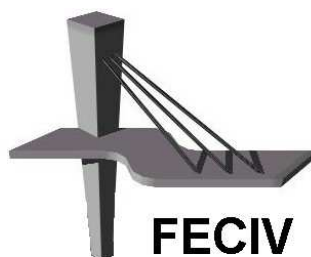


DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**ANÁLISE NUMÉRICA DE PAINÉIS
PRÉ-MOLDADOS DE FECHAMENTO EM
EDIFICAÇÕES DE PEQUENA ALTURA**

HARRISSON SILVA DE FREITAS

UBERLÂNDIA, 01 DE JUNHO DE 2012.





UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



Harisson Silva de Freitas

**ANÁLISE NUMÉRICA DE PAINÉIS
PRÉ-MOLDADOS DE FECHAMENTO EM EDIFICAÇÕES
DE PEQUENA ALTURA**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientadora: Prof^ª. Dr^ª. Maria Cristina Vidigal de Lima

Co-orientadora: Prof^ª. Dr^ª. Vanessa Cristina de Castilho

Uberlândia, 01 de Junho de 2012.



ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO ACADÊMICO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ATA Nº: 101/2012

CANDIDATO: Harisson Silva de Freitas

ORIENTADORA: Prof.^a Dr.^a Maria Cristina Vidigal de Lima

TÍTULO: "Aplicação de painéis pré-moldados de fechamento em edificações de pequena altura"

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Estruturas e Construção Civil

LINHA DE PESQUISA: Estruturas

DATA DA DEFESA: 01 de junho de 2012

LOCAL: Sala de Projeção Prof. Celso Franco de Gouvêa

HORÁRIO DE INÍCIO E TÉRMINO DA DEFESA: 8:30h - 11h:00min

Após avaliação do documento escrito, da exposição oral e das respostas às arguições, os membros da Banca Examinadora decidem que o candidato foi:

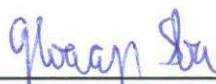
☒ APROVADO

☐ REPROVADO

OBS: Recomenda-se atender as sugestões apresentadas pelos membros da banca. #

Na forma regulamentar, foi lavrada a presente ata que está assinada pelos membros da Banca:


Professora Orientadora: **Prof.^a Dr.^a Maria Cristina Vidigal de Lima/FECIV/UFU**


Membro externo: **Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva/UFSM**


Membro: **Prof. Dr. Francisco Antonio Romero Gesualdo/FECIV/UFU**

Uberlândia, 01 de junho de 2012.

Aos meus pais Neilton, Laurita e minha irmã Kênia pelo apoio, à minha esposa Lillian e a todos interessados no assunto deste trabalho.

AGRADECIMENTOS

Agradeço em primeiro lugar a Deus.

“Mas, buscai primeiro o reino de Deus, e a sua justiça, e todas estas coisas vos serão acrescentadas” (Mateus 6:33).

À Silvio Mota Pereira, Marco Antônio Saez, Omar Hollo, Milton Tsunashima, Tatiana Badia, Joseph Kassabian, Neil Amstrong, Claudia Buffa, Vinicius Frasson, Rafael da Fonseca, Mariane Almeida, Allan Formigoni, Rosicler Alvarez da empresa CPOS COMPANHIA PAULISTA DE OBRAS E SERVIÇOS, meu obrigado pela força durante todo este período.

À Claudio Pagliaro e André Pagliaro da empresa IBPRÉ, pelas informações, visitas à obras, catálogo, fotos e também pela apresentação do sistema de ligações da empresa TREJOR, meu muito obrigado.

À João Cardoso Lira e Mário Luiz, da empresa PREFAB, pelas informações prestadas, visita à obra, fotos e pela apresentação do sistema de ligação acoplado de contraventamento entre painel e estrutura, meu muito obrigado.

À Gabriel Oliani de Oliveira e Regina Cortes Oliani de Oliveira da empresa TREJOR pela visita à fábrica e ilustrações de ligações cedidas.

À minha orientadora que muito me auxiliou durante todo processo, meu muito obrigado à Prof^a. Dra. Maria Cristina Vidigal de Lima. À minha co-orientadora Prof^a. Dr^a. Vanessa Cristina de Castilho por todos os auxílios prestados.

Ao Prof. Dr. Francisco Antonio Romero Gesualdo, pelos muitos auxílios com o programa computacional ANSYS. Agradeço também ao Prof. Dr. Jesiel Cunha, Prof. Dr. Joaquim Mário Caleiro Acerbi e Prof. Dr. Mauro Prudente. Ao Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva, pelas brilhantes aulas enquanto meu professor de Concreto 2.

À Sueli, secretária do curso de pós-graduação, pelo apoio.

À CAPES, pelo apoio financeiro, pelo período em que fui bolsista.

Aos meus colegas e amigos da Faculdade de Engenharia Civil, que contribuíram de forma direta e indireta para a realização deste trabalho.

FREITAS, H. S. Análise numérica de painéis pré-moldados de fechamento em edificações de pequena altura. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2012.

RESUMO

A construção civil tem intensificado esforços na busca e implementação de estratégias de modernização do setor, em que a racionalização dos processos construtivos tem um papel fundamental. As tendências mais notáveis relacionam-se ao emprego de sistemas, totalmente ou parcialmente pré-fabricados, capazes de maximizar o potencial de racionalização dos processos de execução. O emprego de sistemas racionalizados de fechamento como os painéis pré-moldados permite aliar racionalização à velocidade de produção do subsistema vedação. Neste contexto, este trabalho visa analisar alguns problemas importantes decorrentes do uso de painéis pré-moldados de fechamento em edificações de pequena altura ou até 3 pavimentos, aplicação esta que tem se tornado muito usual no país. Os elementos de análise são os tipos de ligação painel-estrutura tanto para as ligações de gravidade quanto de contraventamento, efeitos térmicos nos painéis e nas ligações e posicionamento das juntas de dilatação. São desenvolvidas análises numéricas utilizando o programa computacional ANSYS para modelagem do problema considerando elementos sólidos. O comportamento não-linear físico dos materiais envolvidos é considerado nas simulações, bem como a consideração do efeito do contato entre as superfícies de pilares e painéis. As análises mostram que a proximidade entre painéis deve ser cuidadosamente definida a fim de evitar tensões de contato decorrentes de efeitos térmicos ou de juntas de dilatação não previstas ou dispostas de forma inadequada.

Palavras-chave: painel pré-moldado, edificação, análise numérica.

FREITAS, H. S. Numerical analysis of precast panels in small height buildings.
Dissertation (Master), Faculty of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia,
2012.

ABSTRACT

Abstract: The civil construction has intensified efforts in the search and implementation of strategies for the modernization of the sector, in which the rationalization of constructive processes has a crucial role. The most notable trends are related to employment of systems, wholly or partly pre-fabricated, able to maximize the potential of rationalization of enforcement proceedings. The use of streamlined systems of closing such as precast panels allows combining rationalization at the speed of construction of the fence subsystem. In this context, this study aims to analyze some important problems arising from the use of precast panels of closing in small height buildings or until 3 floors, application that has becoming very common in the country. The elements of analysis are types of link panel-structure for gravity and bracing, thermal effects on the panels and the placement of dilatation joints. Numerical analyzes are developed using the ANSYS computer program for the modeling of the problem considering solid elements. The physical nonlinear behavior of materials involved is considered in the simulations, as well as the possibility of considering the effect of contact between the surfaces of the panels. The analyses show that the proximity between the panels should be carefully defined to avoid contact stresses resulting from thermal effects or expansion joints not provided or improperly arranged.

Keywords: precast panel, building, numerical analysis.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	INTRODUÇÃO	10
1.1	Considerações iniciais	10
1.2	Breve estado da arte sobre a utilização de painéis pré-moldados de fechamento	11
1.3	Objetivos	15
1.4	Sumário estruturado	15
CAPÍTULO 2	LIGAÇÕES PAINEL-ESTRUTURA USUAIS NO BRASIL	17
2.1	Painéis pré-moldados arquitetônicos	17
2.2	Ligações painel-estrutura	19
2.3	Ligações típicas apresentadas na literatura nacional	23
2.3.1	Alguns tipos de ligações por gravidade painel-estrutura usuais no Brasil	24
2.3.2	Alguns tipos de ligações painel-estrutura de contraventamento usuais no Brasil	33
2.3.3	Alguns tipos de ligações de alinhamento painel-estrutura usuais no Brasil	35
2.4	Dispositivos de içamento	36
CAPÍTULO 3	ANÁLISE NUMÉRICA LINEAR DE UMA FACHADA DE EDIFÍCIO DE 3 PAVIMENTOS	41
3.1	Sobre os sistemas estruturais	41
3.2	Considerações relativas à modelagem numérica no programa ANSYS	44
3.2.1	Elementos finitos, critérios de ruptura e relações constitutivas dos materiais	44
3.2.2	Ligações entre os elementos estruturais	46
3.2.2.1	Ligação viga-pilar	46
3.2.2.2	Ligação de contraventamento painel-pilar	47
3.2.2.3	Ligação de gravidade painel-viga	49
3.2.3	Carregamento	49
3.2.4	Discretização do modelo 1 e condições de contorno	50
3.3	Resultados da análise linear do modelo 1	53
3.3.1	Ligações soldadas e ação de carregamento vertical e lateral – M1-SS-PPV	54
3.3.2	Ligações soldadas e ação térmica variável – M1-SS-TV	57
3.3.3	Ligações soldadas e ação térmica constante – M1-SS-TC	60
3.3.4	Ligações acopladas e ação de carregamento vertical e lateral – M1-AA-PPV	63
3.3.5	Ligações acopladas e variação de temperatura– M1-AA-TV	66
3.3.6	Ligações acopladas e temperatura uniforme– M1-AA-TC	69
3.3.7	Ligações soldada e acoplada e carregamento vertical e lateral- M1-SA-PPV	72
3.3.8	Ligações soldada e acoplada e temperatura variável- M1-SA-TV	75
3.3.9	Ligações soldada e acoplada e temperatura constante- M1-SA-TC	78

3.3.10	Comparação dos resultados da análise linear	80
CAPÍTULO 4	ANÁLISE NÃO-LINEAR DE UMA FACHADA DE EDIFÍCIO DE 3 PAVIMENTOS	83
4.1	Considerações iniciais	83
4.2	Não-linearidade física dos materiais	83
4.3	Resultados da análise não-linear	85
4.3.1	Modelo m1 com ligações soldadas sob peso-próprio e vento- M1-SS-PPV-NL	86
4.3.2	Modelo m1 com ligações soldadas e ação térmica variável – M1-SS-TV-NL	89
4.3.3	Modelo m1 com ligações acopladas sob peso-próprio e vento – M1-AA-PPV-NL	92
4.3.4	Modelo m1 com ligações acopladas sob ação térmica– M1-AA-TV-NL	96
4.3.5	Modelo m1 com ligações soldada/acoplada sob peso-próprio e vento - – M1-SA-PPV-NL	100
4.3.6	Modelo m1 com ligações soldada/acoplada sob ação térmica– M1-SA-TV-NL	103
4.3.7	Comparação entre os resultados da análise não-linear	107
4.4	Comparação dos resultados entre as análises lineares e não-lineares	107
4.4.1	Deslocamentos fora do plano- Direção z	107
4.4.2	Tensões nos painéis de concreto	109
4.4.3	Tensões nos dentes de concreto dos painéis pré-moldados	110
4.4.4	Fissuração nos modelos não lineares	111
CAPÍTULO 5	ANÁLISE NUMÉRICA DE UMA FACHADA DE EDIFICAÇÃO COM JUNTA DE DILATAÇÃO	112
5.1	Sobre a estrutura	112
5.2	Análise numérica do modelo 2	116
5.2.1	Resultado da análise linear do modelo2	116
5.2.1.1	Modelo 2 sob ação de peso-próprio e vento M2-AA-PPV-L	116
5.2.1.2	Modelo 2 com peso-próprio, vento e ação térmica M2-AA-TC -L	119
5.2.2	Resultados da análise não linear do modelo 2	121
5.2.2.1	Modelo 2 sob ação de peso-próprio e vento M2-AA-PPV-NL	121
5.2.2.2	Modelo 2 com peso-próprio, vento e ação térmica M2-AA-TC -NL	123
5.3	Análise comparativa dos resultados lineares não-lineares	125
CAPÍTULO 6	CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES	131
6.1	Conclusões	131
6.2	Sugestões para trabalhos futuros	132
REFERÊNCIAS		133

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A construção civil encontra-se em um momento de dedicação à busca e implementação de estratégias de modernização do setor, em que a racionalização construtiva tem um papel fundamental. As tendências mais notáveis relacionam-se ao emprego de sistemas, totalmente ou parcialmente pré-fabricados, capazes de maximizar o potencial de racionalização nos processos construtivos. Perdas, atraso tecnológico, prazos, despreparo da mão de obra, não compatibilidade entre projeto e execução são problemas rotineiros que devem ser eliminados com a implantação de alternativas de racionalização da produção.

Culturalmente, as empresas de construção brasileiras caracterizam-se, no entanto, pela utilização da alvenaria tradicional como solução de fechamento, com elevado índice de desperdício. O interesse por alternativas de vedação aumentou depois da introdução de procedimentos para a certificação de qualidade nos processos construtivos. Há uma busca constante pela redução de perdas e do ciclo de construção, que reacenderam o interesse para a racionalização de todos os subsistemas da edificação.

Os painéis pré-fabricados são freqüentemente utilizados pela construção civil na Europa, Estados Unidos e Canadá, como solução para aliar racionalização à velocidade de produção do subsistema vedação.

As indústrias no mercado mundial de concreto pré-fabricado buscam cada vez mais a padronização, com investimentos no processo produtivo, prazos de entrega, visando maior lucratividade e qualidade. Neste cenário, a industrialização e racionalização dos processos produtivos têm intensificado o uso das fachadas formadas por painéis pré-moldados de concreto.

No Brasil, os painéis de fechamento em concreto pré-moldado também estão atualmente sendo empregados em maior escala, tanto na construção de edificações residenciais, como indústrias, escolas, edificações governamentais como fóruns e outros, sendo uma das principais vantagens a redução no tempo de montagem da estrutura, racionalização no

canteiro de obra, com menor produção de resíduos como acontece no fechamento com alvenaria.

1.2 BREVE ESTADO DA ARTE SOBRE A UTILIZAÇÃO DE PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS DE FECHAMENTO

O uso de painéis pré-moldados de fechamento tem sido estudado de forma sistemática, uma vez que o dimensionamento estrutural é altamente influenciado pelo tipo de ligação painel-estrutura, sendo esta última também passível de maior enrijecimento e capacidade de absorver efeitos de segunda ordem.

No entanto, a norma brasileira ABNT NBR 9062:2006 intitulada Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado é muito limitada quanto aos aspectos relativos ao uso de painéis pré-moldados de fechamento, especificamente com relação ao dimensionamento das ligações. Atualmente, uma das principais referências internacionais referente ao projeto de estruturas pré-moldadas é o PCI Design Handbook (2004). Nota-se, entretanto, uma grande carência nacional de regulamentação para projeto, sendo hoje resumida ao Manual Munte (MELO, 2004).

Nestes termos, Gaiotti (1990) estudou a interação do painel de fechamento com a estrutura principal, considerando as deformabilidades das ligações e painéis. Analisou duas estruturas de 20 andares através de análises numéricas com o software LUSAS® onde utilizou elementos finitos do tipo casca para a simulação numérica de painéis, elementos de mola para as ligações e elementos de barra para vigas e pilares. Gaiotti (1990) concluiu que os painéis de fechamento contribuem efetivamente na rigidez do edifício.

Castilho (1998) estudou a contribuição dos painéis de fechamento para o enrijecimento da estrutura principal, desenvolvendo análises com painéis no plano e fora do plano da estrutura plano, painéis com abertura e painéis nervurados com e sem abertura. Em sua dissertação de mestrado, Castilho (1998) analisou um edifício com um pavimento e outro com múltiplos pavimentos. A partir dos resultados a autora verificou que os painéis de fechamento de concreto podem ser incluídos como opção para resistirem às ações laterais. Além disso, a consideração dos painéis de fechamento no enrijecimento da estrutura no projeto resultou na possibilidade de aproximadamente 20% de economia no custo dos

pilares, além da diminuição dos esforços em função da rigidez das ligações. Castilho (1998) verificou ainda que os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados no edifício do pavimento analisado, devido à interação dos painéis com a estrutura.

Krüger (2000) desenvolveu análises comparativas de painéis de vedação em estruturas metálicas, onde comparou o desempenho global dos painéis mais utilizados no mercado brasileiro. Os critérios de desempenho utilizados para comparação foram: desempenho estrutural, segurança ao fogo, estanqueidade à água, conforto acústico, desempenho térmico e durabilidade. Os painéis analisados foram de gesso acartonado, de concreto celular autoclavado, de poliestireno expandido e painel pré-moldado de concreto. Baseado nos dados obtidos o autor apresentou as seguintes conclusões:

- Os testes de impacto de corpo mole e de corpo duro foram satisfatórios para a maioria dos painéis, exceto para painéis de concreto celular onde o resultado foi parcialmente satisfatório;
- Foram satisfatórios os resultados dos testes de peças suspensas e interação entre paredes e portas para todos painéis analisados;
- O painel de concreto celular autoclavado obteve maior tempo de resistência ao fogo em relação aos demais (180 minutos);
- A menor massa superficial é a dos painéis de gesso acartonado (22 kg/m^2), enquanto os painéis pré-moldados de concreto possuem a maior massa superficial (250 kg/m^2);
- Os painéis de gesso acartonado apresentaram melhor isolamento térmico devido aos menores valores de condutividade térmica e da maior valor de relação à resistência térmica;
- Os painéis de gesso acartonado e de concreto celular autoclavado possuem os menores valores para densidade;
- O painel pré-moldado de concreto apresenta o melhor isolamento acústico;
- Todos os painéis apresentaram resultado satisfatório quanto à estanqueidade;
- Exceto o painel pré-moldado de concreto, os demais possuem um custo entre R\$25,00 (US\$12,70) e R\$35,00 (US\$17,80) por metro quadrado.

Oliveira (2002) desenvolveu um estudo sobre os diversos tipos de painéis (alveolares, maciços, entre outros). O autor apresentou considerações relativas ao cálculo de juntas, ao desempenho estrutural, à segurança das estruturas, à proteção contra o fogo nas ligações, além de analisar o nível de eficiência convencionalmente utilizado na montagem dos painéis. Oliveira (2002) conclui seu trabalho abordando a utilização do sistema modular que permite a utilização de formas metálicas, pois os componentes podem ser mais padronizados, simplificando assim a preparação do projeto e aumentando a produtividade de montagem.

De acordo com o Melo (2004) em função da pequena espessura dos painéis de fachada arquetônicos, o peso por metro quadrado pode ser comparado com a alvenaria comum. Sua utilização não provoca grandes alterações no projeto estrutural, portanto, os painéis pré-moldados podem ser utilizados em qualquer edificação. A escolha da utilização de painéis pré-moldados ainda na fase preliminar do projeto e a adoção da ligação pilar-painel pode resultar em vigas menos solicitadas, gerando assim, uma maior economia global.

Uehara e Ferreira (2005) relatam que os projetos de ligações devem seguir alguns critérios como, por exemplo, a resistência mecânica, ou seja, as ligações devem ser capazes de transmitir os esforços. As ligações devem ter ductibilidade, isto é, o material utilizado nas ligações deverá ter a capacidade de deformação sem que ocorra ruptura da ligação. A ligação deverá ser durável, resistente ao fogo e protegida de forma adequada. As ligações deverão ser de fácil instalação para agilizar a montagem dos painéis, reduzindo assim gastos com mão-de-obra e equipamento como guindastes.

Uehara e Ferreira (2005) concluem em seu trabalho que as ligações por gravidade painel-viga com consolos de concreto ou consolos metálicos (cantoneiras) nos painéis são as mais indicadas para painéis de fachada em edifícios de múltiplos pavimentos. Neste trabalho, conclui ainda que, para painéis comerciais e industriais, o mais indicado são as ligações painel-pilar por gravidade com consolo metálico no pilar e recesso no painel. Os autores observam ainda que as ligações de contraventamento em barra são opções interessantes tanto do ponto de vista econômico, como em relação ao desempenho estrutural.

Lima (2005) et al desenvolveram análises numéricas de painéis pré-moldados de concreto interagindo com a estrutura principal, tendo como variáveis a excentricidade entre os painéis e os pilares, a espessura das chapas de ligação e o número de ligações entre os painéis e os pilares. As principais conclusões obtidas estão listadas a seguir:

- Quando os painéis pré-moldados de concreto são levados em consideração para interação com a estrutura, os deslocamentos horizontais diminuem;
- O aumento da excentricidade acarreta maiores deslocamentos na estrutura;
- As tensões nas chapas de ligação aumentam à medida que a espessura da chapa diminui;
- A escolha do número de pontos de fixação dos painéis, dois ou quatro, deve ser analisada sob o ponto de vista econômico, levando em conta as solicitações atuantes;
- Quando utilizadas chapas de ligação de maior espessura, os painéis apresentam flexão fora do seu plano e aumentam gradativamente com o aumento da espessura da chapa de ligação;
- O enrijecimento da estrutura acarreta acréscimo de tensões nos painéis e nas ligações, sendo que nestas as tensões são mais críticas.

Paula (2007) fez uma análise de painéis pré-moldados com a estrutura principal, tendo como variáveis o número de pontos de ligação e a espessura das chapas de ligação, sob ação térmica. As conclusões apresentadas por Paula (2007) são:

- Considerando dois e quatro pontos de fixação dos painéis com a estrutura principal, concluiu-se que a utilização de quatro pontos de fixação resultou em menores deslocamentos na estrutura. As tensões que surgiram nas quatro ligações, comparadas com as tensões que surgiram em painéis afixados com duas ligações, foram relativamente pequenas.
- Quanto maiores as excentricidades maiores foram os deslocamentos da estrutura. As chapas de ligações mais espessas deformaram-se menos, porém transferiram maiores esforços de flexão para o painel de fechamento.
- As tensões se concentram nos pontos de ligação entre painéis e pilares.
- Quando a estrutura foi submetida à temperatura constante de 20 °C, os resultados mostraram que as tensões nas ligações superaram as tensões admissíveis, tanto para ação única da temperatura quanto para ação combinada de temperatura e vento. Nas análises da estrutura sob variação de temperatura de 15 °C (35 °C na face externa do painel e 20 °C na face interna), as tensões atuantes acentuaram-se ainda mais nas ligações, causando aumento de flexão nos painéis.

- O redimensionamento da estrutura, considerando os painéis como sendo colaboradores para o aumento da rigidez, resultou em economia de aproximadamente 23% no custo final dos pilares.

Assim, considerando o crescente número de edificações construídas utilizando painéis pré-moldados de fechamento, especialmente em estruturas de pequeno porte, e levando-se em conta a importância de um melhor entendimento do comportamento destes sistemas estruturais sensíveis ao efeito térmico, este trabalho visa estudar o comportamento de alguns tipos de ligações usuais no Brasil.

Para este fim, este trabalho apresenta uma análise numérica do comportamento estrutural de fachadas de edificações de 3 pavimentos, por representarem atualmente um sistema que vem sendo muito utilizado atualmente. O sistema estrutural é formado por vigas, pilares e painéis pré-moldados de concreto, devendo ser considerada a influência dos tipos de ligações, por meio de análise linear e não-linear física dos materiais envolvidos, sob ação de carregamento vertical, vento e efeito térmico, bem como um estudo do espaçamento das juntas de dilatação.

Para o desenvolvimento das simulações numéricas, utilizou-se o programa computacional ANSYS, baseado no Método dos Elementos Finitos.

1.3 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é analisar a influência dos tipos de ligação painel-estrutura no comportamento do sistema estrutural em elementos pré-moldados de concreto, levando-se em conta a não-linearidade dos materiais envolvidos, ação de carregamento vertical e lateral, bem como o efeito de variação de temperatura e junta de dilatação.

1.4 SUMÁRIO ESTRUTURADO

O *Capítulo 2* apresenta alguns tipos de ligações painel-estrutura usuais no Brasil, sendo destacados os aspectos construtivos da execução dos elementos pré-moldados de concreto, dos insertos metálicos, bem como fatores relativos à montagem e execução das ligações propriamente ditas.

O desenvolvimento das simulações numéricas é apresentado no *Capítulo 3* referente a uma fachada de edifício de 3 pavimentos, sendo consideradas ligações soldadas e acopladas, carregamento vertical, lateral e efeito térmico. A consideração da não-linearidade física do concreto é levada em conta nas análises desenvolvidas no *Capítulo 4*.

O *Capítulo 5* refere-se ao estudo da necessidade das juntas de dilatação em edificações de pequeno porte, porém, com grandes dimensões em planta, situação usual na construção em edificações para fins governamentais, como os fóruns.

As considerações finais e conclusões das análises desenvolvidas bem como sugestões para trabalhos futuros estão descritas no *Capítulo 6*.

CAPÍTULO 2

LIGAÇÕES PAINEL-ESTRUTURA USUAIS NO BRASIL

2.1 PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS ARQUITETÔNICOS

A utilização de painéis pré-moldados de fechamento é apresentada no PCI (2004) nos tópicos relativos aos elementos arquitetônicos pré-moldados de concreto, sendo considerados como parte de uma edificação sujeitos à ação da gravidade, vento, efeitos sísmicos e outras forças. Assim como para qualquer elemento pré-moldado, o sucesso do projeto de elementos arquitetônicos exige o conhecimento de todo o processo produtivo.

Os painéis pré-moldados arquitetônicos são classificados no PCI (2004) como paredes estruturais “loadbearing panels” e não estruturais “non-loadbearing panels”. Os painéis estruturais podem suportar tanto o carregamento da estrutura da cobertura como de pisos, podendo ser horizontais ou verticais (Figura 2.1).

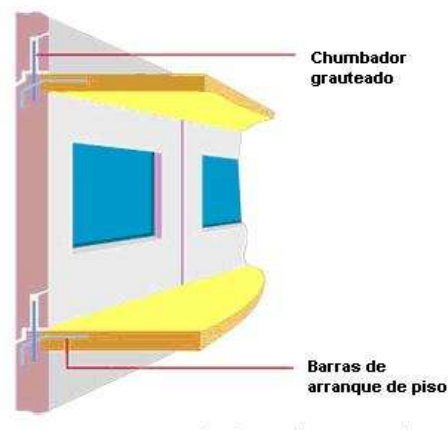


Figura 2.1 – Painel estrutural de fachada (“precast loadbearing”). Fonte: www.sasso.com.au

Os painéis não estruturais correspondem àqueles que transferem cargas desprezíveis de outros elementos da estrutura, sendo projetados para resistir a ação do vento, forças sísmicas decorrentes do peso-próprio e forças decorrentes da transferência de peso do painel para os apoios, conforme ilustrado na Figura 2.2.

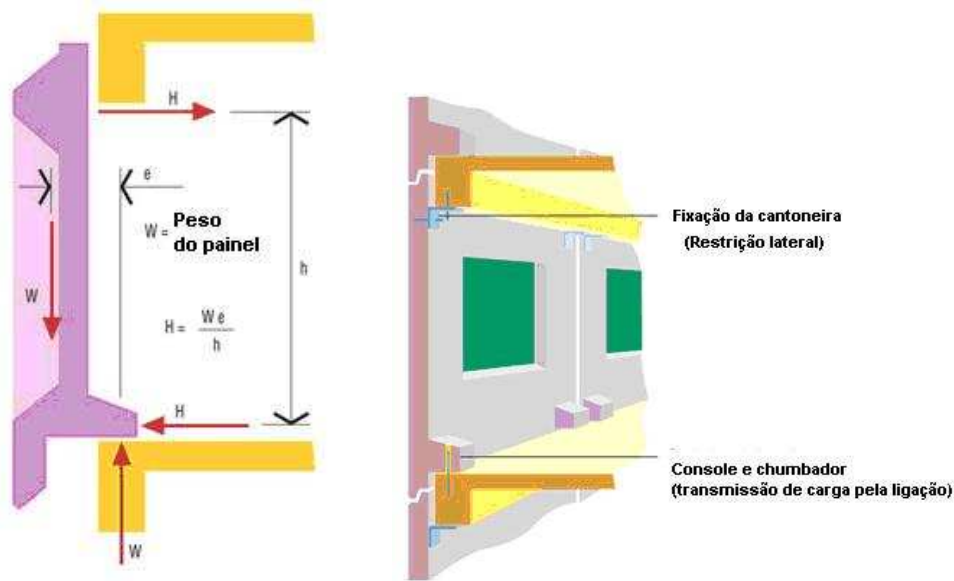


Figura 2.2 – Pannel de fechamento (“cladding”). Fonte: www.sasso.com.au

Os painéis pré-moldados de fechamento são, portanto, de acordo com a nomenclatura usual do PCI (2004), painéis não-estruturais para revestimento externo ou painéis estruturais que podem ser usados como paredes de contraventamento “shear walls”, compondo a estrutura destinada a resistir ações laterais. A Figura 2.3 ilustra o carregamento usual em um painel apoiado sobre laje e sobre pilar.

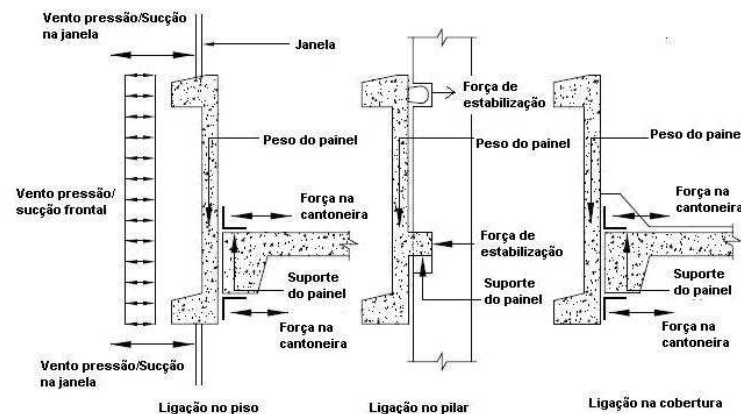


Figura 2.3 – Carregamento em um painel apoiado sobre laje e sobre pilar. Fonte: PCI (2004).

Em painéis de fechamento, as tensões no plano do painel raramente são críticas, uma vez que a relação altura e espessura do painel e a magnitude e excentricidade do carregamento serem menores comparados aos painéis estruturais, que recebem o carregamento de lajes e coberturas.

Por estas razões, a seção transversal de um painel de fechamento é normalmente escolhida

para atender razões estéticas e estruturais. No entanto, painéis com pequena espessura podem apresentar deformações excessivas, gerando problemas nas ligações decorrentes de sua curvatura, bem como patologias na fachada da edificação.

Vale ressaltar que, independente do painel ser estrutural ou não, conforme classificação do PCI (2004), o projeto das ligações é crítico e devem ser tomados cuidados no levantamento dos carregamentos decorrentes de forças laterais, excentricidade do painel, curvaturas devido à ação térmica e variações volumétricas. Todos os painéis não-estruturais devem ser projetados para acomodar os movimentos livres e, se possível, sem apoios em excesso.

2.2 LIGAÇÕES PAINEL-ESTRUTURA

Na literatura técnica, classificam-se as ligações como de gravidade, de contraventamento ou de alinhamento, conforme ilustram as Figuras 2.6, 2.7 e 2.8, respectivamente.

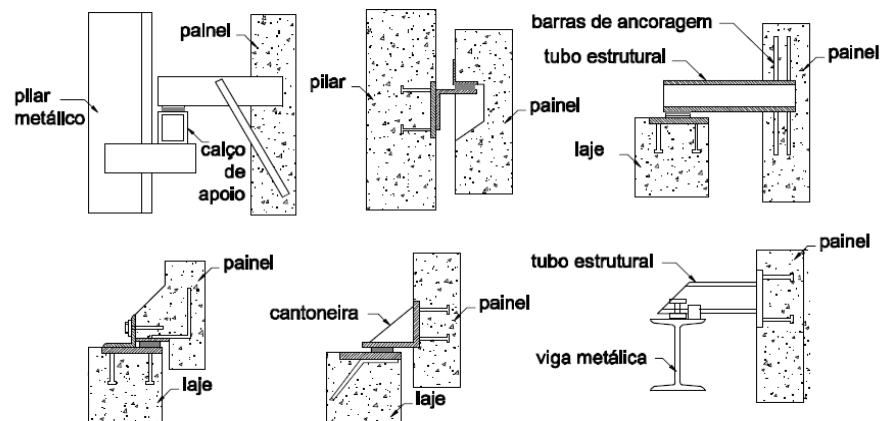


Figura 2.6 – Tipos de ligações de gravidade. Fonte: PCI (2004).

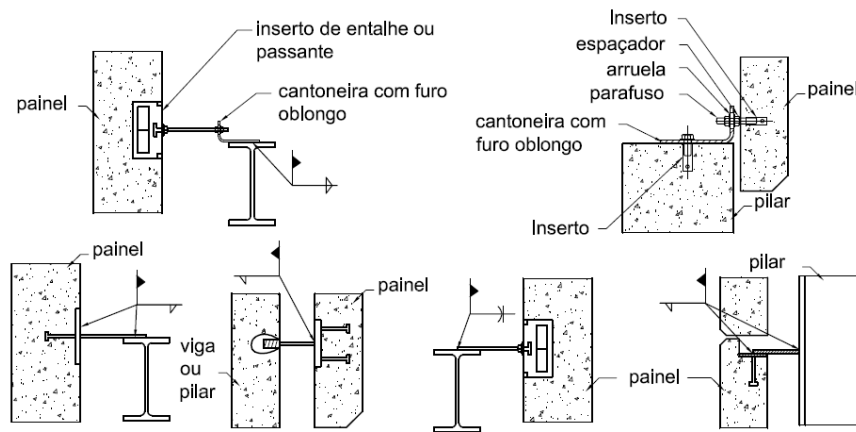


Figura 2.7 – Tipos de ligações de contraventamento. Fonte: PCI (2004).

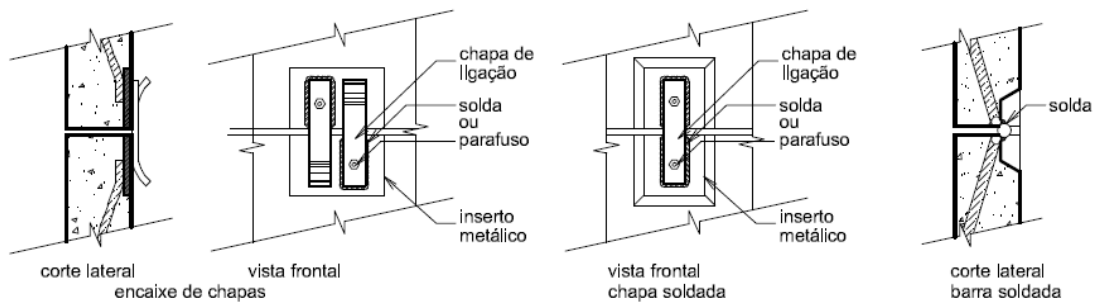


Figura 2.8 – Tipos de ligações de alinhamento. Fonte: PCI (2004).

De acordo com o PCI (2004), embora seja possível, não é desejável projetar uma ligação para transmitir forças de gravidade e ações laterais ao mesmo tempo, uma vez que quanto mais simples a ligação, maiores as chances de que ela não seja submetida a esforços não previstos.

As recomendações a seguir estão apresentadas no PCI (2004) para posicionar e projetar as ligações painel-estrutura:

- a) Utilizar apenas duas ligações de gravidade por painel, uma vez que é praticamente impossível içar um painel de forma que o carregamento se distribua em mais de 2 pontos de apoio, além do mais, carregamento imprevisto resulta em ligação subarmada.
- b) Nunca considerar que um painel solicita uniformemente o perímetro da viga.

- c) Projetar as ligações para a pior combinação de carregamento.
- d) Projetar as ligações usando um número limitado de perfis e espessuras de chapas metálicas. Minimizar o número e comprimento de chumbadores.
- e) Certificar-se que o acabamento interior da estrutura deve proteger todas as ligações.
- f) Não considerar que os insertos metálicos usados nas ligações possam ser também utilizados para o içamento. Usar insertos metálicos diferentes para cada finalidade.

Na Austrália, conforme apresentado pela Empresa Sasso, os 10 princípios de projeto para painéis de fechamento podem ser descritos como segue, de acordo com a Figura 2.4:

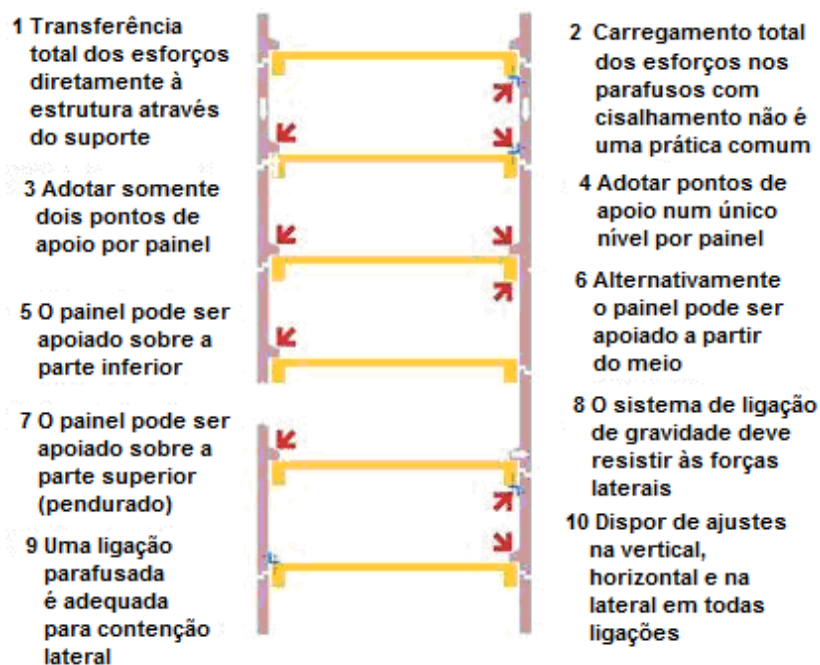


Figura 2.4 – Princípios de projeto relacionados ao uso de painéis pré-moldados de fechamento.
<http://www.sasso.com.au/walling3.php> acessado em 16/08/2011.

- a) Os apoios de gravidade devem ser posicionados diretamente na estrutura principal;
- b) Evitar ligação por gravidade em chumbadores sob cisalhamento;
- c) Definir apenas duas ligações por gravidade por painel;
- d) Definir apoio em um único nível no painel;
- e) Os painéis devem ser apoiados na parte inferior, se possível;
- f) Alternativamente, os painéis podem ser apoiados na parte média;
- g) Painéis podem ser apoiados na parte superior;

- h) Apoios por gravidade devem ser garantidos contra ação de forças laterais;
- i) Ligação parafusada pode ser utilizada para garantir restrições laterais;
- j) Propiciar ajustes verticais, horizontais e laterais em todas as ligações.

Com relação ao projeto das ligações dos elementos de fachada, os princípios definidos na comunidade australiana *Austral Precast* são:

- As ligações devem ser detalhadas de forma a garantir que cada ponto de ligação no painel transfira apenas seu peso próprio e não receba o peso de outros painéis superiores;
- As ligações devem ser escolhidas de tal forma que o carregamento seja transferido da forma mais simples possível, com o mínimo de excentricidade;
- Cada painel deve conter pelo menos quatro pontos de ligação, conforme mostra a Figura 2.5, onde as setas mostram os movimentos livres que precisam ser considerados em cada ligação. As ligações devem garantir a resistência ao vento, perpendicular ao plano do painel. Os painéis não devem se apoiar uns nos outros;



Figura 2.5 – Detalhes da ligação painel-estrutura.
<http://www.sasso.com.au/walling3.php> acessado em 16/08/2011.

- Os detalhes das ligações devem ser padronizados ao máximo, o que resulta em menor chance de erro, economia, rapidez e facilidade de produção e montagem.

Segundo Uehara e Ferreira (2005), os critérios para o projeto de ligação devem atender aos quesitos de resistência mecânica, adequação estrutural, ductibilidade, acomodação por

deformações volumétricas, durabilidade, resistência ao fogo, facilidade de produção e montagem.

Uehara (2009) afirma que os pontos de ligação entre os painéis e a estrutura principal por gravidade não devem ser mais do que dois, pois, se existirem mais pontos de ligação por gravidade, os esforços podem não ser distribuídos igualmente, e ainda surgirão concentrações de tensão nas ligações quando submetidas a movimentações dinâmicas.

As recomendações de ligações apresentadas no PCI (1989) apud Uehara (2009) estão ilustradas na Figura 2.9.

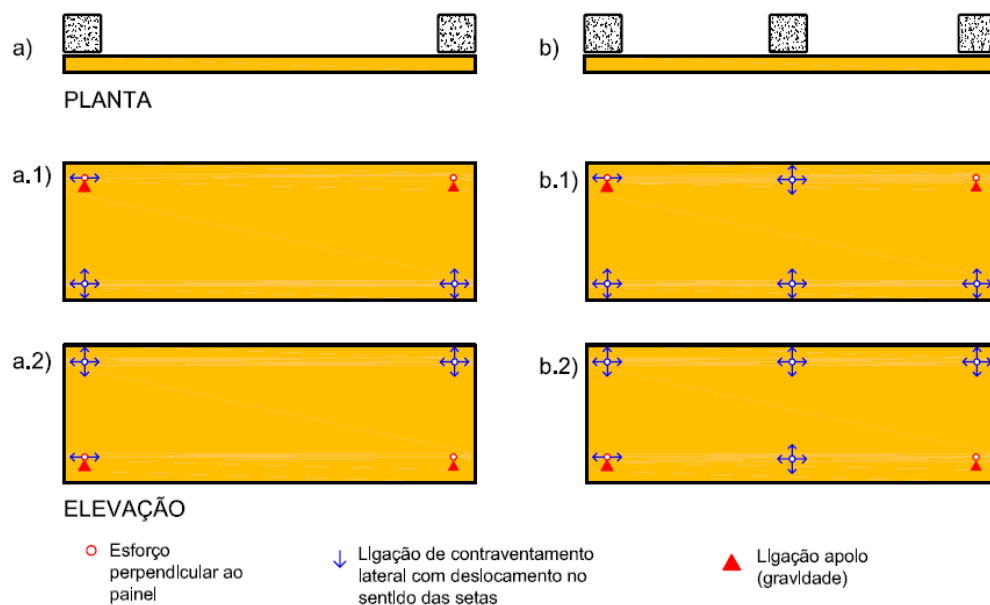


Figura 2.9 – Composição de ligações para painéis horizontais.
Fonte: PCI(1989) apud Uehara (2009).

2.3 LIGAÇÕES TÍPICAS APRESENTADAS NA LITERATURA NACIONAL

Segundo Uehara e Ferreira (2005), comparando-se as ligações utilizadas nos Estados Unidos (EUA) e no Brasil, observa-se que nos EUA são mais utilizadas ligações do tipo barra (“push pull”), enquanto no Brasil as mesmas não são tão empregadas por ainda serem caras e por existirem poucos fornecedores no mercado.

São apresentadas a seguir neste capítulo as ligações usuais entre painéis e a estrutura

principal, tais como: ligações por gravidade, ligações de contraventamento e ligações de alinhamento.

2.3.1 Alguns tipos de ligações por gravidade painel-estrutura usuais no Brasil

As ligações por gravidade têm por objetivo transferir as cargas principalmente devido ao peso próprio.

A literatura técnica brasileira traz algumas informações importantes sobre o tema, como apresentado em Melo (2004), no qual são descritos alguns tipos de ligações utilizadas entre painéis e a estrutura principal. Os painéis usuais apresentados nesse manual são do tipo alveolar e maciço.

Para os painéis alveolares ou maciços, o Melo (2004), mostra alguns tipos de alternativas para ligá-los à estrutura. Uma das soluções apresentadas está ilustrada na Figura 2.10. Trata-se de um inserto colocado antes da concretagem, juntamente com a armação do pilar.

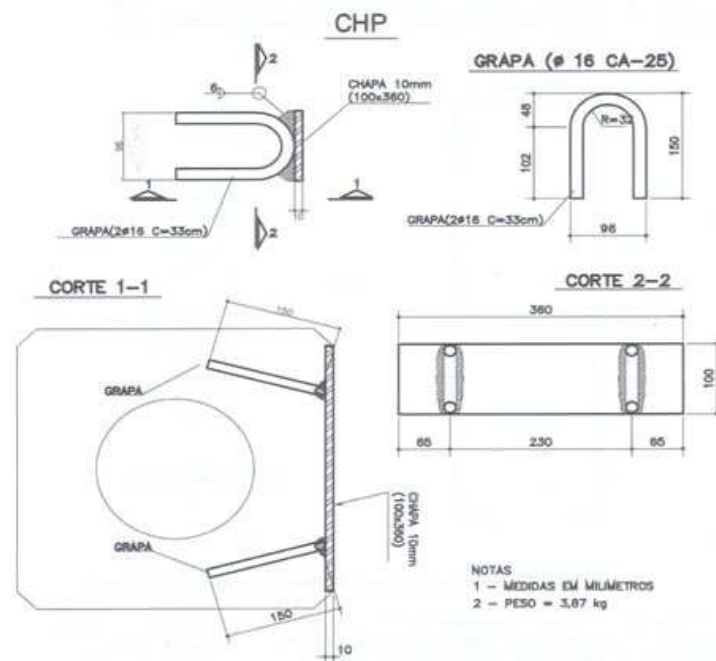


Figura 2.10 – Inserto de chapa no pilar para ligação com painéis. Fonte: Melo (2004).

Na Figura 2.11(a, b) é possível observar detalhes dessa ligação fabricada. A Figura 2.11 (a) constitui a utilização de chapa de aço tipo ASTM A36 e aço CA-50.



(a)



(b)

Figura 2.11 – Inserto metálico.

A Figura 2.12 (a) mostra o pilar em fábrica, onde foi introduzido o inserto para soldagem dos painéis. Por sua vez, a Figura 2.12 (b) exibe o inserto no local antes da concretagem. A Figura 2.12 (c) mostra o inserto no pilar já concretado e montado em obra.



(a)



(b)



(c)

Figura 2.12 – Montagem de inserto metálico em pilar.

