

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE PAINÉIS DE CONCRETO
PRÉ-MOLDADO CONSIDERANDO A INTERAÇÃO COM A
ESTRUTURA PRINCIPAL**

VANESSA CRISTINA DE CASTILHO

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de
São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte
dos requisitos para a obtenção do Título de Mestre em
Engenharia de Estruturas.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Mounir Khalil El Debs

São Carlos
1998

Aos meus pais,
Lucas e Elza
e aos meus irmãos,
Alessandra e Fabrício.

AGRADECIMENTOS

Àquele que me deu forças para poder enfrentar as duras etapas da minha vida, dando-me a oportunidade de poder realizar este trabalho, ao meu Deus.

Ao Prof. Dr. Mounir Khalil El Debs, pela orientação, extrema paciência e interesses demonstrados na elaboração do trabalho, e pela oportunidade de ter sido sua orientanda.

Ao Engenheiro Laércio Souza Gil, pelas sugestões e pela valiosa ajuda, sem a qual não seria possível a realização dos exemplos.

À grande amiga Kristiane Mattar Accetti, pelo grande carinho, companheirismo e apoio durante minha estada em São Carlos.

Aos inesquecíveis amigos do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - USP.

A Anamaria Malachini Miotto Soares e Carlos Humberto Martins, pelos ensinamentos iniciais do “software” LUSAS.

A Suzana Campana Peleteiro e Arthur Dias Mesquita, pela grande ajuda e valiosas sugestões para o trabalho.

A Fernanda Telles pela paciência e pela brilhante ajuda na redação da dissertação.

Ao grande amigo Dr. João Ferreira Neto, pela disposição em me ouvir nos momentos difíceis.

A Maria Nadir Minatel, pelas orientações fornecidas na elaboração do trabalho.

Ao CNPQ, pelo apoio financeiro concedido no primeiro ano

À FAPESP, pelo apoio financeiro concedido no segundo ano.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	v
LISTA DE SÍMBOLOS	vi
RESUMO	vii
<i>ABSTRACT</i>	viii
1 Introdução	01
1.1 Preliminares	01
1.2 Objetivos	02
1.3 Organização do trabalho	02
2 Projeto estrutural do painel de fechamento	04
2.1 Introdução	04
2.2 Tipos de painéis pré-moldados	12
2.2.1 Painéis não-estruturais	12
2.2.2 Painéis portantes	13
2.2.3 Painéis usados como paredes de contraventamento	13
2.2.4 Painéis usados como fôrmas para o concreto moldado no local	17
2.3 Projeto do painel de fechamento	18
2.3.1 Preliminares	18
2.3.2 Fases transitórias	20
2.3.3 Situações definitivas	29
2.4 Ligações	31
2.4.1 Preliminares	31
2.4.2 Considerações do projeto de ligações	33
2.4.3 Tipos de ligações	35
2.4.4 Deformabilidade das ligações	40
3 Modelos de análise da interação painel de fechamento x estrutura principal	42
3.1 Estudos anteriores realizados	42
3.2 “Software” utilizado	68

3.2.1	Informações gerais.....	68
3.2.2	Elementos finitos.....	69
3.3	Modelagem utilizada para painéis e ligações.....	74
3.3.1	Modelagem para o caso plano	74
3.3.2	Modelagem para o caso fora do plano.....	74
4	Análise da interação painéis x estrutura principal de situações típicas.....	77
4.1	Painel isolado.....	77
4.1.1	Preliminares.....	77
4.1.2	Análise dos deslocamentos.....	79
4.1.3	Análise dos resultados dos esforços nos painéis e ligações	90
4.1.3.1	Análise das tensões nos painéis	90
4.1.3.2	Análise dos esforços nas ligações.....	94
4.2	Exemplo de estrutura de um único pavimento.....	96
4.2.1	Descrição da estrutura	96
4.2.2	Análise dos deslocamentos.....	102
4.2.3	Análise dos resultados dos esforços nos painéis e ligações	108
4.2.3.1	Análise de tensões.....	108
4.2.3.2	Esforços resultantes nas ligações.....	110
4.3	Exemplo de estrutura de vários pavimentos	112
4.3.1	Descrição da estrutura e painéis	112
4.3.2	Análise dos deslocamentos.....	117
4.3.3	Análise dos resultados dos esforços nos painéis e ligações	120
4.3.3.1	Tensões nos painéis	120
4.3.3.2	Esforços resultantes nas ligações.....	122
5	Considerações finais e conclusões.....	128
	Referências Bibliográficas.....	130

FIGURA 4.1- Malha utilizada nos painéis.....	78
FIGURA 4.2- Dimensões dos painéis	79
FIGURA 4.3- Situações de análises só para o painel.....	80
FIGURA 4.4- Situações de análises para o painel no plano	81
FIGURA 4.5- Situações de análises para o painel fora do plano	82
FIGURA 4.6- Ligações nos painéis	87
FIGURA 4.7- Deslocamentos em função do tipo de painel.....	89
FIGURA 4.8- Pontos de análise das tensões e esforços.....	90
FIGURA 4.9- Tensões principais para os 3 caso considerando os 4 tipos	92
FIGURA 4.10- Dimensões dos painéis pré-moldados	97
FIGURA 4.11- Planta baixa do galpão	98
FIGURA 4.12- Disposição dos painéis no galpão pré-moldado	98
FIGURA 4.13- Detalhe da ligação	99
FIGURA 4.14- Esquema da estrutura e painéis	100
FIGURA 4.15- Ações devido ao vento na estrutura	101
FIGURA 4.16- Pontos analisados para tensões e esforços	109
FIGURA 4.17- Tipos de painéis utilizados ao longo da estrutura	112
FIGURA 4.18 - Vista do painel de fechamento com o acabamento	113
FIGURA 4.19 - Disposição dos painéis na estrutura analisada	114
FIGURA 4.20- Tipo de ligação utilizada para interligar painéis e estrutura principal.....	114
FIGURA 4.21 - Esquema de análise da estrutura e dos painéis.....	115
FIGURA 4.22- Representação da excentricidade x deslocamento	117
FIGURA 4.23- Valores extremos de tensões principais em kPa para a aç pilares de seção $600 \times 600 \text{ mm}^2$,comprimento de pino de 200mm	121
FIGURA 4.24- Valores extremos de tensões principais em kPa para a ação 1; pilares de seção $500 \times 500 \text{ mm}^2$,comprimento de pino de 50mm.	121
FIGURA 4.25- Valores extremos de tensões principais em kPa para a ação 2;	

pilares de seção $500 \times 500 \text{mm}^2$, comprimento de pino de 50mm.	122
FIGURA 4.26- Esforços de cisalhamento em kN para a ação 1; pilares de seção	
$600 \times 600 \text{mm}^2$, comprimento de pino de 200mm.....	124
FIGURA 4.27- Esforços de cisalhamento em kN para a ação 1; pilares de seção	
$500 \times 500 \text{mm}^2$, comprimento de pino de 50mm.....	125
FIGURA 4.28- Esforços de cisalhamento em kN para a ação 2; pilares de seção	
$500 \times 500 \text{mm}^2$, comprimento de pino de 50mm.....	125

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1- Momentos na desmoldagem.....	23
TABELA 2.2- Coeficientes dinâmicos	26
TABELA 2.3- Força e momento devido à gradientes térmicos.....	32
TABELA 3.1- Tipos de enchimento e seus respectivos deslocamentos	46
TABELA 3.2- Deslocamentos da estrutura em função da altura	56
TABELA 3.3- Deslocamentos obtidos das análises realizadas para o painel isolado.....	65
TABELA 3.4- Modelo de escoras equivalentes com seus respectivos deslocamentos.....	66
TABELA 3.5- Deslocamentos considerando a redução de inércia	67
TABELA 4.1- Deslocamentos e descrição da estrutura e painéis.....	83
TABELA 4.2- Deslocamentos e descrição da estrutura e painéis.....	84
TABELA 4.3- Deslocamentos e descrição da estrutura e painéis.....	85
TABELA 4.4- Deslocamentos e descrição da estrutura e painéis.....	86
TABELA 4.5- Deslocamentos para as análises consideradas	88
TABELA 4.6- Tensões principais máximas	91
TABELA 4.7- Valores máximos e sentidos dos esforços.....	95
TABELA 4.8- Deslocamentos no topo do pilar e a descrição para cada caso na direção y.....	103
TABELA 4.9- Deslocamentos no topo do pilar e a descrição para cada caso na direção x.....	104
TABELA 4.10- Resumo dos deslocamentos para os casos analisados.....	105
TABELA 4.11- Valores máximos das tensões principais para a direção y.....	109
TABELA 4.12- Valores máximos dos esforços em kN para a direção y.....	111
TABELA 4.13- Deslocamentos no topo do pilar com a descrição dos elementos utilizados para todos os casos.....	118
TABELA 4.14- Resumo de tensões, deslocamentos e esforços nas ligações para os casos analisados	127

