelos analítico e expedito para vigas de aço

Modelo	Tração ML (kN)	Temp (°C)	MA (kN)	ME (kN)	Dif. 1	Dif. 2
V1-KA-KRI-SP	86,85	717	92,1	86,9	6%	0%
V1-0.5KA-KRI-SP	81,2	718	92,35	86,5	14%	7%
V1-0.1KA-KRI-SP	80,1	746	86,41	82,3	8%	3%
V1-0.05KA-KRI-SP	81,7	746	81,6	78,3	0%	-4%
V1-KA-0.1KR-SP	97,53	717	93,1	88,4	-5%	-9%
V1-KA-0.05KR-SP	88,12	717	93,1	88,4	6%	0%
V1-KA-KRI-APCa	79,3	661	95,7	92,5	21%	17%
V1-0.5KA-KRI-APCa	90,1	661	94,9	91,8	5%	2%
V1-0.1KA-KRI-APCa	97,7	699	87,6	84,2	-10%	-14%

V1-0.05KA-KRI-APCa	94,9	699	82,54	79,8	-13%	-16%
V1-KA-0.1KR-APCa	125,6	699	93,75	89,4	-25%	-29%
V1-KA-0.05KR-APCa	81,3	699	93,75	89,4	15%	10%
V1-KA-KRI-PGA	97,9	678	95,1	90,7	-3%	-7%
V1-0.5KA-KRI-PGA	78,1	718	92,3	87,8	18%	12%
V1-0.1KA-KRI-PGA	77,5	698	87,7	84,3	13%	9%
V1-0.05KA-KRI-PGA	76,3	698	82,5	79,8	8%	5%
V1-KA-0.1KR-PGA	100,3	698	93,8	89,5	-6%	-11%
V1-KA-0.05KR-PGA	97,5	697	93,8	89,5	-4%	-8%
V1-KA-KRI-TI	83,8	708	96,5	92,5	15%	10%
V1-0.5KA-KRI-TI	97,3	687	93,7	89,9	-4%	-8%
V1-0.1KA-KRI-TI	99,4	687	88,2	85,1	-11%	-14%
V1-0.05KA-KRI-TI	90,5	687	93,7	80,5	4%	-11%
V1-KA-0.1KR-TI	83,9	708	93,4	83,9	11%	0%
V1-KA-0.05KR-TI	83,9	708	82,3	79,5	-2%	-5%
V1-10-KA-KRI-SP	204,5	734	278	262,5	36%	28%
V1-10-0.5KA-KRI-SP	218	734	276	206,7	27%	-5%
V1-10-0.1KA-KRI-SP	264	734	260,2	247,8	-1%	-6%
V1-10-0.05KA-KRI-SP	177	734	245,1	235,1	38%	33%
V1-10-KA-0.1KR-SP	189,1	737	278,1	262	47%	39%
V1-10-KA-0.05KR-SP	221,4	737	278,1	262	26%	18%
V1-10-KA-KRI-APCa	192,2	618	292,8	284,6	52%	48%
V1-10-0.5KA-KRI-APCa	198,4	618	289,9	282	46%	42%
V1-10-0.1KA-KRI-APCa	178,6	618	270,4	264,3	51%	48%
V1-0.05KA-KRI-APCa	251	681	249,1	241,8	-1%	-4%
V1-10-KA-0.1KR-APCa	206,9	706	281,3	266,9	36%	29%
V1-10-KA-0.05KR-APCa	255,7	706	281,3	266,9	10%	4%
V1-10-KA-KRI-PGA	359,7	708	281,1	266,6	-22%	-26%
V1-10-0.5KA-KRI-PGA	289,5	708	278,7	264,6	-4%	-9%
V1-10-0.1KA-KRI-PGA	302	665	267,2	242,8	-12%	-20%

V1-10-0.05KA-KRI-PGA	287	681	249,1	241,8	-13%	-16%
V1-10-KA-0.1KR-PGA	262	715	280,4	265,6	7%	1%
V1-10-KA-0.05KR-PGA	195	716	280,4	265,6	44%	36%
V1-10-KA-KRI-TI	366	613	293,2	285,2	-20%	-22%
V1-10-0.5KA-KRI-TI	362	613	290,2	282,5	-20%	-22%
V1-10-0.1KA-KRI-TI	318,7	637	269,4	262,6	-15%	-18%
V1-10-0.05KA-KRI-TI	244,3	661	250,7	244,5	3%	0%
V1-10-KA-0.1KR-TI	244	660	288,9	278,5	18%	14%
V1-10-KA-0.05KR-TI	237,7	660	288,9	278,5	22%	17%
V1-15-KA-KRI-SP	351,5	731	394	378,5	12%	8%
V1-15-0.5KA-KRI-SP	357	731	392,1	376,8	10%	6%
V1-15-0.1KA-KRI-SP	354,2	731	375	362,1	6%	2%
V1-15-0.05KA-KRI-SP	338,8	762	366,3	352,1	8%	4%
V1-15-KA-0.1KR-SP	418	731	394	378,5	-6%	-9%
V1-15-KA-0.05KR-SP	375,3	762	383,2	366,7	2%	-2%
V1-15-KA-KRI-APCa	490,3	621	437,9	427,8	-11%	-13%
V1-15-KA-0.05KR-APCa	518,9	645	428,2	417,3	-17%	-20%
V1-15-KA-KRI-TI	312,2	656	423,8	412,1	36%	32%
V1-15-0.5KA-KRI-TI	262	656	420,7	409,6	61%	56%

Tabela G.0.2 – Comparação entre as forças de tração encontradas nos modelos numéricos e no método proposto para vigas mistas

Modelo	Tração ML (kN)	Temp (°C)	Tração MA (kN)	Dif. 1	Temp MA (°C)	Dif. 2
VM1-5-KA-KRI-SP	295	747	260,2	-12%	730	-2%
VM1-5-0.5KA-KRI-SP	270	747	253,5	-6%	730	-2%
VM1-5-0.1KA-KRI-SP	172	812	219,4	28%	730	-10%
VM1-5-0.05KA-KRI-SP	145,8	812	195,7	34%	730	-10%
VM1-5-KA-0.1KR-SP	281,9	747	260,2	-8%	730	-2%

VM1-5-KA-0.05KR-SP	289,4	747	253,5	-12%	730	-2%
VM1-5-KA-KRI-APCa	110,3	680	268,1	143%	685	1%
VM1-5-0.5KA-KRI-APCa	137	680	260,8	90%	685	1%
VM1-5-0.1KA-KRI-APCa	140,6	722	223,4	59%	685	-5%
VM1-5-0.05KA-KRI-APCa	129,3	722	198,4	53%	685	-5%
VM1-5-KA-0.1KR-APCa	114,3	680	268,1	135%	685	1%
VM1-5-KA-0.05KR-APCa	107,8	680	260,8	142%	685	1%
VM1-5-KA-KRI-PGA	96,3	525	268,1	178%	685	30%
VM1-5-0.5KA-KRI-PGA	92,1	525	260,8	183%	685	30%
VM1-5-0.1KA-KRI-PGA	96,8	525	223,4	131%	685	30%
VM1-5-0.05KA-KRI-PGA	96,5	525	198,4	106%	685	30%
VM1-5-KA-0.1KR-PGA	70,2	712	268,1	282%	685	-4%
VM1-5-KA-0.05KR-PGA	80,6	712	260,8	224%	685	-4%
VM1-5-KA-KRI-TI	138,5	686	268,1	94%	685	0%
VM1-5-0.5KA-KRI-TI	91	713	260,8	187%	685	-4%
VM1-5-0.1KA-KRI-TI	96,8	713	223,4	131%	685	-4%
VM1-5-0.05KA-KRI-TI	65,2	722	198,4	204%	685	-5%
VM1-5-KA-0.1KR-TI	81,7	712	268,1	228%	685	-4%
VM1-5-KA-0.05KR-TI	77,9	712	260,8	235%	685	-4%
VM1-10-KA-KRI-SP	838,1	743	534,4	-36%	730	-2%
VM1-10-0.5KA-KRI-SP	805,7	743	524,5	-35%	730	-2%
VM1-10-0.1KA-KRI-SP	605	743	466,7	-23%	730	-2%
VM1-10-0.05KA-KRI-SP	530,6	767	422,9	-20%	730	-5%
VM1-10-KA-0.1KR-SP	732	775	534,4	-27%	730	-6%
VM1-10-KA-0.05KR-SP	418,1	775	524,5	25%	730	-6%
VM1-10-KA-KRI-APCa	499	712	550,7	10%	685	-4%
VM1-10-0.5KA-KRI-APCa	459	712	539,4	18%	685	-4%
VM1-10-0.1KA-KRI-APCa	520,9	712	476,2	-9%	685	-4%
VM1-0.05KA-KRI-APCa	429,6	712	429,5	0%	685	-4%
VM1-10-KA-0.1KR-APCa	472	712	550,7	17%	685	-4%