Outro modelo de inserto utilizado, mas que segue as mesmas características anteriormente descritas, está apresentado na Figura 2.13(a) e (b). Com apenas dois pontos de ancoragem (grapaspas), o inserto utiliza barras CA-25 para os elementos de ancoragem, e, para a chapa, emprega aço do tipo ASTM A36.



(a)



(b)

Figura 2.13 - Inserto para pilar utilizado na ligação entre painel e pilar.

Outra opção de ligação para painéis alveolares diretamente ao pilar está apresentada na Figura 2.14.

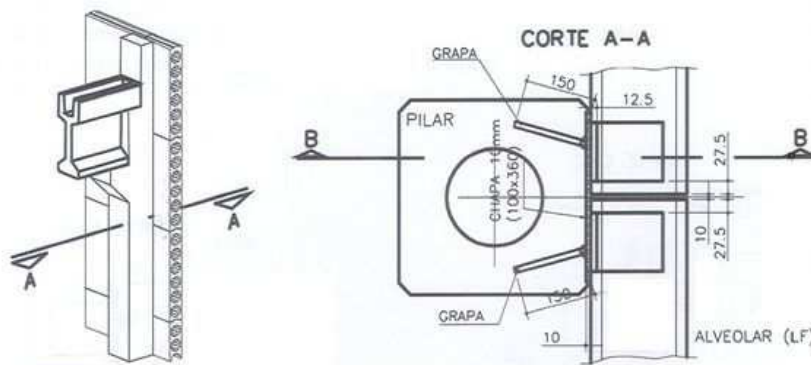


Figura 2.14 – Ligação típica em painéis alveolares. Fonte: Melo (2004).

A Figura 2.15 mostra dois tipos de ligação, sendo (a) referente à ligação rígida, e a (b) à ligação flexível. A ligação rígida se diferencia da ligação flexível principalmente devido ao enrijecimento por meio de chapa soldada entre as abas internas na ligação.

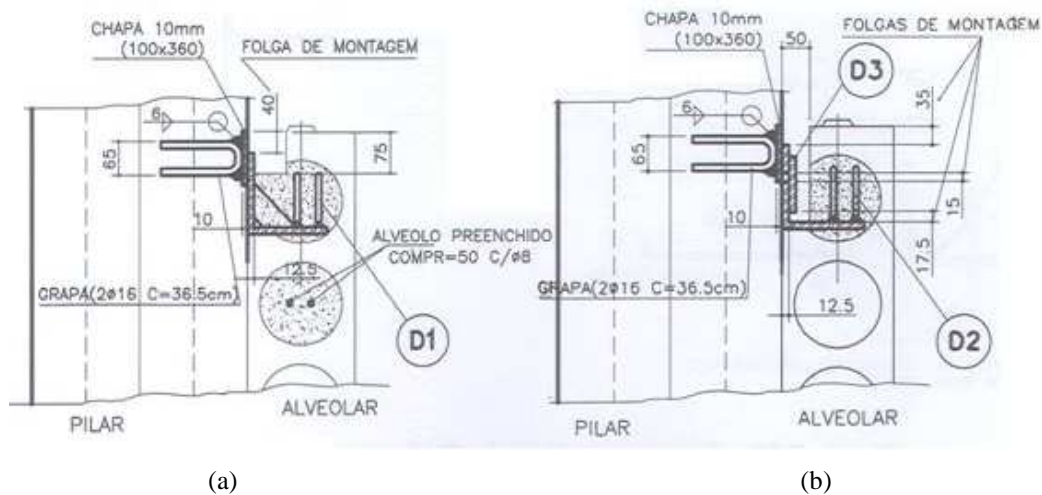


Figura 2.15 – Ligação típica em painéis alveolares. Fonte: Melo (2004).

A Figura 2.16 ilustra informações de projeto indicadas nas ligações da Figura 2.15, que são insertos previamente concretados em alvéolo do painel tipo alveolar, sendo a ligação feita por meio de solda de campo tipo filete, unindo o painel ao pilar (estrutura do edifício).

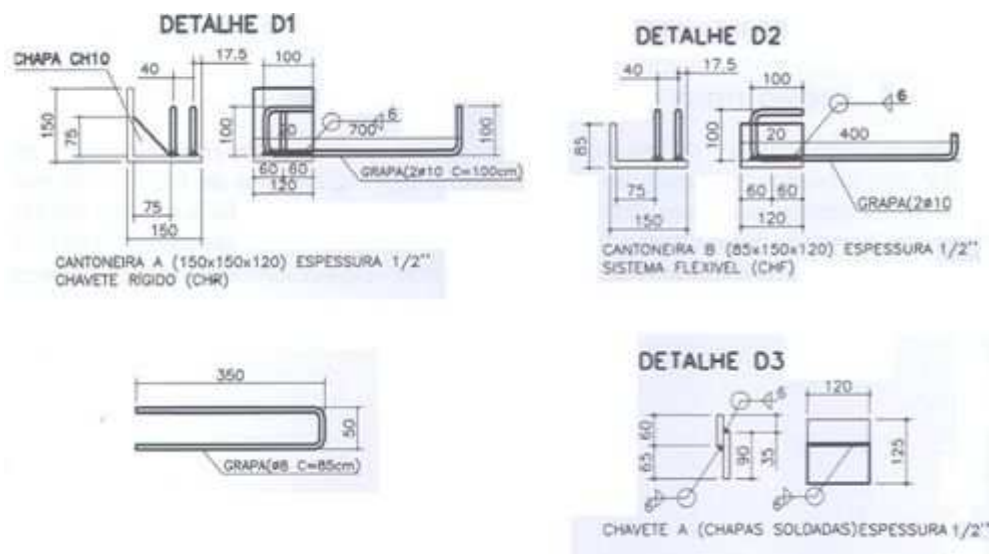


Figura 2.16 – Detalhe de ligação em painéis alveolares. Fonte: Melo (2004).

Na Figura 2.17(a) e (b), pode-se observar a montagem e fabricação de um consolo metálico, sendo o apoio por gravidade. Nas Figuras 2.18(a) e (b) é possível observar um detalhe do projeto e a montagem, respectivamente.

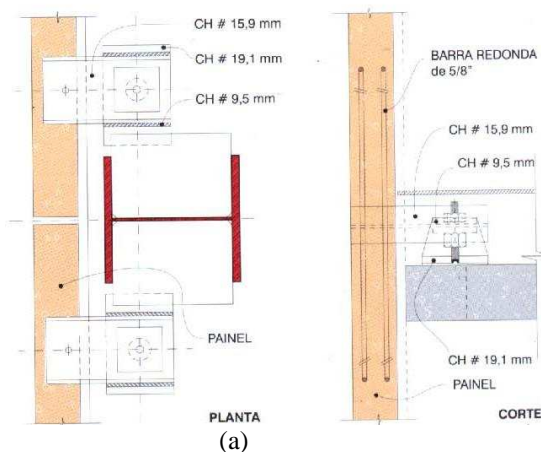


(a)



(b)

Figura 2.17 – Montagem e fabricação de ligação por gravidade. Fonte: Dias (2002).



(a)



(b)

Figura 2.18 – Projeto e montagem da ligação por gravidade por meio de perfil metálico. Fonte: Dias (2002).

Para os painéis de concreto maciço, o Melo (2004) traz exemplos de ligações utilizando consolos metálicos e de concreto, dispositivos esses que são apoiados em vigas, mantendo, assim, o nivelamento dos painéis. Na Figura 2.19, é possível ver um esquema da ligação com consolo de concreto servindo de apoio por gravidade e dois insertos superiores servindo de alinhamento.

A Figura 2.20(a) mostra a armação do consolo de um painel em fase de construção. As Figuras 2.20 (b) e (c) ilustram a ligação do painel maciço com a estrutura principal por meio de consolo de concreto, em fase de fabricação anterior à concretagem, com as armações dispostas no interior da forma, tanto do painel quanto do consolo.

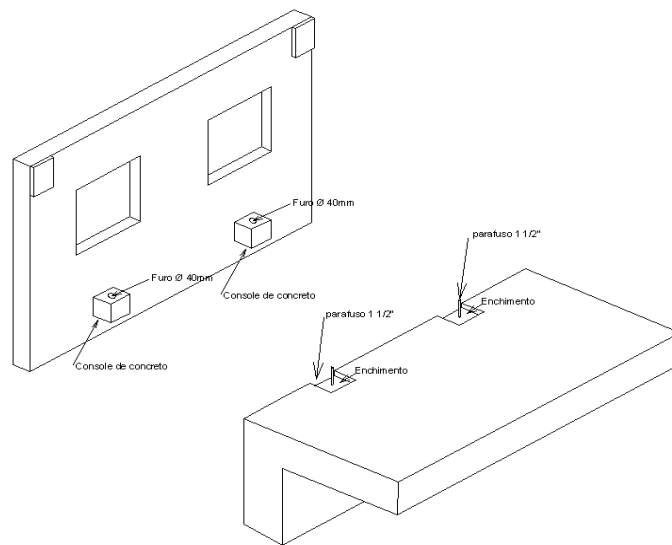


Figura 2.19 – Ligação típica em painéis maciços. Fonte: Melo (2004).



(a)



(a)



(b)

Figura 2.20 – Armadura do painel maciço.

A Figura 2.21(a) mostra painéis maciços já concretados e a Figura 2.21(b) exhibe o detalhe desse console com o furo para ligação com pino metálico na viga. A Figura 2.22 apresenta o painel instalado na obra e unido à estrutura por meio da ligação de apoio por gravidade

(consolo de concreto).



(a)



(b)

Figura 2.21 – Painel maciço concretado em local de armazenamento e detalhe de consolo.



Figura 2.22 – Painel maciço instalado em obra.

A Figura 2.23 mostra o painel já instalado com o apoio por gravidade sobre a viga, com o encaixe de pino fixado na mesma. Nesse caso, a laje precisou ser recortada, pois o apoio direto sobre a viga possibilita melhor nivelamento do painel. Pode-se observar na Figura 2.24 o consolo e o espaço entre a placa e a laje alveolar de piso já grauteado.



Figura 2.23 - Detalhe do dente de apoio do painel sobre a viga.



Figura 2.24 - Detalhe do consolo grauteado.

A Figura 2.25 mostra os painéis do pavimento térreo instalados, apoiando-se sobre os consolos por gravidade de concreto.



Figura 2.25 – Painel do térreo instalado.

Os painéis foram instalados conforme as Figuras 2.26(a) e (b), apoiando-se os consolos de gravidade em chumbadores metálicos previamente instalados durante a concretagem. Como se pode ver pela Figura 2.26(a) foi construída uma parede de alvenaria que fica entre o painel e o interior da edificação, o que não é comum, pois a principal função dos painéis é servir como fechamento da edificação.

A Figura 2.27 mostra o apoio por gravidade de um painel do pavimento térreo de uma das obras executadas pela empresa PREFAB, sendo que o apoio por gravidade foi ligado por meio de pino metálico tipo CA-25.



Figura 2.26 – Ligação por gravidade com chumbador e grauteamento.



Figura 2.27 – Ligação por gravidade com chumbador e grauteamento.

Outro tipo de ligação por gravidade utilizado em painéis pode ser visto no painel do tipo alveolar. Deve-se ressaltar que este tipo de ligação é feita por encaixe. A Figura 2.28 mostra os nichos que são moldados nos painéis alveolares durante a concretagem.



Figura 2.28 – Detalhe de forma para conformação de nicho para insertos.

Na Figura 2.29, pode-se ver detalhes de ligação por gravidade desenvolvidos pela empresa TREJOR, por meio de insertos metálicos fixados nos pilares.

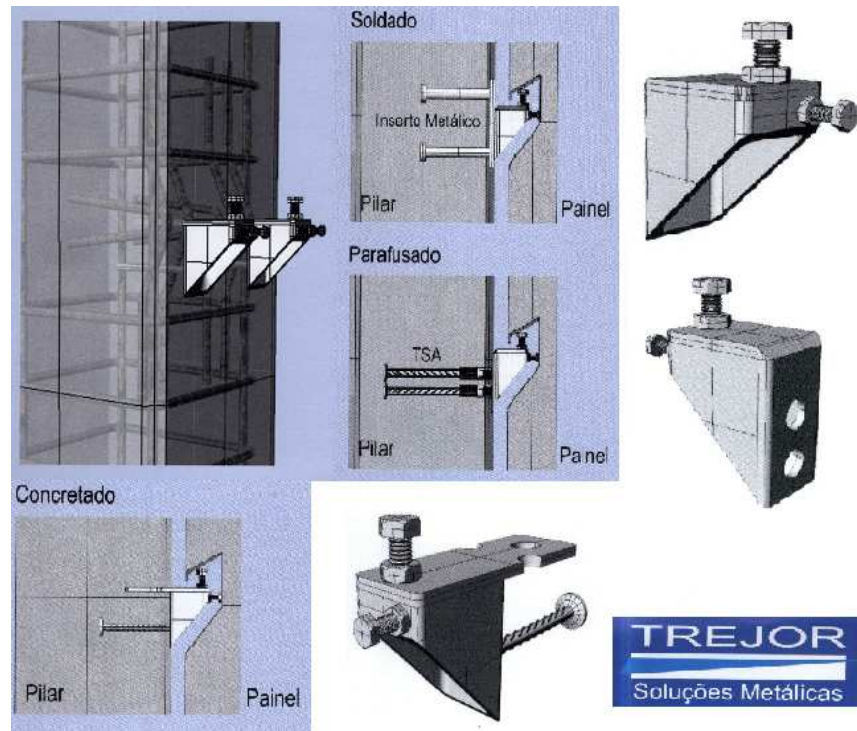


Figura 2.29 – Detalhe de ligações por gravidade. Fonte: catálogo TREJOR.

2.3.2 Alguns tipos de ligações painel-estrutura de contraventamento usuais no Brasil

O sistema de ligação por contraventamento utilizado por uma empresa pesquisada consiste na utilização de chapas encaixadas na extremidade superior do painel, permitindo a movimentação na direção horizontal (Figura 2.30).

O detalhe do inserto no painel maciço de concreto, que pode ser ligado ao pilar por meio de solda ou encaixe, está ilustrado na Figura 2.31.



(a)



(b)

Figura 2.30 – Ligação que permite movimentação na direção longitudinal do painel.



Figura 2.31 – Detalhe do inserto no painel para solda ou encaixe no pilar.

As Figuras 2.32 (a) e (b) mostram ligações utilizadas com função de contraventamento, porém, feitas por meio de solda.



(a)



(b)

Figura 2.32 - Ligações de contraventamento.

2.3.3 Alguns tipos de ligações de alinhamento painel-estrutura usuais no Brasil

Nas Figuras 2.33 (a) e (b) é possível visualizar as recomendações do Melo (2004) sobre ligações para união entre painéis, utilizando chapa metálica soldada pelas laterais, unindo as placas pelos seus insertos metálicos. As Figuras 2.34 (a) e (b) mostram as ligações entre painéis executadas em obra.

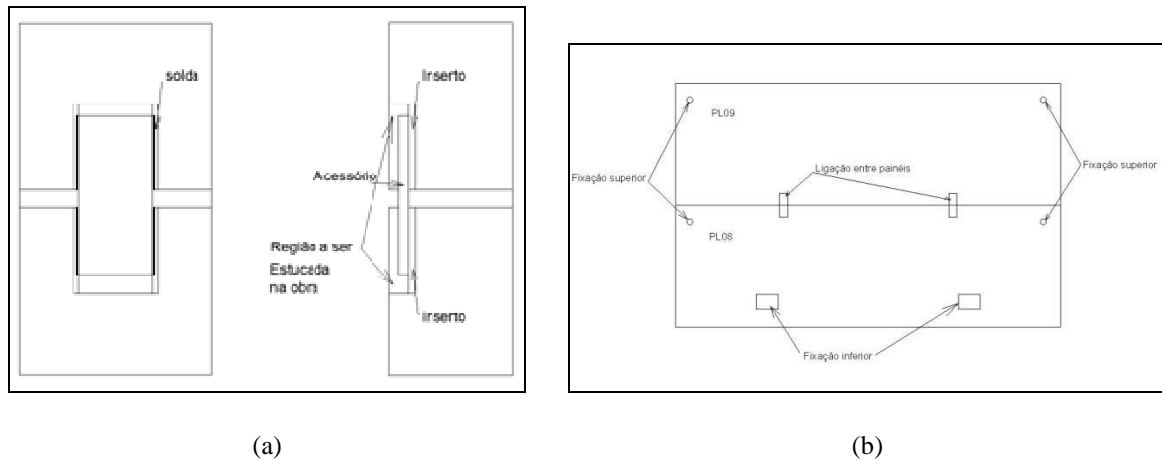


Figura 2.33 – Ligação realizada entre painéis.
Fonte: Melo (2004).



Figura 2.34 - Ligação de alinhamento entre painéis.

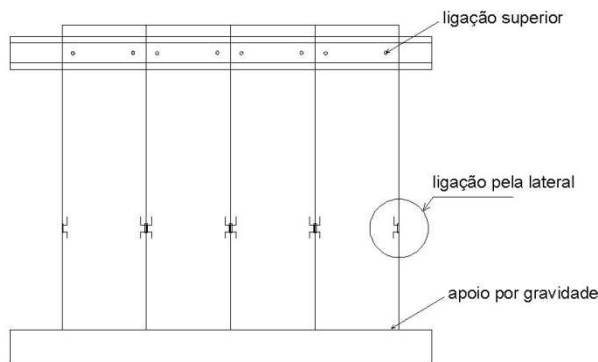
Vale ressaltar que, segundo Uehara e Ferreira (2005), em painéis muito pesados, deve-se evitar a utilização de solidarização das ligações de contraventamento com uso de solda. Para os painéis Π ou duplo T as ligações de alinhamento são elementos de aço inseridos lateralmente juntamente com a armação do painel anteriormente a concretagem. Os

detalhes desta ligação podem ser observados na Figura 2.35.



Figura 2.35 – Painel II concretado.

A Figura 2.36(a) exibe o esquema das ligações no painel II quando instalado verticalmente. A Figura 2.36(b) mostra o detalhe da ligação em barras de aço, que são dobradas pra unir as laterais dos painéis II, formando as ligações de alinhamento.



(a)



(b)

Figura 2.36 – Posição das ligações de alinhamento e detalhe desta ligação em painel II.

2.4 DISPOSITIVOS DE IÇAMENTO

Segundo a ABNT NBR 9062:2006 os dispositivos de levantamento, para manuseio e montagem, em contato com a superfície do elemento ou ancorados no concreto devem ser projetados para uma solicitação de cálculo no mínimo igual a quatro vezes a solicitação

obtida para o peso próprio do elemento. Ainda segundo a mesma norma é vedado o uso de aços das categorias CA50 e CA60 em alças de levantamento. Nas Figuras 2.37 e 2.38 estão ilustrados um dos sistemas de içamento fabricado pela empresa TREJOR.

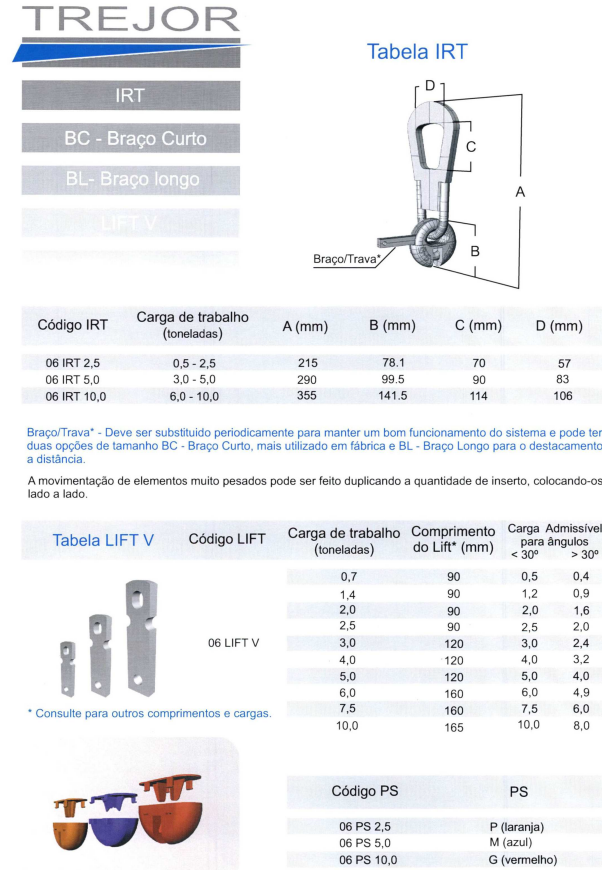


Figura 2.37 – Sistema de içamento de peças. Fonte: Catálogo TREJOR.

A Figura 2.39(a) mostra as ligações do tipo alça e armação para os consolos de concreto para apoio. Por sua vez, a Figura 2.39(b) exhibe a ferramenta para içamento do painel por meio do “lift”, chamada IRT, fabricada pela empresa TREJOR.

Os pontos recomendados para içamento, juntamente com seus momentos resistentes, podem ser observados na Figura 2.40.

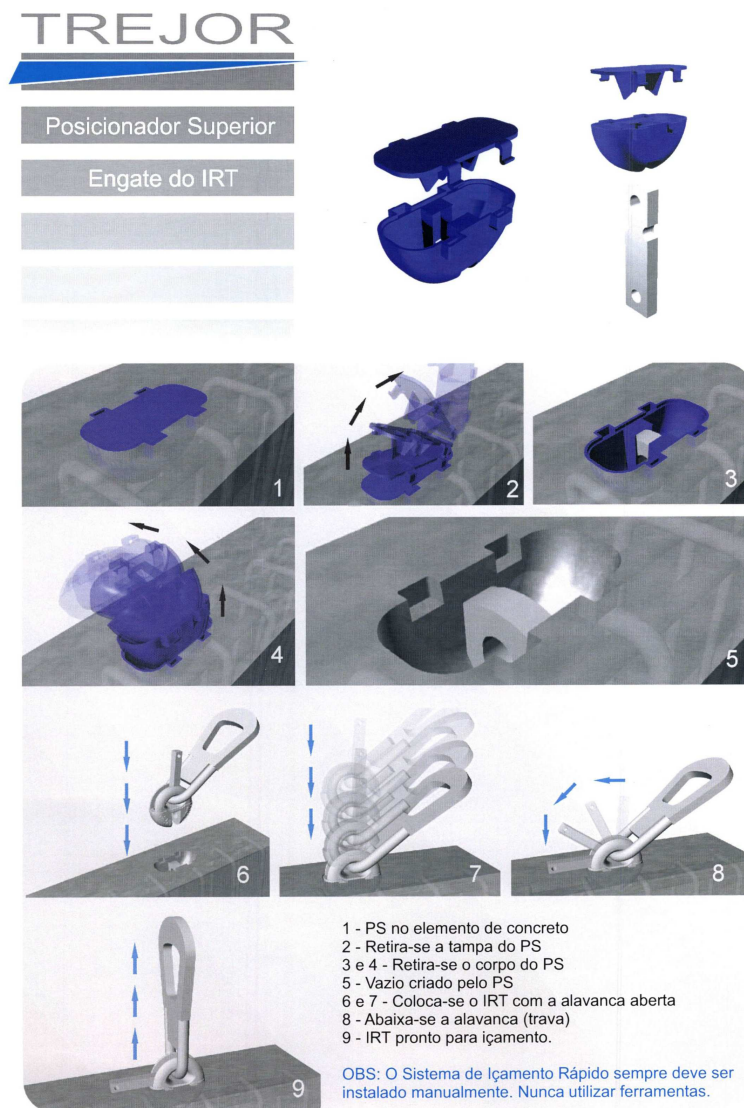


Figura 2.38 – Detalhe do engate do sistema de içamento IRT. Fonte: Catálogo TREJOR.

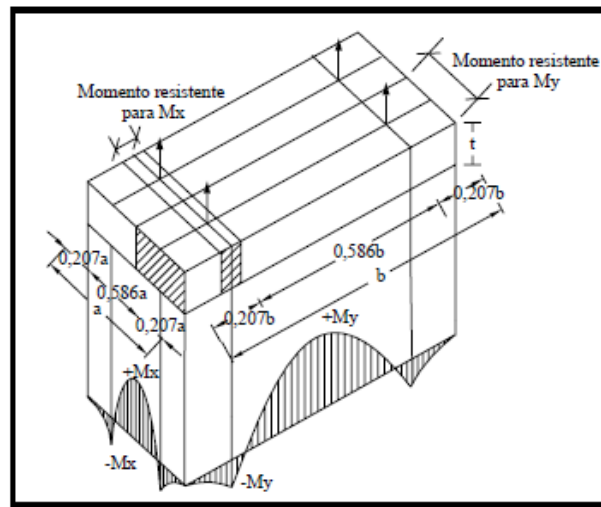


(a)



(b)

Figura 2.39 – Alça de içamento utilizando aço CA-25 e ferramenta de içamento.



Quatro pontos de içamento:

$$M_x^+ = M_x^- = 0,0107 \cdot p \cdot a^2 \cdot b$$

$$M_y^- = M_y^+ = 0,0107 \cdot p \cdot a \cdot b^2$$

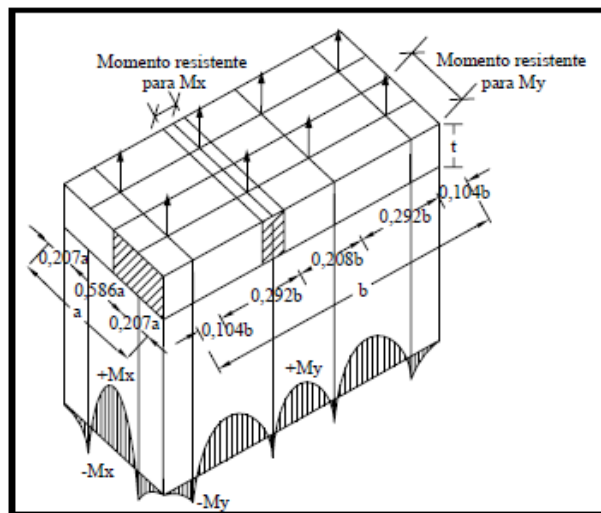
M_x resistido pela seção de espessura

$$\leq \begin{cases} 15t \\ b \\ 2 \end{cases}$$

M_y resistido pela

seção de espessura $\frac{a}{2}$

p = peso próprio por unidade de área



Oito pontos de içamento:

$$M_x^+ = M_x^- = 0,0054 \cdot p \cdot a^2 \cdot b$$

$$M_y^- = M_y^+ = 0,0027 \cdot p \cdot a \cdot b^2$$

M_x resistido pela seção de espessura

$$\leq \begin{cases} 15t \\ b \\ 2 \end{cases}$$

M_y resistido pela

seção de espessura $\frac{a}{2}$

Figura 2.40 – Momentos fletores em painéis devido ao içamento. Fonte: PCI (2004).

As Figuras 2.41, 2.42 e 2.43 permitem observar as alças de içamento dos painéis e os detalhes dos dentes de apoio por gravidade.

O içamento do painel do pavimento térreo por meio de cabos de aço nos pontos onde estão instalados os inserts do tipo “lift” pode ser observado na Figura 2.44.



Figura 2.41 – Pannel com alças de içamento e consolo de apoio.



Figura 2.42 – Painéis armazenados.



Figura 2.43 – Painéis do térreo armazenados na fábrica.



Figura 2.44 – Pannel do pavimento térreo durante o içamento.

Finalmente, neste capítulo, foram apresentadas algumas das ligações painel-estrutura utilizadas no Brasil. São diversas as maneiras de se conectar os painéis à estrutura principal, e, por isso, é importante conhecer o que é utilizado no mercado, para auxiliar os projetistas, técnicos, engenheiros e arquitetos na elaboração de projetos de forma a atender às inovações tecnológicas.

CAPÍTULO 3

ANÁLISE NUMÉRICA LINEAR DE UMA FACHADA DE EDIFÍCIO DE 3 PAVIMENTOS

3.1 SOBRE OS SISTEMAS ESTRUTURAIS

A modelagem numérica desenvolvida utilizando o programa ANSYS constitui-se de análise linear e não-linear física de um sistema estrutural composto por vigas, pilares e painéis pré-moldados de fechamento aplicados usualmente em edificações de pequeno porte (até 3 pavimentos).

O modelo físico descrito neste capítulo é designado por Modelo 1, sendo composto por uma estrutura de pórtico formada por elementos pré-moldados com 3 vãos, com pilares engastados na fundação, vigas solidarizadas aos pilares e painéis pré-moldados dispostos horizontalmente ao longo da altura da edificação, com ligações soldadas e encaixadas (Figura 3.1).

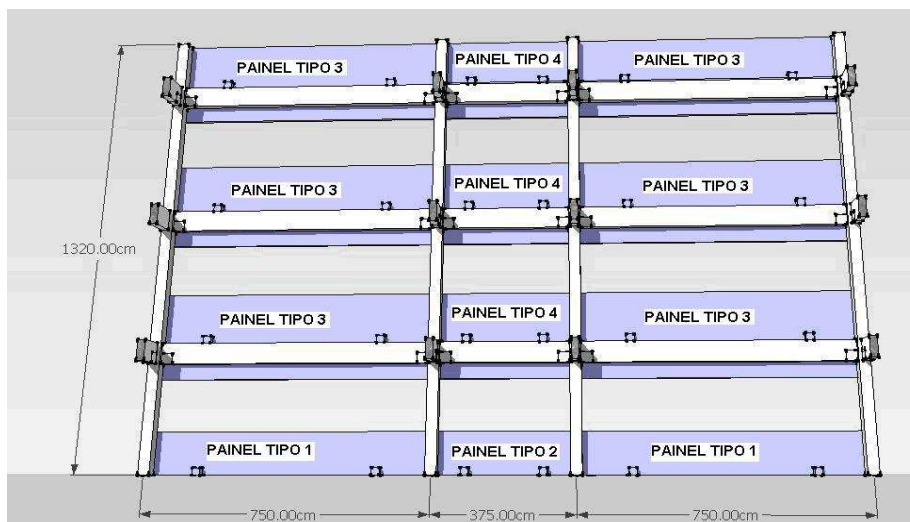


Figura 3.1 – Sistema estrutural do Modelo 1.

No Modelo 1, os pilares são engastados na fundação, têm dimensões 30 cm × 30 cm e apresenta os espaçamentos indicados na Figura 3.1. As vigas com dimensões 20 cm × 60 cm estão apoiadas nos consolos dos pilares, que possuem dimensões 20 cm × 30 cm. Os dentes gerber das vigas têm dimensões 20 cm × 30 cm. As vigas são ligadas aos pilares através de ligação soldada e ligação na parte superior por barra de aço, conforme pode ser

visto no detalhe de projeto na Figura 3.2.

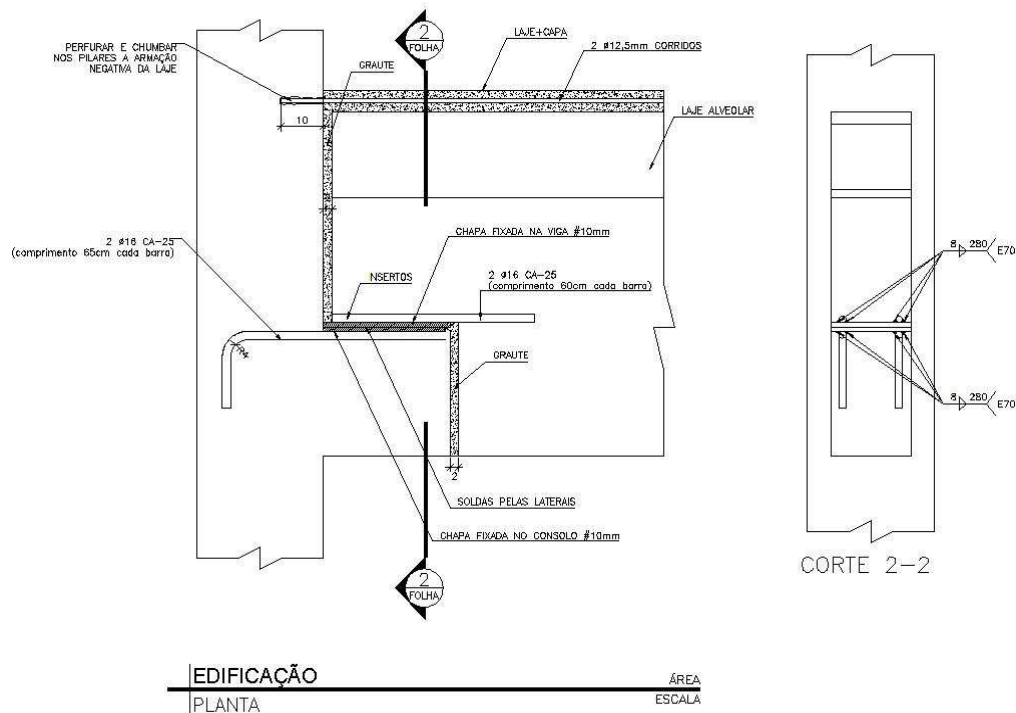
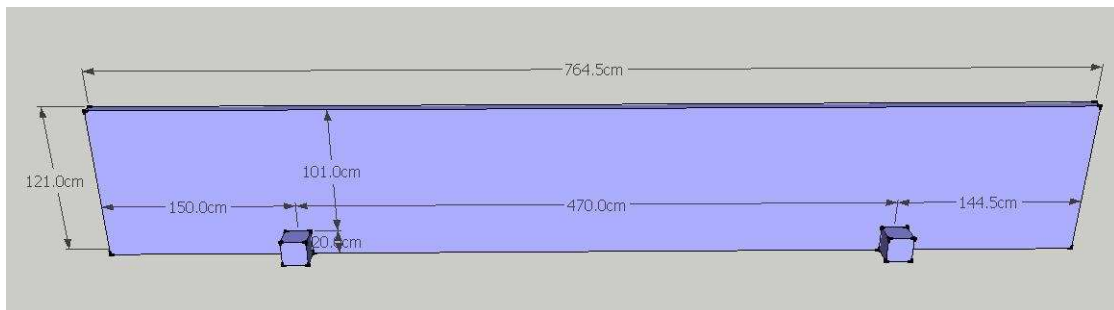


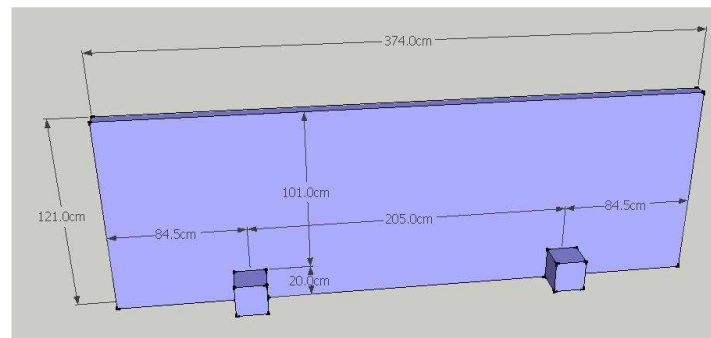
Figura 3.2 – Esquema da ligação viga-pilar soldada.

Os painéis são dispostos na direção horizontal, tem 9 cm de espessura, estão apoiados em sua parte inferior sobre as vigas de concreto, constituindo o apoio por gravidade de dimensões 20 cm x 20 cm x 20 cm e chumbador metálico.

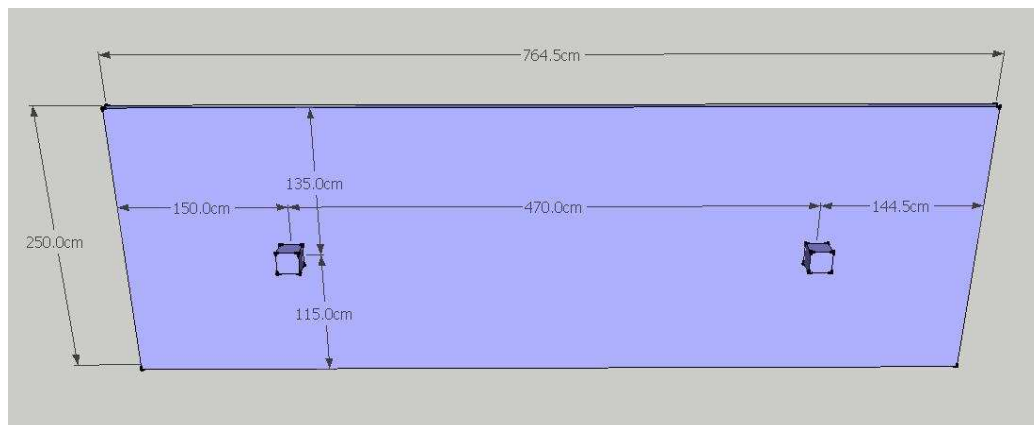
Além das ligações por gravidade os painéis possuem ligações de contraventamento que podem ser de encaixe ou solda. A geometria dos 4 tipos de painéis pré-moldados tratados neste capítulo podem ser vistos nas Figuras 3.3 (a, b e c).



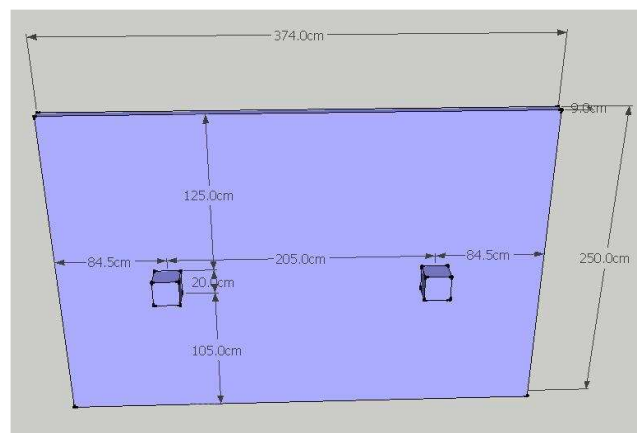
(a) Geometria do painel tipo 1.



(b) Geometria do painel tipo 2.



(c) Geometria do painel tipo 3.



(d) Geometria do painel tipo 4.

Figura 3.3 – Geometria dos painéis de fechamento

O detalhe do corte esquemático dos painéis 1 e 2 está ilustrado na Figura 3.4 (a) e dos painéis 3 e 4 na Figura 3.4 (b). Os painéis 1 e 2 estão dispostos no primeiro piso da edificação. A distância entre painéis considerada nas análises deste capítulo é de 1 cm.

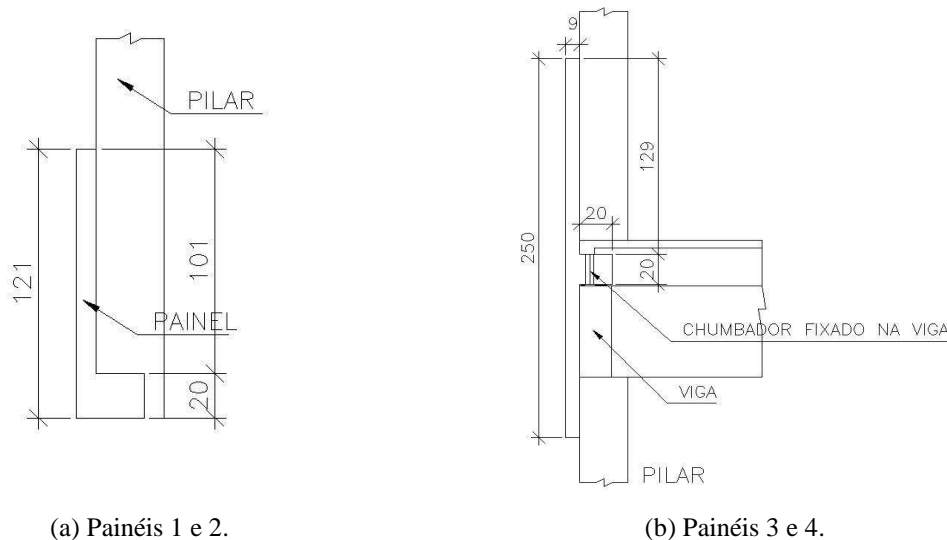


Figura 3.4 – Corte esquemático dos painéis.

3.2 CONSIDERAÇÕES RELATIVAS À MODELAGEM NUMÉRICA NO PROGRAMA ANSYS

3.2.1 Elementos finitos, critérios de ruptura e relações constitutivas dos materiais

Quanto ao desenvolvimento do modelo numérico, o concreto representado nas vigas, pilares e painéis foi discretizado utilizando o elemento finito tridimensional SOLID65 (Figura 3.5), de 8 nós e graus de liberdade à translação nas 3 direções ortogonais. Uma das principais características deste elemento refere-se ao tratamento dado à não-linearidade física do material. O concreto pode sofrer fissuração, esmagamento e apresentar deformações plásticas e fluência.

Foram utilizadas convenientemente as taxas de armadura na matriz do concreto nas devidas direções nos elementos estruturais pilares, vigas e painéis, característica esta associada ao uso do elemento SOLID65, orientadas segundo os ângulos ϕ e θ , conforme mostra a Figura 3.6.

A inclusão das taxas de armadura destina-se a absorção de esforços axiais (tração e compressão), permitindo, também, assumir deformações plásticas devido à fluência.

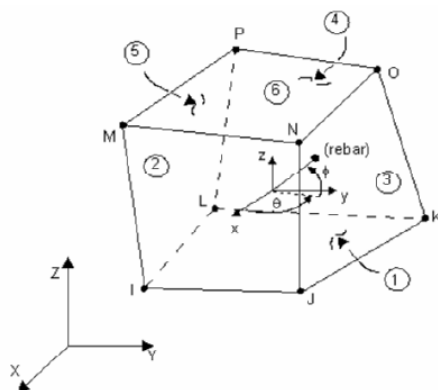


Figura 3.5 – Elemento finito SOLID65. [Documentação ANSYS Versão 9.0]

As taxas de armaduras utilizadas nas análises numéricas deste capítulo foram: 0,044 para os pilares na direção longitudinal (direção y do sistema global de coordenadas), 0,01 para as vigas na direção longitudinal, 0,008 na direção longitudinal dos painéis e 0,007 para os dentes dos painéis, na direção z do sistema global de coordenadas.

As taxas de armadura são inseridas computacionalmente por meio de constantes reais, para o elemento SOLID65, podendo ser incluídas 3 taxas de armaduras, uma em cada direção. A direção da taxa de armadura é definida por 2 ângulos, θ que é o ângulo formado entre o eixo x e y, no sentido de x para y, e \varnothing é o ângulo formado entre o plano xy e eixo z, conforme ilustra a Figura 3.6.

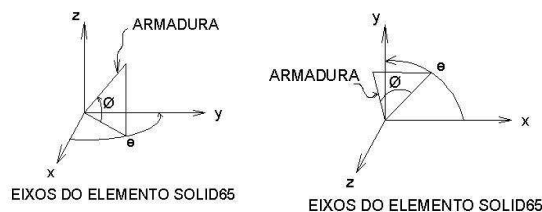


Figura 3.6 – Ângulos para consideração da taxa de armadura.

A Figura 3.7 ilustra as direções consideradas para inclusão da taxa de armadura nos elementos estruturais em análise.

Quanto às características físicas dos materiais para vigas, pilares, painéis e taxas de aço para o desenvolvimento da análise linear foram consideradas as seguintes propriedades para o concreto (valores característicos): resistência característica à compressão f_{ck} de 35 MPa; módulo de elasticidade longitudinal E_c igual a 3313 kN/cm²; densidade do concreto de $2,5 \times 10^{-5}$ kN/cm³; coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$ e coeficiente de dilatação térmica $\alpha =$

$$1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}.$$

Para o aço admitiu-se módulo de elasticidade longitudinal $ES = 20.500 \text{ kN/cm}^2$, coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$, coeficiente de dilatação térmica $\alpha = 1,1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$; densidade do aço igual a $7,8 \times 10^{-5} \text{ kN/cm}^3$; tensão de escoamento da armadura de 50 kN/cm^2 e tensão última do aço igual a 55 kN/cm^2 .

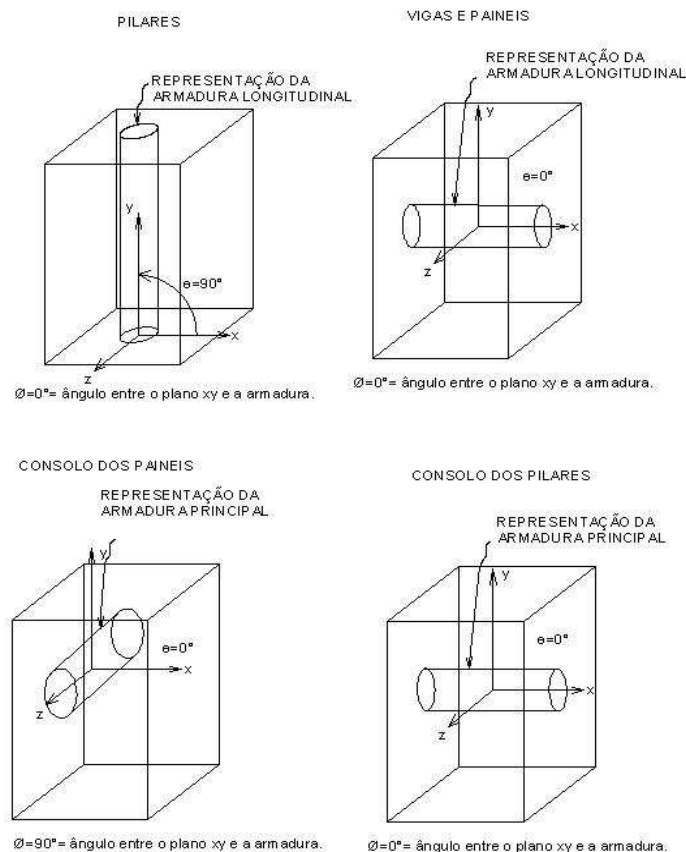


Figura 3.7 – Direção das taxas de armaduras para os elementos estruturais: viga, pilar e painel.

3.2.2 Ligações entre os elementos estruturais

São apresentados nesta seção informações quanto aos tipos de ligações utilizadas nas análises, sendo estas, ligações viga-pilar, painel-pilar e painel-viga, bem como os recursos utilizados no programa computacional ANSYS para a simulação destas ligações.