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Deslocamento no topo do pilar
a	Distância do apoio à aplicação da carga P
a	Distância da parte superior do painel ao seu centro de gravidade
a_1	Deslocamento no topo do pilar devido à força lateral
a_2	Deslocamento no topo do pilar devido ao desaprumo
A	Área equivalente da escora
A_p	Área equivalente do pilar
A_v	Área equivalente da viga
b	Distância entre pontos de aplicação de forças para a montagem
E, E_c	Módulo de elasticidade do concreto
E_s	Módulo de elasticidade do aço
E_t	Módulo de elasticidade do concreto modificado para efeitos do tempo
H_{dtotal}	Força horizontal total
I	Inércia do painel
I_p	Inércia do pilar
I_v	Inércia da viga
k	Rigidez
ℓ	Comprimento do painel
w	carregamento uniformemente distribuído
ν	Coefficiente de poisson
θ	Ângulo entre a diagonal da escora e o eixo da viga

RESUMO

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

No presente trabalho trata-se de um estudo da contribuição de painéis pré-moldados de fechamento no enrijecimento da estrutura principal, com relação às ações laterais. Inicialmente são apontados os critérios correntes de dimensionamento dos -moldados de fechamento sem a consideração da interação destes com a estrutura principal. Em seguida, são desenvolvidas simulações numéricas em três exemplos com o objetivo de avaliar tal efeito. Estes exemplos englobam as seguintes situações: painel isolado, estrutura de um pavimento e uma estrutura de vários pavimentos. Os principais parâmetros analisados são os deslocamentos na estrutura principal, os esforços nas ligações e as tensões nos painéis. Os resultados obtidos mostram a importância da contribuição dos painéis no enrijecimento da estrutura principal. Na estrutura de um único pavimento analisada, a consideração de interação possibilita a passagem de situação em que os efeitos globais de segunda ordem são relevantes para aquela em que tais efeitos são desprezíveis. Para a estrutura analisada de vários pavimentos, a consideração de interação resulta em significativas economias de materiais apontando para economia da ordem de 20% na estrutura principal. Com base nos resultados, conclui-se que os painéis de fechamento pode ser incorporados numa estratégia de projeto, possibilitando economia na estrutura principal.

Palavras-chaves: painéis pré-moldados, deformabilidades das ligações, interação do fechamento com a estrutura principal

ABSTRACT

CASTILHO. V. C. (1998) *Structural analysis of precast concrete panels considering the interaction with the main frame*. São Carlos. Master degree thesis - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This work presents a study of the precast panels contribution in the main frame stiffness, subjected to lateral loads. At first, current criteria of panels design are analyzed, without considering the interaction with the main frame. After that, three examples are calculated using numerical simulation to evaluate this effect. These examples include the following situations: a single panel, an one-story frame and a multi-story frame. The parameters are: the frame displacements, the connections efforts and the panels tensions. The results show the magnitude of the panels contribution. In fact, to the one-story frame, it was possible to pass from a flexible structure where the second-order effects must be taken into account to another one where these effects could be neglected. For the multi-story frame analysis, the panels contribution produced an effective material economy of about 20% (and consequent cost reduction). Basing on these results, one can conclude that the infill panels can be included in the design strategy with economy for the structural system.

Key-words: precast concrete panels, connections deformability, interaction of the infill with the frame

1 Introdução

1.1 Preliminares

Atualmente, há uma grande tendência em utilizar elementos de concreto pré-moldado na construção das edificações. Isso se deve à economia de mão-de-obra, materiais e, principalmente, à maior rapidez na construção, alcançada quando o processo da pré-moldagem é aplicado.

Um dos elementos de concreto pré-moldado, incorporado nas edificações e amplamente utilizado nos EUA e Europa é o painel de fechamento. Uma das vantagens do seu uso é a possibilidade de utilizar inúmeros recursos, combinados ou não, como: relevos, textura, cor, agregados expostos etc. para compor para compor as fachadas de edificações. Em geral, os mesmos são projetados para transferir o peso próprio e a ação do vento para a estrutura principal.

Neste trabalho são abordados sistemas de fechamento realizados por painéis de concreto pré-moldado, empregados como elementos de vedação de edifícios em estruturas de esqueleto, priorizando-se o efeito de rigidez adicional promovida pelo fechamento, quando é considerada a interação painéis de fechamento x estrutura principal. Esse travamento depende das propriedades do material envolvido e, principalmente, do tipo de sistema de ligação escolhido para conectar os painéis na estrutura principal. Desta forma, o projeto das ligações desempenha um importante papel no estudo da interação.

O efeito de enrijecimento em elementos de fechamento tem sido, geralmente, desprezado no cálculo estrutural. Entretanto, devido à inúmeros estudos na área, pôde-se avaliar que tais elementos contribuem na rigidez lateral de edifícios, auxiliando a estrutura principal, na resistência às ações laterais.

Exemplos práticos citados em GAIOTTI (1994) comprovam tal efeito. O mais interessante deles é uma estrutura de 12 andares de concreto armado, localizada no México, que 1985, atingida por um grande terremoto, teve parcela significativa destruída. As fissuras ocorridas nos painéis, juntos aos pilares, verificaram-se nos pontos das ligações e nenhum deles chegou a cair. Um estudo minucioso comprova a eficácia de tais painéis no travamento da estrutura.

Por outro lado, a interação entre estrutura principal e elementos de fechamento acarreta o surgimento de solicitações adicionais nos painéis quando os mesmos são submetidos à ação lateral e, apesar do surgimento de esforços inconveniente nos painéis, o sistema pode ser projetado de forma a promover economia global, em virtude da diminuição dos esforços e deslocamentos da estrutura principal.

1.2 Objetivos

Os principais objetivos que se pretende atingir com esta dissertação são:

- a) sintetizar as informações sobre o projeto de painéis de fechamento de concreto pré-moldado, enfatizando as ligações com a estrutura principal;
- b) analisar a interação dos painéis de fechamento com a estrutura principal; e
- c) quantificar o efeito desta interação para situações típicas.

1.3 Organização do trabalho

A dissertação está estruturada da forma apresentada a seguir:

No *capítulo 2* relata-se um breve histórico da pré-moldagem e citam-se algumas aplicações práticas do uso de painéis pré-moldados como elemento de fechamento, enfocando-se, ainda, critérios de projeto para as ligações.

No *capítulo 3* abordam-se estudos interessantes realizados nesta linha bem como algumas características do “software” utilizado, além dos elementos finitos incorporados na análise e os modelos utilizados para estrutura e ligações.

No *capítulo 4* estuda-se o comportamento de painéis e ligações para um painel isolado e de duas estruturas representativas para diferentes tipos de elementos de fechamento, interagindo com a estrutura principal, com relação às ações laterais e volumétricas. Este estudo é desenvolvido mediante simulação numérica, considerando as deformabilidades das ligações.

E finalmente, no *capítulo 5* efetuam-se as conclusões e as considerações finais do trabalho.

2 Projeto estrutural do painel de fechamento sem considerar a interação

2.1 Introdução

A pré-moldagem é definida como sendo um processo de execução em que a construção, ou parte dela, é moldada fora do seu local de utilização definitivo. O campo de aplicação das técnicas da pré-moldagem é amplo, abrangendo edificações, construções pesadas e diversas outras obras civis, como por exemplo, estádios e muros de arrimo.

O emprego do pré-moldado é bastante antigo, coincidindo com o aparecimento do concreto armado. As primeiras aplicações da pré-moldagem foram a construção do barco de Lambort, em 1848, e os vasos de Joseph Monier, em 1849. A primeira construção utilizando elementos pré-moldados foi em Paris, em 1891, com vigas do Cassino Biarritz.

Nos Estados Unidos surgem os primeiros elementos pré-moldados de grandes dimensões para coberturas, por volta de 1900. Neste país em 1907 foram feitas muitas experiências utilizando as técnicas da pré-moldagem [PHILLIPS & SHEPPARD (1988)] e nesta mesma época, houve o surgimento do processo “tilt-up”. Este processo consta da moldagem dos elementos na posição horizontal, perto do local definitivo, e de sua desmoldagem através do levantamento da peça.

Na Europa, em 1906, aparecem as vigas treliça “Visintini”. Após o fim da 2ª Guerra Mundial ocorre um grande impulso das aplicações da pré-moldagem, principalmente em construções de galpões e também devido à necessidade de reconstrução de escolas, hospitais, indústrias, pontes, etc

No Brasil o emprego da pré-moldagem data de 1925, com a fabricação de estacas para a fundação do Jockey Clube do Rio de Janeiro [VASCONCELOS (1988)].