VM1-10-KA-0.05KR-APCa	447	712	539,4	21%	685	-4%
VM1-10-KA-KRI-PGA	423,4	647	550,7	30%	685	6%
VM1-10-0.5KA-KRI-PGA	669,7	647	539,4	-19%	685	6%
VM1-10-0.1KA-KRI-PGA	640	706	476,2	-26%	685	-3%
VM1-10-0.05KA-KRI-PGA	293	706	429,5	47%	685	-3%
VM1-10-KA-0.1KR-PGA	648	579	550,7	-15%	685	18%
VM1-10-KA-0.05KR-PGA	568,2	579	539,4	-5%	685	18%
VM1-10-KA-KRI-TI	362,5	639	550,7	52%	685	7%
VM1-10-0.5KA-KRI-TI	517,9	639	539,4	4%	685	7%
VM1-10-0.1KA-KRI-TI	699,7	702	476,2	-32%	685	-2%
VM1-10-0.05KA-KRI-TI	466,5	702	429,5	-8%	685	-2%
VM1-10-KA-0.1KR-TI	682,9	662	550,7	-19%	685	3%
VM1-10-KA-0.05KR-TI	474,4	662	539,4	14%	685	3%
VM1-15-KA-KRI-SP	1490	747	1059	-29%	730	-2%
VM1-15-0.5KA-KRI-SP	1365,4	747	1045,8	-23%	730	-2%
VM1-15-0.1KA-KRI-SP	1091,2	747	935,5	-14%	730	-2%
VM1-15-0.05KA-KRI-SP	958,9	747	850,4	-11%	730	-2%
VM1-15-KA-0.1KR-SP	1470,2	747	1059	-28%	730	-2%
VM1-15-KA-0.05KR-SP	1055,7	747	1059	0%	730	-2%
VM1-15-KA-KRI-APCa	907,5	618	1095,1	21%	685	11%
VM1-15-0.5KA-KRI-APCa	844	618	1076,7	28%	685	11%
VM1-15-0.1KA-KRI-APCa	920	662	955,6	4%	685	3%
VM1-15-0.05KA-KRI-APCa	825	662	864,4	5%	685	3%
VM1-15-KA-0.1KR-APCa	970,9	618	1095,1	13%	685	11%
VM1-15-KA-0.05KR-APCa	1038,5	618	1076,7	4%	685	11%
VM1-15-KA-KRI-TI	976	606	1095,1	12%	685	13%
VM1-15-0.5KA-KRI-TI	1050,6	606	1076,7	2%	685	13%
VM1-15-0.1KA-KRI-TI	978,2	623	955,6	-2%	685	10%

VM1-15-0.05KA-KRI-TI	913	639	864,4	-5%	685	7%
VM1-15-KA-0.1KRI-TI	1075	606	1095,1	2%	686	13%
VM1-15-KA-0.05KRI-TI	868	606	1076,7	24%	687	13%

G.1. Roteiro de cálculo das forças de tração devido à ação de catenária em altas temperaturas do modelo V1-5-KA-KRI-SP

Será demonstrado o cálculo do modelo V1-5-KA-KRI-SP (viga de aço, 5 metros de vão, 100% da rigidez axial, 10% da rigidez rotacional e sem revestimento contra o fogo). O primeiro passo é determinar o valor da flecha máxima da viga em ação de catenária a partir da equação:

$$d^3 - \frac{3}{8} \alpha \theta L^2 d + \frac{3pL^3}{64} \left(\frac{1}{EA} + \frac{1}{K} \right) = 0$$

Considerando a temperatura para a força máxima de tração igual a 717°C:

$$d^3 - \frac{3}{8} \cdot 0,000014 \cdot 5^2 d + \frac{3 \cdot 14,85 \cdot 5^3}{64} \left(\frac{1}{23960000 \cdot 0,00335} + \frac{1}{130800} \right) = 0$$

Resultando em uma equação do terceiro grau, com três resultados reais. O resultado obtido para análise tem o valor de $d = -0,3349$ m. O valor do maior deslocamento encontrado é inserido na seguinte equação:

$$T = \frac{pL^2}{8 \cdot d} \rightarrow T = \frac{14,85 \cdot 5^2}{8 \cdot 0,3349} \rightarrow T = 92,1 \text{ kN}$$

Considerando o método expedito, será calculado a variação do comprimento do cabo. Calculando primeiramente o valor de “ s_0 ”:

$$s_0 = L + \frac{8d_f^2}{3L} \rightarrow 5 + \frac{8 \cdot 0,3349^2}{3 \cdot 5} = 5,06 \text{ m}$$

Calcula-se o valor da reação da apoio da viga, considerando-se viga biapoiada:

$$V = \frac{pL}{2} = \frac{14,85 \cdot 5}{2} = 37,125 \text{ kN}$$

Calculando o valor total da tração em ação de catenária:

$$T_T = \sqrt{T^2 + V^2} = \sqrt{92,1^2 + 37,125^2} = 99,56 \text{ kN}$$

Tem-se então:

$$\Delta s = \frac{Ps_0}{EA} \rightarrow \frac{99,56.5,06}{2396000.0,00335} = 0,0063m$$

Calcula-se então a nova flecha:

$$f_1 = 5,06 + 0,0063 = 5,0663 \text{ m}$$

A partir do valor da nova flecha, calcula-se a flecha final:

$$d_f = \sqrt{\frac{3L(s_f - L)}{8}} = \sqrt{\frac{3.5(5,0663 - 5)}{8}} = 0,3520m$$

Em posse deste valor, calcula-se o novo valor da força de tração axial:

$$T = \frac{pL^2}{8 \cdot d} = \frac{14,85.5^2}{8.0,3520} = 87,9 \text{ kN}$$

ANEXO H – MEMÓRIA DE CÁLCULO DE ENRIJECEDORES EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO CONSIDERADOS NA ANÁLISE PARAMÉTRICA DO ITEM 5.1 DO CAPÍTULO 5.

Neste anexo será apresentado o roteiro de cálculo utilizado para a verificação de enrijecedores de apoios de pilares em situação de incêndio, levando em consideração as forças axiais de compressão que as vigas exercem durante a expansão as quais, verificou-se nos modelos numéricos, geram falhas localizadas na região das ligações em alguns modelos estudados nesta tese. O roteiro que será apresentado é referente ao enrijecedor do pilar do pórtico PM1-15-0.05KA-KRI-SP (pórtico de aço, 15 metros de vão, pilar de seção CS 350x93, ligação rígida, viga e pilar sem revestimento contra o fogo).