3.2.2.1 Ligação viga-pilar

A ligação viga-pilar considerada no Modelo 1 constitui-se de uma ligação com consolo e dente gerber, por meio de solda e chumbadores, detalhada na Figura 3.2. A ligação foi

modelada numericamente utilizando o recurso de unir os nós dos elementos ligados entre si (*merge*) para representar as ligações soldadas, conforme mostram as Figuras 3.8 (a), e (b). Os pontos cujos nós foram ligados estão nas laterais da viga com o consolo do pilar, na face inferior do dente Gerber, e os dois nós superiores laterais da viga junto ao pilar, representando a ligação com chumbador conforme figura 3.8 (c), representando a ligação em perspectiva, os pontos onde são ligados por “merge” estão marcados com “x”.

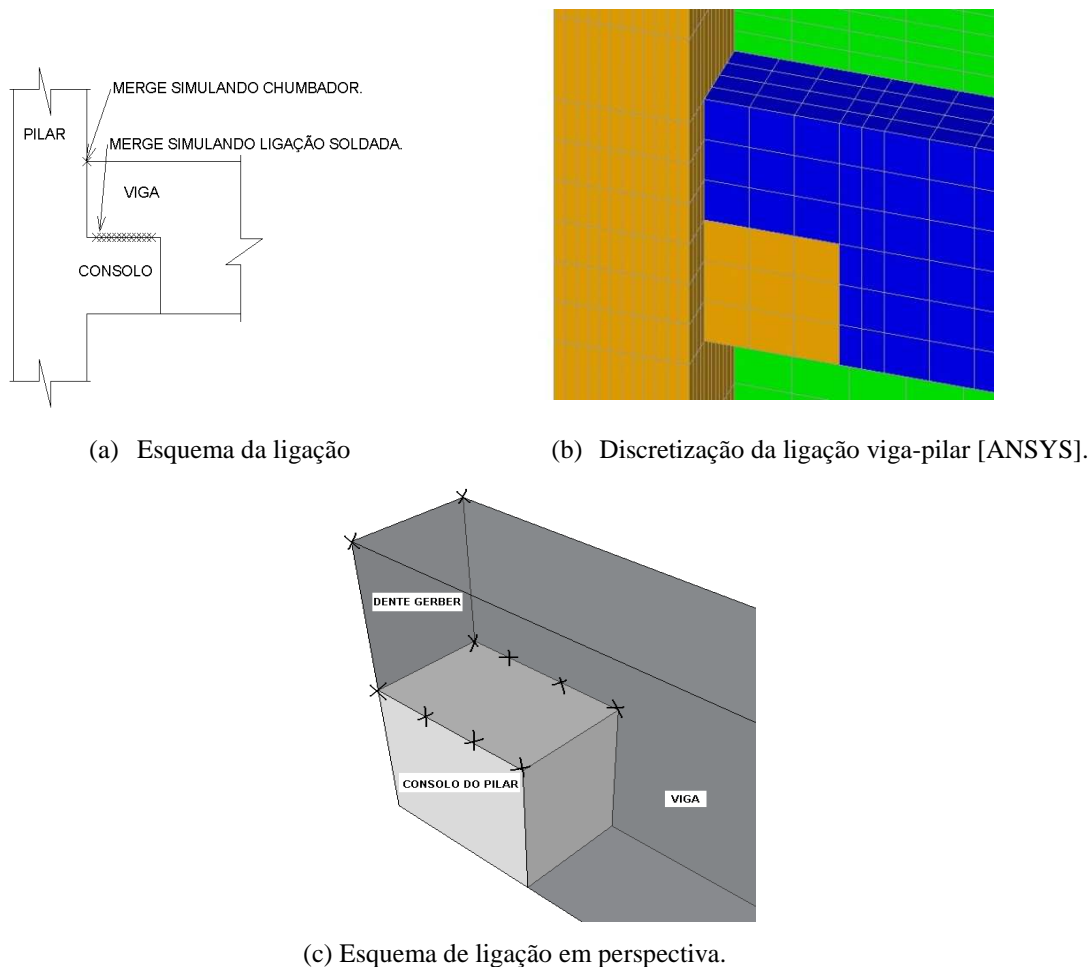
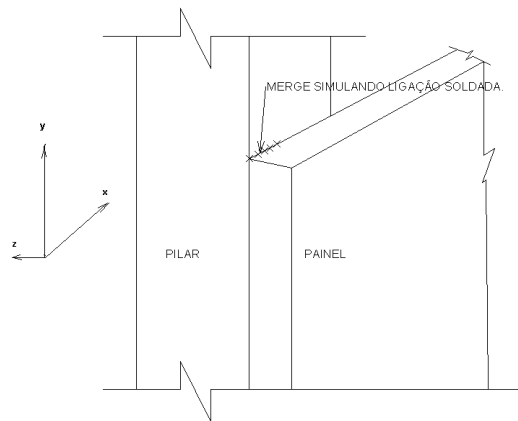


Figura 3.8 – Esquema da ligação viga-pilar com solda e chumbador.

3.2.2.2 Ligação de contraventamento painel-pilar

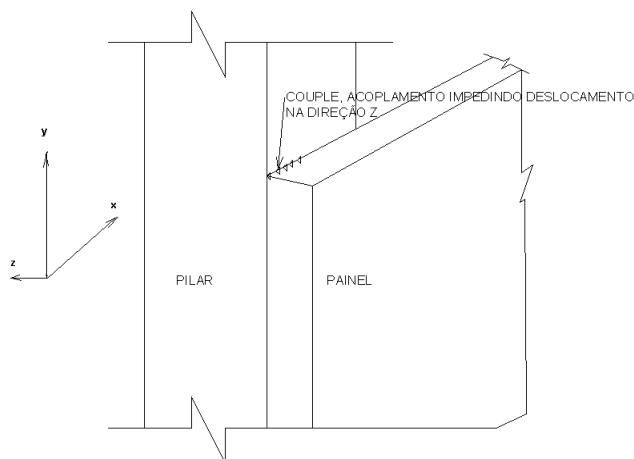
Para as ligações de contraventamento painel-pilar duas situações foram analisadas, a aplicação de ligações soldadas e ligações por encaixe. Para a modelagem, foram utilizados os recursos de unir os nós dos elementos ligados entre si (*merge*) para representar as ligações do tipo soldadas (Figura 3.9 a e b) e o recurso de associar os deslocamentos na direção definida (*couple*), para os nós selecionados, para restringir o movimento, neste

caso, na direção z, e representar as ligações por encaixe (Figura 3.10).



(a) Esquema dos nós unidos na interface painel-pilar. (b) Detalhe da ligação soldada painel-pilar.

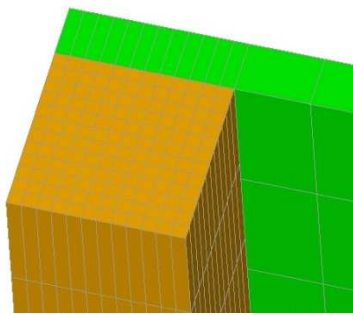
Figura 3.9 – Esquema da ligação painel-pilar com união dos nós.



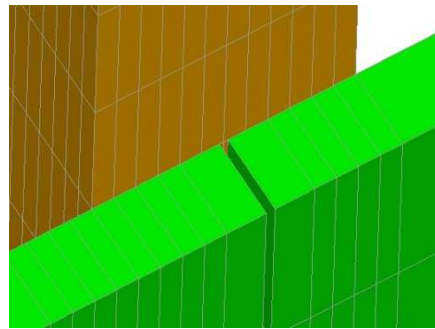
(a) Esquema dos nós associados na interface painel-pilar. (b) Detalhe da ligação acoplada painel-pilar.

Figura 3.10 – Esquema da ligação painel-pilar com acoplamento dos nós.

O detalhe da discretização painel-pilar referente à ligação de contraventamento modelada no ANSYS, por meio da união dos nós ou acoplamento, pode ser visualizada na Figura 3.11.



(a) Ligação painel-pilar de canto.

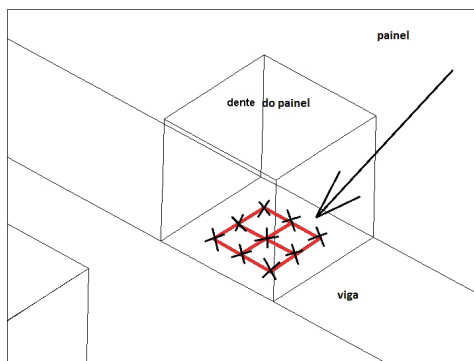


(b) Ligação painel-pilar intermediário.

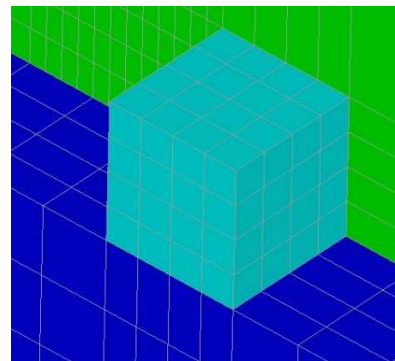
Figura 3.11- Discretização da ligação de contraventamento painel- pilar no Ansys.

3.2.2.3 Ligação de gravidade painel-viga

A ligação de gravidade painel-viga representada pelo dente de concreto no painel foi modelada unindo os nós centrais coincidentes com os respectivos nós na viga, conforme mostra a Figura 3.12.



(a) Esquema da ligação painel-viga.



(b) Discretização do dente de concreto do painel.

Figura 3.12 – Detalhe da ligação de gravidade painel-viga.

3.2.3 Carregamento

O carregamento considerado nas análises do Modelo 1 refere-se ao peso próprio da estrutura e devido ao vento (Figura 3.13), além de ação térmica, por meio da consideração de temperatura uniforme e variável.

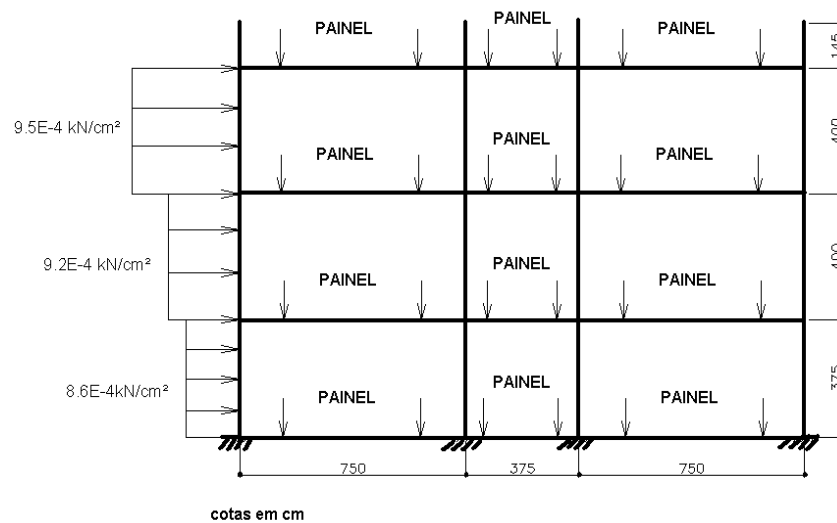


Figura 3.13 – Carregamento do modelo1 devido ao peso-próprio e ação do vento.

Para análise do efeito térmico na estrutura foi aplicada ação constante no valor de 30° C (Figura 3.14) e, posteriormente, ação variável, sendo 20°C na parte interior da estrutura e 60°C na parte externa da estrutura (Figura 3.15).

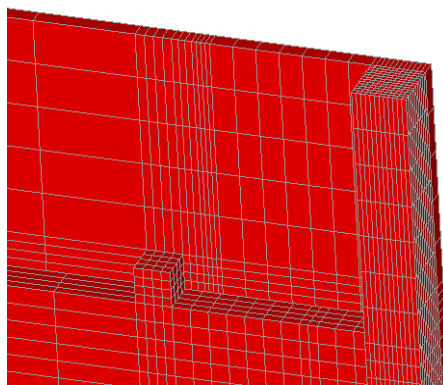


Figura 3.14 – Ação térmica constante.

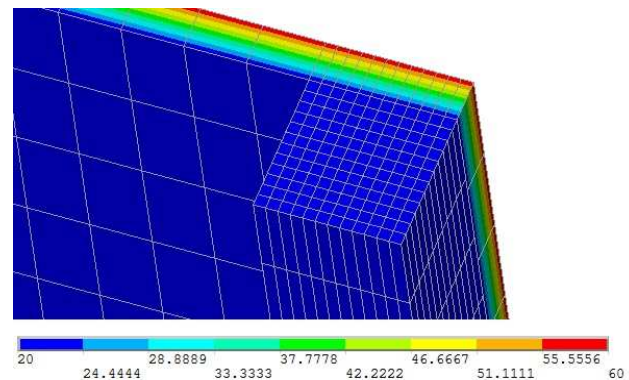


Figura 3.15 – Ação térmica variável.

Nas análises térmicas desenvolvidas neste trabalho atuam simultaneamente o carregamento vertical, devido ao peso-próprio, e a ação do vento.

3.2.4 Discretização do Modelo 1 e condições de contorno

A discretização do Modelo 1 baseou-se na necessidade de coincidir nós a fim de viabilizar

a aplicação de recursos como, por exemplo, o de união de nós. A Figura 3.16 ilustra a malha considerada nas vigas e pilares.

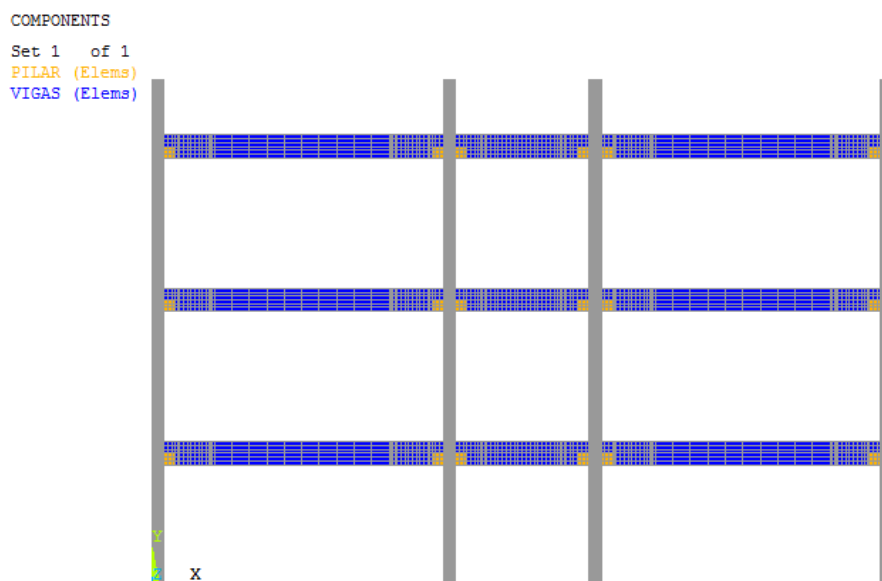


Figura 3.16 - Discretização em elementos finitos das vigas e pilares do Modelo 1.

A Figura 3.17 mostra a discretização em elementos finitos dos painéis pré-moldados de concreto incluindo os dentes que representam a ligação por gravidade. A discretização de toda a estrutura do Modelo 1 encontra-se ilustrada na Figura 3.18.

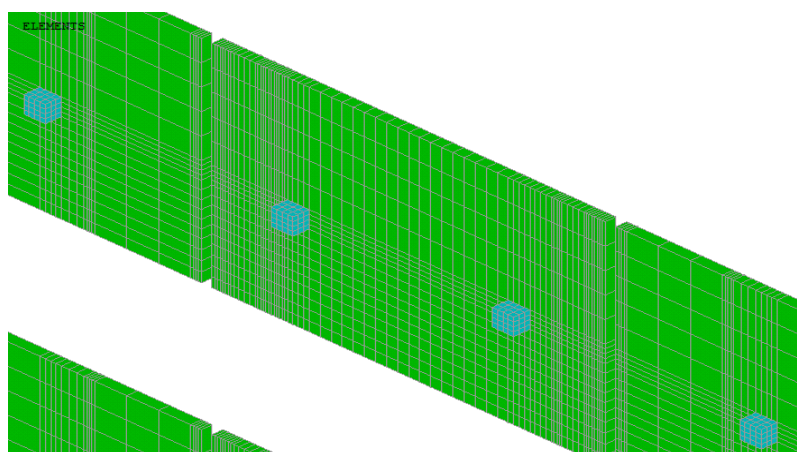


Figura 3.17 - Discretização em elementos finitos dos painéis do Modelo 1.

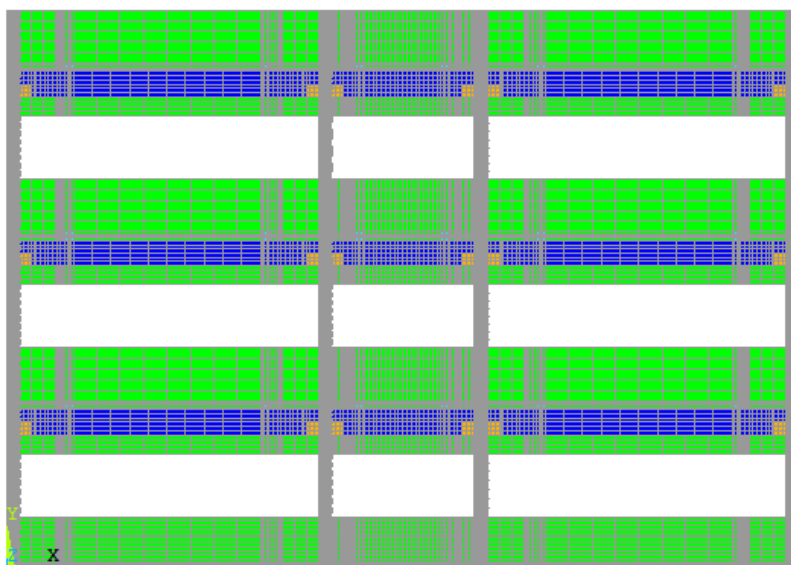


Figura 3.18 - Discretização em elementos finitos da estrutura do Modelo 1.

Com relação às restrições impostas para o desenvolvimento da análise numérica, as condições de contorno utilizadas na análise podem ser visualizadas na Figura 3.19.

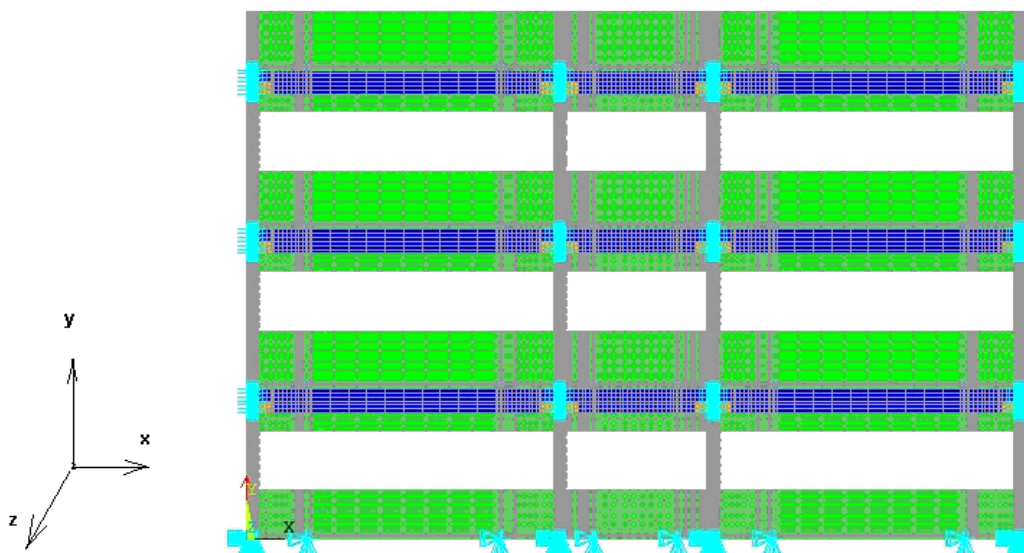
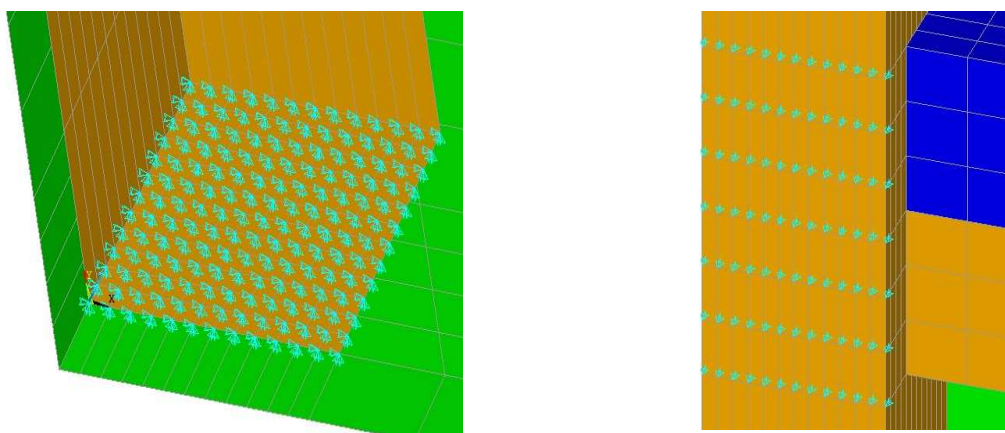


Figura 3.19 – Condições de contorno aplicadas no Modelo 1.

Todos os pilares estão impedidos de se deslocarem nas 3 direções ortogonais em sua base (Figura 3.20 a), bem como os dentes dos painéis do pavimento térreo estão impedidos em x , y e z . Os pilares, no ponto de encontro com as vigas transversais estão impedidos de se

deslocarem na direção z do sistema global de coordenadas (Figura 3.20 b), o que visa considerar a presença de vigas perpendiculares ao plano em análise.



(a) Engastamento do pilar.

(b) Restrição na direção z nos pilares.

Figura 3.20 – Condições de contorno aplicadas aos pilares no Modelo 1.

3.3 RESULTADOS DA ANÁLISE LINEAR DO MODELO 1

O Modelo 1 foi analisado sob ação do peso-próprio, ação lateral do vento e efeitos térmicos, considerando 3 possibilidades de ligação de contraventamento, sendo: ambas as ligações de um painel soldadas aos pilares, a ligação de uma extremidade do painel ao pilar soldada e a outra com acoplamento e, por fim, ambas as ligações de acoplamento. A Tabela 3.1 apresenta um resumo das análises desenvolvidas para análise linear.

Tabela 3.1 – Resumo das análises desenvolvidas no Modelo 1 e nomenclatura.

	Ligação soldada/ Ligação soldada	Ligação soldada/ Ligação acoplada	Ligação acoplada/ Ligação acoplada
Peso-próprio e vento	M1-SS-PPV	M1-SA-PPV	M1-AA-PPV
Temperatura constante de 30°C	M1-SS-TC	M1-SA- TC	M1-AA-TC
Temperatura variável (20-60°C)	M1-SS-TV	M1-SA- TV	M1-AA-TV

Nas análises térmicas desenvolvidas são considerados também a ação do vento e do peso-próprio dos elementos estruturais. Todos detalhes de deslocamento em z nos painéis do item 3.3.1 ao item 3.3.9 estão com escala de deslocamento aumentada para melhor visualização.

3.3.1 Ligações soldadas e ação de carregamento vertical e lateral – M1-SS-PPV

O deslocamento máximo na direção x do modelo M1-SS-PPV, com ambas as ligações de contraventamento soldadas e sob ação do peso-próprio e vento é de 0,09018 cm, conforme mostra a Figura 3.21, no topo da edificação.

A máxima tensão de Von Mises observada no sistema estrutural formado por vigas e pilares é de 1,008 kN/cm², localizou-se na região da ligação com a viga, em destaque conforme representado na Figura 3.22 a e 22 b.

Nos painéis, a tensão máxima de Von Mises ocorreu na parte superior do painel no primeiro pavimento, no valor de 0,755 kN/cm² (Figura 3.23).

Nos dentes dos painéis, apoios por gravidade ligados às vigas, a tensão máxima de Von Mises situa-se em painel do pavimento térreo no valor de 0,551 kN/cm², ilustrados na Figura 3.24.

Com relação aos deslocamentos na direção z, o que caracteriza deslocamentos fora do plano dos painéis, os valores são mínimos, conforme mostra a Figura 3.25.

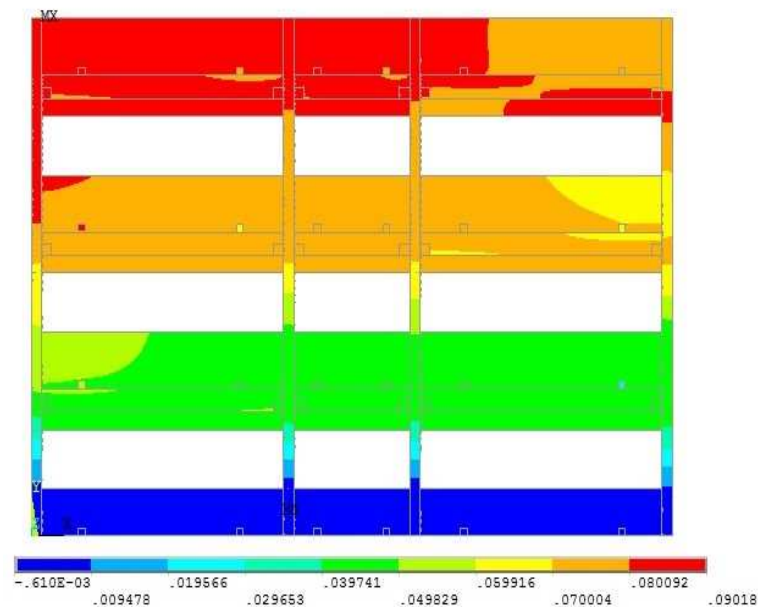
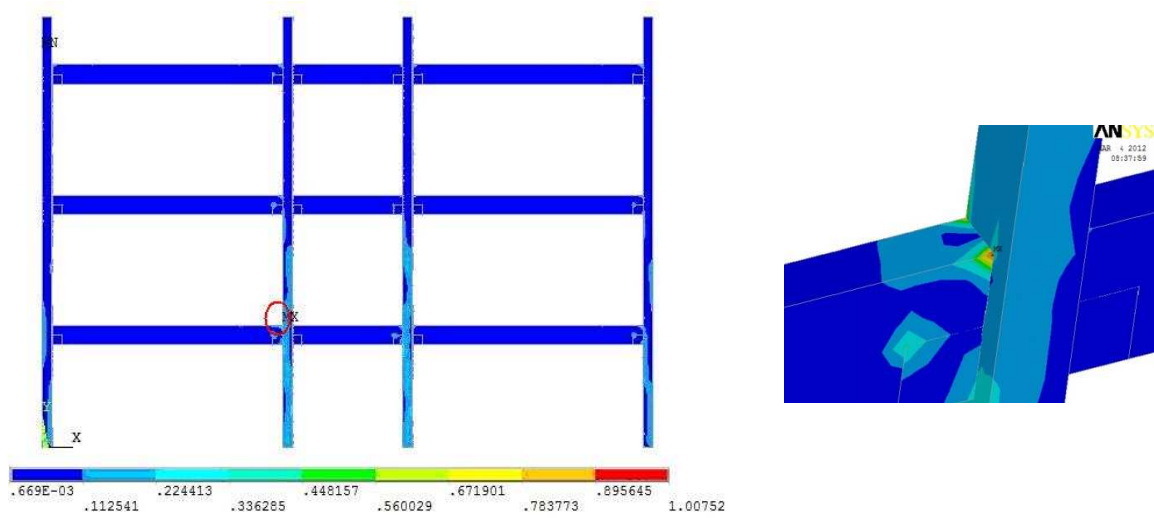


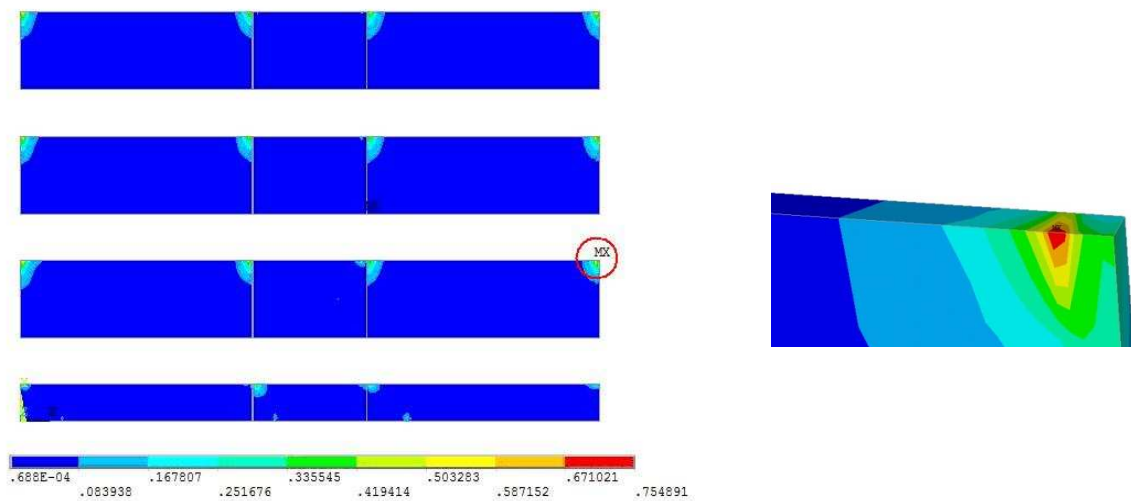
Figura 3.21 – Deslocamento na direção x do Modelo M1-SS-PPV (cm).



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

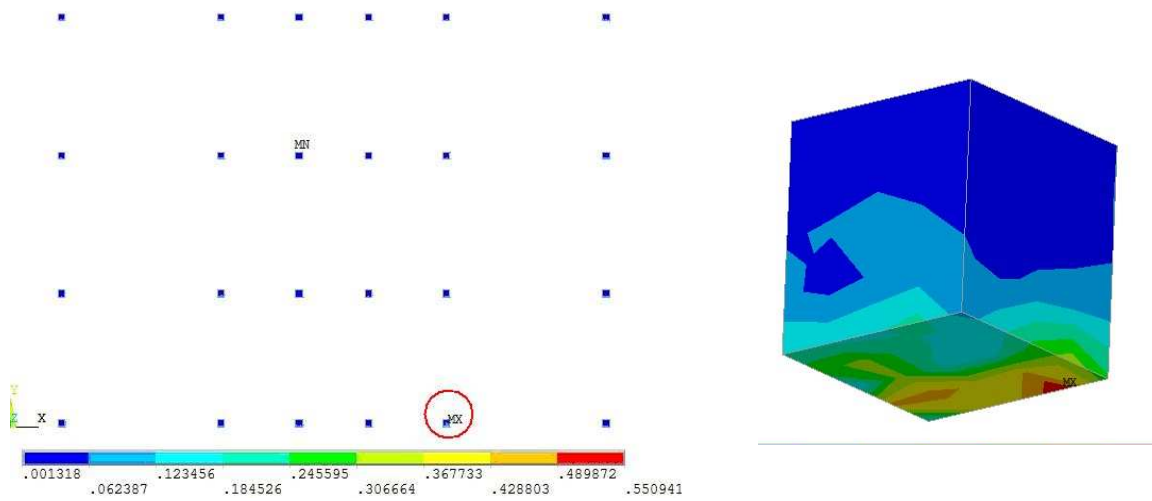
Figura 3.22 – Tensões de Von Mises nas vigas e pilares – Modelo M1-SS-PPV.



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

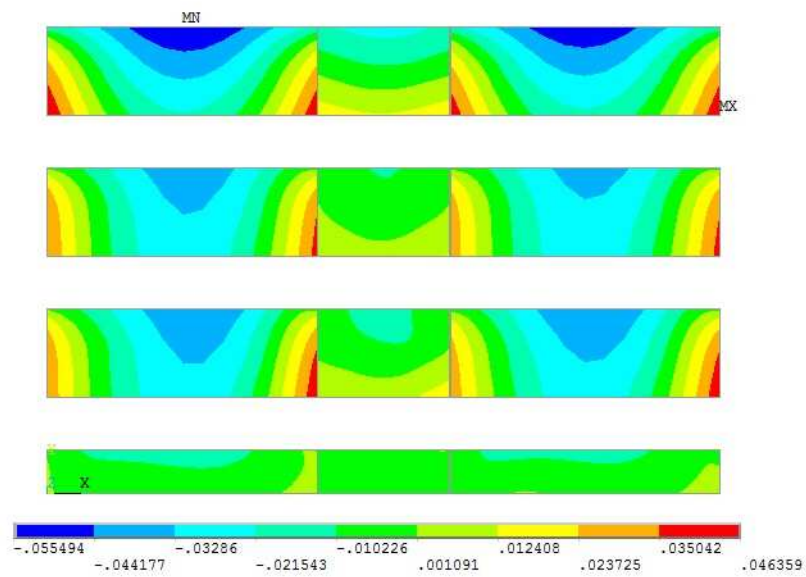
Figura 3.23 – Tensões de Von Mises nos painéis – Modelo M1-SS-PPV.



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 3.24 – Tensões de Von Mises nos dentes dos painéis – Modelo M1-SS-PPV.



(a) Deslocamentos em z (cm).

(b) Vista superior – deslocamento z.

Figura 3.25 – Deslocamentos na direção z – Modelo M1-SS-PPV.

3.3.2 Ligações soldadas e ação térmica variável – M1-SS-TV

O deslocamento máximo na direção x do modelo M1-SS-TV, com ambas as ligações de contraventamento soldadas e sob ação de temperatura variável, sendo a temperatura da face interna de 20 °C e a da face externa de 60 °C, é de 0,193 cm, conforme mostra a Figura 3.26, no topo da edificação.

A máxima tensão de Von Mises observada no sistema estrutural formado por vigas e pilares é de 6,405 kN/cm², localizado na parte superior do pilar indicado na Figura 3.27.

Nos painéis, a tensão máxima de Von Mises é de 3,426 kN/cm², conforme mostra a Figura 3.28.

Nos dentes dos painéis, apoios por gravidade ligados às vigas, a tensão máxima de Von Mises situa-se no pavimento térreo, no valor de 4,562 kN/cm², ilustrados na Figura 3.29.

Com relação aos deslocamentos na direção z, o que caracteriza deslocamentos fora do plano dos painéis, o valor foi de 1,429 cm, conforme mostra a Figura 3.30.

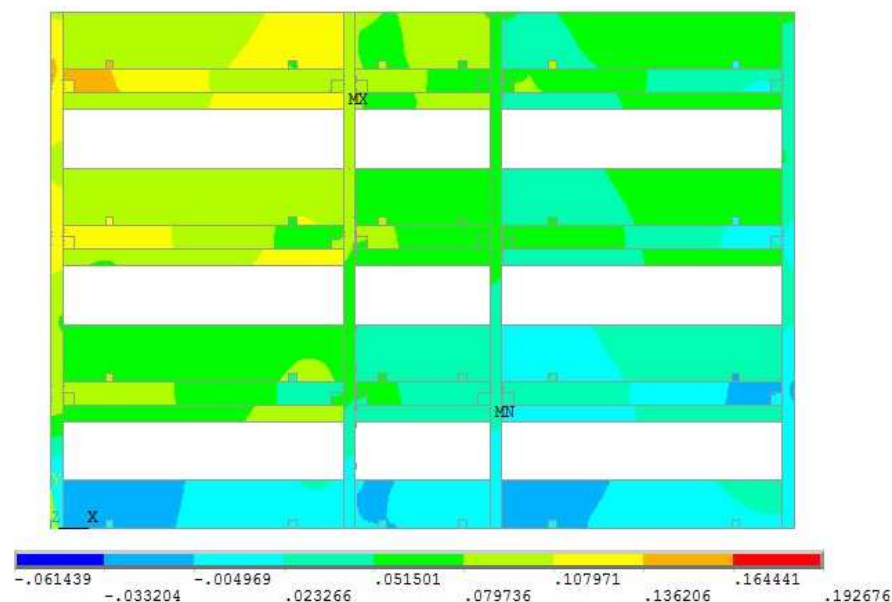
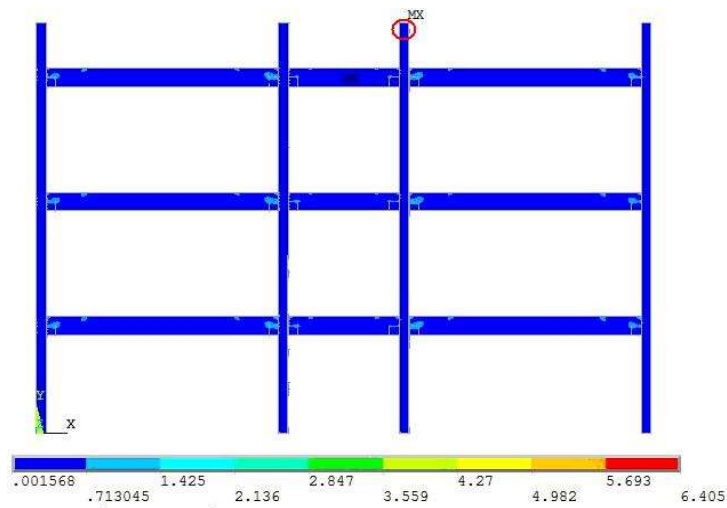
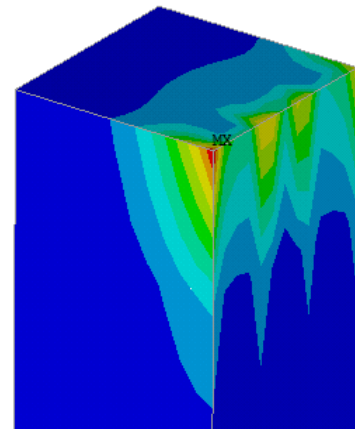


Figura 3.26 – Deslocamento na direção x do modelo M1-SS-TV (cm).

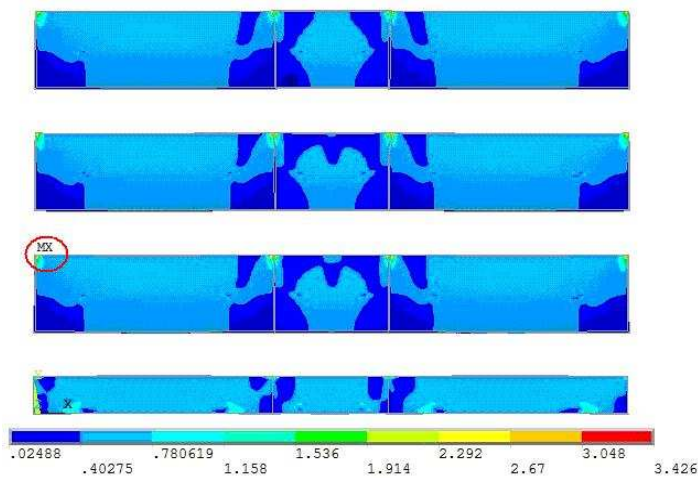


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

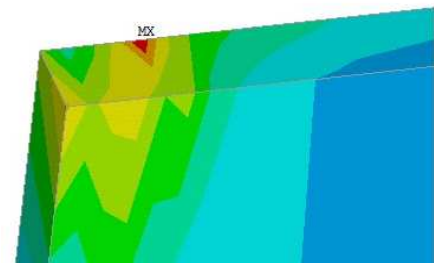


(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 3.27 – Tensões de Von Mises nas vigas e pilares – Modelo M1-SS-TV.

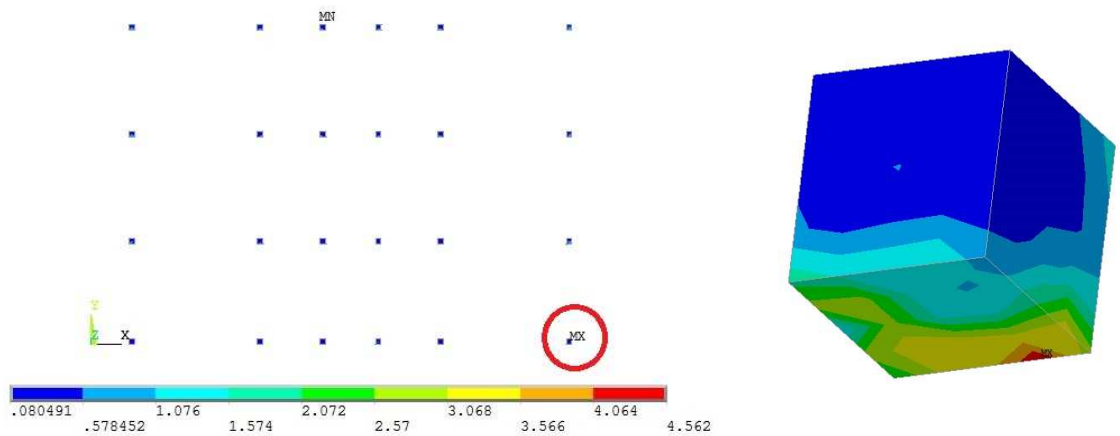


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).



(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

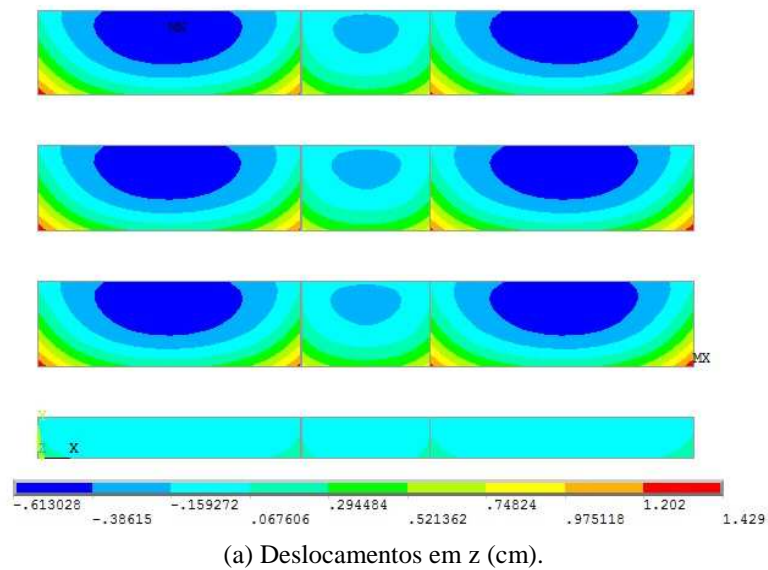
Figura 3.28 – Tensões de Von Mises nos painéis – Modelo M1-SS-TV.



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 3.29 – Tensões de Von Mises nos dentes dos painéis – Modelo M1-SS-TV.



(a) Deslocamentos em z (cm).



(b) Vista superior – deslocamento z.

Figura 3.30 – Deslocamentos na direção z – Modelo M1-SS-TV.

3.3.3 Ligações soldadas e ação térmica constante – M1-SS-TC

O deslocamento máximo na direção x do modelo M1-SS-TC, com ambas as ligações de contraventamento soldadas e sob ação de temperatura constante, no valor de 30 °C, é de 0,388 cm, conforme mostra a Figura 3.31, no topo da edificação.

A máxima tensão de Von Mises observada no sistema estrutural formado por vigas e pilares é de 6,468 kN/cm², localizado na interface entre o pilar e o painel do térreo, segundo ilustra a Figura 3.32.

Nos painéis, a tensão máxima de Von Mises verificada no canto superior do painel do térreo no valor de 7,383 kN/cm² mostrada na Figura 3.33.

Nos dentes dos painéis, apoios por gravidade ligados às vigas, a tensão máxima de Von Mises situa-se no pavimento térreo, no valor de 10,513 kN/cm², ilustrados na Figura 3.34.

Com relação aos deslocamentos na direção z, o que caracteriza deslocamentos fora do plano dos painéis, o valor foi de 0,304 cm, conforme mostra a Figura 3.35.

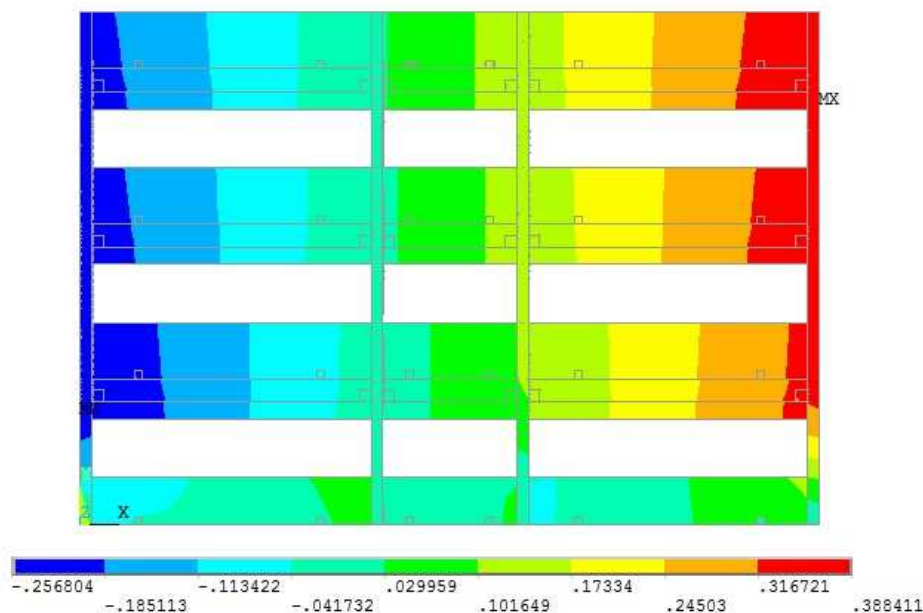
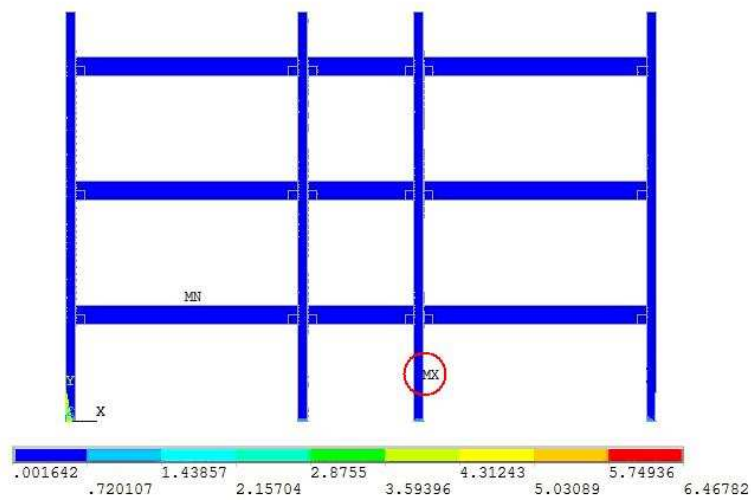
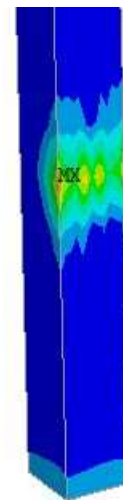


Figura 3.31 – Deslocamento na direção x do modelo M1-SS-TC (cm).