Atualmente a utilização da pré-moldagem tem avançado nos EUA e Europa, mas, no Brasil, seu emprego ainda é limitado, se restringindo as aplicações em grande escala no caso de construções de galpões e em elementos de laje, estacas e tubos de drenagem. A Figura 2.1 ilustra algumas belas e interessantes aplicações da pré-moldagem em edifícios e monumentos nos Estados Unidos e em toda Europa [PCI (1989)].

A pré-moldagem é um processo construtivo do qual se pode tirar proveito das seguintes características:

- a) em produção em série há a possibilidade de grande reutilização das fôrmas; emprego da protensão com armadura pré-tracionada; emprego de seções com maiores rendimentos mecânicos; maior produtividade da mão de obra e controle de qualidade;
- b) desmontabilidade da construção;
- c) aumento da qualidade dos elementos através do controle constante na fabricação;
- d) redução de materiais empregado, levando a uma diminuição do peso total do edifício;
- e) a construção do pré-moldado independe das condições do tempo.

Apesar de tantas vantagens, deve-se salientar que o uso da pré-moldagem implica, também, na utilização de equipamentos de transporte e de montagem, além da dificuldade de se efetuar as ligações entre os elementos. Na escolha do processo construtivo mais adequado deve-se considerar todos os fatores envolvidos na execução do projeto, analisando vantagens e desvantagens do concreto moldado no local e do concreto pré-moldado.

Uma das aplicações do concreto pré-moldado que tem sido atualmente bastante explorada são os painéis de fechamento empregados tanto para estruturas principais em concreto pré-moldado, como em combinação com estruturas de concreto moldado no local e em estruturas de aço.

Normalmente, os painéis de fechamento têm um importante papel arquitetônico, principalmente nas fachadas de edificações, sendo geralmente denominados painéis pré-moldados arquitetônicos.

Na verdade, o termo concreto arquitetônico é mais amplo e refere-se a qualquer elemento de forma especial ou padronizada que, mediante acabamento, forma, cor ou textura, contribui na forma arquitetônica ou no efeito de acabamento da construção.

Em decorrência da grande diversidade de tipos de acabamento, forma, cor, textura, que justifica, em parte, seu emprego, podem-se ter variações de cor e de tamanho dos agregados, além dos diversos processos de acabamento e profundidade de exposição.

O PCI(1989) traz exemplos clássicos que utilizam painéis pré-moldados encontrados em Nashville, Tennessee (Figura 2.2), e em Wilmette, Illinois (Figura 2.3). O primeiro corresponde à réplica de Parthenon grego construído entre 1920 e 1931, projetado pelo arquiteto canadense Louis Bourgeois, e o segundo, o templo de Baha'i, iniciado em 1920 com término em 1953. O PCI (1989) mostra algumas aplicações do uso de painéis de concreto pré-moldado, aplicado em edificações (Figura 2.4).

O fechamento, como mostrado pelas figuras, pode ser usado limitando apenas a estrutura exterior, ou ajudando o edifício a resistir a carregamentos laterais.

Os painéis, usualmente, podem ser dispostos ao longo da estrutura cobrindo o vão entre pilares (Figura 2.5.a), com diversos painéis cobrindo o vão para estruturas de vários pavimentos (Figura 2.5.b), ou com diversos painéis cobrindo o vão para estrutura de um pavimento (Figura 2.5.c).



Figura 2.1- Aplicações da pré-moldagem [PCI(1989)]

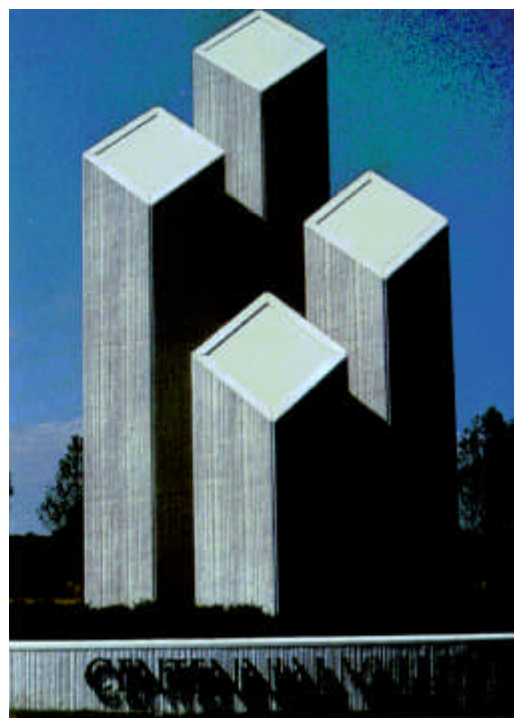


Figura 2.1- Aplicações da pré-moldagem [PCI(1989)](cont.)



Figura 2.2- Réplica de Parthenon [PCI(1989)]



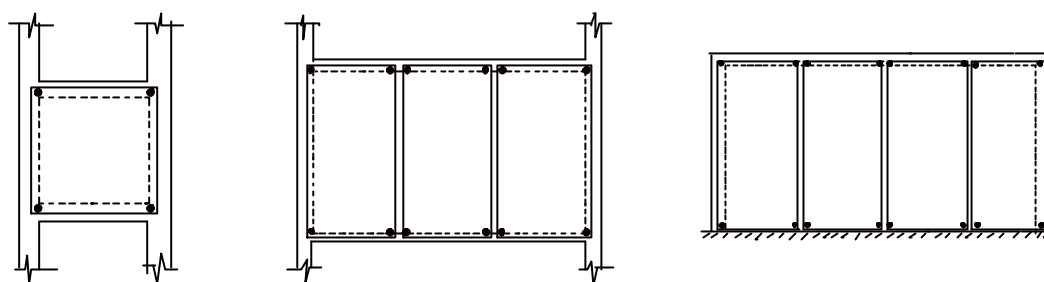
Figura 2.3- Templo de Baha'i [PCI(1989)]



Figura 2.4- Edificações com painéis de concreto pré-moldado [PCI(1989)]



Figura 2.4- Edificações com painéis de concreto pré-moldado [PCI(1989)] (cont.)



- a) painel cobrindo o vão entre pilares b) diversos painéis cobrindo o vão para estruturas de vários pavimentos c) diversos painéis cobrindo o vão para estrutura de um pavimento

Figura 2.5- Disposições típicas dos painéis de fechamento

Os tipos de fechamentos existentes são mostrados com maiores detalhes, a seguir.

2.2 Tipos de painéis pré-moldados

2.2.1 Painéis não-estruturais

Os painéis não-estruturais são amplamente utilizados em sistemas arquitetônicos e projetados apenas para resistir a forças de vento e a seu próprio peso. Incluem painéis maciços, com aberturas, com nervuras ou “sandwich”.

Os painéis maciços permitem uma maior flexibilidade de projeto e variedades na aparência. Na Figura 2.6, a superfície dos painéis pré-moldados foi levemente jateada com areia. Na sua borda foi feito um escurecimento deixando-a áspera a fim de obter um visual de relevo. Podem-se ter, ainda, vigas de grande altura, denominados painéis “spandrel”, que resistem às lajes e servem para compor a fachada. Na Figura 2.8 nota-se a utilização de vidros dispostos horizontalmente.

Os painéis com aberturas são planos e podem ser esculpados quando necessário. Podem conter uma única janela ou várias. Observa-se, na Figura 2.7, a utilização de unidades de painéis com apenas uma abertura simples abrangendo todo o pilar. Ainda têm-se elementos que “correm” verticalmente toda a estrutura, com divisões de caixilhos nas janelas, algumas vezes utilizados para ocultar os pilares ou apenas circundá-los. Esses painéis são projetados para terem fasquias de divisão a fim de se colocarem janelas ao

longo do mesmo. Nota-se, na Figura 2.9, que os painéis são bastante leves, preenchidos por vidros e cobrem todos os pilares da estrutura.

Os painéis “sandwiches” são elementos com peso reduzido, possuindo vazios no centro, para serem preenchidos com material leve, constituídos por duas camadas de concreto e cujo vazio central pode ou não ser preenchido por uma camada de isolamento ou estar justaposta à camada exterior (Figura 2.10).

Podem suportar apenas seu peso próprio, transferir cargas verticais para o suporte da estrutura e atuar como paredes de contraventamento e painéis portantes.

Estudos feitos com painéis de fechamento mostram que esses elementos contribuem efetivamente no enrijecimento da estrutura. Geralmente, esse efeito é desprezado pelo fato de o processo de interação painel/estrutura ser desconhecido. Além disso, a consideração do efeito nos cálculos acarreta esforços adicionais no fechamento, os quais não foram projetados.