G.1. Verificação da resistência à compressão em situação de incêndio

Para a determinação da resistência dos enrijecedores em situação de incêndio, será utilizado roteiro de cálculo proposto em Fakury *et al* (2016) para estes tipos de elementos estruturais, com a devida adaptação do roteiro proposto pela ABNT NBR 14323 (2013) para dimensionamento de peças comprimidas em situação de incêndio.

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} k_{\sigma,\theta} A_{ef} f_y$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{0,fi} + \sqrt{\varphi_{0,fi}^2 - \lambda_{0,fi}^2}}$$

$$\varphi_{0,fi} = 0,5(1 + \alpha \lambda_{0,fi} + \lambda_{0,fi}^2)$$

$$\alpha = 0,022 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,630$$

$$\lambda_{0,fi} = \frac{\lambda_0}{0,85}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

Será escolhido um enrijecedor com espessura de 9,5 mm. Serão considerados dois enrijecedores (um em cada lado da alma), com a largura de 170 mm. A altura do enrijecedor será considerada igual a 325 mm. Logo, o momento de inércia é igual a:

$$I = \frac{t \cdot (2 \times b)^3}{12} =$$

$$N_e = \frac{\pi^2 EI_y}{k \cdot L} = 596027,1 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = 0,043$$

$$\lambda_{0,fi} = \frac{\lambda_0}{0,85} = 0,051$$

$$\varphi_{0,fi} = 0,515$$

$$\chi_{fi} = 0,859$$

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} k_{\sigma,\theta} A_{ef} f_y$$

Cálculo da área efetiva:

$$A = (2 \times b) \times t = 32,3 \text{ cm}^2$$

Para determinar $k_{\sigma,\theta}$ é necessário determinar a temperatura do pilar em que se quer investigar a resistência. Como, neste caso específico, deseja-se investigar o pilar no momento em que a força axial devido à expansão da viga atua sobre ele, verificou-se então qual seria esta temperatura. Para o caso do estudo em questão, a temperatura quando a força máxima ocorre é 215°C. Então, $k_{\sigma,\theta} = 0,8735$. Logo:

$$N_{fi,Rd} = \chi_{fi} k_{\sigma,\theta} A_{ef} f_y = 947,5 \text{ kN}$$

Foi então verificada a força máxima axial de compressão resistente do enrijecedor em situação de incêndio. No modelo numérico, foi verificada uma força de 209,5 kN. Logo, tais enrijecedores são suficientes para que a mesa do pilar, na região dos apoios, não sofra instabilidade localizada devido às forças de compressão provenientes da expansão da viga em situação de incêndio.

ANEXO G – ESTRUTURAS DE AÇO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Uma das características importantes de sinistros que envolvam o incêndio nas edificações são os danos materiais e, principalmente, as vidas humanas. Com isso, é crucial que o comportamento dos elementos estruturais em altas temperaturas seja plenamente compreendido. Sabe-se que o comportamento das estruturas em situação de incêndio está relacionado às propriedades térmicas dos materiais constituintes. Por essa razão, este capítulo abordará o conceito de incêndio, as propriedades mecânicas do aço em elevadas temperaturas e conceitos sobre transferência de calor.

G.1. Introdução ao incêndio

O aço é um material não combustível que, segundo Li e Wang (2013), tem a sua resistência ao escoamento e módulo de elasticidade altamente afetado pelas altas temperaturas, fazendo com que as estruturas de aço tenham uma baixa resistência em situação de incêndio. A partir de 600°C, os elementos de aço perdem a maior parte da sua resistência e esbeltez, fazendo com que o incêndio possa causar sérios danos aos elementos estruturais ou até mesmo o colapso de toda estrutura. Na Figura G.1, é possível ver um galpão industrial colapsado pela ação de incêndio.

Figura G.0.1 – Galpão colapsado pela ação de incêndio



Fonte: (Li e Wang, 2013)

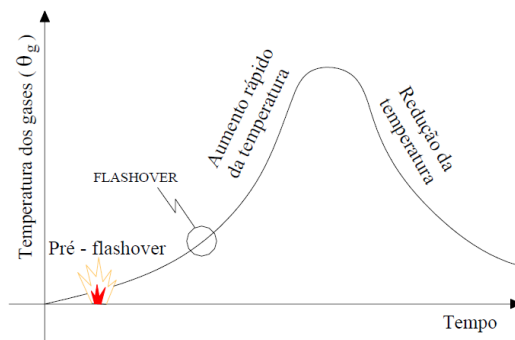
Um dos principais objetivos da engenharia estrutural de incêndio é simular o comportamento da estrutura e seus estados limites em situação de incêndio. A segurança de uma estrutura ao incêndio pode ser avaliada em termos de capacidade resistente de seus elementos em altas temperaturas, ou seja, a capacidade de carga desse elemento ao fogo, ou ainda, pode ser quantificada em relação à temperatura crítica do elemento. Caso uma estrutura tenha uma falha local ou global em incêndio, chega-se ao Estado Limite Último. A falha de um elemento estrutural pode ser identificada quando o elemento estrutural perde a sua estabilidade ou quando a deformação de um determinado elemento estrutural é tamanha que não é possível resistir às ações ou mesmo ao seu próprio peso.

A expansão térmica também é uma questão importante na análise de elementos em altas temperaturas, além da já citada deterioração dos materiais. Os efeitos da expansão térmica, de acordo com Wang (2002), variam dependendo da restrição longitudinal dos elementos aquecidos. Sob altas temperaturas, o alongamento longitudinal é induzido quando as restrições a essa expansão são relativamente baixas. Quando essas restrições são altas, forças de compressão axiais são induzidas.

A ação térmica representa a ação do incêndio em uma estrutura por meio do fluxo de calor, por radiação e por convecção, que é provocada, segundo Silva (2001), pela diferença de temperaturas entre os gases quentes do ambiente em alta temperatura e os elementos estruturais. De acordo com Franssen e Vila Real (2015), podem existir diversas possibilidades dessa ação a ser considerada. Uma dessas possibilidades é a relação entre o tempo e a temperatura. Essa relação é dada por uma curva que apresenta a temperatura em função do tempo. E essa temperatura, juntamente com as condições de contorno apropriadas, pode ser usada para

determinar o fluxo de calor que é transmitido pelo ambiente da estrutura. A função que determina a relação entre temperatura e tempo chama-se de Curva Temperatura-Tempo de um Incêndio (Figura G.2)

Figura G.0.2 – Curva temperatura-tempo de um incêndio



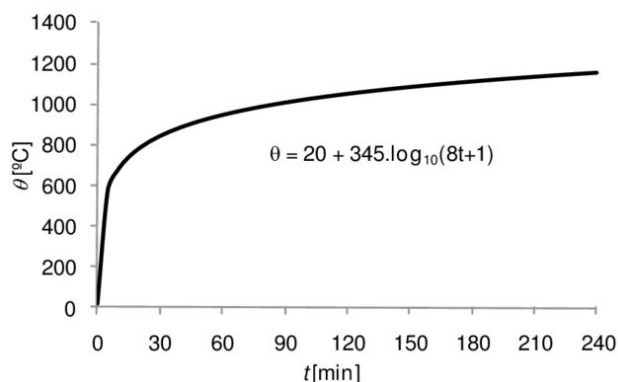
Fonte: (Martins, 2000)