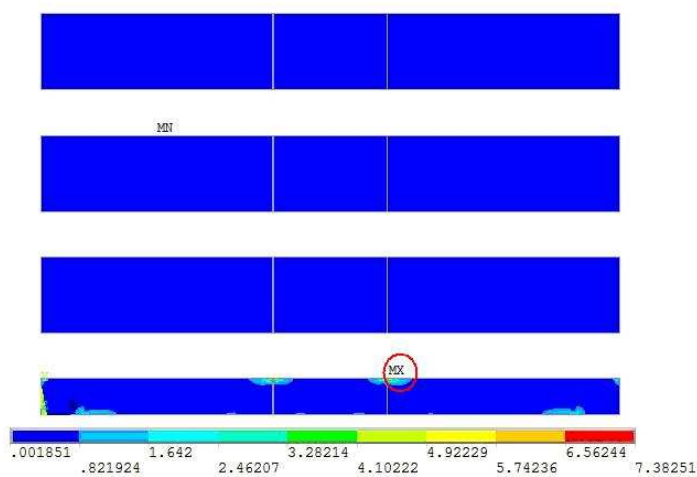


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

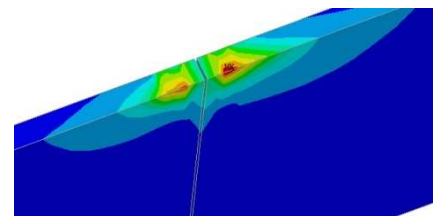


(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 3.32 – Tensões de Von Mises nas vigas e pilares – Modelo M1-SS-TC.

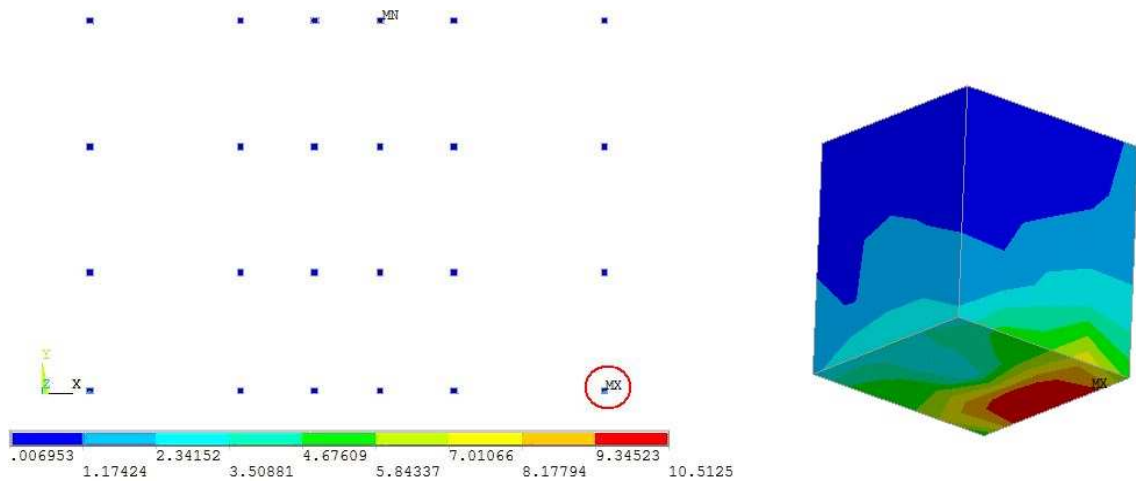


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).



(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

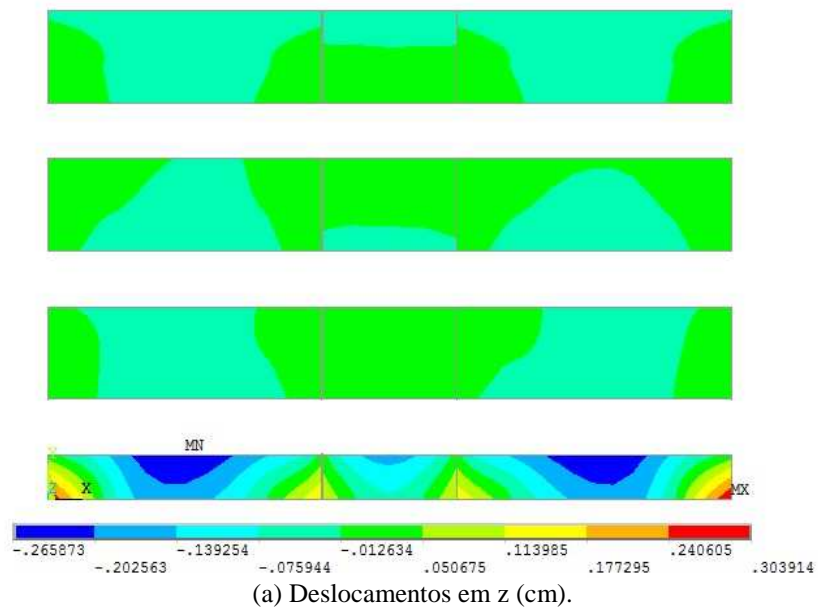
Figura 3.33 – Tensões de Von Mises nos painéis – Modelo M1-SS-TC.



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 3.34 – Tensões de Von Mises nos dentes dos painéis – Modelo M1-SS-TC.



(a) Deslocamentos em z (cm).



(b) Vista superior – deslocamento z.

Figura 3.35 – Deslocamentos na direção z – Modelo M1-SS-TC.

3.3.4 Ligações acopladas e ação de carregamento vertical e lateral – M1-AA-PPV

O deslocamento máximo na direção x do modelo M1-AA-PPV, com ambas as ligações de contraventamento acopladas, é de 0,462 cm, conforme mostra a Figura 3.36, no topo da edificação.

A máxima tensão de Von Mises observada no sistema estrutural formado por vigas e pilares é de $3,243 \text{ kN/cm}^2$, localizado na parte superior da viga, ilustrado na Figura 3.37.

Nos painéis, a tensão máxima de Von Mises é de $0,492 \text{ kN/cm}^2$ (Figura 3.41).

Nos dentes dos painéis, a tensão máxima de Von Mises indicada na Figura 3.42, é de $1,141 \text{ kN/cm}^2$, ilustrados na Figura 3.38.

Com relação aos deslocamentos na direção z, o que caracteriza deslocamentos fora do plano dos painéis, o valor foi de 0,098 cm, conforme mostra a Figura 3.39.

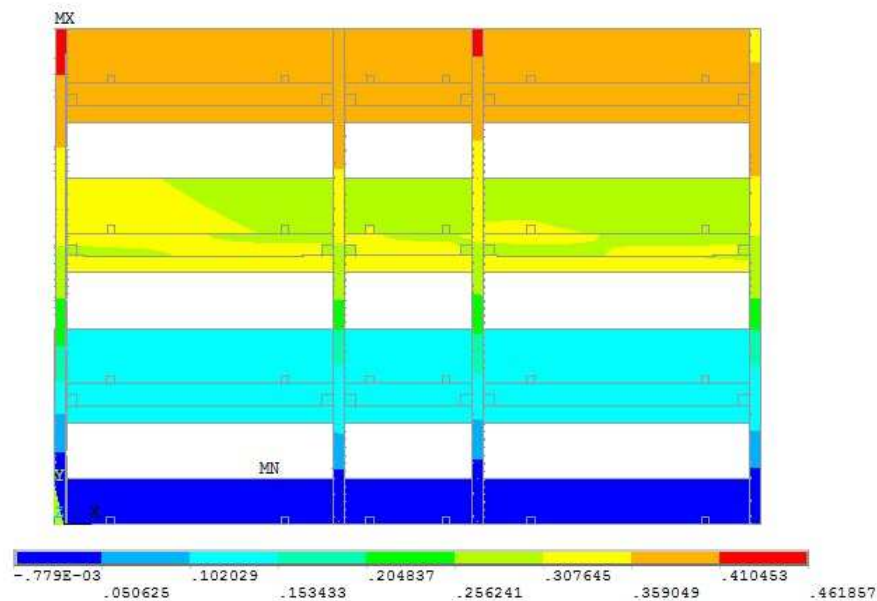
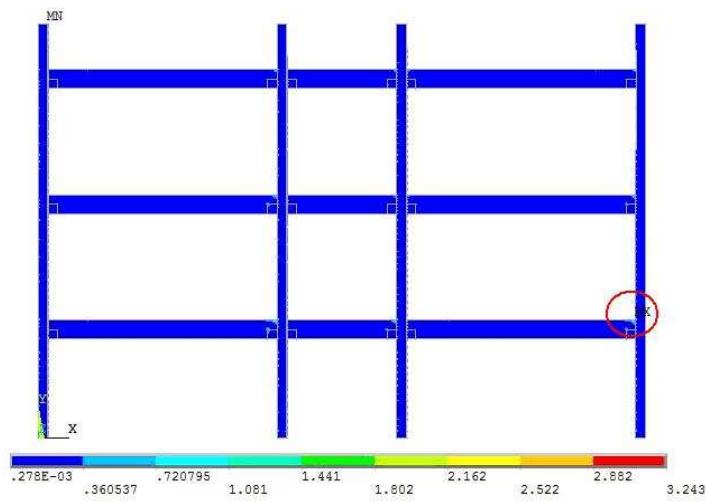
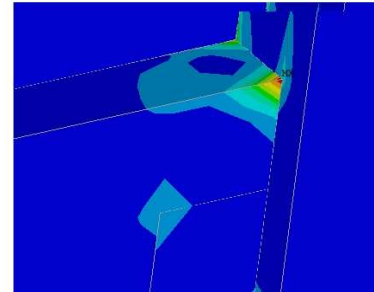


Figura 3.36 – Deslocamento na direção x do modelo M1-AA-PPV (cm).

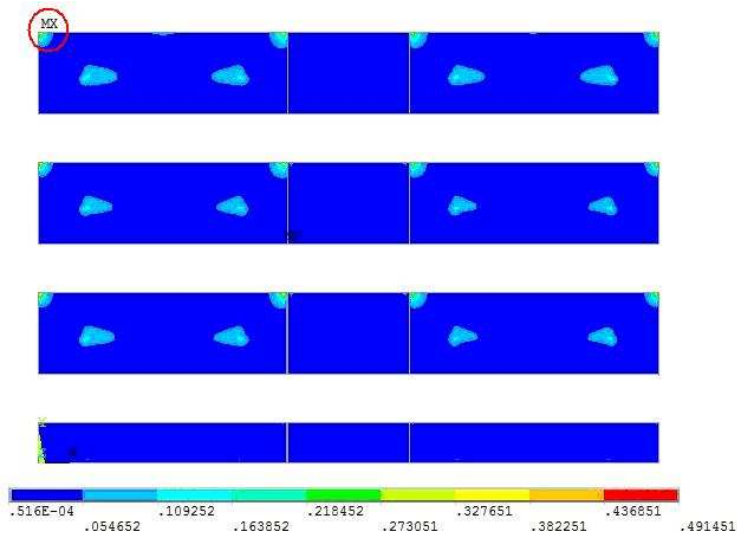


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

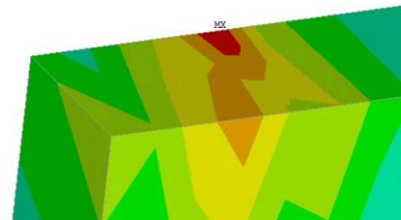


(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 3.37 – Tensões de Von Mises nas vigas e pilares – M1-AA-PPV.

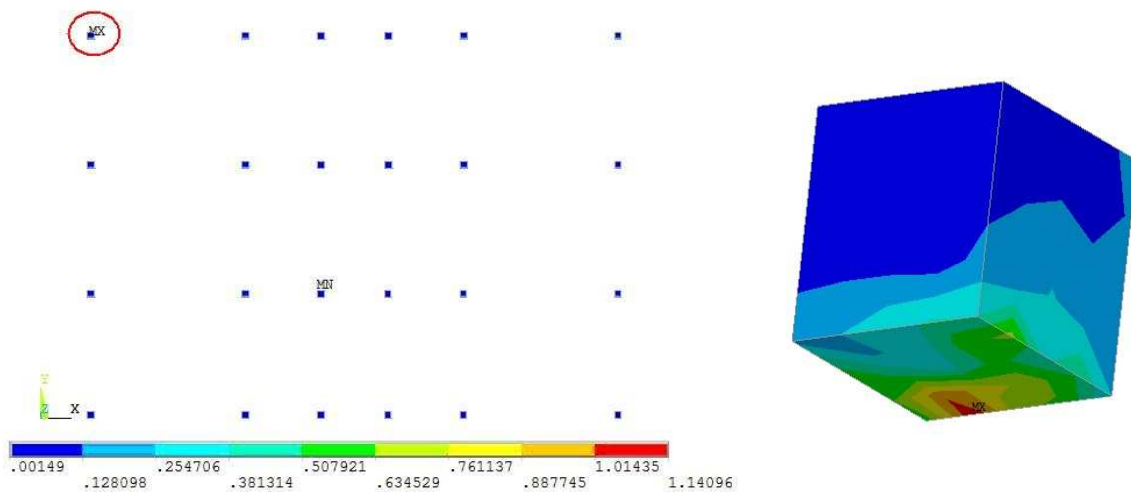


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).



(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

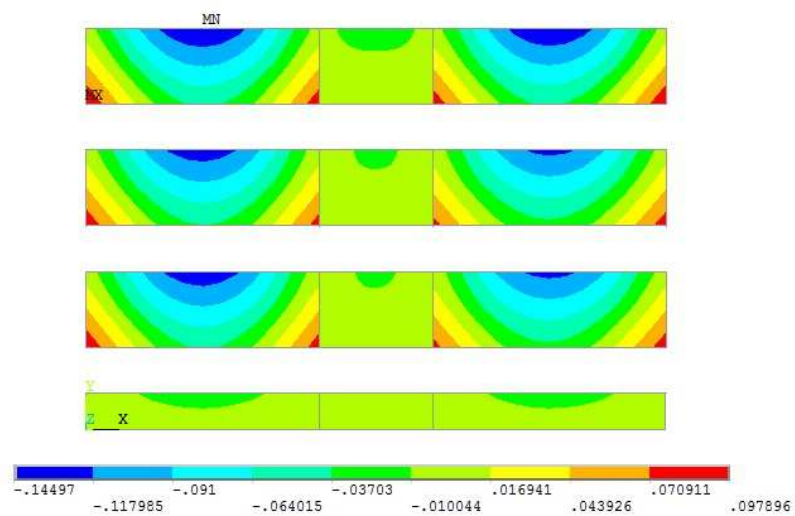
Figura 3.38 – Tensões de Von Mises nos painéis – M1-AA-PPV.



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 3.39 – Tensões de Von Mises nos dentes dos painéis – M1-AA-PPV.



(a) Deslocamentos em z (cm).



(b) Vista superior – deslocamento z.

Figura 3.40 – Deslocamentos na direção z – M1-AA-PPV.

3.3.5 Ligações acopladas e variação de temperatura – M1-AA-TV

O deslocamento máximo na direção x do modelo M1-AA-PPV, com ambas as ligações de contraventamento acopladas, é de 0,528 cm, conforme mostra a Figura 3.41, no topo da edificação.

A máxima tensão de Von Mises observada no sistema estrutural formado por vigas e pilares é de $4,60 \text{ kN/cm}^2$, localizado na região superior da viga, na região da ligação viga-pilar, representado na Figura 3.42.

Nos painéis, a tensão máxima de Von Mises se verifica na parte superior da estrutura, no valor de $4,126 \text{ kN/cm}^2$ (Figura 3.43).

Nos dentes dos painéis, apoios por gravidade ligados às vigas, a tensão máxima de Von Mises situa-se no primeiro pavimento, no valor de $4,152 \text{ kN/cm}^2$, ilustrados na Figura 3.44.

Com relação aos deslocamentos na direção z, o que caracteriza deslocamentos fora do plano dos painéis, o valor foi de 1,409 cm, conforme mostra a Figura 3.45.

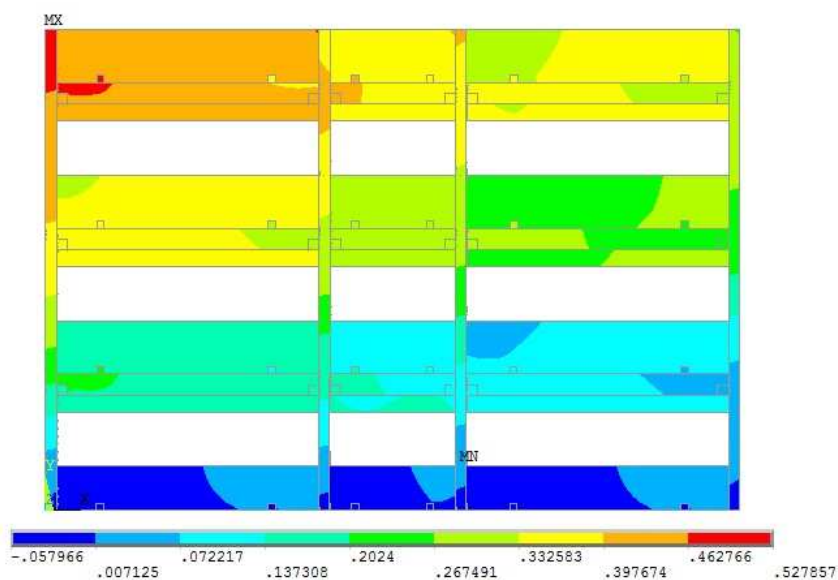
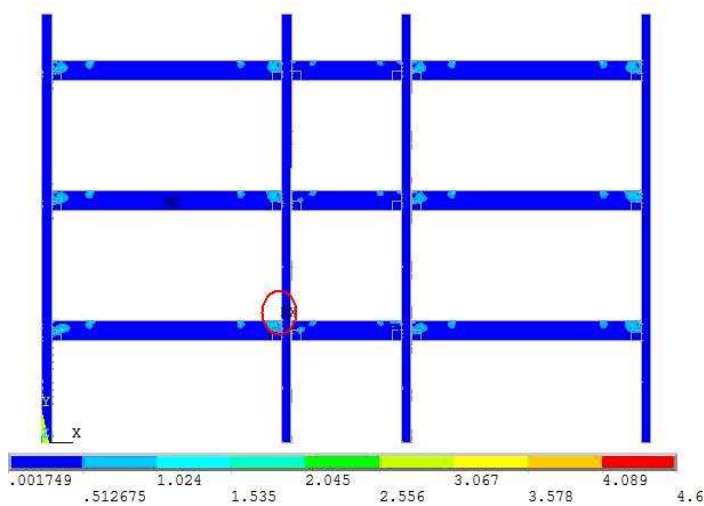
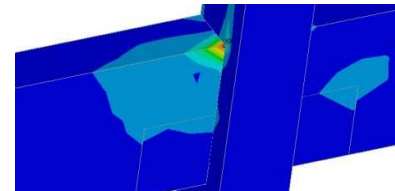


Figura 3.41 – Deslocamento na direção x do modelo M1-AA-TV (cm).

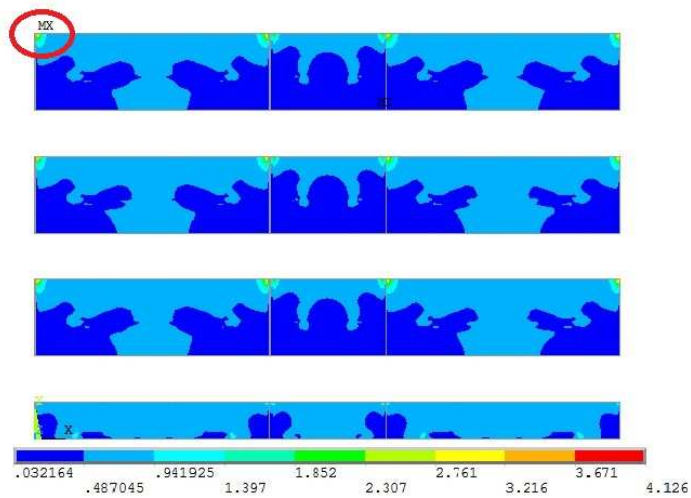


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

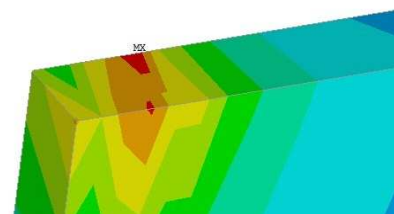


(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 3.42 – Tensões de Von Mises nas vigas e pilares – M1-AA-TV.

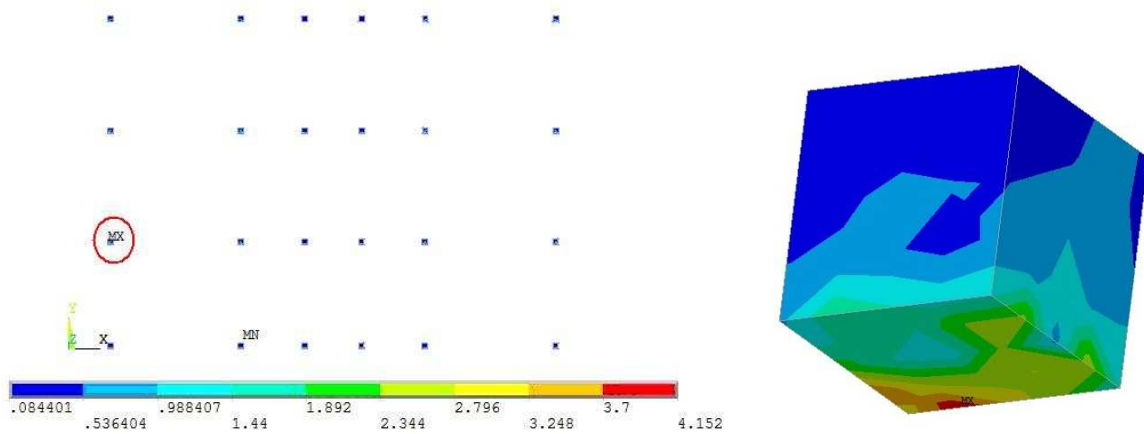


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).



(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

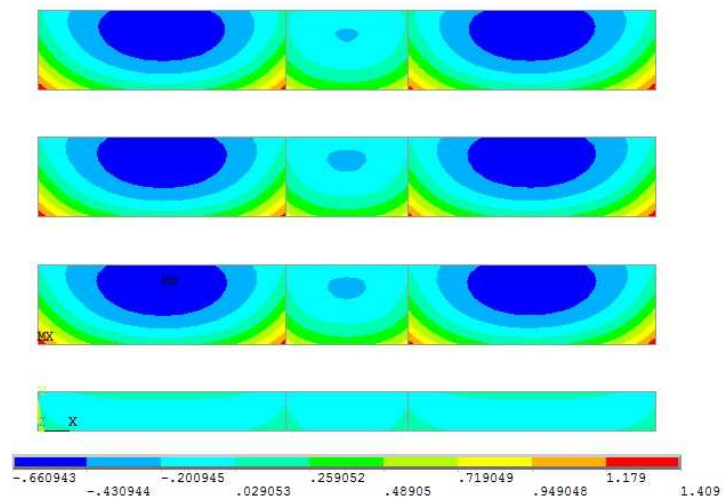
Figura 3.43 – Tensões de Von Mises nos painéis – M1-AA-TV.



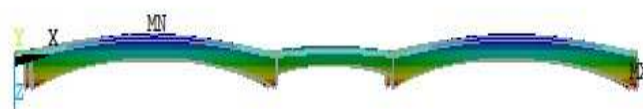
(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 3.44 – Tensões de Von Mises nos dentes dos painéis – M1-AA-TV.



(a) Deslocamentos em z (cm).



(b) Vista superior – deslocamento z.

Figura 3.45 – Deslocamentos na direção z – M1-AA-TV.

3.3.6 Ligações acopladas e temperatura uniforme – M1-AA-TC

O deslocamento máximo na direção x do modelo M1-AA- TC, com ambas as ligações de contraventamento acopladas, é de 0,699 cm, conforme mostra a Figura 3.46, no topo da edificação.

A máxima tensão de Von Mises observada no sistema estrutural formado por vigas e pilares é de $4,415 \text{ kN/cm}^2$, localizado na ligação da viga do primeiro pavimento e o pilar, representado na Figura 3.47.

Nos painéis, a tensão máxima de Von Mises se verifica no painel do térreo, no valor de $1,345 \text{ kN/cm}^2$ (Figura 3.48).

Nos dentes dos painéis, que são os apoios por gravidade ligados às vigas, a tensão máxima de Von Mises é de $6,191 \text{ kN/cm}^2$, ilustrados na Figura 3.49.

Com relação aos deslocamentos na direção z, o que caracteriza deslocamentos fora do plano dos painéis, o valor foi de 0,124 cm, conforme mostra a Figura 3.50.

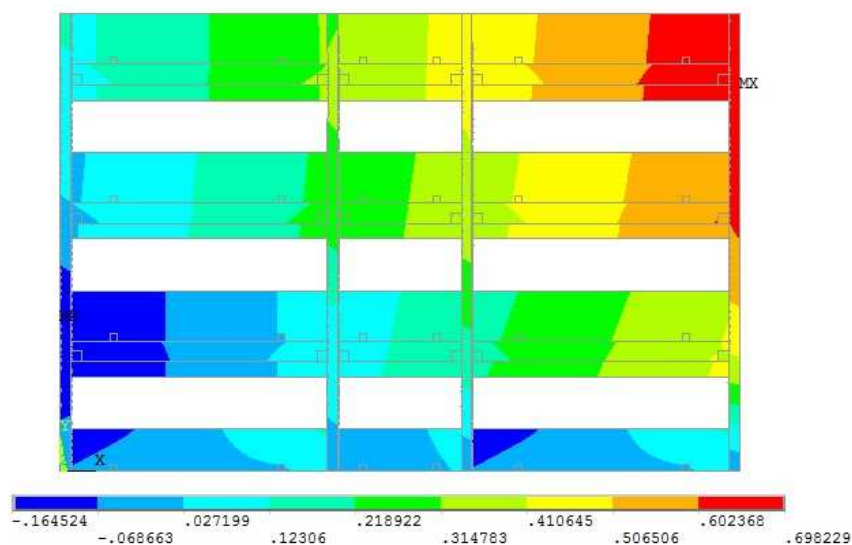
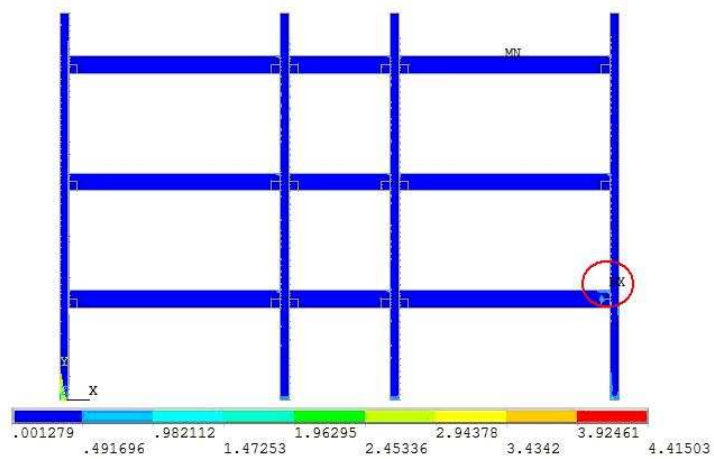
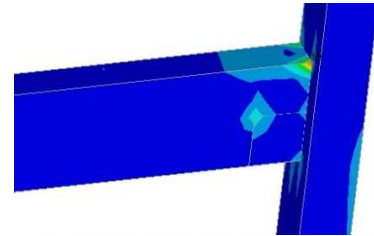


Figura 3.46 – Deslocamento na direção x do modelo M1-AA-TC (cm).

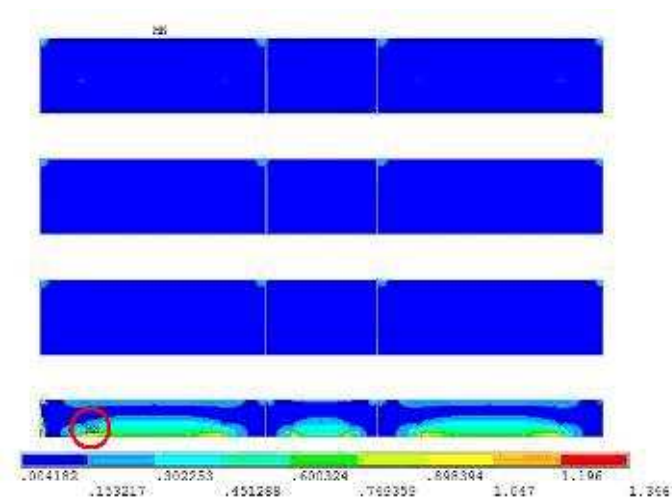


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm^2).

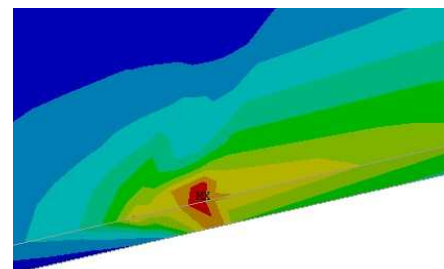


(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 3.47 – Tensões de Von Mises nas vigas e pilares – M1-AA-TC.

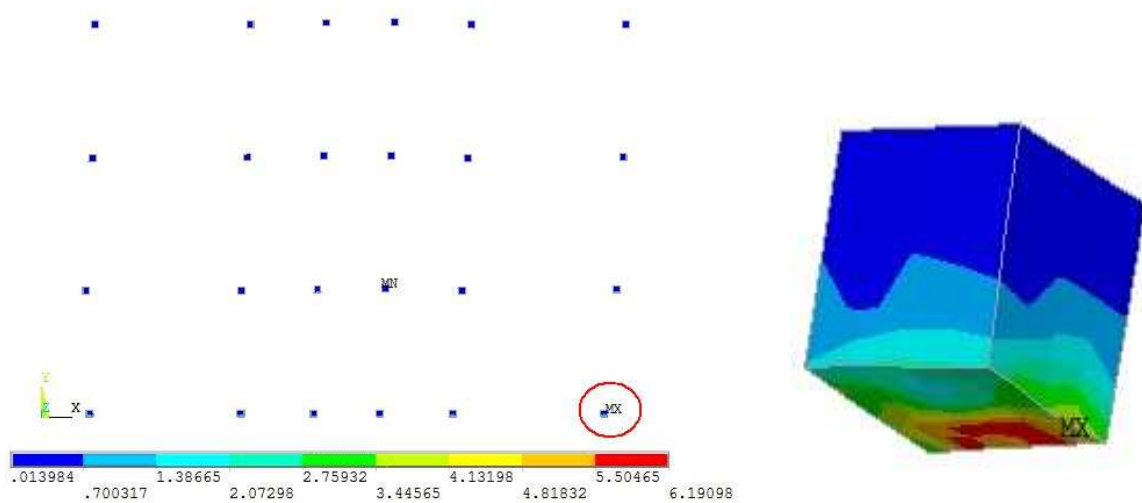


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm^2).



(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

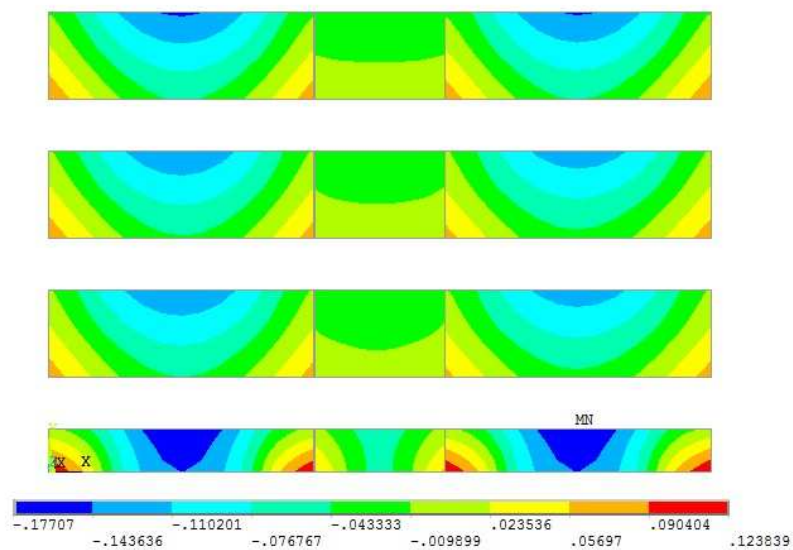
Figura 3.48 – Tensões de Von Mises nos painéis – M1-AA-TC.



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 3.49 – Tensões de Von Mises nos dentes dos painéis – M1-AA-TC.



(a) Deslocamentos em z (cm).



(b) Vista superior – deslocamento z.

Figura 3.50 – Deslocamentos na direção z – M1-AA-TC.

3.3.7 Ligações soldada e acoplada e carregamento vertical e lateral – M1-SA-PPV

O deslocamento máximo na direção x do modelo M1-SA-PPV, com ligações soldada em uma extremidade e acoplada na outra, sob carregamento vertical devido ao peso-próprio e ação do vento, é de 0,115 cm, conforme mostra a Figura 3.51, no topo da edificação.

A máxima tensão de Von Mises observada no sistema estrutural formado por vigas e pilares é de $2,026 \text{ kN/cm}^2$, localizado na ligação viga-pilar representada na Figura 3.52.

Nos painéis, a tensão máxima de Von Mises se verifica na região superior do painel do térreo, no valor de $0,788 \text{ kN/cm}^2$ (Figura 3.53).

Nos dentes dos painéis, apoios por gravidade ligados às vigas, a tensão máxima de Von Mises foi de $1,016 \text{ kN/cm}^2$, conforme ilustra a Figura 3.54.

Com relação aos deslocamentos na direção z, o que caracteriza deslocamentos fora do plano dos painéis, o valor foi de 0,0835 cm, conforme mostra a Figura 3.55.

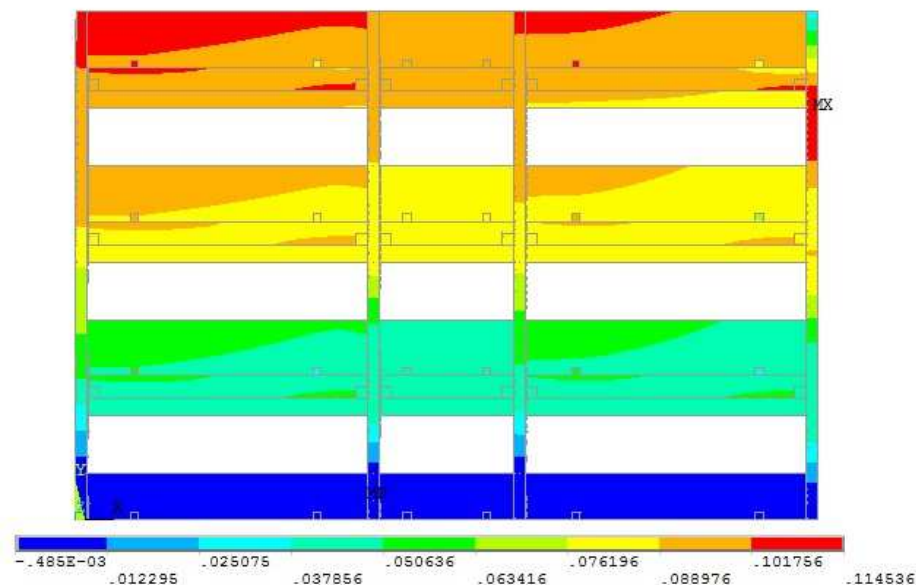
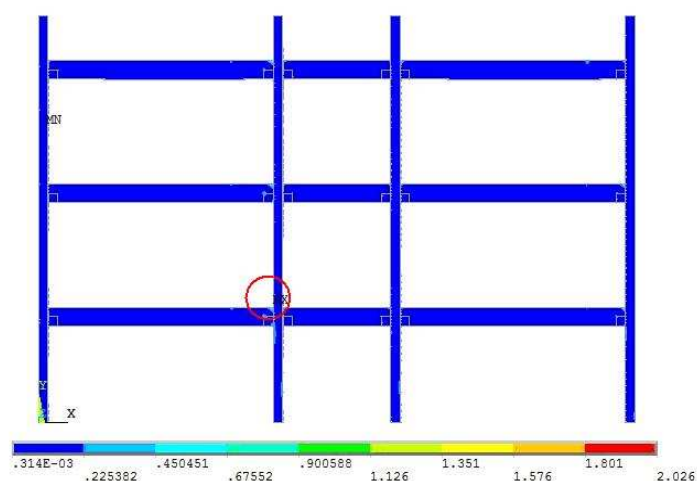
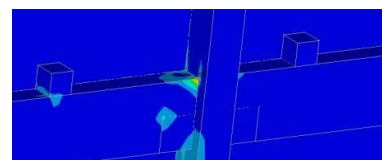


Figura 3.51 – Deslocamento na direção x do modelo M1-SA-PPV (cm).

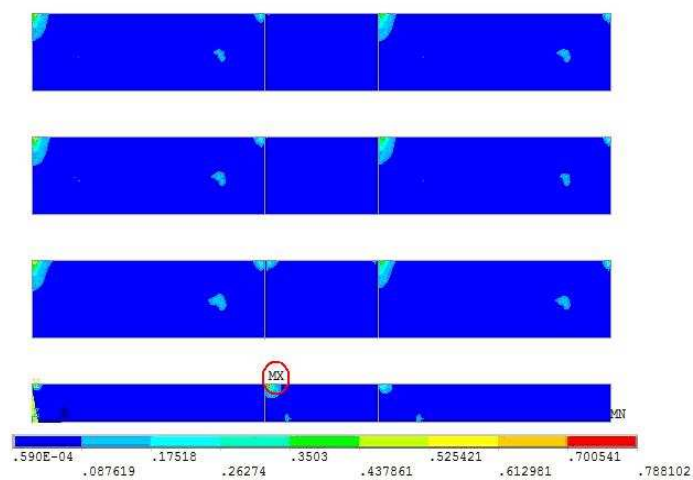


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

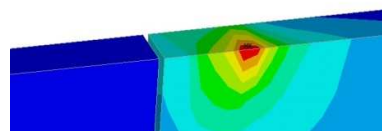


(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 3.52 – Tensões de Von Mises nas vigas e pilares – M1-SA-PPV.

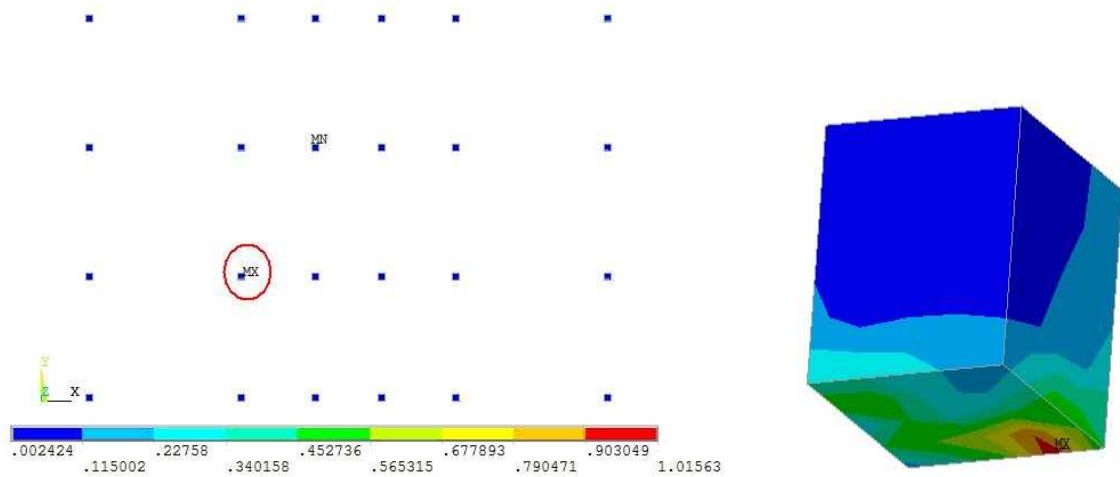


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).



(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

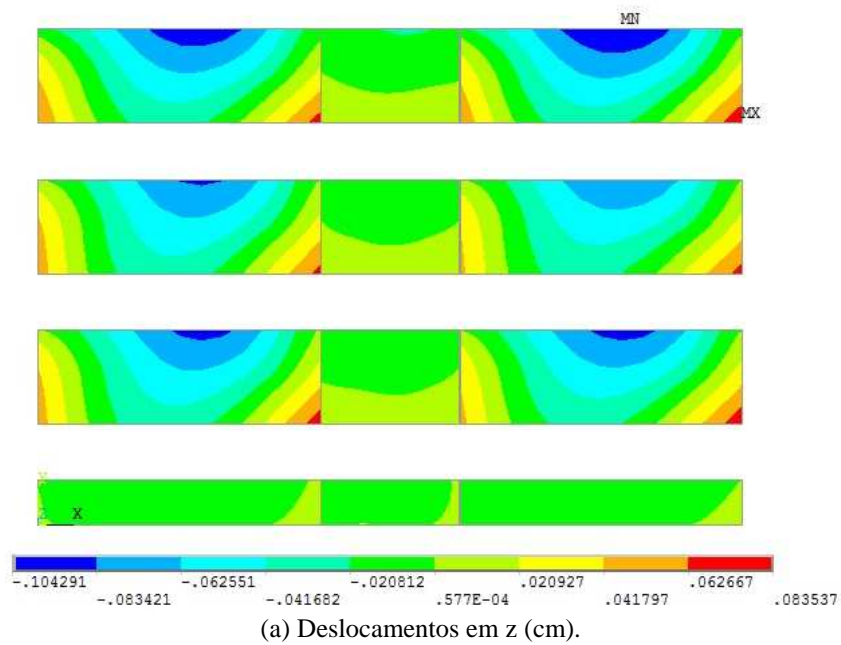
Figura 3.53 – Tensões de Von Mises nos painéis – M1-SA-PPV.



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 3.54 – Tensões de Von Mises nos dentes dos painéis – M1-SA-PPV.



(a) Deslocamentos em z (cm).



(b) Vista superior – deslocamento z.

Figura 3.55 – Deslocamentos na direção z – M1-SA-PPV.

3.3.8 Ligações soldada e acoplada e temperatura variável – M1-SA-TV

O deslocamento máximo na direção x do modelo M1-SA-TV, com ligações soldada em uma extremidade e acoplada na outra, sob carregamento temperatura variável, é de 0,103 cm, conforme mostra a Figura 3.56, no topo da edificação.

A máxima tensão de Von Mises observada no sistema estrutural formado por vigas e pilares é de $5,593 \text{ kN/cm}^2$, representado na Figura 3.57.

Nos painéis, a tensão máxima de Von Mises foi de $4,137 \text{ kN/cm}^2$ (Figura 3.58).

Nos dentes dos painéis, apoios por gravidade ligados às vigas, a tensão máxima de Von Mises situa-se no painel do térreo, no valor de $4,497 \text{ kN/cm}^2$, ilustrados na Figura 3.59.

Com relação aos deslocamentos na direção z, o que caracteriza deslocamentos fora do plano dos painéis, o valor foi de 1,407 cm, conforme mostra a Figura 3.60.

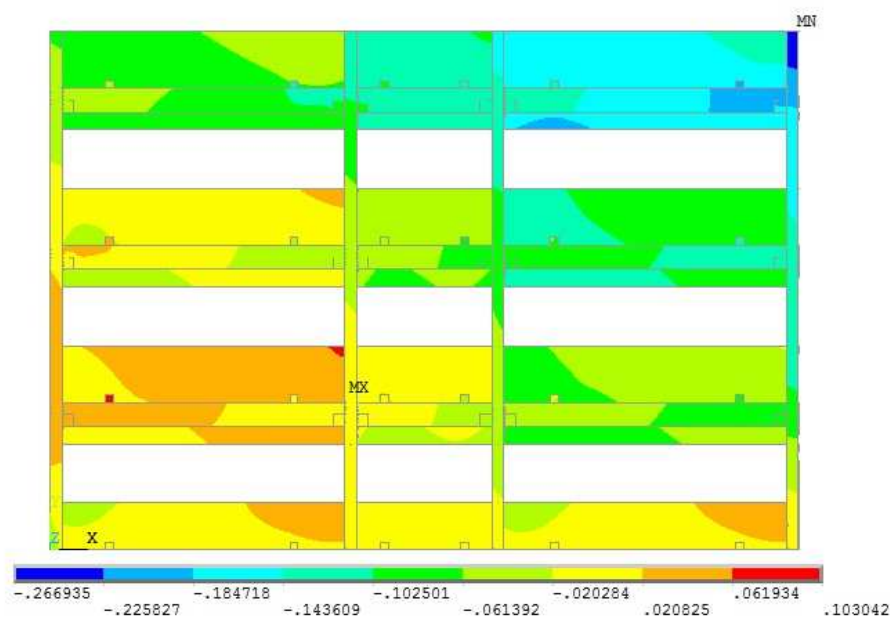
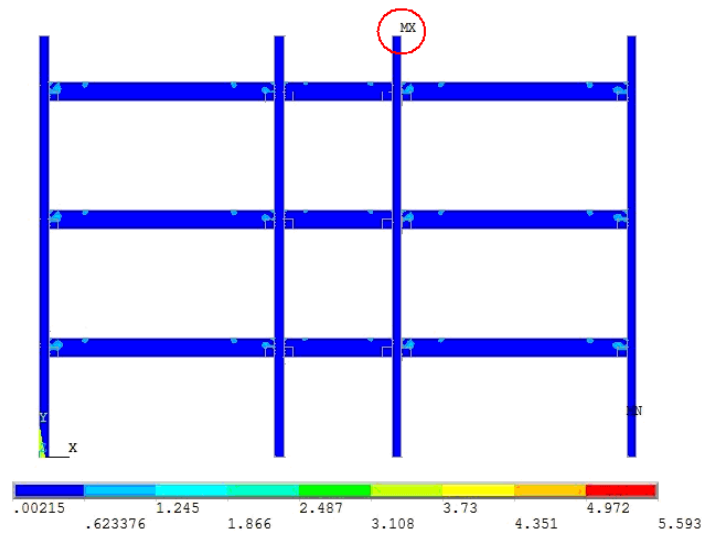
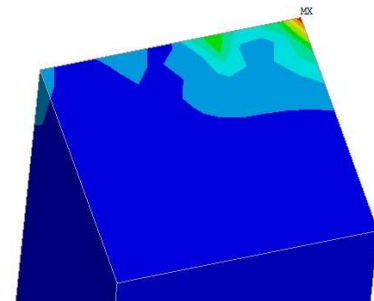


Figura 3.56 – Deslocamento na direção x do modelo M1-SA-TV (cm).

