



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Nº 030

**INTERAÇÃO ENTRE PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS
DE CONCRETO E A ESTRUTURA PRINCIPAL
POR MEIO DE MODELOS NUMÉRICOS EM
ELEMENTOS FINITOS**

GISANDRA FARIA DE PAULA

Uberlândia, 15 de março de 2007.



FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Nº 030

**INTERAÇÃO ENTRE PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS
DE CONCRETO E A ESTRUTURA PRINCIPAL
POR MEIO DE MODELOS NUMÉRICOS EM
ELEMENTOS FINITOS**

GISANDRA FARIA DE PAULA

Uberlândia, 15 de março de 2007.



FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil



GISANDRA FARIA DE PAULA

**INTERAÇÃO ENTRE PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO E A
ESTRUTURA PRINCIPAL POR MEIO DE MODELOS NUMÉRICOS EM
ELEMENTOS FINITOS**

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.

Área de Concentração: Engenharia das Estruturas.

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

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

UBERLÂNDIA, 15 DE MARÇO DE 2007.

FICHA CATALOGRÁFICA:

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

P324i Paula, Gisandra Faria de, 1978-

Interação entre painéis pré-moldados de concreto e a estrutura principal por meio de modelos numéricos em elementos finitos / Gisandra Faria de Paula. - 2007.

129 f. : il.

Orientadora: Maria Cristina Vidigal de Lima.

Co-orientadora: Vanessa Cristina de Castilho.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Inclui bibliografia.

1. Engenharia de estruturas - Teses. I. Lima, Maria Cristina Vidigal de. II. Castilho, Vanessa Cristina de. II. Universidade Federal de Uberlândia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDU: 624.01



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil



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

ATA Nº: 030/2007

CANDIDATA: Gisandra Faria de Paula

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

CO-ORIENTADORA: Prof.^a Dr.^a Vanessa Cristina de Castilho

TÍTULO: "Contribuição dos painéis pré-moldados de concreto no enrijecimento da estrutura principal"

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Engenharia das Estruturas

LINHA DE PESQUISA: Comportamento Estrutural

DATA: 15 de março de 2007

LOCAL: Sala de Reuniões da FECIV

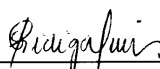
HORÁRIO DE INÍCIO E TÉRMINO DA DEFESA: 14h - 16:30h

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

☒ **APROVADA**

☐ **REPROVADA**

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


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


Membro: Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira – UFSCAR/SP


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

Uberlândia, 15 de março de 2007.

DEZ POEMAS DIFERENTES

Pra cada lágrima triste que chorei, surgiram dez poemas diferentes.

Ao Pai agradeço a estrada que passei, passei e se Ele quiser vou novamente.

Pois quem acredita em Deus, não tem medo da escuridão,
aprendi que quem faz o mal só merece perdão.

Perdão que é o perfume da flor, o abraço contra a solidão,
Sorriso no rosto e a bondade estampada nas mãos.

Pra cada mentira que um dia suportei,
Em mim uma verdade falava docemente.

Que o bem não estava nas sobras que eu dei,
O pobre é aquele que ajuda indiferente.

Pergunte pro seu coração, se fez pensando em receber,
Se a gente pode ser feliz vendo o outro sofrer.

Pergunte pro seu coração, se foi certo o passo que deu
Porque se a gente melhorar vence você e eu.

O amor é bênção que vem de Deus,
Há quem diga é só meu, o amor é de quem quiser, quem tiver.

O amor é a chave de uma razão, que sempre tem solução,
Pra tudo que a gente quer.

(Marrom Brasileiro / Recife - PE)

*À minha trajetória de
convivência sem fim: meus pais,
Ângelo e Gislene, e meus irmãos,
Gisângela, Miguel Ângelo e
Máisner.*

AGRADECIMENTOS

("Haja o que houver eu estou aqui..." Madre Deus)

A Deus, princípio fundamental de todas as coisas. Por se revelar intensamente, a cada dia, esta LUZ essencial em minha existência.

("Pai e mãe, ouro de mina..." Djavan)

Aos meus pais, Ângelo e Gislene, pelos valores repassados, incentivo nos estudos, por demonstrarem sempre o verdadeiro significado das palavras pai e mãe: amor, carinho, cuidado, afeto.

("Maravilha, juventude, tudo de mim, tudo de nós..." 14 Bis)

Aos meus irmãos, Gisângela, Miguel Ângelo e Máisner, pela torcida, confiança e entusiasmo de cada dia. Pelas brincadeiras e bobagens diárias. O livro da vida de nossa existência já tem muita história para contar...

("Família, família..." Titãs)

A vovó Eme (Emerenciana) e Tia Jane, pela fé e orações salesianas.
Aos tios e primos pelas palavras de incentivo.

("Amigo é coisa pra se guardar..." Milton Nascimento)

Um OBRIGADA! especial a duas pessoas essenciais na conquista deste trabalho:
Ao Anderson, pelos primeiros ensinamentos de Ansys, pela paciência em ouvir meus questionamentos e solucionar minhas dúvidas. Por me animar nos meus momentos de fraqueza. Além de engenheiro e cunhado, você é um grande amigo!

Ao William, pela amizade crescente iniciada ainda na graduação. Pela paciência extrema em ouvir, refletir e resolver meus problemas com o Ansys. Pelas constantes palavras de incentivo ao longo deste mestrado. Pelos inúmeros 'traz e leva' de livros e dissertações de São Carlos para Uberlândia. É muito bom poder contar contigo!

("Ao invés de colecionar selos ou moedas, eu coleciono amigos..." Paulinho Tapajós)

À Elisângela e Nelmira (buscapés!), pelo espírito mosqueteiro de ser, seja na graduação, no mestrado e no nosso dia-a-dia: 'Uma por todas e todas por uma!'. À

Elizani, Gisele e Michele (mongas de Goiânia!), Kilzy e Angélica (amicíssimas da facul!), Karina, Nádia e Poliana (Tipatias!), Teca (Básical), Rosana, Eugênia, Jorge (Salve, JV!), Devanir, Renan, Ronaldo, Adriano (Dri), Augusto (Gutão).

Aos novos amigos conquistados no mestrado: Viviane (Vivi's), Felipe (Mestre!), Djalma, Fernanda, Newton, Norman.

Aos amigos da AJS (Articulação da Juventude Salesiana) e do grupo de voluntariado VIDES.

Aos novos amigos conquistados no Ministério da Integração Nacional - Secretaria Nacional de Defesa Civil, especialmente à Cris Lourenço e à Elaine (Tia!), que sempre se dispuseram a compartilhar comigo meus sentimentos com este estudo.

Vocês que sempre me amaram, que sempre torceram comigo pelo sucesso em minhas conquistas, nos estudos, no trabalho, nas minhas 'n' viagens. Vocês que sempre foram o conforto que precisava em meus momentos de fragilidade. Vocês... AMIGOS!

Aos professores, Dr. Arquimedes Diógenes Cilloni e Dra. Raquel Rade, pelas cartas de referência dadas para o ingresso no mestrado. Obrigada!

Aos professores do mestrado, por difundirem e ampliarem ainda mais meus conhecimentos de engenharia.

Aos professores, Dr. Domingos Rade e Dr. Francisco A. R. Gesualdo, pelas valiosas contribuições dadas na qualificação.

Ao professor, Dr. Carlos Alberto Faria, pelo apoio disponibilizado na reta final deste trabalho.

Às professoras, Dra. Maria Cristina V. Lima e Dra. Vanessa C. de Castilho, pela oportunidade do tema apresentado, pelas orientações, sugestões e paciência em minha busca na conquista deste trabalho.

A CAPES, pelo período em que fui bolsista.

Ao meu diretor, José Luis D'Ávila Fernandes, pelo apoio e pela disponibilidade de tempo concedidos desde minha chegada à SEDEC para a continuidade e término deste trabalho.

Ao Secretário Nacional de Defesa Civil, Jorge do Carmo Pimentel, pela constante força e incentivo nos estudos, pela disponibilidade de tempo concedida nesta reta final e por sempre insistir no *"mens sana in corpore sano"*.

PAULA, Gisandra Faria. *Interação entre painéis pré-moldados de concreto e a estrutura principal por meio de modelos numéricos em elementos finitos.* Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia. 129p.

RESUMO

Os painéis pré-moldados de concreto apresentam função arquitetônica e estrutural importante para as edificações, tendo o seu uso intensificado no Brasil. Estudos anteriores mostram a contribuição dos painéis em reduzir os esforços e deslocamentos da estrutura principal, resultando em estruturas mais econômicas. Este trabalho avalia a interação dos painéis com a estrutura principal por meio de análise numérica utilizando o software ANSYS (versão 9.0), sob o efeito das ações laterais. São desenvolvidas duas análises de estruturas de pavimento único (galpão), uma constituída por painéis verticais fixados na viga e outra por painéis horizontais fixados nos pilares, utilizando-se os elementos finitos SOLID65, SOLID45, SHELL63, BEAM4, BEAM44, TARGE170 E CONTA173. Os resultados obtidos mostram que os painéis contribuem no enrijecimento da estrutura principal, promovendo uma diminuição dos deslocamentos da estrutura. Verifica-se, também, que este enrijecimento ocasiona solicitações nos painéis e nas ligações, sendo estas as mais críticas e, muitas vezes, não são consideradas no projeto estrutural. Na segunda análise, com os painéis horizontais fixados nos pilares por meio de chapas metálicas de ligação, os resultados mostram que a contribuição dos painéis na rigidez da estrutura principal é afetada pelo valor da excentricidade da ligação, com a ocorrência de tensão crítica nas ligações, a qual aumenta com o decréscimo da espessura da chapa. O uso de chapas com espessura maior resulta em menores tensões, mas transferem flexão lateral aos painéis. A consideração do efeito térmico implica em maiores tensões tanto nos painéis quanto nas ligações e em maiores esforços de flexão lateral nos painéis. A contribuição dos painéis pode ser considerada numa estratégia de projeto, uma vez que resulta em economias de materiais por meio da possibilidade de redução da dimensão dos pilares.

Palavras-chaves: painel pré-moldado, enrijecimento, deslocamento da estrutura principal, tensão nos painéis, tensão nas ligações, temperatura.

PAULA, Gisandra Faria. *Interaction between precast concrete panels and the main structure via numerical models in finite elements.* Msc Dissertation, School of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, 2004. 129p.

ABSTRACT

Precast concrete panels reveal an important architectural and structural function for constructions, and their use has grown in Brazil. Previous studies indicate the panels' contribution in reducing efforts and displacements in the main structure, resulting in more economical structures. This work analyzes the panels' interaction with the main structure via numerical analysis by using the ANSYS Software, under the effect of lateral actions. Two analyses of one-floor structures are developed: one is constituted of vertical panels connected to the beam and the other one is constituted of horizontal panels connected to the columns, using SOLID65, SOLID45, SHELL63, BEAM4, BEAM44, TARGE170, and CONTA173 finite elements. Results show the importance of the contribution of panels towards the stiffness of the main structure, promoting a reduction in the structure's displacements. Such stiffness causes stresses in the panels and in the connectors, being the latter the most critical. Quite often these stresses are not considered in the structural project. In the second analysis, with the horizontal panels connected to the columns via plate connection, results show that the precast panels' contribution to the stiffness of the main structure is highly significant and it is affected by the eccentricity of the connection with occurrence critical stress in the connections and increases as the plate's thickness decreases. The use of plates with greater thickness results in less stress, but they transfer lateral bending to the precast panels. The thermal effect's consideration implies in such a greater tensions in the panels how much in the connections and greater efforts of lateral bending in the panels. The panels' contribution may be considered a design strategy, due to the fact that they produce an effective material economy by means of the possibility of reduction of column dimensions.

Keywords: precast concrete panel, stiffness, displacement of main structure, panel stress, connector stress, temperature.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	INTRODUÇÃO	12
1.1	IMPORTÂNCIA DO TEMA	12
1.2	OBJETIVOS	14
1.2.1	Objetivo principal	14
1.2.2	Objetivos específicos	14
1.3	APRESENTAÇÃO DO TRABALHO	14
CAPÍTULO 2	CONSIDERAÇÕES SOBRE OS PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO	16
2.1	INTRODUÇÃO	16
2.2	HISTÓRICO	17
2.3	PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO	20
2.4	TIPOS DE PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO	21
2.4.1	Geometria da seção transversal	21
2.4.2	Capacidade estrutural	22
2.5	DIMENSIONAMENTO DOS PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO	27
2.5.1	Introdução	27
2.5.2	Etapas transitórias	27
2.5.3	Etapas de serviço	35
2.6	LIGAÇÕES	38
2.6.1	LIGAÇÕES PARA PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO	38
CAPÍTULO 3	ESTUDOS ANTERIORES SOBRE A INTERAÇÃO PAINEL – ESTRUTURA PRINCIPAL	44
3.1	GOODNO E PALSSON (1986)	44
3.2	HENRY E ROLL (1986)	47

3.3 GAIOTII (1990)	51
3.4 CASTILHO (1998).....	57
3.5 LIMA, CASTILHO E GESUALDO (2005)	69
CAPÍTULO 4 ANÁLISE NUMÉRICA.....	74
4.1 INTRODUÇÃO.....	74
4.2 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS	75
4.2.1 Elemento SOLID65	75
4.2.2 Elemento SOLID45	76
4.2.3 Elemento SHELL63	77
4.2.4 Elemento BEAM4	77
4.2.5 Elemento BEAM44	78
4.2.6 Elementos CONTA173 e TARGE170	78
4.3 PRIMEIRA ANÁLISE NUMÉRICA.....	79
4.3.1 Análise dos deslocamentos.....	87
4.3.2 Análise das tensões.....	90
4.3.3 Análise dos efeitos de segunda ordem.....	92
4.4 SEGUNDA ANÁLISE NUMÉRICA.....	95
4.4.2 Análise dos deslocamentos.....	102
4.4.3 Análise das tensões.....	105
4.4.4 Análise de temperatura	110
4.4.5 Análise de temperatura variável nos painéis	115
4.4.6 Redimensionamento da estrutura.....	121
CAPÍTULO 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES.....	124
REFERÊNCIAS.....	127

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 IMPORTÂNCIA DO TEMA

Atualmente, a construção civil, em todo o mundo, encontra-se em um período claramente dedicado à busca e implementação de estratégias de modernização do setor, em que a industrialização da construção tem um papel fundamental.

Segundo Sabbatini (1989), a industrialização da construção é um processo evolutivo que, através de ações organizacionais e da implementação de inovações tecnológicas, métodos de trabalho e técnicas de planejamento e controle, objetiva incrementar a produtividade e o nível de produção e aprimorar o desempenho da atividade construtiva.

Koncz (1973) afirma que a industrialização é a única possibilidade de aumentar a produtividade da indústria da construção.

Sob um aspecto bastante amplo, a industrialização da construção compreende um intenso estudo da tecnologia dos produtos utilizados, bem como dos processos envolvidos na aplicação destes produtos. De nada resolveria investir no desenvolvimento e qualidade dos materiais empregados na construção civil se eles continuassem a serem aplicados com as mesmas técnicas rudimentares, com a mesma mão-de-obra desqualificada e com as mesmas condições de trabalho desfavoráveis (BALLARIN, 1993).

Nesse sentido, as tendências mais consideráveis relacionam-se ao emprego de sistemas totais ou parcialmente pré-moldados, onde a construção ou parte dela é moldada fora de

seu local de utilização definitivo e a capacidade de maximizar o potencial de industrialização embutido nos processos construtivos é consideravelmente significativa.

Entre os elementos pré-moldados disponíveis no mercado tem-se o painel pré-moldado de concreto (ou painel de fechamento em concreto) utilizado para compor as fachadas das edificações (vedações verticais) em substituição à alvenaria usual existente.

Como vantagens de utilização deste elemento destacam-se a precisão geométrica, a variedade de dimensões e acabamentos, a facilidade de instalação de caixilhos, além da incorporação de revestimentos na etapa de produção, tais como auto-relevos, cerâmicas, pigmentos e pinturas, imprimindo uma maior velocidade ao processo construtivo, eliminando etapas e dificuldades relativas à execução dos acabamentos, fatores imprescindíveis no processo de industrialização construtiva de vedações verticais (SILVA, M. G. e SILVA, V. G, 2004).

Geralmente, os painéis são projetados para transferir o seu peso próprio e a ação do vento para a estrutura principal, além de resistirem aos impactos durante a ocorrência das fases transitórias. Esta transmissão de cargas é feita por meio de ligações soldadas ou aparafusadas formando uma estrutura única capaz de resistir aos esforços para os quais ela foi projetada.

Considerando que esta transferência de esforços do elemento painel para a estrutura principal ocasiona um efeito de rigidez adicional na interação painel-estrutura, em sua maioria, desprezado durante a análise estrutural, promovendo uma diminuição dos esforços e deslocamentos da estrutura principal, torna-se importante realizar um estudo da contribuição dos painéis na rigidez lateral das edificações. Tal consideração proporciona ao projeto estrutural ser redimensionado de forma a promover uma economia global na estrutura.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal deste trabalho é estudar o efeito da interação entre painéis pré-moldados de concreto e a estrutura principal por meio de modelos numéricos em elementos finitos.

1.2.2 Objetivos específicos

De acordo com o objetivo principal, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- a) Simular numericamente o comportamento da estrutura com os painéis pré-moldados de concreto considerando os mesmos no comportamento global da estrutura;
- b) Analisar os esforços atuantes nos painéis e nas ligações entre o elemento painel e a estrutura principal;
- c) Analisar o comportamento dos painéis sob o efeito de temperatura constante e variável;
- d) Avaliar a possibilidade de redimensionamento da estrutura a fim de promover a execução de estruturas mais econômicas.

1.3 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho é composto por cinco capítulos: os três primeiros abordam uma revisão bibliográfica sobre o tema e os dois últimos versam sobre os modelos numéricos e as análises realizadas. Todos, resumidamente, descritos a seguir:

- Capítulo 1: apresenta a importância do tema, os objetivos da pesquisa e a estrutura de apresentação do trabalho;

-
- Capítulo 2: aborda o surgimento dos elementos pré-moldados, as vantagens e desvantagens em sua utilização, enfatizando as principais características do painel pré-moldado de concreto, critérios para o seu dimensionamento e aspectos relacionados às ligações;
 - Capítulo 3: apresenta as pesquisas internacionais e nacionais desenvolvidas sobre a contribuição dos painéis no enrijecimento da estrutura principal;
 - Capítulo 4: apresenta as duas análises numéricas por meio de elementos finitos realizadas entre os painéis pré-moldados de concreto e a estrutura principal, abordando a comparação entre os deslocamentos obtidos na estrutura principal sem e com a consideração dos painéis, a análise de esforços nos painéis e nas ligações, a incidência do efeito de temperatura nos painéis e a avaliação do redimensionamento da estrutura;
 - Capítulo 5: apresenta as principais conclusões deste trabalho e propostas para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

CONSIDERAÇÕES SOBRE OS PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO

2.1 INTRODUÇÃO

Segundo El Debs (2000) a pré-moldagem é caracterizada como um processo de construção em que a obra, ou parte dela, é montada fora de seu local de utilização definitivo, sendo freqüentemente relacionada a outros dois termos: a pré-fabricação e a industrialização da construção.

A pré-moldagem, para Koncz (1973), caracterizada por ele como pré-fabricação, é o método industrial construtivo em que os elementos fabricados em grande série, por métodos de produção de massa, são montados na obra mediante o uso de equipamentos e dispositivos de elevação.

Entre as vantagens da utilização destes elementos podem-se destacar:

- A redução dos prazos de edificação, já que há uma independência nas etapas de construção dos elementos da estrutura, visto que todo ou parte dele vêm prontos da fábrica ou canteiro-de-obra, facilitando o cumprimento de cronogramas;
- Em uma produção sistematizada, permite o emprego de máquinas, a grande reutilização de fôrmas, o emprego da pró-tensão com armadura pré-tracionada, o melhor aproveitamento de materiais utilizando seções que possibilitem este

rendimento, ocorrendo um maior controle da mão-de-obra e qualidade dos elementos produzidos e economia nos custos da produção;

- A redução dos materiais empregados, como o uso de cimbramentos, diminuindo o peso total da edificação;
- A independência das condições climáticas, já que a produção dos elementos pode ocorrer em locais cobertos, fator de grande importância em países de clima muito frio.

Entretanto, deve-se atentar para algumas desvantagens destes elementos a fim de tentar minimizar os efeitos que vêm confrontar o uso desta industrialização construtiva, como aquelas decorrentes da colocação dos elementos nos locais definitivos de utilização, definidas por fases transitórias, que compreendem os processos de desmoldagem, transporte e montagem destes elementos e a necessidade de se prover ligações entre os mesmos.

2.2 HISTÓRICO

O surgimento dos elementos pré-moldados ocorreu na Europa no século XIX, conjuntamente com o desenvolvimento do concreto armado, e tem-se como registro da primeira edificação utilizando estes elementos as vigas do Cassino Biarritz, em Paris, em 1891 (Figura 2.1).



Figura 2.1 – Cassino Biarritz, Paris.

Fonte: <disponível em: www.journaldescasinos.com/.../cpbiarritz2.JPG, acesso em 23/01/2006>

Após esta data, verificou-se um interesse neste tipo de construção ocorrendo algumas obras consideradas marco para a história dos elementos pré-moldados, como por exemplo, o surgimento preliminar, ocorrido nos Estados Unidos, em 1908, de edificações utilizando o processo *tilt-up*, onde as paredes são fabricadas próximas ao seu local definitivo de utilização na posição horizontal sobre o solo e depois levantadas para a posição vertical, tendo como símbolo deste sistema o frontal da Igreja Metodista de Zion, Illinois, projetado por Robert Aiken (veja Figura 2.2).



Figura 2.2 – Frontal da Igreja Metodista de Zion, Illinois – USA – 1908.

Fonte: <disponível em: www.emporiodopremoldado.com.br/tiltup/tiltup.htm, acesso em 23/01/2006>

Abaixo, na Figura 2.3, é apresentado um exemplo deste processo, sendo os painéis levantados para a sua posição definitiva na obra por meio de guindaste.



Figura 2.3 – Levantamento de um painel de parede pelo processo *tilt-up*.

Fonte: <disponível em: www.nielsen-inc.com, acesso em 23/01/2006>

Contudo, o grande impulso na aplicação dos elementos pré-moldados ocorreu na Europa, no período após a Segunda Guerra Mundial, em função da necessidade de se construir em grande escala muitas edificações – residências, indústrias, escolas, hospitais, pontes – nos países destruídos pela guerra.

Nos EUA e Canadá este impulso ocorreu a partir das experiências das construções européias do Pós-Guerra. De acordo o American Concrete Institute – ACI (1975), a construção utilizando elementos pré-moldados de concreto para edifícios de múltiplos pavimentos só tornou-se viável na década de 60 (ACI, 1975 apud OLIVEIRA, 2002). Nesta mesma década, foram fundadas associações como o Precast Concrete Institute – PCI, que atua até hoje e tem por objetivo informar o mercado sobre pesquisas e estudos técnicos relacionados à construção pré-moldada.

No Brasil, tem-se como registro do início da utilização da pré-moldagem, a fabricação de estacas para a fundação do Jockey Clube do Rio de Janeiro, em 1925 (veja Figura 2.4) (VASCONCELOS, 1988).

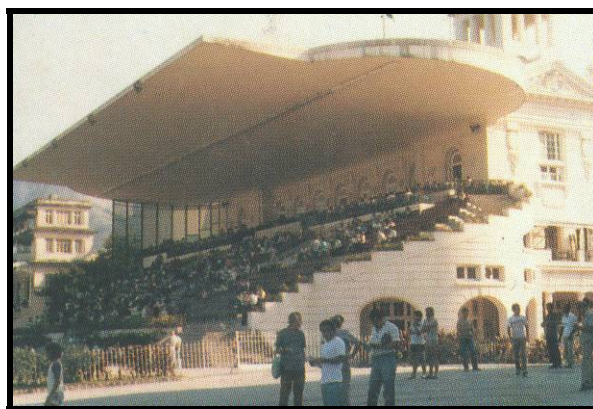


Figura 2.4 – Jockey Clube do Rio de Janeiro construído em 1925.

Fonte: Vasconcelos (1988).

Entre os elementos pré-moldados disponíveis no mercado tem-se o painel de fechamento, que é incorporado nas fachadas de edificações e amplamente utilizado nos EUA e Europa. No Brasil, o interesse pelo uso desta tecnologia vem crescendo desde a década de 90, principalmente nos grandes centros do país, como São Paulo e Rio de Janeiro, que buscam no avanço da industrialização uma maior redução de custos e agilidade no processo de execução. Assim, até hoje, a utilização de painéis de fechamento e elementos estruturais

pré-moldados é mais expressiva nas construções industriais, comerciais e empreendimentos hoteleiros (ABCI, 1980 apud OLIVEIRA, 2002).

Usualmente, os painéis podem ser dispostos de três formas: ao longo da estrutura cobrindo o vão entre pilares, com diversos painéis cobrindo o vão para estruturas de vários pavimentos, ou com diversos painéis cobrindo o vão para estrutura de um pavimento (CASTILHO, 1998), conforme ilustra a Figura 2.5.

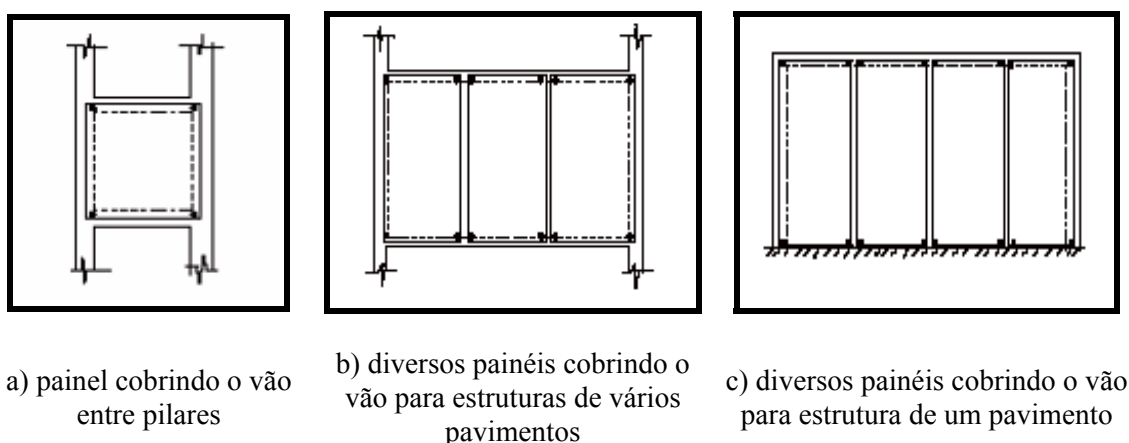


Figura 2.5 – Disposições típicas dos painéis de fechamento.

Fonte: Castilho (1998).

De acordo com a matéria-prima predominante, existem vários tipos de painéis de fechamento, a saber: gesso acartonado, concreto celular autoclavado, poliestireno expandido, cimento reforçado com fibra de vidro e em concreto, o qual é enfatizado no estudo deste trabalho.

2.3 PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO

Os painéis pré-moldados de concreto, por sua composição básica ser em concreto armado, não possui limites dimensionais. Fica apenas restrito à disposição e características da forma, podendo ser metálica e/ou madeira (KRÜGER, 2000).

Estes painéis podem, ainda, ter vários tipos de acabamentos prévios, incluídos na linha de produção, tais como auto-relevos, cerâmicas, pigmentos e pinturas, além da instalação de caixilhos, imprimindo uma maior velocidade ao processo construtivo e eliminando etapas e dificuldades relativas à execução dos acabamentos.

Como registro da utilização inicial de painéis pré-moldados de concreto, consta o seu uso em paredes divisórias na Catedral Notre Dame Du Haut, em Rainey, França, por August Perret em 1923 (Figura 2.6), como uma solução diferente do uso do concreto fabricado *in loco* (PCI, 1973 apud KRÜGER, 2000).



Figura 2.6 – Catedral Notre Dame Du Halt, Rainey – França.

Fonte: < disponível em: www.let.leidenuniv.nl/arthis/arch20/Catalog/Savoye/Images/corba07N.jpg, acesso em 23/01/2006 >

2.4 TIPOS DE PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO

2.4.1 Geometria da seção transversal

Quanto ao formato da seção transversal, os painéis dividem-se em:

- **Maciço:** aqueles cuja seção transversal é homogênea, ou seja, composta por apenas um tipo de material, que ocupa todo o volume visível do elemento;
- **Alveolares:** aqueles cuja seção transversal é formada por partes ocas (vazias) em toda a extensão do elemento;
- **Nervurados:** aqueles fortalecidos por um sistema de nervuras em uma ou duas direções do elemento;
- **Sanduíches:** elementos com peso reduzido constituídos de duas camadas de concreto separadas por um vazio, a ser preenchido com um material leve não-estrutural, com característica de isolante térmico e/ou acústico.

A Figura 2.7, a seguir, caracteriza cada um dos tipos apresentados acima.

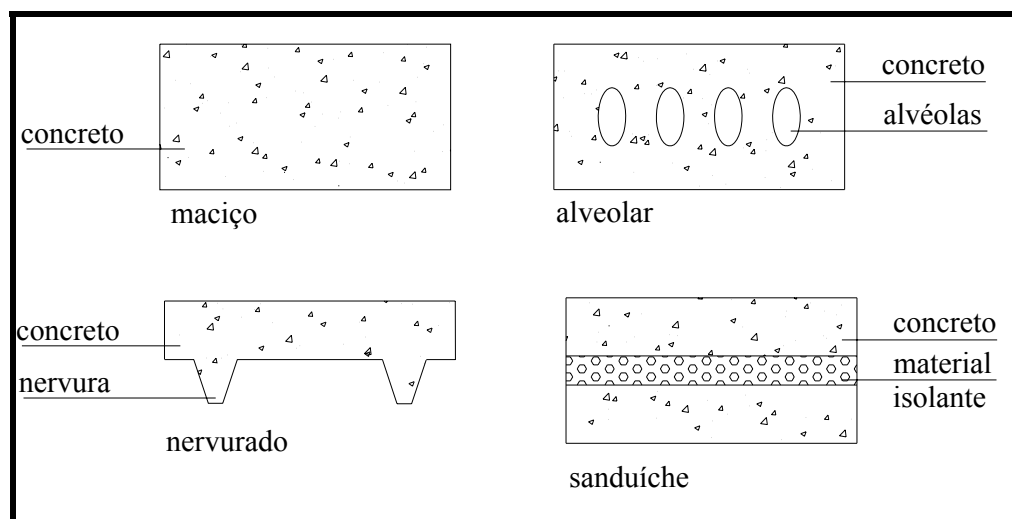


Figura 2.7 – Tipos de painéis em relação à geometria da seção transversal.

Fonte: Oliveira (2001).

2.4.2 Capacidade estrutural

2.4.2.1 Painel não-estrutural

Definido, também, como painel de vedação, é amplamente utilizado em sistemas arquitetônicos e projetado apenas para resistir aos esforços produzidos pelo próprio painel (peso próprio) e por ações horizontais (vento), além de esforços de origem interna. A resistência a cargas verticais é garantida por uma estrutura portante independente.

2.4.2.2 Painel estrutural

O painel estrutural ou portante é aquele responsável pela resistência aos esforços predominantes na estrutura. Frequentemente, são mais econômicos que os anteriores e trabalham de forma independente. Numa edificação constituída por painéis estruturais, cada painel, isoladamente, resiste aos esforços oriundos de ações externas e transferem a outros painéis da estrutura carregamentos verticais e horizontais.

A seguir, estão ilustradas nas Figuras 2.8 a 2.16 construções que recorreram à utilização de painéis pré-moldados para compor as suas fachadas verticais.



Figura 2.8 – United Bank Tower, Colorado Springs, Colorado – USA.

Fonte: Freedman (1999).



Figura 2.9 – Police Administration Building at Philadelphia, Pennsylvania – USA.

Fonte: Freedman (1999).



Figura 2.10 – Boston College Parking Structure, Chestnut Hill, Massachusetts – USA.

Fonte: Freedman (1999).



Figura 2.11 – Teatro de Granollers, Barcelona – Espanha.

Fonte: <disponível em: www.arcoweb.com.br/.../338/o_grande.jpg.jpg, acesso em 01/02/2007>



Figura 2.12 – Boathouse in Sawyer Point, Cincinnati, Ohio – USA.

Fonte: PCI (1998).



Figura 2.13 – Flat Blue Tree Tower Morumbi, São Paulo, SP – Brasil.

Fonte: <disponível em: www.metalica.com.br/pg_dinamica/bin, acesso em 23/01/2006>



Figura 2.14 – BH Bus / Via Shopping, Belo Horizonte, MG – Brasil.

Fonte: < disponível em: <http://www.comunidadeconstrucao.com.br>, acesso em 23/01/2006 >



Figura 2.15 – Plascar S/A Indústria e Comércio, Betim, MG – Brasil.

Fonte: < disponível em: <http://www.comunidadeconstrucao.com.br>, acesso em 23/01/2006 >



Figura 2.16 – Shopping Frei Caneca, São Paulo, SP – Brasil.

Fonte: ABCIC [200-].

2.5 DIMENSIONAMENTO DOS PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO

2.5.1 Introdução

O dimensionamento dos painéis e demais elementos pré-moldados de concreto é similar ao dimensionamento usual do concreto moldado no local. A diferença é que os elementos pré-moldados são dimensionados, também, para as fases transitórias compreendidas pela desmoldagem, transporte e montagem destes elementos.

É preciso, portanto, no dimensionamento dos elementos pré-moldados, fazer uma diferenciação entre duas situações de cálculos distintas, e, no caso dos painéis, se ocorrer a utilização de elementos em grandes dimensões, esta distinção torna-se ainda mais importante, pois a diferença na natureza dos esforços envolvidos é mais significativa (FONSECA, 1994). Assim, estas situações de cálculos são classificadas nas seguintes etapas:

- **Etapas transitórias:** compreendem os processos de fabricação até a montagem do elemento em seu local definitivo de utilização;
- **Etapas de serviço:** compreendem os processos após a montagem, quando há a ocorrência somente de ações externas.

2.5.2 Etapas transitórias

Os processos envolvidos nestas etapas englobam as análises dos esforços decorrentes da fabricação, desmoldagem, transporte e montagem do elemento no local definitivo de utilização. Essas análises requerem uma avaliação cuidadosa, uma vez que a resistência do concreto nessas etapas iniciais ainda é baixa e os pontos de apoio geralmente não são os mesmos da posição definitiva do painel (FONSECA, 1994). Ressalta-se, ainda, que estes processos são interdependentes, ou seja, a escolha construtiva de uma ação em uma etapa afeta as etapas subseqüentes.

O PCI Design Handbook (1992) destaca diversos fatores que podem influenciar no valor dos esforços durante a ocorrência das etapas transitórias, a saber:

- Desmoldagem:
 - posição do painel: horizontal, vertical ou inclinado;
 - sucção da forma e impacto;
 - número e localização dos pontos de içamento;
 - peso do painel.
- Manuseio e estocagem:
 - orientação do painel;
 - localização dos pontos de apoio temporário;
 - localização em relação aos outros painéis;
 - localização em relação ao Sol.
- Transporte:
 - orientação do painel;
 - posição de apoio vertical e horizontal;
 - condições de transporte do veículo e vias públicas;
 - ações dinâmicas.
- Montagem:
 - localização dos pontos de içamento;
 - movimentos durante o içamento (rotação do painel);

- localização dos apoios temporários;
- esforços temporários.

2.5.2.1 Avaliação dos esforços

No estudo de esforços em painéis é interessante salientar que os mesmos são dimensionados para cargas de serviço que atuam basicamente no seu plano médio – ou num plano paralelo a ele. Entretanto, as etapas transitórias submetem o painel a esforços bem diferentes dos previstos para as condições de serviço (FONSECA, 1994).

No processo de desmoldagem, os painéis estão submetidos à ação de momentos fletores, conforme indicado nas Figuras 2.17 e 2.18, com a desfôrma ocorrendo em apenas uma borda e na posição horizontal, respectivamente.

Em alguns casos, é utilizado o processo de levantamento de mesa a fim reduzir os esforços na desmoldagem, como mostrado abaixo, na Figura 2.19.

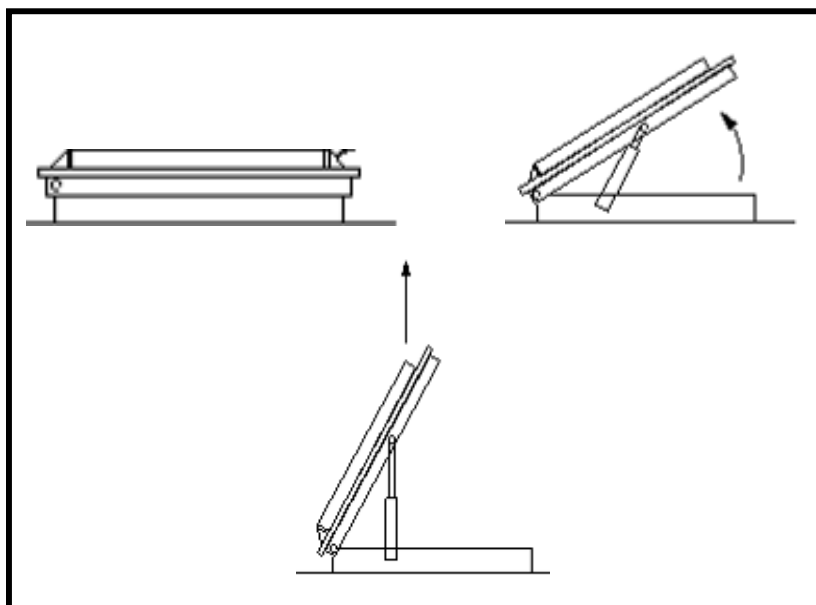
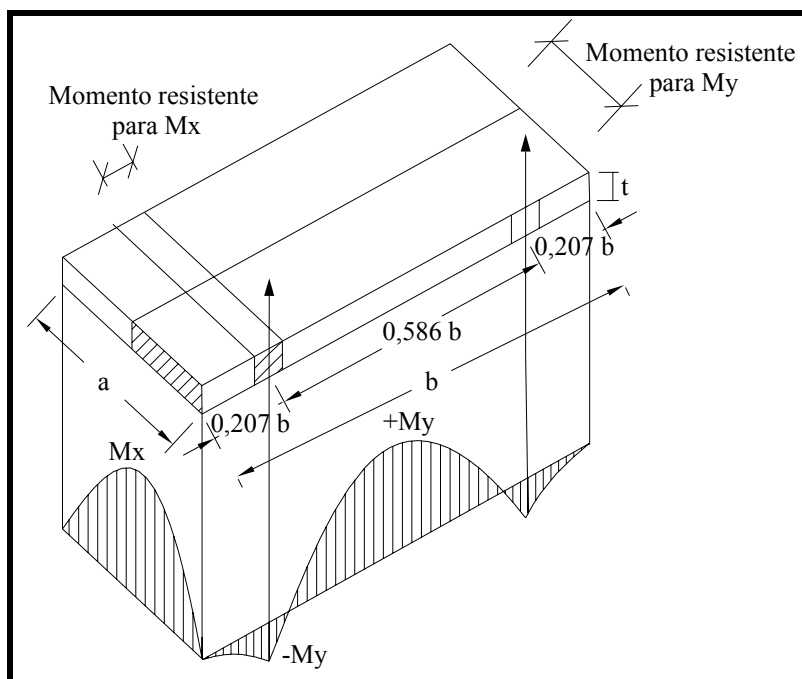


Figura 2.19 – Desmoldagem com levantamento de mesa.