O incêndio em ambientes fechados apresenta, basicamente, três fases distintas, como pode ser visto na Figura G.2. A primeira fase do incêndio é a fase inicial, em que acontece o crescimento do incêndio, com o aquecimento dos tetos e das paredes, irradiando calor de volta à superfície com material combustível (Junior V. d., 2004). Nesta fase inicial, as temperaturas variam de 20°C a 70°C e a duração tem um período de 3 a 5 minutos. Segundo Gouvea (2017), o volume de chamas é relativamente pequeno, com uma grande produção de fumaça, dependendo do material que está em combustão. Ao passo em que o nível de calor aumenta, com a temperatura atingindo níveis críticos, uma aceleração súbita no crescimento do incêndio acontece. Tal ponto é conhecido como “*flashover*” e, a partir desse ponto, acontece a inflamação generalizada e o incêndio torna-se irreversível. Na fase de inflamação generalizada, acontece um aumento rápido da temperatura, tornando-a praticamente uniforme em todo o ambiente, com temperaturas chegando de 900°C a 1100°C. Nessa fase, o incêndio pode se propagar para outros compartimentos. Quando a quantidade de material combustível começa a diminuir, a última fase do incêndio se inicia, conhecida como resfriamento, em que acontece uma redução de temperatura no ambiente.

Em geral, as curvas temperatura-tempo são modeladas via ensaio, ou mesmo por meio de modelos matemáticos que são calibrados a partir de ensaios (Silva, 2001). Essas curvas simulam situações reais de incêndio, em que são consideradas as variações de materiais combustíveis, o grau de ventilação do compartimento, dentre outros fatores. Contudo, vê-se que, por exemplo, mudada a quantidade de material combustível de um incêndio, a curva se

altera, tornando demasiado o esforço para se projetar estruturas em situação de incêndio. Em face a isso, adotou-se uma curva padronizada para análises estruturais em altas temperaturas. Essa curva é conhecida como Curva de Incêndio Padrão (Figura G.3).

Figura G.0.3 – Curva de incêndio padrão



Fonte: (Klein Junior e Silva, 2010)

A curva de incêndio padrão é uma das mais utilizadas historicamente nos projetos e nas pesquisas de estruturas em situação de incêndio (Franssen e Vila Real, 2015). Essa curva é usada para representar o desenvolvimento do fogo em um determinado compartimento. Tem como principal característica possuir apenas um ramo ascendente, considerando que a temperatura dos gases sempre cresce com o tempo, independente das condições do incêndio. Diante do exposto, tal curva não representa um incêndio real, mas, apesar disso, é utilizada por consenso técnico, de modo a apresentar requisitos mais simples para a elaboração de projetos.

De acordo com a ABNT NBR 5628 (2011), a curva de incêndio padrão é dada pela Equação G.1, a seguir:

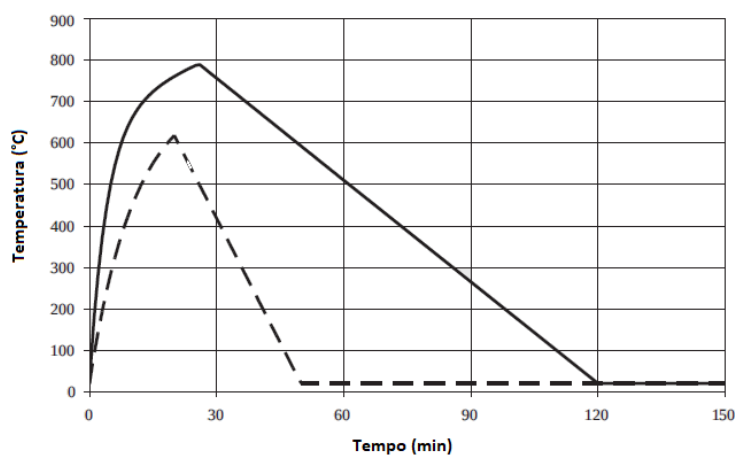
$$\theta_g = \theta_0 + 345 \cdot \log(8t + 1) \quad \text{Eq. G.1}$$

Em que θ_g é a temperatura dos gases, dados em graus Celsius, no instante “t”, que é o tempo expresso minutos, e θ_0 é a temperatura do ambiente no início do aquecimento, dada, em geral, igual a 20°C. De acordo com Wang (2002), para que o incêndio padrão possa ser quantificado de uma maneira mais real, é especificado um tempo limite de exposição, conhecido como tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF). Tal procedimento, a partir da curva-padrão, determina uma suposta temperatura que corresponde à máxima temperatura no aço na curva de incêndio natural. Estabelece-se, portanto, que o TRRF é um tempo mínimo de resistência ao fogo de um elemento estrutural, quando sujeito ao incêndio-padrão. Os valores de TRRF dos elementos de aço são definidos na ABNT NBR 14432 (2013).

De acordo com Caldas (2008), a utilização do incêndio-padrão tem diversas vantagens, apesar das suas limitações. Uma das vantagens é que o conceito de TRRF (valor de consenso da sociedade) tem uma história longa e está relacionado com a segurança em situação de incêndio, em que diversos projetos já foram realizados de forma segura. Uma outra vantagem é que há um grande conhecimento objetivo a partir de ensaios com a utilização da relação temperatura-tempo de incêndio-padrão. Por último, a curva do incêndio-padrão possui somente uma relação temperatura-tempo, fazendo com que a sua utilização em projetos seja facilitada, como já citado.

Contudo, ressalta-se o incêndio natural, em que se admite que a temperatura dos gases aquecidos respeite as curvas de temperatura-tempo naturais, na qual a elaboração dessa curva é feita a partir de dados de ensaios e de modelos numéricos que possam ser validados por ensaios ou mesmo de incêndios que simulem a situação de um compartimento incendiado (Ferreira, Correia, & Azevedo, Dimensionamento de estruturas de aço e mistas em situação de incêndio, 2006). Considerando, então, o incêndio natural, citam-se as curvas paramétricas de temperatura-tempo, que são funções que dão a evolução da temperatura dos gases de um compartimento em função do tempo, com a utilização de parâmetros que representam os fenômenos físicos mais importantes que podem influenciar o desenvolvimento do fogo em um determinado compartimento, descritas no Eurocode 1. Essas curvas são válidas para compartimentos com área de piso de até 500 m², sem aberturas no teto e com altura máxima de 4 metros. Na Figura G.4, é possível verificar um exemplo de curva de incêndio paramétrica.

Figura G.0.4 – Exemplo de curva de incêndio paramétrica



Fonte: (Franssen e Vila Real, 2015 – Adaptado)

Conforme pode ser observado na Figura G.5, a curva paramétrica possui um ramo ascendente e um ramo descendente. O ramo ascendente (Equação G.2) é utilizado para descrever a relação durante o aumento da temperatura.

$$\theta_g = 20 + 1325(1 - 0,324e^{-0,2t^*} - 0,204e^{-1,7t^*} - 0,472e^{-19t^*}) \quad \text{Eq. G.2}$$

Sendo t^* o tempo modificado, que é relacionado com o tempo real, a partir da expressão vista na Equação G.3:

$$t^* = t\Gamma \quad \text{Eq. 3.3}$$

Em que Γ é um valor em função do fator de ventilação. Existem dois parâmetros que descrevem a curva paramétrica, a saber:

- O parâmetro b (Equação G.4), que considera as propriedades térmicas dos materiais que formam o contorno do compartimento. Está relacionado aos limites dos elementos do compartimento, como paredes, piso, tetos etc., de absorver parte da energia que é liberada pelo incêndio.

$$b = \sqrt{c\rho\lambda} \quad \text{Eq. G.4}$$

Em que “ c ” é o calor específico (J/kgK), “ ρ ” é a massa específica (kg/m³) e “ λ ” a condutividade térmica (W/mK) dos materiais pertencentes ao compartimento.