2.2.2 Painéis portantes

Esses painéis, usados com finalidade estrutural, freqüentemente mais econômicos que os anteriores, são projetados para transferir os esforços verticais.

Podem-se ter elementos estruturais que abrangem os listados anteriormente (sistemas maciços, “spandrel”, etc.). Na Figura 2.11 têm-se painéis estruturais com uma unidade representando quatro andares.

2.2.3 Painéis pré-moldados usados como paredes de contraventamento

Painéis paredes, incorporando resistência e rigidez, são mais econômicos, se projetados para resistir à ação do vento, combinados com o efeito do diafragma dos pisos do edifício. Tais painéis resistem ao carregamento lateral e transferem-no ao plano da parede ou a um paralelo a ele e destes para a fundação. Na Figura 2.12 os painéis com aberturas transferem as cargas para a fundação, enquanto que os painéis das extremidades, funcionam como paredes de contraventamento.

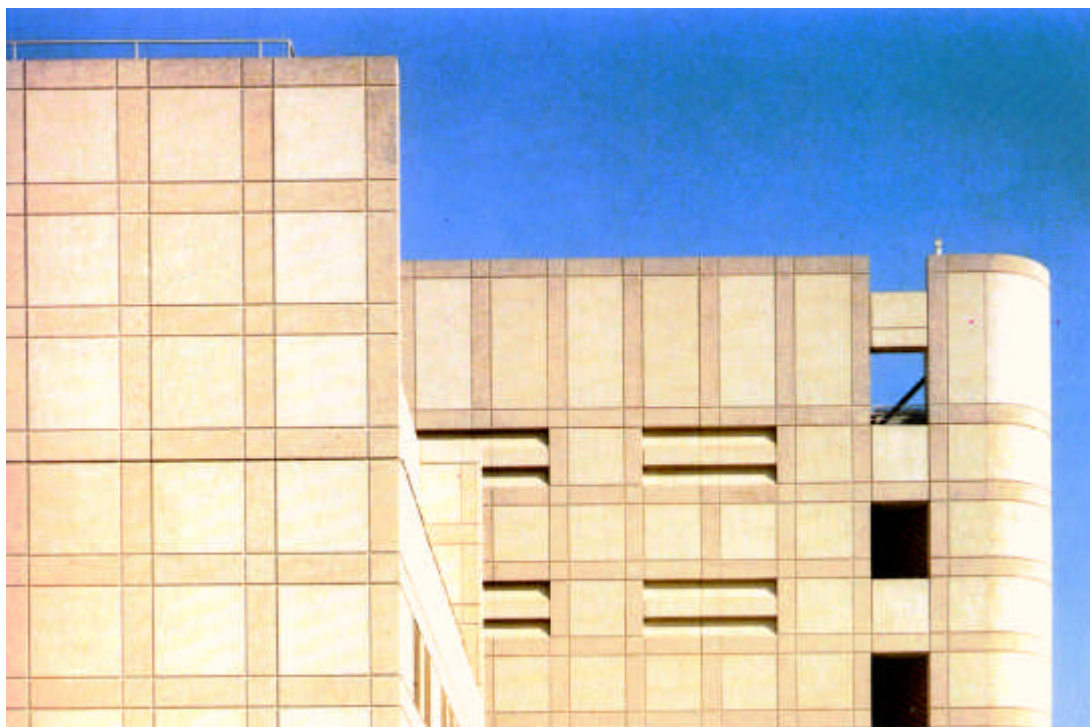


Figura 2.6- Exemplo de edificação com painel liso [PCI(1989)]



Figura 2.7- Exemplo de edificação de painéis com aberturas [PCI(1989)]

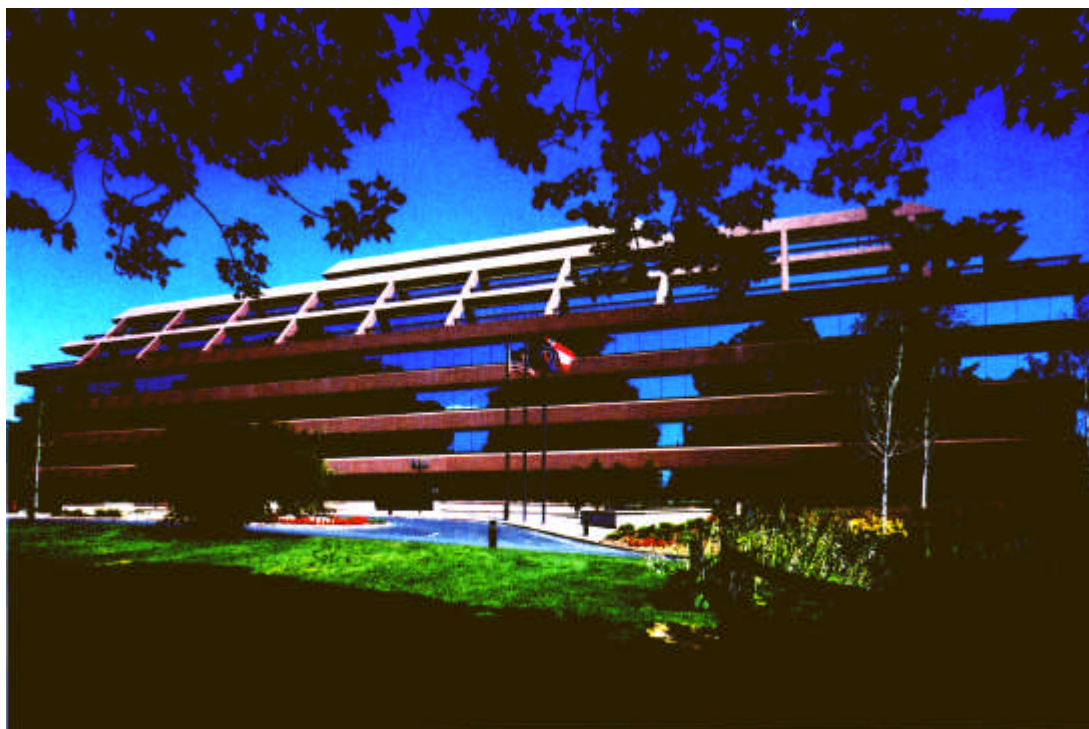


Figura 2.8- Exemplo de edificação com painel do tipo “spandrel” [PCI(1989)]



Figura 2.9- Exemplo de edificação com fasquia de divisão [PCI(1989)]

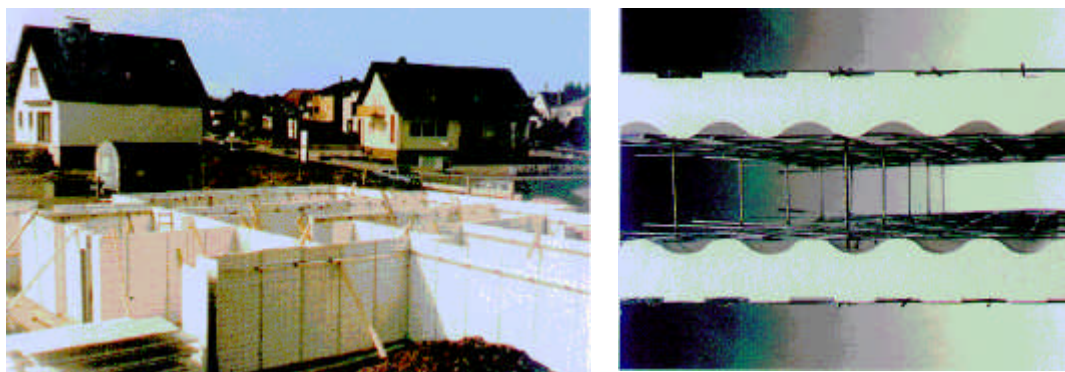


Figura 2.10- Exemplo de edificação com painéis “sandwich”



Figura 2.11- Exemplo de edificação com painéis estruturais [PCI(1989)]



Figura 2.12- Exemplo de edificação de painéis como parede de contraventamento
[PCI(1989)]

2.2.4 Painéis usados como fôrmas para concreto moldado no local

São painéis usados como fôrmas para concreto moldado no local, conforme ilustrado pela Figura 2.13.