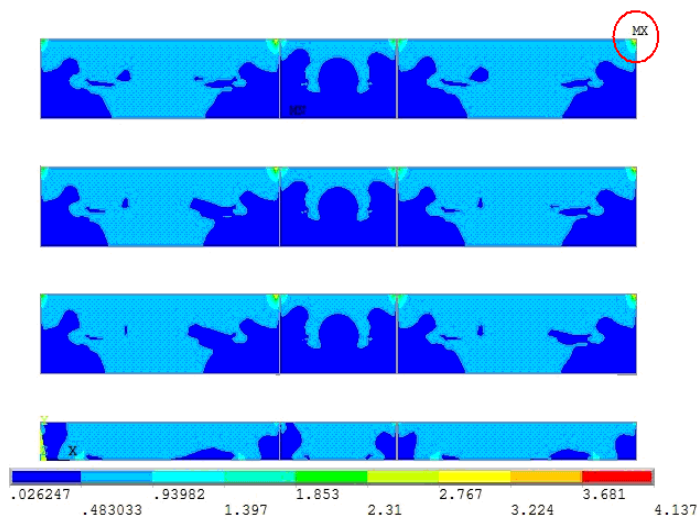


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

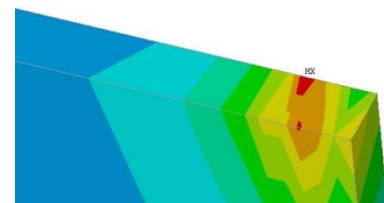


(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 3.57 – Tensões de Von Mises nas vigas e pilares – M1-SA-TV.

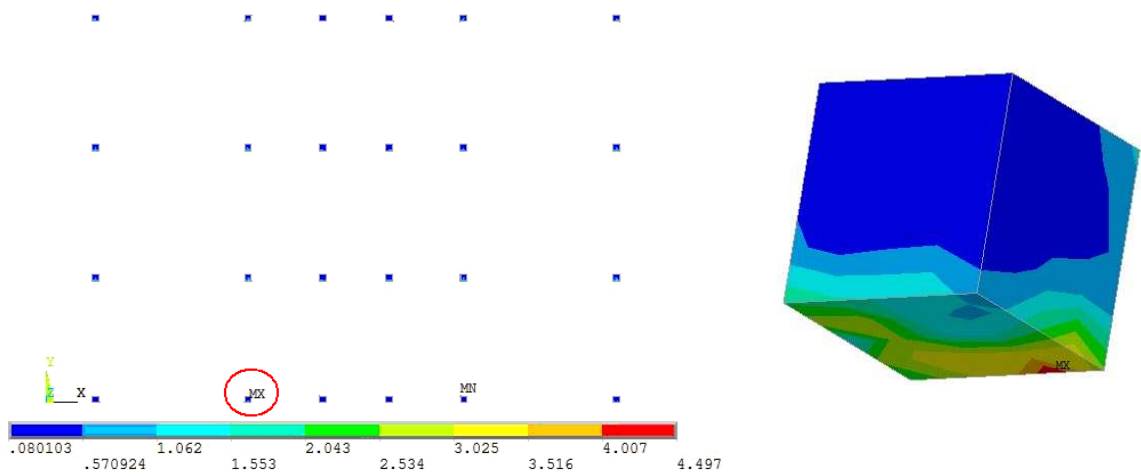


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).



(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

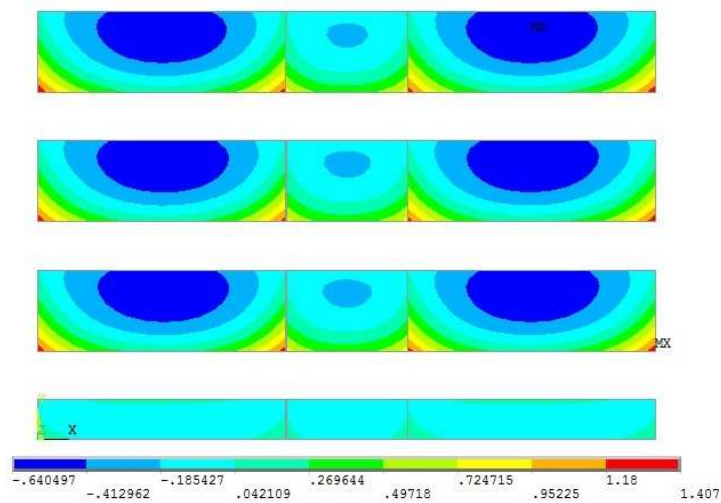
Figura 3.58 – Tensões de Von Mises nos painéis – M1-SA-TV.



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 3.59 – Tensões de Von Mises nos dentes dos painéis – M1-SA-TV.



(a) Deslocamentos em z (cm).



(b) Vista superior – deslocamento z.

Figura 3.60 – Deslocamentos na direção z – M1-SA-TV.

3.3.9 Ligações soldada e acoplada e temperatura constante – M1-SA-TC

O deslocamento máximo na direção x do modelo M1-SA-TC, com ligações soldada em uma extremidade e acoplada na outra, sob temperatura uniforme, é de 0,334 cm, conforme mostra a Figura 3.61, no topo da edificação.

A máxima tensão de Von Mises observada no sistema estrutural formado por vigas e pilares é de $2,826 \text{ kN/cm}^2$, localizado no pilar próxima a ligação pilar-painel, segundo ilustração representada na Figura 3.62.

Nos painéis, a tensão máxima de Von Mises se verifica na parte superior do painel do térreo, no valor de $3,039 \text{ kN/cm}^2$ (Figura 3.63).

Nos dentes dos painéis, apoios por gravidade ligados às vigas, a tensão máxima de Von Mises no valor de $8,580 \text{ kN/cm}^2$, ilustrados na Figura 3.64.

Com relação aos deslocamentos na direção z, o que caracteriza deslocamentos fora do plano dos painéis, o valor foi de 0,202 cm, conforme mostra a Figura 3.65.

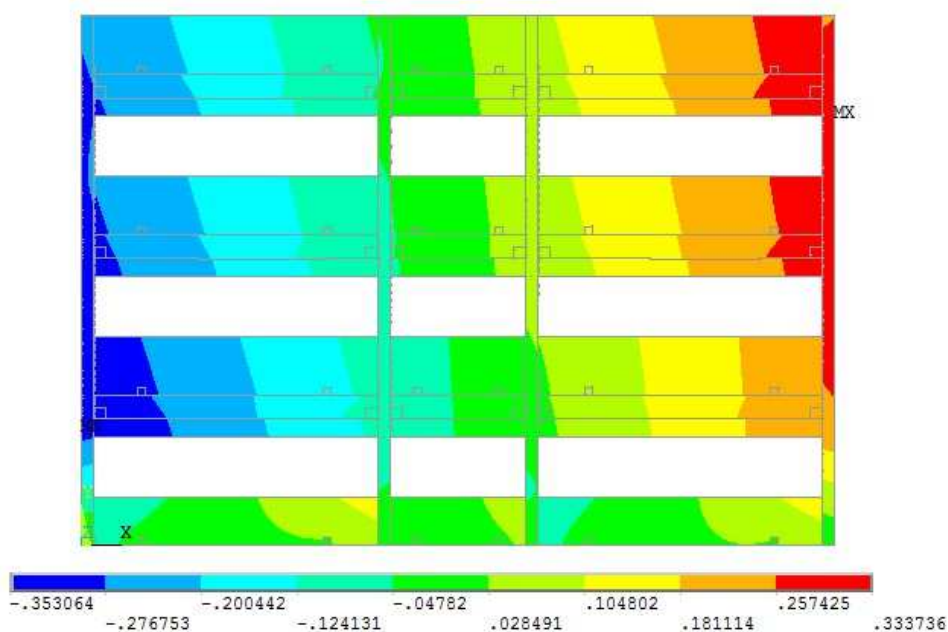
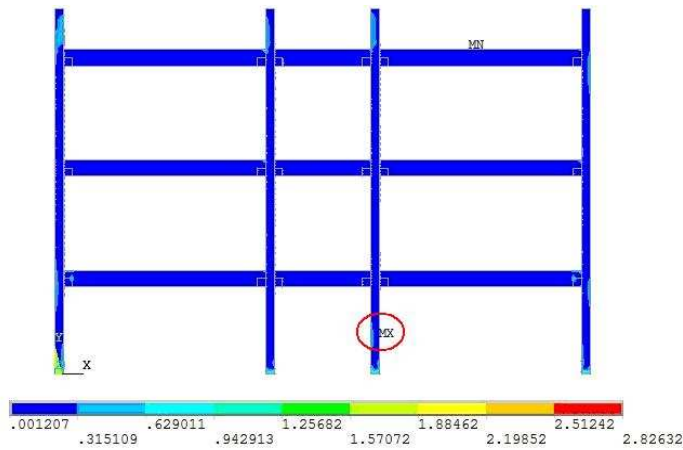
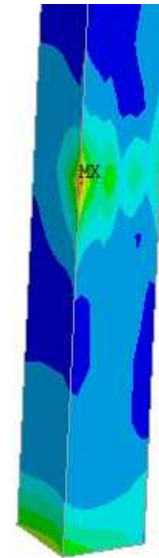


Figura 3.61 – Deslocamento na direção x do modelo M1-SA-TC (cm).

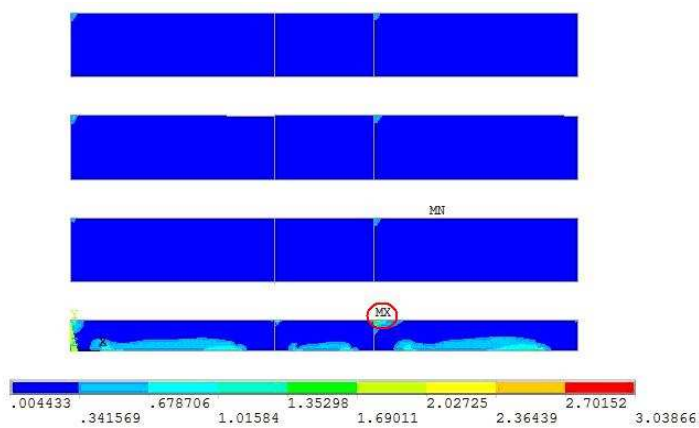


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

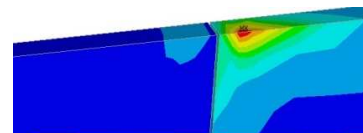


(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 3.62 – Tensões de Von Mises nas vigas e pilares – M1-SA-TC.

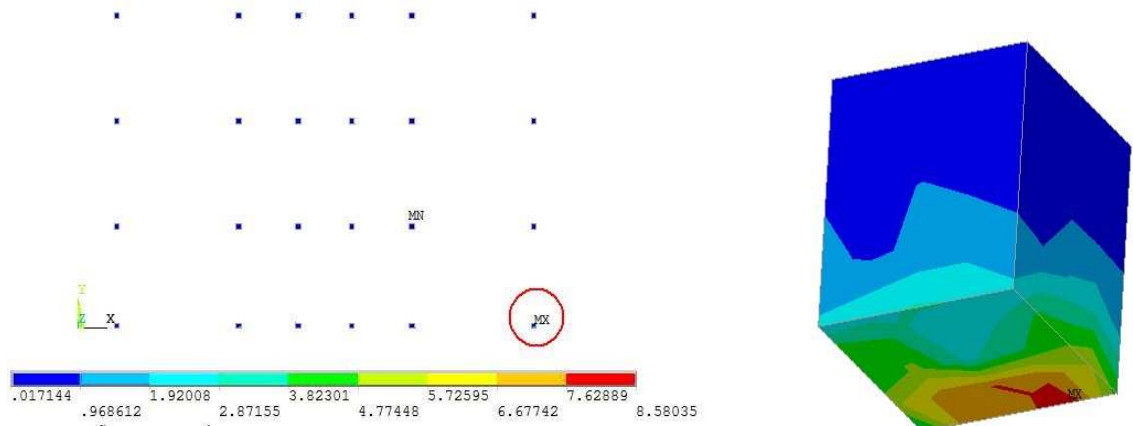


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).



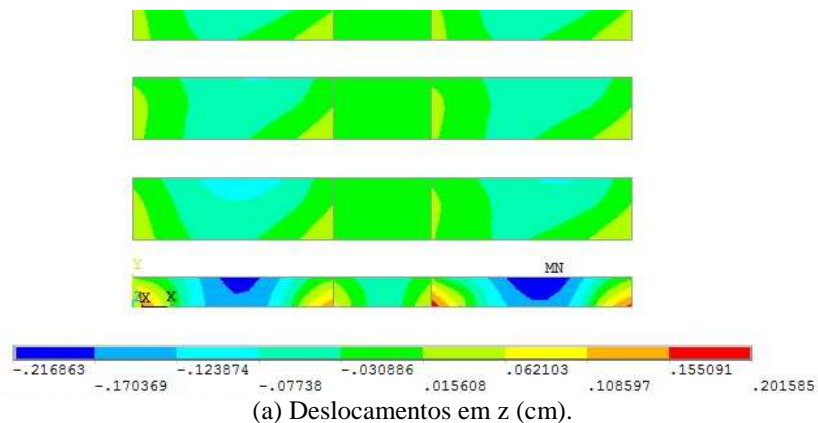
(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 3.63 – Tensões de Von Mises nos painéis – M1-SA-TC.

(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 3.64 – Tensões de Von Mises nos dentes dos painéis – M1-SA-TC.



(a) Deslocamentos em z (cm).

(b) Vista superior – deslocamento z.

Figura 3.65 – Deslocamentos na direção z – M1-SA-TC.

3.3.10 – Comparação dos resultados da análise linear

Os resultados obtidos dos modelos analisados nos itens 3.3.1 a 3.3.9 estão condensados na Tabela 3.2, para os deslocamentos nas direções x e z, em cm, e para as máximas tensões de Von Mises observadas na estrutura de vigas e pilares, nos painéis e nos dentes dos painéis.

Para o deslocamento na direção z foi calculada a soma dos deslocamentos absolutos nesta direção.

Tabela 3.2 – Resultados da análise linear do Modelo 1.

Tipo de ligação	Tipo de análise	Deslocamentos [cm]		Máxima tensão de Von Mises [kN/cm ²]		
		Direção x	Direção z	Vigas e pilares	Painéis	Dentes dos painéis
Soldada/ Soldada	M1-SS-PPV	0,090	0,101	1,008	0,755	0,551
	M1-SS-TV	0,193	2,042	6,405	3,426	4,562
	M1-SS-TC	0,388	0,569	6,468	7,383	10,513
Acoplada/ Acoplada	M1-AA-PPV	0,462	0,242	3,243	0,492	1,141
	M1-AA-TV	0,528	2,069	4,600	4,126	4,152
	M1-AA-TC	0,699	0,301	4,415	1,345	6,191
Soldada/ Acoplada	M1-SA-PPV	0,114	0,188	2,026	0,788	1,016
	M1-SA-TV	0,103	2,047	5,593	4,137	4,497
	M1-SA-TC	0,334	0,418	2,826	3,039	8,580

Os resultados da análise linear apresentados na Figura 3.66 referem-se aos máximos deslocamentos nas direções x e z obtidos nas situações de ligações soldadas, acopladas e mistas. Os valores máximos das tensões de Von Mises nos pilares, vigas e painéis para as situações de análise citadas podem ser observados na Figura 3.67.

Com relação aos deslocamentos na direção x (horizontais), observa-se que, em geral, os deslocamentos são maiores nas análises com ligações acopladas em ambas as extremidades dos painéis. Para análises com carregamento vertical e lateral (PPV) sem consideração de temperatura, as ligações soldadas tem menores deslocamentos na direção x (longitudinal). As ligações mistas apresentam menores deslocamentos na direção x, quando comparado com ligações soldadas e acopladas.

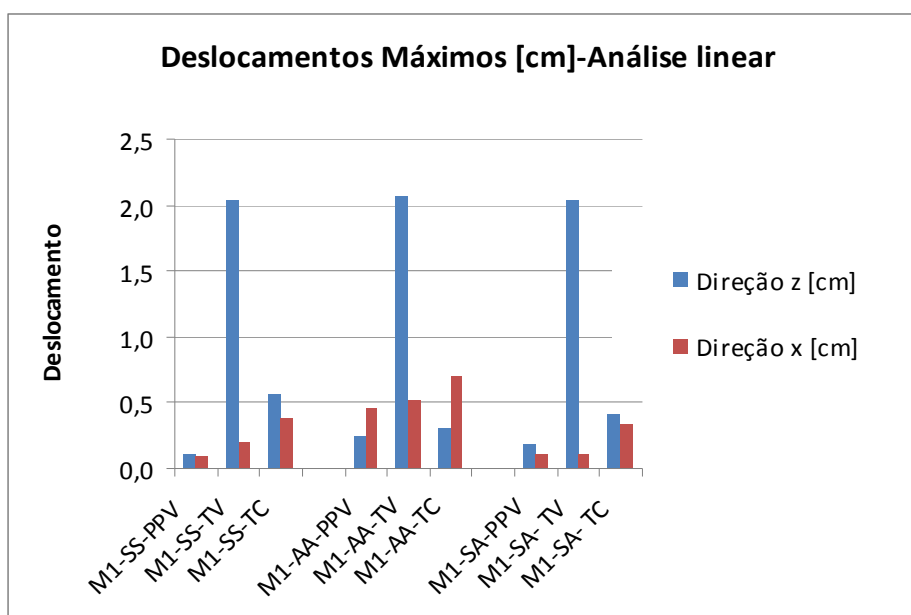


Figura 3.66 – Deslocamentos nas direções x e z dos modelos M1(cm).

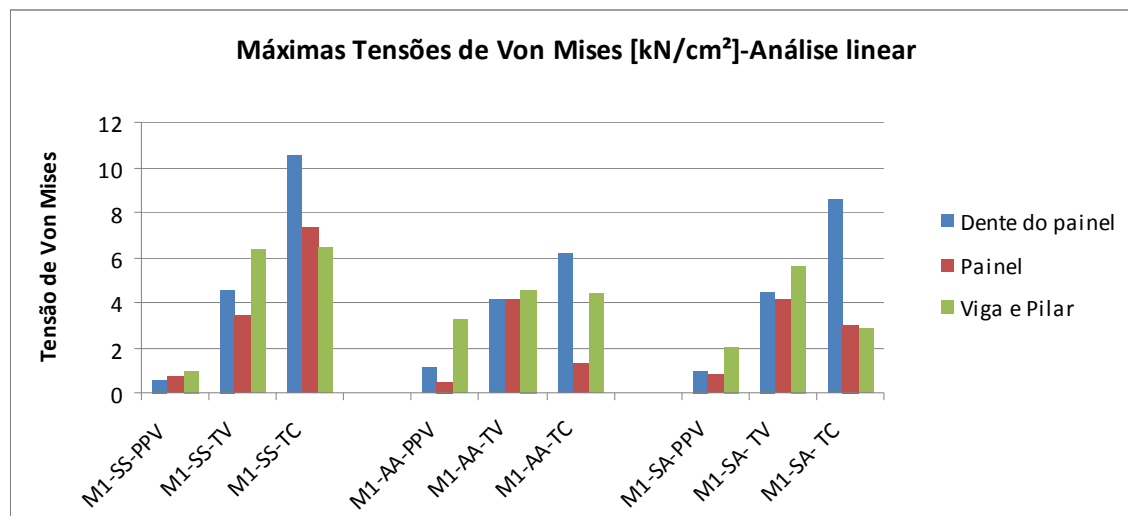


Figura 3.67 – Tensões de Von Mises dos modelos M1(kN/cm²).

Nas análises térmicas sob temperatura variável e deslocamento na direção z (fora do plano da estrutura), observa-se que praticamente os valores são os mesmos para as situações das ligações consideradas, assumindo valores altos, como era de se esperar. Nas análises sob temperatura constante, as ligações soldadas resultam em maiores deslocamentos na direção z. Os menores valores acontecem nas ligações acopladas e valores intermediários nas ligações mistas. Este comportamento decorre da condição de maior rigidez da estrutura no caso de ligações soldadas, gerando, portanto, maior flexão nos painéis.

Quanto às tensões de Von Mises, as análises lineares mostram que, as tensões são críticas nos dentes dos painéis, posteriormente no sistema estrutural formado pelas vigas e pilares, e menores nos painéis. É esperado que o elemento de ligação painel-estrutura seja o elemento crítico, uma vez que concentra altas tensões que serão transmitidas ao conjunto viga-pilar.

Com relação às ligações, a situação soldada tem maiores tensões, no geral. Sem ação térmica, ou seja, sob ação do peso-próprio e vento as tensões maiores concentram-se nas vigas e pilares. O mesmo comportamento observa-se para o efeito de temperatura variável. Porém, sob temperatura constante, os dentes dos painéis apresentam valores extremos, ainda mais críticos na situação de ligações soldadas.

CAPÍTULO 4

ANÁLISE NÃO-LINEAR DE UMA FACHADA DE EDIFÍCIO DE 3 ANDAR

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

É apresentada neste capítulo uma análise da simulação numérica considerando a não linearidade física dos materiais para a fachada do edifício em pré-moldados de concreto (Modelo 1) descrita no Capítulo 3, utilizando o programa ANSYS. Trata-se, pois, do mesmo sistema estrutural composto por vigas, pilares e painéis pré-moldados de fechamento aplicados usualmente em edificações de pequeno porte (Figura 3.1).

Na análise não-linear desenvolvida para o Modelo 1 o carregamento aplicado foi dividido em 10 incrementos de carga.

4.2 NÃO-LINEARIDADE FÍSICA DOS MATERIAIS

O critério de resistência para consideração da tração utilizado neste trabalho para o concreto foi o critério *Concrete*, baseado no critério de *William-Warnke*. Os parâmetros necessários para considerar o critério *Concrete* são as tensões de ruptura uniaxiais de tração. Este critério prevê a ruptura de materiais frágeis, considerando os modos de ruptura devido ao esmagamento e à fissuração, através da consideração de estado de tensões multi-axiais.

O modelo não linear adotado para o concreto na compressão foi do tipo multilinear com encruamento isótropo (Figura 4.1), conforme ilustra a curva tensão-deformação (KOTINDA, 2006).

O comportamento do concreto, segundo o Eurocode 2 (2002), na compressão segue a seguinte relação (Equação 4.1):

$$\sigma = f_{cm} \frac{k \eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}, \text{ para } 0 < \epsilon < \epsilon_{c1} \quad (4.1)$$

onde:

$$\eta = \varepsilon / \varepsilon_{c1} \quad \varepsilon_{c1} \left(\frac{0}{100} \right) = 0,7 f_{cm}^{0,31} < 2,8 \quad k = 1,1 E_{cm} |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$$

Sendo:

f_{cm} - valor médio de resistência à compressão do concreto para corpo de prova cilíndrico;

ε_{c1} - deformação correspondente à tensão máxima de compressão;

ε_{cul} - a deformação última à compressão;

E_{cm} - módulo secante de elasticidade do concreto.

No trecho entre ε_{c1} e ε_{cul} , para evitar problemas numéricos, foi considerada uma pequena inclinação de $E_{cm} / 1000$ conforme adotado por Kotinda (2006).

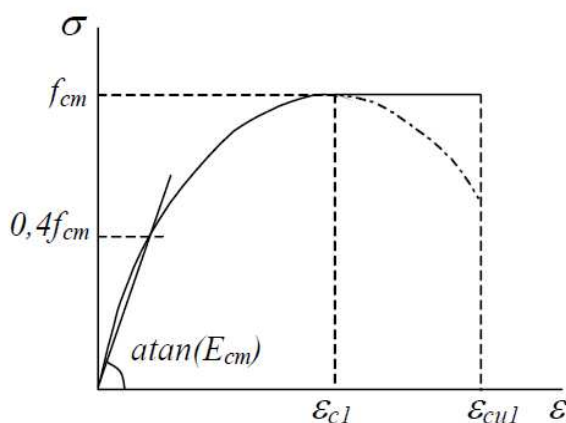


Figura 4.1 - Modelo constitutivo adotado para o concreto.

A relação constitutiva utilizada para o aço nas análises desenvolvidas refere-se ao modelo elasto-plástico perfeito, conforme ilustra a Figura 4.2. Conforme adotado anteriormente para o concreto em Kotinda (2006), a fim de evitar problemas numéricos, foi considerada uma pequena inclinação ($E/1000$) para o segundo trecho da curva da Figura 4.2.

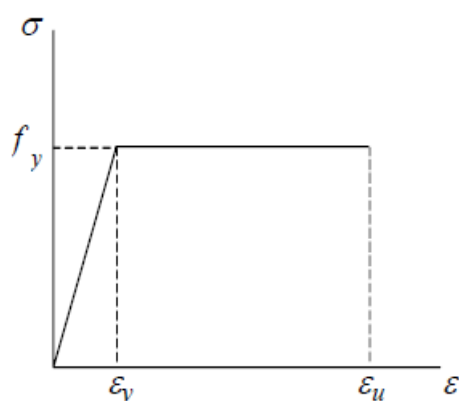


Figura 4.2 - Modelo constitutivo adotado para o aço.

sendo:

f_y - valor médio de resistência à compressão do concreto para corpo de prova cilíndrico;

ϵ_y - deformação correspondente à tensão máxima de compressão;

ϵ_u - Deformação última do aço;

ϵ - Deformação do aço.

4.3 RESULTADOS DA ANÁLISE NÃO-LINEAR

Assim como desenvolvido na análise linear apresentada no Capítulo 4, o Modelo 1 foi analisado sob ação do peso próprio, ação lateral do vento e efeitos térmicos, considerando 3 possibilidades de ligação de contraventamento, sendo: ambas as ligações de um painel soldadas aos pilares, a ligação de uma extremidade do painel ao pilar soldada e a outra com acoplamento (mista) e, por fim, ambas as ligações de acoplamento. A Tabela 4.1 apresenta um resumo das análises desenvolvidas, para análise não-linear dos modelos.

Nas análises térmicas desenvolvidas são consideradas também as ações do vento e do peso próprio dos elementos estruturais.

Tabela 4.1 – Resumo das análises não-lineares desenvolvidas no Modelo 1 e nomenclatura.

	Ligação soldada/ Ligação soldada	Ligação soldada/ Ligação acoplada	Ligação acoplada/ Ligação acoplada
Peso próprio e vento	M1-SS-PPV-NL	M1-SA-PPV-NL	M1-AA-PPV-NL
Temperatura variável (20-60 °C)	M1-SS-TV-NL	M1-SA-TV-NL	M1-AA-TV-NL

4.3.1 – Modelo M1 com ligações soldadas sob peso próprio e vento - M1-SS-PPV-NL

O deslocamento máximo na direção x do modelo M1-SS-PPV-NL, com ambas as ligações de contraventamento soldadas e sob ação do peso próprio e vento é de 0,089 cm, conforme mostra a Figura 4.1.

A máxima tensão de Von Mises observada no sistema estrutural formado por vigas e pilares é de $0,906 \text{ kN/cm}^2$ (Figura 4.2 a e 5.2 b). Nos painéis, a tensão máxima de Von Mises foi de $0,586 \text{ kN/cm}^2$ (Figura 4.3). Nos dentes dos painéis, apoios por gravidade ligados às vigas, a tensão máxima de Von Mises foi de $0,703 \text{ kN/cm}^2$, ilustrados na Figura 4.4.

Com relação aos deslocamentos na direção z, o que caracteriza deslocamentos fora do plano dos painéis, o deslocamento absoluto (das extremidades do painel em relação ao centro do painel) foi de 0,238 cm, conforme mostra a Figura 4.5.

A Figura 4.6 mostra o quadro de fissuração para o carregamento crítico equivalente a 90% do carregamento considerado na análise linear, uma vez que houve convergência até o 9º incremento de carga.

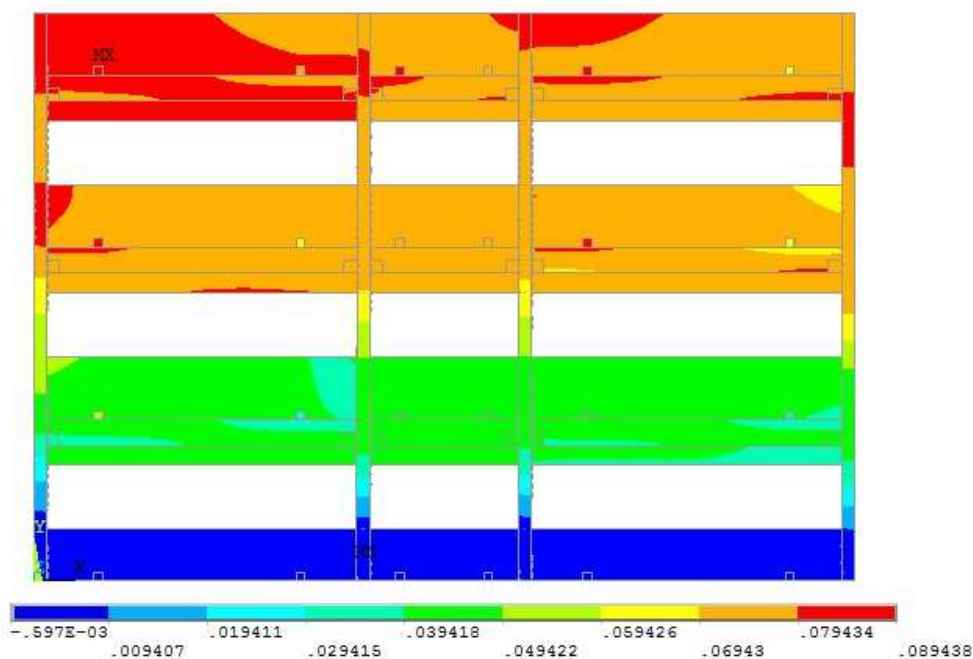
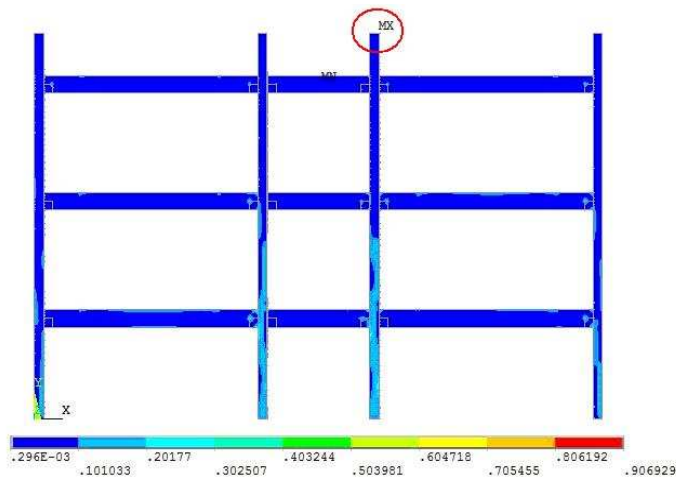
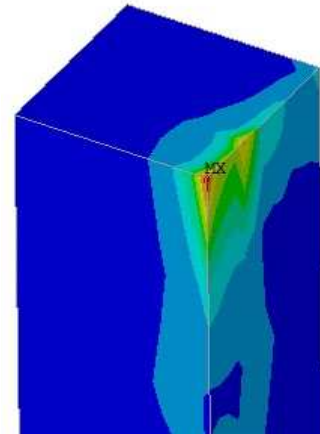


Figura 4.1 – Deslocamento na direção x do Modelo M1-SS-PPV-NL (cm).

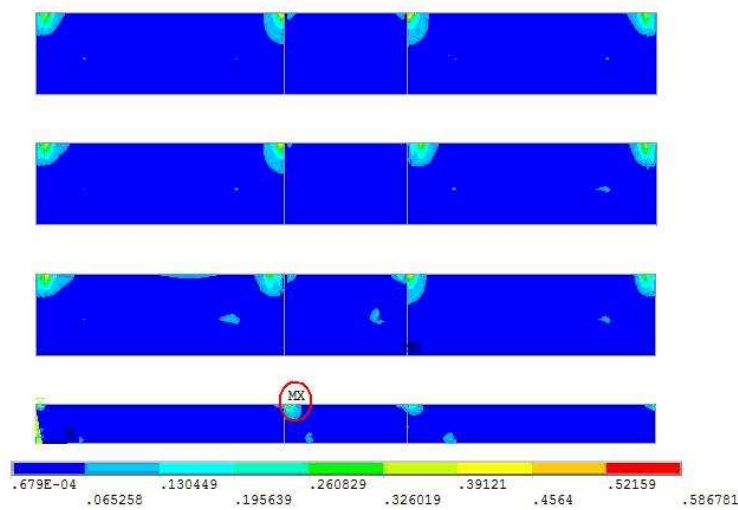


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

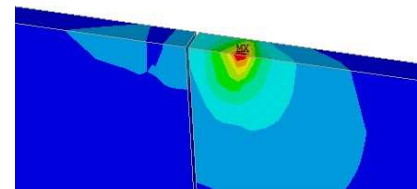


(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 4.2 – Tensões de Von Mises nas vigas e pilares – Modelo M1-SS-PPV-NL.

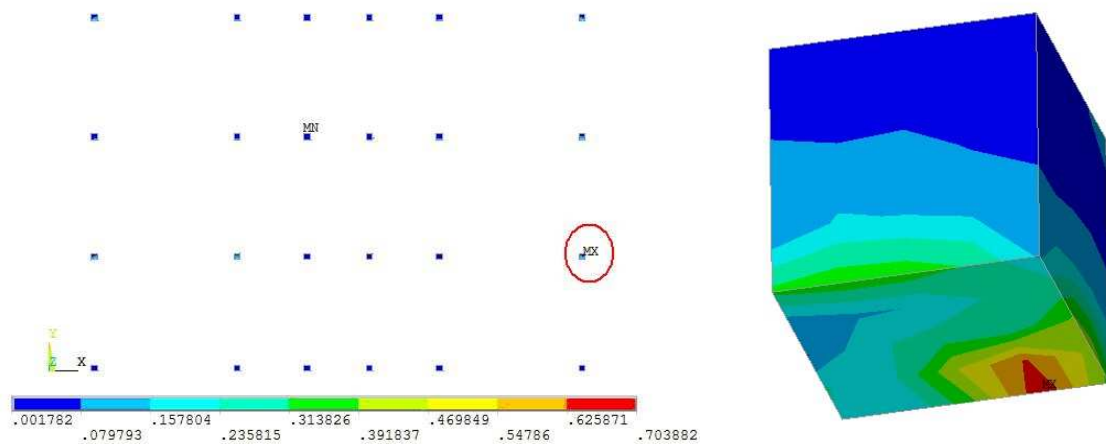


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).



(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

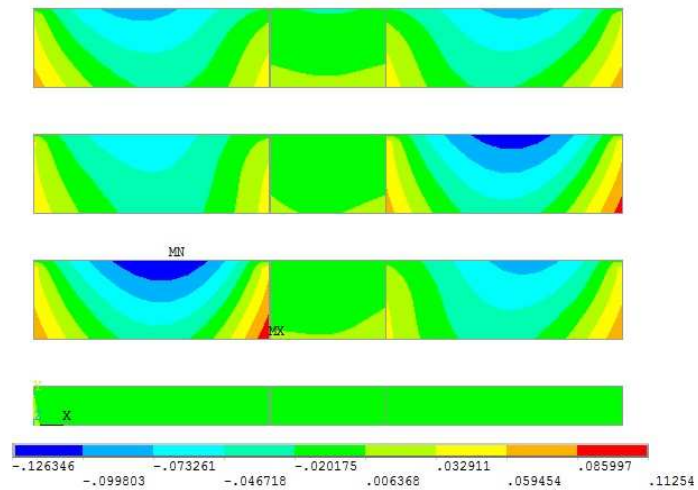
Figura 4.3 – Tensões de Von Mises nos painéis – Modelo M1-SS-PPV-NL.



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 4.4 – Tensões de Von Mises nos dentes dos painéis – Modelo M1-SS-PPV-NL.



(a) Deslocamentos em z (cm).



(b) Vista superior – deslocamento z.

Figura 4.5 – Deslocamentos na direção z – Modelo M1-SS-PPV-NL.

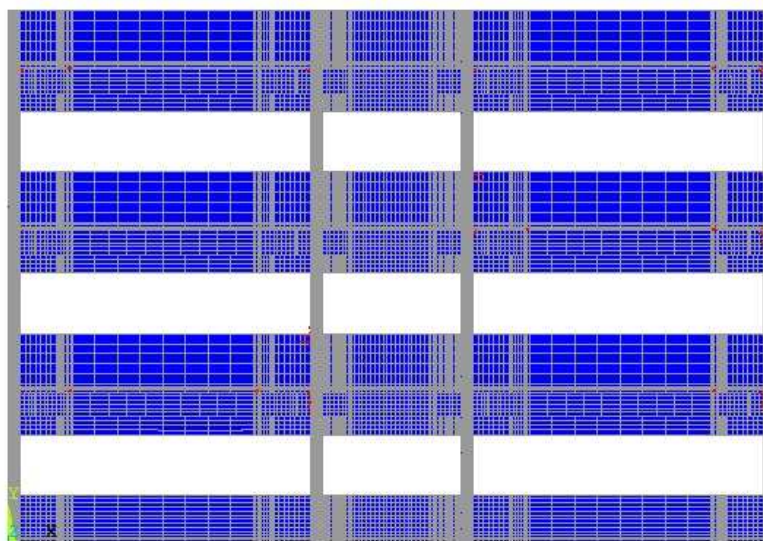


Figura 4.6 – Quadro de fissuração do Modelo M1-SS-PPV-NL.

4.3.2 – Modelo M1 com ligações soldadas e ação térmica variável – M1-SS-TV-NL

O deslocamento máximo na direção x do modelo M1-SS-TV-NL, com ambas as ligações de contraventamento soldadas e sob ação térmica é de 0,300 cm, conforme mostra a Figura 4.7.

A máxima tensão de Von Mises observada no sistema estrutural formado por vigas e pilares é de $0,980 \text{ kN/cm}^2$ (Figura 4.8 a e 4.8 b). Nos painéis, a tensão máxima de Von Mises foi de $0,984 \text{ kN/cm}^2$ (Figura 4.9). Nos dentes dos painéis, apoios por gravidade ligados às vigas, a tensão máxima de Von Mises foi de $1,439 \text{ kN/cm}^2$, ilustrados na Figura 4.10.

Com relação aos deslocamentos na direção z, o que caracteriza deslocamentos fora do plano dos painéis, o deslocamento absoluto (das extremidades do painel em relação ao centro do painel) foi de 1,271 cm, conforme mostra a Figura 4.11.

A Figura 4.12 mostra o quadro de fissuração para o carregamento crítico equivalente a 30% do carregamento considerado na análise linear, uma vez que houve convergência até o 3º incremento de carga.

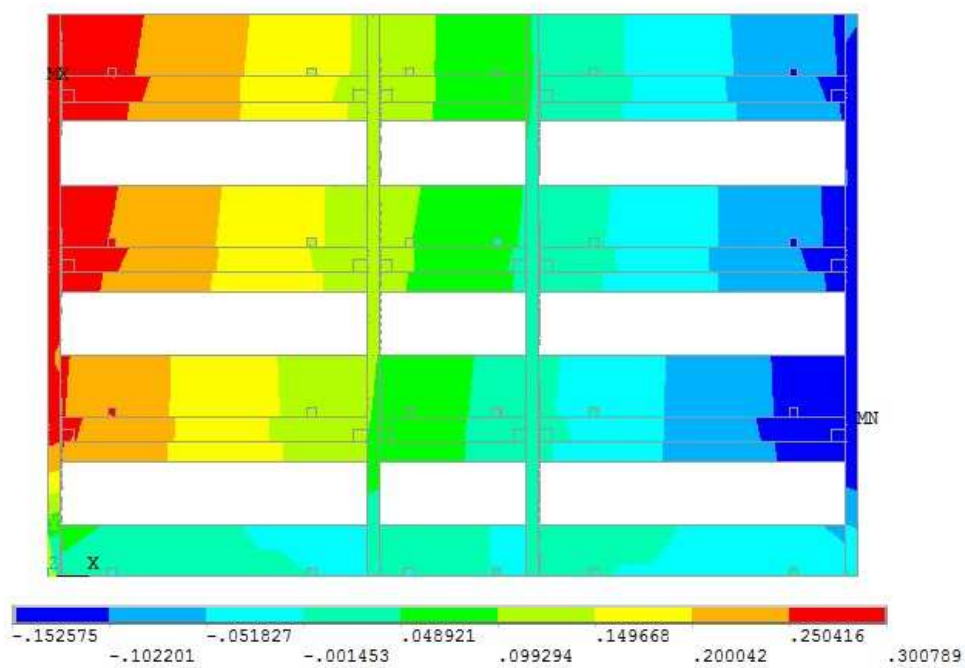
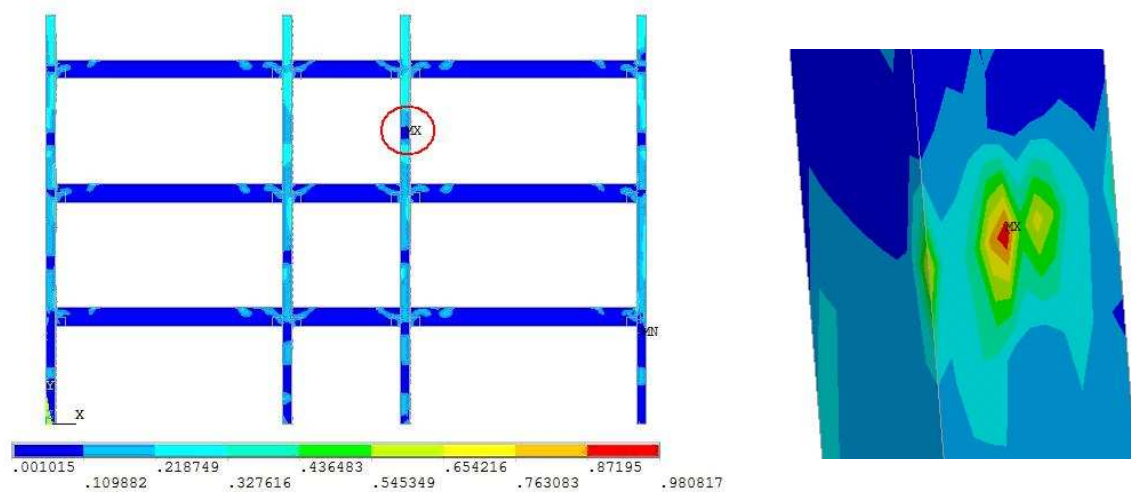


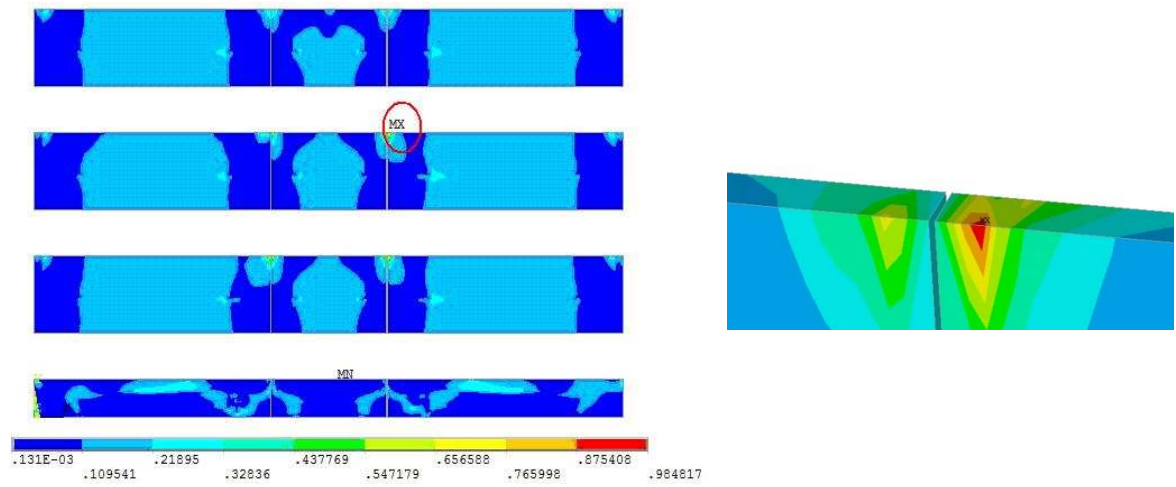
Figura 4.7 – Deslocamento na direção x do modelo M1-SS-TV-NL (cm).