- O parâmetro O (Equação G.5), que leva em consideração as aberturas nas paredes verticais. Quanto maior os valores deste parâmetro, maior é o grau de ventilação do compartimento.

$$O = \frac{A_v \sqrt{h_{eq}}}{A_t} \quad \text{Eq. G.5}$$

Em que A_v é a área das aberturas verticais, h_{eq} é a altura média das aberturas verticais e A_t é a área total de fechamento, que inclui piso, paredes, teto, além das aberturas.

G.2. Propriedades do Aço em Altas Temperaturas

Para garantir a integridade da edificação em situação de incêndio, é necessário que se entenda perfeitamente a influência de altas temperaturas no comportamento das estruturas e nas propriedades dos materiais componentes dessas estruturas. As propriedades dos materiais que estão sujeitas a variações, graças ao aumento de temperatura, podem ser divididas em: térmicas

(alongamento térmico, calor específico e condutividade térmica) e mecânicas (rigidez e resistência).

G.2.1. Propriedades térmicas do aço em altas temperaturas

O *Alongamento Térmico* do aço tem uma pequena variação de acordo com a temperatura. Ele é definido como sendo a relação entre a expansão térmica, devida ao aumento de temperatura, e o comprimento, com uma temperatura inicial de 20°C, não tendo restrição ao deslocamento longitudinal. Na Figura G.7, é possível verificar o gráfico da expansão térmica. As expressões que demonstram essa variação são mostradas na Equação G.6. Pode-se adotar, de forma simplificada, a relação entre o alongamento do aço e a temperatura constante. Caso seja essa a escolha, deve ser adotada a Equação G.7.

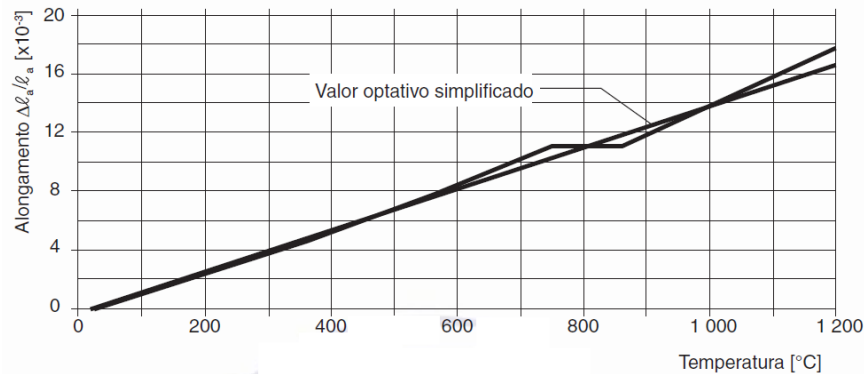
$$\varepsilon_{aço} = 1,2 \times 10^{-5}T_{aço} + 0,4 \times 10^{-8}T_{aço}^2 - 2,416 \times 10^{-4} \quad 20^{\circ}\text{C} \leq T_{aço} < 750^{\circ}\text{C} \quad \text{Eq. G.6}$$

$$\varepsilon_{aço} = 1,1 \times 10^{-2} \quad 750^{\circ}\text{C} \leq T_{aço} < 860^{\circ}\text{C}$$

$$\varepsilon_{aço} = 2 \times 10^{-5}T_{aço} - 6,2 \times 10^{-3} \quad 860^{\circ}\text{C} \leq T_{aço} \leq 1200^{\circ}\text{C}$$

$$\varepsilon_{aço} = 14 \times 10^{-6}(T_{aço} - 20) \quad \text{Eq. G.7}$$

Figura G.0.5 – Alongamento térmico do aço em função da temperatura



Fonte: (NBR 14323, 2013)

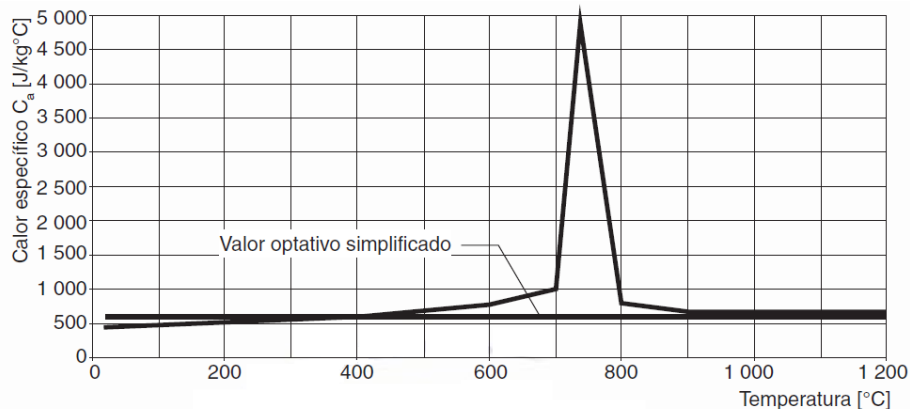
O *calor específico* pode ser definido como a quantidade de calor necessária para elevar em um grau a temperatura de uma unidade de massa de um material, sendo expressa em Joule por quilograma e por grau Celsius (J/kg°C). A Equação G.8 mostra as expressões para o calor

específico do aço em função da temperatura. De acordo com a ABNT NBR 14323 (2013), o calor específico pode ser tomado de forma simplificada, independente da temperatura do aço. Nesse caso, o valor a ser assumido deve ser o mostrado na Equação G.9. Na Figura G.6, pode ser observado o gráfico de calor específico em função da variação da temperatura.

$$\begin{aligned}
 c_a &= 425 + 7,73 \times 10^{-1}T_{aço} - 1,69 \times 10^{-3}T_{aço}^2 && 20^\circ\text{C} \leq T_{aço} < 600^\circ\text{C} \\
 &+ 2,22 \times 10^{-6}T_{aço}^3 && \\
 c_a &= 666 + \frac{13002}{738 - T_{aço}} && 600^\circ\text{C} \leq T_{aço} < 735^\circ\text{C} \\
 c_a &= 545 + \frac{17820}{T_{aço} - 731} && 735^\circ\text{C} \leq T_{aço} < 900^\circ\text{C} \\
 c_a &= 650 && 900^\circ\text{C} \leq T_{aço} \leq 1200^\circ\text{C}
 \end{aligned}
 \tag{Eq. G.8}$$

$$c_a = 600 \text{ J/kg}^\circ\text{C} \tag{Eq. G.9}$$

Figura G.0.6 – Calor específico do aço em função da temperatura



Fonte: (NBR 14323, 2013)

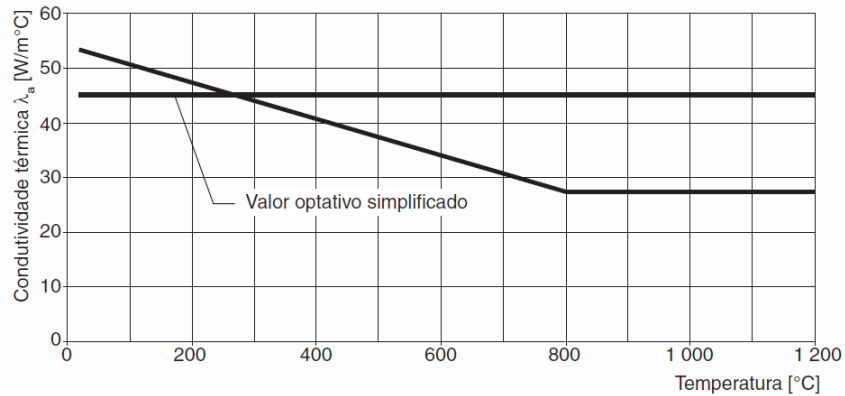
A *Condutividade Térmica* é relacionada à capacidade que o material tem de conduzir o calor, sendo expressa em Watt por metro e por grau Celsius (W/m°C). As expressões para representar a condutividade térmica em função da temperatura do aço podem ser vistas na equação G.10. A ABNT NBR 14323 (2013) afirma que, de uma forma simplificada, o valor da condutividade térmica pode ser tomado como sendo independente da temperatura do aço. Nesse

caso, o valor a ser considerado é de $\lambda_a = 45 \text{ W/m}^\circ\text{C}$. A Figura G.7 mostra o gráfico da condutividade térmica em função da temperatura.