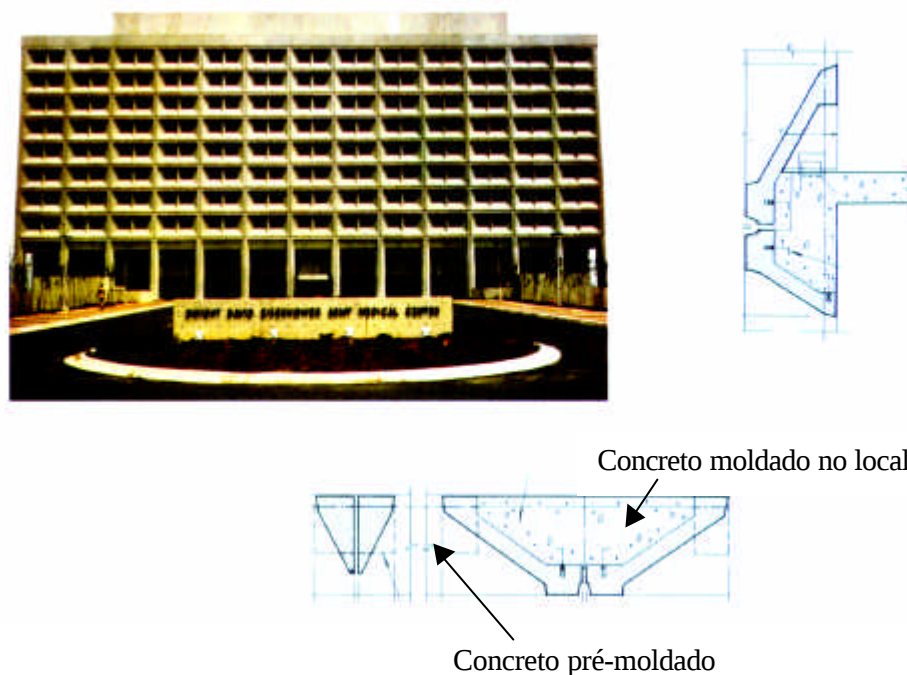


Figura 2.13- Exemplo de edificação de painéis como fôrmas [PCI(1989)]

2.3 Projeto do painel de fechamento

2.3.1 Preliminares

O projeto de concreto pré-moldado é similar ao projeto de um edifício moldado no local. A diferença é que elementos pré-moldados são projetados também para as fases transitórias (desmoldagem, transporte e montagem).

A seguir, encontra-se a sequência de projeto de um painel não estrutural de fechamento [PHILLIPS e SHEPPARD (1988)], desprezando a interação da estrutura.

- Inicialmente, define-se o tamanho preliminar do painel, analisando-se a viabilidade de acesso de caminhões e guindastes ao local da obra;
- Definem-se as ações às quais a estrutura está submetida, considerando-se que, em geral, os painéis pré-moldados estão sujeitos às seguintes:

vertical : ações permanentes (peso próprio);

lateral : ações devido ao vento;

volumétrico : ações devido à temperatura;

manuseio : ações devidas à desmoldagem, ao transporte e à montagem;

- c) define-se a resistência do concreto, bem como o tipo de armadura a ser utilizada;
- d) determina-se a espessura do painel, levando-se em consideração tanto a condição de carregamento anteriormente calculada, quanto o manuseio do mesmo, respeitando as dimensões mínimas dadas em normas;

Os valores mínimos da espessura do painel, segundo FIP (1982), são funções da maior dimensão do painel (Figura 2.14). A Figura não é aplicável a painéis usados como fôrmas para concreto moldado no local.

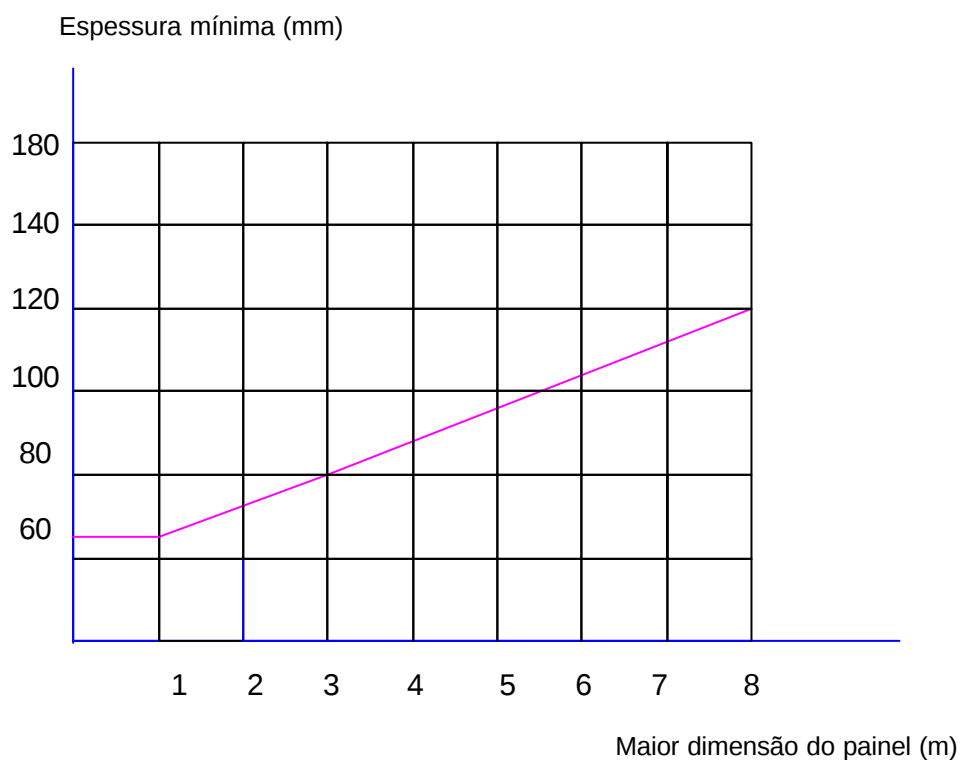


Figura 2.14- Espessura mínima fornecida pela FIP (1982)

- e) calcula-se a armadura de flexão do painel, verificando-a para a desmoldagem, o transporte e a montagem;
- f) localizam-se os pontos de ligação a fim de que resistam às forças laterais e verticais, para a condição de carregamento, bem como definem-se os tipos de ligações utilizados;

Utilizando ações laterais e verticais, PHILLIPS & SHEPPARD (1989) analisam a distribuição de uma unidade de carga (1^k) aplicada no centro de gravidade do painel (Figura 2.15).

- g) projetam-se as ligações do painel, nos pontos anteriormente localizados, com uma força unitária aplicada em qualquer direção no elemento; e
- h) finalmente se verifica se o movimento causado pelas ações está sendo acomodado pelas ligações.

2.3.2 Fases transitórias

Os painéis, durante as fases transitórias (produção, transporte, montagem), necessitam de uma análise isolada verificando a resistência do concreto na situação final. Para cada fase, consideram-se os seguintes itens que afetam o projeto.

- Desmoldagem:
 - orientação do elemento;
 - coeficientes de impacto;
 - número e localização dos equipamentos de manuseio;
 - peso do elemento.