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

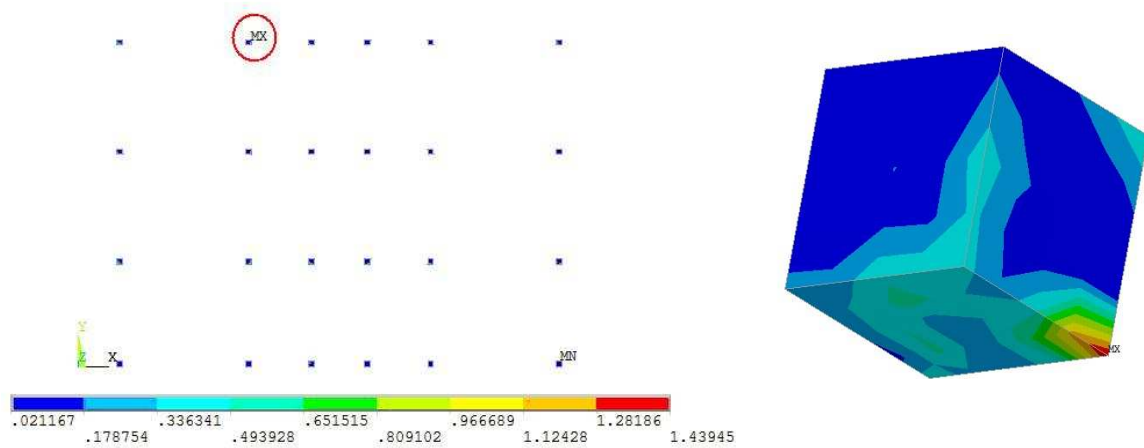
Figura 4.8 – Tensões de Von Mises nas vigas e pilares – Modelo M1-SS-TV-NL.



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

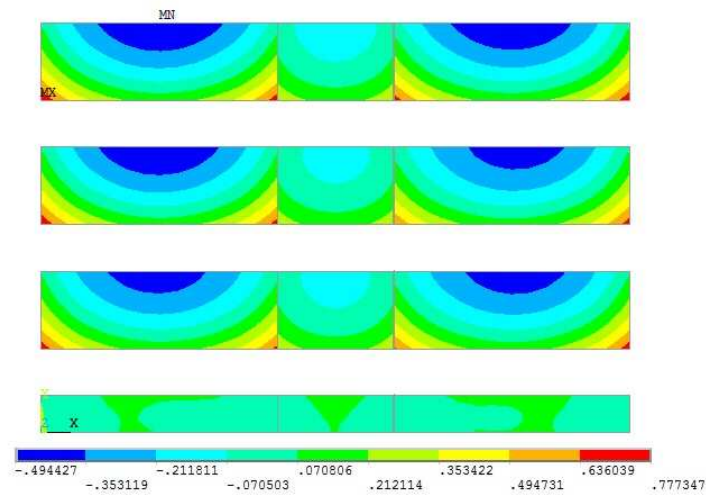
Figura 4.9 – Tensões de Von Mises nos painéis – Modelo M1-SS-TV-NL.



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 4.10 – Tensões de Von Mises nos dentes dos painéis – Modelo M1-SS-TV-NL.



(a) Deslocamentos em z (cm).



(b) Vista superior – deslocamento z.

Figura 4.11 – Deslocamentos na direção z – Modelo M1-SS-TV-NL

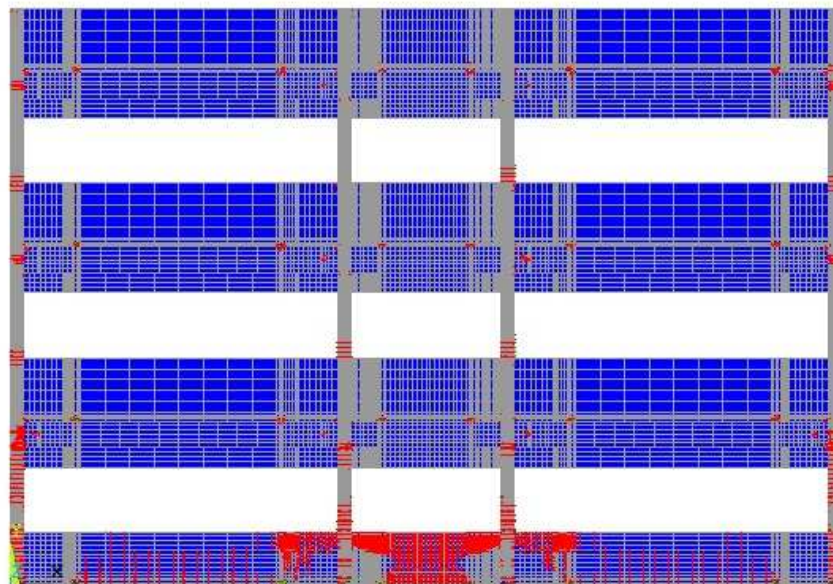


Figura 4.12– Quadro de fissuração do Modelo M1-SS-TV-NL.

4.3.3 – Modelo M1 com ligações acopladas, peso próprio e vento – M1-AA-PPV-NL

O deslocamento máximo na direção x do modelo M1-SS-PPV-NL, com ambas as ligações de contraventamento acopladas é de 0,8081 cm, conforme mostra a Figura 4.13.

A máxima tensão de Von Mises observada no sistema estrutural formado por vigas e pilares é de $1,856 \text{ kN/cm}^2$ (Figura 4.14 a e 4.14 b). Nos painéis, a tensão máxima de Von Mises foi de $0,542 \text{ kN/cm}^2$ (Figura 4.15). Nos dentes dos painéis, apoios por gravidade ligados às vigas, a tensão máxima de Von Mises foi de $0,775 \text{ kN/cm}^2$, ilustrados na Figura 4.16.

Com relação aos deslocamentos na direção z, o que caracteriza deslocamentos fora do plano dos painéis, o deslocamento absoluto (das extremidades do painel em relação ao centro do painel) resultou em $0,410 \text{ cm}$, conforme mostra a Figura 4.17.

A Figura 4.18 mostra o quadro de fissuração para o carregamento crítico equivalente a 100% do carregamento considerado na análise linear, uma vez que houve convergência até o 10º (último) incremento de carga.

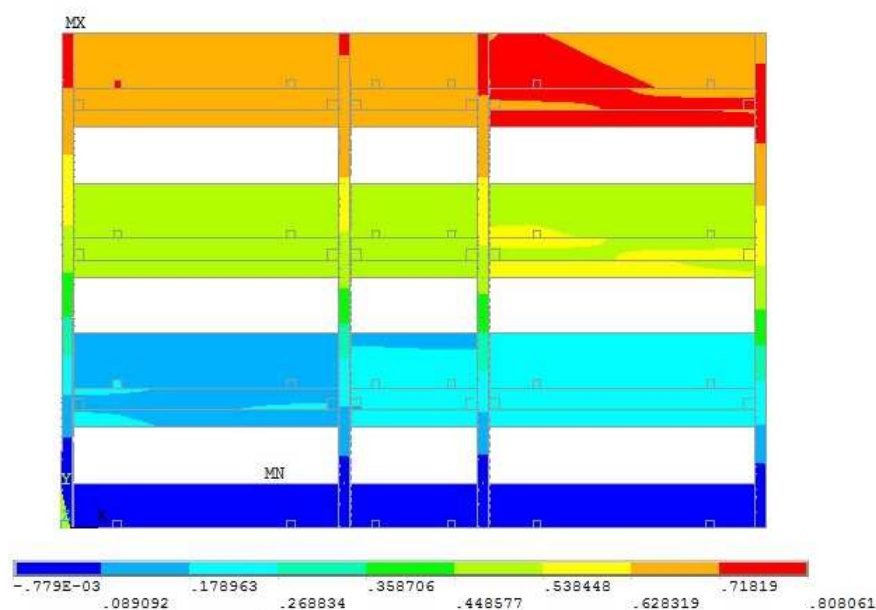


Figura 4.13 – Deslocamento na direção x do modelo M1-AA-PPV-NL (cm).

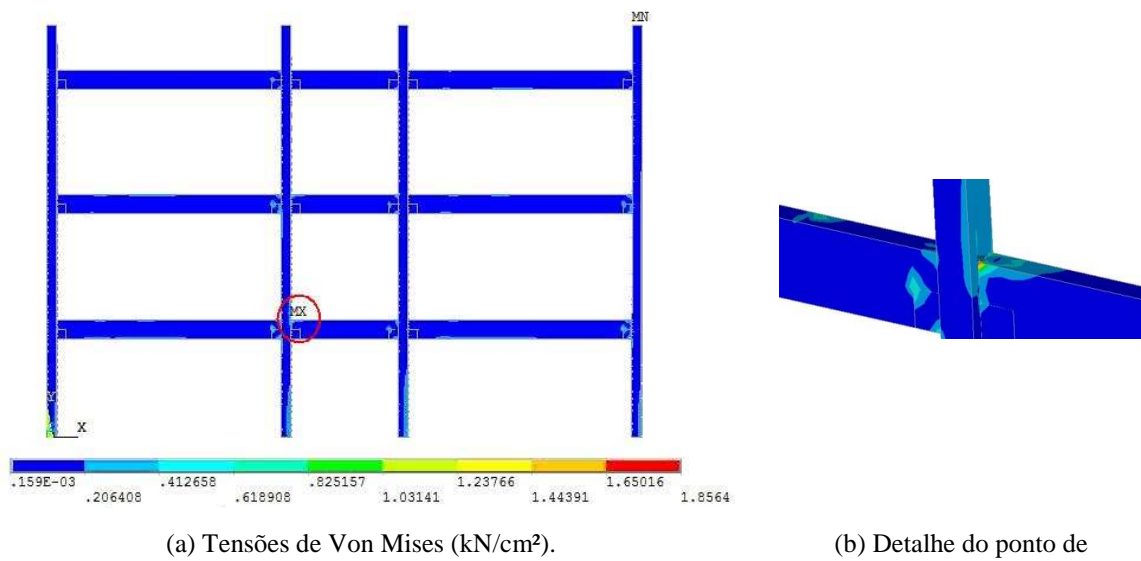


Figura 4.14 – Tensões de Von Mises nas vigas e pilares – M1-AA-PPV-NL.

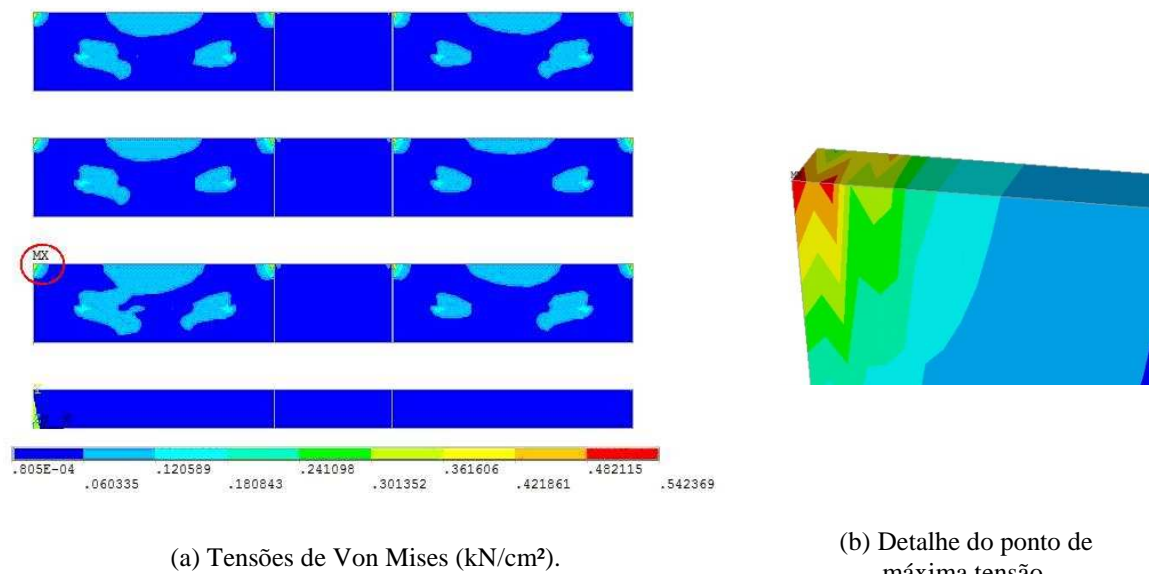


Figura 4.15 – Tensões de Von Mises nos painéis – M1-AA-PPV-NL.

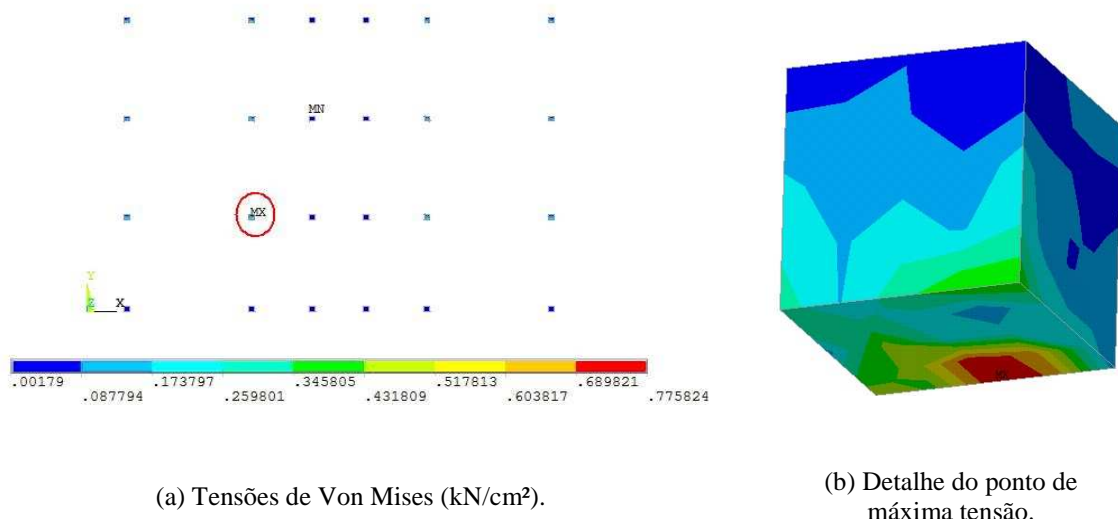


Figura 4.16 – Tensões de Von Mises nos dentes dos painéis – M1-AA-PPV-NL.

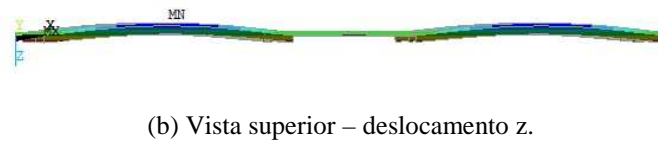
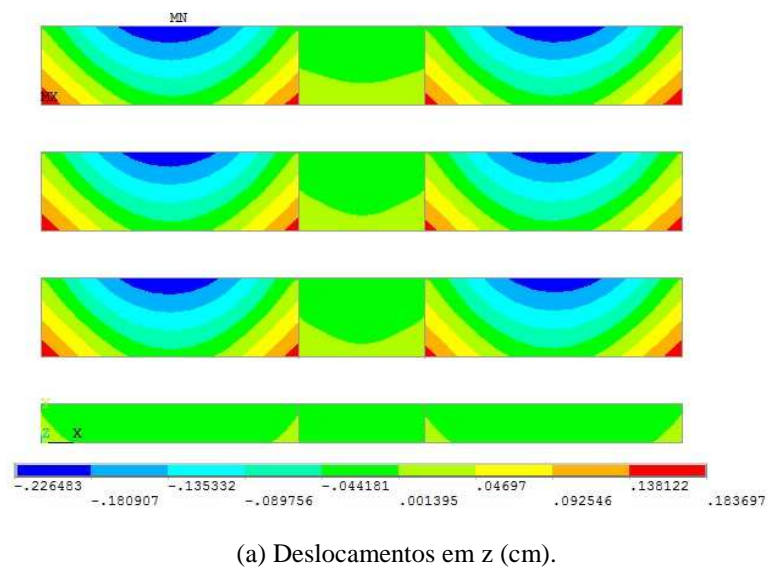


Figura 4.17 – Deslocamentos na direção z – M1-AA-PPV-NL.

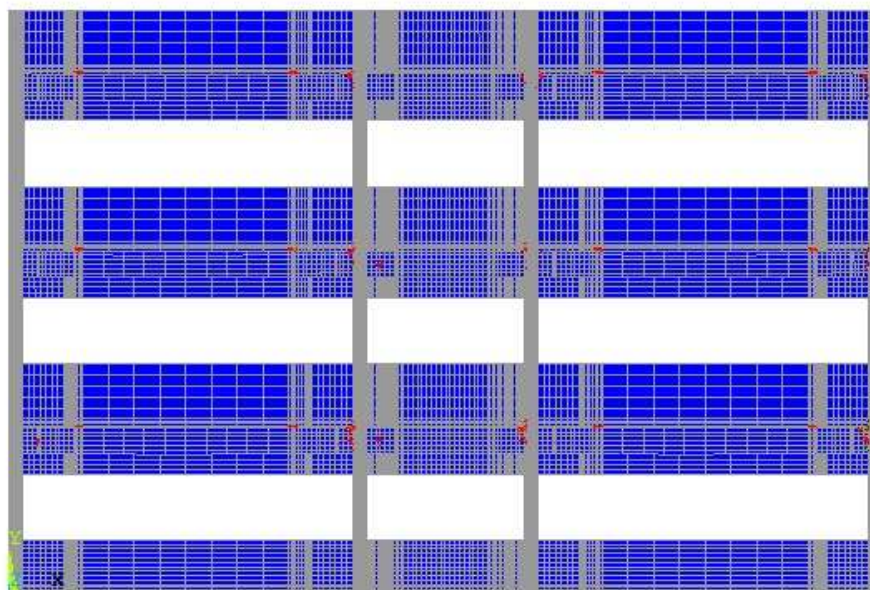


Figura 4.18– Quadro de fissuração do Modelo M1-AA-PPV-NL.

4.3.4 – Modelo M1 com ligações acopladas sob ação térmica – M1-AA-TV-NL

O deslocamento máximo na direção x do modelo M1-AA-TV-NL, com ambas as ligações de contraventamento acopladas é de 0,826 cm, conforme mostra a Figura 4.19.

A máxima tensão de Von Mises observada no sistema estrutural formado por vigas e pilares é de 1,169 kN/cm² (Figura 4.20). Nos painéis, a tensão máxima de Von Mises foi de 0,749 kN/cm² (Figura 4.21). Nos dentes dos painéis, apoios por gravidade ligados às vigas, a tensão máxima de Von Mises foi de 1,747 kN/cm², ilustrados na Figura 4.22.

Com relação aos deslocamentos na direção z, o que caracteriza deslocamentos fora do plano dos painéis, o deslocamento absoluto (das extremidades do painel em relação ao centro do painel) foi de 2,865 cm, conforme mostra a Figura 4.23.

A Figura 4.24 mostra o quadro de fissuração para o carregamento crítico equivalente a 60% do carregamento considerado na análise linear, uma vez que houve convergência até o 6º incremento de carga.

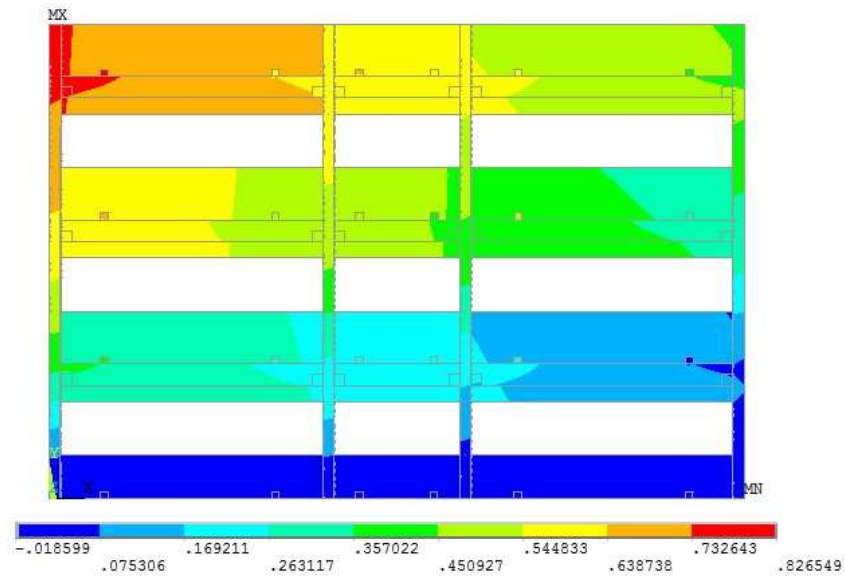
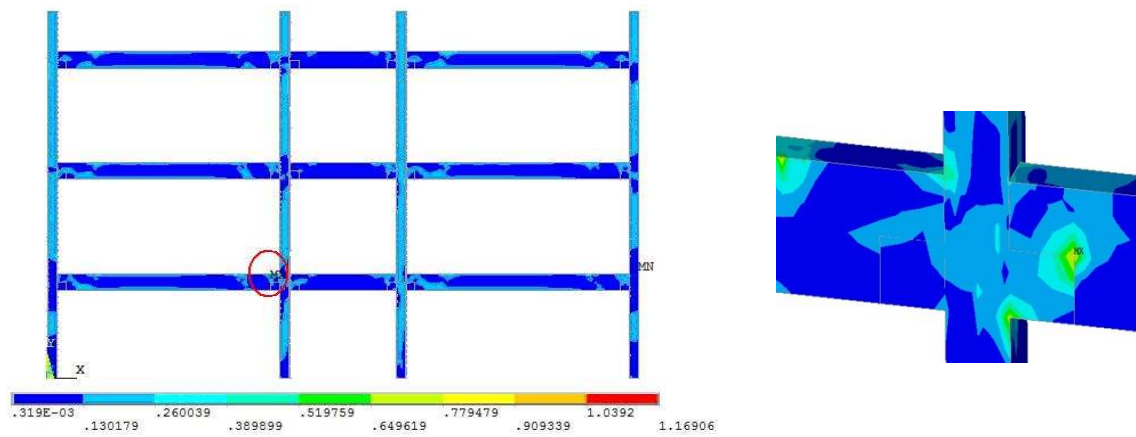


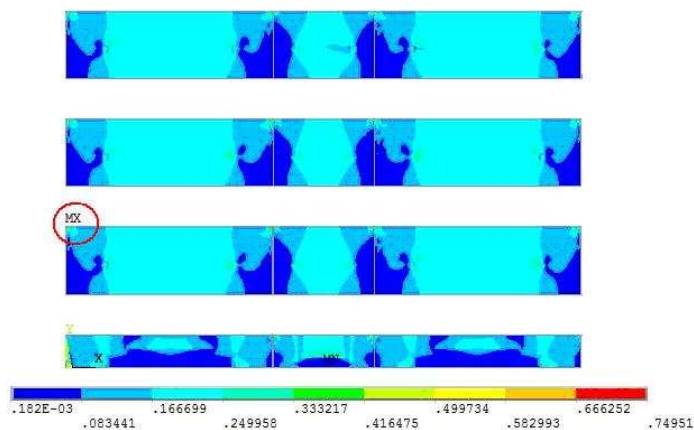
Figura 4.19 – Deslocamento na direção x do modelo M1-AA-TV-NL (cm).



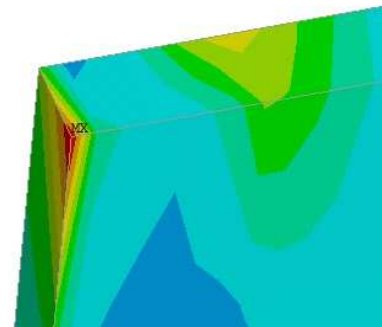
(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 4.20 – Tensões de Von Mises nas vigas e pilares – Modelo M1-AA-TV-NL.

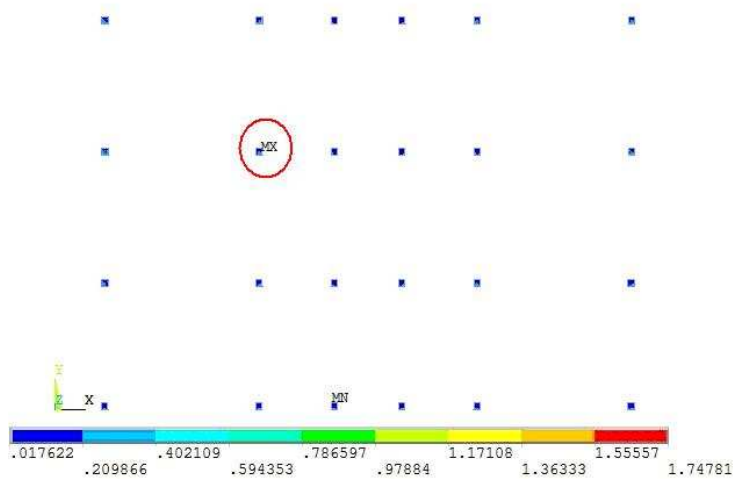


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

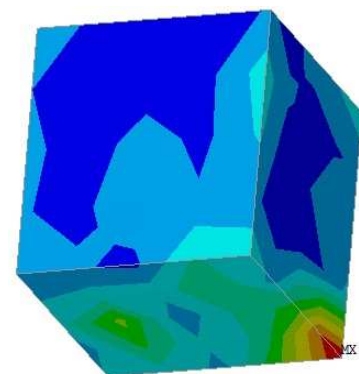


(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 4.21 – Tensões de Von Mises nos painéis – Modelo M1-AA-TV-NL.

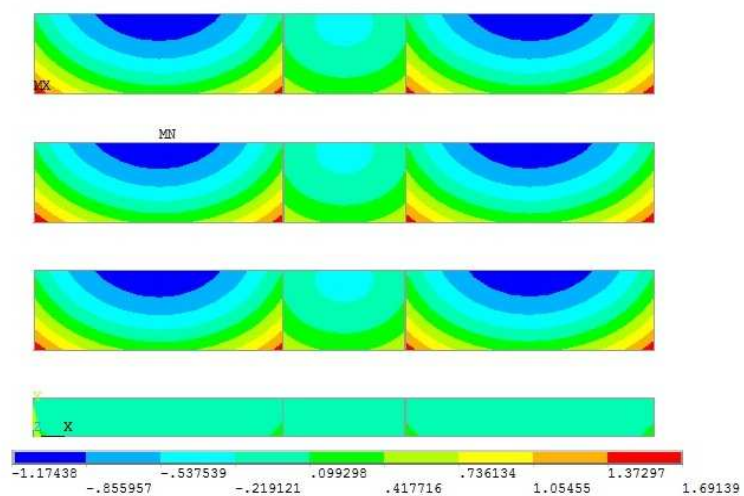


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).



(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 4.22 – Tensões de Von Mises nos dentes dos painéis – Modelo M1-AA-TV-NL.



(a) Deslocamentos em z (cm).



(b) Vista superior – deslocamento z.

Figura 4.23 – Deslocamentos na direção z – Modelo M1-AA-TV-NL

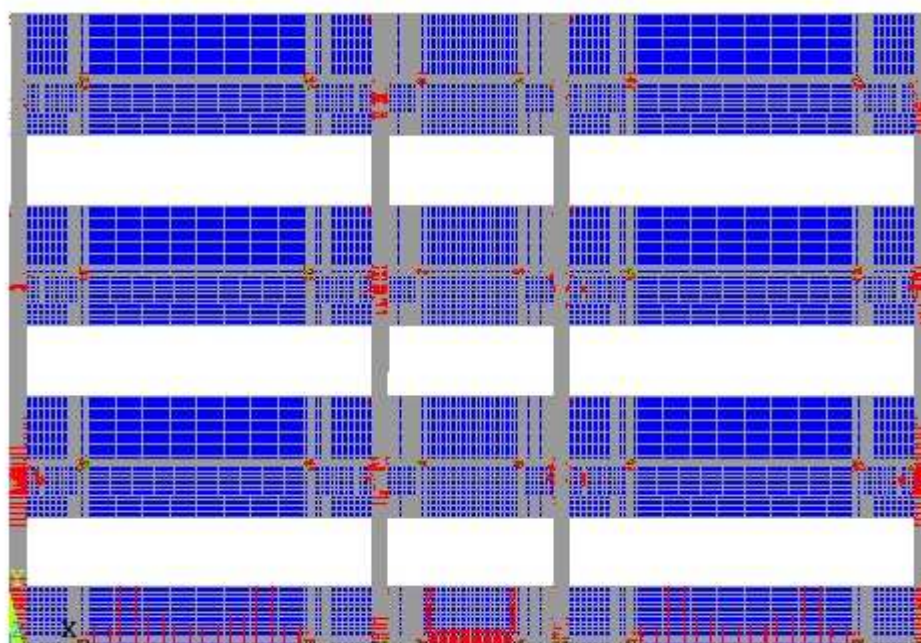


Figura 4.24 – Quadro de fissuração do Modelo M1-AA-TV-NL.

4.3.5 – Modelo M1 com ligações soldada/acoplada sob peso próprio e vento – M1-SA-PPV-NL

O deslocamento máximo na direção x do modelo M1-SA-PPV-NL, com ligações soldadas/acopladas de contraventamento é de 0,155 cm, conforme mostra a Figura 4.25.

A máxima tensão de Von Mises observada no sistema estrutural formado por vigas e pilares é de $1,092 \text{ kN/cm}^2$ (Figura 4.26). Nos painéis, a tensão máxima de Von Mises foi de $0,848 \text{ kN/cm}^2$ (Figura 4.27). Nos dentes dos painéis, apoios por gravidade ligados às vigas, a tensão máxima de Von Mises foi de $1,064 \text{ kN/cm}^2$, ilustrados na Figura 4.28.

Com relação aos deslocamentos na direção z, o que caracteriza deslocamentos fora do plano dos painéis, o deslocamento absoluto (das extremidades do painel em relação ao centro do painel) foi de 0,353 cm, conforme mostra a Figura 4.29.

A Figura 4.30 mostra o quadro de fissuração para o carregamento crítico equivalente a 100% do carregamento considerado na análise linear, uma vez que houve convergência até o 10º incremento de carga.

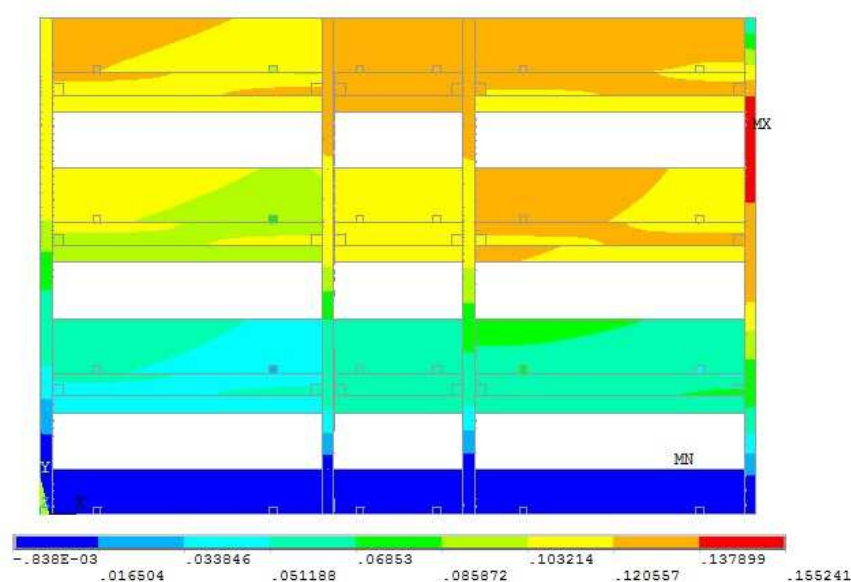
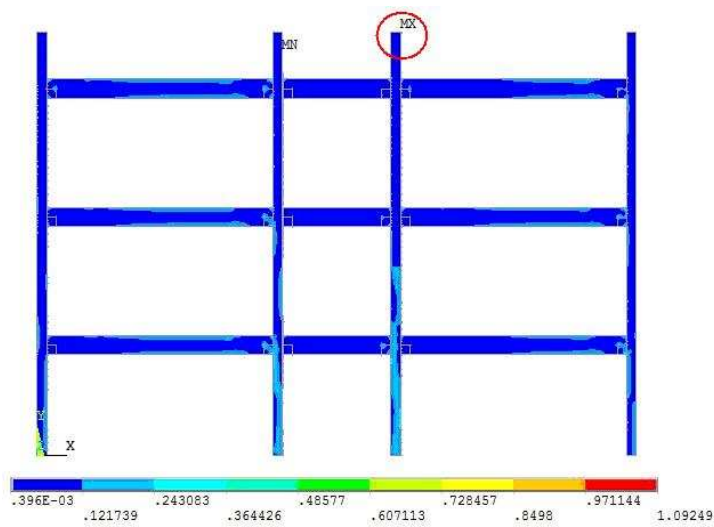
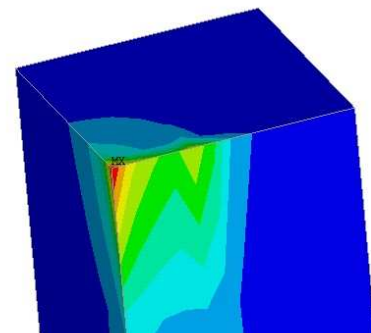


Figura 4.25 – Deslocamento na direção x do modelo M1-SA-PPV-NL (cm).

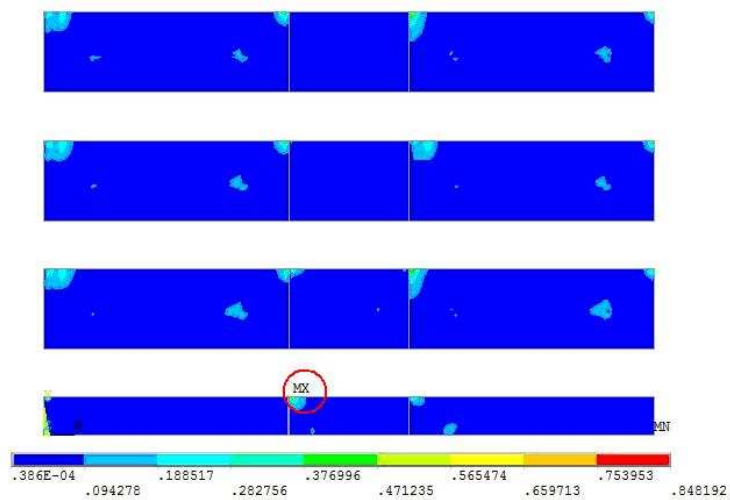


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

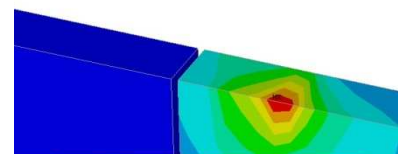


(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 4.26 – Tensões de Von Mises nas vigas e pilares – M1-SA-PPV-NL.

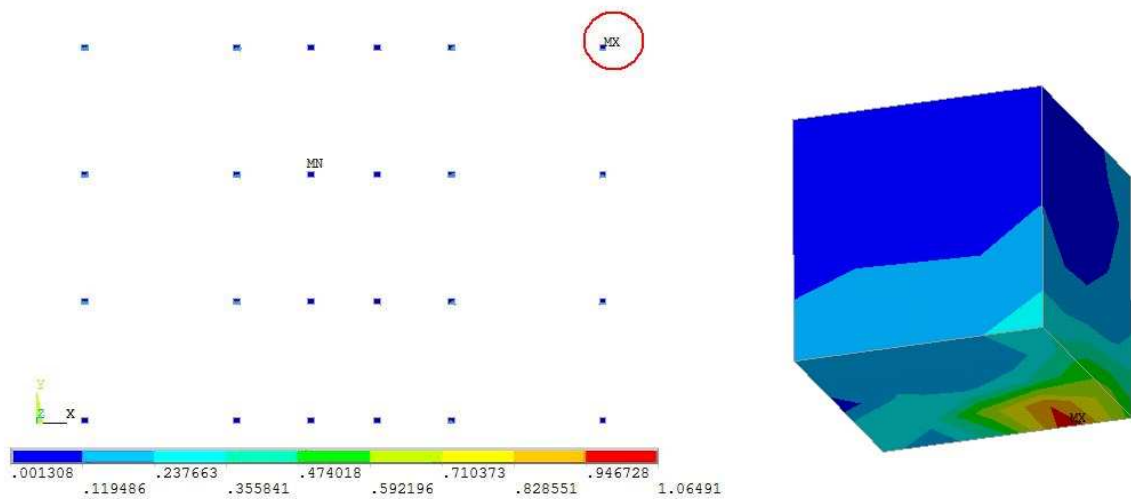


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).



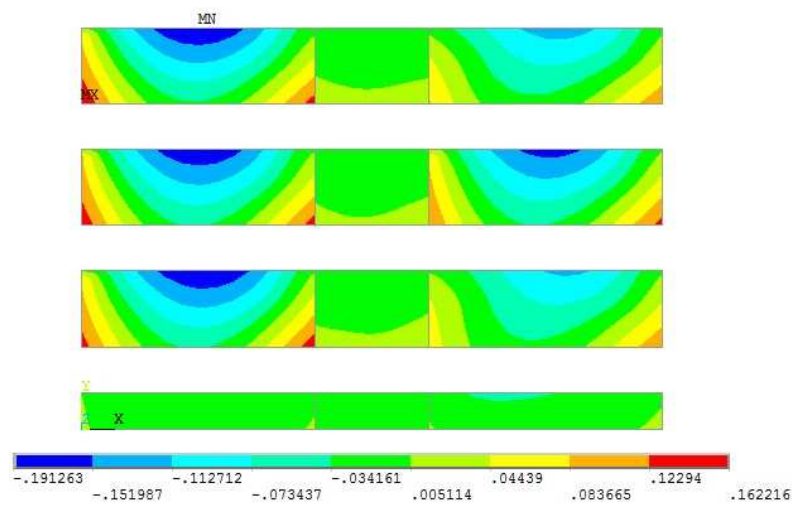
(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 4.27 – Tensões de Von Mises nos painéis – M1-SA-PPV-NL.

(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 4.28 – Tensões de Von Mises nos dentes dos painéis – M1-SA-PPV-NL.



(a) Deslocamentos em z (cm).



(b) Vista superior – deslocamento z.

Figura 4.29 – Deslocamentos na direção z – M1-SA-PPV-NL.

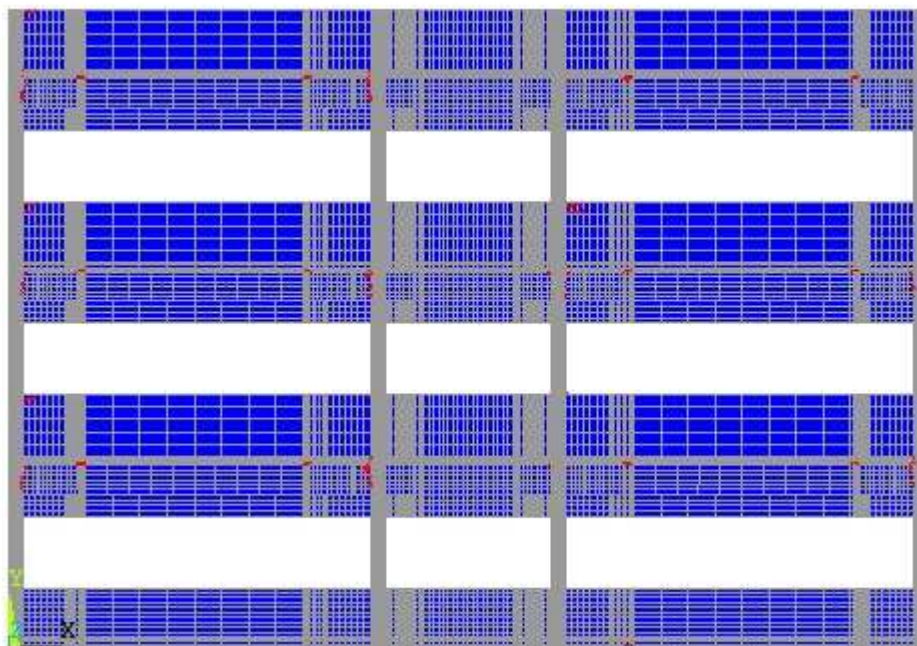


Figura 4.30– Quadro de fissuração do Modelo M1-SA-PPV-NL.

4.3.6 – Modelo M1 com ligações soldada/acoplada sob ação térmica – M1-SA-TV-NL

O deslocamento máximo na direção x do modelo M1-SA-TV-NL, com ligações soldadas/acopladas de contraventamento é de 0,291 cm, conforme mostra a Figura 4.31.

A máxima tensão de Von Mises observada no sistema estrutural formado por vigas e pilares é de $1,802 \text{ kN/cm}^2$ (Figura 4.32). Nos painéis, a tensão máxima de Von Mises foi de $0,644 \text{ kN/cm}^2$ (Figura 4.33). Nos dentes dos painéis, apoios por gravidade ligados às vigas, a tensão máxima de Von Mises foi de $1,392 \text{ kN/cm}^2$, ilustrados na Figura 4.34.

Com relação aos deslocamentos na direção z , o que caracteriza deslocamentos fora do plano dos painéis, o deslocamento absoluto (das extremidades do painel em relação ao centro do painel) resultou em 1,860 cm, conforme mostra a Figura 4.35.

A Figura 4.36 mostra o quadro de fissuração para o carregamento crítico equivalente a 40% do carregamento considerado na análise linear, uma vez que houve convergência até o 4º incremento de carga.

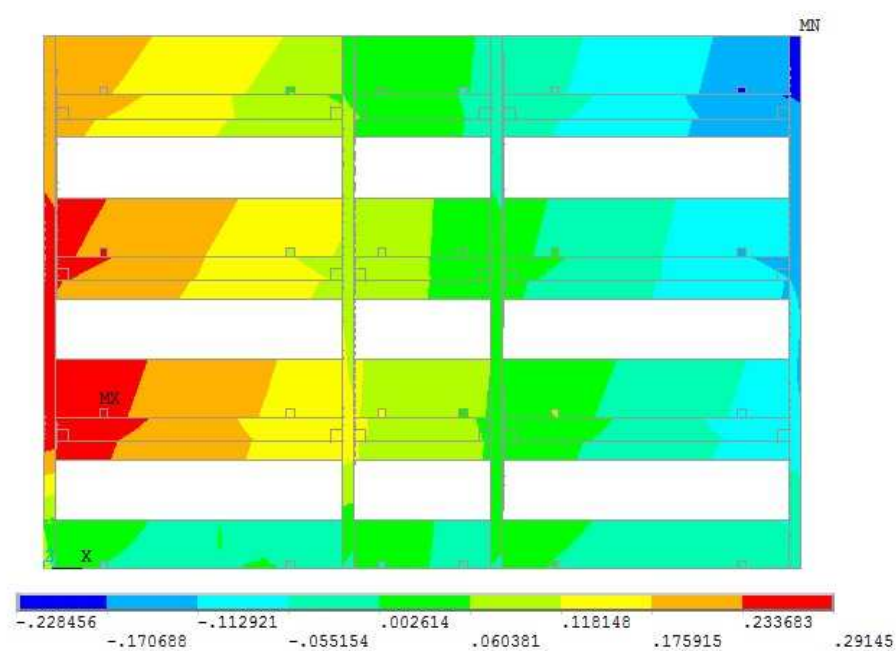
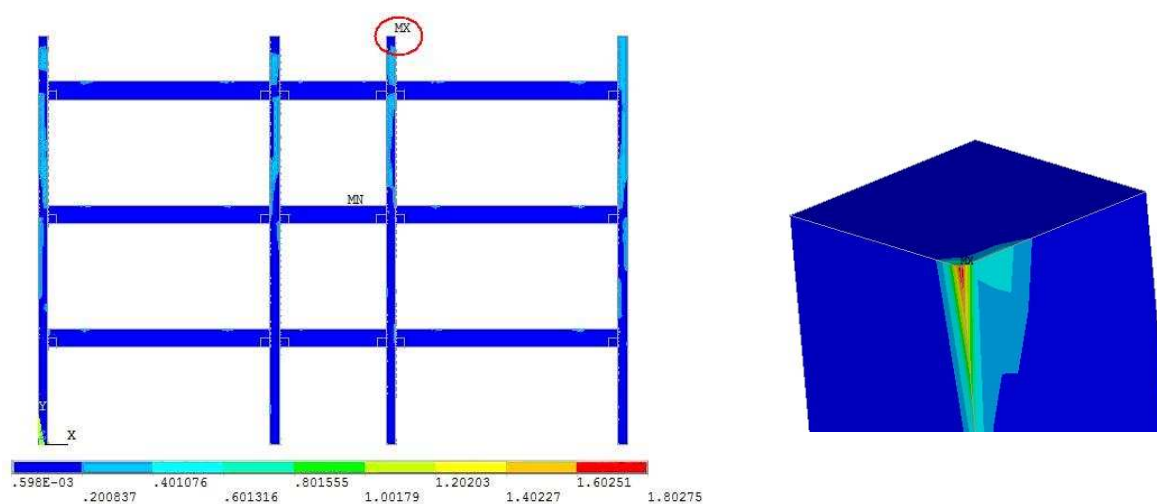


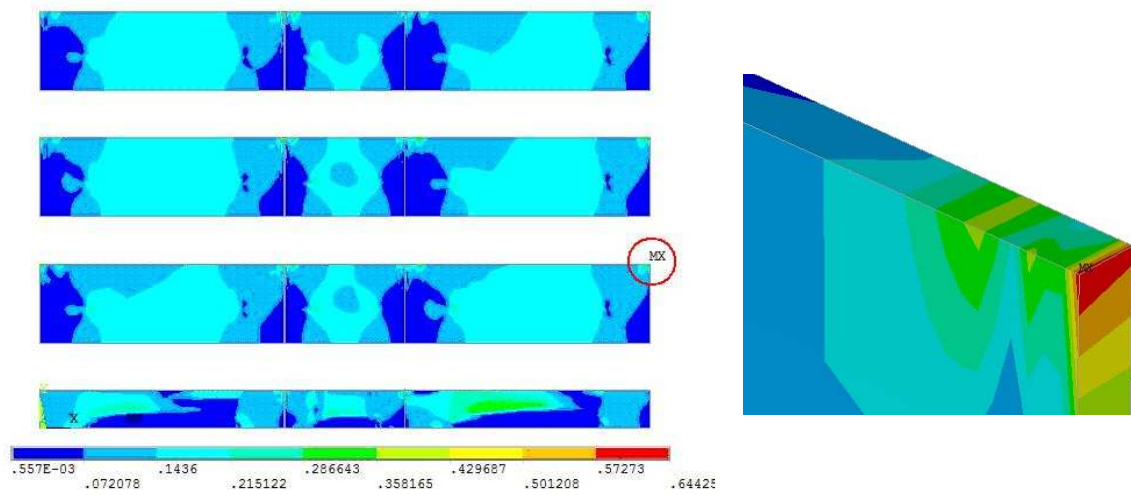
Figura 4.31 – Deslocamento na direção x do modelo M1-SA-TV-NL (cm).