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} T_{aço} \quad 20^\circ\text{C} \leq T_{aço} < 800^\circ\text{C} \quad \text{Eq. G.10}$$

$$\lambda_a = 27,3 \quad 800^\circ\text{C} \leq T_{aço} < 1200^\circ\text{C}$$

Figura G.0.7 – Condutividade térmica em função da temperatura

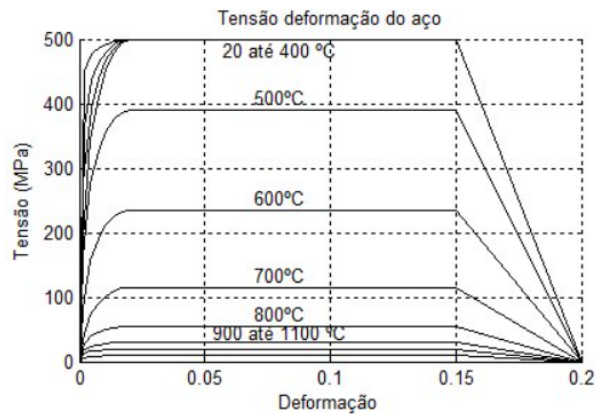


Fonte: (NBR 14323, 2013)

G.2.2. Propriedades mecânicas do aço em altas temperaturas

Como já mencionado, as propriedades dos materiais em altas temperaturas possuem alguns efeitos que não podem ser desprezados. Dentre os mais relevantes, citam-se os efeitos de modificação da rigidez e da resistência dos materiais. A rigidez do material está associada ao seu módulo de elasticidade e , sua resistência, associada à tensão de escoamento do aço e à tensão característica do concreto. Por meio de uma ilustração da variação das curvas tensão-deformação, é possível verificar a perda de rigidez e resistência do material. A Figura G.8 mostra tais curvas, que estão normalizadas em relação ao valor da tensão de escoamento do aço, a uma temperatura ambiente, geralmente atribuída como 20°C .

Figura G.0.8 – Diagrama tensão-deformação do aço variando com a temperatura



Fonte: (Suaznábar e Silva, 2014)

Na Tabela G.0.1, apresentam-se os fatores de redução para altas temperaturas, sempre relativos a um valor de referência de 20°C para a resistência ao escoamento, para o limite de proporcionalidade e para o módulo de elasticidade. Importante ressaltar que, em relação à Tabela G.1, caso se entenda necessário descobrir os valores intermediários aos apresentados, deve-se fazer uma interpolação linear. A Equação G.11, abaixo, mostra tais fatores de redução.

$$k_{y,\theta} = \frac{f_{y,\theta}}{f_y} \quad k_{p,\theta} = \frac{f_{p,\theta}}{f_p} \quad k_{E,\theta} = \frac{E_\theta}{E} \quad \text{Eq. G.11}$$

Em que f_y é a resistência ao escoamento do aço em temperatura ambiente (20°C) e $f_{y,\theta}$ é a resistência ao escoamento do aço a uma temperatura θ_a ; f_p é o limite de proporcionalidade do aço em temperatura ambiente e $f_{p,\theta}$ é o limite de proporcionalidade do aço a uma temperatura θ_a ; E_θ é o módulo de elasticidade do aço a uma temperatura θ_a e E é o módulo de elasticidade a 20°C.

Tabela G.0.1 – Fatores de redução do aço em altas temperaturas

θ (°C)	Fator de redução para a resistência ao escoamento ($k_{y,\theta}$)	Fator de redução para o limite de proporcionalidade ($k_{p,\theta}$)	Fator de redução para a inclinação do módulo de elasticidade ($k_{E,\theta}$)
20	1,000	1,000	1,000
100	1,000	1,000	1,000
200	1,000	0,807	0,900
300	1,000	0,613	0,800
400	1,000	0,420	0,700
500	0,780	0,360	0,600
600	0,470	0,180	0,310

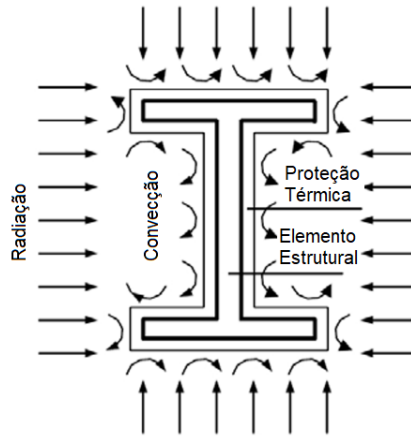
700	0,230	0,075	0,130
800	0,110	0,050	0,090
900	0,060	0,0375	0,0675
1000	0,040	0,0250	0,0450
1100	0,020	0,0125	0,0225
1200	0,000	0,000	0,000

G.3. Transferência de Calor nos Elementos de Aço

G.3.1. Leis da transferência de calor

Para o entendimento do comportamento de estruturas em situação de incêndio, é essencial que se entenda o processo de transferência de calor de um material estrutural (Buchanan & Abu, 2017). O aumento da temperatura no aço depende, basicamente, da temperatura do incêndio do compartimento, da área de aço exposta ao fogo e da existência da proteção ao fogo. A transferência de calor de áreas de altas temperaturas para áreas com temperaturas mais baixas ocorre basicamente por três processos, denominados condução, convecção e radiação, em que, cada um deles, pode ocorrer de forma conjunta ou separadamente, dependendo das circunstâncias. Na superfície dos elementos estruturais, a transferência de calor é uma combinação da convecção e da radiação e é tratada como uma condição de contorno (Franssen & Real, 2015). A condução é responsável pela transferência de calor dentro do elemento estrutural e é governada pela equação de Fourier para transferência de calor. Na Figura G.9, representa-se o mecanismo de transferência de calor entre os gases aquecidos e um elemento estrutural.

Figura G.0.9 – Mecanismo de transferência de calor entre gases aquecidos e elemento estrutural



Fonte: (Li e Wang, 2013 – Adaptado)

A *condução* é o mecanismo para transferência de calor em materiais sólidos (Buchanan & Abu, 2017). O calor é transmitido através de interações que envolvem elétrons livres, portanto, materiais que são bons condutores elétricos, por consequência, também são bons condutores de calor. Em materiais que são maus condutores, a condução de calor é realizada por vibrações mecânicas através da rede molecular do material. A condução de calor é um fator de suma importância na ignição de superfícies sólidas e na resistência ao fogo dos elementos estruturais.