Fonte: PCI (1998).



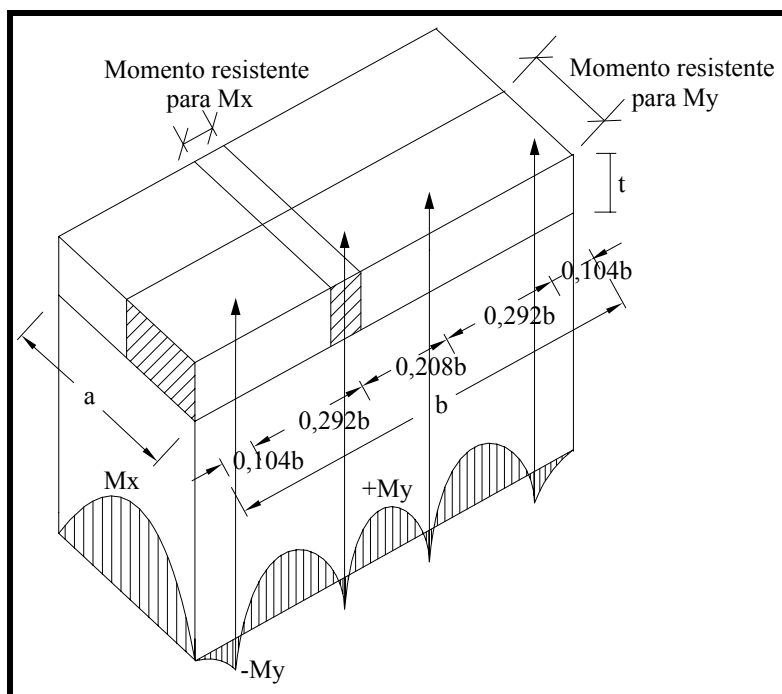
Dois pontos de içamento:

$$M_x = \frac{p \cdot a^2}{8}$$

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

(resistido pela seção de espessura $\frac{a}{2}$)

p = peso próprio por unidade de área



Quatro pontos de içamento:

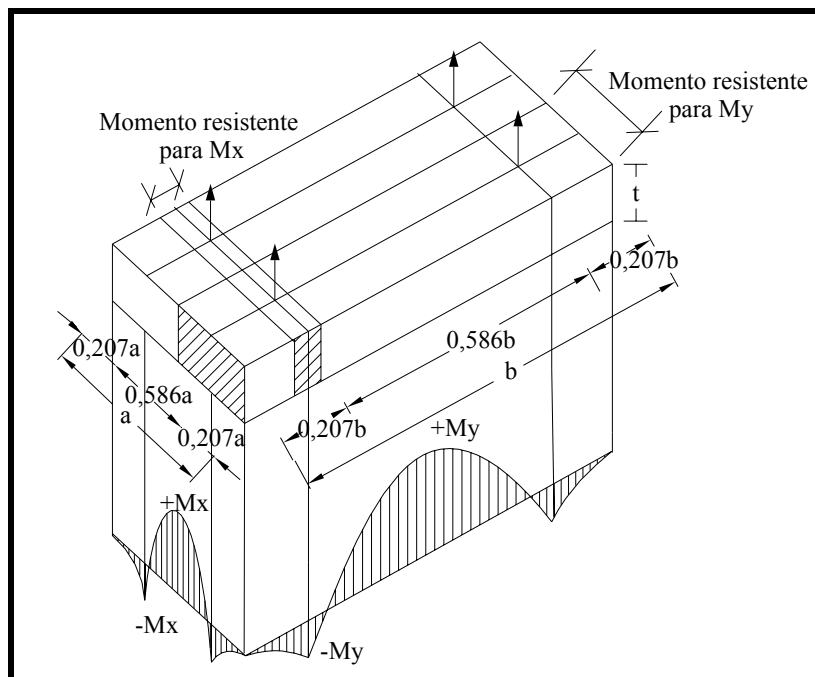
$$M_x = \frac{p \cdot a^2}{8}$$

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

(resistido pela seção de espessura $\frac{a}{2}$)

Figura 2.17 – Momentos desenvolvidos em painéis cuja desfôrma dá-se por levantamento em apenas uma borda.

Fonte: PCI (1998).



Quatro pontos de içamento:

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

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

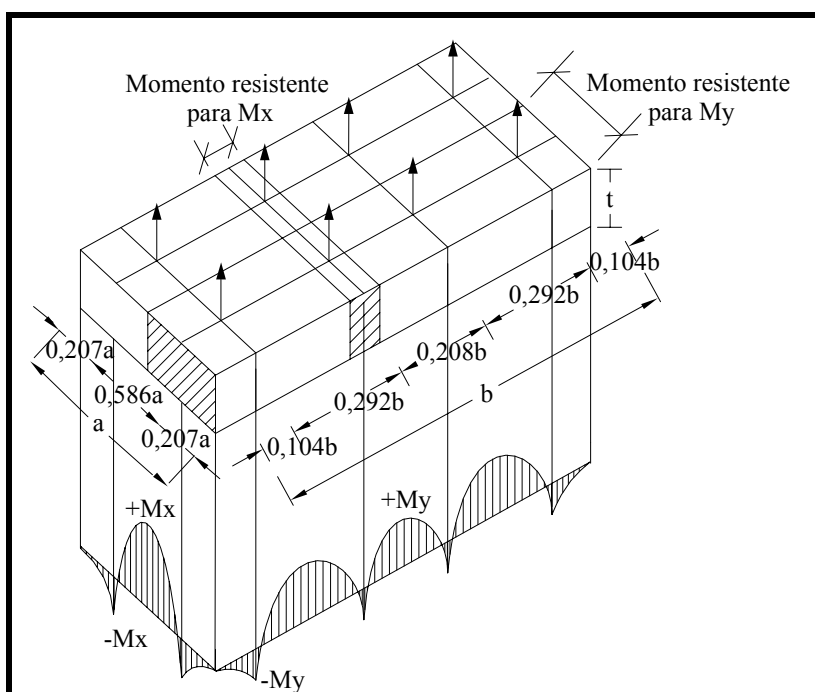
M_x resistido pela seção de espessura

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

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

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

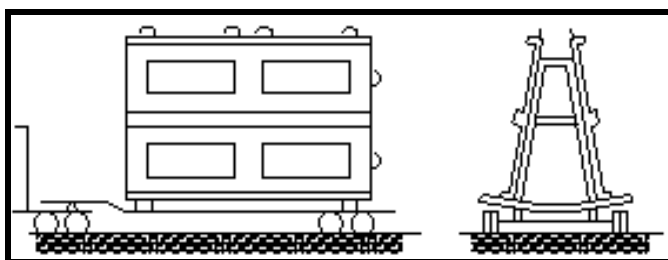
M_y resistido pela

seção de espessura $\frac{a}{2}$

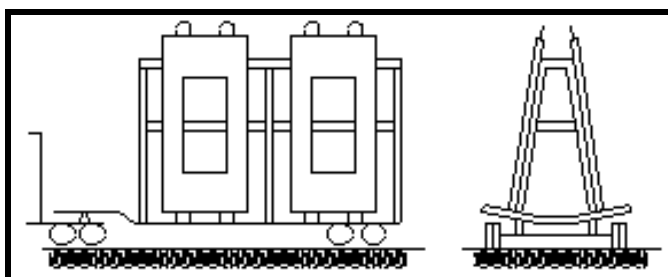
Figura 2.18 – Momentos desenvolvidos em painéis cuja desforma se dá por levantamento na posição horizontal.

Fonte: PCI (1998).

O método utilizado para o transporte de painéis pode afetar o projeto arquitetônico do elemento devido às limitações de peso e dimensão do equipamento de transporte e aos efeitos dinâmicos impostos pelas condições da via. Dependendo do tamanho de cada elemento, podem ser transportados em forma de A, tanto painéis horizontais quanto verticais (Figuras 2.20a e 2.20b, respectivamente).



a) painéis horizontais



b) painéis verticais

Figura 2.20 – Transporte de painéis em formato A.

Fonte: PCI (1998).

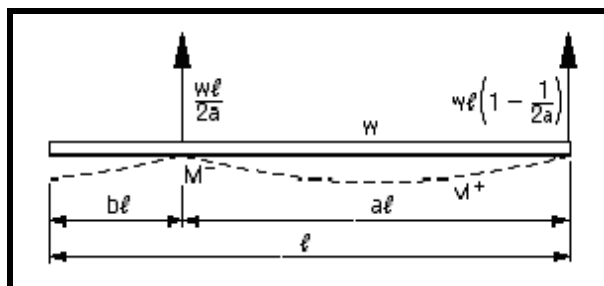
Para o levantamento e montagem dos painéis em sua posição definitiva, a análise dos esforços atuantes no elemento é verificada de acordo com o posicionamento dos pontos de levantamento (Figura 2.21).

Os valores de majoração dos coeficientes dinâmicos utilizados em cada fase das etapas transitórias estão dispostos na Tabela 2.1. Os mesmos envolvem apenas o peso do painel (PCI DESIGN HANDBOOK, 1992).

**Dois pontos para
levantamento e
montagem:**

$$M^- = 0,56 \cdot b^2 \cdot w \cdot \ell^2$$

$$M^+ = \left(1 - \frac{1}{2 \cdot a}\right)^2 \frac{w \cdot \ell^2}{2}$$



**Três pontos para
levantamento e
montagem:**

$$M^+ = 0,034 \cdot w \cdot \ell^2$$

$$M^- = 0,0054 \cdot w \cdot \ell^2$$

$w = \text{peso} - \text{próprio}$

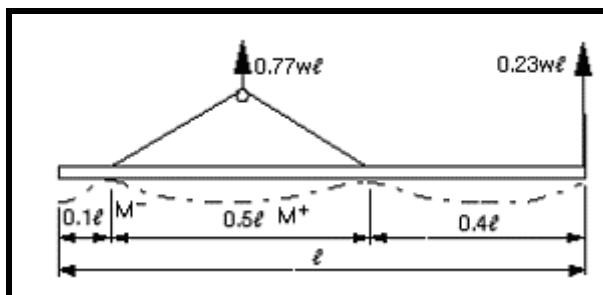


Figura 2.21 – Posições típicas para o levantamento e montagem de painéis.

Fonte: PCI (1998).

Tabela 2.1 – Coeficientes dinâmicos.

DESMOLDAGEM		
Tipo do Produto	Acabamento	
	Agregado exposto com retardador	Molde liso (com desmoldante apenas)
Superfície plana, com fôrma lateral removível, sem juntas falsas	1,2	1,3
Superfície plana, com juntas falsas e/ou relevos	1,3	1,4
Fôrma com traçado (nervuras) – painéis TT, U	1,4	1,6
Fôrmas trabalhadas (modeladas)	1,5	1,7
LEVANTAMENTO E MONTAGEM		
Todos os produtos	1,2	
TRANSPORTE		
Todos os produtos	1,5	

Fonte: PCI (1992).

Vale ressaltar que, de acordo com a NBR 9062 (ABNT, 2005), quando uma análise dinâmica não puder ser efetuada, a solicitação dinâmica pode ser considerada aproximadamente, por uma análise estática equivalente, adotando-se um coeficiente de amplificação dinâmica, conforme a expressão:

$$g_{ed} \geq \beta_a \cdot g_k \quad (2.1)$$

Onde:

g_{ed} = Carga estática equivalente de cálculo permanente;

β_a = Coeficiente de amplificação dinâmica;

g_k = Carga estática característica permanente.

O valor do coeficiente mínimo de amplificação dinâmica a ser utilizado para determinar a carga estática equivalente na verificação dos elementos deve ser dado por:

$\beta_a = 1,30 \Rightarrow$ Na ocasião do transporte, com carga permanente em situação desfavorável;

$\beta_a = 0,8 \Rightarrow$ Na ocasião do transporte, com carga permanente em situação favorável, ou outro valor definido em verificação experimental comprovada;

$\beta_a = 1,3 \Rightarrow$ Na ocasião do saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem do elemento;

$\beta_a = 1,4 \Rightarrow$ Na ocasião do saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem do elemento sob circunstâncias desfavoráveis, tais como formato do elemento ou detalhes que dificultem a sua extração da fôrma ou superfície de contato com a fôrma maior que 50 m^2 ;

$\beta_a < 1,3 \Rightarrow$ Na ocasião do saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem quando os elementos forem de peso superior a 300 kN. O valor de β_a deve ser estabelecido conforme experiência local, bem como formas e equipamentos

de levantamentos adotados;

$\beta_a = 4 \Rightarrow$ Para projetos dos dispositivos de levantamento, para saque, manuseio e montagem, em contato com a superfície do elemento ou ancorado no concreto.

2.5.3 Etapas de serviço

Além da ocorrência das etapas transitórias, os painéis são, também, projetados para as etapas de serviço, onde há a incidência de fatores que influem no comportamento do painel durante a sua vida útil. Para tanto, devem ser avaliadas as incidências de ações decorrentes da situação do painel em sua posição final na estrutura, tais como:

- Ações permanentes (peso próprio);
- Ações de vento;
- Ações devido à temperatura, retração e fluência;
- Ações sísmicas.

Em longo prazo, as condições ambientais podem proporcionar danos ao comportamento estrutural dos painéis, em intensidades até maiores que as cargas impostas à estrutura. A retração, a fluência e, principalmente, a amplitude térmica diária (que tem efeito cíclico) a que está exposto o painel, introduzem esforços de flexão no elemento (Figura 2.22) e, conseqüentemente, acarreta maiores esforços nas ligações, muitas vezes, não considerados na elaboração de projetos de painéis pré-moldados no Brasil. Vale ressaltar que se os painéis são fixados na estrutura por meio de pilares a ocorrência de tais deformações no painel devido à temperatura será influenciada, também, pela rigidez dos pilares.

Segundo o PCI (1998) o valor teórico da deformação devido à variação térmica (Δ) a qual os painéis estão submetidos é dado por:

$$\Delta = \frac{\alpha \cdot (T_1 - T_2) \cdot \ell^2}{8 \cdot h} \quad (2.2)$$

Onde:

α = Coeficiente de dilatação térmica;

T_1 e T_2 = Temperatura externa e interna do painel;

ℓ = Distância entre apoios;

h = Espessura do painel.

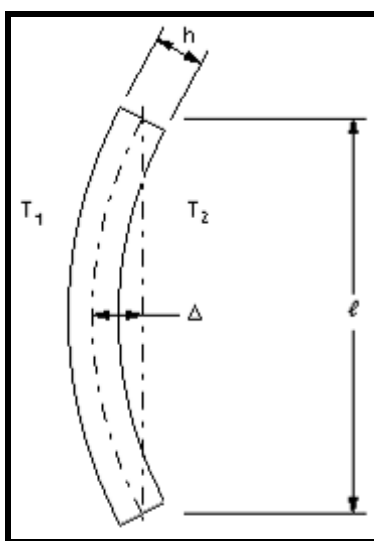
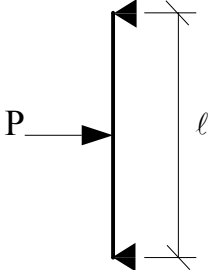
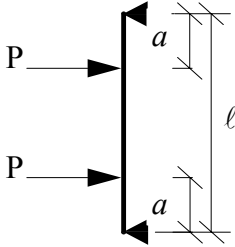
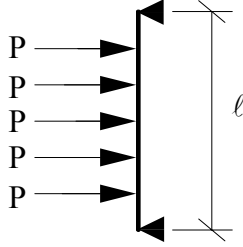
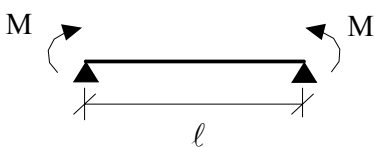
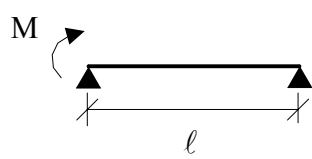


Figura 2.22 – Deformação no painel devido à temperatura.

Fonte: PCI (1998).

A diferença de umidade entre a face externa e interna do painel pode, também, afetar o comportamento estrutural do elemento causando-lhe flexão. A parte externa do painel de concreto absorve a umidade da atmosfera e das chuvas, enquanto a parte interna permanece seca, especialmente, quando o ambiente interno é aquecido (países de clima frio), provocando a deformação no elemento no sentido externo. Entretanto, o cálculo desta retração diferenciada não é muito preciso e envolve várias variáveis. Uma estimativa para o cálculo desta deformação pode ser feita utilizando os parâmetros da NBR 6118 (ABNT, 2003), considerando o efeito da retração presente nesta norma como uma variação de temperatura (FONSECA, 1994). Na Tabela 2.2, são apresentadas algumas disposições para o cálculo de forças e momentos no painel devido à variação de temperatura, segundo o PCI (1998).

Tabela 2.2 – Forças e momentos no painel devido à variação térmica (Δ).

a) Restrição intermediária	
Caso 1: única restrição 	$E_t = 0,75 \cdot E_c$ $P = \frac{48 \cdot E_t \cdot I \cdot \Delta}{\ell^3}$ Momento no painel: $\frac{P \cdot \ell}{4}$ E_t = Módulo elasticidade do concreto modificado para efeitos do tempo
Caso 2: duas restrições 	$P = \frac{24 \cdot E_t \cdot I \cdot \Delta}{3 \cdot a \cdot \ell^2 - 4 \cdot a^3}$ Momento no painel: $P \cdot a$
Caso 3: três ou mais restrições 	$\sum P = w \cdot \ell = \frac{77 \cdot E_t \cdot I \cdot \Delta}{\ell^3}$ Momento no painel: $\frac{w \cdot \ell^2}{8} = \sum P \cdot \left(\frac{\ell}{8}\right)$
b) Restrição na extremidade	
Caso 4: restrições em ambas as extremidades 	$M = \frac{16 \cdot E_t \cdot I \cdot \Delta}{\ell^2}$
Caso 5: restrição em uma extremidade 	$M = \frac{16 \cdot E_t \cdot I \cdot \Delta}{\ell^2}$

Fonte: PCI (1998).

2.6 LIGAÇÕES

De acordo com a NBR 9062 (ABNT, 2005), ligação é um dispositivo utilizado para compor um conjunto estrutural a partir de seus elementos, com a finalidade de transmitir os esforços solicitantes, em todas as suas fases de utilização, dentro das condições de projeto, mantendo as condições de durabilidade ao longo da vida útil da estrutura.

Ballarin (1993) define as ligações como zonas singulares (de descontinuidade) da estrutura pré-moldada, apresentando freqüentemente nestas regiões problemas de concentração de esforços e compatibilidade geométrica.

El Debs (2000) afirma que as ligações são as partes mais importantes no projeto das estruturas em concreto pré-moldado, pois, além de influírem na estabilidade do sistema, influem nas etapas de produção, na forma de estocagem e na montagem do pré-moldado, devendo, portanto, serem projetadas levando-se em consideração fatores que condicionam seu desempenho, durabilidade e aspectos de construtibilidade.

Assim, é importante que se faça uma sistematização do conhecimento das situações típicas para as ligações com o intuito de promover soluções tecnológicas padronizadas que proporcionem maior eficiência na construção, melhores desempenhos de durabilidade, estética e, no caso dos painéis pré-moldados, conforto termo-acústico, procurando vencer as dificuldades ainda existentes no emprego de elementos pré-moldados em geral, que se constitui na necessidade de promover ligações entre os elementos.

2.6.1 LIGAÇÕES PARA PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO

As ligações entre os painéis pré-moldados de concreto e a estrutura principal apresentam, predominantemente, a incidência de esforços de tração, compressão e cisalhamento, onde a disposição das ligações nos painéis e as respectivas atribuições de resistência a esses esforços orientarão a adoção do tipo de ligação.

Segundo a classificação proposta pelo PCI (1998) apud El Debs (2000), as ligações nos painéis podem ser divididas em três categorias, a saber:

- **Ligações de apoio vertical (“load-bearing”)**: também chamadas de ligações por gravidade, são responsáveis por transferir forças verticais para a estrutura por meio de dois pontos somente. Podem ser aplicadas diretamente no plano do painel (ligações diretas) ou com certa excentricidade (ligações excêntricas) fora do plano do painel, conforme Figuras 2.23 e 2.24, respectivamente. Esse tipo de ligação pode ser soldada ou aparafusada.
- **Ligações de apoio lateral (“tie-back”)**: ou de contraventamento, pois são responsáveis pelo travamento lateral dos painéis, suportando ações devidas ao vento, proporcionando reações perpendiculares ao plano do painel, absorvendo esforços de tração e/ou compressão. São projetadas para admitir movimentos verticais e horizontais (Figura 2.25). Essas ligações podem ser soldadas ou aparafusadas.
- **Ligações de alinhamento entre os painéis**: têm a função de transmitir esforços e alinhar o posicionamento entre os painéis na montagem, impedindo deslocamentos relativos entre eles, podendo ser também soldadas ou aparafusadas (Figura 2.26).

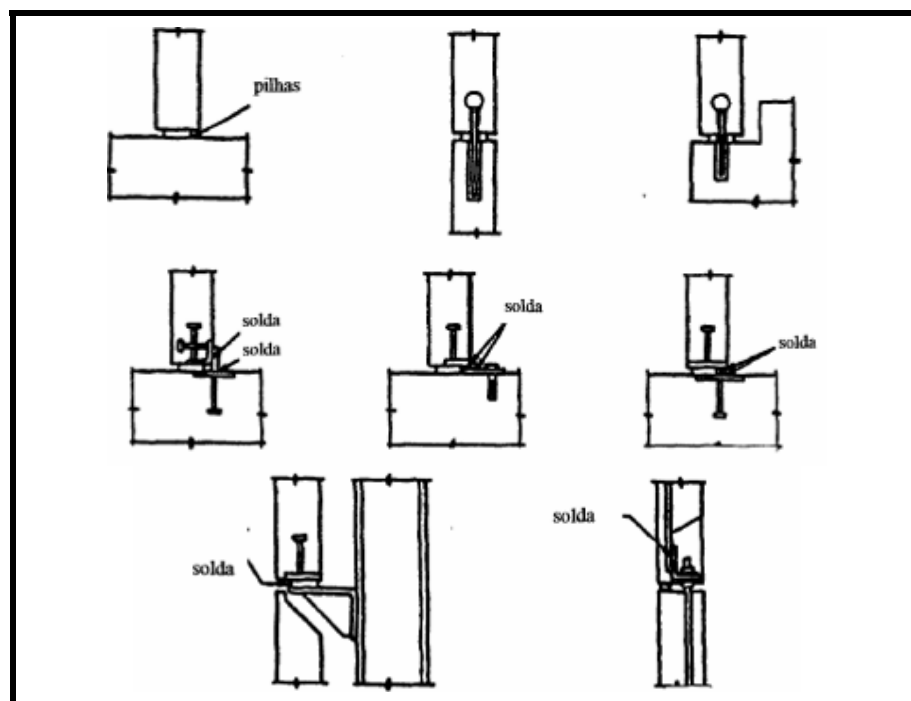


Figura 2.23 – Tipos de ligações de apoio vertical aplicadas no plano do painel (diretas).

Fonte: Castilho (1998).

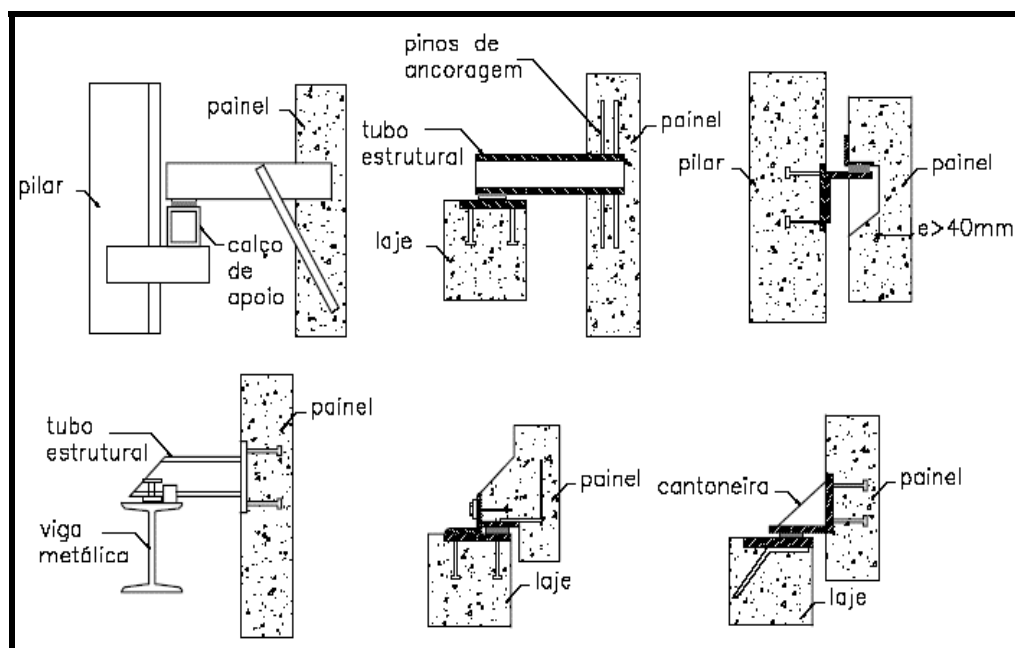


Figura 2.24 – Tipos de ligações de apoio vertical aplicadas fora do plano do painel (excêntricas).

Fonte: Uehara; Ferreira (2005).

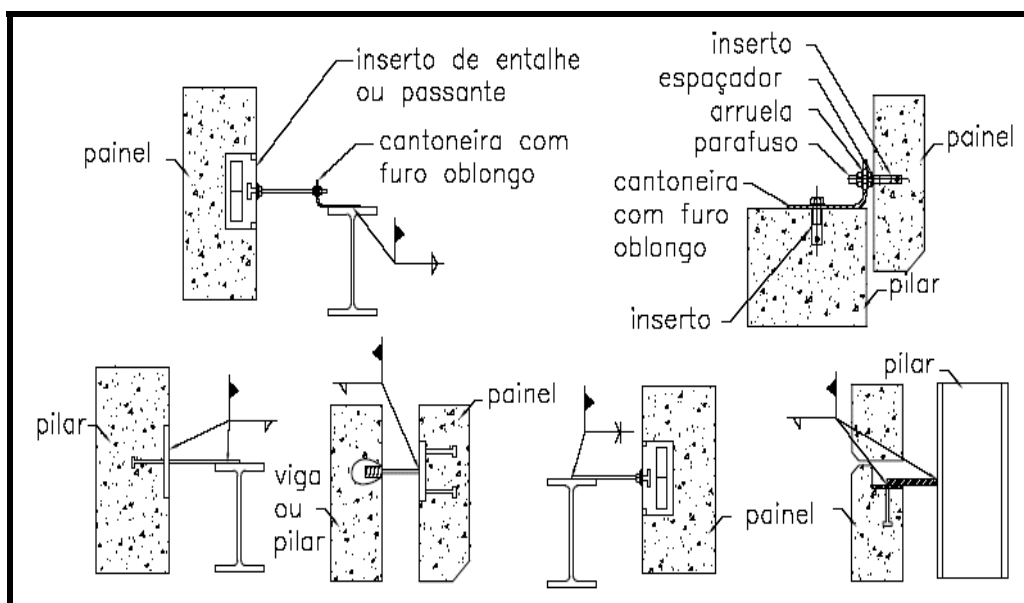
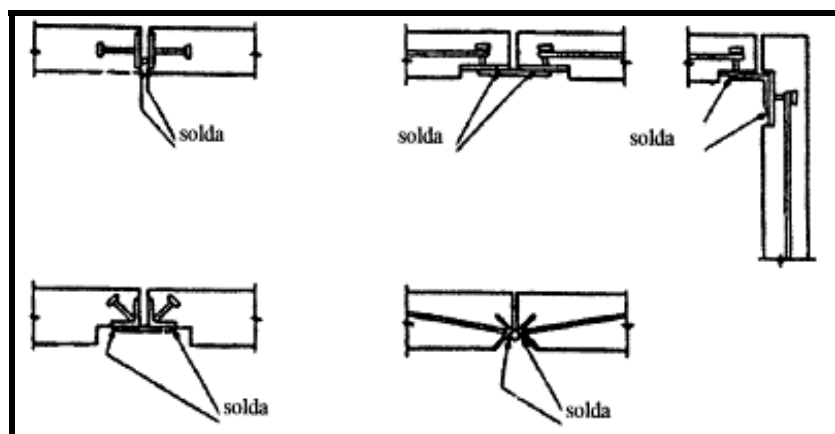
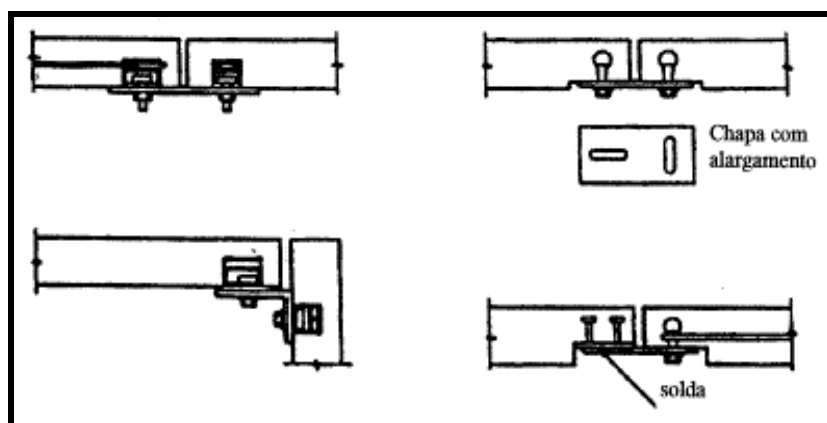


Figura 2.25 – Tipos de ligações de apoio lateral (contraventamento).

Fonte: Uehara; Ferreira (2005).



a) aparafusadas



b) soldadas

Figura 2.26 – Tipos de ligações de alinhamento.

Fonte: Castilho (1998).

O PCI (1998) recomenda que o projetista determine os meios mais simples e diretos para a transmissão de esforços através das ligações, assegurando a estabilidade do sistema. Isto reduzirá notadamente a quantidade e o tamanho das ligações e a necessidade de cálculos dos esforços e forças devido às variações de volume e das deformações da estrutura principal.

Ainda, de acordo com o PCI (1998), é recomendável a utilização de quatro pontos de ligações para a fixação dos painéis: dois pontos com a função de apoio, suportando o peso próprio do painel, enquanto os outros dois apresentam a função de contraventamento, suportando as forças laterais e possíveis movimentações diferenciais entre painel e

estrutura, podendo ter uma ou duas ligações de apoio, não mais do que isso. Em certos casos, as ligações de apoio vertical podem assumir os papéis de ligações de alinhamento e contraventamento.

É viável, também, que as ligações de apoio vertical, localizem-se no mesmo nível. Desta forma, já que estas ligações transferirão as cargas de peso próprio para a estrutura, evitam-se possíveis deformações do elemento suporte (pilar/viga) devido às diferenças de cargas que o sollicitarão.

Quando possível, as ligações de apoio devem ser projetadas nos pilares da edificação, pois estes, suportando as ligações, são mais econômicos do que as vigas ao reduzir o trajeto dos esforços na estrutura e conceder rigidez às cargas excêntricas do painel (UEHARA; FERREIRA, 2005).

Em relação à localização dos pontos de ligação, alguns autores (projetistas) recomendam que as ligações de apoio vertical situem-se nas extremidades de baixo do painel e as de apoio lateral acima. Outros autores preferem inverter esta situação: as ligações de apoio vertical acima e as de apoio lateral abaixo. Tal escolha resulta da simplicidade que cada uma dessas configurações impõe na etapa de montagem. A Figura 2.27 ilustra esquematicamente diferentes configurações recomendadas para as ligações e a Figura 2.28 apresenta um projeto básico para ligações de painéis, segundo recomendações do PCI (1998).

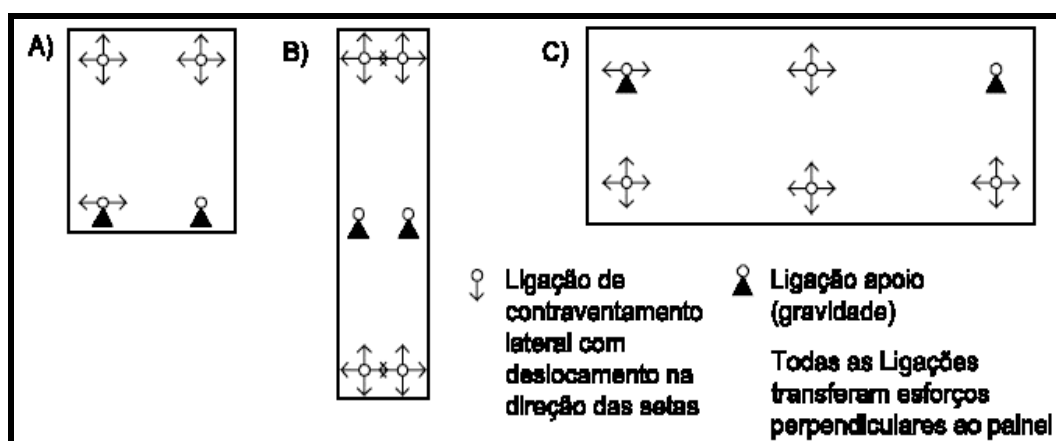


Figura 2.27 – Configurações recomendadas para as ligações.

Fonte: Uehara; Ferreira (2005).

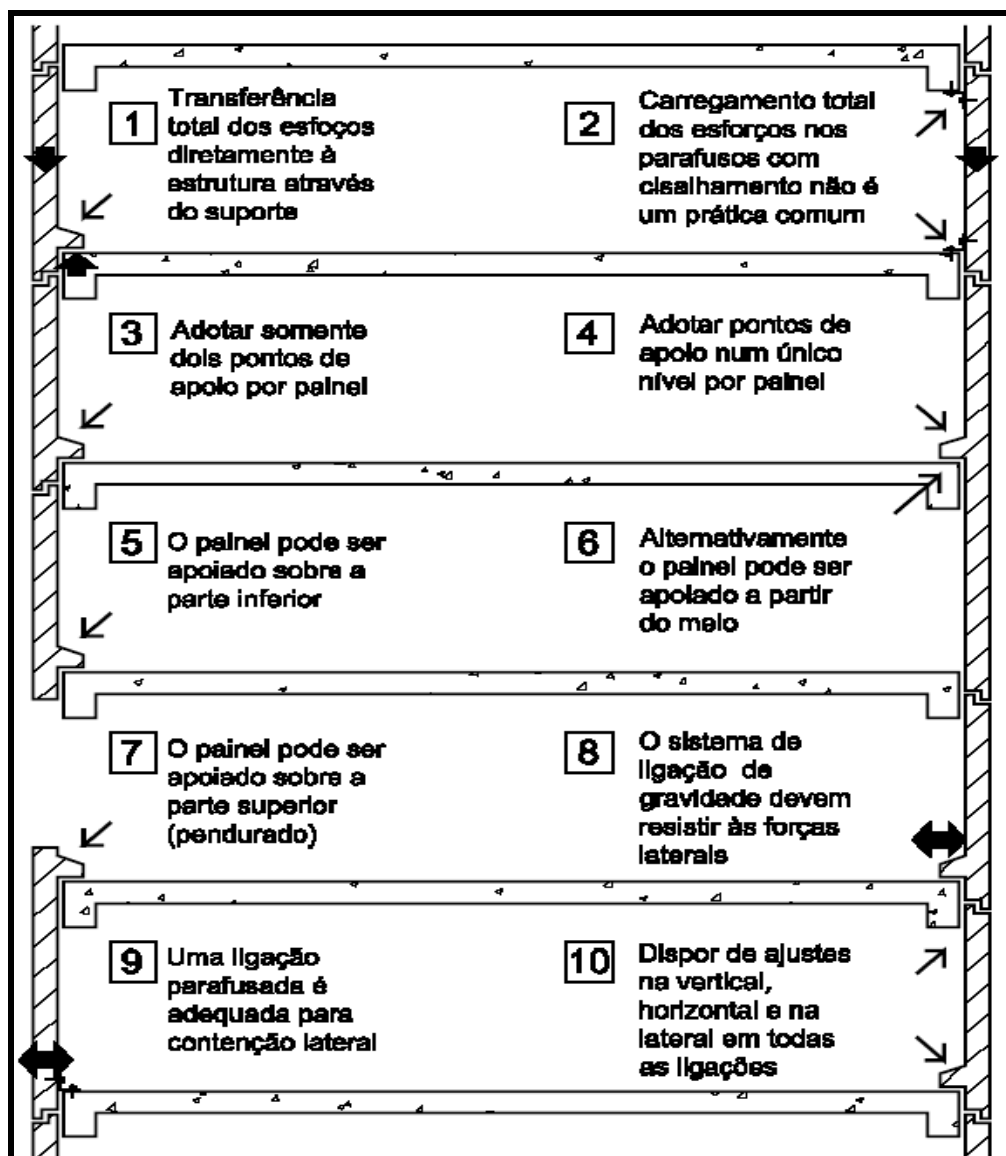


Figura 2.28 – Projeto básico de ligações de painéis.

Fonte: Uehara; Ferreira (2005).

CAPÍTULO 3

ESTUDOS PRELIMINARES SOBRE A INTERAÇÃO PAINEL – ESTRUTURA PRINCIPAL

Neste capítulo serão abordados os principais estudos internacionais e nacionais desenvolvidos sobre a contribuição dos painéis na interação com a estrutura principal.

3.1 GOODNO E PALSSON (1986)

Goodno e Palsson (1986) apresentam um estudo para a análise do comportamento dos painéis de fechamento em uma edificação composta por 25 andares, contendo um pórtico parede em uma direção e, na outra, um pórtico contraventado (Figura 3.1).

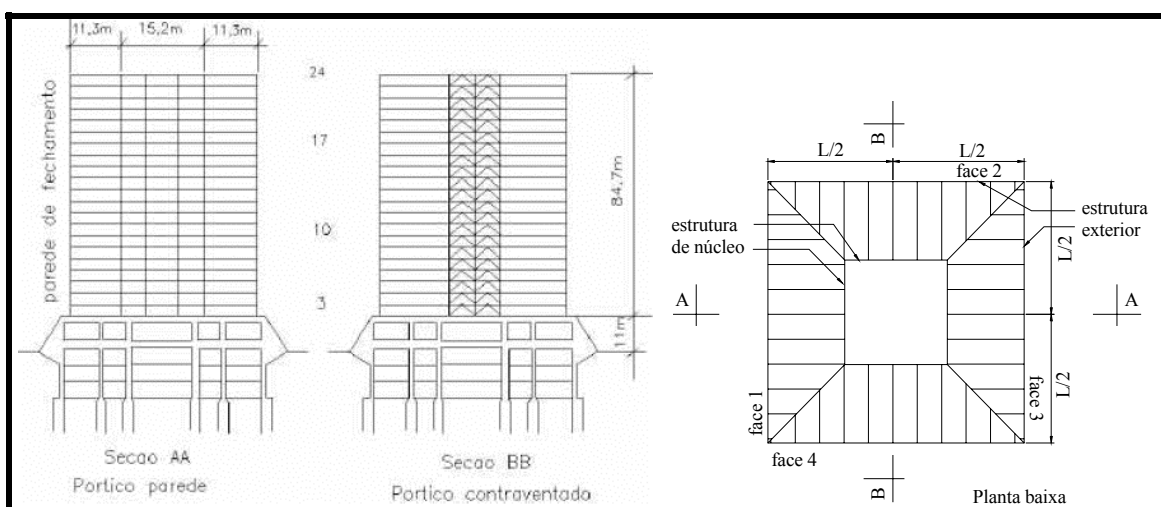


Figura 3.1 – Projeto do edifício de 25 andares.