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

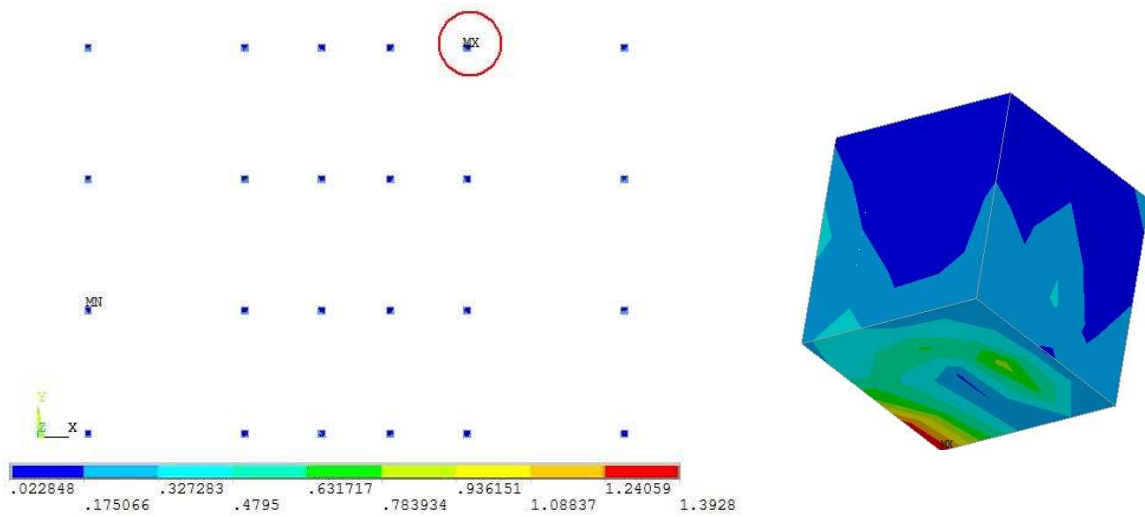
Figura 4.32 – Tensões de Von Mises nas vigas e pilares – Modelo M1-SA-TV-NL.



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

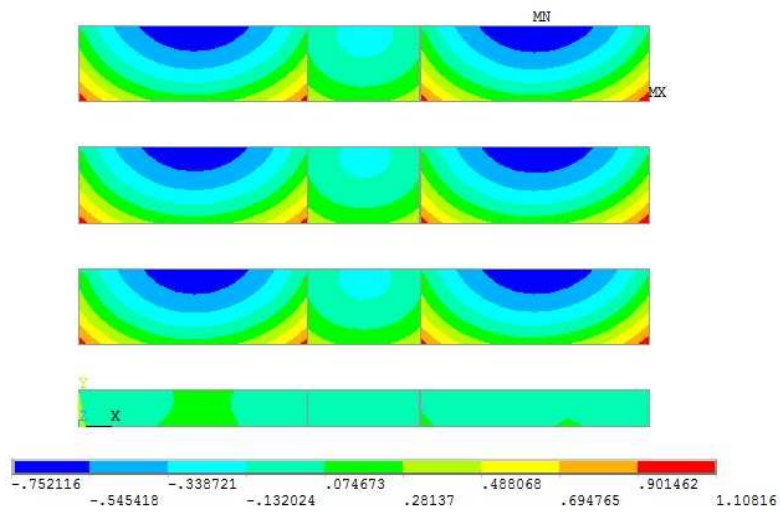
Figura 4.33 – Tensões de Von Mises nos painéis – Modelo M1-SA-TV-NL.



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 4.34 – Tensões de Von Mises nos dentes dos painéis – Modelo M1-SA-TV-NL.



(a) Deslocamentos em z (cm).



(b) Vista superior – deslocamento z.

Figura 4.35 – Deslocamentos na direção z – Modelo M1-SA-TV-NL

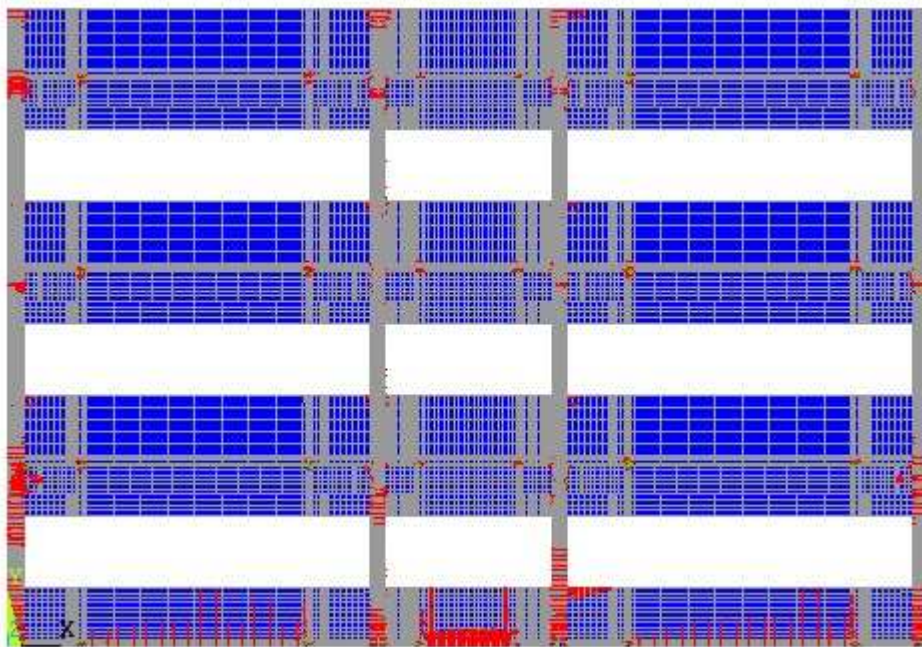


Figura 4.36– Quadro de fissuração do Modelo M1-SA-TV-NL.

4.3.7 - Comparação dos resultados da análise não-linear

Os resultados obtidos dos modelos analisados nos itens 4.3.1 a 4.3.6 estão condensados na Tabela 4.2, para os deslocamentos nas direções x e z, em cm, e para as máximas tensões de Von Mises observadas na estrutura de vigas e pilares, nos painéis e nos dentes dos painéis.

Tabela 4.2 – Resultados da análise não-linear do Modelo 1.

Tipo de ligação	Tipo de análise	Porcentagem do carregamento com convergência numérica (%)	Deslocamentos [cm]		Máxima tensão de Von Mises [kN/cm ²]		
			Direção x	Direção z	Vigas e pilares	Painéis	Dentes dos painéis
Soldada/ Soldada	M1-SS-PPV-NL	90	0,089	0,238	0,906	0,586	0,703
	M1-SS-TV-NL	30	0,300	1,271	0,980	0,984	1,439
Acoplada/ Acoplada	M1-AA-PPV-NL	100	0,808	0,410	1,856	0,542	0,775
	M1-AA-TV-NL	60	0,826	2,865	1,169	0,749	1,747
Soldada/ Acoplada	M1-SA-PPV-NL	100	0,155	0,353	1,092	0,848	1,064
	M1-SA-TV-NL	40	0,291	1,860	1,802	0,644	1,392

4.4 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS ENTRE AS ANÁLISES LINEARES E NÃO-LINEARES

Para construção dos gráficos comparativos apresentados nas Figuras 4.37 a 4.42 considerou-se o ponto para o qual se obteve máximo valor com convergência na análise não linear e comparou-se com os resultados no mesmo ponto na análise linear.

4.4.1 Deslocamentos fora do plano – Direção z

Para a ação do carregamento devido ao peso-próprio e vento (PPV), pode-se observar na Figura 4.37, quanto aos deslocamentos na direção perpendicular ao plano do painel, decorrente de sua flexão, que o uso de ligações de contraventamento acopladas (AA) resultam em valores críticos, comparado ao uso de ligações soldadas (SS), como era esperado. Os deslocamentos em z, para o caso de ligações apenas acopladas, chegam a ser praticamente o dobro dos obtidos para as ligações rígidas.

O efeito da consideração da não-linearidade física do concreto e da armadura para as análises sob temperatura variável (TV) é bastante crítico, uma vez que o incremento de

carga com convergência varia entre o terceiro e o sexto valor. Neste contexto, observa-se uma tendência de comportamento semelhante, independente do tipo de ligação de contraventamento, embora a ligação acoplada AA resulte ainda em maiores deslocamentos (Figura 4.38).

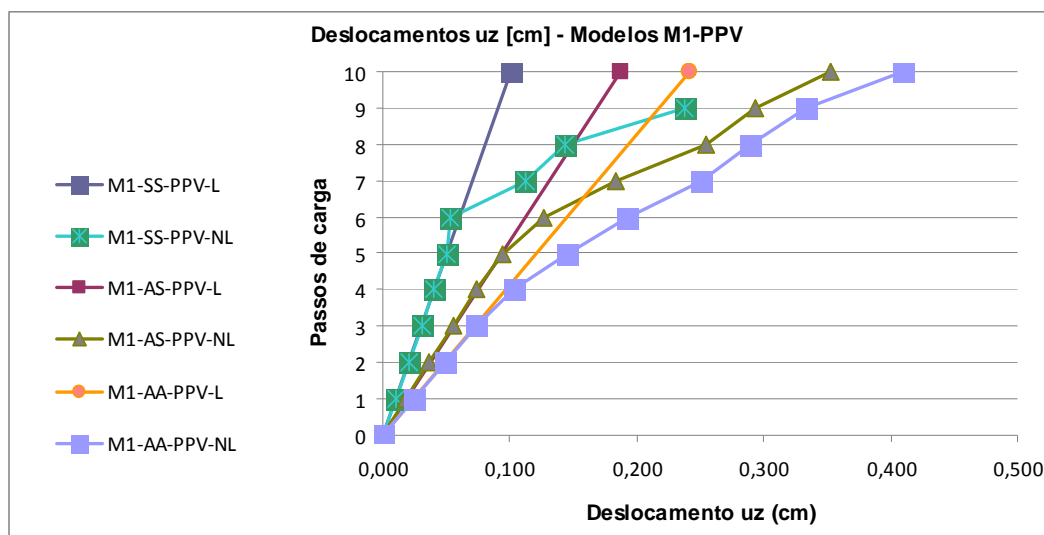


Figura 4.37 – Deslocamentos na direção z dos modelos M1 (cm) sob peso-próprio e vento.

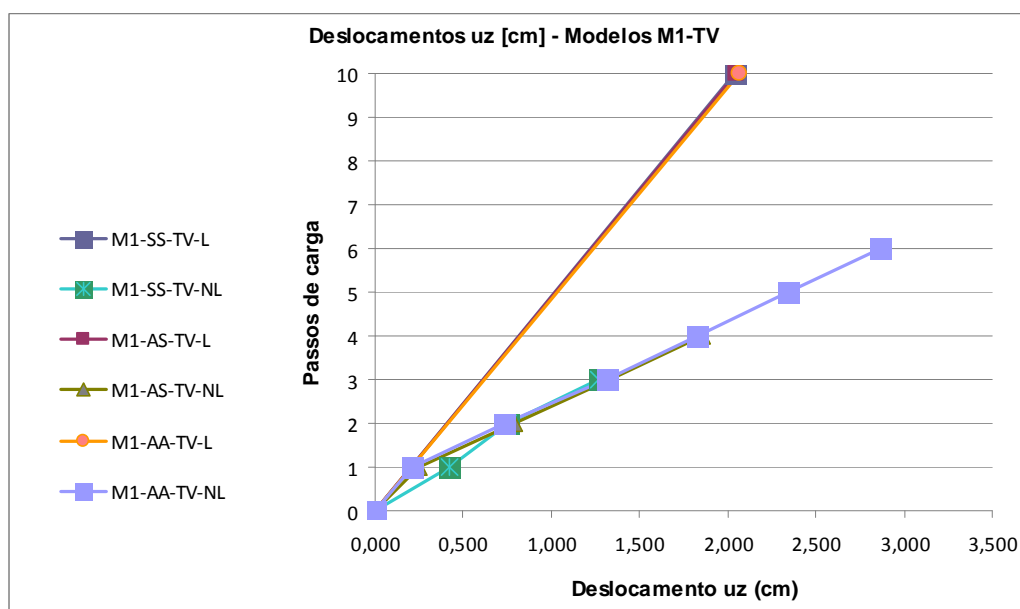


Figura 4.38 - Deslocamentos na direção z dos modelos M1(cm) sob temperatura variável.

4.4.2 Tensões nos painéis de concreto

As tensões críticas nos painéis estão apresentadas na Figura 4.39, para o carregamento devido ao peso-próprio e vento. Incluindo o efeito térmico de variação de temperatura, as tensões variam substancialmente. Vale observar que a convergência não foi alcançada para todos os incrementos de carga, tendo sido de 30% para o modelo M1-SS-TV-NL, 60% para o modelo M1-AA-TV-NL e 40% para o modelo M1-SA-TV-NL (Figura 4.40).

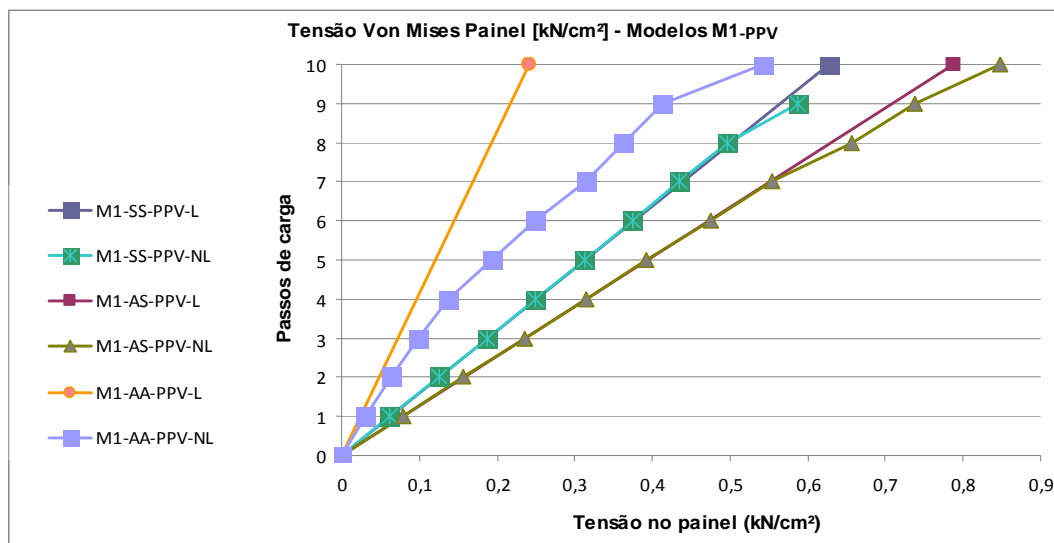


Figura 4.39 – Tensões de Von Mises nos painéis dos modelos M1 – PPV (kN/cm²).

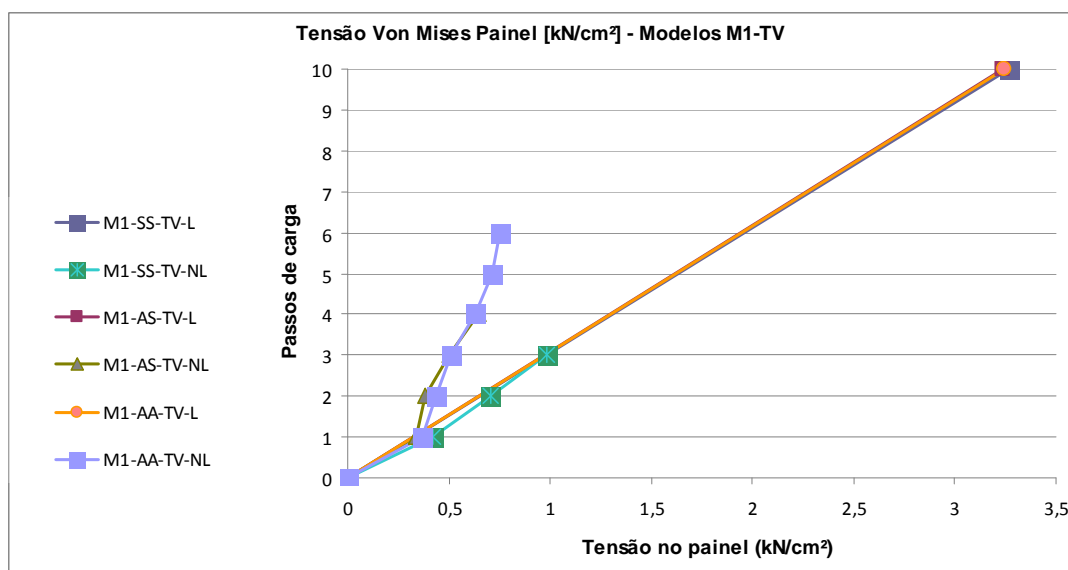


Figura 4.40 – Tensões de Von Mises nos painéis dos modelos M1- TV (kN/cm²).

4.4.3 Tensões nos dentes de concreto dos painéis pré-moldados

Nos dentes dos painéis (apoio por gravidade), as tensões resultantes foram maiores no caso de ligações mistas (AS), sob ação de peso-próprio e vento (Figura 4.41). Com a consideração do efeito térmico (Figura 4.42), observa-se que o uso de ligações soldadas resulte em tensões superiores, embora a análise tenha atingido convergência para 30% do carregamento considerado.

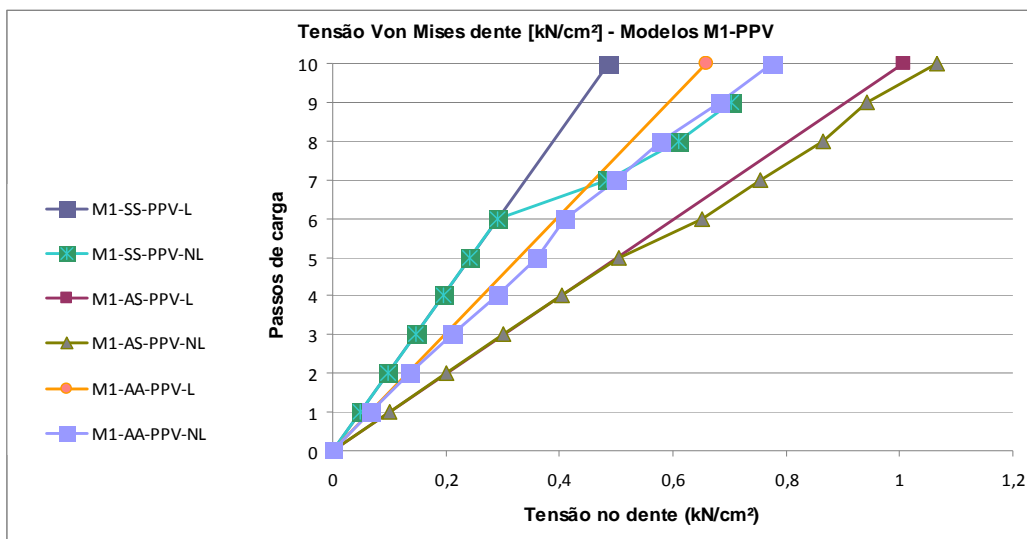


Figura 4.41- Tensões de Von Mises nos dentes dos painéis nos modelos M1 – PPV (kN/cm²).

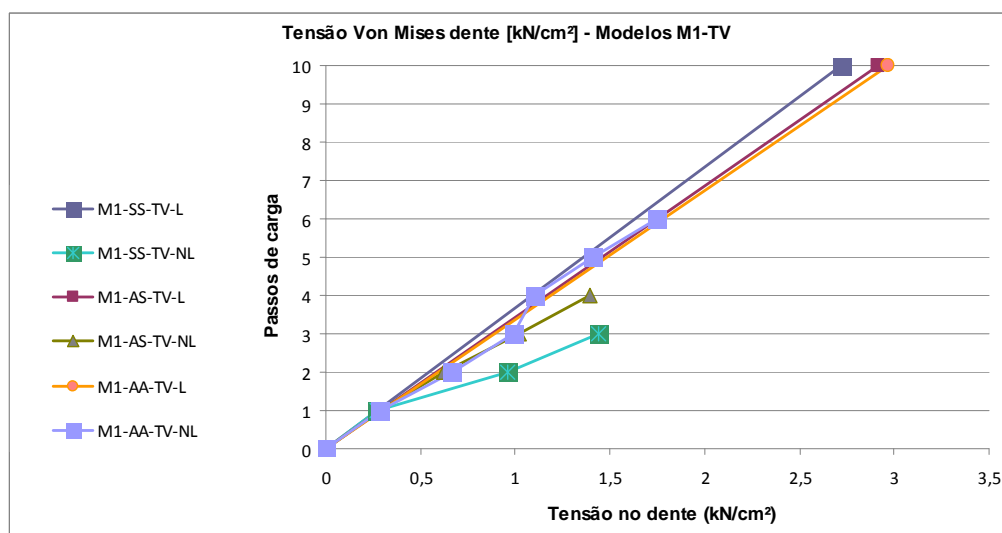


Figura 4.42 – Tensões de Von Mises nos dentes dos painéis nos modelos M1- TV (kN/cm²).

4.4.4 Fissuração nos modelos não-lineares

A Figura 4.43 permite comparar o quadro de fissuração obtido nas análises não-lineares do Modelo 1, para os dois primeiros painéis junto ao apoio inferior, no caso de ligações SS, SA e AA, na situação crítica das análises (caso da temperatura variável - TV).

Observa-se que, no caso de ligação SS (convergência até o terceiro incremento de carga), o quadro de fissuração é crítico nos painéis inferiores, sendo ainda mais concentrado no painel do meio, por ser menor e apresentar maior rigidez devido às ligações (Figura 4.43 a). A Figura 4.43 (b) refere-se ao modelo M1-AA-TV-NL e a Figura 4.43 (c) refere-se ao modelo M1-SA-TV-NL. Observa-se nos dois casos que o quadro de fissuração é muito similar, atingindo a convergência, respectivamente, até o sexto e quarto incremento de carga, ou seja, 60% e 40% do carregamento aplicado. Vale ressaltar que os painéis centrais, embora menores, tornam-se limitantes do processo de convergência por apresentarem alto grau de fissuração.

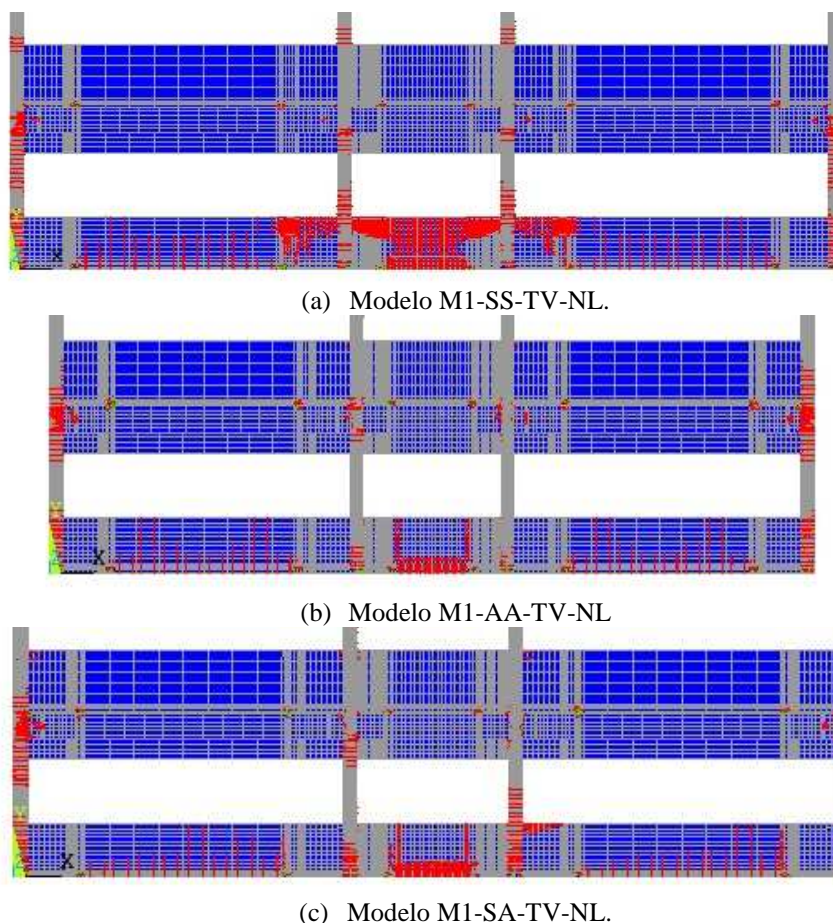


Figura 4.43 - Quadro de fissuração dos painéis do 1º e 2º pavimento dos modelos M1-SS-TV-NL, M1-AA-TV-NL e M1-SA-TV-NL.

CAPÍTULO 5

ANÁLISE NUMÉRICA DE UMA FACHADA DE EDIFICAÇÃO COM JUNTA DE DILATAÇÃO

5.1 SOBRE A ESTRUTURA

A modelagem numérica desenvolvida neste capítulo refere-se a uma fachada de edificação de 3 pavimentos composto por vigas, pilares e painéis pré-moldados de fechamento, com uma extensão total em torno de 60m.

O modelo físico descrito é designado por Modelo 2, sendo composto por uma estrutura de pórtico formada por elementos pré-moldados com 8 vãos iguais, sendo divididos por uma junta de dilatação de 1 cm no meio da estrutura (Figura 5.1). A estrutura é formada por pilares engastados na fundação, vigas solidarizadas aos pilares e painéis pré-moldados dispostos horizontalmente ao longo da altura da edificação, com ligações encaixadas.

A designação dos tipos de painéis considerados nas análises do Modelo 2 está apresentada na Figura 5.1.

A análise numérica foi desenvolvida utilizando o programa ANSYS, sendo considerado o comportamento linear e não linear dos materiais. Será investigada neste capítulo a influência de uma junta de dilatação no meio do comprimento da fachada. A Figura 5.2 representa a geometria do Modelo 2, com as dimensões e carregamento devido ao vento no pórtico.

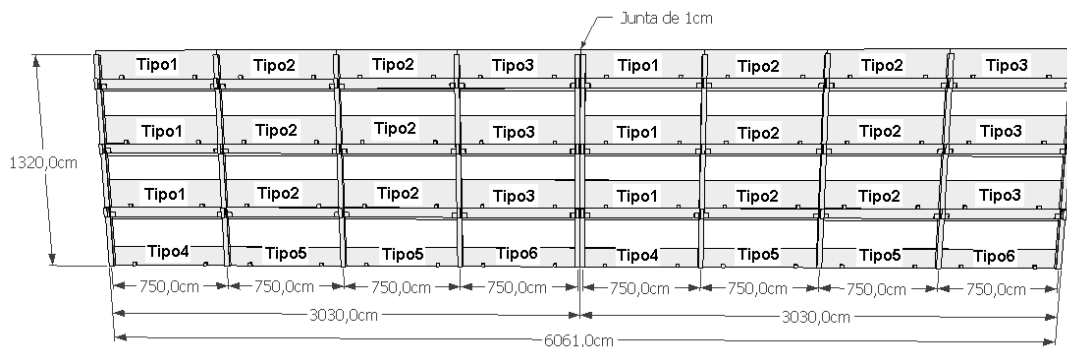


Figura 5.1 – Geometria do Modelo 2 com 8 módulos.

Na análise não-linear desenvolvida para o Modelo 2 o carregamento aplicado foi dividido em 10 incrementos de carga.

As análises numéricas desenvolvidas neste capítulo levam em conta a ação do peso próprio e vento, bem como ação térmica de temperatura constante.

As vigas possuem ligação com os pilares conforme Modelo 1 descrito no Capítulo 3 deste trabalho. O carregamento e as dimensões da estrutura são apresentados na Figura 5.2, medidas em cm. Os painéis têm 9 cm de espessura e suas dimensões são mostradas nas Figuras 5.3 (a, b, c, d, e, e f).

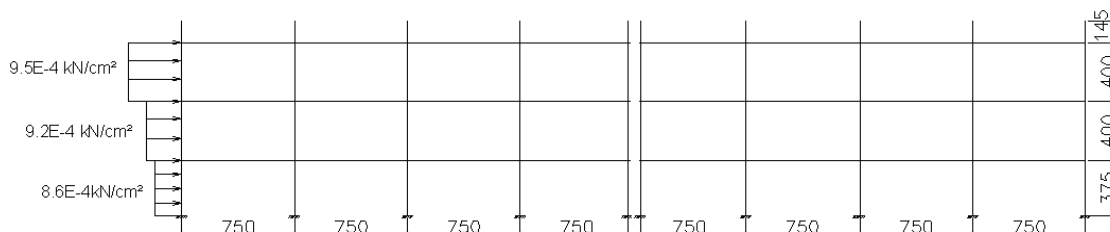
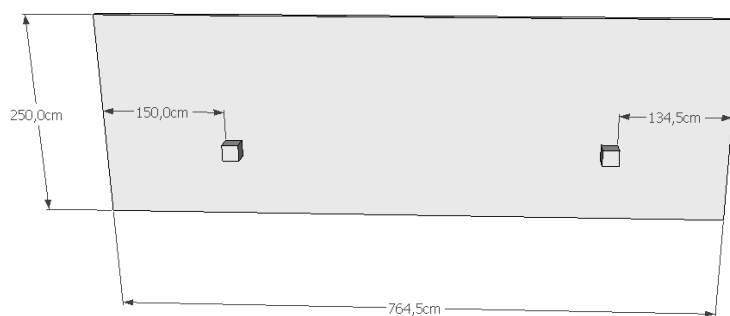
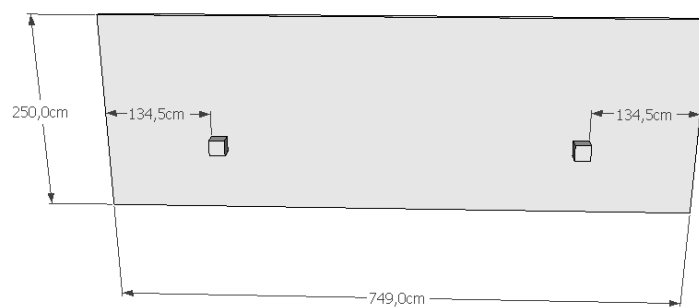


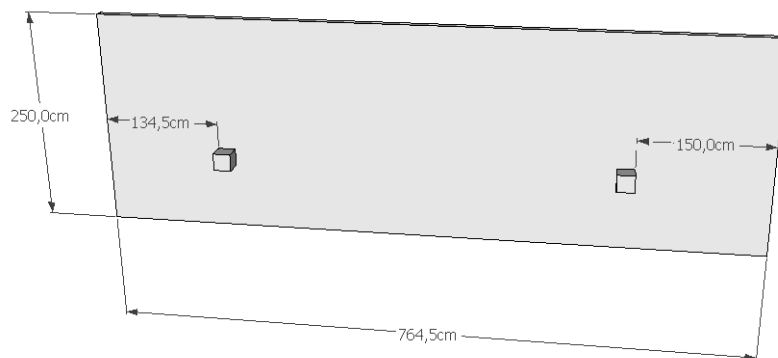
Figura 5.2 – Dimensões do sistema estrutural do Modelo 2.



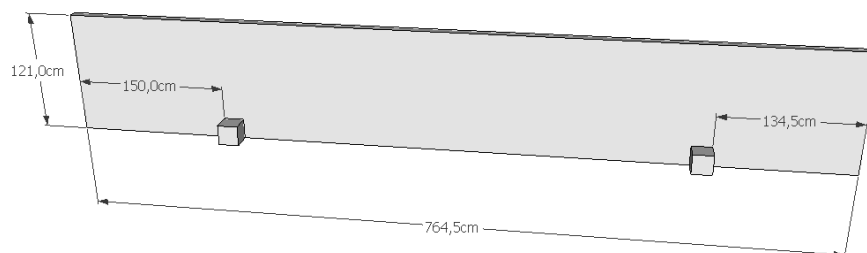
(a) Geometria do painel tipo 1.



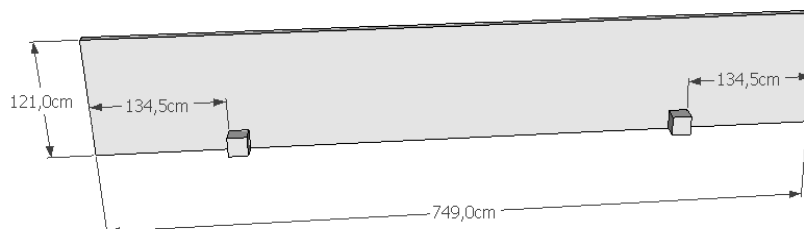
(b) Geometria do painel tipo 2.
Figura 5.3 – Geometria dos painéis.



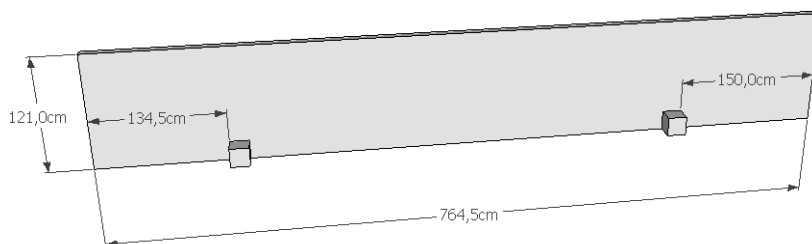
(c) Geometria do painel tipo 3.



(d) Geometria do painel tipo 4.



(e) Geometria do painel tipo 5.



(f) Geometria do painel tipo 6.

Figura 5.3 – Geometria dos painéis (continuação).

As taxas de aço utilizadas foram as mesmas utilizadas no Modelo 1, bem como as propriedades dos materiais para o concreto e aço.

A discretização da estrutura em elementos segue o que considerado no Modelo 1. No entanto, a fim de analisar a influência de uma junta de dilatação entre os pilares centrais da fachada, foram utilizados elementos de contato (CONTA174) entre as faces dos pilares e dos painéis tipo 1 e 3 e tipo 4 e 6 (Figura 5.4). Os elementos de contato aplicados nos nós dos elementos estruturais adjacentes foram CONTA174 e TARGE170, sendo este último elemento o que representa a superfície alvo (Figura 5.5).

Os elementos de contato utilizados permitem a consideração de atrito e coesão entre as partes. Segundo Canha (2004), o valor de 0,6 pode ser utilizado para o coeficiente de atrito concreto-concreto, tendo sido admitido nas análises desenvolvidas neste trabalho.

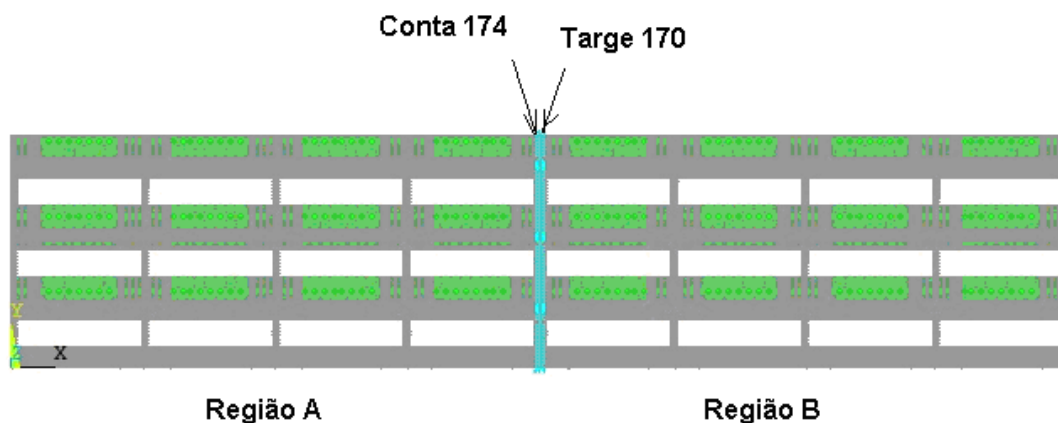
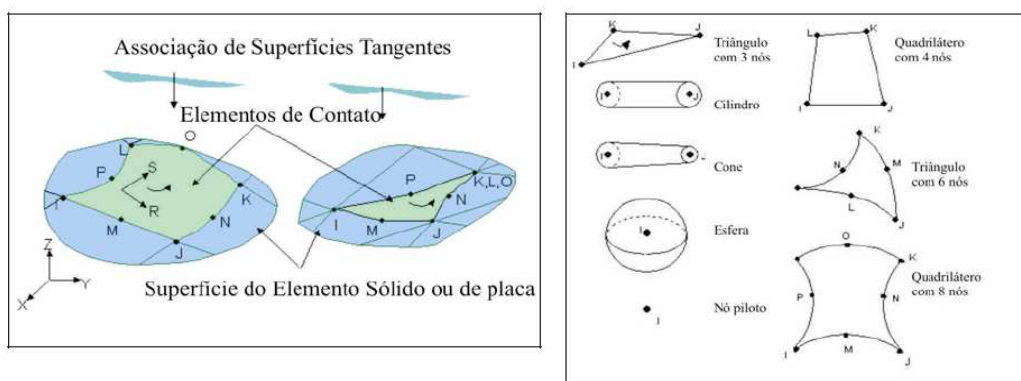


Figura 5.4 – Elementos de contato na junta.



(a) Elemento de contato CONTA174

(b) Elemento tangente TARGE170

Figura 5.5 – Características dos elementos finitos considerados. Fonte: Rodrigues (2008).

5.2 ANÁLISES NUMÉRICAS DO MODELO 2

As análises numéricas desenvolvidas neste item consideram carregamento devido ao peso próprio e vento (PPV) e temperatura constante de 20 °C (TC), conforme apresentado na Tabela 5.1, para a análise linear e não-linear física dos materiais envolvidos.

Tabela 5.1 – Resumo das análises desenvolvidas no Modelo 2 e nomenclatura.

	Ligação acoplada/ Ligação acoplada (Linear)	Ligação acoplada/ Ligação acoplada (Não-linear)
Peso-próprio e vento (PPV)	M2-AA-PPV-L	M2-AA-PPV-NL
Temperatura constante de 20°C (TC)	M2-AA-TC-L	M2-AA-TC-NL

5.2.1 Resultados da análise linear do Modelo 2

Para a situação de ligações acopladas em ambas as extremidades superiores dos painéis, são apresentadas a seguir os resultados da análise linear para ação do peso próprio e vento e temperatura constante de 20°C.

A escolha das ligações acopladas para as análises se justifica por serem ligações que permitem maior movimento da estrutura na direção horizontal, conforme observado nos resultados apresentados nos Capítulos 3 e 4.

5.2.1.1 Modelo 2 sob ação de peso-próprio e vento M2-AA-PPV-L

O deslocamento máximo na direção x com ambas as ligações de contraventamento acopladas e sob ação do peso-próprio e vento é de 0,391 cm, conforme mostra a Figura 5.6, no topo da estrutura.

A máxima tensão de Von Mises observada no sistema estrutural formado por vigas e pilares é de $3,464 \text{ kN/cm}^2$, localizou-se na região da ligação com a viga, em destaque conforme representado na Figura 5.7(a) e 5.7(b). Nos painéis, a tensão máxima de Von Mises ocorreu na parte superior do painel no último pavimento, no valor de $0,475 \text{ kN/cm}^2$ (Figura 5.8 a). Nos dentes dos painéis, apoios por gravidade ligados às vigas, a tensão máxima de Von Mises situa-se em painel do pavimento da cobertura no valor de $1,128 \text{ kN/cm}^2$, ilustrados na Figura 5.9.

Com relação aos deslocamentos na direção z , o que caracteriza deslocamentos fora do plano dos painéis, os valores são mínimos, conforme mostra a Figura 5.10.

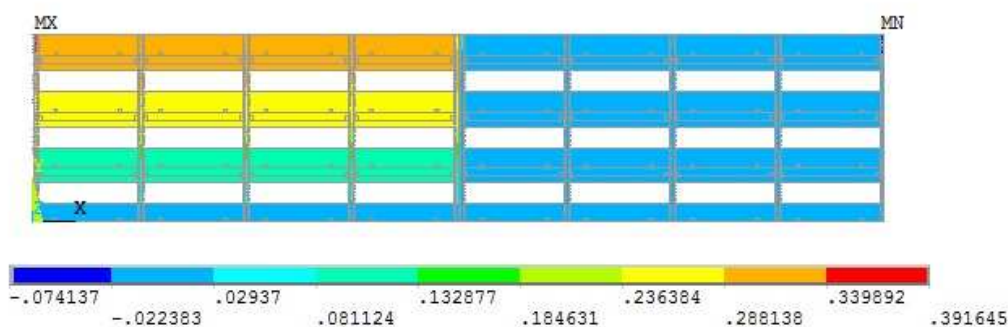
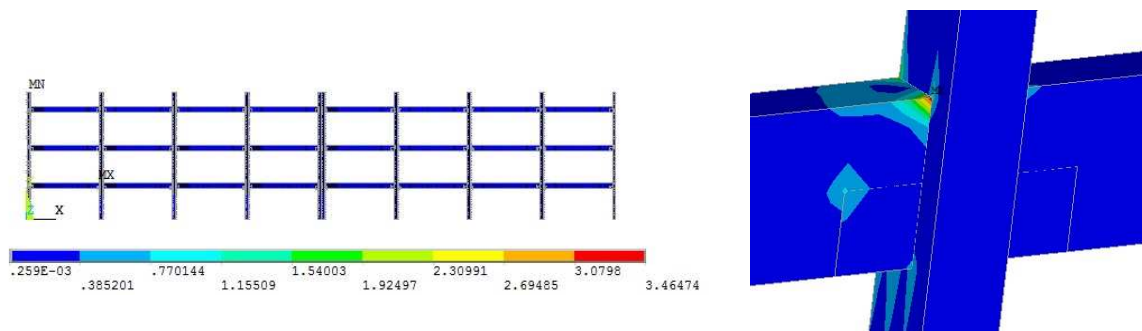


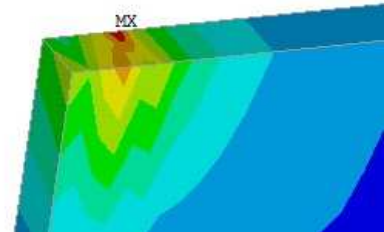
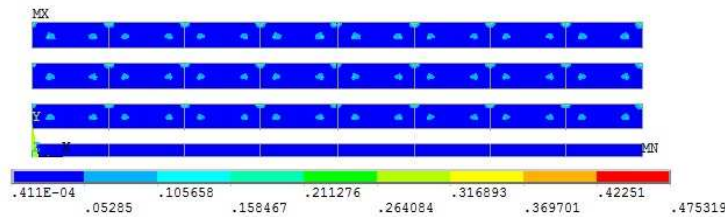
Figura 5.6 – Deslocamento na direção x - Modelo M2-AA-PPV-L (cm).



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

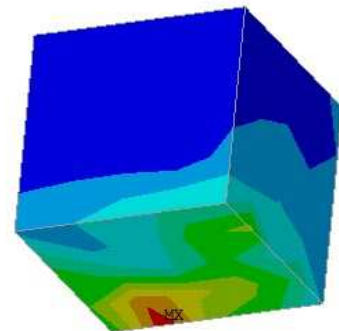
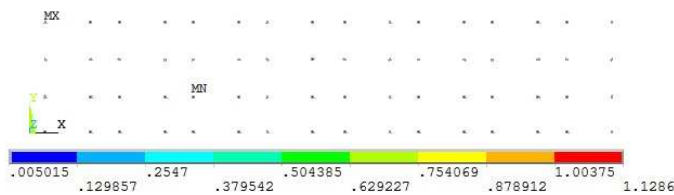
Figura 5.7 – Tensões de Von Mises nas vigas e pilares – Modelo M2-AA-PPV-L.



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

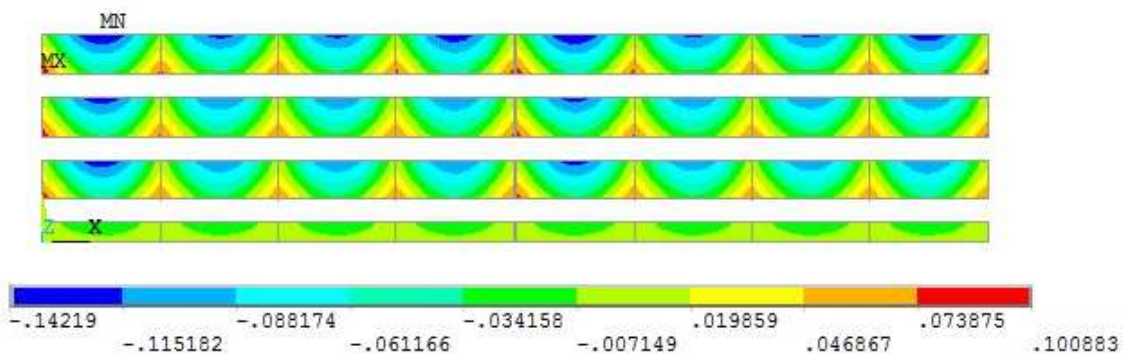
Figura 5.8 – Tensões de Von Mises nos painéis – Modelo M1-SS-PPV.



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²)

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão

Figura 5.9 – Tensões de Von Mises nos dentes dos painéis – Modelo M2-AA-PPV-L.



(a) Deslocamentos em z (cm).



(b) Vista superior – deslocamento z.

Figura 5.10 – Deslocamentos na direção z – Modelo M2-AA-PPV-L.

5.2.1.2 Modelo 2 com peso-próprio, vento e ação térmica - M2-AA-TC-L

O deslocamento máximo encontrado na direção x (M2-AA-TC-L), com ambas as ligações de contraventamento acopladas e sob ação do peso-próprio, vento e temperatura constante aplicada, é de 0,644 cm, conforme mostra a Figura 5.11, no topo da estrutura na interface entre região A e B.