A *convecção* é a transferência de calor pelo movimento dos fluidos, sendo gases ou líquidos. A convecção é um fator determinante na propagação das chamas e no transporte dos gases quentes para o teto e para fora de um compartimento em situação de incêndio. A transferência de calor por convecção possui um cálculo que envolve a transferência de calor entre a superfície de um sólido e um fluido circundante do ambiente, que pode aquecer ou esfriar o material sólido. As taxas de resfriamento ou aquecimento do material dependem de diversos fatores, em especial da velocidade do fluido na superfície do elemento estrutural. A energia transmitida através da convecção é dada pela Equação G.12, a seguir.

$$q_c = \alpha_c(T_g - T_b) \quad \text{Eq. G.12}$$

Em que α_c é o fator de convecção do calor, dado como $25 \text{ W/m}^2\text{°C}$, para o incêndio em materiais fibrosos, e $50 \text{ W/m}^2\text{°C}$ para o incêndio em materiais de hidrocarbonetos; q_c é o calor transferido através da convecção, dado em W/m^2 .

A *radiação* é a transferência de energia através de ondas eletromagnéticas, que podem viajar através do vácuo ou através de um sólido ou líquido. Dá-se a devida importância à radiação em incêndios, pois ela é o principal mecanismo de transferência de calor das chamas

para superfícies de materiais combustíveis, dos gases quentes para os elementos estruturais e de um edifício em chamas para um outro edifício adjacente. O calor transferido através da radiação é dado na Equação G.13, abaixo.

$$q_r = \varphi \varepsilon_r \sigma [(T_g + 273)^4 - (T_b + 273)^4] \quad \text{Eq. G.13}$$

Em que ε_r é o fator de radiação abrangente, que pode ser obtido através da Equação G.14, a seguir.

$$\varepsilon_r = \varepsilon_f \varepsilon_m \quad \text{Eq. G.14}$$

Em que ε_f é o fator de radiação relacionado ao compartimento em chamas, usualmente tomado como 0,8; ε_m é o fator de radiação relacionado às características da superfície do elemento estrutural, usualmente tomado como 0,625; φ é o fator de visão, usualmente tomado igual a 1,0 e; σ é a constante de Stefan-Boltzmann, dada como $5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K}^4)$.

De acordo com Li e Wang (2013), a transferência de calor em um elemento estrutural pode ser simplificada para um problema de calor em duas dimensões, por meio da seção transversal desse elemento. A Equação G.15, abaixo, descreve o problema.

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\lambda_a \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\lambda_a \frac{\partial \theta}{\partial y} \right) + Q = \rho_a c_a \frac{\partial \theta}{\partial t} \quad \text{Eq. G.15}$$

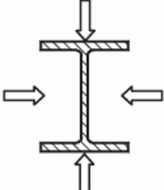
De Equação 3.8, tem-se que λ_a é a condutividade térmica; Q é a fonte de calor interna, que é igual a zero para elementos não combustíveis; ρ_a é a massa específica do aço; c_a é o calor específico do aço; θ é a temperatura e t é o tempo.

G.3.2. Elevação da temperatura em elementos de aço sem proteção térmica

O aumento da taxa de temperatura em um elemento depende, basicamente, da sua massa e da superfície exposta ao fogo. Desse modo, a taxa na qual um elemento aumentará de temperatura é proporcional à área da seção transversal do elemento exposto ao incêndio e inversamente proporcional à massa ou ao volume da seção. Com isso, elementos estruturais de seção transversal menores, como cantoneiras, aquecem muito mais rápidos que seções transversais maiores, como perfis de pilares e vigas. A taxa de aquecimento de um elemento estrutural é dada pelo Fator de Massividade, dado como $F = u/V$, em que "u" é o perímetro exposto ao fogo e "A" é a área da seção transversal do elemento (SILVA, 2001). A Tabela 5 da NBR 14323 (2013) traz o fator de massividade para alguns elementos estruturais sem materiais

de revestimento contra o fogo. A Figura G.10 mostra o fator de massividade para uma seção aberta exposta ao incêndio por todos os lados.

Figura G.0.10 – Fator de massividade para uma seção aberta exposta ao incêndio por todos os lados

$$\frac{u}{A_g} = \frac{\text{perímetro}}{\text{área da seção transversal}}$$


Fonte: (NBR 14323, 2013)

O Código Europeu (Eurocode 3) e a NBR 14323 (2013) fornecem uma equação simplificada para o cálculo da resposta térmica de elementos de aço sem materiais de revestimento contra o fogo. Assumindo uma distribuição uniforme de temperatura na seção transversal do elemento estrutural, o aumento de temperatura $\Delta\theta_a$ em um elemento de aço sem revestimento contra o fogo, durante um intervalo de tempo Δt (tomado como menor ou igual a 5s), é dado pela Equação G.12, a seguir.

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{(u/A)}{c_a \rho_a} \varphi \Delta t \quad \text{Eq. G.12}$$

Em que k_{sh} é um fator de correção para o efeito de sombreamento; (u/A) é o fator de massividade para elementos estruturais de aço sem revestimento contra o fogo expresso em m^{-1} ; ρ_a é a massa específica do aço, em kg/m^3 ; c_a é o calor específico do aço, expresso em $J/kg/^\circ C$; φ é o valor do fluxo de calor por unidade de área, expresso em W/m^2 e Δt é o intervalo de tempo expresso em segundos.

Segundo Moore *et al.* (2006), o fator de correção para o efeito de sombreamento k_{sh} pode ser tomado como 1,0, para seções transversais em que o efeito de sombreamento não desempenha um papel preponderante, como seções com forma convexa, como seções vazadas retangulares ou circulares, totalmente embutidas no incêndio.

O fluxo de calor φ é expresso pela soma da parcela de energia de convecção com a energia de radiação. Tais valores foram estabelecidos neste texto nas Equações G.8 e G.9, respectivamente.

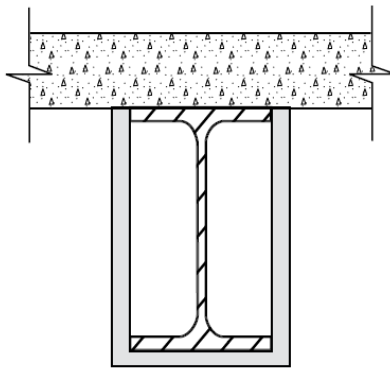
De acordo com Franssen e Vila Real (2015), o valor do fator de massividade não pode ser inferior a 10 m^{-1} , pois uma seção muito grande não poderia ter uma temperatura uniforme. A Equação G.12 só pode ser resolvida com as condições de contorno iniciais estabelecidas, no caso a radiação e a convecção. Além disso, é comum, de acordo com Silva (2001), que a temperatura inicial de uma seção de aço seja de 20°C .

G.3.3. Materiais e métodos de revestimento contra o fogo

De acordo com Silva (2001), para se evitar o colapso em situação de incêndio, existem duas opções, levando-se em consideração que o material apresenta uma redução da resistência e rigidez no elemento estrutural: ou a estrutura é dimensionada para resistir à temperatura elevada ou a estrutura deve ser revestida contra o fogo com materiais de proteção térmica, também chamada de proteção passiva, que são materiais com baixa condutividade térmica. A utilização do revestimento contra o fogo é comum para proteger as estruturas que necessitam de um tempo de resistência ao fogo maior que 30 minutos (Franssen & Real, 2015). Basicamente, existem três sistemas de revestimento contra o fogo, a saber: tipo *spray* (jateamento de argamassa projetada e argamassa de vermiculita), tipo placa (placa de gesso acartonado, encamisamento de concreto e mantas de lã) e tintas intumescentes.