Fonte: Goodno e Palson (1986).

Cada seção da fachada é composta por dois painéis que são fixados na estrutura por quatro pontos de ligação, existindo ao todo, em cada face da edificação, 12 seções por andar (Figura 3.2).

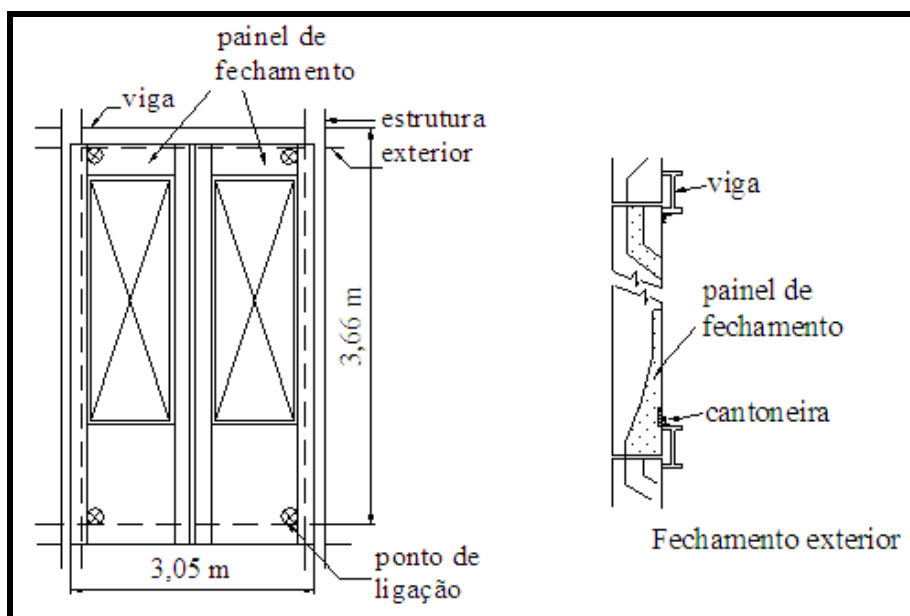


Figura 3.2 – Painéis de fechamento.

Fonte: Goodno e Palson (1986).

Foram realizados quatro modelos numéricos em elementos finitos que objetivaram avaliar a influência dos painéis na rigidez lateral desta edificação e o seu comportamento frente à ação sísmica (terremoto), com movimento de terra moderado, incluindo ainda na modelação, lajes de piso rígidas no seu próprio plano e rigidez lateral de cada um dos quatro pórticos que suportam o fechamento. Os mesmos são descritos a seguir:

a) Modelo de rigidez ao cisalhamento entre andares:

A rigidez lateral da fila de painéis e suas ligações entre andares em cada face da edificação foram representadas por uma constante V (constante de rigidez ao cisalhamento), usada para formar a matriz de rigidez no fechamento de cada face da estrutura. Esta constante V foi variada de $1,1 \times 10^5$ a $1,4 \times 10^5$ kN/m e foi somada à rigidez do pórtico exterior e núcleo para formar a matriz de rigidez global de toda a estrutura.

b) Modelo de colapso incremental:

Utilizou-se um modelo simplificado de fechamento, reduzindo-se gradualmente a constante V e aumentando-se o deslocamento Δ do andar para qualquer face da edificação, durante certo tempo de análise dinâmica, conforme mostrado na Figura 3.3. À medida que V reduzia pela metade, em cada face da estrutura, o deslocamento aumentava em valores múltiplos inteiros de Δ . Para 3Δ , todo o fechamento da estrutura foi considerado no colapso, sendo a constante $V = 0$ (perda de rigidez no fechamento).

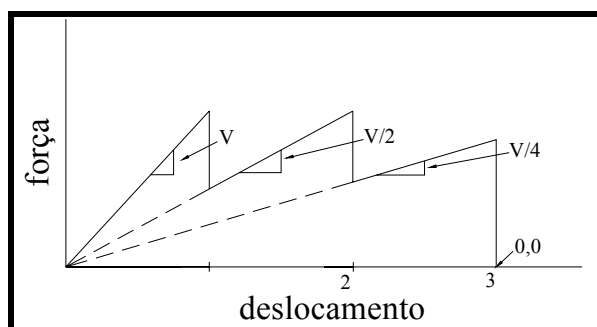


Figura 3.3 – Modelo do colapso incremental.

Fonte: Goodno e Palson (1986).

c) Modelo de histerese:

Para representar a rigidez lateral variável de uma fila de painéis de fechamento foi definido um modelo linear, conforme Figura 3.4.

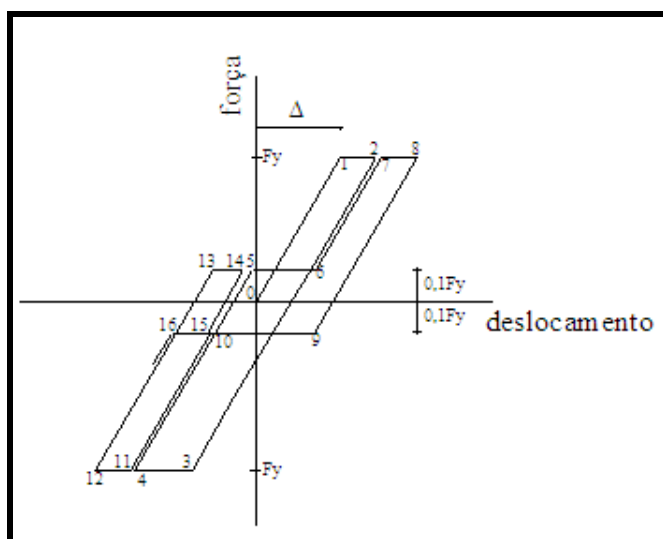


Figura 3.4 – Modelo de histerese.

Fonte: Goodno e Palson (1986).

d) Modelo de ligações com ranhuras:

Foram adotadas ligações com fraca rigidez inicial nos painéis de fechamento, a fim de promover a acomodação, pelas ranhuras, de deslocamentos e movimentos térmicos (Figura 3.5).

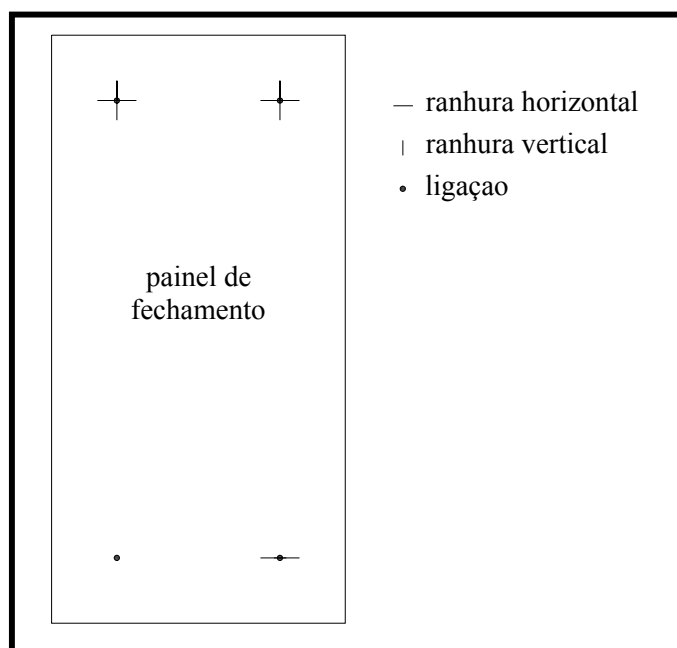


Figura 3.5 – Modelo de ligações com ranhura.

Fonte: Goodno e Palson (1986).

Os autores concluíram deste estudo que os painéis de fechamento colaboram significativamente para enrijecer a estrutura com relação às ações laterais estáticas e às ações dinâmicas.

3.2 HENRY E ROLL (1986)

Outra avaliação da interação entre o painel pré-moldado de fechamento e a estrutura principal em concreto, considerando o painel como um elemento estrutural, foi realizada por Henry e Roll (1986) que analisaram, por meio de dois modelos computacionais, ambos em elementos finitos, o efeito dos deslocamentos laterais envolvendo as seguintes situações:

- (1) Análise linear estática;

(2) Análise linear dinâmica (não verificada neste estudo).

Cada elemento da interação é formado por 12 graus de liberdade, sendo os painéis fixados na estrutura principal em quatro pontos e a deformabilidade das ligações incorporadas durante a análise da estrutura e modeladas como elementos de viga, com três graus de liberdade cada nó.

Inicialmente, realiza-se um modelo típico do painel de fechamento com a estrutura principal e as ligações, conforme ilustrado na Figura 3.6.

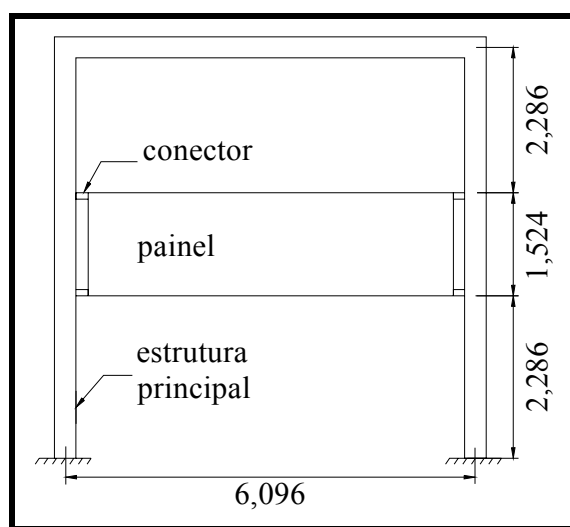


Figura 3.6 – Modelo Típico (medidas em m).

Fonte: Henry e Roll (1986).

Em seguida, é feita uma avaliação em um modelo reproduzindo uma estrutura real, utilizando-se uma estrutura com altura constante em cada andar 3,05 m e espessura do painel 12,7 cm, alternando o vão da estrutura nas seguintes dimensões: 10,68 m, 7,63 m e 4,56 m, com variação de dois tipos de painéis em peso e altura, de acordo com a Figura 3.7.

Os deslocamentos obtidos para cada análise de peso e altura do painel estão representados na Figura 3.8.

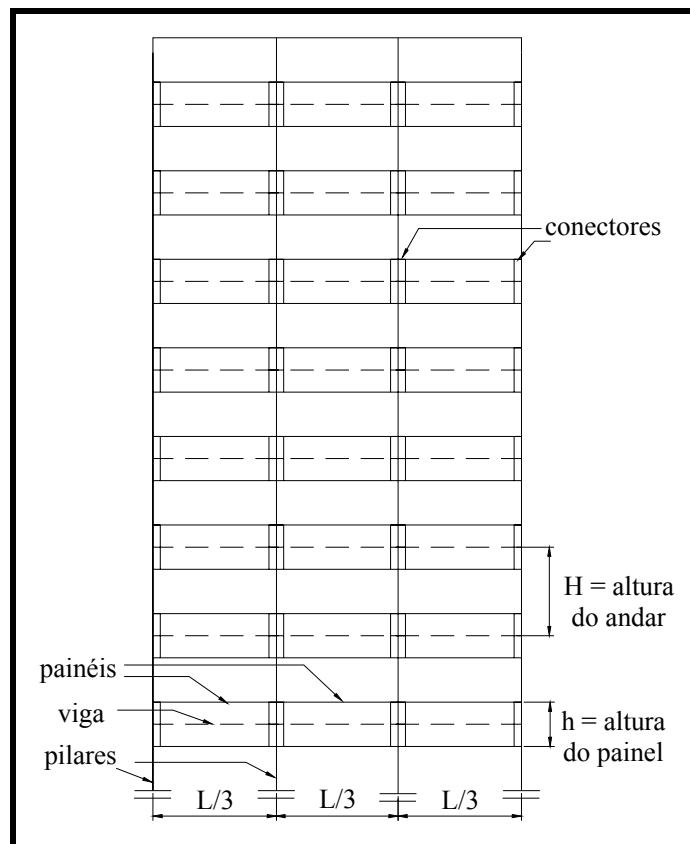
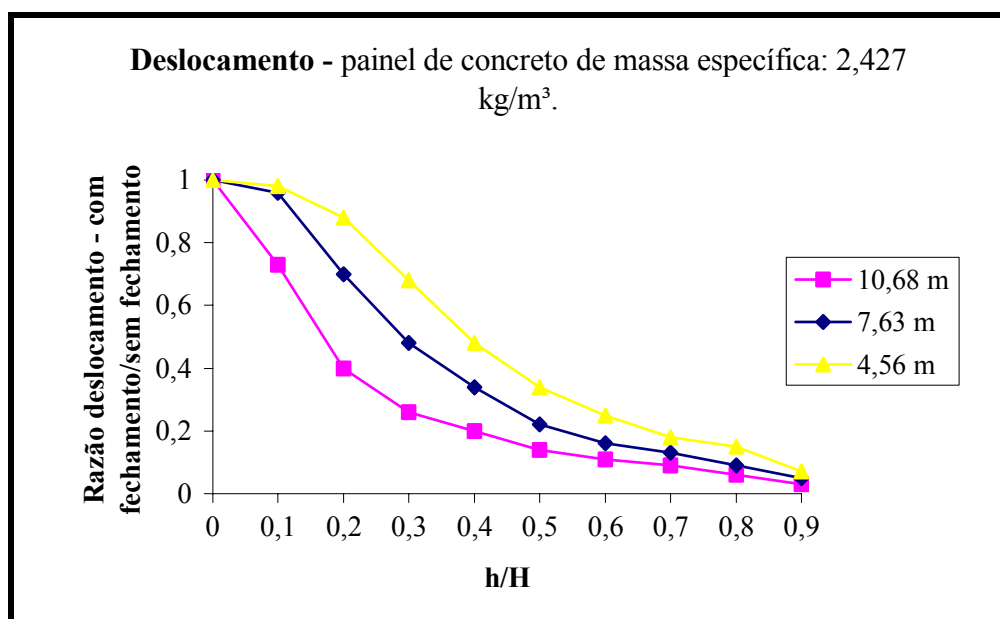
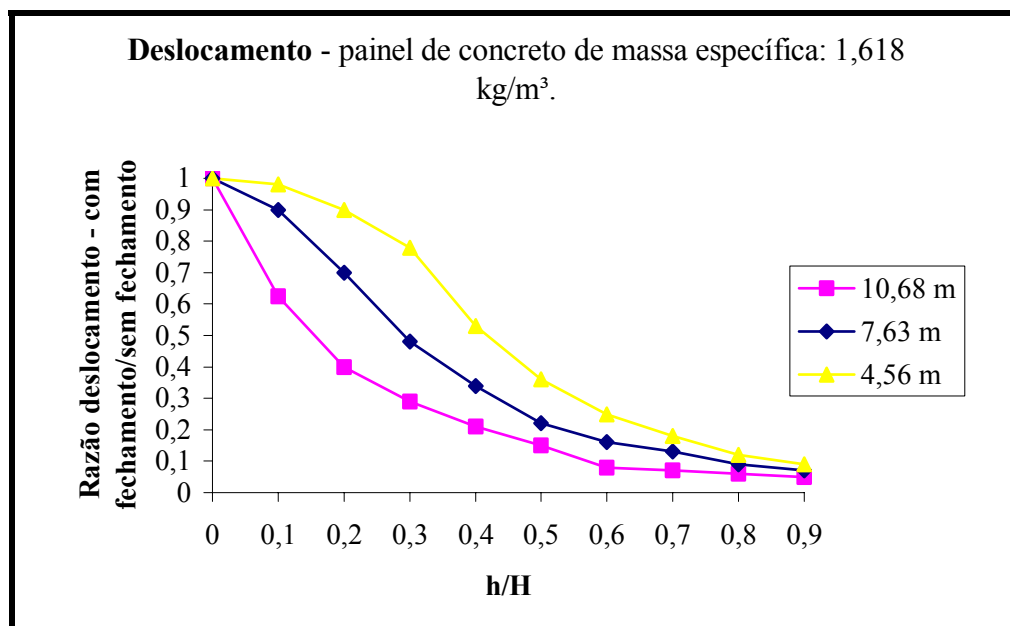


Figura 3.7 – Edifício analisado.

Fonte: Henry e Roll (1986).

a) painel com massa específica de 2,427 kg/m^3 .



b) painel com massa específica de 1,618 kg/m³.

Figura 3.8 – Deslocamentos laterais para a variação de massa específica dos painéis – análise linear estática.

Fonte: Henry e Roll (1986).

Da análise dos resultados, os autores apontam três conclusões significativas:

- A consideração do painel como um elemento estrutural no fechamento de uma edificação é desprezada. Entretanto, se o mesmo for considerado na interação painel – estrutura pode trazer benefícios, tais como: menores deslocamentos laterais, menores esforços nas vigas e redução de momentos nos pilares, redução das dimensões da estrutura, e, deste modo, redução nos custos da construção;
- Em relação às ligações, as forças atuantes na transferência de esforços do painel para a estrutura podem ser relativamente grandes devendo, portanto, conhecer a adequada resistência do conector, e;
- O desempenho do sistema estrutural é consequência do tipo de conector utilizado (ligações de apoio vertical, de apoio lateral ou de alinhamento), necessitando, assim, realizar um adequado projeto de ligações, a fim de evitar falhas durante a execução.

3.3 GAIOTTI (1990)

Em Gaiotti (1990) avalia-se o comportamento dos painéis de fechamento na estrutura por meio de dois exemplos de uma edificação de 20 andares, com e sem os painéis de fechamento, a fim de analisar quantitativamente o efeito do enrijecimento dos painéis, considerando as deformabilidades das ligações e dos painéis.

No primeiro exemplo, a estrutura é formada por uma associação pórtico – parede (deformável por força cortante e momento fletor). No segundo exemplo, a estrutura é composta por um pórtico, extremamente rígido ao momento fletor (Figuras 3.9 e 3.10).

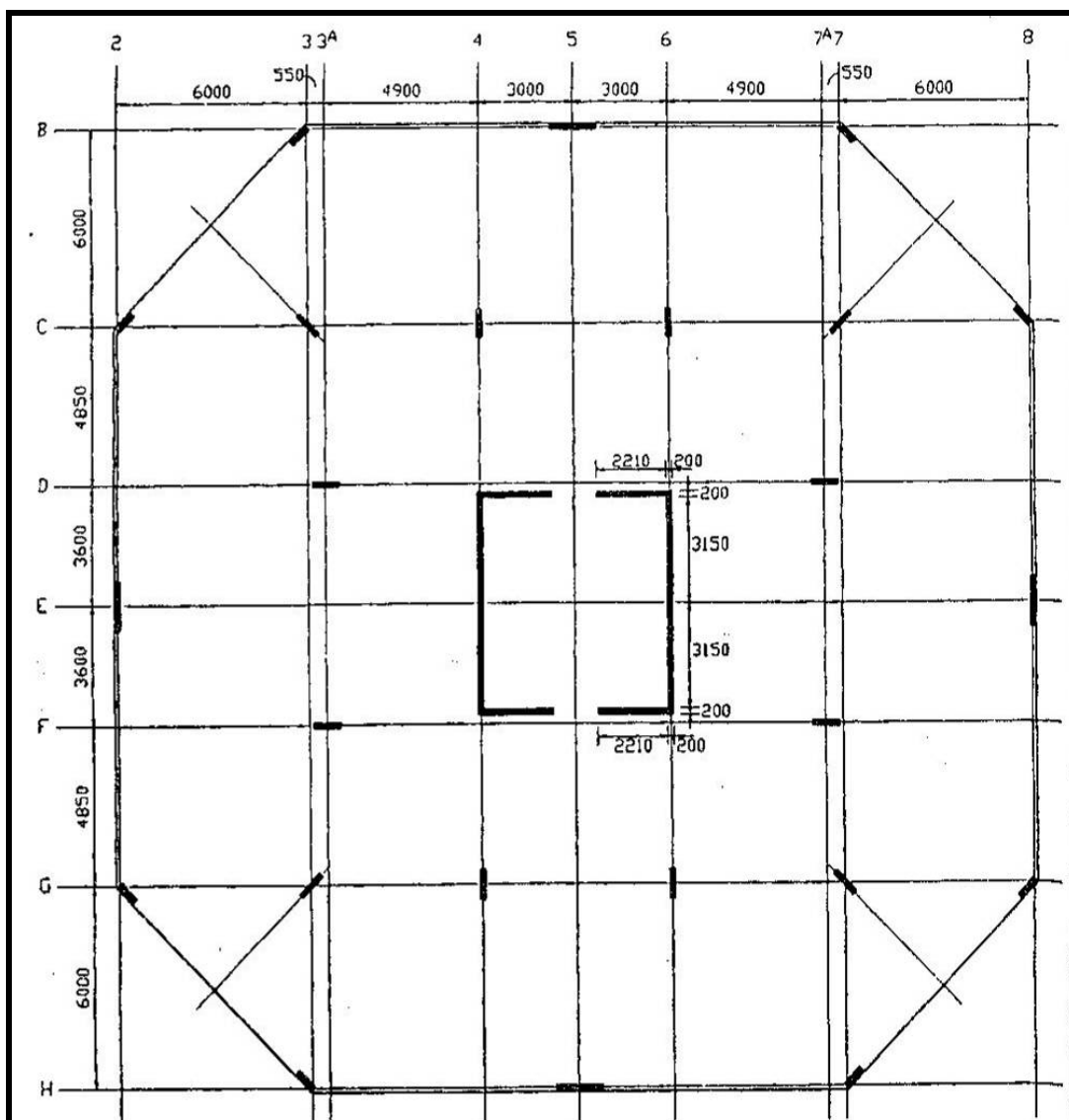


Figura 3.9 – Estrutura de associação pórtico-parede.

Fonte: Gaiotti (1990).

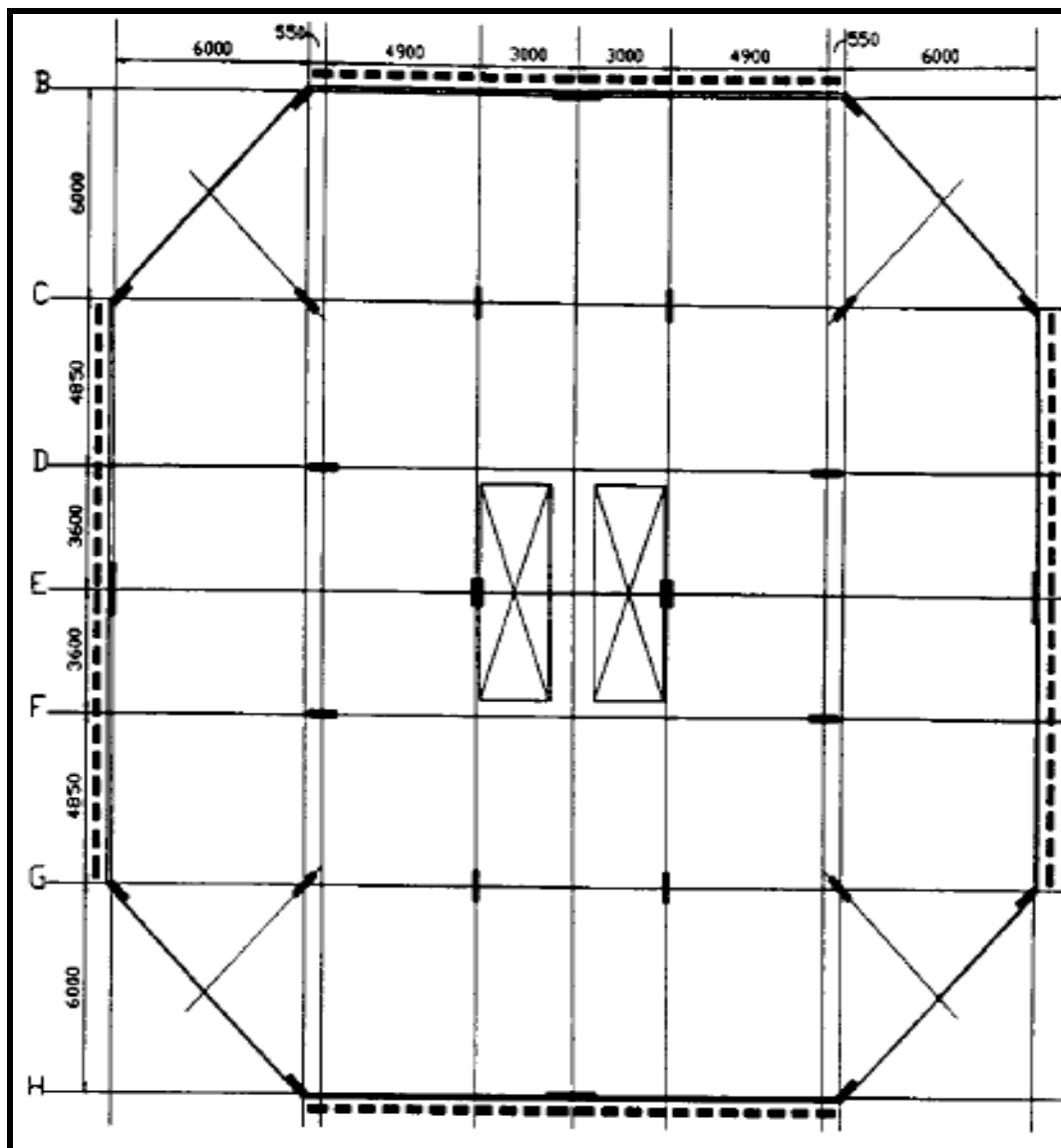


Figura 3.10 – Estrutura de pórtico.

Fonte: Gaiotti (1990).

Cada andar é formado por dois painéis de fechamento na fachada de espessura 12,5 mm, com duas aberturas para janelas, fixados na estrutura por seis pontos de ligação: duas do tipo apoio vertical fixo (“load bearing”), pontos 1 e 5, e quatro do tipo apoio perpendicular (“tie-back”), pontos 2, 3, 4 e 6 (Figura 3.11). Ambas as estruturas são submetidas a um carregamento lateral de 9,1614 kN/m.

Na Figura 3.12, encontram-se as dimensões dos pilares que compõem a estrutura.

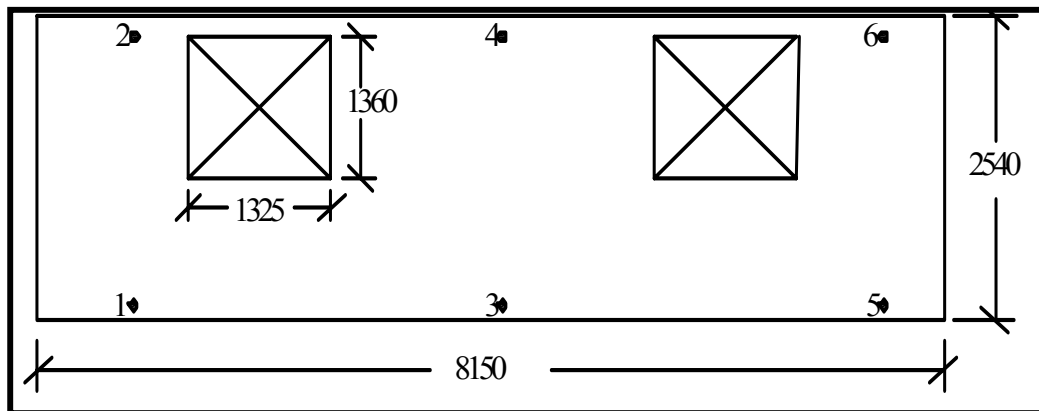


Figura 3.11 – Localização das ligações nos painéis (dimensões em mm).

Fonte: Gaiotti (1990).

	C3, C4, C6, C7 G3, G4, G6, G7	D3 ^A , D7 ^A F3 ^A , F7 ^A	B5, H5 E2, E8	B3, B7, C2, C8 H3, H7, G2, G8	E4, E6
Roof					
20 th					
19 th					
18 th					
17 th	200 X 600	200 X 600			
16 th					
15 th					
14 th					
13 th					
12 th					
11 th			200 X 1500	220 X 720	400 X 750
10 th					
9 th	200 X 750	200 X 750			
8 th					
7 th					
6 th					
5 th					
4 th					
3 rd	200 X 900	200 X 900			
2 nd					
Gr. fl.					

Figura 3.12 – Dimensões dos pilares (mm).

Fonte: Gaiotti (1990).

Para a modelagem computacional, a estrutura foi discretizada por elementos de barra, chapa e vínculo (*link*), representando, respectivamente, o pórtico, os painéis e as ligações.

O ensaio numérico foi realizado considerando a modelagem de uma unidade do painel, conforme Figura 3.13, e considerando a interação do painel e da viga e os seguintes critérios para calcular o efeito lateral resultante:

- pilar do lado esquerdo com inércia reduzida pela metade: $I = 2,8125 \times 10^6 \text{ cm}^4$;
- pilar do lado direito com inércia total: $I = 3,741 \times 10^5 \text{ cm}^4$;
- viga na parte inferior com inércia total, apresentando braços rígidos para simular a zona rígida de união dos pilares;
- não consideração das deformações axiais dos elementos de pórtico.

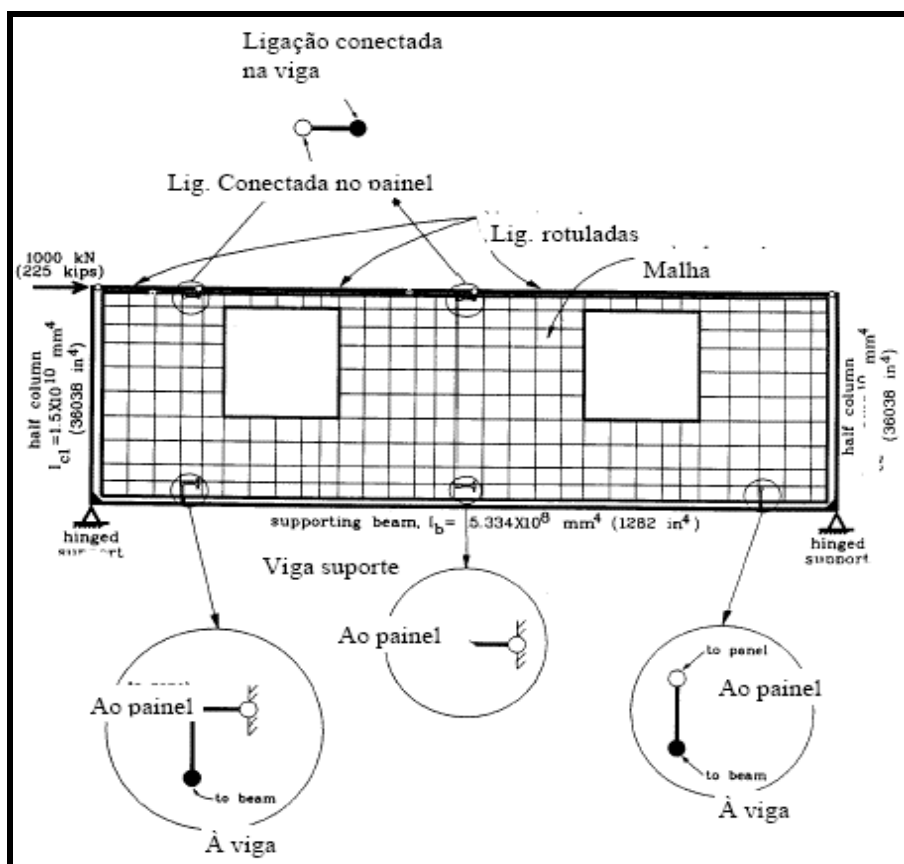


Figura 3.13 – Modelagem de uma unidade do painel.

Fonte: Gaiotti (1990).

Tanto o pórtico quanto os painéis de fechamento possuem módulo de elasticidade do concreto de 20000 MPa ($2,0 \times 10^3$ kN/cm²).

As restrições das ligações foram representadas por modelos de vínculos – barra rígida (*link*) horizontal e vertical, apresentando rigidez axial equivalente da ligação calculada em cada direção restringida, a saber:

- Rigidez vertical para as ligações 1 e 5: $k = 4500$ kN/cm com vínculo (fictício) definido em aço de comprimento 20cm e $E = 20000$ MPa;
- Rigidez horizontal para a ligação 1: $k = 2000$ kN/cm e vínculo também em aço, de comprimento 15 cm e área de seção-transversal $1,5$ cm²;
- Rigidez horizontal para as ligações 2, 3 e 4: $k = 11670$ kN/cm, apresentando, para o vínculo, comprimento de 15 cm e área de seção-transversal $8,75$ cm².

A ligação 6 não possui nenhuma restrição permitindo movimentos horizontais e verticais.

A partir desta modelagem, é realizada a análise do comportamento do painel isolado para as diversas situações, sendo os resultados apresentados na Tabela 3.1.

Em seguida, Gaiotti (1990) apresenta um estudo desenvolvendo diferentes modelos de escoras equivalentes que se apóiam na troca dos painéis por barras fictícias de rigidez equivalente, para a análise da estrutura de esqueleto, a fim de simular o comportamento da interação de painéis e ligações na estrutura principal.

Foram realizadas simulações alternando-se o posicionamento e comprimento das escoras, com a rigidez da escora dada pela seguinte equação:

$$K = \frac{A \cdot E \cdot \cos^2 \theta}{d} \quad (3.1)$$

Onde:

A = Área da seção transversal da escora;

E = Módulo de elasticidade da escora (painel);

d = Comprimento da escora;

θ = Ângulo de inclinação.

Tabela 3.1 – Descrição das análises efetuadas e seus respectivos resultados para o painel isolado.

Análise Nº	Descrição	Deslocamento (mm)
1	Pórtico sem painel	126,35
2	Módulo completo: pórtico + painel	3,62
3	Painel e ligações horizontais sustentados pela ligação horizontal	4,17
4	Painel e ligações sustentados pela viga inferior	4,71
5	Módulo completo sem pilares	17,08
6	Módulo completo com painel e ligações rígidas	0,52
7	Módulo completo com viga inferior rígida	1,51

Fonte: Gaiotti (1990).

Dos estudos realizados, Gaiotti (1990) concluiu que os painéis de fechamento contribuem de forma significativa na rigidez lateral da edificação, sendo interessante considerá-los no projeto estrutural.

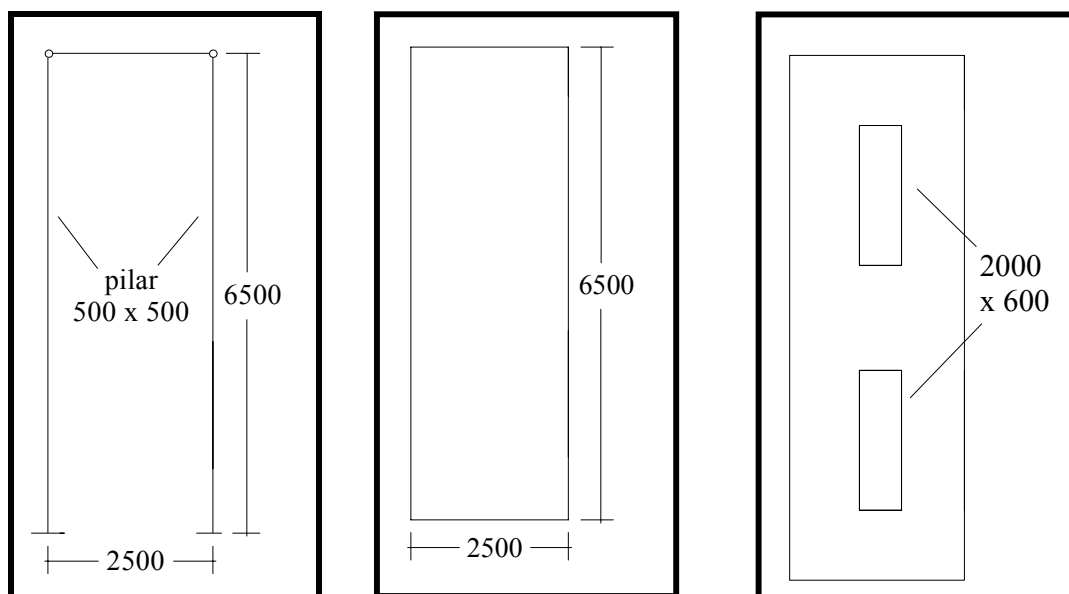
3.4 CASTILHO (1998)

É apresentado em Castilho (1998) um estudo sobre o efeito da contribuição de painéis pré-moldados no enrijecimento da estrutura principal com relação às ações laterais. Os exemplos analisados numericamente por meio do “software” LUSAS, que utiliza o método dos elementos finitos, englobaram situações abrangendo o painel isolado, uma estrutura de pavimento único e uma estrutura de vários pavimentos.

Para a situação envolvendo o painel isolado foram realizadas simulações numéricas envolvendo as seguintes variações de painéis: maciço, maciço com aberturas, maciço com nervuras (painéis π) e maciço com aberturas e nervuras, conforme mostrado na Figura 3.14. As simulações englobaram análises no plano e fora dele. Os painéis foram considerados ligados nas extremidades com a estrutura principal, sendo as ligações realizadas a uma distância de 10 cm da estrutura, empregando parafusos de $1\frac{1}{4}$ ". Para o caso plano, o modelo da ligação é feito por meio de molas, com rigidezes vertical e horizontal, $\lambda_{\text{th}} = 7,96 \times 10^{-4} \text{ cm} / \text{kN}$.

Considerando uma força lateral unitária atuando na estrutura, foram analisados o comportamento das tensões e dos esforços nos painéis e nas ligações, além da avaliação da contribuição das aberturas ou nervuras no enrijecimento da estrutura. As análises foram realizadas, primeiramente, somente no painel isolado. Em seguida, só a estrutura principal e depois, foram acrescentados os painéis para as avaliações no plano e fora dele (veja a Figura 3.15). A espessura adotada para os painéis maciço e maciço com aberturas foi de 125 mm e para os painéis com nervuras e com aberturas e nervuras adotou-se uma mesa com 50 mm de espessura.

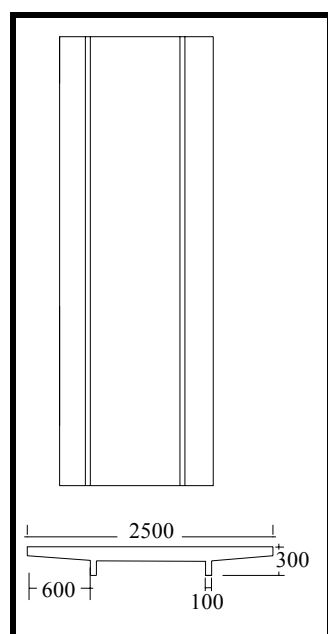
Os resultados dos deslocamentos horizontais obtidos nesta análise encontram-se dispostos na Tabela 3.2.