A máxima tensão de Von Mises observada no sistema estrutural formado por vigas e pilares é de $4,338 \text{ kN/cm}^2$, localizou-se na região da ligação com a viga, em destaque conforme representado na Figura 5.12(a) e 5.12(b). Nos painéis, a tensão máxima de Von Mises ocorreu na parte inferior do painel do térreo, no valor de $0,888 \text{ kN/cm}^2$ (Figura 5.13 a). Nos dentes dos painéis, apoios por gravidade ligados às vigas, a tensão máxima de Von Mises situa-se em painel do pavimento térreo no valor de $4,148 \text{ kN/cm}^2$, ilustrados na Figura 5.14.

Com relação aos deslocamentos na direção z, o que caracteriza deslocamentos fora do plano dos painéis, os valores são mínimos, conforme mostra a Figura 5.15.

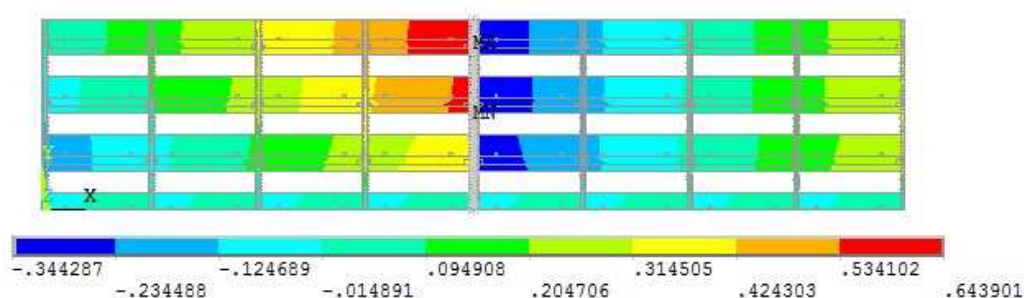
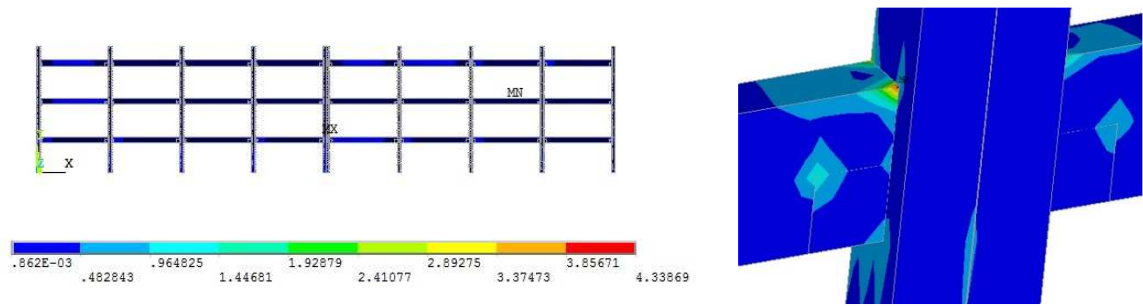


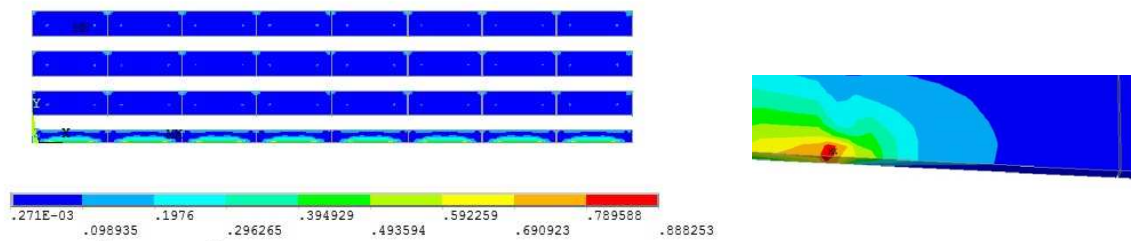
Figura 5.11 – Deslocamento na direção x - Modelo M2-AA-TC-L (cm).



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

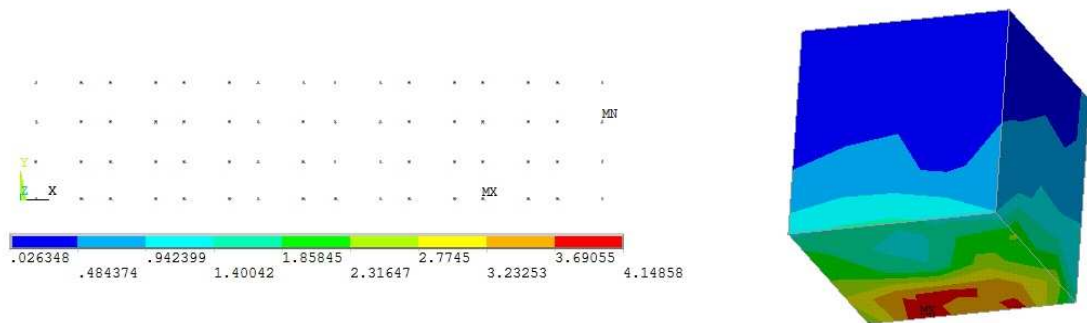
Figura 5.12 – Tensões de Von Mises nas vigas e pilares – Modelo M2-AA-TC-L.



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

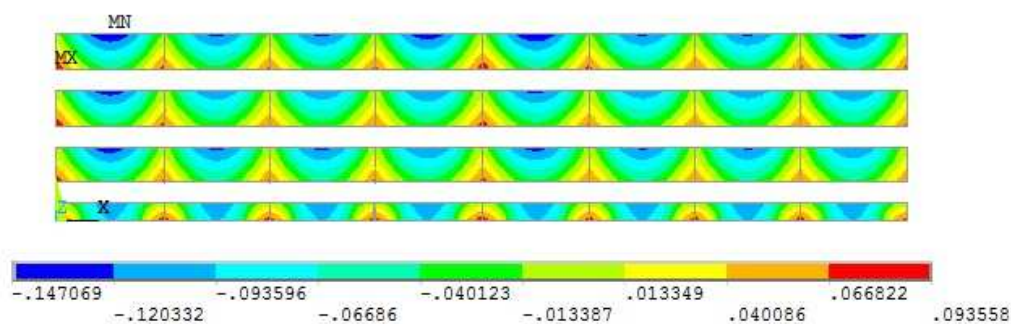
Figura 5.13 – Tensões de Von Mises nos painéis – Modelo M2-AA-TC-L.



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 5.14 – Tensões de Von Mises nos dentes dos painéis – Modelo M2-AA-TC-L.



(a) Deslocamentos em z (cm).



(b) Vista superior – deslocamento z.

Figura 5.15 – Deslocamentos na direção z – Modelo M2-AA-TC-L.

5.2.2 Resultados da análise não-linear do Modelo 2

São apresentados a seguir os resultados da análise não-linear para ação do peso próprio e vento e temperatura constante de 20° C, para a situação de ligações acopladas em ambas as extremidades superiores dos painéis.

Na análise não-linear do Modelo 2 obteve-se convergência numérica até o incremento de carga 7, para carregamento vertical e lateral, e até o último incremento de carga (10), para análise com carregamento PPV e ação térmica TC. Vale ressaltar que no programa ANSYS a temperatura não está dividida em incrementos de carga, tendo sido considerada, portanto, em sua totalidade no primeiro incremento de carga. Assim, apenas o carregamento vertical e lateral foi aplicado em incrementos de carga.

5.2.2.1 Modelo 2 sob ação de peso-próprio e vento M2-AA-PPV-NL

O máximo deslocamento encontrado na direção x, com ambas as ligações de contraventamento acopladas e sob ação do peso-próprio e vento é de 0,503 cm, conforme mostra a Figura 5.16, no sistema estrutural formado por vigas e pilares é de 0,941 kN/cm², localizou-se na região da ligação com a viga, em destaque conforme representado na Figura 5.17(a) e 5.17(b).

Nos painéis, a tensão máxima de Von Mises ocorreu na parte superior do painel do primeiro pavimento, no valor de 0,479 kN/cm² (Figura 5.18 a). Nos dentes dos painéis, apoios por gravidade ligados às vigas, a tensão máxima de Von Mises situa-se em painel

do segundo pavimento no valor de $0,606 \text{ kN/cm}^2$, ilustrados na Figura 5.19.

Com relação aos deslocamentos na direção z, o que caracteriza deslocamentos fora do plano dos painéis, os valores são mínimos, conforme mostra a Figura 5.20.

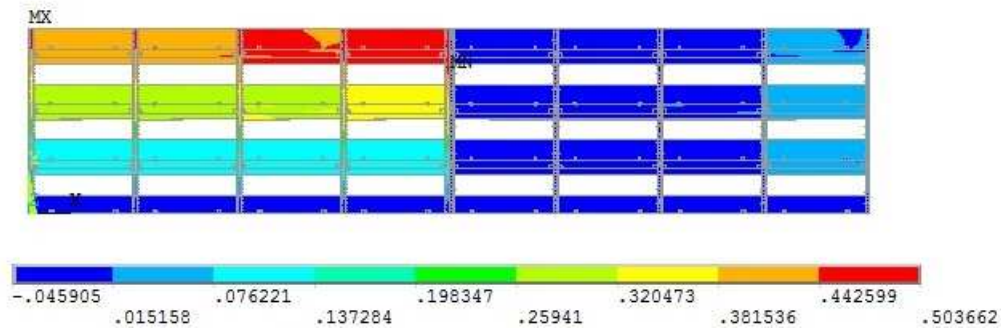
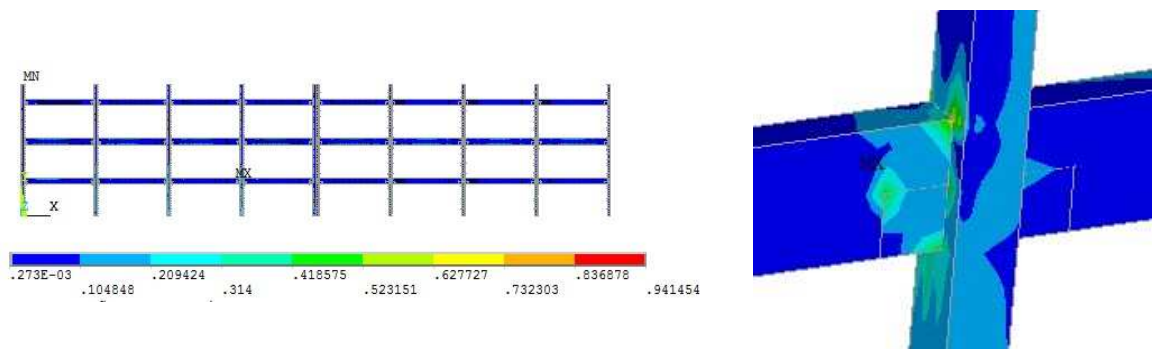


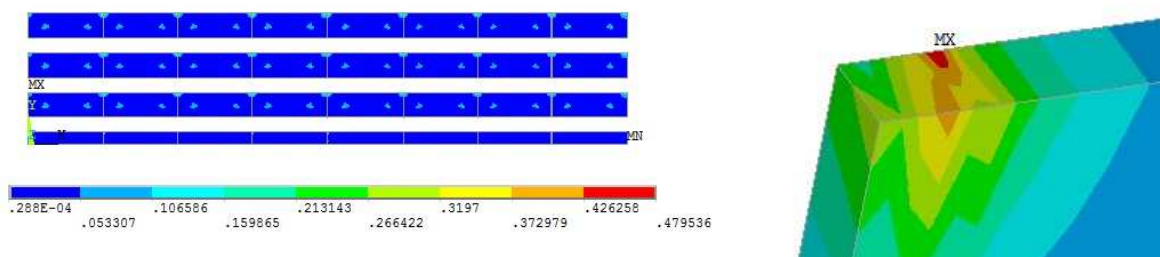
Figura 5.16 – Deslocamento na direção x do Modelo M2-AA-PPV-NL (cm).



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm^2).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

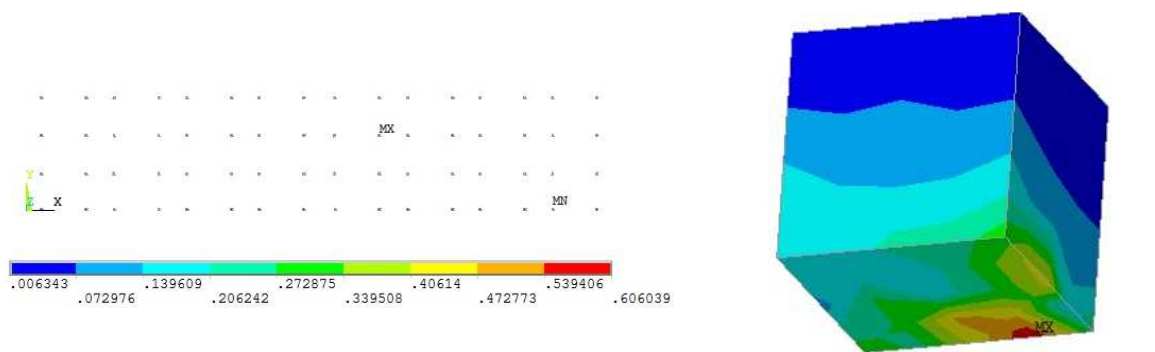
Figura 5.17 – Tensões de Von Mises nas vigas e pilares – M2-AA-PPV-NL



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm^2).

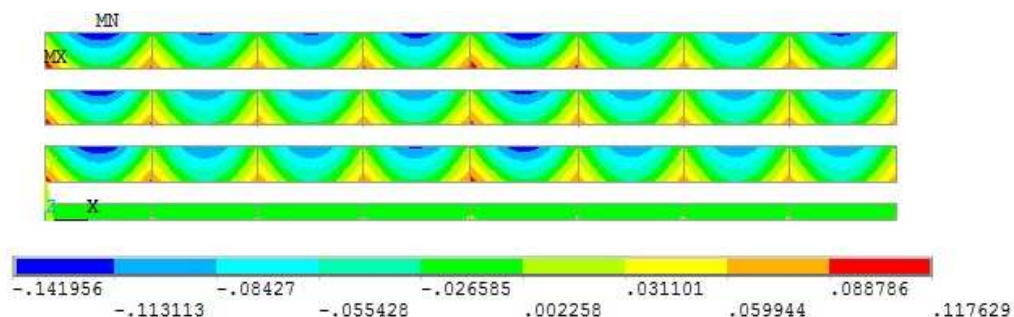
(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 5.18 – Tensões de Von Mises nos painéis – M2-AA-PPV-NL

(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 5.19 – Tensões de Von Mises nos dentes dos painéis – M2-AA-PPV-NL



(a) Deslocamentos em z (cm).



(b) Vista superior – deslocamento z.

Figura 5.20 – Deslocamentos na direção z – M2-AA-PPV-NL

5.2.2.2 Modelo 2 com peso-próprio, vento e ação térmica - M2-AA-TC-NL

O máximo deslocamento encontrado na direção x do modelo M2-AA-TC-NL, com ambas as ligações de contraventamento acopladas e sob ação do peso-próprio e vento e temperatura constante aplicada, é de 0,837cm, conforme mostra a Figura 5.21. No sistema estrutural formado por vigas e pilares o valor do deslocamento é de 1,418 kN/cm², localizado na região da interface entre o dente gerber da viga e consolo do pilar, conforme representado na Figura 5.22(a) e 5.22 (b).

Nos painéis, a tensão máxima de Von Mises ocorreu na parte inferior do painel do térreo, no valor de 1,020 kN/cm² (Figura 5.23 a). Nos dentes dos painéis, apoios por gravidade

ligados às vigas, a tensão máxima de Von Mises situa-se no pavimento térreo no valor de $1,937 \text{ kN/cm}^2$, ilustrados na Figura 5.24.

Com relação aos deslocamentos na direção z, o que caracteriza deslocamentos fora do plano dos painéis, os valores são mínimos, conforme mostra a Figura 5.25.

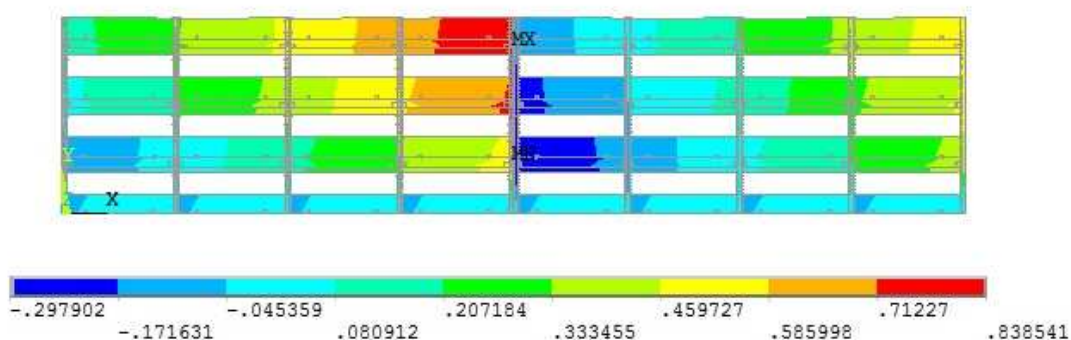
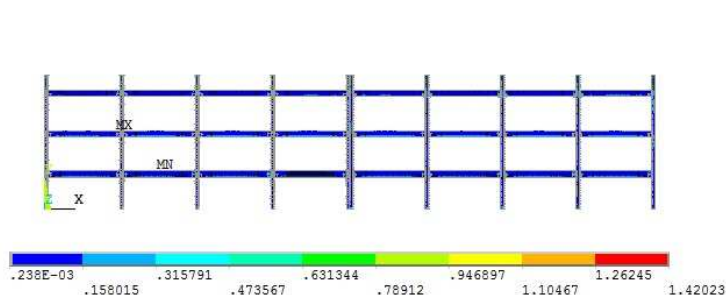
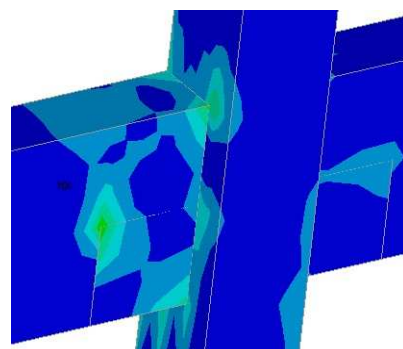


Figura 5.21 – Deslocamento na direção x - Modelo M2-AA-TC-NL (cm).

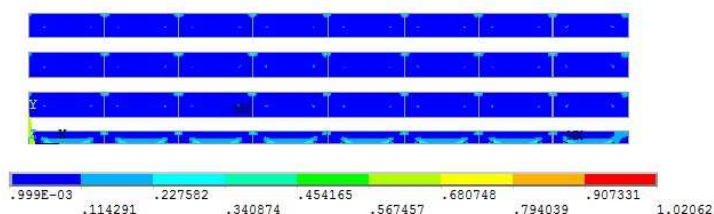


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm^2).

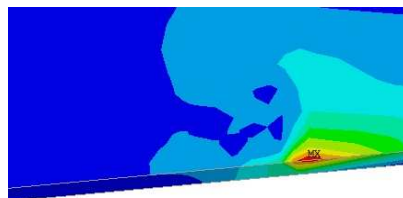


(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 5.22 – Tensões de Von Mises nas vigas e pilares – Modelo M2-AA-TC-NL.

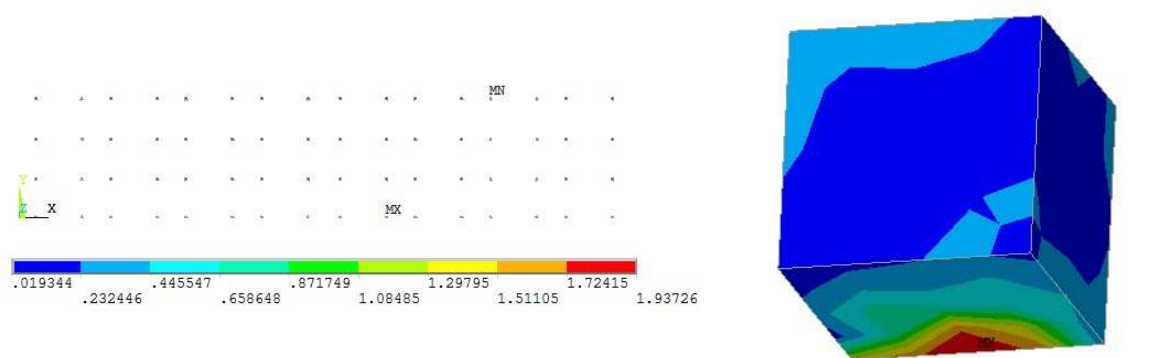


(a) Tensões de Von Mises (kN/cm^2).



(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

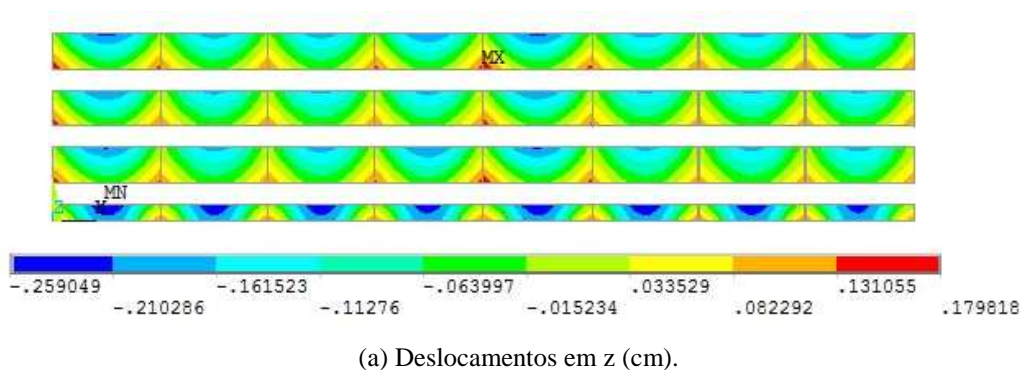
Figura 5.23 – Tensões de Von Mises nos painéis – Modelo M2-AA-TC-NL.



(a) Tensões de Von Mises (kN/cm²).

(b) Detalhe do ponto de máxima tensão.

Figura 5.24 – Tensões de Von Mises nos dentes dos painéis – Modelo M2-AA-TC-NL.



(a) Deslocamentos em z (cm).



(b) Vista superior – deslocamento z.

Figura 5.25 – Deslocamentos na direção z – Modelo M2-AA-TC-NL.

5.3 ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS LINEARES E NÃO-LINEARES

Na Tabela 5.2 são mostrados os resultados para análise linear e não linear dos deslocamentos máximos na direção x, na direção z para nós no meio do painel, bem como as tensões máximas na estrutura formada por vigas e pilares, nos painéis e dentes dos painéis.

A Figura 5.26 mostra a comparação entre os valores de deslocamentos máximos obtidos nas direções x e z (cm) para as análises lineares e não lineares, sob ação do peso-próprio, vento e temperatura constante.

Tabela 5.2 – Resultados da análise linear do Modelo 2.

Modelos M2	Deslocamentos [cm]		Tensões de Von Mises [kN/cm ²]		
	Direção x	Direção z	Viga e Pilar	Painel	Dente
M2-AA-PPV-L	0,391	0,243	3,464	0,475	1,128
M2-AA-TC-L	0,643	0,240	4,338	0,888	4,148
M2-AA-PPV-NL	0,503	0,258	0,941	0,479	0,606
M2-AA-TC-NL	0,838	0,438	1,420	1,020	1,937

Os valores dos deslocamentos e tensões apresentados nas Figuras 5.26 a 5.33 correspondem ao mesmo ponto tanto para as análises lineares como não lineares, tendo sido tomado como referência o valor crítico em cada análise (para a mesma posição na estrutura).

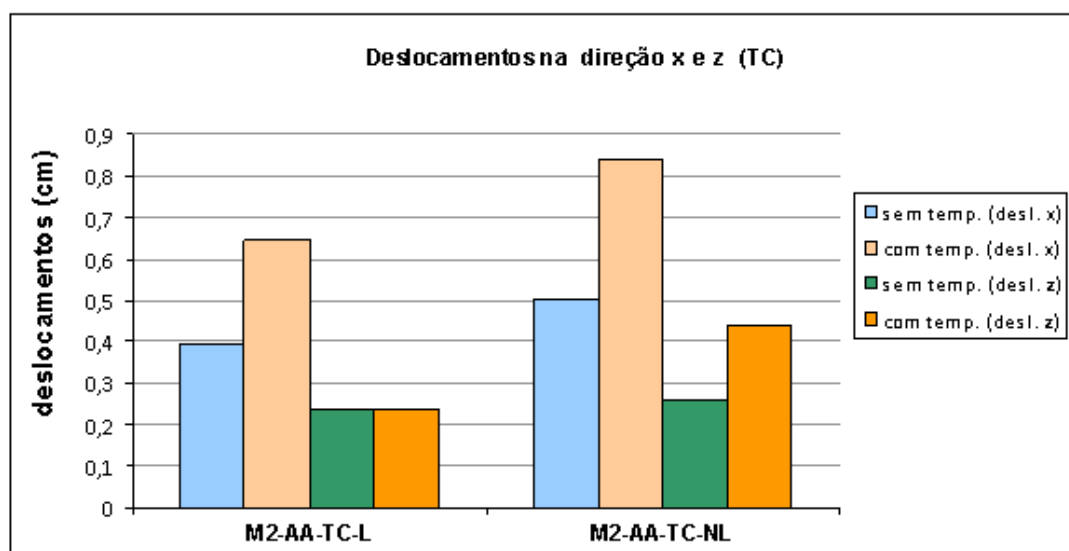


Figura 5.26 – Deslocamento na direção x e z do Modelo M2-AA (cm).

Os resultados mostram que o efeito térmico é crítico nos valores dos deslocamentos da estrutura, superando o efeito do carregamento aplicado. Os deslocamentos na direção x em cada incremento de carga podem ser visualizados na Figura 5.27.

Vale lembrar que o programa computacional não dividiu em incrementos de carga a ação térmica. Os deslocamentos na direção z passam a aumentar a partir do momento que ocorre contato entre os painéis na junta de dilatação e entre os pilares. Isto é esperado uma vez que inicia impedimento de deslocamento na direção horizontal x.

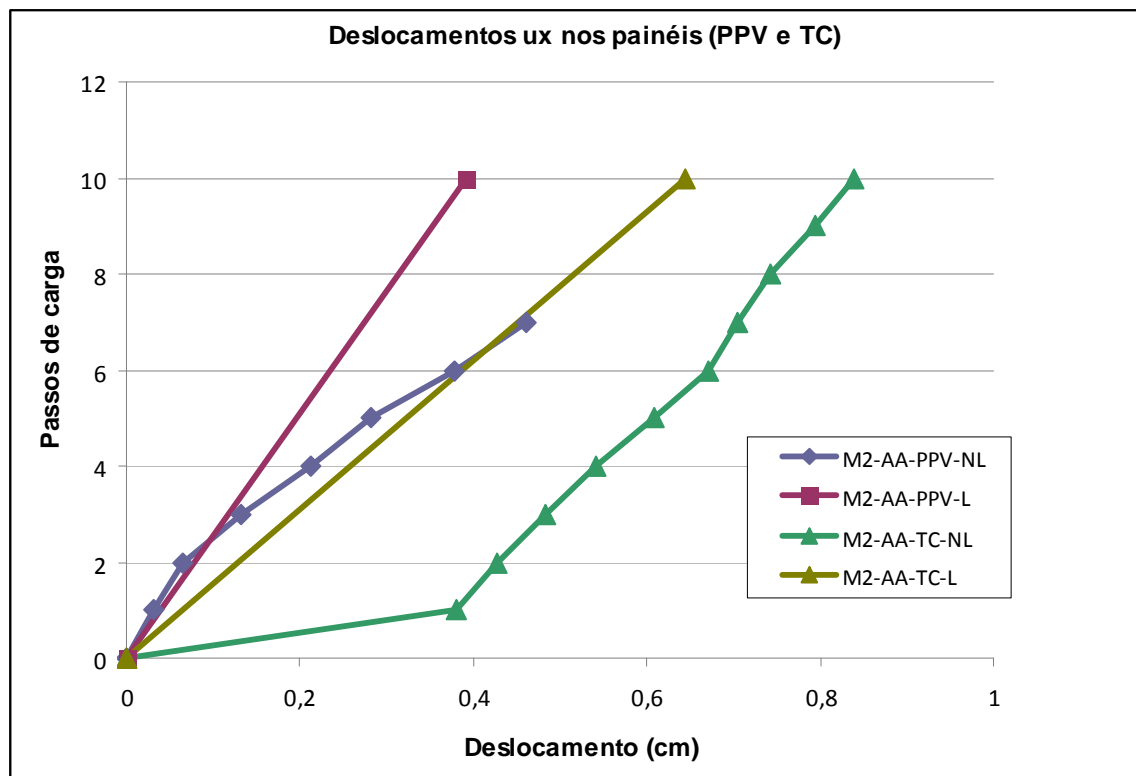


Figura 5.27 – Deslocamentos horizontais ux nos painéis do Modelo M2-AA (cm).

A mudança de inclinação da curva de deslocamento na direção x para a análise com ação térmica, ou seja, o Modelo M2-AA-TC-NL, logo no primeiro incremento de carga deve-se à consideração total da temperatura constante (não foi dividida em passos de carga).

A Figura 5.28 apresenta as máximas tensões de Von Mises nas análises desenvolvidas. Observa-se, nos resultados das análises não-lineares, que as tensões aumentam em todos os elementos estruturais uma vez que o contato passa a impedir deslocamentos na direção horizontal.

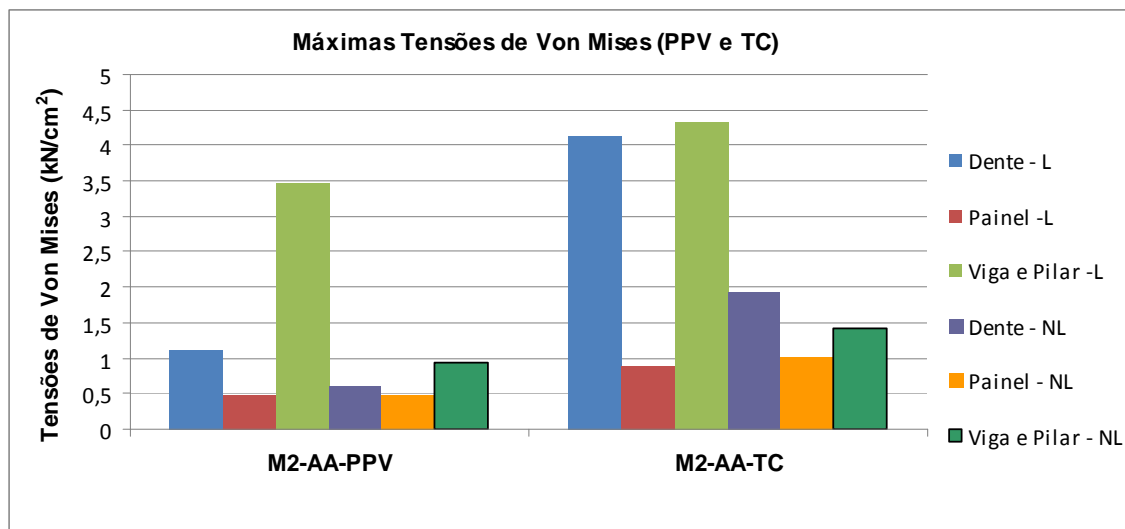


Figura 5.28 – Tensões de Von Mises do Modelo M2-AA (kN/cm²).

Conforme observado para os deslocamentos na direção x, as tensões também apresentam uma mudança de inclinação na curva do Modelo M2-AA-TC-NL no primeiro incremento de carga, em virtude da aplicação total do valor da temperatura constante, e a partir do sexto incremento de carga, onde inicia o contato entre as superfícies na junta (Figura 5.29).

Vale ressaltar que nas análises sem ação térmica desenvolvidas, tanto lineares como não lineares, não houve contato entre os elementos estruturais localizados na junta.

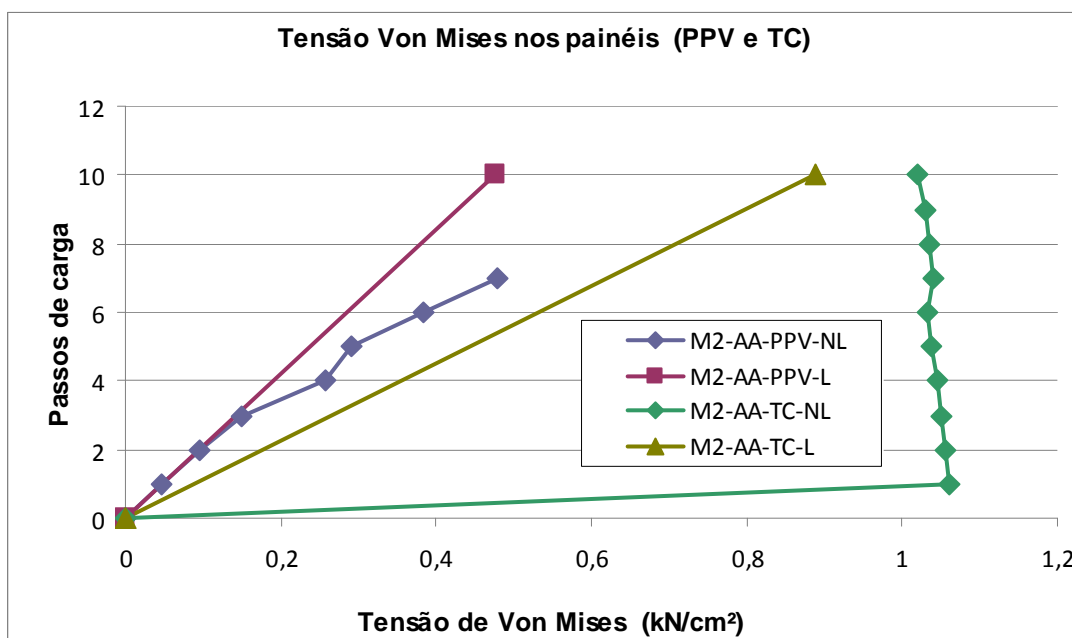


Figura 5.29 – Tensões de Von Mises nos painéis do Modelo M2-AA (kN/cm²).

O quadro de fissuração obtido nas análises desenvolvidas do Modelo 2 M2-AA-TC-NL, no

último passo de carga estão apresentados na Figura 5.30. As Figuras 5.31 (a e b) ilustram a disposição dos elementos de contato utilizados na estrutura, entre a região A e a região B, na junta de dilatação considerada neste Capítulo.

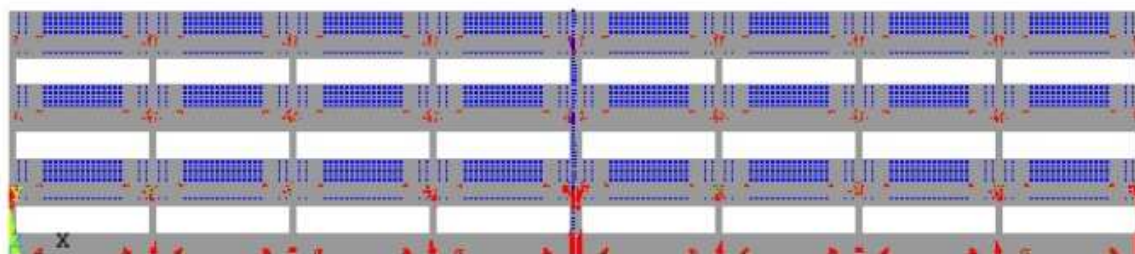
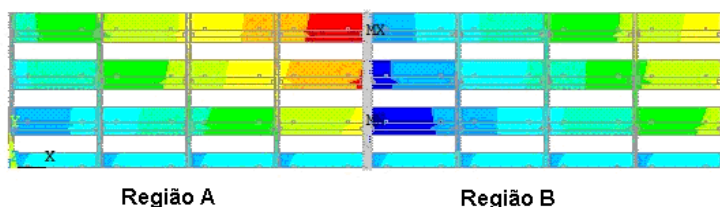
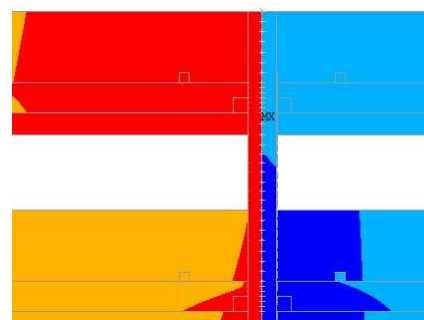


Figura 5.30 – Quadro de fissuração do Modelo M2.

A Figura 5.32 apresenta os valores obtidos nas tensões de contato em cada incremento de carga considerado nas análises não-lineares desenvolvidas. Vale ressaltar que as superfícies entre pilares e entre painéis apenas entraram em contato após o quinto incremento de carga, lembrando que o espaçamento entre as juntas é de 1 cm.



(a) Deslocamentos horizontais (direção x).



(b) Detalhe dos elementos de contato entre pilares e painéis.

Figura 5.31 – Elementos de contato utilizados na junta do Modelo M2-AA-TC-NL.

A Figura 5.33 mostra uma ilustração das tensões nos elementos de contato para o sexto e décimo passo de carga, em uma região onde ocorre contato entre a parte A da estrutura e a parte B (Figura 5.31).

Finalmente, é importante considerar que a junta de dilatação em estruturas formadas por painéis de fechamento tem um papel muito importante por gerar solicitação considerável decorrente da ação térmica. Embora sejam elementos considerados na análise estrutural

apenas com função de fechamento, são elementos estruturais que podem acarretar esforços não previstos no sistema, caso as juntas de dilatação não sejam consideradas nas análises.

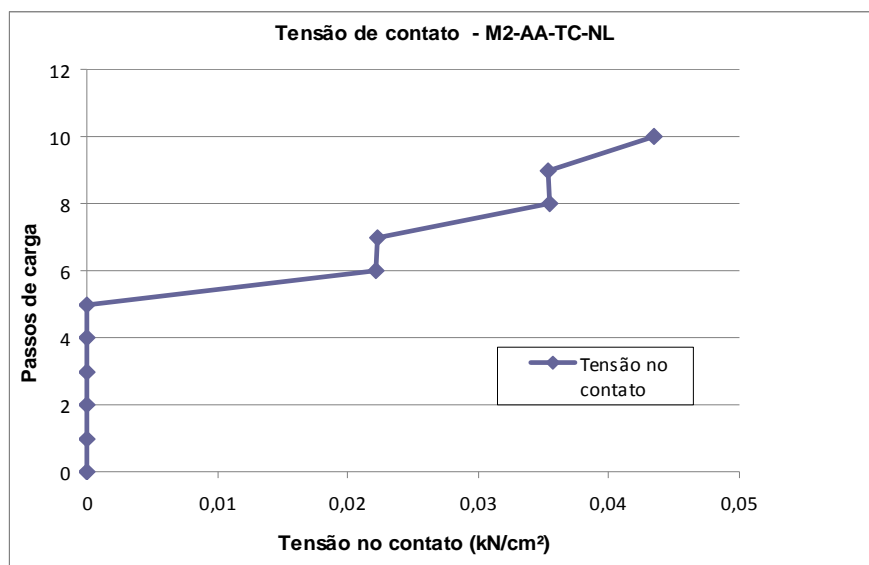


Figura 5.32 – Tensões na superfície de contato M2-AA-TC-NL (kN/cm^2).

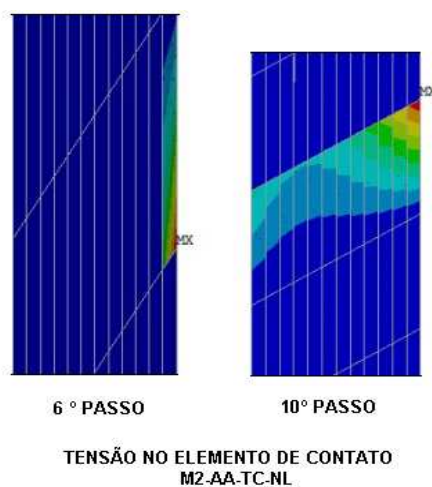


Figura 5.33 – Tensões nos elementos de contato M2-AA-TC-NL (kN/cm^2).

Nas análises sem efeito térmico não houve contato entre os elementos adjacentes à junta de dilatação. Porém, nas análises considerando temperatura constante o contato iniciou-se a partir do sexto incremento de carga, ou seja, a consideração do efeito térmico é altamente recomendada nas análises de estruturas com painéis pré-moldados de fechamento.

CAPÍTULO 6

CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

6.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O uso de painéis pré-moldados de fechamento tem sido utilizado de forma sistemática no país. Nestes termos, observa-se a importância de se conhecer melhor o comportamento estrutural destes sistemas.

Sabe-se que o dimensionamento estrutural é altamente influenciado pelo tipo de ligação painel-estrutura, sendo esta última também passível de maior enrijecimento e capacidade de absorver efeitos de segunda ordem.

Devido ao crescente número de edificações construídas utilizando painéis pré-moldados de fechamento, especialmente em estruturas de pequeno porte (3 pavimentos), este trabalho avaliou o comportamento de alguns tipos de ligações usuais no Brasil, levando-se em conta a ação do vento e efeito térmico, a não-linearidade física dos materiais envolvidos, bem como o uso de juntas de dilatação.

As principais conclusões obtidas das análises numéricas desenvolvidas neste trabalho podem ser agrupadas como segue:

- Os resultados da análise linear para ação do peso-próprio e vento mostraram que, com relação aos deslocamentos horizontais (direção x), os valores são maiores nas análises com ligações acopladas em ambas as extremidades dos painéis (AA), tem valores intermediários no caso de ligações mistas – soldada/acoplada (SA) e valores inferiores no caso de ligações soldadas (SS);
- Nas análises lineares sob temperatura constante, as ligações soldadas resultam em maiores deslocamentos na direção z . Os menores valores acontecem nas ligações acopladas e valores intermediários nas ligações mistas. Este comportamento decorre da condição de maior rigidez da estrutura no caso de ligações soldadas, gerando, portanto, maior flexão nos painéis;
- Quanto às tensões de Von Mises, as análises lineares mostram que, as tensões são

críticas nos dentes dos painéis, uma vez que concentra altas tensões que são transmitidas ao conjunto viga-pilar;

- Nas análises não-lineares, quanto aos deslocamentos na direção perpendicular ao plano do painel, decorrente de sua flexão, o uso de ligações de contraventamento acopladas (AA) resultam em valores críticos, comparado ao uso de ligações soldadas (SS);
- As tensões críticas nos painéis obtidas nas análises não-lineares, para o carregamento devido ao peso-próprio e vento, para o caso de ligações mistas. Entretanto, incluindo o efeito térmico de variação de temperatura, as tensões são críticas para o caso de ligações soldadas;
- Nos dentes dos painéis, as maiores tensões resultantes foram no caso de ligações acopladas (AA) considerando o efeito da temperatura variável;
- O quadro de fissuração é crítico nos painéis inferiores, sendo ainda mais concentrado no painel do meio, por ser menor e apresentar maior rigidez devido às ligações. Vale ressaltar que os painéis centrais, embora menores, tornam-se limitantes do processo de convergência por apresentarem alto grau de fissuração;
- Finalmente, é importante considerar que a junta de dilatação em estruturas formadas por painéis de fechamento tem um papel muito importante por gerar solicitação considerável decorrente da ação térmica.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Uma vez que o foco deste trabalho foi analisar estruturas pré-moldadas de pequeno porte, até 3 pavimentos, usualmente muito utilizadas no Brasil com painéis pré-moldados de fechamento, é importante analisar de forma mais detalhada o espaçamento adequado para as juntas de dilatação. Um estudo numérico importante seria analisar de forma tridimensional, a fim de considerar os efeitos de uma fachada em relação a outra.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT – Projeto e execuções em concreto pré-moldado – NBR 9062. Rio de Janeiro, 2006.

CANHA, R. M. Estudo teórico-experimental da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 2004.

CASTILHO, V. C. Análise estrutural de painéis de concreto pré-moldado considerando a interação com a estrutura principal. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 1998.

DIAS, L. A. M. Edificações de Aço no Brasil, Editora Zigurate, São Paulo, 2002.

EUROCODE 2. Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings, 2002.

GAIOTTI, R. Interactive Effects of non-structural elements on the behaviour of tall building structures. PhD (Thesis). University of Canada, Ottawa, 1990.

KOTINDA, T. I. Modelagem numérica de vigas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga. 114p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

KRÜGER, P. G. V. Análise de painéis de vedação nas edificações em estrutura metálica. Ouro Preto. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais, 2002.

LIMA, M. C. V.; CASTILHO, V. C.; GESUALDO, F. A. R. Efeito de enrijecimento da estrutura principal por meio de painéis pré-moldados de fechamento. In: IBRACON – 45º Congresso Brasileiro do Concreto. Recife, Pernambuco, 2005.

MELO, C. E. E. Manual Munte de projetos em pré-fabricados de concreto. Editora Pini: São Paulo, 2004.

OLIVEIRA, L. A. Tecnologia de painéis pré-fabricados arquitetônicos de concreto para emprego em fachadas de edifícios. Dissertação (Mestrado). Engenharia de Construção Civil. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. PCC-EPUSP. São Paulo, 2002.

PAULA, G. F. Interação entre painéis pré-moldados de concreto e a estrutura principal por meio de modelos numéricos em elementos finitos. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Uberlândia, 2007.

PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. PCI design handbook: precast and prestressed concrete. 6. Ed., Chicago, PCI, 2004.

RODRIGUES, LEZZIR FERREIRA. Juntas em pavimentos de concreto: Dispositivos de transferência de carga. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

UEHARA, F. N.; FERREIRA, M. A. Critérios de projeto para ligações entre painéis de fachada e estrutura. In: 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado. São Carlos, 3 e 4 de Novembro, 2005.

UEHARA, F. N. Diretrizes para desenvolvimento de projeto para ligações de painéis de fachada horizontais de concreto pré-moldados. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.