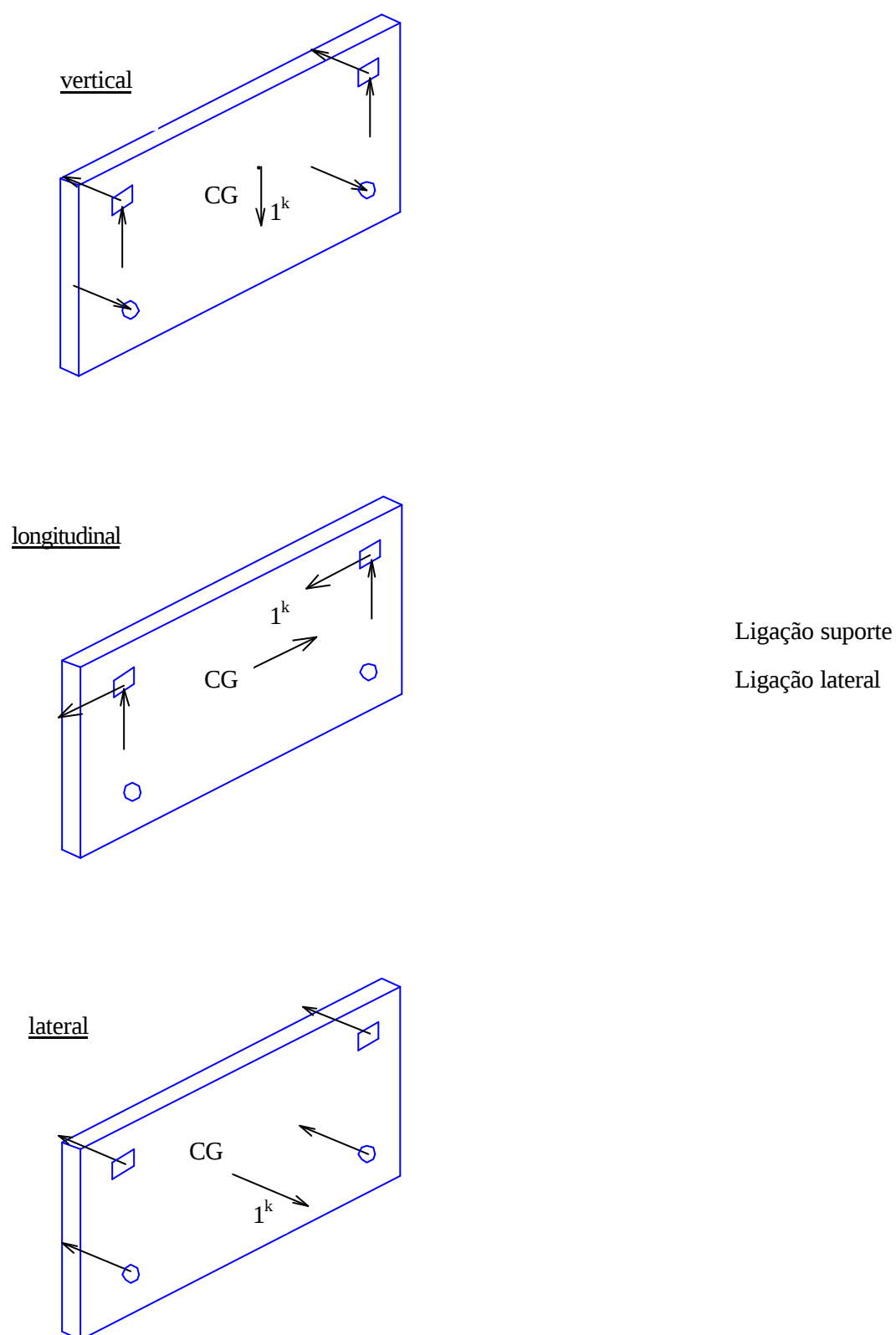


Figura 2.15- Força unitária para o painel [PHILLIPS e SHEPPARD(1989)]

- Transporte:
 - localização de suporte vertical e horizontal;
 - escolha do veículo de transporte e seu estado de utilização;
 - considerações dinâmicas durante o transporte.
- Montagem:
 - número e localização dos pontos de elevação;
 - carregamentos temporários;
 - localização de suportes temporários.

A seguir, estão listadas algumas considerações de projeto para cada fase.

a) Desmoldagem

Os painéis desmoldados pela borda estão sujeitos aos momentos fletores mostrados pela Figura 2.16. Os momentos decorrentes da desmoldagem feita no próprio plano do painel visualizam-se pela Tabela 2.1.

Os valores dos coeficientes dinâmicos usados para cada fase são dados pela Tabela 2.2, de acordo com o PCI (1992).

Usualmente são utilizadas mesas inclinadas a fim de diminuir as tensões nessa fase utilizando o processo com mesa de tombamento (Figura 2.17).

b) Transporte

A escolha do tipo de transporte depende basicamente do peso e do tamanho dos painéis. Podem ser transportados em forma de A com painéis horizontais (Figura 2.18.a) ou verticais (Figura 2.18.b) dependendo do tamanho de cada unidade.

As dimensões máximas permitidas para o transporte são representadas pela Figura 2.19 [FIP (1982)].

Tabela 2.1- Momentos na desmoldagem [PCI (1992)]

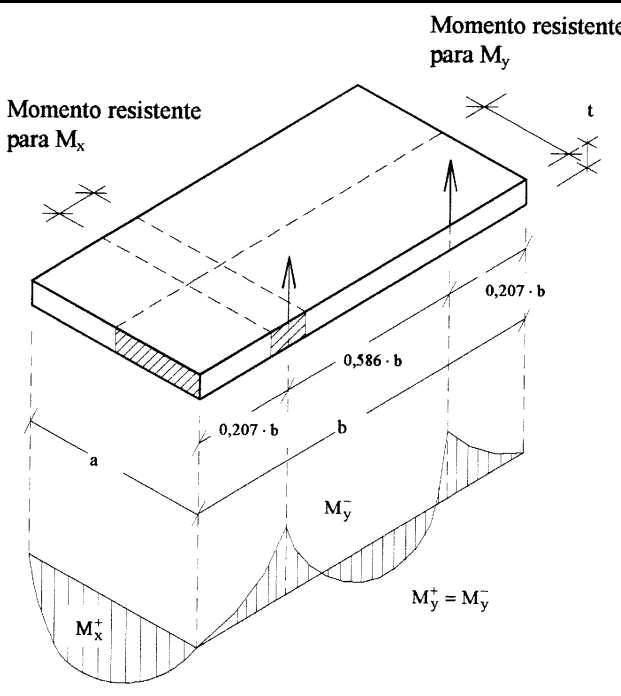
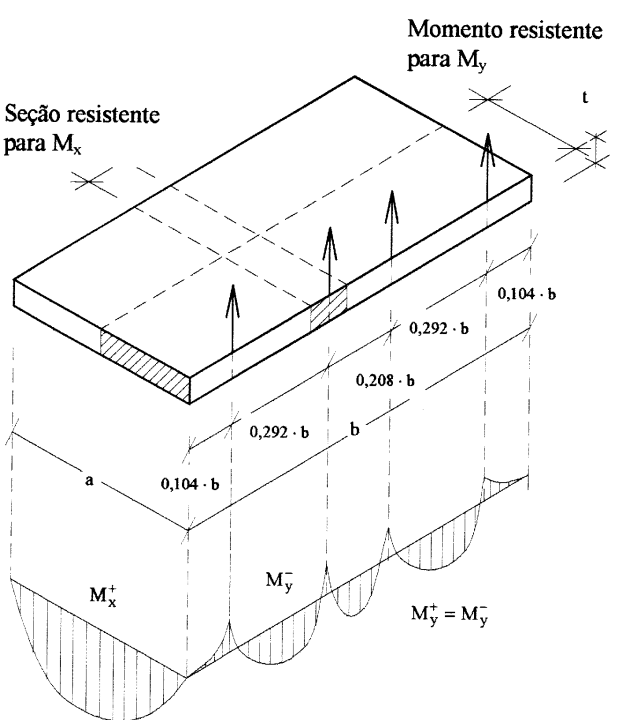
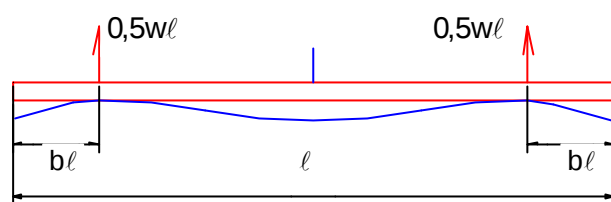
momentos na desmoldagem considerando uma borda	
 Momento resistente para M_x Momento resistente para M_y $M_y^+ = M_y^-$	<u>dois pontos de içamento</u> $M_x = \frac{g \cdot a^2}{8}$ $-M_y = +M_y = 0,0107 \cdot g \cdot a \cdot b^2$ (resistido pela seção de espessura $a/2$) g = unidade de força por área
 Seção resistente para M_x Momento resistente para M_y $M_y^+ = M_y^-$	<u>quatro pontos de içamento</u> $M_x = \frac{g \cdot a^2}{8}$ $-M_y = +M_y = 0,0027 \cdot g \cdot a \cdot b^2$ (resistido pela seção de espessura $a/2$) g = unidade de força por área

Tabela 2.1- Momentos na desmoldagem [PCI (1992)] (cont.)

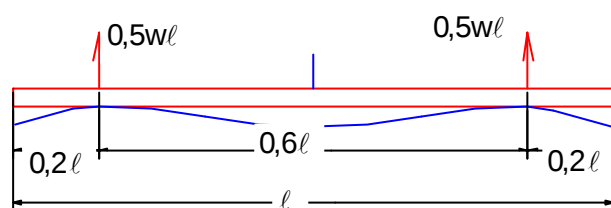
momentos na desmoldagem considerando o plano do painel	
Momento resistente para M_y Seção resistente para M_x $M_x^+ = M_x^-$ $M_y^+ = M_y^-$ $M_y^- = M_y^+$	<u>dois pontos de içamento</u> $M_x = \frac{g \cdot a^2}{8}$ $-M_y = +M_y = 0,0107 \cdot g \cdot a \cdot b^2$ (resistido pela seção de espessura $a/2$) g = unidade de força por área
Seção resistente para M_x Seção resistente para M_y $M_x^+ = M_x^-$ $M_y^+ = M_y^-$ $M_y^- = M_y^+$	<u>quatro pontos de içamento</u> $M_x = \frac{g \cdot a^2}{8}$ $-M_y = +M_y = 0,0027 \cdot g \cdot a \cdot b^2$ (resistido pela seção de espessura $a/2$) g = unidade de força por área



dois pontos para desmoldagem:

$$M^+ = (2c - 1) \frac{w\ell^2}{8}$$

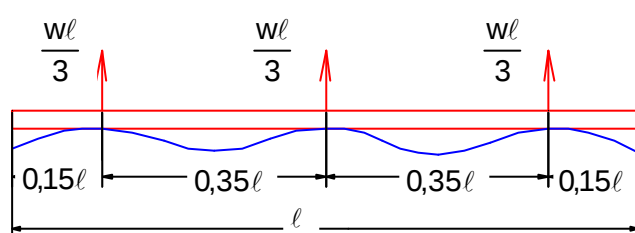
$$M^- = 0,5b^2 w\ell^2$$



dois pontos para desmoldagem e

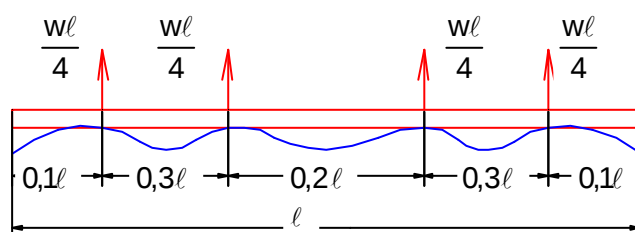
dois pontos para o transporte:

$$M^+ = M^- = 0,025w\ell^2$$



três pontos para desmoldagem:

$$M^+ = M^- = 0,025w\ell^2$$



quatro pontos para

desmoldagem:

$$M^+ = M^- = 0,056w\ell^2$$

Figura 2.16- Momentos referentes a algumas situações lineares de desmoldagem

[PCI (1992)]

Tabela 2.2- Coeficientes dinâmicos

	DESMOLDAGEM	
	Tipo de acabamento	
Tipo do produto	agregado exposto com retardador	molde liso (apenas desmoldante)
plano, com lateral removível, sem junta falsa	1,2	1,3
plano, com falsa junta	1,3	1,4
fôrma com inclinação apropriada	1,4	1,6
fôrma complexa	1,4	1,7
	MANUSEIO E MONTAGEM	
todos os produtos	1,2	
	TRANSPORTE	
todos os produtos	1,5	

c) Montagem

Durante a montagem surgem momentos cujos valores são influenciados pelo posicionamento dos pontos de levantamento (Figura 2.20).

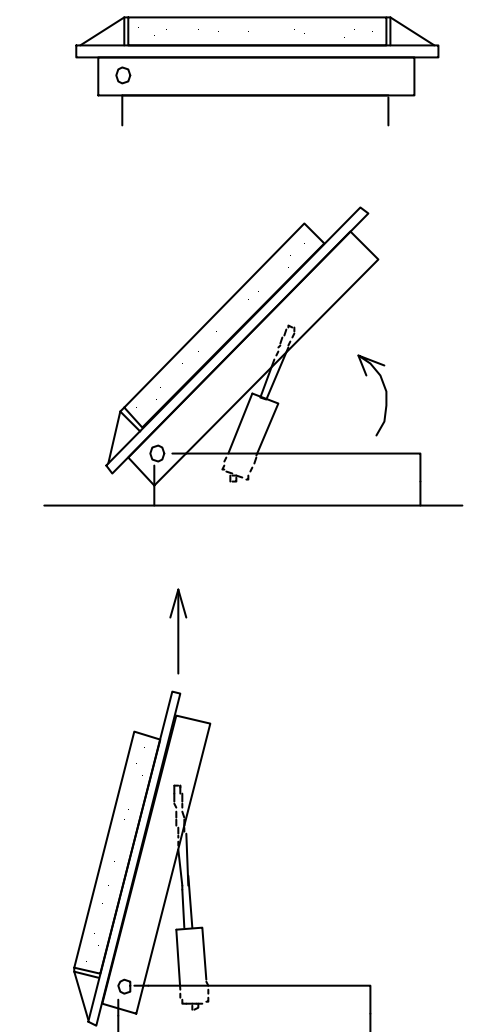


Figura 2.17- Desmoldagem com o levantamento da mesa

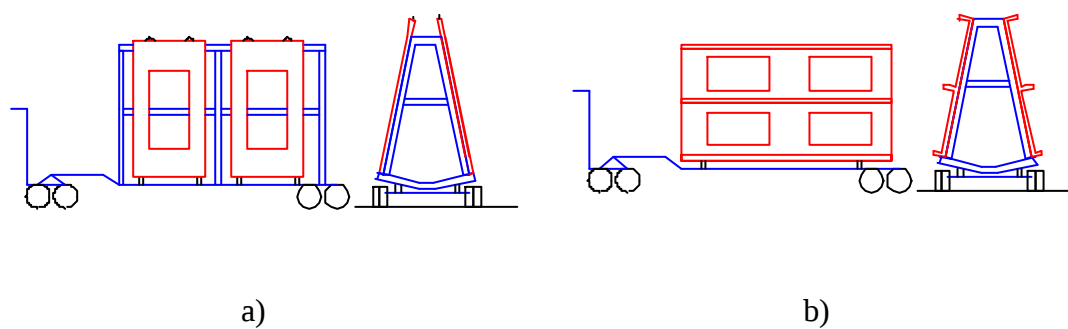


Figura 2.18- Transporte de painéis em forma de A [PCI (1992)]

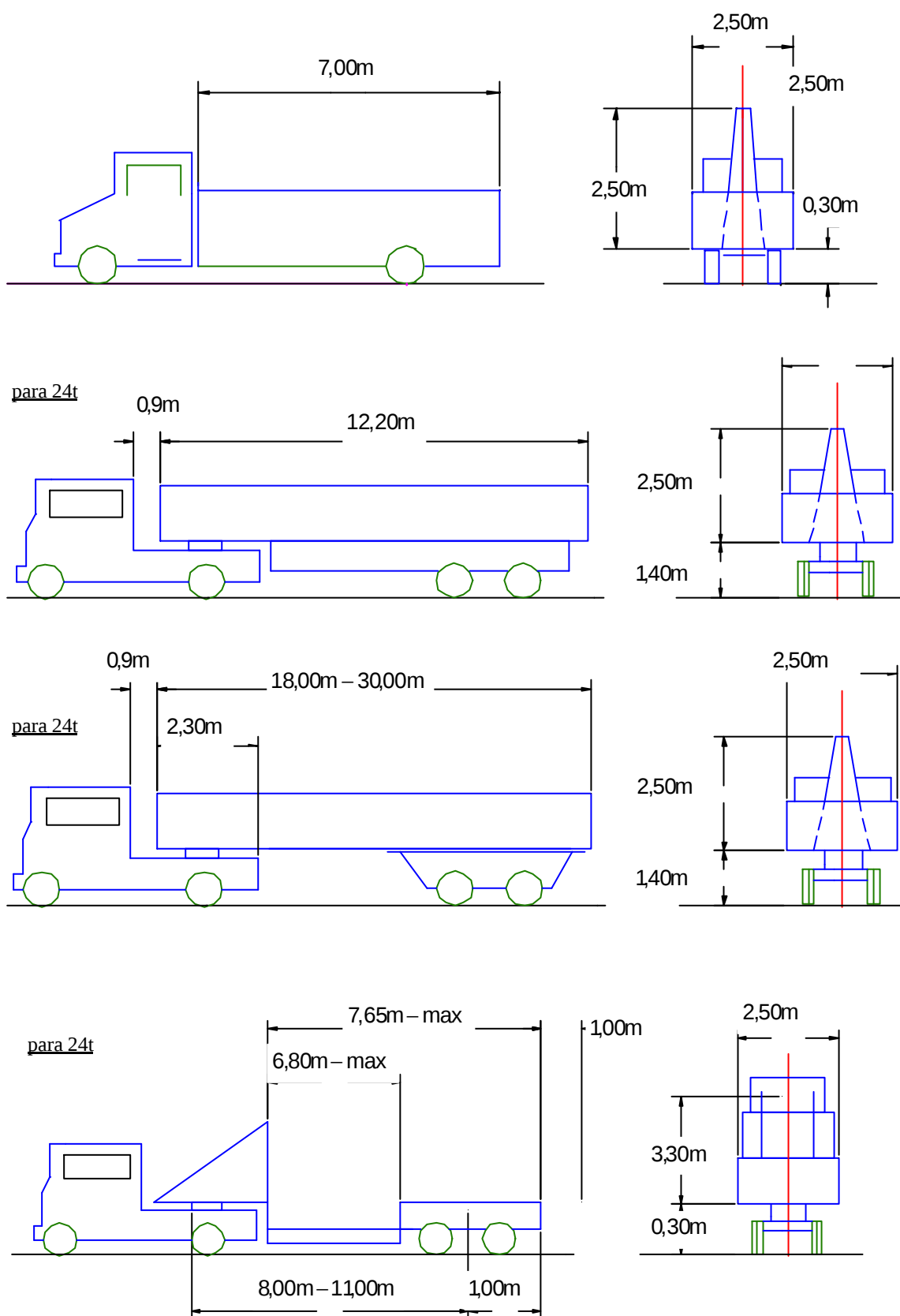


Figura 2.19- Transporte de acordo com o peso do painel [FIP (1982)].