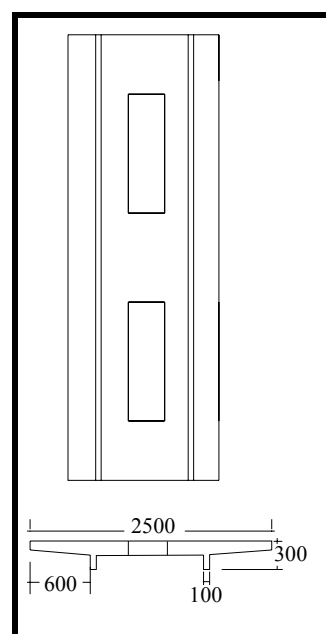
a) Estrutura principal

b) Painel maciço

c) Painel com aberturas



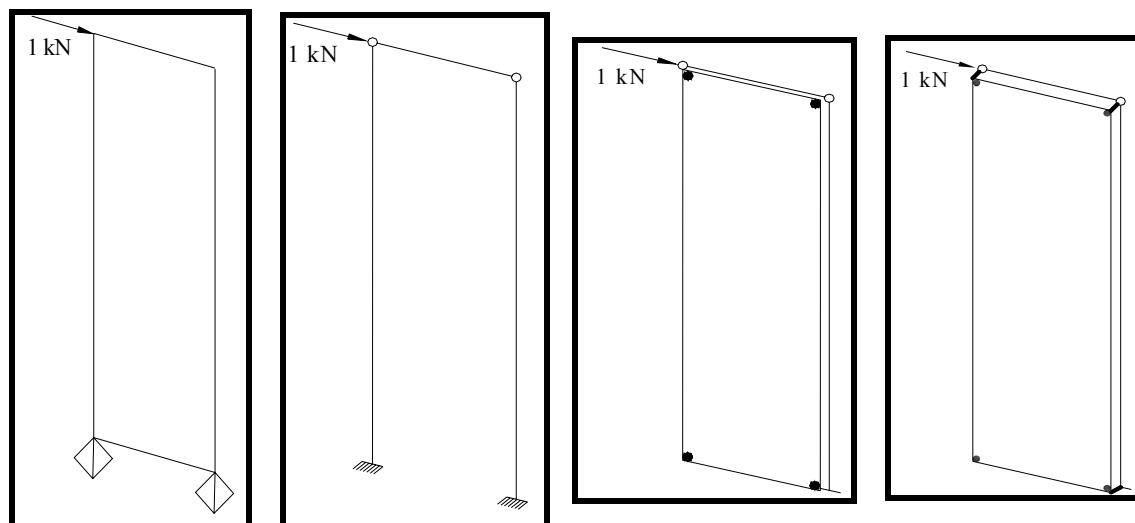
d) Painel com nervuras



e) Painel com aberturas e nervuras

Figura 3.14 – Dimensões da estrutura e dos painéis (medidas em mm).

Fonte: Castilho (1998).



a) Somente o painel b) Somente a estrutura c) Painel no plano d) Painel fora do plano

Figura 3.15 – Simulações de análises.

Fonte: Castilho (1998).

Tabela 3.2 – Deslocamentos para as análises consideradas (mm).

	Painel maciço	Painel maciço com aberturas	Painel com nervuras	Painel com nervuras e aberturas
Painel isolado	$6,75 \times 10^{-2}$	$8,90 \times 10^{-2}$	$15,97 \times 10^{-2}$	$21,31 \times 10^{-2}$
Estrutura principal	$45,01 \times 10^{-2}$	$45,01 \times 10^{-2}$	$45,01 \times 10^{-2}$	$45,01 \times 10^{-2}$
Estrutura principal e painel no plano	$8,20 \times 10^{-2}$	$9,32 \times 10^{-2}$	$11,36 \times 10^{-2}$	$13,20 \times 10^{-2}$
Estrutura principal e painel fora do plano	$12,20 \times 10^{-2}$	$13,04 \times 10^{-2}$	$18,39 \times 10^{-2}$	$19,53 \times 10^{-2}$

Fonte: Castilho (1998).

De posse dos resultados, Castilho (1998) chegou às seguintes conclusões em relação ao enrijecimento da estrutura:

- O deslocamento horizontal diminui sensivelmente quando os painéis, maciços ou não, são considerados ligados à estrutura principal – 5,5 vezes para o painel maciço, 4,8 vezes para o painel maciço com aberturas, 4,0 para o painel com nervuras e 3,4 para o painel com nervuras e aberturas, percebendo-se, assim, uma ordem decrescente do enrijecimento da estrutura de acordo com a consideração do tipo de painel utilizado;
- A consideração das aberturas nos painéis, tanto nos maciços quanto nos nervurados, acarreta no aumento do deslocamento, pois a parte referente à abertura não contribuirá para o deslocamento;
- Adicionando-se somente as nervuras, nota-se que os deslocamentos também aumentaram. Fato previsível, já que os painéis com nervuras, pela própria dimensão, são menos rígidos que os maciços;
- Em relação à análise da estrutura no plano e fora dele nota-se uma sensível diferença de valores dos deslocamentos. Esta divergência deve-se, principalmente, a uma acentuada flexão no painel, não considerada para as análises no plano.

Castilho (1998) observa, ainda, que a escolha do tipo de painel a ser utilizado na estrutura não deve ater-se somente ao maior ou menor enrijecimento da estrutura devendo, para cada situação de projeto, empregar o mais adequado.

Após a análise dos deslocamentos, foi realizada a análise das tensões para três casos distintos, nos quatro tipos de painéis:

- 1º caso: utilizando só o painel;
- 2º caso: utilizando o painel e a estrutura no plano;
- 3º caso: utilizando o painel e a estrutura fora do plano.

Foram analisados os valores máximos das tensões principais, nos pontos que representam tanto as extremidades do painel como das aberturas, conforme Figura 3.16. Os resultados desta análise estão ilustrados na Tabela 3.3.

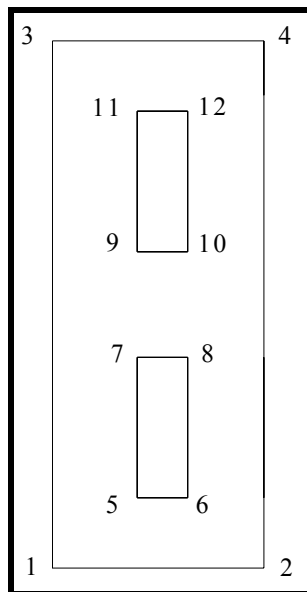


Figura 3.16 – Pontos de análise.

Fonte: Castilho (1998).

A partir dos resultados das tensões principais, foram feitas as seguintes observações para os três casos:

- A consideração de aberturas no painel mantém as tensões variáveis nas extremidades;
- Analisando os painéis nervurados, percebe-se que, comparando painéis nervurados sem e com aberturas, os painéis nervurados sem aberturas possuem tensões praticamente iguais;
- Pela verificação da distribuição das tensões principais, nota-se que as maiores tensões ocorrem nos painéis com aberturas, havendo uma maior concentração de tensões nos cantos das aberturas e nos pontos de concentração de esforços, enquanto, fora destes, as tensões são bem menores.

Em seguida, realizou-se a análise dos esforços nos painéis provenientes das ligações, estando listados, na Tabela 3.4, os valores máximos dos esforços nos quatro pontos de ligação. Deve-se atentar que estes esforços correspondem à resultante da soma vetorial das duas componentes na direção do plano.

Tabela 3.3 – Tensões principais máximas (kN/m²).

Situação	Painel sem nervura e com abertura	Painel maciço
<u>1º Caso:</u> Utilizando só o painel		
<u>2º Caso:</u> Utilizando o painel e a estrutura no plano		
<u>3º Caso:</u> Utilizando o painel e a estrutura fora do plano		

Fonte: Castilho (1998).

Tabela 3.4 – Valores máximos e sentidos dos esforços.

Situação	Estrutura + painel no plano	Estrutura + painel fora do plano
Painel Maciço		
Sem nervuras com aberturas		
Com nervuras com aberturas		
Com nervuras sem aberturas		

Fonte: Castilho (1998).

Pelos resultados apresentados, observa-se que os esforços nas ligações diferem muito quando há aberturas e nervuras nos painéis. Para o painel nervurado sem nenhuma abertura, os esforços diminuem 4% para o caso da estrutura no plano e 20% fora dele. Havendo a consideração de aberturas nos painéis nervurados os esforços diminuem, em média, 12% para o caso no plano e 23% fora dele.

Pode-se, ainda, perceber que a utilização dos painéis maciços embora acarrete um bom desempenho quanto ao enrijecimento da estrutura, proporciona as maiores tensões nas ligações, podendo, em alguns casos, sobrepor-se ao bom desempenho com relação ao enrijecimento.

Painéis nervurados constituídos de aberturas para janelas ou portas, apesar de apresentarem os menores esforços nas ligações com relação aos demais, possuem valores de tensões elevados, o que pode necessitar de armadura adicional nos painéis.

Para os exemplos envolvendo uma estrutura de único pavimento e uma estrutura de vários pavimentos, Castilho (1998) realizou análises semelhantes ao exemplo do estudo do painel isolado. Foram realizadas análises considerando, primeiramente, a estrutura sem os painéis e, em seguida, acrescentando os mesmos e efetuando avaliações referentes aos deslocamentos, tensões nos painéis e esforços nas ligações, adotando as seguintes ações atuantes na estrutura para ambos os exemplos: ação lateral (vento) e o efeito das variações volumétricas (fluência, retração e temperatura).

A estrutura de pavimento único (galpão) é toda constituída por elementos pré-moldados, tendo os painéis de fechamento altura de 7500 mm e largura 2500 mm, travados, na extremidade superior, por tirantes galvanizados parafusados na viga calha e, na parte inferior, os mesmos são apenas apoiados. Neste exemplo, foram realizadas, ainda, análises referentes à consideração ou não de ligações entre os painéis, ao efeito da variação de temperatura e aos efeitos globais de segunda ordem considerando o processo simplificado do coeficiente γ_z .

Observou-se pelos resultados apresentados que a consideração dos painéis de fechamento interagindo com a estrutura principal enrijece a mesma em torno de 15 vezes. Para a análise da consideração ou não de ligações entre painéis conferiu-se que os mesmos

enrijecem a estrutura em aproximadamente duas vezes quando a interligação entre eles é considerada.

Na avaliação dos efeitos globais de segunda ordem verificou-se que este fator pode ser desprezado para o caso da estrutura que considera o efeito do enrijecimento dos painéis em sua análise.

No exemplo da estrutura de vários pavimentos, também, toda formada por elementos pré-moldados – pilares 60×60 cm engastados na fundação e as vigas 20×40 cm simplesmente apoiadas por meio de pinos – os painéis possuem largura constante de 250 cm, espessura total de 18 cm e comprimentos variáveis conforme Figura 3.17.

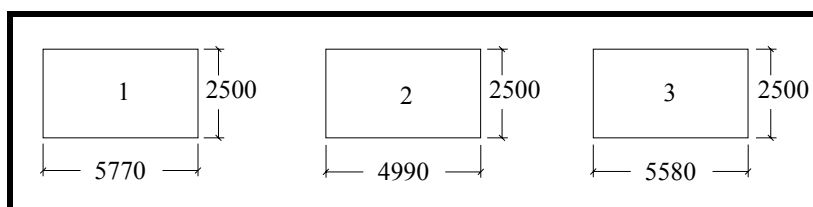


Figura 3.17 – Comprimentos dos painéis utilizados ao longo da estrutura (mm).

Fonte: Castilho (1998).

Os painéis são fixados na direção horizontal dispostos uns sobre os outros mediante apoio de elastômeros, ligados diretamente aos pilares por meio de insertos metálicos, sendo analisada uma parte da estrutura correspondente a uma elevação de pilares, a fim de se obter a contribuição e influência dos painéis nos esforços dos pilares. O pino de ligação utilizado possui comprimento de 20 cm e diâmetro 1,25 cm.

Desta maneira, para as ações verticais, as forças são transmitidas dos painéis superiores para os inferiores e do primeiro painel para a parte inferior dos pilares, por meio de consolos, ou diretamente para os blocos de fundação, conforme o caso. Para as ações horizontais, as ações são transmitidas diretamente aos pilares, de forma independente. A análise realizada deu-se em uma parte da estrutura, correspondente a uma elevação de pilares.

A disposição dos painéis ao longo da estrutura, as dimensões dos pilares e vigas e as forças horizontais consideradas estão representadas nas Figuras 3.18 e 3.19.

A ligação entre painéis e estrutura principal foi realizada por meio de molas com rigidezes vertical e horizontal, $\lambda_{tb} = 0,265 \text{ cm/kN}$.

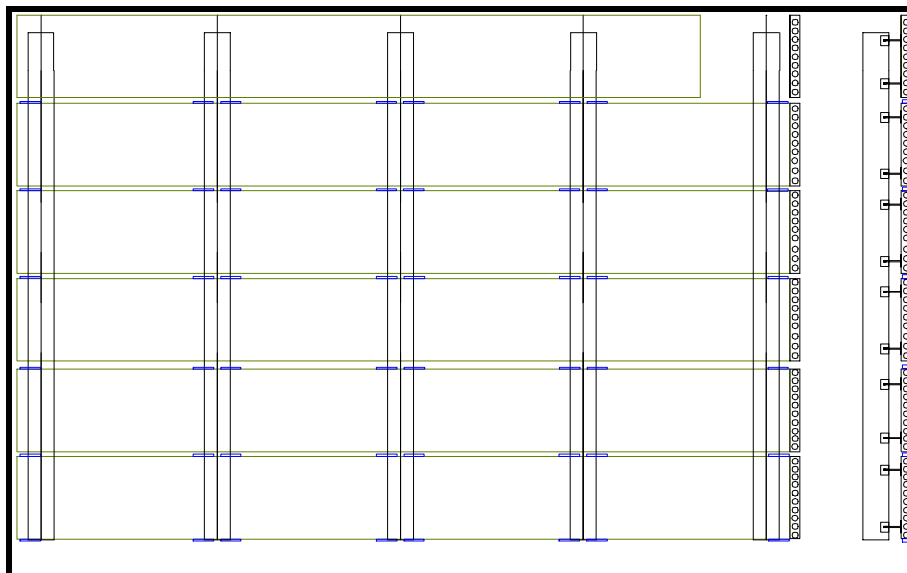


Figura 3.18 – Disposição dos painéis na estrutura analisada.

Fonte: Castilho (1998).

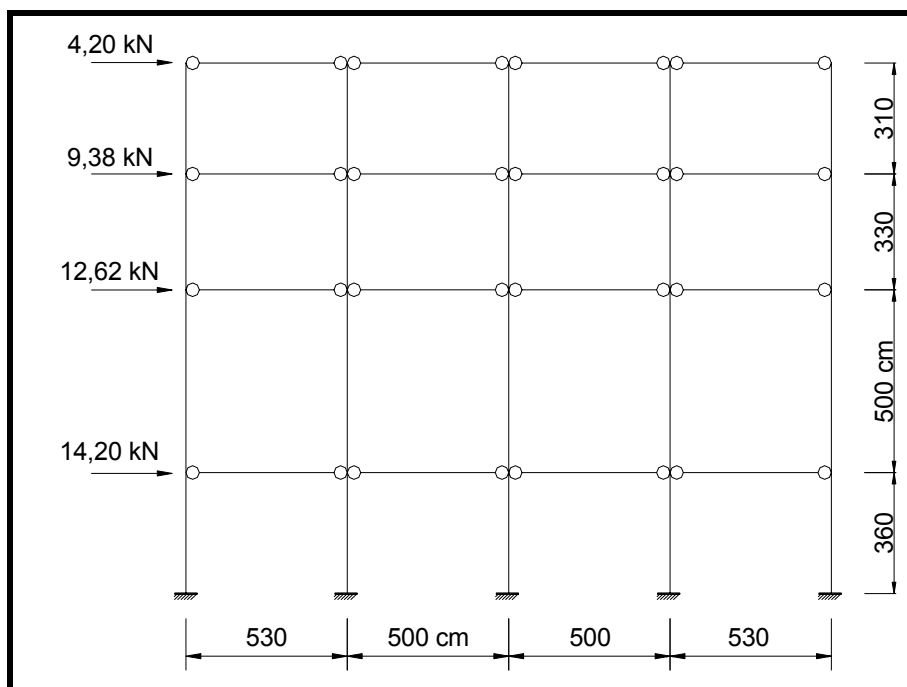


Figura 3.19 – Análise de vigas e pilares: dimensões e carregamento lateral (kN, cm).

Fonte: Castilho (1998).

Para a análise considerando os painéis, calculou-se o deslocamento no topo adotando as seguintes excentricidades da ligação painel-pilar: 20, 5 e 1 cm. Calcularam-se, também, duas variações dos comprimentos dos pilares: uma de 50×50 cm com excentricidade da ligação de 5 cm e outra de 40×40 cm e 1 cm de excentricidade.

Foram avaliadas duas ações: a primeira considerando a ação lateral (vento) atuando na estrutura (Figura 3.19) e a segunda ação englobando, também, os efeitos da temperatura da atmosfera, retração e fluência, adotando uma variação térmica de -35°C . Os resultados estão apresentados na Tabela 3.5.

Pelos resultados obtidos, nota-se que:

- Alterando o comprimento do pino, pode-se variar a rigidez da estrutura, cujo efeito pode ser aproveitado fazendo-se um redimensionamento de forma a minorar as dimensões dos pilares, garantindo, assim, uma economia de materiais;
- O deslocamento para a seção de pilares 60×60 cm com excentricidade da ligação de 20 cm é praticamente o mesmo para a seção de 50×50 cm e excentricidade 5 cm, o que ocasiona uma redução do volume de concreto em torno de 31%, podendo-se obter, também, uma diminuição da armadura utilizada;
- Os esforços e as tensões principais crescem com a redução do comprimento do pino de forma diferente nas duas ações. O crescimento desses parâmetros é bastante acentuado com a variação de temperatura devido à variação volumétrica dos painéis.

Tabela 3.5 – Valores dos deslocamentos, tensões e esforços nas ligações para os casos analisados.

Situação	Deslocamento devido às ações laterais (mm)	Esforços nas ligações sem a temperatura e retração (kN)	Tensões nos painéis sem a temperatura e retração (kN/m^2)	Esforços nas ligações devido a temperatura e retração (kN)	Tensões nos painéis devido a temperatura e retração (kN/m^2)
Pilares 60× 60 cm Ligação e = 20 cm	11,03	plano: 0,098 fora do plano: 0,098	plano: 3,6 fora do plano: 3,6	plano: 0,30 fora do plano: 0,43	plano: 9,75 fora do plano: 10,85
Pilares 60 × 60 cm Ligação e = 5 cm	7,31	6,80	73,39	22,10	760,00
Pilares 60 × 60 cm Ligação e = 1 cm	2,21	6,29	219,92	851,00	196660,00
Pilares 50× 50 cm Ligação e = 5 cm	11,15	3,22	128,48	22,10	740,00
Pilares 40× 40 cm Ligação e = 1 cm	3,02	10,1	350,54	-	-

Fonte: Castilho (1998).

3.5 LIMA, CASTILHO E GESUALDO (2005)

Lima, Castilho e Gesualdo (2005) apresentam um estudo numérico para avaliação da contribuição dos painéis de fechamento no enrijecimento da estrutura principal, com relação às ações laterais, considerando como variáveis a excentricidade da ligação painel – pilar e a espessura da chapa metálica que faz a ligação entre o painel e o pilar. A estrutura toda em elementos pré-moldados possui características iguais à estrutura de vários pavimentos apresentada por Castilho (1998) (ver Figuras 3.17, 3.18 e 3.19).

As análises numéricas foram desenvolvidas por meio de elementos finitos, utilizando o “software” ANSYS (versão 9.0). Os pilares foram modelados utilizando o elemento finito sólido SOLID65, as vigas foram representadas por elementos de barra tipo BEAM44, os painéis de fechamento e as chapas das ligações com o elemento de casca SHELL63. Maiores detalhes sobre o “software” ANSYS e as especificações dos elementos utilizados estão discriminados no capítulo 4. Os materiais foram considerados com comportamento elástico-linear.

Os valores adotados para a resolução das análises estão listados a seguir.

- Módulo de elasticidade longitudinal do concreto: $E_c = 3.130 \text{ kN/cm}^2$;
- Módulo de elasticidade longitudinal do aço: $E_s = 21.000 \text{ kN/cm}^2$;
- Seção transversal das vigas ($20 \times 40 \text{ cm}$) e pilares ($60 \times 60 \text{ cm}$);
- Espessura do painel, se considerado maciço: $e = 18 \text{ cm}$.

Como já mencionado, a fixação dos painéis nos pilares foi realizada por meio de chapas metálicas, conforme Figura 3.20. As ações horizontais são transmitidas diretamente aos pilares, por meio das ligações.

Os painéis foram dispostos excêntrica em relação ao pórtico formado pelos pilares e vigas. Os pilares foram engastados na base e foram impedidos de deslocarem na direção do eixo z , perpendicular ao plano dos painéis. O carregamento considerado nas análises numéricas restringiu-se ao efeito do vento (ver Figura 3.19) e ao peso próprio.

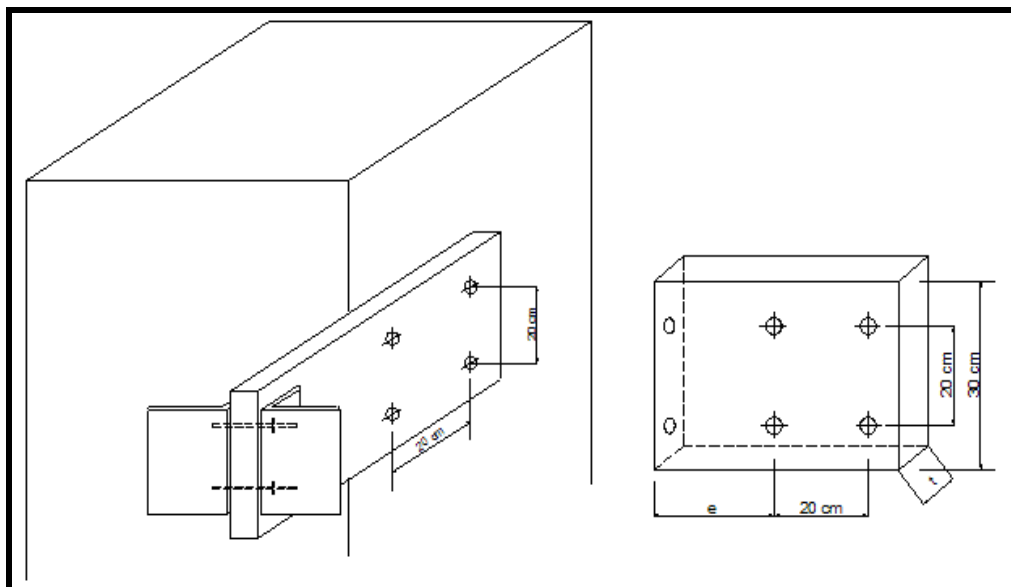


Figura 3.20 – Detalhe da ligação painel – pilar.

Fonte: Lima, Castilho e Gesualdo (2005).

Como mencionado anteriormente, as variáveis avaliadas na análise numérica foram a excentricidade e e a espessura t da chapa metálica de ligação do painel com os pilares, considerando os painéis fixados nos pilares por meio de quatro ou dois pontos, na parte superior. Para fins de dimensionamento, cada um dos pontos de fixação transmitia igualmente o carregamento devido ao peso próprio do painel, bem como a ação lateral do vento. Assim, foram desenvolvidas quatro análises, P1 a P4, discriminadas na Tabela 3.6.

Para efeito da modelagem numérica da chapa metálica de ligação, os nós relativos aos pontos de ligação coincidentes entre o pilar e a chapa metálica foram unidos, de forma a representar uma ligação rígida, por meio do comando “merge”. Desta forma, buscou-se analisar o efeito dos esforços na chapa, bem como a flexão lateral, que é crítica, dado o carregamento considerado.

Primeiramente, foi feita uma avaliação do comportamento da estrutura, sem a consideração dos painéis, obtendo para a ação do vento o deslocamento horizontal máximo no topo dos pilares de 1,125 cm.

Em seguida, os painéis foram acrescentados à estrutura e analisados os casos discriminados na Tabela 3.6. Os deslocamentos horizontais máximos obtidos para cada análise estão representados na Figura 3.21.

Tabela 3.6 – Situações de espessuras das chapas e excentricidades das análises desenvolvidas.

Painel		Excentricidade da ligação do painel	Espessura da chapa de ligação (cm)
	P1 (4 pontos)	5 cm	0,35
			0,5
			0,7
			1,0
	P2 (2 pontos)	5 cm	0,5
			0,7
			1,0
			2,0
			3,0
	P3 (2 pontos)	10 cm	0,7
			1,0
			2,0
	P4 (2 pontos)	20 cm	1,0
			2,0

Fonte: Lima, Castilho e Gesualdo (2005).

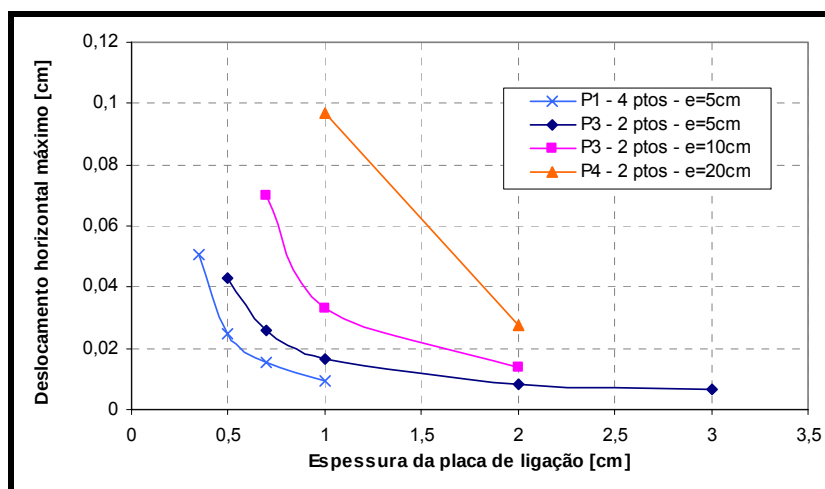


Figura 3.21 – Deslocamento no topo do pilar x excentricidade da chapa de ligação para as análises P1 a P4.

Fonte: Lima, Castilho e Gesualdo (2005).

Na Figura 3.22 tem-se a tensão máxima obtida na chapa de ligação (ligação inferior do segundo pilar da esquerda para a direita - chapa de ligação 2 cm para a análise P2),

atingindo uma tensão crítica de $4,227 \text{ kN/cm}^2$. E, na Figura 3.23, os esforços de flexão a que estão submetidos os painéis.

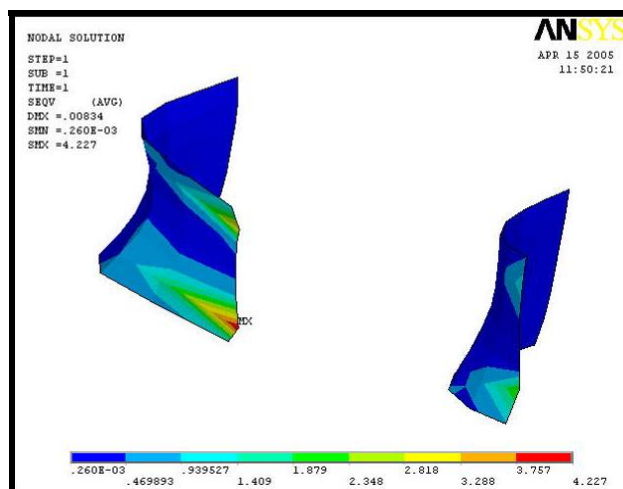
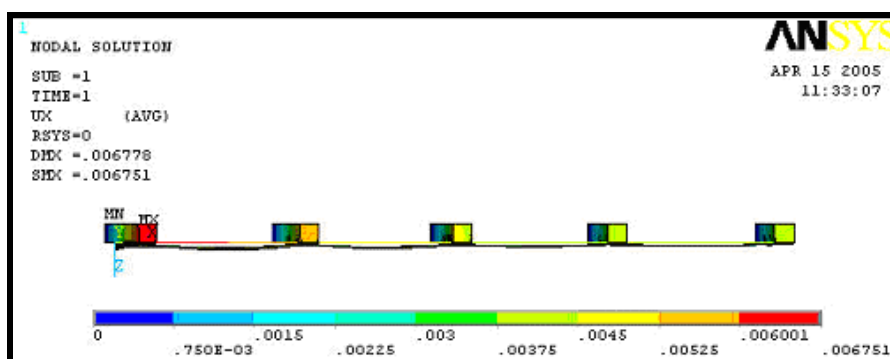
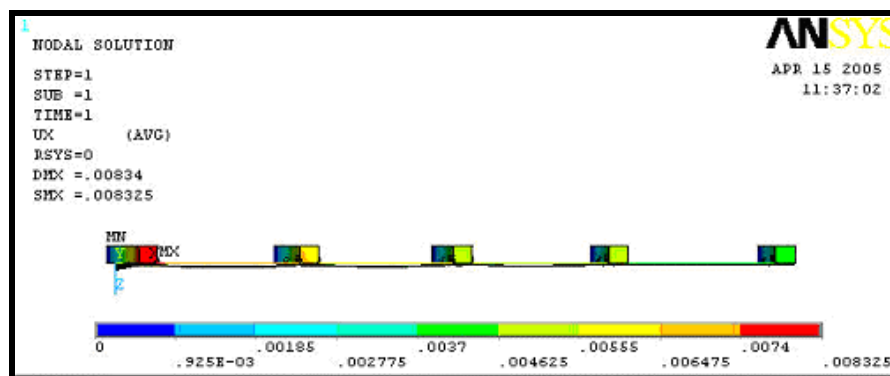


Figura 3.22 – Detalhe da chapa de ligação mais solicitada: ligação inferior do segundo pilar (da esquerda para a direita) – chapa de ligação 2 cm para a análise P2.

Fonte: Lima, Castilho e Gesualdo (2005).



a) Análise P2 com chapa de ligação de 3 cm de espessura: flexão em todas as fileiras de painéis.



b) Análise P2 com chapa de ligação de 2 cm de espessura: flexão nas três fileiras da esquerda.

Figura 3.23 – Vista superior da análise da estrutura P2.

Fonte: Lima, Castilho e Gesualdo (2005).

Em todas as análises desenvolvidas (P1 a P4), as tensões atuantes nos painéis pré-moldados foram pequenas, concentrando, como era de se esperar, nos pontos de ligação do painel com o pilar, ou seja, nos pontos definidos pelas chapas de ligação. Entretanto, estes esforços são muito pequenos em comparação aos esforços solicitantes atuantes nos elementos das ligações, ou seja, nas chapas metálicas.

Com base nos resultados obtidos, os autores concluíram que:

- Os deslocamentos horizontais da estrutura diminuem sensivelmente quando se consideram os painéis interagindo com a estrutura principal;
- O aumento da excentricidade da ligação painel – pilar tende a gerar maiores deslocamentos na estrutura;
- As tensões nas ligações aumentam à medida que diminui a espessura da chapa metálica, chegando a valores significativamente inferiores;
- A escolha do número de pontos de fixação painel-pilar (dois ou quatro) deve ser economicamente avaliada, levando-se em conta a grandeza das solicitações atuantes em cada situação;
- Os painéis pré-moldados apresentam flexão fora do seu plano quando se utilizam placas de ligações com maiores espessuras;
- O aumento do enrijecimento da estrutura pelos painéis de fechamento acarreta um aumento nos esforços nas ligações e nas solicitações dos painéis, sendo que os esforços nas ligações são mais críticos.

CAPÍTULO 4

ANÁLISE NUMÉRICA

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo é abordada, numericamente, a contribuição dos painéis de fechamento no enrijecimento da estrutura principal.

São desenvolvidos, a partir de estruturas reais, dois modelos numéricos de galpões com pavimento único. A modelagem é realizada por meio do software ANSYS versão 9.0, que utiliza o Método de Elementos Finitos (MEF).

O MEF é uma das principais técnicas computacionais utilizadas em engenharia para analisar o comportamento das estruturas por meio da resolução de equações diferenciais oriundas de problemas da Matemática Aplicada.

Através da discretização da estrutura (montagem de pequenos subdomínios), tem-se a formação de um conjunto finito de elementos que apresentam geometria simples, sendo os mesmos conectados uns aos outros por meio de pontos nodais (veja a Figura 4.1).

A influência de cada elemento no sistema global é analisada por meio de funções que interpolam as incógnitas nodais e são acumuladas em um sistema de equações algébricas, cuja solução conduz à solução do problema do contínuo. A precisão da formulação matemática do MEF envolve questões que fogem ao escopo do presente trabalho.

A seguir, são apresentados aspectos gerais da estratégia de modelagem desenvolvida.

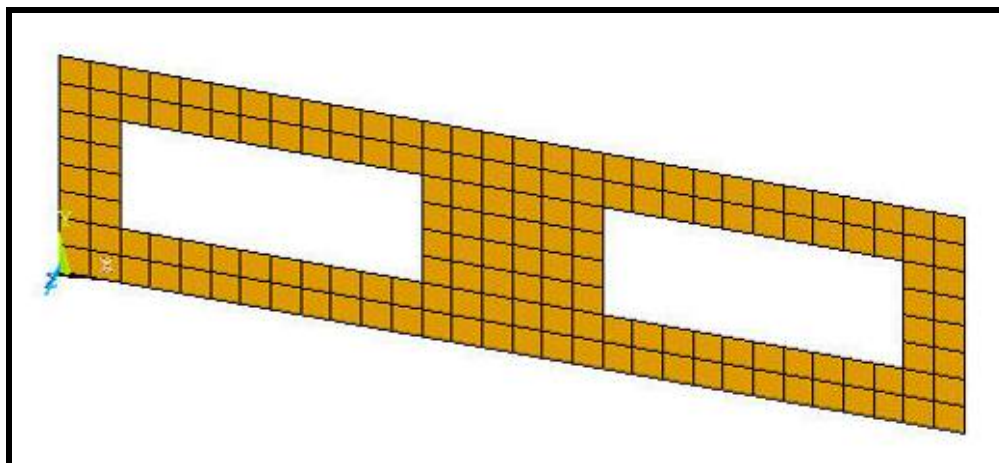


Figura 4.1 – Exemplo de discretização em elementos finitos de um painel típico com aberturas.

4.2 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

Os modelos numéricos desenvolvidos foram elaborados através de elementos pré-definidos, disponíveis na biblioteca interna do ANSYS versão 9.0, os quais são apresentados a seguir. Para a escolha dos elementos a serem utilizados na modelagem levou-se em consideração aspectos como número de graus de liberdade, esforço computacional e, principalmente, representatividade perante o comportamento a ser simulado.

4.2.1 Elemento SOLID65

O elemento SOLID65 (elemento de volume) possui oito nós, cada um com três graus de liberdade, sendo eles translações segundo os eixos x , y e z . A geometria, posição dos nós e o sistema de coordenadas do elemento estão dispostos na Figura 4.2.

Este elemento é usado para modelar o concreto simples e o concreto armado, pois permite a inclusão de armadura sob a forma de taxas (“rebars”) na matriz do concreto orientadas segundo os ângulos ϕ e θ (Figura 4.2). A característica mais importante deste elemento refere-se às suas propriedades de não-linearidade física do material, permitindo fissuração na tração e esmagamento na compressão, deformação plástica e fluência. As taxas de armadura (“rebars”) resistem apenas a esforços axiais (tração e compressão), permitindo, também, assumir deformações plásticas e devido à fluência.

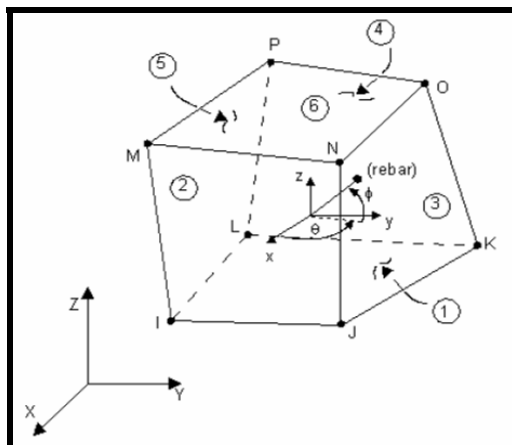


Figura 4.2 – Elemento finito SOLID65.

Fonte: Documentação do ANSYS versão 9.0.

4.2.2 Elemento SOLID45

O elemento SOLID45 esquematizado na Figura 4.3 é, também, um elemento de volume utilizado na modelagem de estruturas tridimensionais. É definido por oito nós, tendo os mesmos três graus de liberdade por nó que o elemento SOLID65: translações nos eixos x , y e z , apresentando, também, a mesma geometria, posição dos nós e sistema de coordenadas do elemento similares ao SOLID65. Este elemento admite a plastificação, fluência, dilatação térmica, grandes deslocamentos e deformações, além de admitir a consideração da não-linearidade física do material.

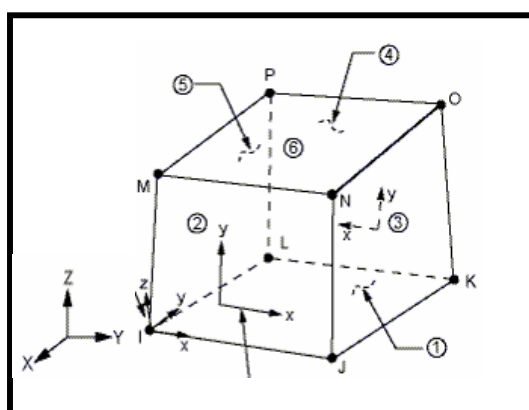


Figura 4.3 – Elemento finito SOLID45.

Fonte: Documentação do ANSYS versão 9.0.

4.2.3 Elemento SHELL63

É um elemento plano (elemento de casca), com quatro nós e seis graus de liberdade por nó, três translações e três rotações (Figura 4.4). Possui deformação linear no plano em que está contido e admite, entre outras características, grandes deslocamentos e a consideração de não-linearidade física do material.

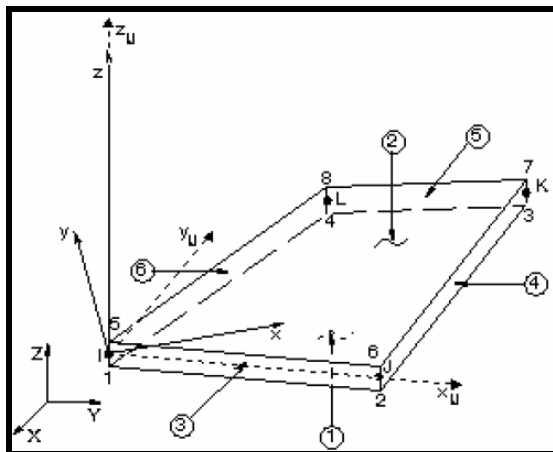


Figura 4.4 – Elemento finito SHELL63.

Fonte: Documentação do ANSYS versão 9.0.

4.2.4 Elemento BEAM4

Trata-se de um elemento de viga (elástico), com três nós (I, J e K) e seis graus de liberdade por nó, o que inclui as translações e as rotações segundo os eixos x, y e z. Admite a consideração de esforços de tração, compressão, torção e flexão (Figura 4.5).

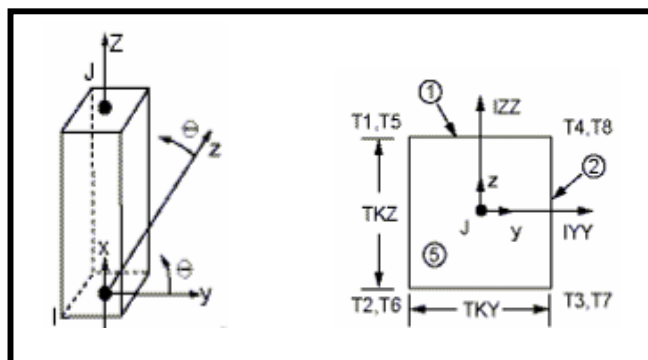


Figura 4.5 – Elemento finito BEAM4.

Fonte: Documentação do ANSYS versão 9.0.

4.2.5 Elemento BEAM44

Assim como o elemento BEAM4, o BEAM44 é, também, um elemento de viga (elástico) com capacidade para esforços de tração, compressão, torção e flexão, com três nós (I, J e K) e seis graus de liberdade por nó: translações e rotações segundo os eixos x , y e z . Este elemento permite a consideração de viga com seção transversal variável longitudinalmente, sendo esta a principal diferença em relação ao BEAM4 (veja a Figura 4.6).