Em relação aos sistemas de placa, a maioria é fabricada a partir de silicato de cálcio ou gesso. Em geral, as placas de silicato de cálcio são mais caras que as placas de gesso acartonado, principalmente pelo custo de importação. As placas de silicato de cálcio são feitas de material inerte, projetado para permanecer no lugar com poucos danos durante o incêndio, protegendo o aço por meio de suas propriedades de isolamento térmico (Buchanan & Abu, 2017). A placa de gesso possui boas propriedades isolantes e seu comportamento é aprimorado com água de cristalização, que vai sendo expelida à medida em que a placa vai se aquecendo. O sistema de placa ainda tem a vantagem de ser de fácil instalação e com menores impactos arquitetônicos, sendo usado, principalmente, em pilares, por conta do acabamento da edificação. O número de camadas e a espessura podem ser ajustadas para cada aplicação específica. Na Figura G.11, é possível visualizar uma viga com revestimento com sistema de placa.

Figura G.0.11 – Viga revestida com sistema do tipo placa



Fonte: (Buchanan e Abu, 2017 – Adaptado)

O revestimento do tipo spray (com a técnica de jateamento), em geral, é a forma mais barata para a proteção passiva contra o fogo de elementos estruturais em aço. Em geral, são feitos à base de cimento, com material de reforço de fibra de vidro ou celulósico, a fim de manter o material unido. Para a aplicação, forma-se uma massa fluida, transportada através de uma mangueira até o esguicho, na qual se usa ar comprimido para fazer o jateamento na superfície do elemento estrutural (Figura G.12). A principal desvantagem desse tipo de revestimento é que o processo é sujo, com o acabamento resultando em impacto arquitetônico. A principal vantagem da utilização desse sistema é o baixo custo.

Figura G.0.12 – Aplicação de argamassa projetada



Fonte: (Grace do Brasil *apud* Silva *et al*, 2010)

A tinta intumescente é um material de pintura que reage quando a temperatura é elevada, em geral a 200°C, inchando e aumentando o seu volume em até 30 vezes (Ferreira *et al.*, 2006), fornecendo isolamento térmico para o elemento de aço. Para se obter a espessura ideal, podem

ser aplicadas várias demãos de tinta. Tais materiais têm como vantagem não ocupar espaço, sendo rapidamente aplicados, permitindo que os elementos estruturais sejam vistos diretamente, sem nenhum tipo de revestimento além da tinta, causando pouquíssimo impacto arquitetônico. A maior desvantagem desse tipo de material é o alto custo em comparação aos sistemas do tipo placa e spray. Essas tintas são degradáveis em presença de água e, além disso, se forem empregadas em locais sujeitos às intempéries, devem possuir camadas de acabamento. Pode ser aplicada com rolos, pincéis ou sprays (Figura G.13), contudo sua aplicação é demasiadamente lenta.

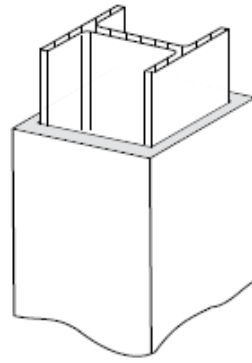
Figura G.0.13 – Aplicação da tinta intumescente



Fonte: (PrevenFire)

Outro método que pode ser utilizado como revestimento contra o fogo de elementos de aço é o encamisamento de concreto, podendo ser utilizado concreto normal ou concreto celular, envolvendo total ou parcialmente o perfil a ser protegido (Figura G.14). A espessura necessária de concreto para atingir o tempo de resistência contra o fogo é fornecida em códigos de dimensionamento de estruturas em situação de incêndio. O encamisamento de concreto também poderá ser projetado para possuir comportamento misto, juntamente com o perfil de aço. De acordo com Real (2003), *apud* Ferreira *et al.* (2006), a despeito de ser possuir um bom isolamento térmico, esse tipo de sistema não tem sido utilizado em virtude dos custos mais elevados para a aplicação, em relação a outras alternativas de revestimento financeiramente mais viáveis.

Figura G.0.14 – Perfil de aço revestido por concreto



G.3.4. Elevação da temperatura em elementos de aço com proteção térmica

Elementos estruturais em aço com revestimento contra o fogo aquecem mais lentamente que elementos sem proteção devido ao isolamento térmico. O aquecimento no elemento depende do tipo de material de revestimento utilizado, uma vez que o calor é transmitido ao elemento através da condução. Com isso, o calor específico, a condutibilidade térmica, a massa específica e a espessura do material são importantes para se determinar a elevação da temperatura.

A elevação de temperatura de um elemento estrutural em aço submetido a uma elevação de temperatura pela curva de incêndio padrão, envolto por um material de revestimento contra o fogo, dentro de um intervalo de tempo Δt , pode ser determinada pela Equação G.13:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p A_p / V}{d_c c_a \rho_a} \frac{\theta_{g,t} - \theta_{a,t}}{(1 + \phi/3)} \Delta t - \left(e^{\frac{\phi}{10}} - 1 \right) \Delta\theta_{g,t} \text{ [}^\circ\text{C]} \quad \text{Eq. G.13}$$

Sendo a quantidade de calor armazenada no revestimento igual a (Eq. G.14):

$$\phi = \frac{c_m \rho_m}{c_a \rho_a} t_m \frac{A_p}{V} \quad \text{Eq. G.14}$$

Em que:

- A_p/V é o fator de massividade para elementos estruturais revestidos contra o fogo (m^{-1});
- c_a é o calor específico do aço (J/kgK);
- c_m é o calor específico do revestimento contra o fogo (J/kgK);
- t_m é a espessura do revestimento contra o fogo (m);
- $\theta_{g,t}$ é a temperatura dos gases no tempo t ($^\circ\text{C}$);
- $\theta_{a,t}$ é a temperatura do aço no tempo t ($^\circ\text{C}$);

- λ_p é a condutividade térmica do revestimento contra o fogo (W/m°C);
- ρ_a é a massa específica do aço (kg/m³);
- ρ_b é a massa específica do revestimento contra o fogo (kg/m³);
- Δt é o intervalo de tempo (s).

As propriedades térmicas do material de revestimento contra o fogo que aparecem na Equação G.14 devem ser determinadas de forma experimental. A condutividade térmica é calculada a partir da temperatura do aço, utilizando o inverso da Equação G.14. A massa específica e o calor específico são normalmente fornecidos pelo fabricante do material de proteção térmica. Caso o calor específico seja desconhecido, de acordo com Franssen *et al.* (2009), deve ser assumido um valor de 1000 J/kgK. Uma consideração importante, ressaltada por Franssen e Real (2015), é que a condutividade térmica do revestimento contra o fogo aumenta com o acréscimo de temperatura. Com isso, os valores das propriedades térmicas para aplicações em temperatura ambiente não devem ser utilizados, podendo levar a resultados inseguros em situação de incêndio. Alguns trabalhos foram desenvolvidos para a determinação das propriedades térmicas do revestimento contra o fogo, a se destacar o trabalho de Kodur e Shakya (2013), no qual forneceram propriedades do revestimento contra o fogo, com variação de acordo com a temperatura, de argamassa projetada do tipo CACFO e Carboline. Cita-se, ainda, o trabalho de Krishnamoorthy (2011), que realizou estudos para variar as propriedades térmicas da tinta intumescente, de acordo com a variação de temperatura. O trabalho de Li *et al.* (2016) também estuda as propriedades térmicas desse material, contudo, com as propriedades possuindo um valor constante, sem variação de acordo com a temperatura.

Por fim, Buchanan e Abu (2017) ressaltam que elementos de aço com pesados revestimentos contra o fogo ou com propriedades térmicas dependentes da temperatura devem ter a elevação de temperatura analisada por programa computacional de elementos finitos, devido aos cálculos mais complexos. A Figura G.15 mostra a elevação de temperatura de um elemento em aço sem revestimento contra o fogo e com revestimento do tipo Argamassa Projetada (CACFO).

Figura G.0.15 – Elevação de temperatura no aço sem e com revestimento contra o fogo por métodos computacionais