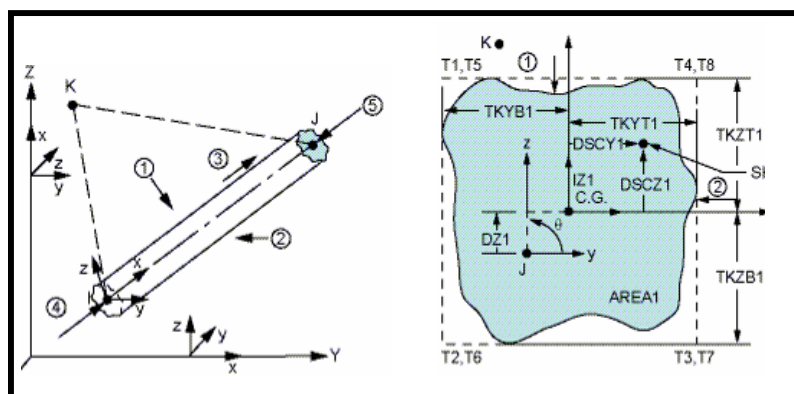


Figura 4.6 – Elemento finito BEAM44.

Fonte: Documentação do ANSYS versão 9.0.

4.2.6 Elementos CONTA173 e TARGE170

Trata-se de elementos de contato superfície-superfície para modelagem de estruturas tridimensionais.

De acordo com o ANSYS 9.0, no contato entre duas superfícies, a menor delas é denominada superfície de contato, modelada com o elemento CONTA173, enquanto a outra (maior) é chamada de superfície alvo, simulada através do elemento TARGE170. Os elementos de contato também possuem três graus de liberdade em cada nó: translações nos eixos x , y e z . As características geométricas desses elementos são as mesmas da face dos elementos sólidos aos quais estão unidos (Figura 4.7).

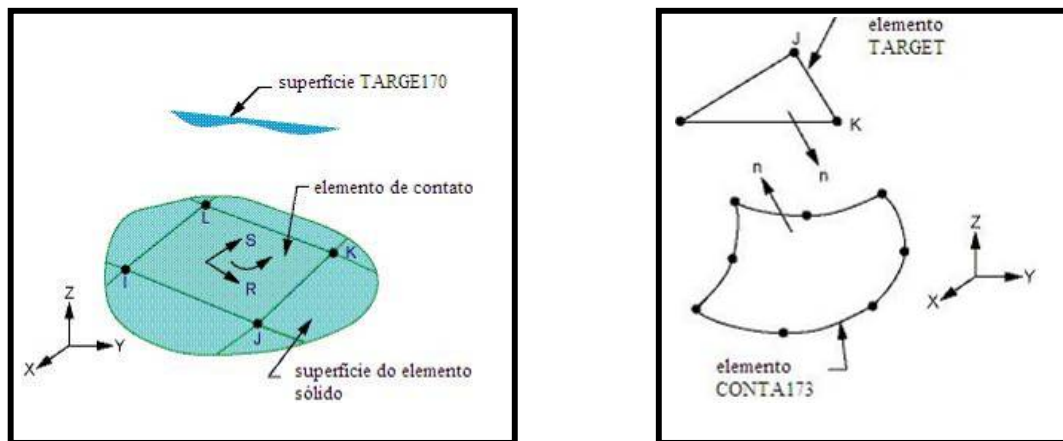


Figura 4.7 – Elementos finitos CONTA173 e TARGE170, respectivamente.

Fonte: Documentação do ANSYS versão 9.0.

4.3 PRIMEIRA ANÁLISE NUMÉRICA

Esta primeira modelagem numérica toma, como referência, um estudo apresentado por Castilho (1998) para o caso de uma estrutura real de pavimento único (galpão), tendo sua vedação vertical composta por painéis de fechamento pré-moldados de concreto.

A estrutura principal do galpão corresponde a uma adaptação do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da USP, São Carlos-SP e é formada por seis pilares de seção transversal quadrada, 500 mm × 500 mm, conforme Figura 4.8.

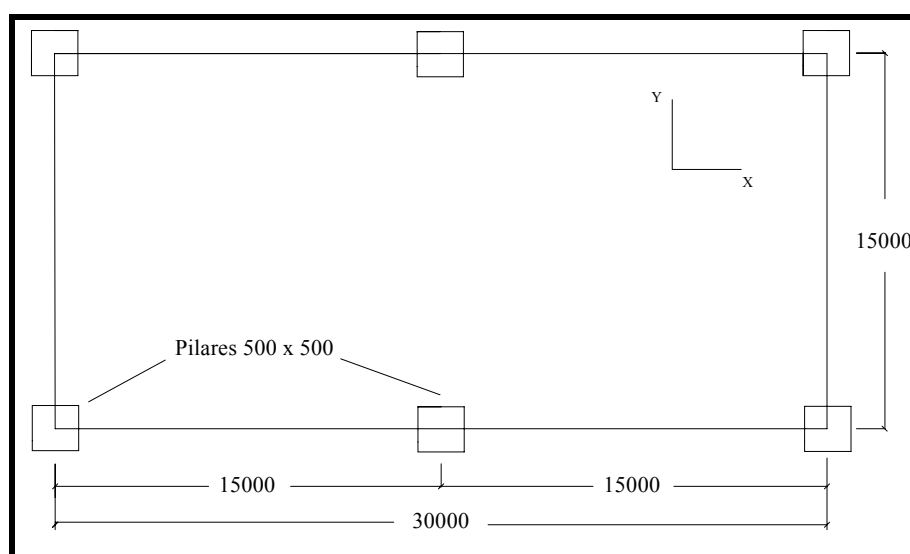
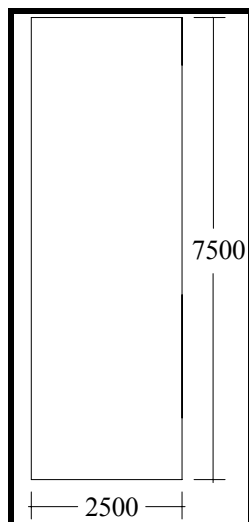


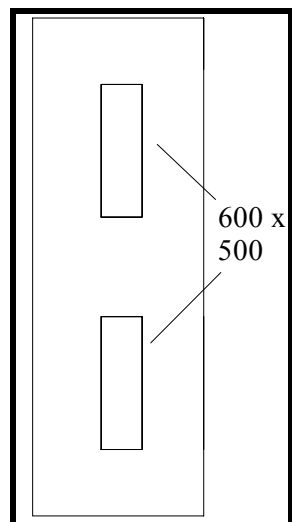
Figura 4.8 – Planta baixa do galpão (medidas em mm).

Fonte: Castilho (1998).

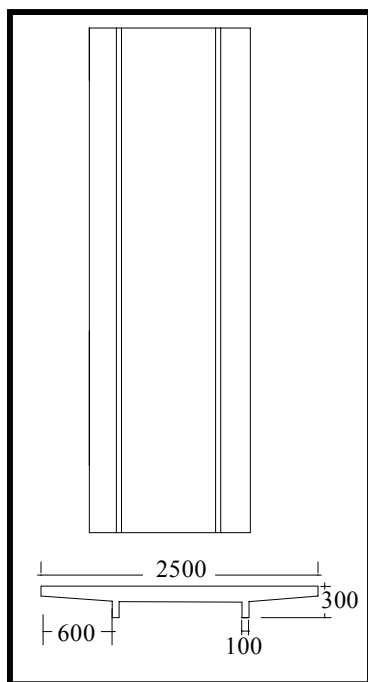
Cada pilar possui três consolos trapezoidais sobre os quais se apóiam as vigas calhas, com seção transversal em formato I. Os painéis analisados possuem altura 7500 mm e largura 2500 mm, apresentando as seguintes variações: maciço, maciço com aberturas, maciço com nervuras (painéis π) e maciço com nervuras e aberturas, conforme Figura 4.9. Para o apoio das vigas calhas sobre os consolos dos pilares foram utilizados elastômeros – neoprene dureza *Shore A 60* – de espessura 20 mm.



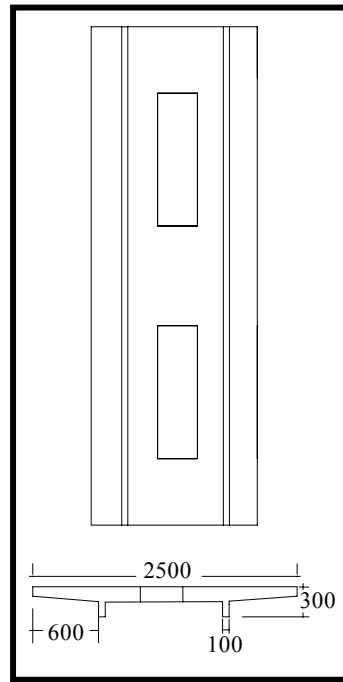
a) painel maciço



b) painel com aberturas



c) painel com nervuras



d) painel com aberturas e nervuras

Figura 4.9 – Tipos e dimensões dos painéis (mm).

Fonte: Castilho (1998).

a) Quanto às vinculações:

Os painéis são travados na extremidade superior por tirantes galvanizados, parafusados na viga calha. A ligação da viga-calha nos consolos dos pilares é realizada por meio de quatro chumbadores (dois de cada lado) de diâmetro 25,4 mm, conforme mostra a Figura 4.10. Na parte inferior, os mesmos são apenas apoiados em uma viga que, por sua vez, apoia-se na fundação, sendo a estrutura principal considerada perfeitamente engastada no solo. A disposição dos painéis na direção de análise y está representada na Figura 4.11.

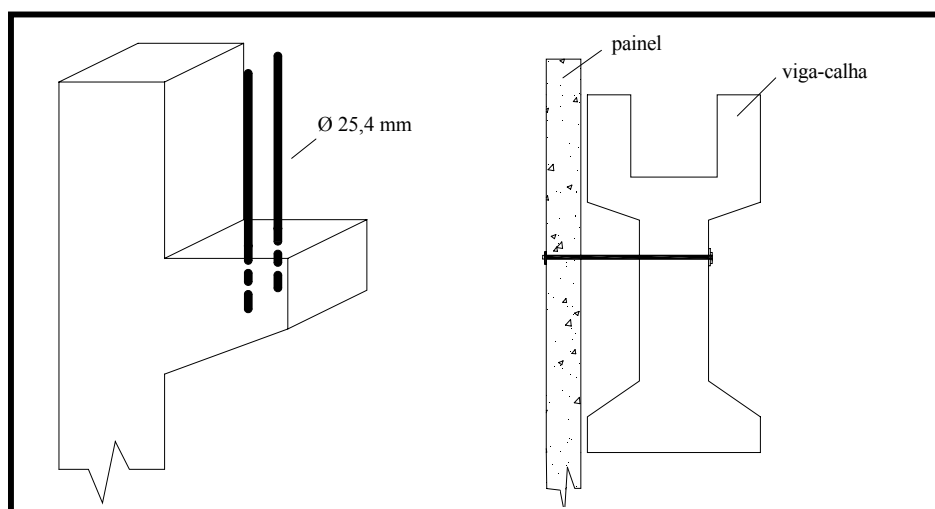


Figura 4.10 – Detalhe da ligação viga-calha – pilar e painel – viga-calha, respectivamente.

Fonte: Castilho (1998).

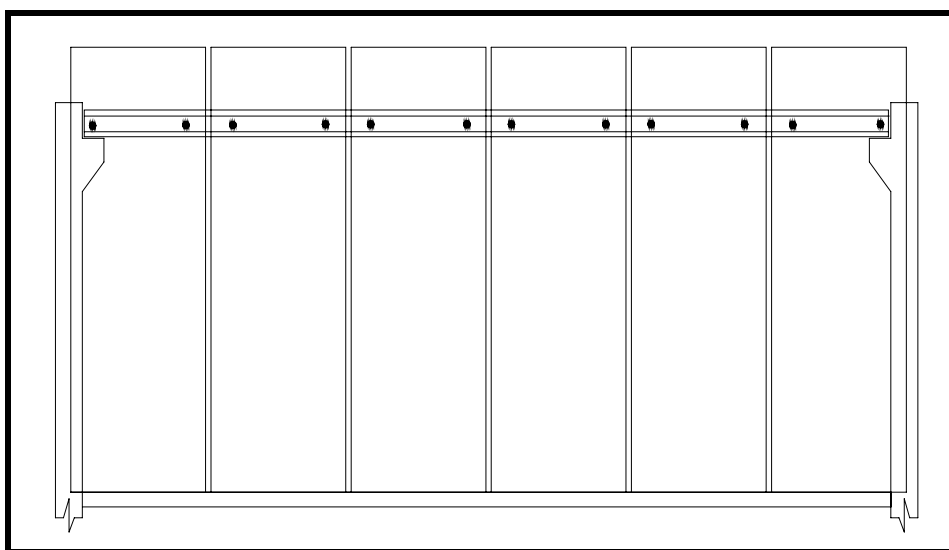


Figura 4.11 – Elevação na direção y .

Fonte: Castilho (1998).

b) Quanto aos elementos finitos utilizados:

Os pilares e a viga-calha foram modelados utilizando o elemento finito SOLID65 e as placas de neoprene por SOLID45. Os painéis de fechamento foram representados por elementos de casca tipo SHELL63. Para a ligação da viga nos pilares, por meio de chumbadores, foi utilizado o elemento BEAM4 e para a ligação dos painéis na viga-calha, representando os parafusos, utilizou-se o recurso de acoplamento de nós painel-viga, compatibilizando as translações referentes aos eixos x e y por meio de nós coincidentes entre estes dois elementos. O contato entre as superfícies adjacentes da viga-calha – neoprene – consolo pilar foi realizado por meio dos elementos CONTA173 e TARGE170. Assim, resultou um modelo tridimensional constituído por quatro conjuntos de elementos sendo eles os pilares com consolos, a viga-calha, as placas de neoprene e os painéis.

Cada conjunto foi discretizado separadamente, porém, de forma a coincidir os nós de cada um na interface entre eles, possibilitando os nós relativos aos pontos de ligação coincidentes entre a viga-calha, as placas de neoprene e os consolos dos pilares serem unidos pelos chumbadores (BEAM4) e entre os painéis e a viga-calha serem unidos pelo recurso de acoplamento de nós.

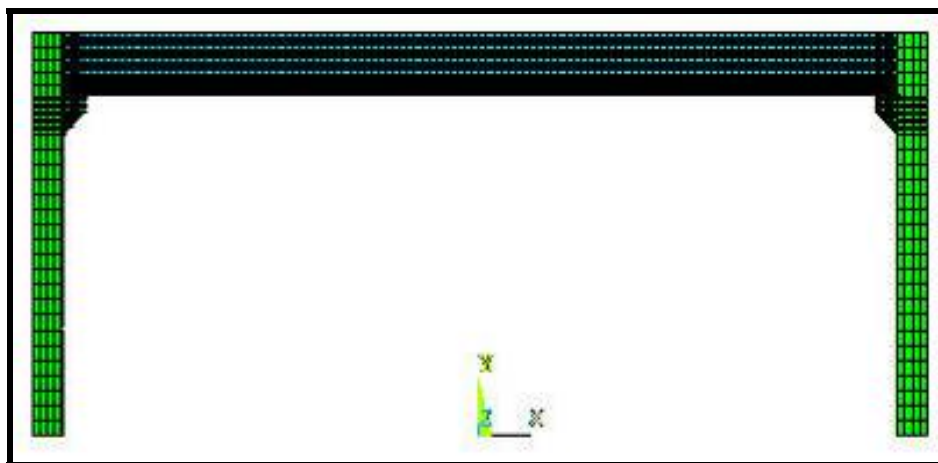
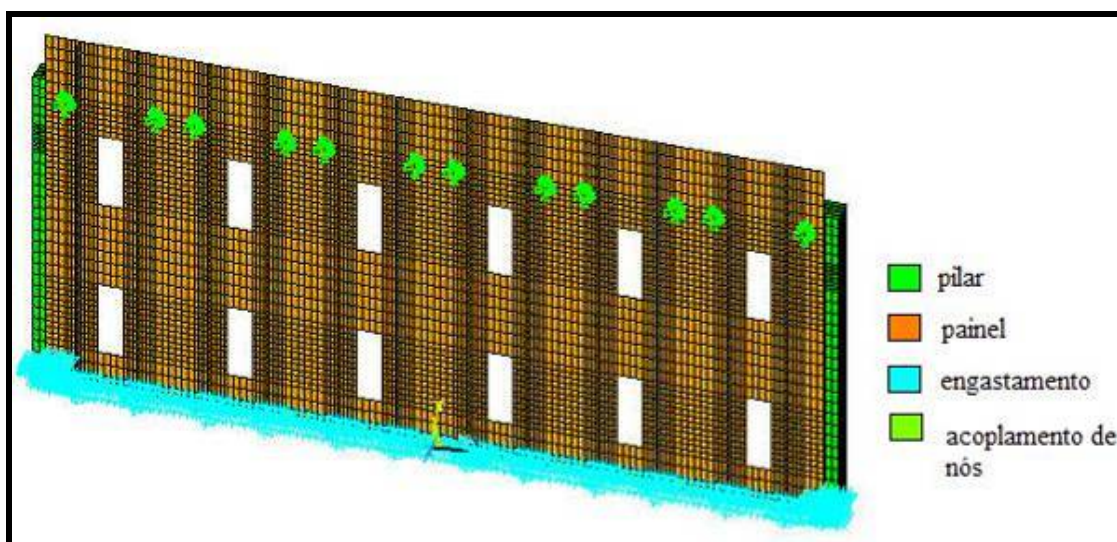
Na Figura 4.12, é apresentado um exemplo da modelagem numérica para a estrutura composta por painéis com aberturas e nervuras, na Figura 4.13, tem-se a discretização do pilar, placa de neoprene e viga-calha, na Figura 4.14, a discretização dos painéis e, na Figura 4.15, o acoplamento dos nós (u_x , u_y) para a ligação painel-viga.

c) Quanto às características físicas dos materiais utilizados:

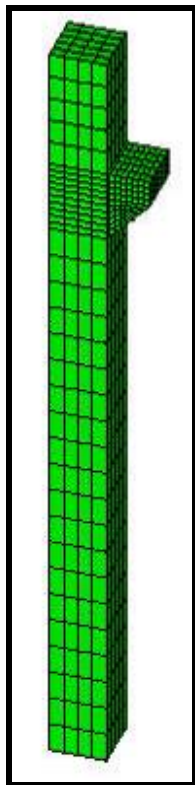
Os materiais foram considerados com comportamento elástico linear com os seguintes valores:

- Módulo de elasticidade longitudinal e coeficiente de Poison do concreto:
 $E_c = 3000 \text{ kN/cm}^2$, $\nu_c = 0,2$;
- Módulo de elasticidade longitudinal e coeficiente de Poison do aço: $E_s = 20500 \text{ kN/cm}^2$, $\nu_s = 0,3$;

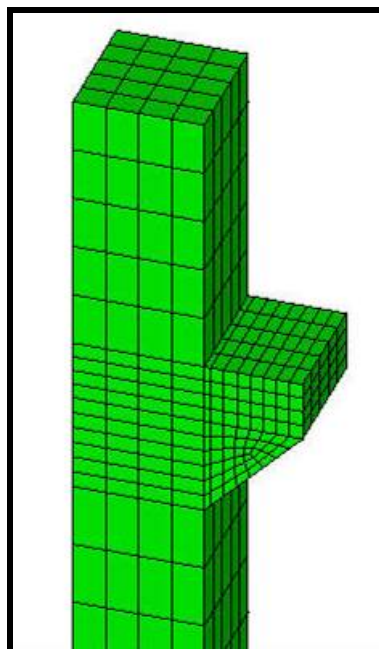
- Áreas das seções transversais das vigas e pilares: $A_v = 2,9 \times 10^5 \text{ mm}^2$; $A_p = 2,5 \times 10^5 \text{ mm}^2$;
- Momento de inércia das vigas e pilares: $I_v = 4,32 \times 10^{10} \text{ mm}^4$; $I_p = 0,521 \times 10^{10} \text{ mm}^4$;
- Diâmetro dos chumbadores: $d_{ch} = 25,54 \text{ mm}$;
- Espessura e comprimento da placa de neoprene: $e_n = 20 \text{ mm}$, $c_n = 250 \text{ mm}$;
- Coeficiente de atrito: $\mu = 0,4$;
- Espessura dos painéis se considerados maciços: $e_p = 125 \text{ mm}$.



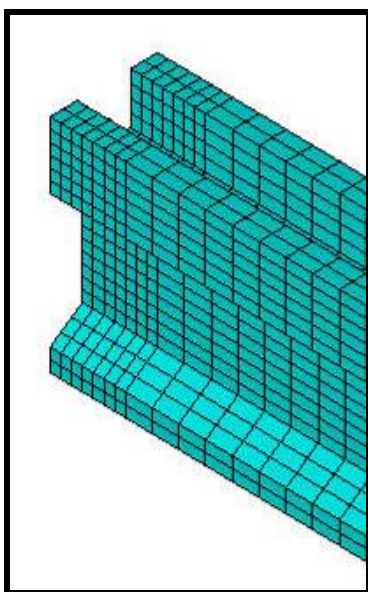
a) Vista geral da discretização do pilar, placa de neoprene e viga-calha I



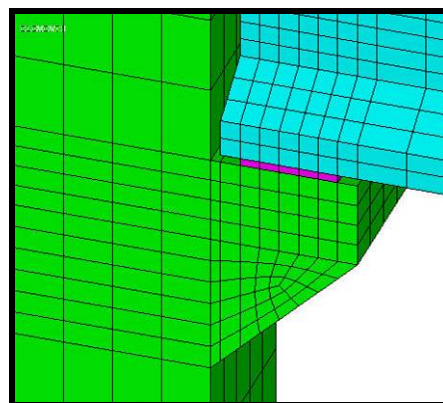
b) Detalhe da malha do pilar



c) Detalhe da malha do consolo do pilar

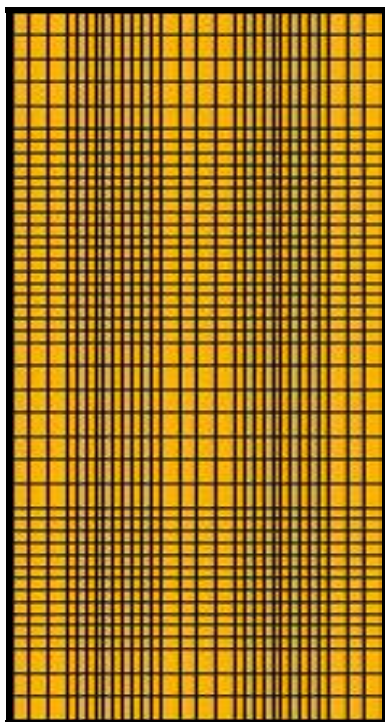


d) Detalhe da malha da viga

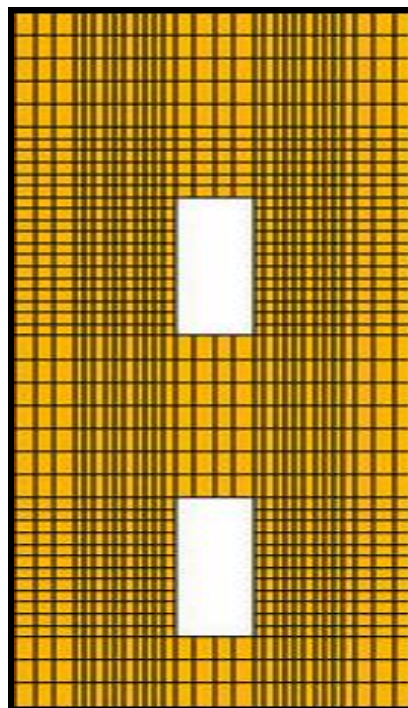


e) Detalhe da malha da placa de neoprene

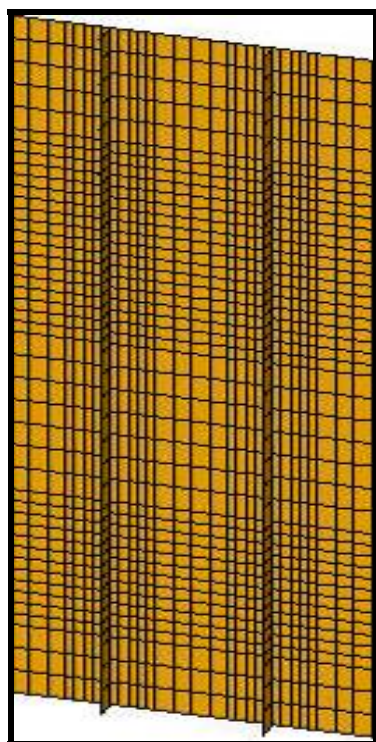
Figura 4.13 – Discretização da estrutura.



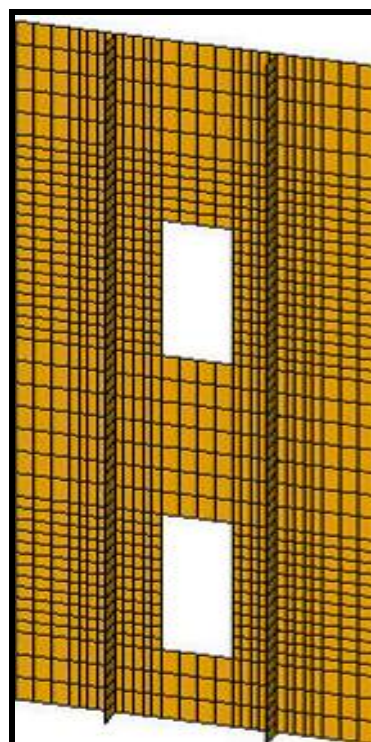
a) Detalhe da malha do painel maciço



b) Detalhe da malha do painel com aberturas

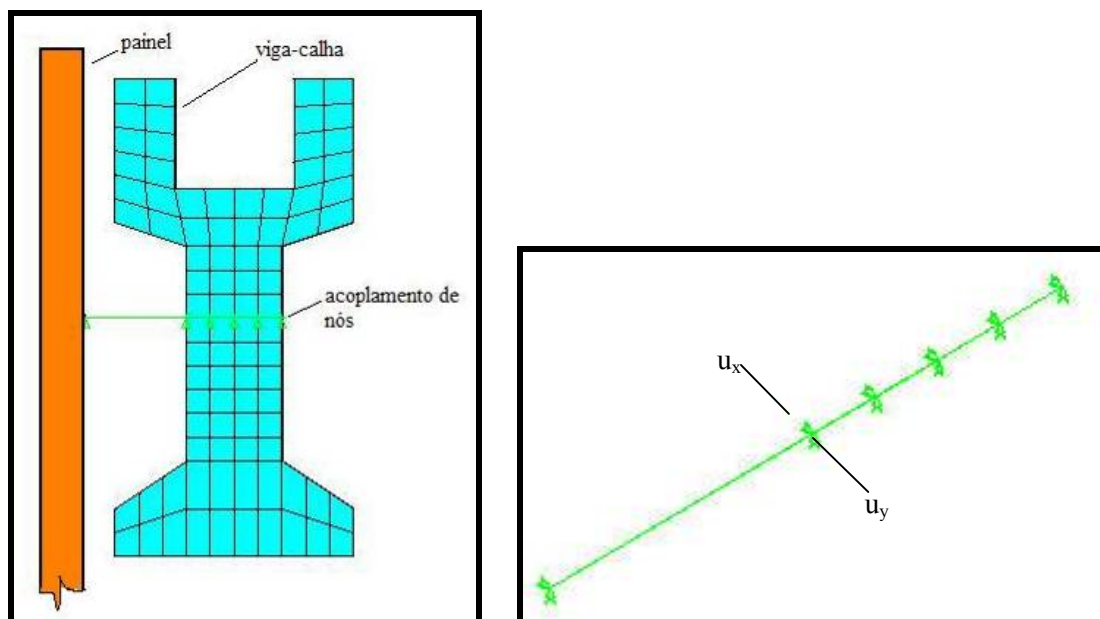


c) Detalhe da malha do painel com nervuras



d) Detalhe da malha com aberturas e nervuras

Figura 4.14 – Discretização dos painéis.



a) Localização do acoplamento de nós no painel e na viga-calha

b) Detalhe da representatividade do acoplamento de nós

Figura 4.15 – Acoplamento dos nós (u_x , u_y) para a ligação painel – viga-calha.

Cabe destacar que a escolha do diâmetro dos chumbadores e da espessura e comprimento das placas de neoprene (almofadas) foi realizada segundo orientações constantes em Ferreira (1999), que recomenda uma relação entre comprimento (c_n) e espessura (e_n) de:

$$\frac{c_n}{e_n} < 20, \text{ levando em consideração, também, a relação existente entre a espessura da}$$

almofada (h_a) e o diâmetro do chumbador (d_{ch}). Para esta relação o autor recomenda:

$$\frac{d_{ch}}{e_n} > 1 \text{ (FERREIRA, 1999 apud MIOTTO, 2002).}$$

Os painéis foram fixados na viga, excêntricamente em relação ao pórtico formado pelo pilares e viga-calha. Na parte inferior, como dito anteriormente, os mesmos são apenas apoiados em uma viga que, por sua vez, apoia-se na fundação. Os pilares foram engastados na base. Dessa maneira, toda a parte inferior do modelo (estrutura principal + painéis) foi considerada perfeitamente engastada no solo. O carregamento considerado nas análises numéricas limitou-se ao efeito do vento atuando no topo do pilar (45,25 kN), conforme Figura 4.16, ao peso-próprio e à consideração de uma força de protensão atuando em ambos os lados na parte inferior (50 mm da base) da viga-calha, já que a estrutura compõe-se de um pórtico de grandes dimensões em altura e comprimento entre pilares (veja a

Figura 4.17). A mesma foi estimada segundo orientações constantes na NBR 6118 (ABNT, 2003) e NBR 9062 (ABNT, 2005) e o valor adotado é 790 kN.

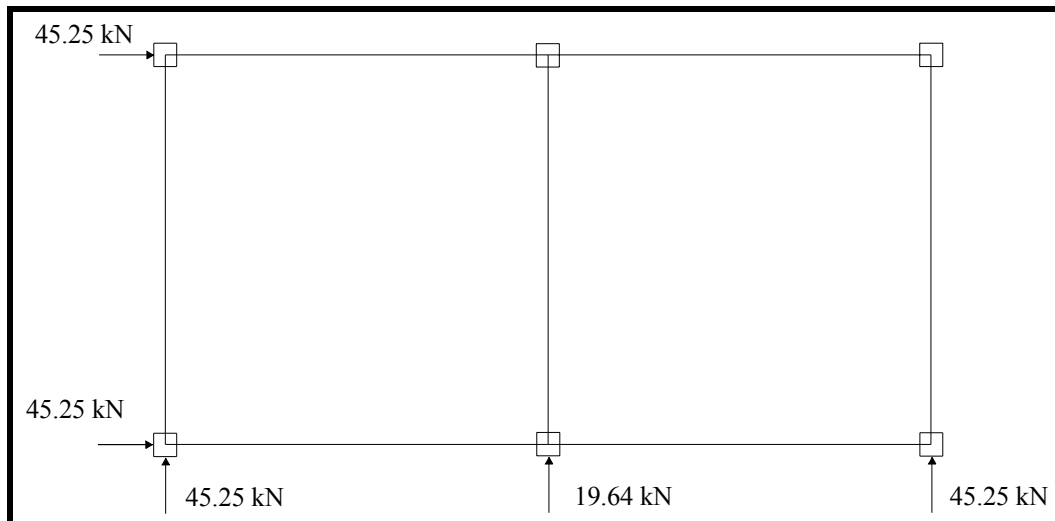


Figura 4.16 – Ações devidas ao vento na estrutura.

Fonte: Castilho (1998).

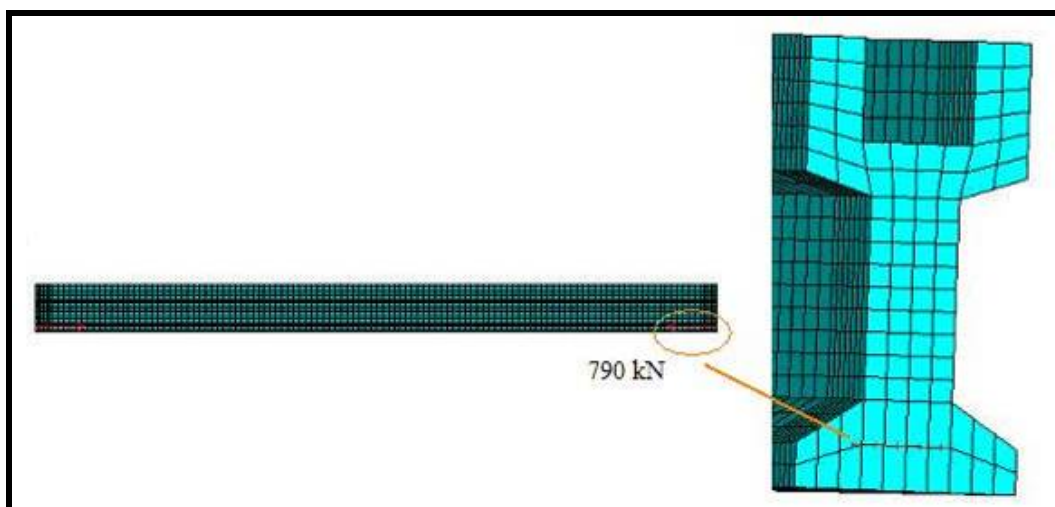


Figura 4.17 – Ação da força de protensão na viga-calha atuando em ambos os lados da viga.

4.3.1 Análise dos deslocamentos

Primeiramente, foi realizada uma análise do comportamento da estrutura formada pelos pilares, viga-calha e placas de neoprene, sem a consideração dos painéis. Para a ação do

vento, o deslocamento horizontal máximo no topo dos pilares na direção de análise y foi de 14,02 mm, conforme mostra a Figura 4.18.

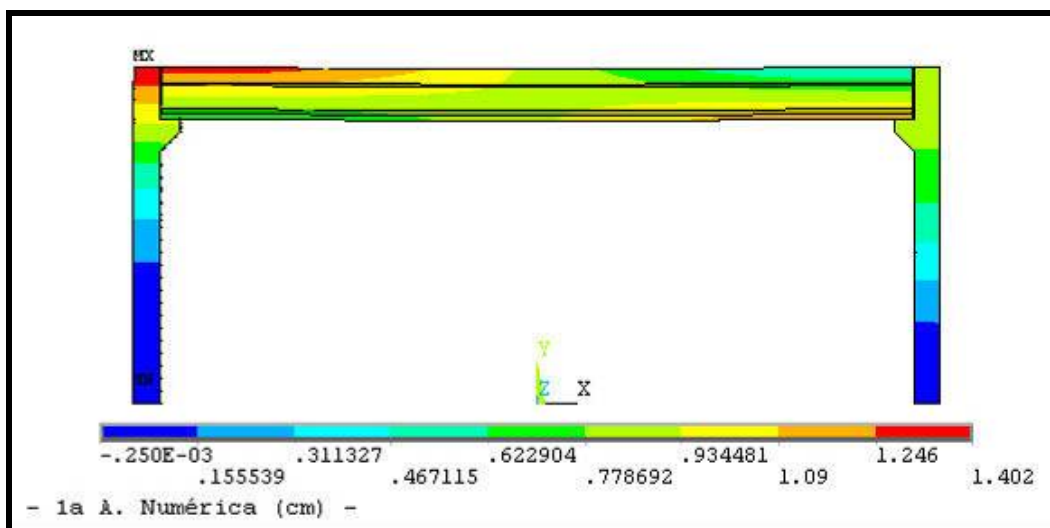


Figura 4.18 – Deslocamento horizontal da estrutura sem os painéis.

Em seguida, os painéis de fechamento foram acrescentados à estrutura e avaliado o efeito do enrijecimento dos diferentes tipos de painéis, a partir dos deslocamentos no topo do pilar. Na Tabela 4.1, encontram-se os resultados obtidos nesta avaliação.

Tabela 4.1 – Deslocamento no topo do pilar considerando carregamento lateral, peso próprio e força de protensão.

Tipo de painel	Deslocamento (mm)
Maciço	1,148
Maciço com aberturas	1,274
Nervurado	1,398
Nervurado com aberturas	1,542

Observa-se, pelos resultados, que a consideração dos painéis de fechamento na estrutura ocasiona uma rigidez em torno de nove vezes maior que considerando o pórtico sem os painéis, confirmando o que foi dito anteriormente.

Percebe-se, também, que a consideração de aberturas nos painéis maciços e nervurados causou a ocorrência de deslocamentos um pouco superiores (em torno de 1,11 vezes maior), pois a parte correspondente à abertura não contribuirá para o enrijecimento.

Em relação às nervuras, o deslocamento também foi superior ao do painel maciço (1,22 vezes), fato previsível, pois os painéis com nervuras, pela própria dimensão, são menos rígidos que os maciços.

Vale ressaltar a observação que Castilho (1998) faz em seu estudo sobre o efeito das nervuras em painéis nervurados: *“Geralmente, a fim de aproveitar o efeito das nervuras, tais painéis são apoiados nas mesmas, as quais proporcionam tanto um aumento do enrijecimento quanto uma diminuição das tensões atuantes”*.

Neste estudo, com o intuito de manter a mesma sequência de comparação, não se realizou tal consideração.

Pelos resultados apresentados, pode-se adotar uma ordem de enrijecimento dos painéis. Inicialmente, a estrutura mais rígida interage com os painéis maciços. Em seguida, os painéis com aberturas, posteriormente, painéis com nervuras e, por último, painéis com nervuras e aberturas conjuntamente enrijecem menos.

Foi realizada, também, uma análise desconsiderando a aplicação da força de protensão. Dessa maneira, a estrutura ficou submetida somente ao carregamento lateral e ao peso próprio. Os deslocamentos obtidos para as duas análises estão apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Deslocamentos finais no topo do pilar.

Tipo de painel	Deslocamento com força de protensão (mm)	Deslocamento sem força de protensão (mm)
Estrutura sem painéis	14,02	12,88
Maciço	1,148	0,47
Maciço com aberturas	1,274	0,51
Nervurado	1,398	0,55
Nervurado com aberturas	1,542	0,60

Para os deslocamentos sem a consideração da força de protensão dispostos na tabela, verifica-se o efeito do enrijecimento da estrutura principal por meio dos painéis: cerca de 21 vezes em relação à estrutura sem a consideração dos mesmos.

A ordem decrescente de enrijecimento para os quatro tipos analisados sem a consideração da protensão é: maciço, maciço com aberturas, nervurado e, por último, enrijecendo menos, os painéis dotados de nervuras e aberturas, conjuntamente.

Em relação à análise para o caso de painel isolado realizada por Castilho (1998), onde foi feita a mesma comparação do enrijecimento para os quatro tipos de painéis, percebe-se que os resultados apresentados conferem com o estudo realizado pela autora, ou seja, a estrutura mais rígida é aquela cuja consideração faz-se com painéis maciços, em seguida, painéis com aberturas, posteriormente, painéis nervurados e, enrijecendo menos, painéis com nervuras e aberturas.

Cabe destacar que a escolha do tipo de painéis a serem utilizados em um projeto estrutural não é delimitada pelo maior ou menor enrijecimento. Assim, para cada situação de projeto, deve-se empregar o mais adequado.

Comparando o valor do deslocamento da estrutura com painéis nervurados sem a consideração da força de protensão (0,55 mm) com o valor encontrado por Castilho (1998) em sua análise de pavimento único (0,87 mm), nota-se que o deslocamento encontrado foi menor (1,58 vezes). Uma justificativa está no fato que a autora considerou, na ligação painel-estrutura, elemento finito de mola representando a deformabilidade da mesma e, na presente análise, a ligação foi considerada rígida por meio dos acoplamentos de nós. Para o deslocamento da estrutura principal sem a consideração dos painéis, o valor encontrado neste estudo (12,88 mm) está bem próximo ao valor encontrado pela autora (13,26 mm).

4.3.2 Análise das tensões

Sabe-se, pelo exposto anteriormente, que a consideração da interação de painéis de fechamento na estrutura principal acarreta uma diminuição dos deslocamentos laterais e, conseqüentemente, o enrijecimento na estrutura. Porém, este enrijecimento ocasiona, também, esforços nos painéis e nas ligações, que muitas vezes não são analisados.

Analizando o painel como um todo, nota-se que tensões provenientes do carregamento lateral aplicado concentram-se, para os quatro tipos de painéis verificados, nos pontos de ligação painel-viga, ou seja, nos pontos definidos pela aplicação dos acoplamentos de nós,

e, para o caso dos painéis dotados de aberturas, percebe-se que as tensões concentram-se, também, em regiões próximas aos cantos das aberturas. Na Figura 4.19, encontram-se representadas as tensões Von Mises para a análise de painéis dotados de nervuras e aberturas com a consideração da força de protensão. Nota-se que na ligação painel-viga, a tensão atinge $1,127 \text{ kN/cm}^2$ e nos cantos das aberturas a mesma chega a atingir $0,626 \text{ kN/cm}^2$.

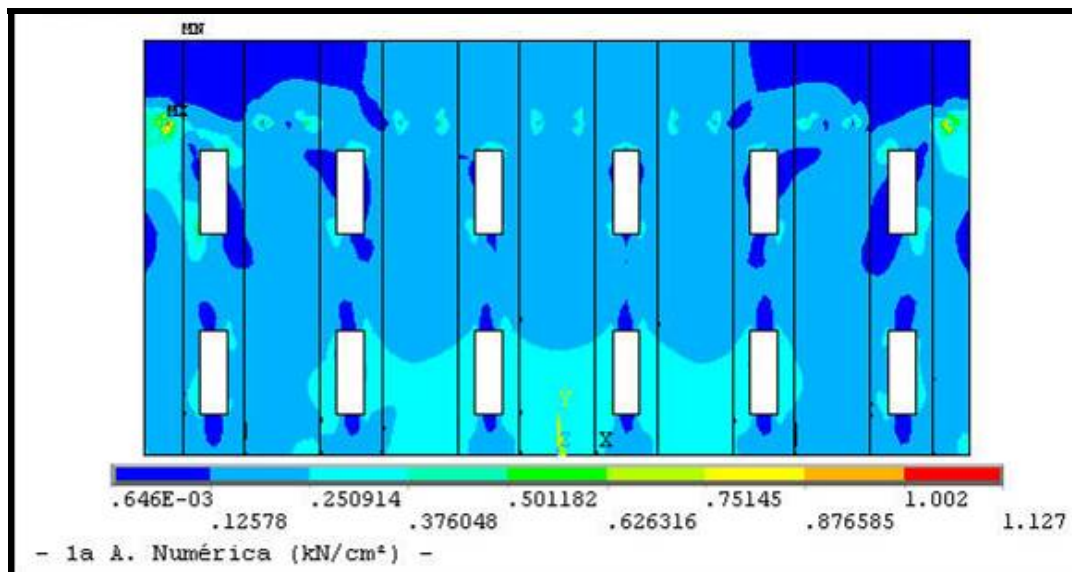


Figura 4.19 – Tensões (Von Mises) nos painéis nervurados com aberturas.

A tensão principal – σ_1 – encontra-se apresentada na Figura 4.20. O valor máximo encontrado para esta análise é $0,643 \text{ kN/cm}^2$ na ligação painel-viga.

Sabe-se que a resistência à tração do concreto (f_{ctk}) é baixa em relação à resistência à compressão (f_{ck}) (cerca de dez vezes menor). Assim, devido à concentração de tensões próximas aos cantos das aberturas e nas ligações, o dimensionamento do painel à tração deverá levar em conta o acréscimo de tensões dado pela interação painel-estrutura, exigindo maior área de armadura nestas regiões. Em relação à resistência do painel à compressão, os valores obtidos estão dentro dos critérios estabelecidos por norma.

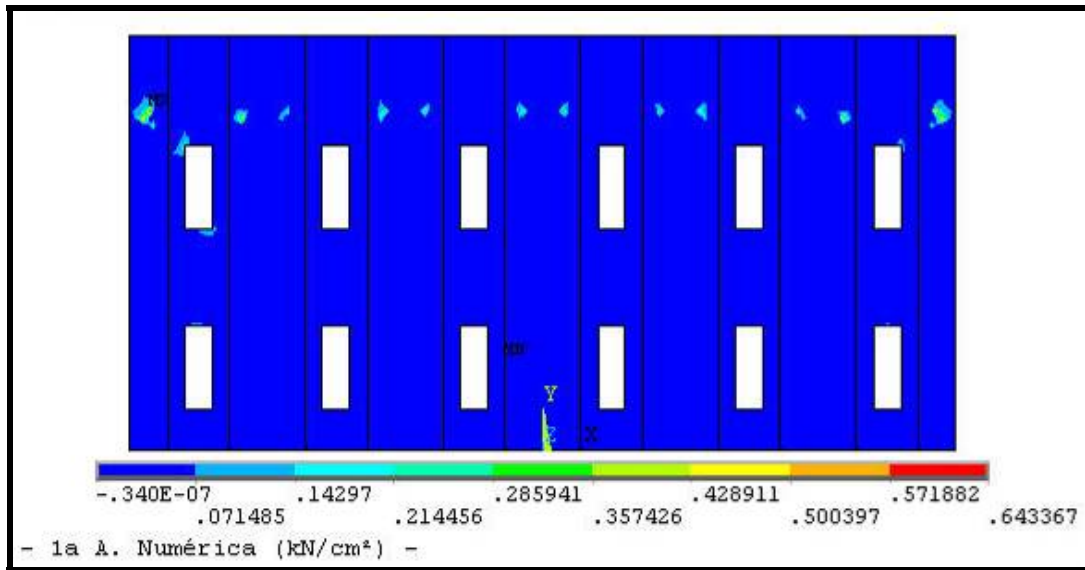


Figura 4.20 – Tensão Principal – σ_1 – nos painéis nervurados com aberturas.

4.3.3 Análise dos efeitos de segunda ordem

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2003), o coeficiente γ_z de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Achou-se justificável desenvolver o estudo do coeficiente γ_z neste trabalho por se tratar de uma estrutura de dimensões consideráveis e a fim de promover comparações em relação ao estudo deste coeficiente realizado por Castilho (1998).

O emprego dos painéis de fechamento ocasiona uma diminuição dos esforços de segunda ordem que, em alguns casos, podem até ser desprezados. Para esta estrutura, a análise da estabilidade global, utilizando o processo simplificado do coeficiente γ_z , segundo a NBR 6118 (ABNT, 2003), é:

$$M_d = \gamma_z \cdot M_{1d} \quad (4.1)$$

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}} \cdot \frac{a_h + a_v}{a_h}} \quad (4.2)$$

Onde:

γ_z = coeficiente de majoração de esforços de primeira ordem para obtenção dos esforços finais;

ΔM_d = primeira avaliação dos esforços de segunda ordem calculados com a estrutura deslocada pelos esforços de primeira ordem;

M_{1d} = momentos de primeira ordem que tendem a produzir tombamentos na estrutura;

M_d = momentos finais;

a_h = deslocamento horizontal no nível do centro de gravidade das cargas verticais da estrutura, decorrente da incidência apenas de ações horizontais;

a_v = deslocamento horizontal no nível do centro de gravidade das cargas verticais da estrutura, decorrente da incidência apenas de ações verticais.

Porém, em construções convencionais onde há certa simetria de forma, também, pode ser considerada uma simetria na aplicação do carregamento. Assim, o ponto de aplicação da resultante das forças verticais tende a coincidir com o centro de gravidade do pavimento, e a_v será muito pequeno em relação a a_h . Dessa forma, para esses casos, γ_z pode ser calculado pela Equação 4.3:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} \quad (4.3)$$

Assim como no estudo realizado por Castilho (1998), será considerada uma diminuição de 50% na rigidez (EI) da estrutura, a fim de considerar a fissuração do concreto. Se $\gamma_z < 1,1$, os esforços de segunda ordem podem ser desprezados; se $1,1 \leq \gamma_z \leq 1,3$, os esforços de segunda ordem devem ser considerados; se $\gamma_z > 1,3$, os esforços de segunda ordem devem ser avaliados utilizando um processo mais preciso.

Assim:

a) Desprezando os painéis de fechamento:

$$\Rightarrow H_{dtotal} = 45,25kN$$

$\Rightarrow V_{1d}$ = força vertical de cálculo devido ao peso-próprio – foram consideradas as reações das telhas, das vigas de cobertura e carga acidental ($q = 0,50 \text{ kN/m}$);

$$\Rightarrow V_{1d} = 1385,31 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \text{Desaprumo dos pilares} = 25 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$ Rigidez da estrutura:

$$I = \frac{500^4}{12} = 5,21 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$EI = 0,5 \cdot 3000 \times 10^{-2} \cdot (2 \cdot 5,21 \times 10^9) = 156300 \times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{mm}^2$$

$$\Rightarrow M_{1d} = 45,25 \cdot 6,5 \times 10^3 + 1385,31 \cdot 25 = 328757,75 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$\Rightarrow$ Deslocamentos:

$$a_1 = \frac{H_{dtotal} h^3}{3EI} = \frac{45,25 \cdot (6,5 \times 10^3)^3}{3 \cdot (156300 \times 10^6)} = 27 \text{ mm} \quad (\text{devido à força lateral})$$

$$a_2 = 4,8 \text{ mm} \quad (\text{devido ao desaprumo})$$

$\Rightarrow$ Acréscimo de esforços devido ao deslocamento da estrutura:

$$\Delta M_d = V_d \cdot (a_1 + a_2) = 1385,31 \cdot (27 + 4,8) = 44052,86 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

b) Considerando os painéis de fechamento:

$\Rightarrow$ Deslocamentos:

$$a_1 = 1,542 \text{ mm}$$

$$a_2 = 4,8 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$ Acréscimo de esforços:

$$\Delta M_d = V_d \cdot (a_1 + a_2) = 1385,31 \cdot (1,542 + 4,8) = 8785,64 kN \cdot mm$$

A partir dos resultados dos momentos de segunda ordem apresentados, verifica-se que a consideração do efeito de enrijecimento na estrutura faz com que o momento de segunda ordem diminua de $44052,86 kN \cdot mm$ para $8785,64 kN \cdot mm$, o que representa uma considerável redução.

Analisando o efeito da instabilidade, tem-se:

c) Desprezando os painéis de fechamento:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{44050}{328757,75}} = 1,15 \Rightarrow \text{esforços de segunda ordem devem ser considerados!}$$

d) Considerando os painéis de fechamento:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{8790}{328757,75}} = 1,03 \Rightarrow \text{esforços de segunda ordem podem ser desprezados!}$$

Pelos resultados dos coeficientes γ_z , nota-se que o efeito de segunda ordem pode ser desprezado para o caso da estrutura que admite a influência mútua de painéis de fechamento. Além disso, nota-se que a consideração dos painéis interagindo conjuntamente com a estrutura principal promove o contraventamento da estrutura.

4.4 SEGUNDA ANÁLISE NUMÉRICA

Apresenta-se, neste item, uma aplicação de painéis de fechamento pré-moldados de concreto dispostos horizontalmente na composição da vedação vertical de uma estrutura de pavimento único (galpão), com pilares e vigas também em concreto pré-moldado.

Os valores dimensionais da estrutura principal do galpão e dos painéis horizontais utilizados nesta análise foram obtidos da realização do Laboratório de Sistemas Pré-

Moldados de Concreto – NetPré (São Carlos/SP), gentilmente cedidos pelo Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira. A mesma é formada por dez pilares de seção transversal quadrada, 400 mm $\times$ 400 mm, sendo os pilares P9 e P10 posicionados nos extremos para aberturas de vãos de portas, de acordo com a Figura 4.21.

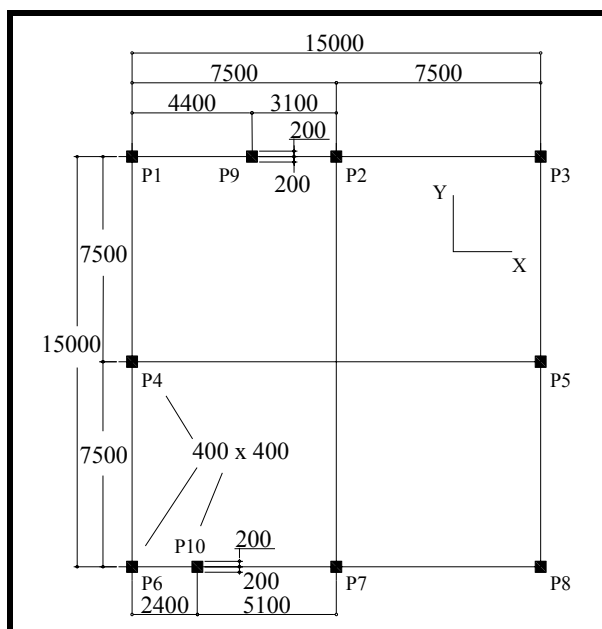


Figura 4.21 – Planta baixa do galpão real (medidas em mm).

As faces da estrutura correspondente aos pilares P1 a P3 e P6 a P8 apresentam vedação vertical composta por painéis horizontais e aos pilares P1 a P6 e P3 a P8 painéis verticais fechando toda a parte da estrutura. Para este estudo, foi analisado apenas a face da estrutura composta por painéis horizontais (direção x), desconsiderando, ainda, as aberturas existentes. Assim, a estrutura principal assumiu uma forma simplificada formada por oito pilares de seção quadrada 400×400 mm, cada um com dois consolos trapezoidais sobre os quais se apóiam as vigas calhas com seção transversal em formato I, tendo sua vedação vertical completamente fechada por painéis horizontais de altura 1200 mm e largura 7500 mm, conforme Figuras 4.22 e 4.23, esquematizadas a seguir.

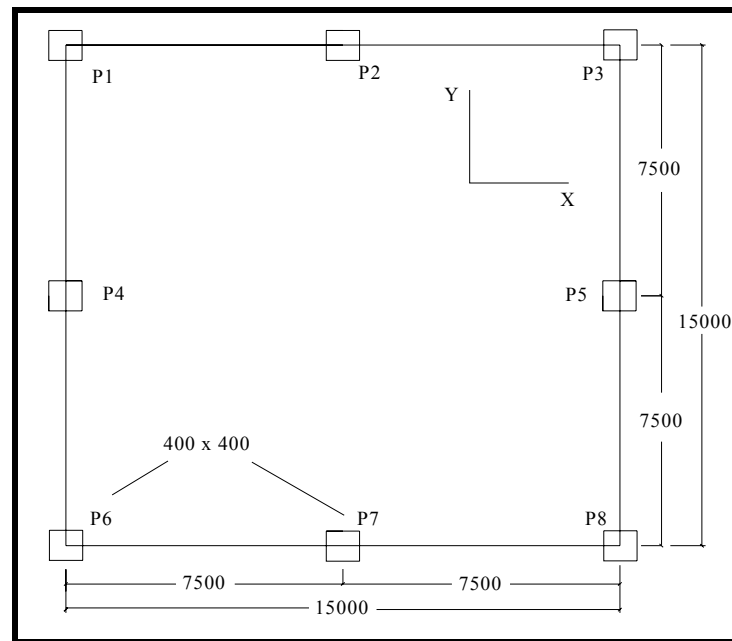


Figura 4.22 – Planta baixa do galpão simplificado (medidas em mm).

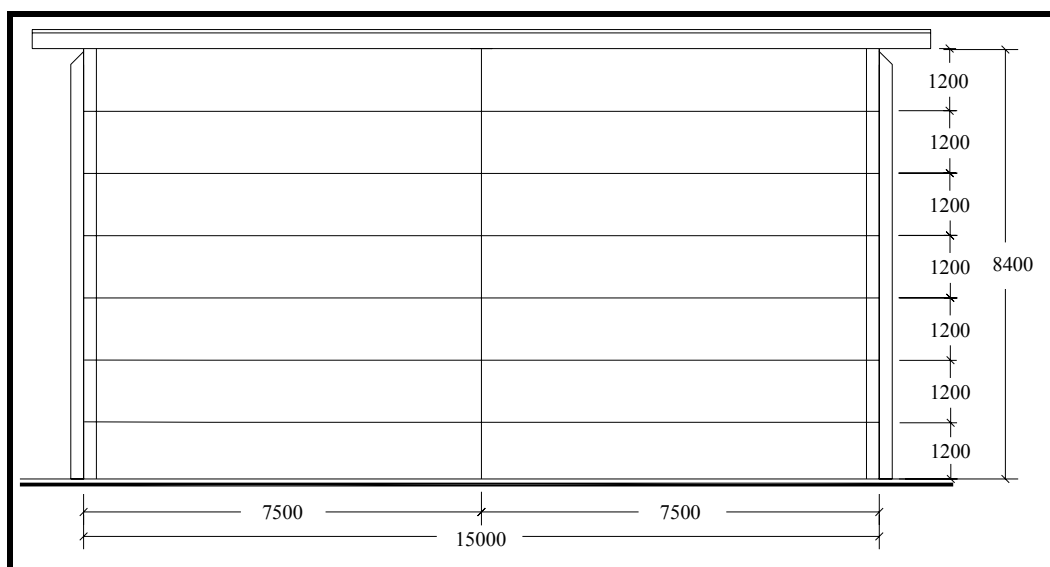


Figura 4.23 – Elevação dos painéis horizontais na direção x (medidas em mm).

a) Quanto às vinculações:

Os pilares são engastados na base (fundação) com vigas-calha de seção transversal em formato I simplesmente apoiadas e impedidos de se deslocarem na direção do eixo z, perpendicular ao plano dos painéis. Os painéis horizontais são travados diretamente nos pilares por meio de chapas metálicas aqui representando os pinos de ligação (Figura 4.24).

Para a escolha deste tipo de ligação tomou-se como referência a ligação analisada por Lima, Castilho e Gesualdo (2005), conforme já mencionado no capítulo 3.

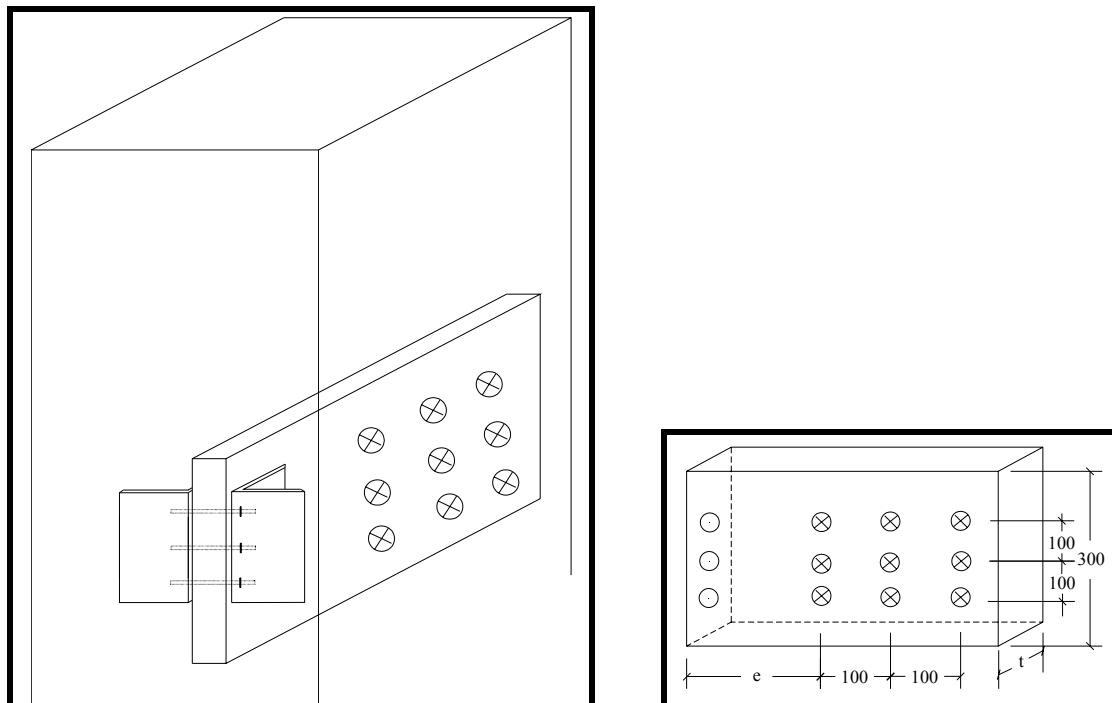


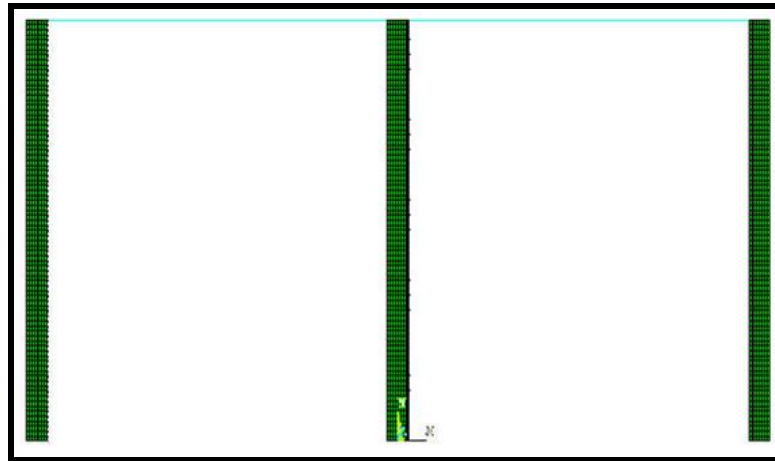
Figura 4.24 – Detalhes: ligação painel-pilar e chapa metálica de ligação (medidas em mm).

b) Quanto aos elementos finitos utilizados:

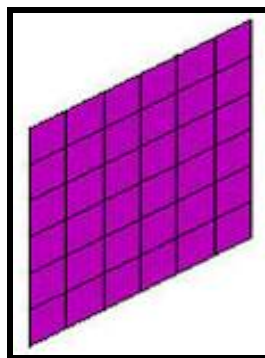
Os pilares foram modelados utilizando o elemento finito SOLID65. A representação das vigas-calha foi realizada pelo elemento finito BEAM44 e para a modelagem das chapas metálicas de ligação e dos painéis de fechamento utilizou-se o elemento de casca tipo SHELL63, resultando, dessa maneira, um modelo tridimensional constituído por quatro conjuntos de elementos: pilares, vigas-calha, chapas de ligação e os painéis de fechamento.

A discretização de cada conjunto foi realizada separadamente, porém, de forma a coincidir os nós de cada um na interface entre eles. Assim, os nós relativos aos pontos de ligação coincidentes entre as vigas-calha e os pilares e entre as chapas metálicas com os pilares e os painéis de fechamento foram unidos pelo recurso do comando “merge”, representando, assim, uma ligação rígida.

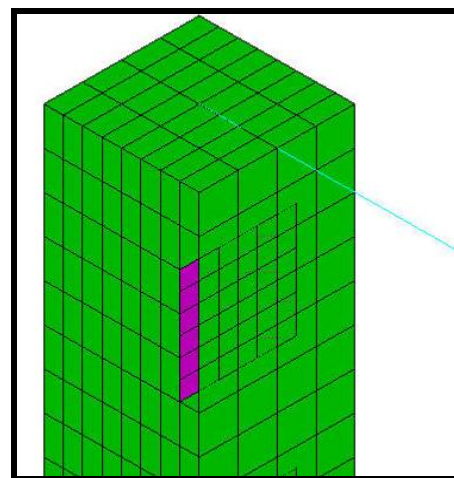
Na Figura 4.24, tem-se a discretização dos pilares, das vigas-calha, da chapa metálica de ligação e do painel de fechamento. Na Figura 4.26, é apresentada a ligação entre pilar – chapa metálica – painel e, na Figura 4.27, a discretização geral da estrutura.



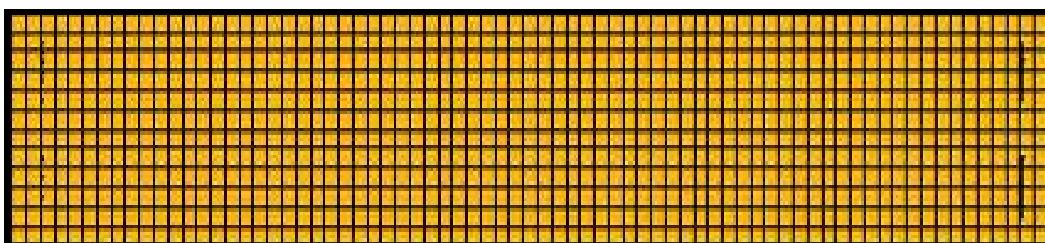
a) Vista geral da estrutura principal: pilares e vigas-calha.



b) Detalhe da malha da chapa metálica.



c) Detalhe da malha pilar, viga-calha e chapa metálica.



d) Detalhe malha painel de fechamento horizontal

Figura 4.25 – Discretização dos elementos da estrutura.

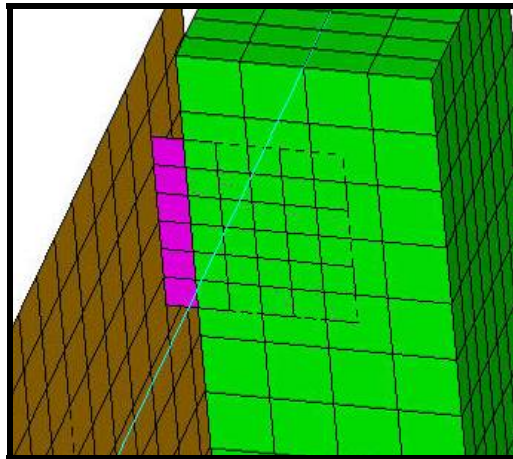


Figura 4.26 – Detalhe da ligação: pilar – chapa metálica – painel de fechamento.

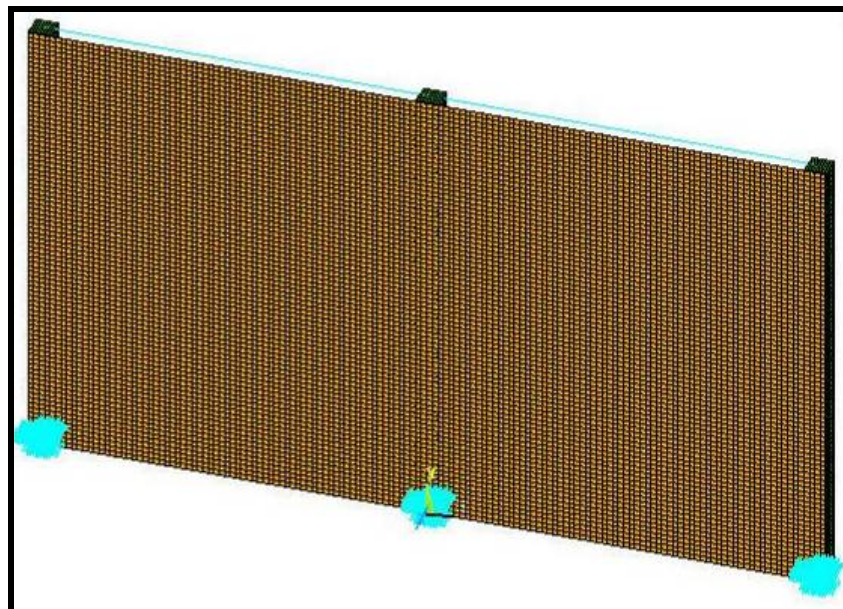


Figura 4.27 – Vista geral da estrutura modelada no ANSYS.

c) Quanto às características físicas dos materiais utilizados:

Os materiais foram considerados com comportamento elástico linear com os seguintes valores:

- Módulo de elasticidade longitudinal e coeficiente de Poisson do concreto:
 $E_c = 3000 \text{ kN/cm}^2$, $\nu_c = 0,2$;

- Módulo de elasticidade longitudinal e coeficiente de Poisson do aço: $E_s = 20500 \text{ kN/cm}^2$, $\nu_s = 0,3$;
- Áreas das seções transversais das vigas e pilares: $A_v = 2,25 \times 10^5 \text{ mm}^2$; $A_p = 1,6 \times 10^5 \text{ mm}^2$;
- Momento de inércia das vigas e pilares: $I_v = 1,48 \times 10^{10} \text{ mm}^4$; $I_p = 0,021333 \times 10^{10} \text{ mm}^4$;
- Altura da chapa metálica de ligação: $h_{chm} = 300 \text{ mm}$;
- Espessura dos painéis: $e_p = 120 \text{ mm}$.

Os painéis dispostos uns sobre os outros foram fixados diretamente nos pilares por meio das chapas metálicas de ligação, excentricamente em relação ao pórtico formado pelo pilares e vigas-calha. Os pilares, como já dito anteriormente, foram engastados na base. O carregamento considerado nas análises numéricas limitou-se ao efeito do vento atuando no topo do pilar, conforme Figura 4.28 e ao peso próprio. O cálculo da força de vento foi realizado segundo orientações constantes na NBR 6123 (ABNT, 1988) e o valor adotado é 15 kN.

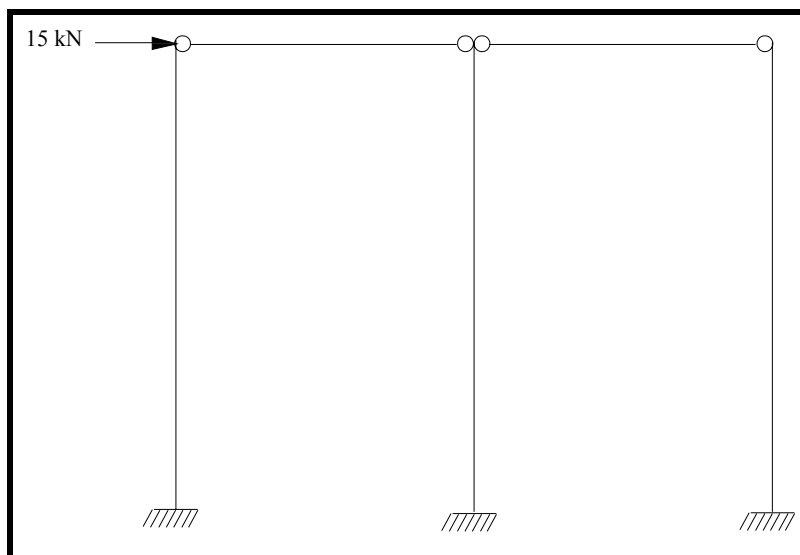


Figura 4.28 – Ação devida ao vento na estrutura.

As análises numéricas foram realizadas considerando as seguintes variáveis: a espessura t da chapa metálica de ligação e a excentricidade e dos painéis em relação aos pilares.

Foram realizadas cinco análises numéricas envolvendo as seguintes situações:

- A1 a A3: painéis de fechamento fixados no pilares por meio de quatro pontos de ligação;
- A4 e A5: painéis de fechamento fixados nos pilares por meio de dois pontos de ligação, localizados na parte superior dos painéis.

Considerou-se, ainda, para fins de dimensionamento, que cada chapa de ligação transmite igualmente o carregamento devido ao peso-próprio do painel, bem como a ação lateral do vento.

Na Tabela 4.3, a seguir, encontra-se discriminado o resumo de todas as análises realizadas. Ressalta-se que foi feito, previamente, um pré-dimensionamento para a espessura mínima da chapa a ser utilizada, considerando o peso próprio do painel fixado por quatro pontos e a força horizontal de 15 kN incidindo no painel, sendo o valor da mesma 4,0 mm. Foi adotado para as análises realizadas espessuras a partir de 10 mm, em virtude de se obter enrijecimentos na estrutura mais consideráveis.

4.4.2 Análise dos deslocamentos

Inicialmente, foi feita uma avaliação do comportamento da estrutura formada pelos pilares e vigas-calha sem a consideração dos painéis. Para a ação do vento, o deslocamento horizontal máximo no topo dos pilares na direção de análise x foi de 15,06 mm, conforme mostra a Figura 4.29.

Em seguida, os painéis de fechamento foram acrescentados à estrutura e avaliado o deslocamento no topo para os diferentes casos de excentricidade da ligação e espessuras das chapas metálicas de ligação, conforme discriminações constantes na Tabela 4.3. Os resultados obtidos encontram-se esquematizados nas Figuras 4.30 e 4.31.

Pelos resultados apresentados, observa-se que menores excentricidades ocasionam menores deslocamentos na estrutura, promovendo o seu enrijecimento, frente às ações laterais, o que reflete uma redução no deslocamento no topo do pilar.

Tabela 4.3 – Análises realizadas.

Número de chapas de ligação por painel	Tipo de análise	Excentricidade da chapa de ligação (mm)	Espessura da chapa de ligação (mm)
	A1	50	10
			15
			18
			20
			25
	A2	100	15
			18
			20
			25
			30
	A3	150	20
			25
			30
	A4	50	25
			30
			35
	A5	100	35
			40

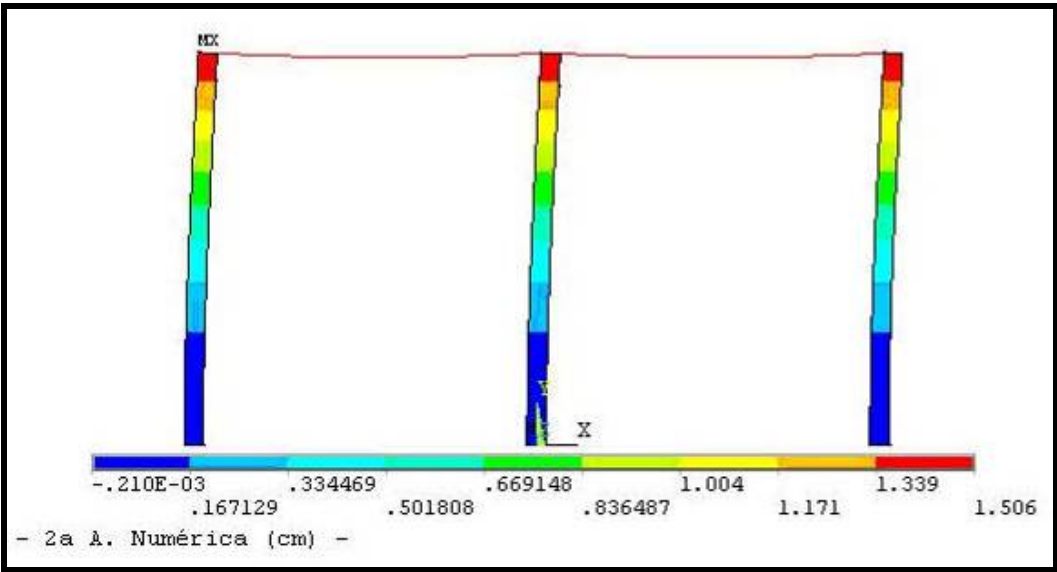


Figura 4.29 – Deslocamento horizontal da estrutura sem os painéis horizontais.

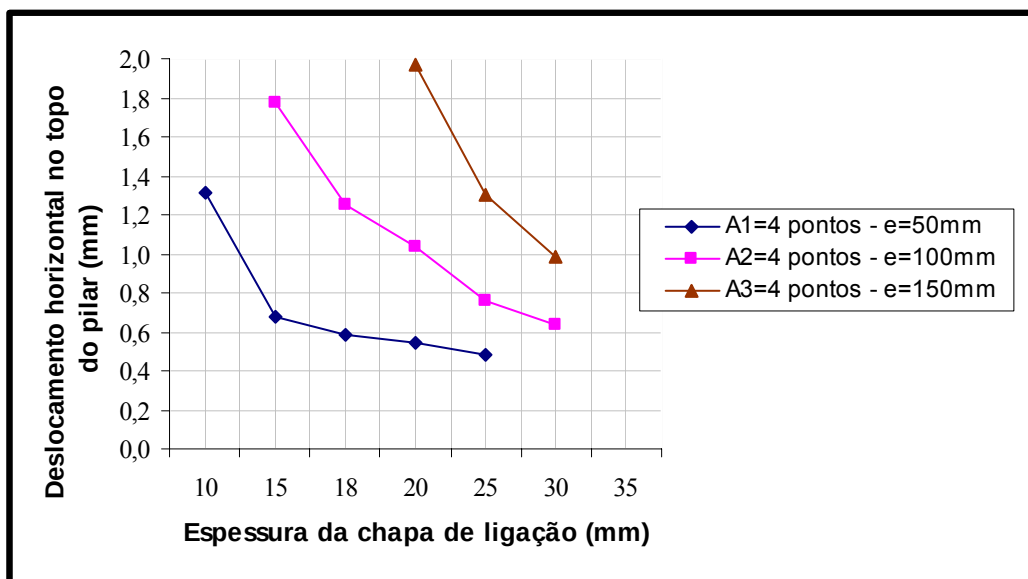


Figura 4.30 – Deslocamentos horizontais no topo do pilar considerando os painéis fixados nos pilares por quatro pontos.

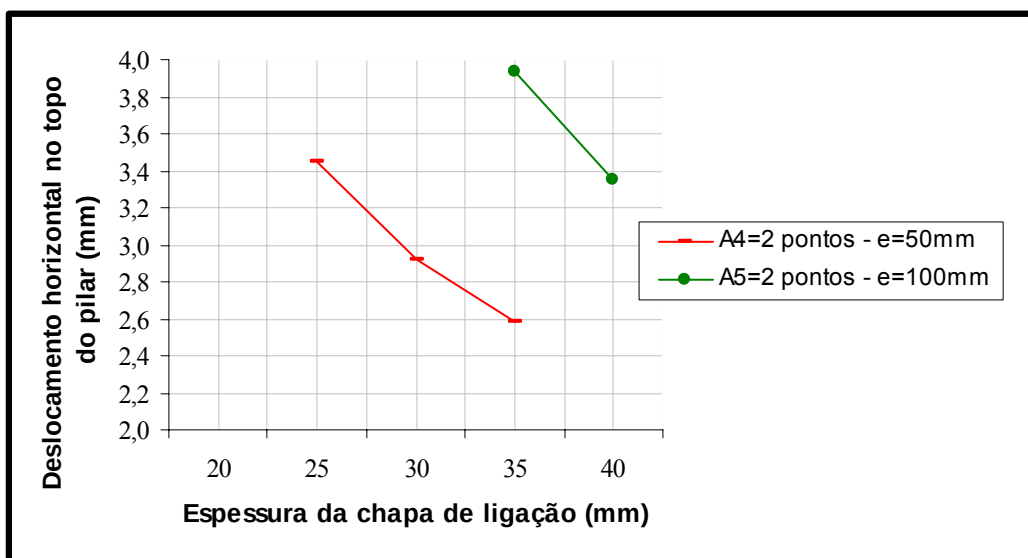


Figura 4.31 – Deslocamentos horizontais no topo do pilar considerando os painéis fixados nos pilares por dois pontos (parte superior).

A Figura 4.32 mostra a variação do deslocamento horizontal no topo em função da excentricidade da chapa de ligação para as análises envolvendo quatro pontos de fixação painel-pilar e espessura da chapa 20 mm. Pode-se observar pela disposição da variação constante no gráfico o que foi dito anteriormente: menores excentricidades ocasionam menores deslocamentos na estrutura, contribuindo dessa maneira para o seu enrijecimento.

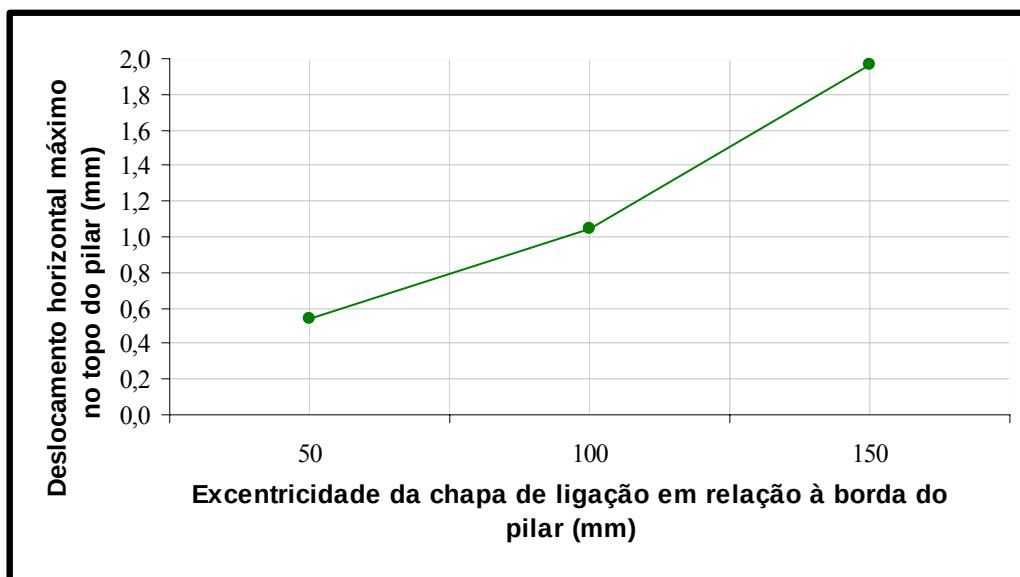


Figura 4.32 – Deslocamento horizontal x excentricidade da chapa de ligação de 20 mm de espessura com quatro pontos de fixação painel-pilar.

Em relação ao número de pontos de fixação entre o painel e os pilares nota-se que os deslocamentos são menores para a estrutura dotada de quatro pontos de ligação entre painel-pilar. Contudo, mesmo para o caso de 100 mm de excentricidade e espessura da chapa de ligação 35 mm (A5), o deslocamento máximo no topo do pilar foi de 3,93 mm, o que é inferior ao obtido desprezando-se a contribuição dos painéis, equivalente a 15,06 mm (aproximadamente quatro vezes menor).

4.4.3 Análise das tensões

Pelo exposto anteriormente, percebe-se que ocorre um enrijecimento adicional da estrutura principal quando se contempla a interação dos painéis de fechamento. Porém, este enrijecimento origina, também, esforços nos painéis e nas ligações, geralmente desconsiderados na avaliação estrutural.

Estão representadas, nas Figuras 4.33 e 4.34, a variação das tensões (Von Mises) na ligação em função da espessura da chapa e da excentricidade do painel em relação ao pilar. Para a representação das figuras, foram utilizadas as máximas tensões obtidas. Tais tensões concentram-se na ligação da segunda chapa, de cima para baixo, do terceiro pilar,

conforme Figura 4.35, para fixação painel – pilar em quatro pontos e, para a fixação em dois pontos, concentram-se na primeira chapa, de cima para baixo, do terceiro pilar..

Observa-se que a tensão diminui à medida que aumenta a excentricidade da ligação painel – pilar. Com relação ao número de pontos de fixação, nota-se que as tensões na chapa tendem a ser levemente menores na estrutura dotada de quatro pontos para a ligação painel – pilar, conforme Tabela 4.4 a seguir. Para os deslocamentos no topo do pilar o efeito da fixação dos painéis por quatro ou dois pontos é maior. Para a comparação apresentada na tabela, este efeito é em torno de sete vezes menor.

Tabela 4.4 – Comparativo de tensão e deslocamento para quatro e dois pontos de fixação painel-pilar.

Análise	Espessura da chapa (mm)	Tensão máxima obtida na chapa – Von Mises (kN/cm ²)	Deslocamento no topo do pilar (mm)
A1	25	39,681	0,48
A4	25	44,03	3,45

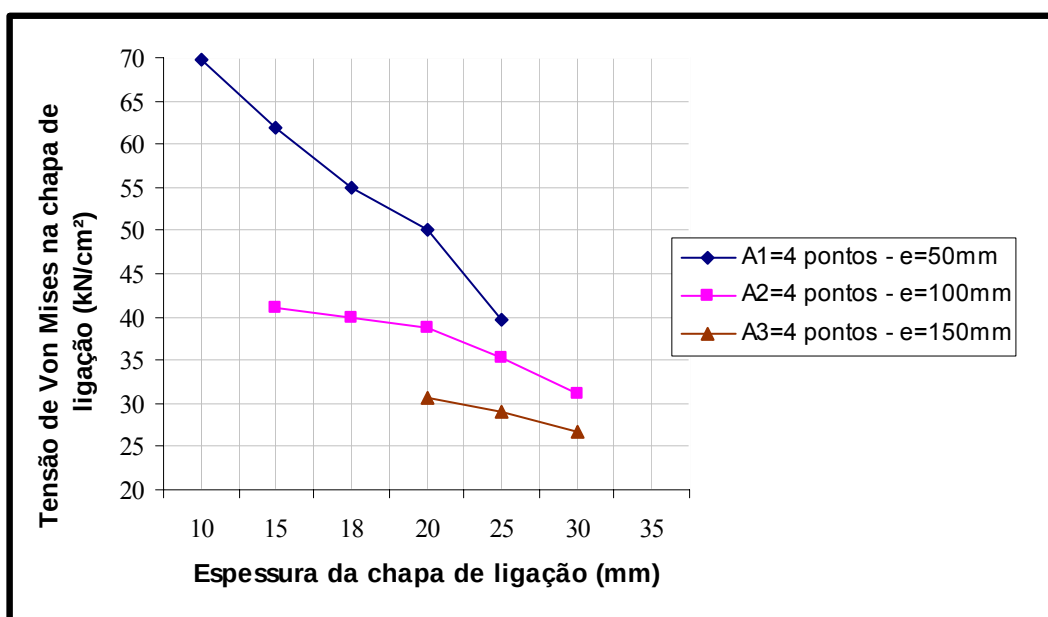


Figura 4.33 – Tensões de Von Mises nas chapas metálicas de ligação considerando os painéis fixados nos pilares por quatro pontos.

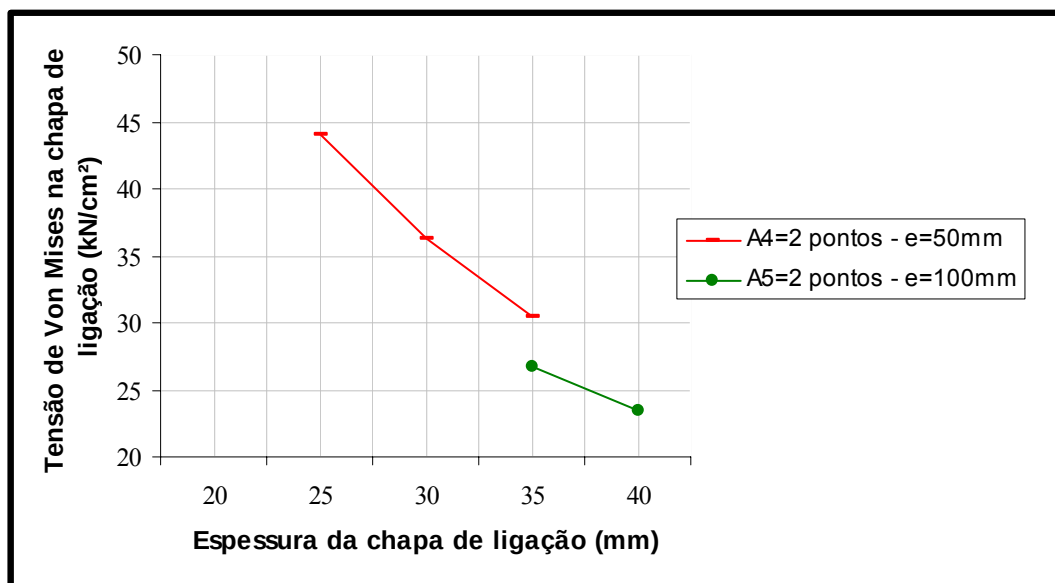


Figura 4.34 – Tensões de Von Mises nas chapas metálicas de ligação considerando os painéis fixados nos pilares por dois pontos (parte superior).

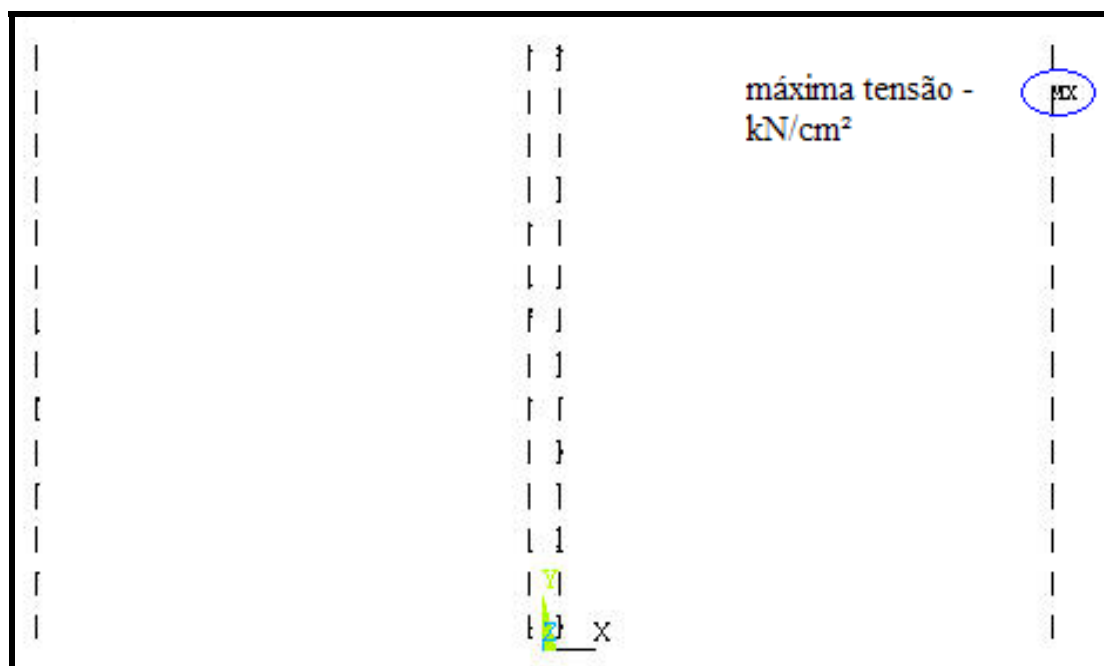
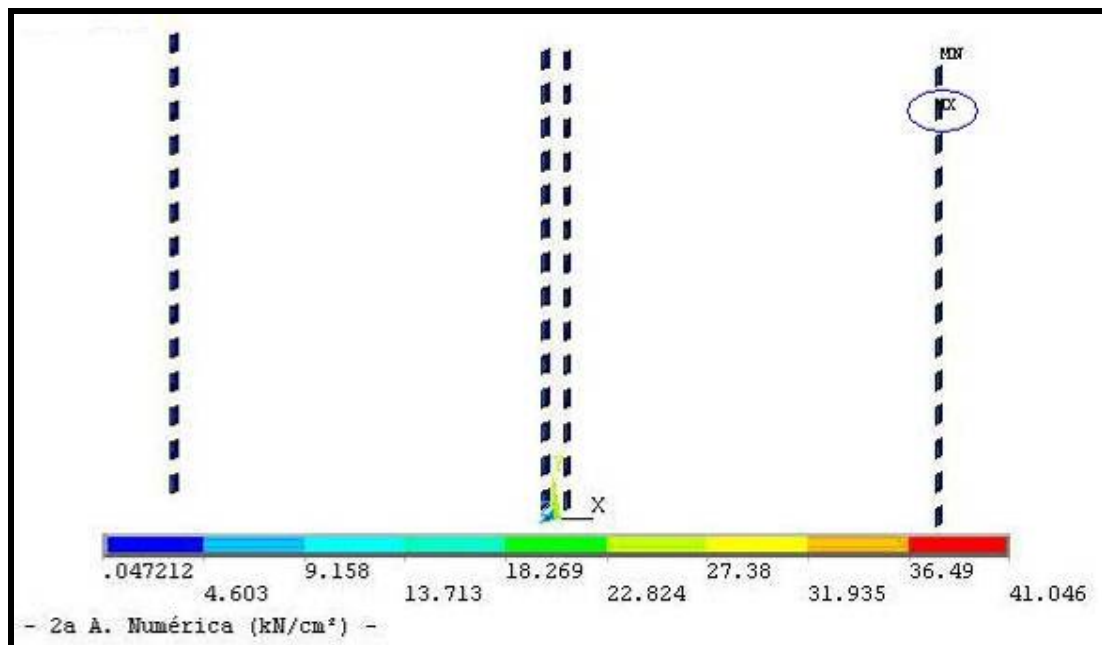


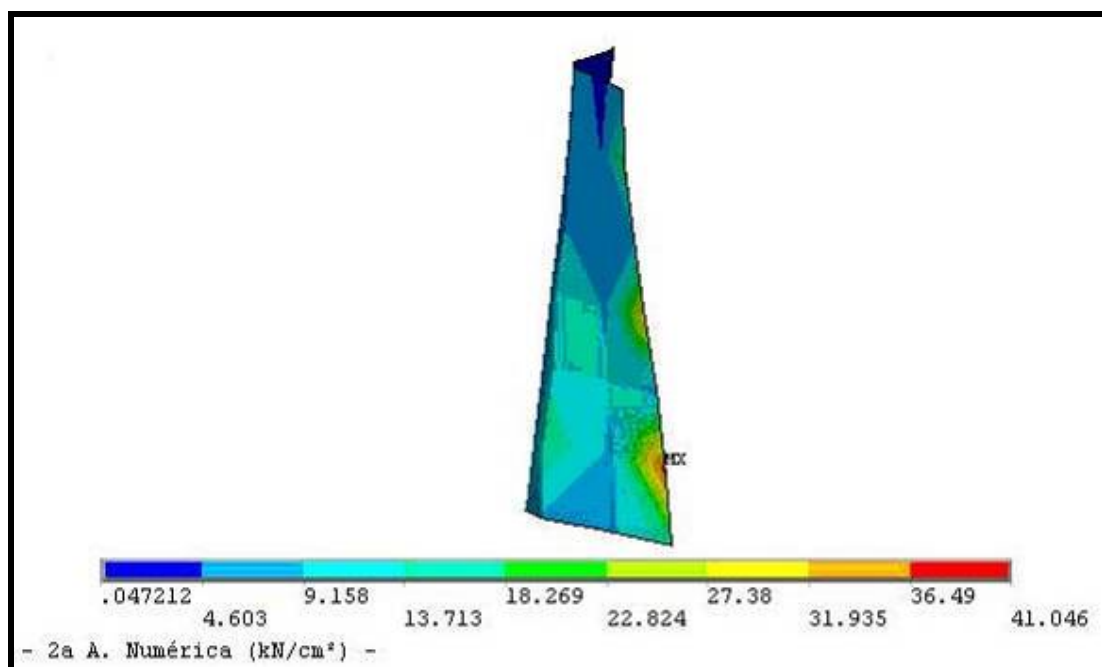
Figura 4.35 – Localização da máxima tensão obtida para análise em quatro pontos de fixação painel – pilar.

Na análise A1 (Figura 4.33) os valores das tensões encontrados são bem elevados, ultrapassando, em sua maioria, o valor da tensão de escoamento do aço, considerado neste estudo, CA50 ($f_{yd} = 43,50 \text{ kN/cm}^2$, aproximadamente). Apenas para a espessura da chapa 25 mm a tensão encontrada foi a menor – 39,681 kN/cm².

A Figura 4.36 exibe o comportamento das tensões nas chapas de ligação. O máximo valor admissível obtido foi para a análise A2 com espessura da chapa de ligação 15 mm (círculo azul na figura), atingindo uma tensão crítica de $41,046 \text{ kN/cm}^2$.



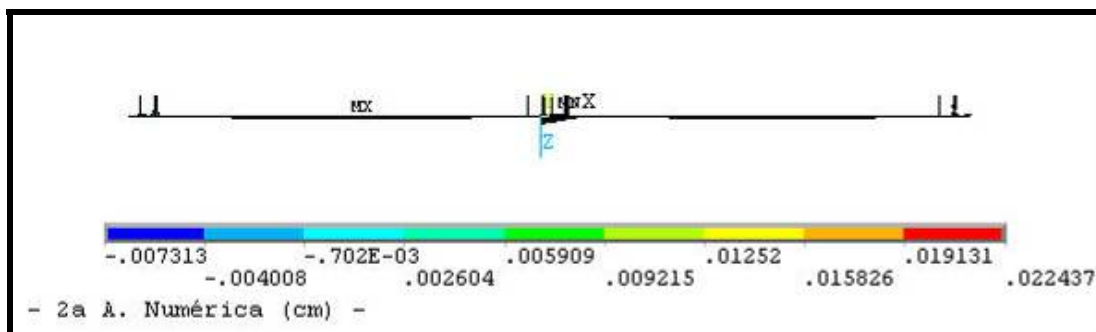
a) Distribuição das tensões de Von Mises.



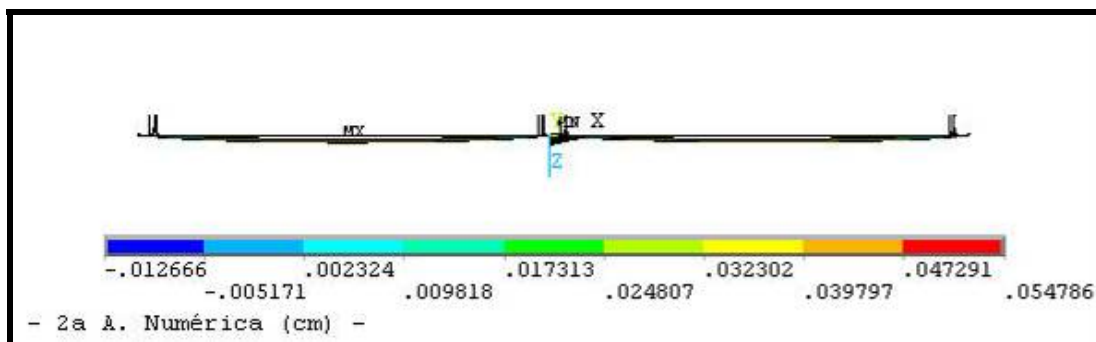
b) Detalhe da chapa metálica de ligação mais solicitada.

Figura 4.36 – Tensões de Von Mises nas chapas de ligação para a análise A2 com espessura de chapa 15 mm.

Nota-se, também, que em chapas mais delgadas o efeito da concentração de tensões é maior. Conseqüentemente, chapas mais espessas deformam-se menos, porém, transferem flexão ao painel de fechamento, conforme pode ser visto na Figura 4.37, a seguir.



a) espessura 15 mm – $M_x = 0,22437\text{mm}$.



b) espessura 30 mm – $M_x = 0,54786\text{mm}$.

Figura 4.37 – Flexão nos painéis de fechamento para a análise A2.

Em relação às tensões atuantes nos painéis de fechamento, os valores dos esforços encontrados em todas as análises realizadas (A1 a A5), foram pequenos se comparados com os esforços solicitantes atuantes nas chapas metálicas. Como era de se esperar, as tensões concentram-se nos pontos de ligação do painel com o pilar, ou seja, nos pontos definidos pelas chapas de ligação (Figura 4.38). Vale ressaltar que para os painéis dotados de dois pontos de ligação, os mesmos estão sujeitos a maiores tensões concentradas em sua parte inferior em relação aos painéis de quatro pontos (Figura 4.39).

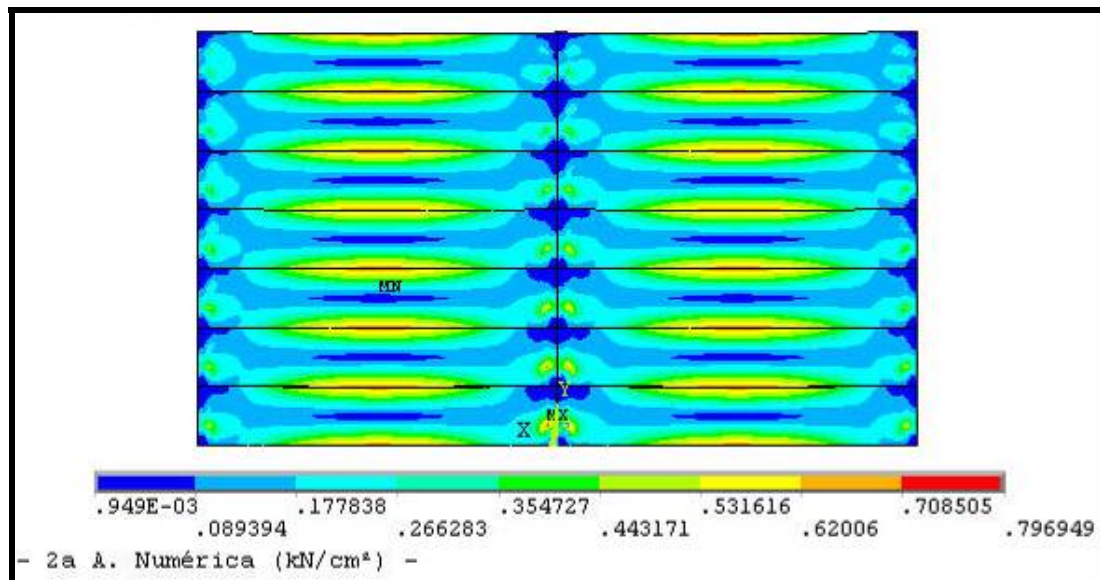


Figura 4.38 – Tensão de Von Mises nos painéis para a análise A2 com espessura de chapa 15 mm (vista interna no painel).

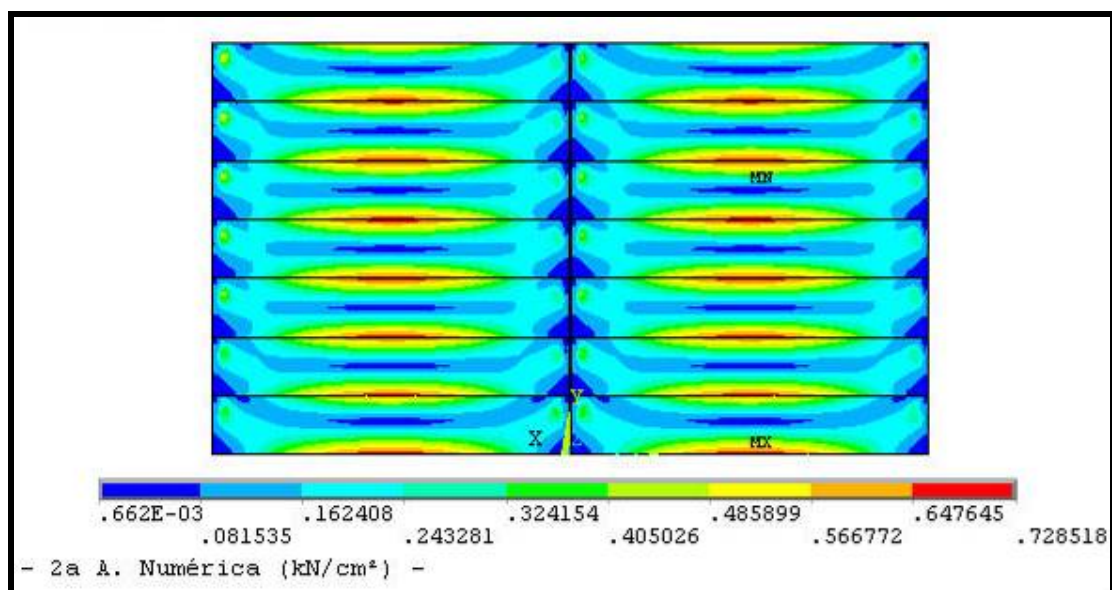


Figura 4.39 – Tensão de Von Mises nos painéis para a análise A4 com espessura de chapa 30 mm (vista interna no painel).

4.4.4 Análise de temperatura

Sabe-se que, além da incidência de esforços permanentes (peso próprio) e ações de vento, os painéis estão sujeitos a ações devido à retração, fluência e, principalmente, à temperatura.

A fim de avaliar o efeito térmico nos painéis de fechamento, foi introduzida na estrutura uma temperatura constante de 20°C e avaliados os esforços nos painéis e nas chapas metálicas de ligação para a análise A2, com espessuras de chapa 15 mm e 30 mm. As avaliações foram divididas em: ação 1 – carregamento lateral (15 kN), ação 2 – temperatura (20°C) e combinação ação 1 + ação 2. Os resultados obtidos estão dispostos nas Tabelas 4.5 e 4.6.

Tabela 4.5 – Máximos valores das tensões nos painéis (kN/cm²) – análise A2.

Espessura 15 mm			
	ação 1	ação 2	ação 1 + ação 2
Von Mises	0,7969	0,8523	0,8526
Tensão Principal – σ_1	0,3832	0,4142	0,4143
Espessura 30 mm			
	ação 1	ação 2	ação 1 + ação 2
Von Mises	0,9696	1,113	1,125
Tensão Principal – σ_1	0,4517	0,5177	0,5178

Tabela 4.6 – Máximos valores das tensões nas chapas metálicas de ligação (kN/cm²) – análise A2.

Espessura 15 mm			
	ação 1	ação 2	ação 1 + ação 2
Von Mises	41,046	76,753	78,653
Tensão Principal – σ_1	47,295	88,479	90,659
Espessura 30 mm			
	ação 1	ação 2	ação 1 + ação 2
Von Mises	31,112	59,807	60,093
Tensão Principal – σ_1	35,847	69,059	70,082

Como previsto, a consideração do efeito da temperatura implica em maiores tensões tanto nos painéis quanto nas ligações, sendo que nas ligações este aumento é bem mais significativo. Para as análises realizadas, em ambas as espessuras os valores obtidos para as solicitações nas chapas de ligação tanto para a ação 2 como para a ação 1 + ação 2 foram superiores ao valor máximo considerado neste estudo (CA50). As Figuras 4.40 a 4.43 ilustram a ocorrência das tensões para a análise A2, espessura da chapa de ligação 30 mm tanto para os painéis quanto para as chapas. A maior tensão nas ligações ocorreu na primeira chapa canto inferior direito, região bem próxima ao engastamento dos pilares.

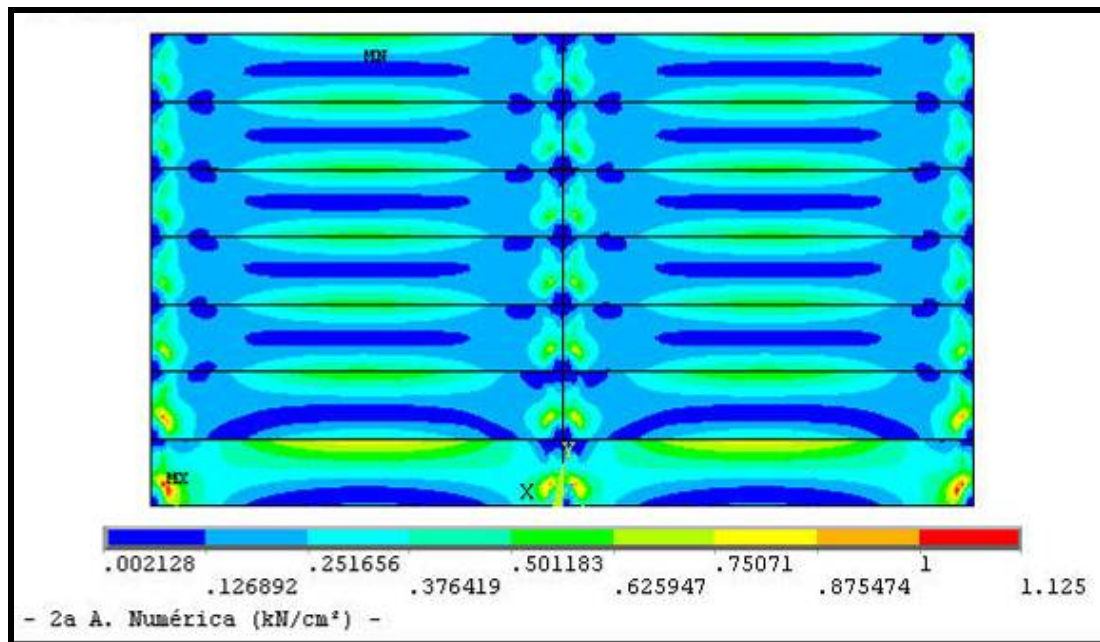


Figura 4.40 – Tensão de Von Mises nos painéis para análise A2 – espessura 30 mm, ação 1 + ação 2 (vista interna do painel).

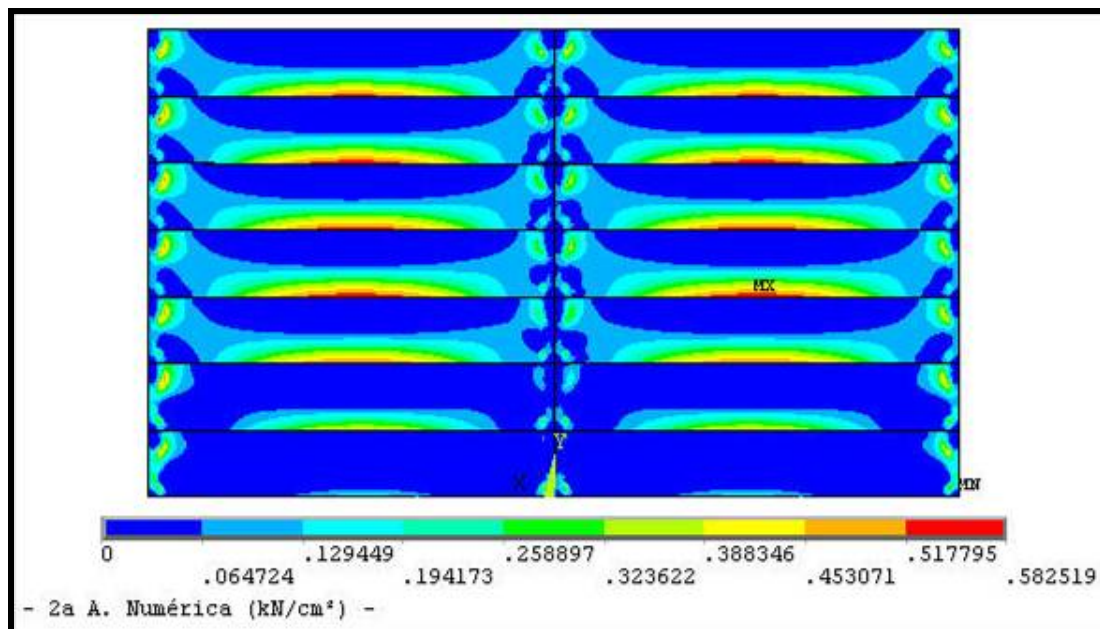
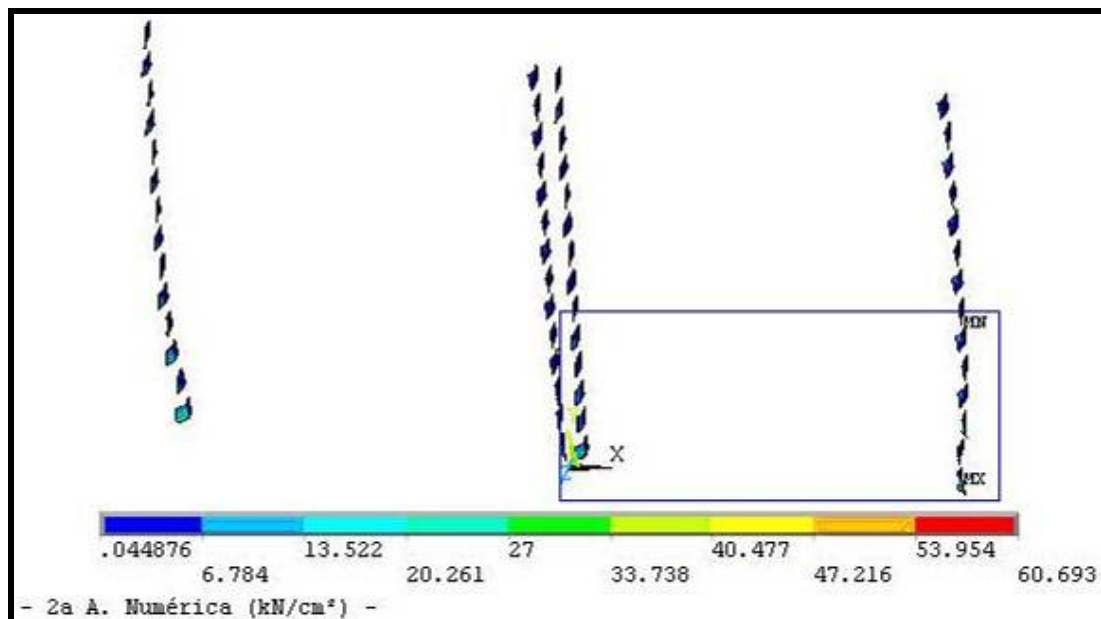
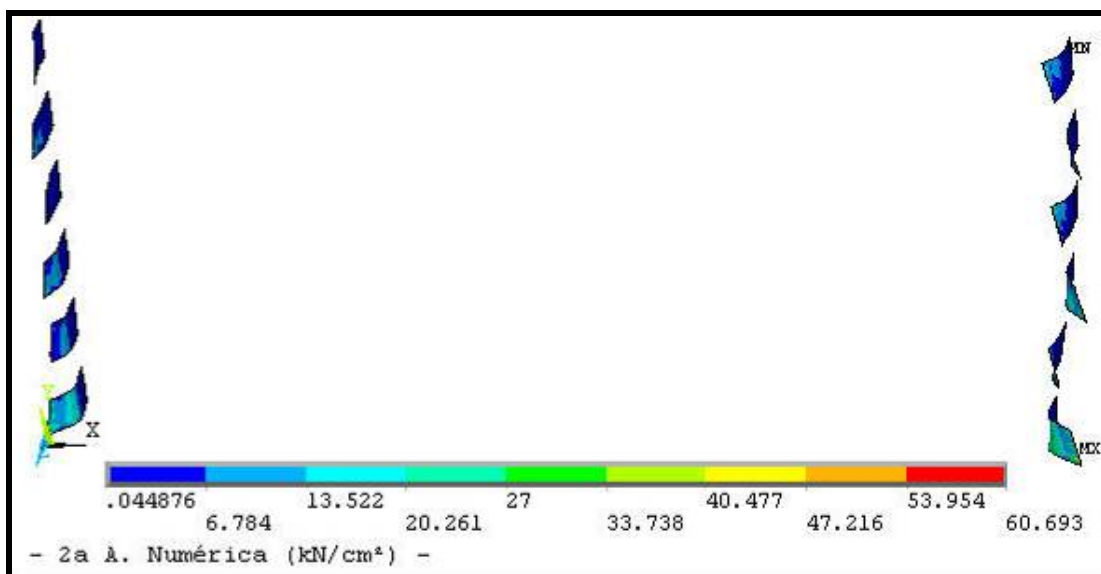


Figura 4.41 – Tensão principal – σ_1 nos painéis para análise A2 – espessura 30 mm, ação 1 + ação 2 (vista interna do painel).



a) Distribuição das tensões de Von Mises.



b) Detalhes das chapas metálicas de ligação mais e menos solicitada.

Figura 4.42 – Tensão de Von Mises na chapa metálica de ligação para análise A2 – espessura 30 mm, ação 1 + ação 2.

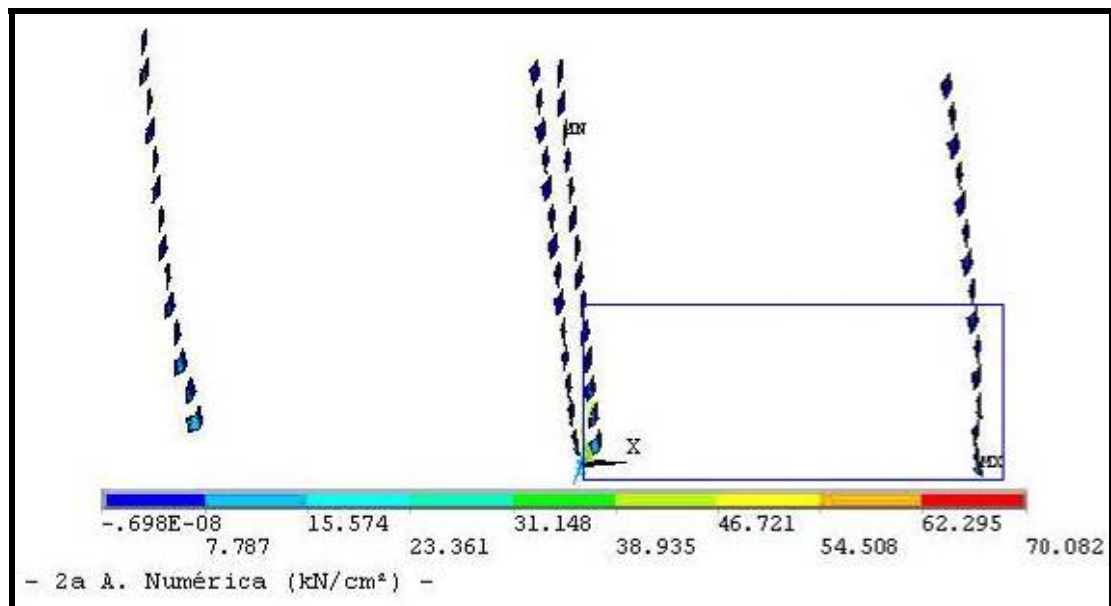
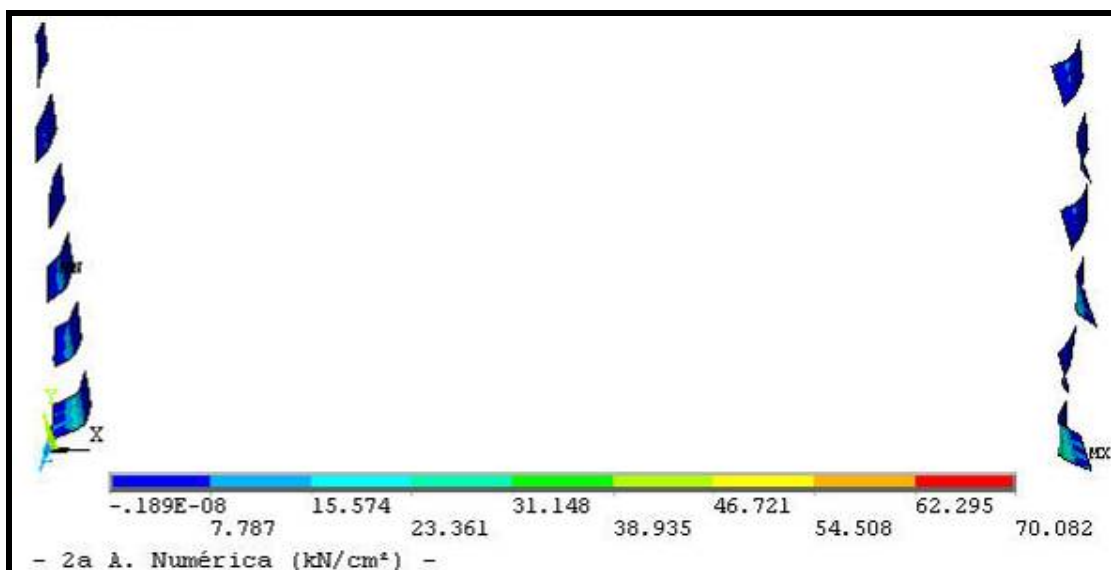
a) Distribuição das tensões principais – σ_1 .b) Detalhes das chapas metálicas de ligação para σ_1 .

Figura 4.43 – Tensão principal – σ_1 nas chapas metálicas de ligação para análise A2 – espessura 30 mm, ação 1 + ação 2.

A incidência do efeito térmico acarreta, também, maiores esforços de flexão lateral nos painéis, conforme ilustra a Figura 4.44.

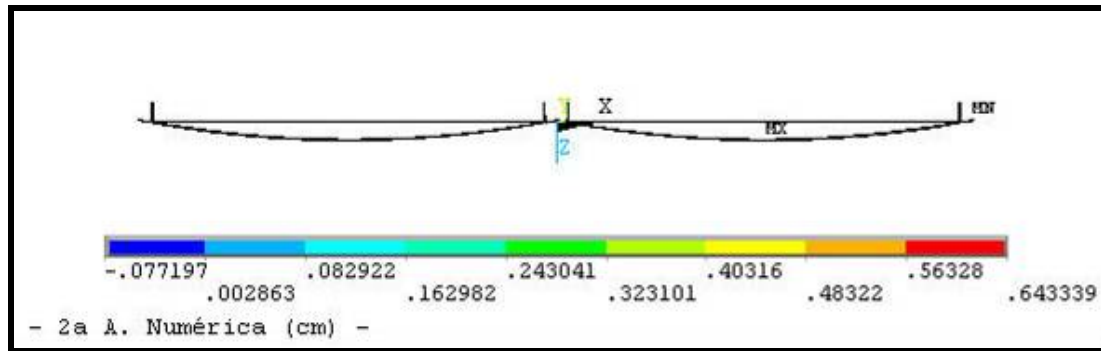


Figura 4.44 – Flexão nos painéis de fechamento para a análise A2 – espessura 30 mm, ação 1 + ação 2.

4.4.5 Análise de temperatura variável nos painéis

Além da consideração do efeito de temperatura constante nos painéis, foi avaliada, também, a consideração de temperatura variável no elemento, visto que os painéis, por serem elementos de fachada, estão sujeitos a consideráveis variações térmicas da atmosfera. Tal análise foi efetuada adotando uma temperatura externa de 35°C e uma temperatura interna de 20°C, resultando, assim, numa variação térmica de 15°C (ver Figura 4.45).

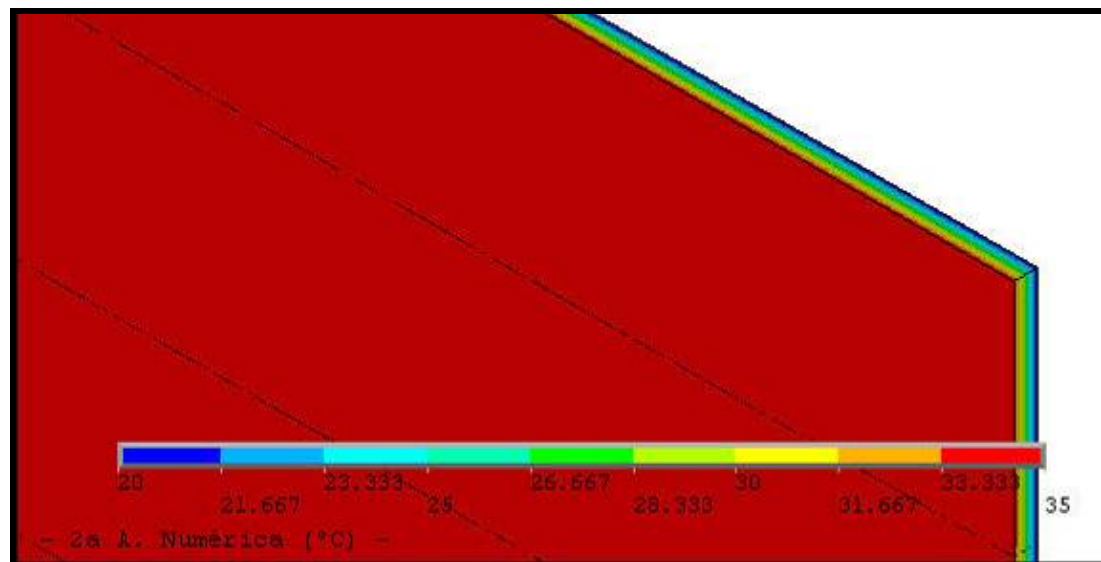


Figura 4.45 – Disposição da temperatura ao longo da espessura do painel.

A fim de manter a mesma linha de comparação, foram avaliadas as tensões nos painéis e nas chapas metálicas de ligação para a análise A2, com espessuras de chapa 15 mm e 30 mm. As análises, primeiramente, foram realizadas em separado: ação 1 – carregamento lateral (15 kN), ação 2 – variação de temperatura (15°C). Em seguida, foi realizada a combinação ação 1 + ação 2. Os resultados obtidos estão dispostos nas Tabelas 4.7 e 4.8.

Tabela 4.7 – Máximos valores das tensões nos painéis (kN/cm²) – análise A2.

Espessura 15 mm			
	ação 1	ação 2	ação 1 + ação 2
Von Mises	0,7969	0,8316	0,8319
Tensão Principal – σ_1	0,3832	0,5647	0,5649
Espessura 30 mm			
	ação 1	ação 2	ação 1 + ação 2
Von Mises	0,9696	1,054	1,067
Tensão Principal – σ_1	0,4517	0,8025	0,8196

Tabela 4.8 – Máximos valores das tensões nas chapas metálicas de ligação (kN/cm²) – análise A2.

Espessura 15 mm			
	ação 1	ação 2	ação 1 + ação 2
Von Mises	41,046	70,848	72,83
Tensão Principal – σ_1	47,295	81,368	83,545
Espessura 30 mm			
	ação 1	ação 2	ação 1 + ação 2
Von Mises	31,112	57,699	58,574
Tensão Principal – σ_1	35,847	66,432	67,455

Como esperado, a consideração do efeito da variação de temperatura implica, como na consideração de temperatura constante, em maiores tensões tanto nos painéis quanto nas ligações, sendo que nas ligações este aumento é bem mais significativo. Para as análises realizadas, obteve-se também, em ambas as espessuras, valores superiores ao valor máximo considerado neste estudo (CA50) nas solicitações das chapas de ligação tanto para a ação 2 como para a combinação ação 1 + ação 2.

As Figuras 4.46 a 4.49 ilustram a incidência das tensões para a análise A2, espessura da chapa de ligação 30 mm tanto para os painéis quanto para as chapas. A maior tensão nas

ligações ocorreu na primeira chapa canto inferior direito, região bem próxima ao engastamento dos pilares.

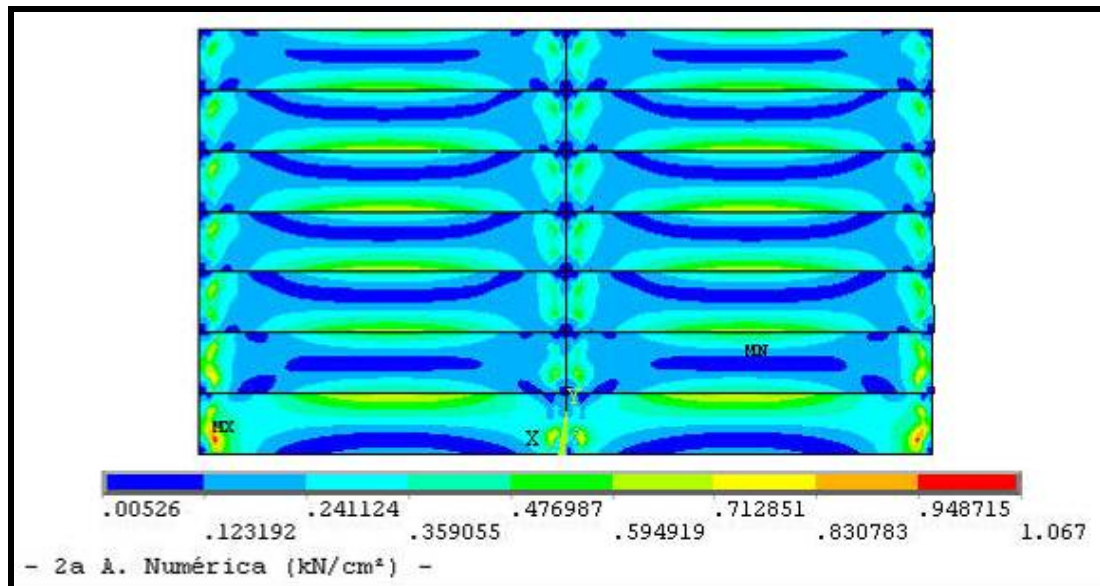


Figura 4.46 – Tensão de Von Mises nos painéis para análise A2 – espessura 30 mm, ação 1 + ação 2 (vista interna do painel).

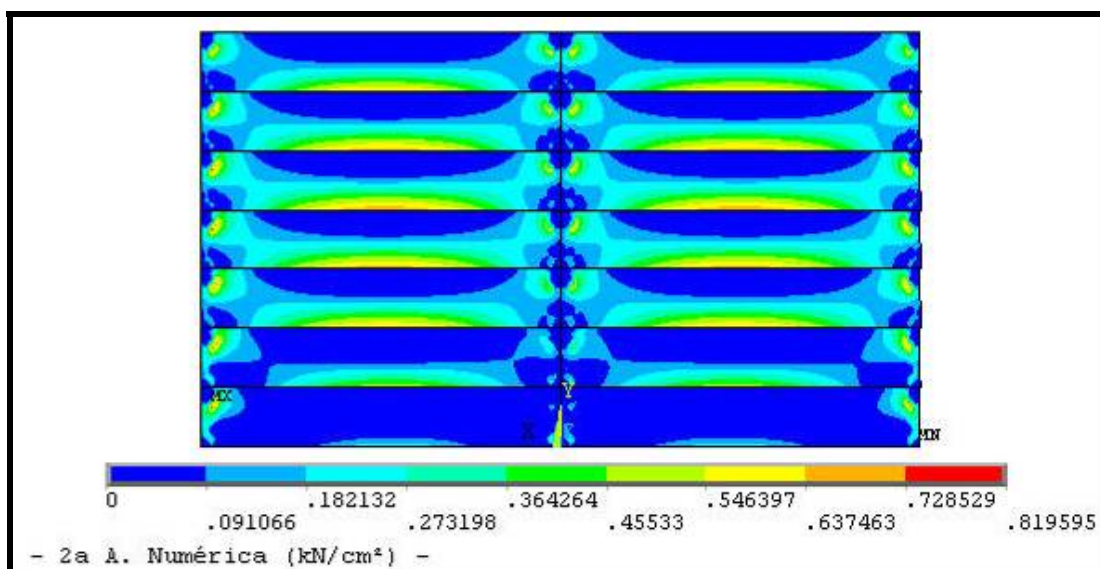
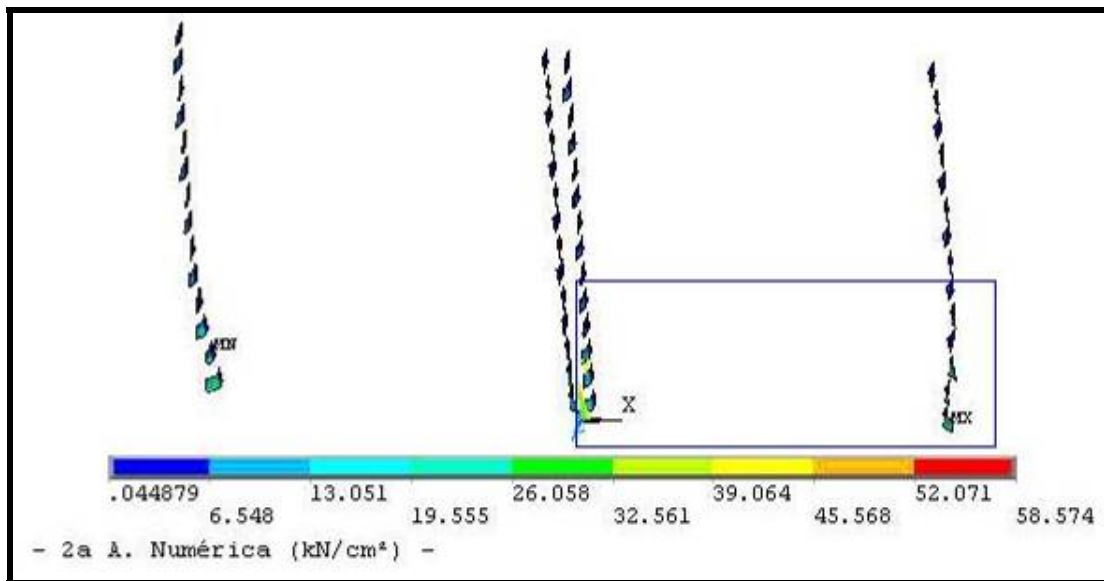
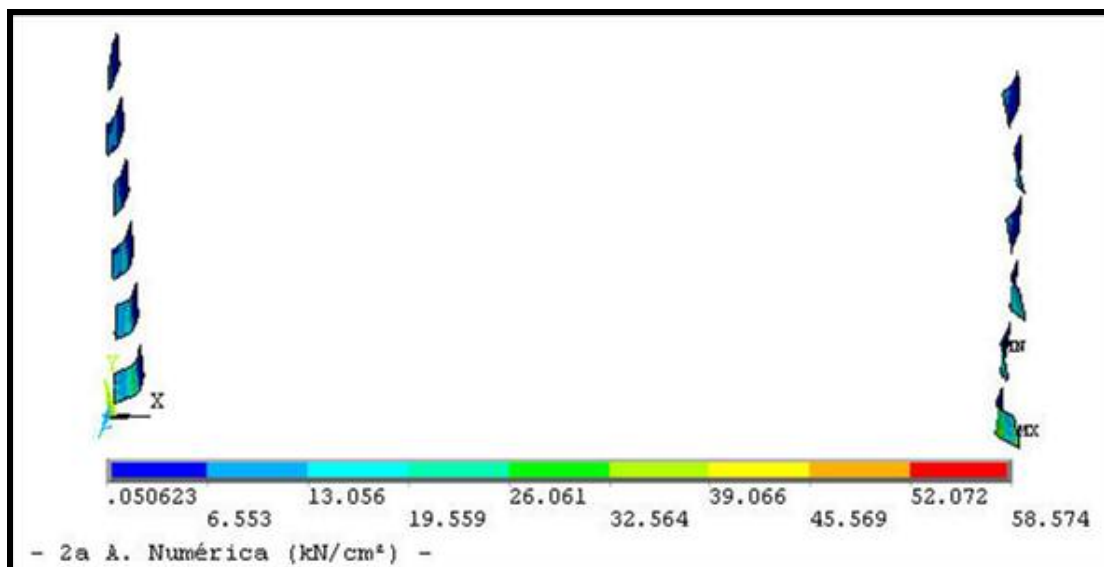


Figura 4.47 – Tensão principal – σ_1 nos painéis para análise A2 – espessura 30 mm, ação 1 + ação 2 (vista interna do painel).

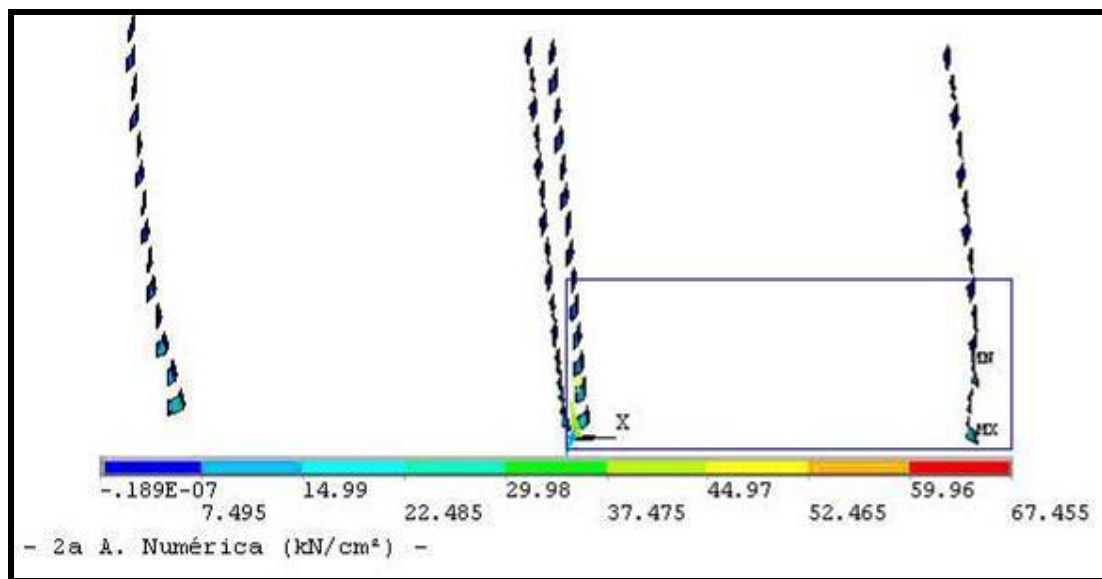
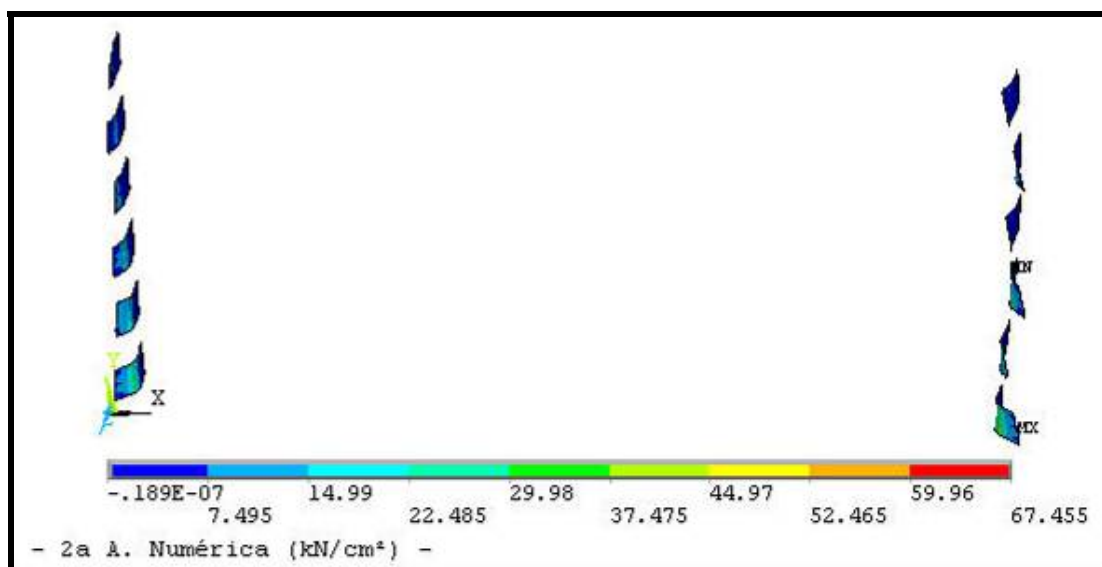


a) Distribuição das tensões de Von Mises.



b) Detalhe das chapas metálicas de ligação

Figura 4.48 – Tensão de Von Mises na chapa metálica de ligação para análise A2 – espessura 30 mm, ação 1 + ação 2.

a) Distribuição das tensões principais – σ_1 .

b) Detalhe das chapas metálicas de ligação mais e menos solicitadas.

Figura 4.49 – Tensão principal – σ_1 nas chapas metálicas de ligação para análise A2 – espessura 30 mm, ação 1 + ação 2.

Nas figuras 4.50 e 4.51 é apresentado um quadro resumo das tensões nos painéis e nas chapas metálicas de ligação para as análises de temperatura constante e variável. É possível notar, para as tensões nos painéis, que a consideração da variação de temperatura ao longo da espessura dos painéis ocasiona maiores tensões principais no elemento. As tensões de

Von Mises foram levemente menores. Para as chapas, ambas as tensões foram menores para o efeito de temperatura variável.

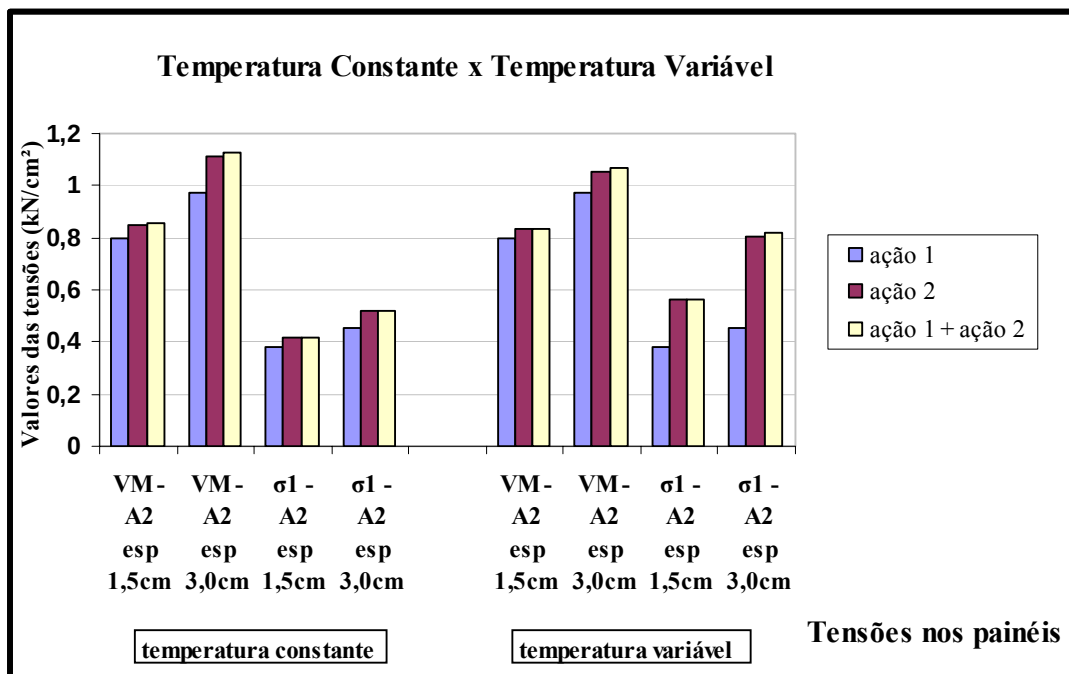


Figura 4.50 – Quadro comparativo de tensões temperatura constante x variável nos painéis.

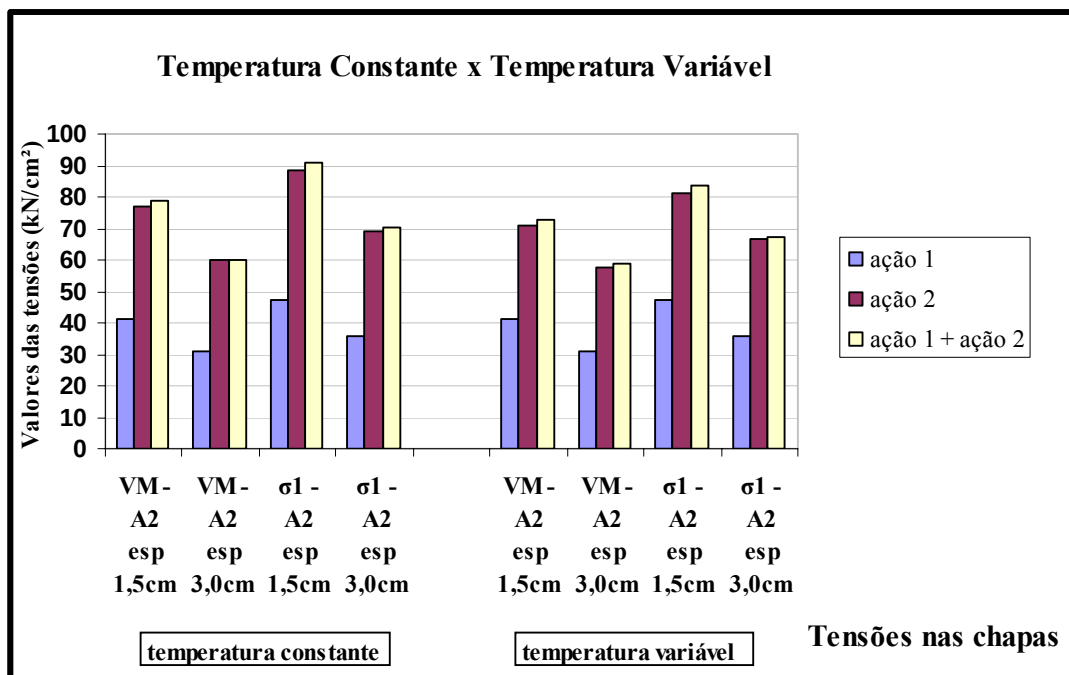


Figura 4.51 – Quadro comparativo de tensões temperatura constante x variável nas chapas de ligação.

Em relação à flexão nos painéis, a consideração da variação térmica no elemento, acentua, ainda mais, a ocorrência de esforços de flexão lateral se comparada com a flexão para a temperatura constante, conforme ilustra a Figura 4.52.

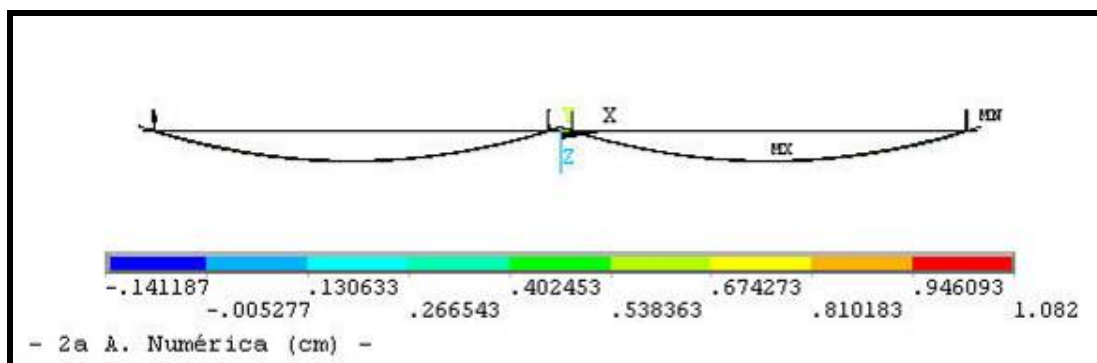


Figura 4.52 – Flexão nos painéis de fechamento para a análise A2 – espessura 30 mm, ação 1 + ação 2.

4.4.6 Redimensionamento da estrutura

Conforme apresentado anteriormente, variando-se a excentricidade da ligação painel – pilar altera-se a rigidez da estrutura principal, cujo efeito pode ser aproveitado fazendo seu redimensionamento de forma a diminuir as dimensões dos pilares, garantindo, desta maneira, uma relativa economia de material.

A fim de avaliar tal efeito, foi realizada uma análise (A6) com pilares de seção 350 mm × 350 mm, considerando quatro pontos de ligação entre painel – pilar, excentricidade 100 mm e espessuras das chapas de ligação: 18 – 20 – 25 – 30 mm. Os valores dos deslocamentos horizontais no topo e das tensões nas chapas de ligação podem ser observados nas Figuras 4.53 e 4.54.

Tomando como referência o deslocamento horizontal no topo do pilar, nota-se que o deslocamento horizontal no topo para a análise A3 com espessura de chapa 30 mm (0,98 mm) é bem próximo do deslocamento horizontal para a análise A6 com espessura de chapa 20 mm (0,92 mm).

Desta maneira, observa-se uma redução do volume de concreto da seção 400 mm × 400 mm para 350 mm × 350 mm em torno de 23% para cada pilar.

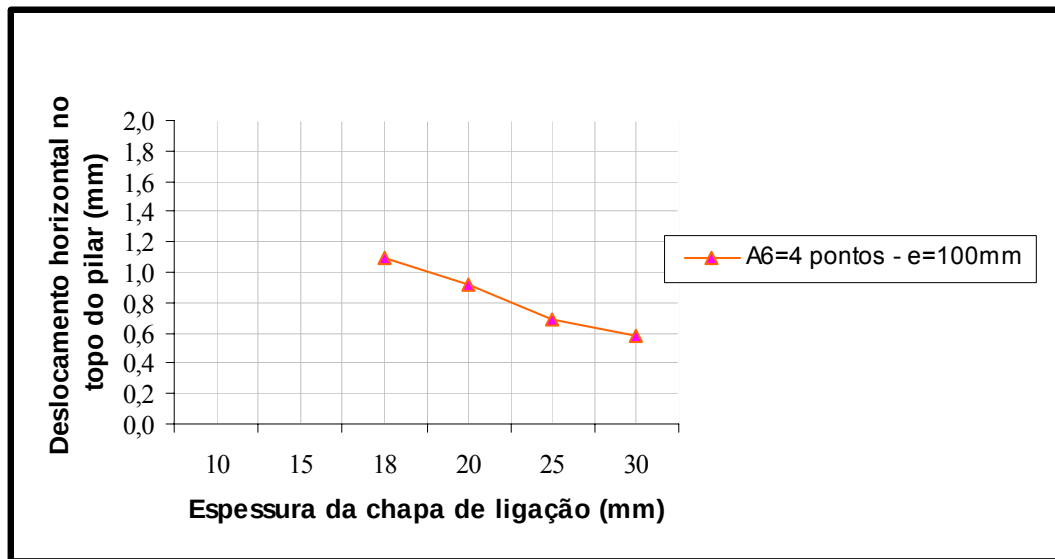


Figura 4.53 – Deslocamentos horizontais no topo do pilar para análise A6.

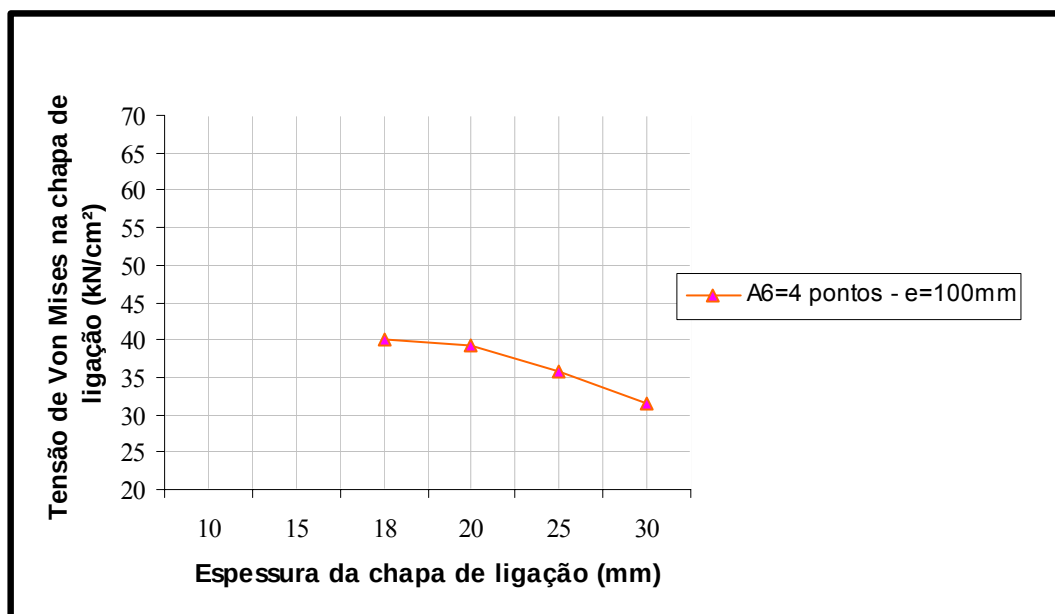


Figura 4.54 – Tensão de Von Mises na chapa metálica de ligação para análise A6.

Ressalta-se, porém, que tal redução implica, também, no aumento das tensões nas ligações, conforme mostra a Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Comparativo de tensão na chapa metálica de ligação.

Análise	Espessura da chapa (mm)	Tensão máxima obtida – Von Mises (kN/cm ²)
A3	30	26,82
A6	20	39,168

Assim, é importante, para cada caso isolado, uma correta análise das tensões e esforços nas ligações, bem como, a verificação do dimensionamento dos consolos, das vigas de rolamento utilizadas nos galpões e de condutores pluviais quando os mesmos são incorporados internamente ao longo do comprimento dos pilares, pois em determinados casos pode tornar inexecutível a realização do projeto.

CAPÍTULO 5

CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Este trabalho investigou a contribuição dos painéis pré-moldados de concreto no enrijecimento da estrutura principal com relação às ações laterais. A fim de quantificar esse efeito, foram efetuadas análises de dois modelos numéricos de estruturas tipo galpões com pavimento único, uma constituída por painéis verticais e a outra por painéis dispostos horizontalmente ao longo da estrutura.

Com base nos resultados das análises realizadas neste trabalho, podem ser obtidas algumas conclusões listadas a seguir.

- Os painéis de fechamento pré-moldados de concreto contribuem de forma significativa para a diminuição dos deslocamentos da estrutura principal frente às ações laterais;
- A estrutura mais rígida, pelos resultados apresentados na primeira análise, é aquela cuja consideração da interação painel-estrutura foi realizada com painel maciço. Mas vale a pena ressaltar que a escolha dos tipos de painéis não é definida essencialmente pelo maior ou menor enrijecimento da estrutura cabendo, para cada tipo de projeto, incorporar o mais adequado;
- Quando os painéis estão incorporados à estrutura, os efeitos globais de segunda ordem são menores, podendo ser desprezíveis, como no exemplo apresentado na primeira análise numérica, se comparados com a estrutura sem painéis, desempenhando, em certos casos, a função de contraventamento das fachadas, desde que sejam realizadas as verificações de segurança da estrutura;

- Na segunda análise apresentada, verifica-se que: maiores excentricidades na ligação painel – pilar geram maiores deslocamentos na estrutura e menores tensões nas ligações; maiores espessuras na chapa metálica de ligação ocasionam menores tensões nas ligações, porém, transferem maiores esforços de flexão ao painel;
- Embora a consideração dos painéis de fechamento na interação painel-estrutura ocasiona menores deslocamentos, ela implica no aumento de esforços nas ligações e nas solicitações dos painéis. Comparando tais esforços, verifica-se que os esforços nas ligações são mais significativos;
- Com relação ao número de pontos de fixação entre o painel e os pilares, obtêm-se menores deslocamentos na estrutura quando se considera o painel fixado por quatro pontos de ligação. Em relação às tensões nas ligações, a diminuição dos esforços de dois para quatro pontos é relativamente pequena. Dessa maneira, tal consideração do número de pontos de fixação deve ser economicamente avaliada numa estratégia de projeto levando-se em conta estas duas grandezas;
- A consideração do efeito da temperatura implica em maiores tensões tanto nos painéis quanto nas ligações, sendo que nas ligações este aumento é mais significativo, acarretando, também, em maiores esforços de flexão nos painéis;
- O redimensionamento de uma estrutura a partir da consideração dos painéis interagindo conjuntamente com a estrutura principal reflete em economias nos custos da obra. Na análise desenvolvida, esta economia é da ordem de 23% no custo de cada pilar;
- Salienta-se que o redimensionamento implica, também, no aumento dos esforços nas ligações, devendo, portanto, analisar com precisão para cada caso isoladamente se a relação da redução nos custos da obra e do aumento dos esforços nas ligações é satisfatória;

- Tendo em vista as análises realizadas, verifica-se a importância do estudo das tensões nas ligações a fim de garantir um correto dimensionamento de projeto e seu bom desempenho estrutural.

Como sugestões para pesquisas futuras recomendam-se:

- a) Um estudo mais detalhado sobre as ligações painel – estrutura principal, enfatizando-se os modelos de ligações mais realizados no Brasil;
- b) A realização de simulações numéricas com os painéis fixados na estrutura por seis pontos: quatro por meio de ligações de gravidade e dois de apoio lateral (estudo já desenvolvido no Japão);
- c) A avaliação do comportamento dos painéis na estrutura quando os mesmos são fixados uns aos outros, bem como a análise do desempenho de painéis estruturais na estrutura;
- d) A caracterização das principais vantagens e desvantagens na fixação dos painéis em vigas ou pilares.

REFERÊNCIAS

ABCIC – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA DE CONCRETO – *Painéis arquitetônicos* [200-]. Disponível em: <<http://www.abcic.com.br>>. Acesso em: 22 set. de 2004.

ANSYS® *User's Manual*. Versão 9.0.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

_____. *NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

_____. *NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro: ABNT, 1985.

BALLARIN, A. W. *Desempenho das ligações de elementos estruturais pré-moldados de concreto*. 255 p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade São Paulo, São Carlos, 1993.

CASTILHO, V. C. *Análise estrutural de painéis de concreto pré-moldado considerando a interação com a estrutura principal*. 133 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade São Paulo, São Carlos, 1998.

EL DEBS, M. K. *Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações*. São Carlos: Escola Engenharia de São Carlos, 2000.

- FONSECA, F. J. C.** *Projeto de painéis sanduíche de concreto pré-moldado*. 172 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1994.
- FREEDMAN, S.** *Loadbearing Architectural Precast Concrete Wall Panels*. PCI Journal, September-October, p. 92-115, 1999.
- GAIOTTI, R.** *Interactive Effects of non-structural elements on the behaviour of tall building structures*. 360 p. PhD Thesis, University of Canada, Ottawa, 1990.
- GOODNO, B. J.; PALSSON, H.** *Analitical studes of building cladding*. In: Journal Of Structural Engineering, Vol.112, n.4, p. 665-676, 1986.
- HENRY, R. M.; ROLL. F.** *Cladding-frame interation*. In: Journal Of Structural Engineering, vol.112, n.4, p. 815-834, 1986.
- KONCZ, T.** *Manual de la construccion prefabricada*. Madrid: Hermann Blume, 1975.
- 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.
- MIOTTO, A. M.** *Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor*. 234 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.
- OLIVEIRA, L. A.** *Tecnologia de painéis pré-fabricados arquitetônicos de concreto para emprego em fachadas de edifícios*. 191 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.
- PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE.** *PCI design handbook: precast and prestressed concrete*. 5. Ed., Chicago, PCI, 1998.
- SABBATINI, F., H.** *A industrialização e o processo de produção de vedações: Utopia ou elemento de competitividade empresarial?* In: I Seminário Tecnologia e Gestão na Produção de Edifícios, Vedações Verticais. São Paulo: EPUSP. Anais, p. 1-19, 1998.

SABBATINI, F. H. *Vedações em concreto* (notas de aula da disciplina: TG-004 – Tecnologia de produção de vedações verticais), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

SILVA, M. G.; SILVA, V. G. *Painéis de Vedação*. In: Bibliografia Técnica Para o Desenvolvimento da Construção em Aço – IBS/CBCA, Rio de Janeiro, 2004.

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, São Paulo. Anais, 1 cd-rom, p. 1-13, 2005.

VASCONCELOS, A. C. *O concreto no Brasil – Recordes – Realizações – História*. Ed: Pini, São Paulo, v. 1, 2ª edição, 1992.

VON KRÜGER, P. G. *Análise de painéis de vedação nas edificações em estruturas metálicas*. 186 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2000.