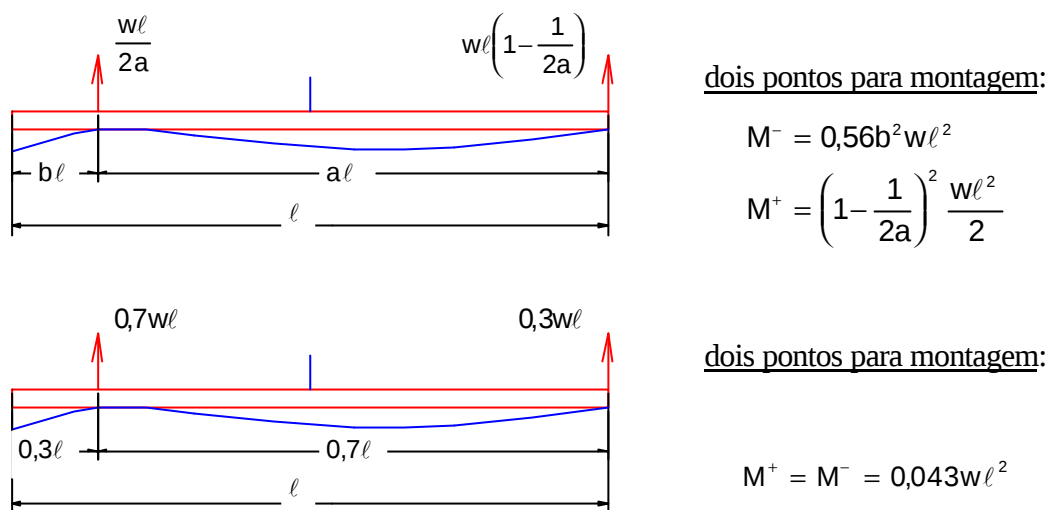


Figura 2.20- Momentos devido à montagem [PHILLIPS e SHEPPARD (1992)]

2.3.3 Situações definitivas

Além das fases transitórias, os painéis são projetados para as situações definitivas com ações atuando na estrutura, tais como, ações do vento, de variação volumétrica, do solo e de efeitos sísmicos, sendo algumas delas relacionadas abaixo.

Os painéis podem sofrer uma deformação devido a gradientes de temperatura (Figura 2.21), cujo valor teórico, dado por Δ , é determinado, segundo PCI (1992), pela equação 2.1.

$$\Delta = \alpha \cdot (T_1 - T_2) \cdot \frac{\ell^2}{8 \cdot h} \quad (2.1)$$

onde

α - coeficiente de dilatação térmica

T_1 e T_2 - temperatura externa e de interna do painel

ℓ - distância entre suportes

h - espessura do elemento

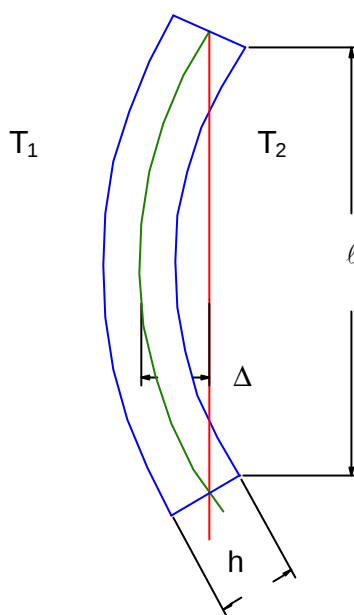


Figura 2.21- Deformação do painel devido a temperatura.

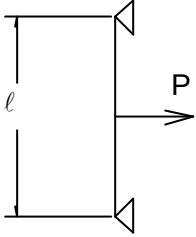
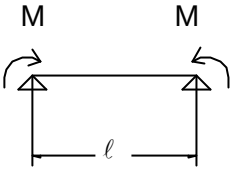
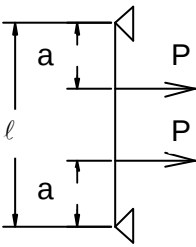
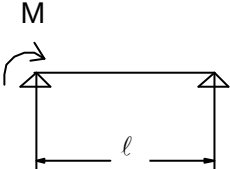
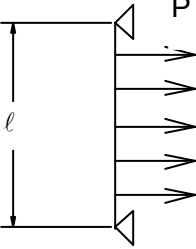
A diferença de umidade também causa o “estufamento” do elemento. Isto é, quando o ambiente está quente, a camada externa absorve a umidade da atmosfera e das chuvas, enquanto a interna permanece seca, provocando a deformação do painel para dentro.

A Tabela 2.3 representa algumas situações utilizadas devido a diferença de temperatura [PCI(1992)].

Pode haver ainda, situações em que os painéis de fechamento estão em contato com o solo, sendo importante nesse caso, a consideração do empuxo de terra no local.

Em alguns países, efeitos como terremoto devem ser considerados, pois geram forças laterais bastante significativas. Independentemente da intensidade sísmica, um projeto detalhado das ligações e dos painéis deve ser utilizado para assegurar a estabilidade da estrutura e acomodação do efeito pelas ligações.

Tabela 2.3- Forças e momentos no painel devido à gradiente térmico

Restrição intermediária		Restrição na extremidade	
<u>Caso 1</u> : uma restrição no meio do vão		<u>Caso 4</u> : restrição nas duas extremidades	
	$P = \frac{48 \cdot E_t \cdot I \cdot \Delta}{\ell^3}$ $M = \frac{P \cdot \ell}{4}$		$M = \frac{8 \cdot E_t \cdot I \cdot \Delta}{\ell^2}$
<u>Caso 2</u> : dois pontos com restrições		<u>Caso 5</u> : restrição em uma extremidade	
	$P = \frac{24 \cdot E_t \cdot I \cdot \Delta}{3 \cdot a \cdot \ell^2 - 4 \cdot a^3}$ $M = P \cdot a$		$M = \frac{16 \cdot E_t \cdot I \cdot \Delta}{\ell^2}$
<u>Caso 3</u> : três ou mais pontos com restrições		$E_t = 0,75 \cdot E_c$	
	$\Sigma P = w \cdot \ell = \frac{77 \cdot E_t \cdot I \cdot \Delta}{\ell^3}$ $M = \frac{w \cdot \ell^2}{8} = \Sigma P \cdot \left(\frac{\ell}{8} \right)$		

2.4 Ligações

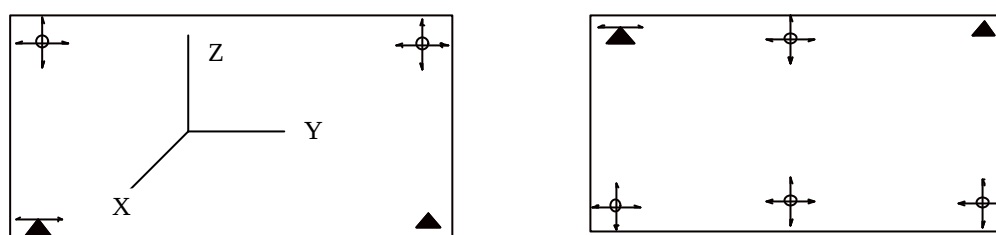
2.4.1 Preliminares

A necessidade de se efetuarem as ligações entre elementos pré-moldados representa um dos principais problemas enfrentados na utilização da pré-moldagem. Portanto, as ligações representam parte importante no projeto das estruturas pré-moldadas, tanto na produção, como no comportamento.

A finalidade das ligações é suportar e restringir os painéis pré-moldados contra ações atuantes. Isto é, suportar seu peso e restringir movimentos causados pela aplicação das cargas.

Normalmente, os painéis são projetados para transferir seu peso e a ação do vento para a estrutura principal. Para que isto ocorra, a escolha dos movimentos liberados e o posicionamento das ligações entre o elemento de fechamento e a estrutura principal são de fundamental importância no comportamento, tanto dos painéis, como da estrutura.

Nesse sentido, procuram-se projetar as ligações tendo em vista as seguintes recomendações: a) o sistema de ligações deve ser de forma a resultar em um sistema estaticamente determinado e b) as ligações devem acomodar as variações volumétricas e as deformações da estrutura principal. Na Figura 2.22 estão mostradas algumas vinculações típicas dos painéis com os movimentos liberados na estrutura principal.



Símbolo	Deformações impedidas pelas ligações			Ligação
	X	Y	Z	
	•	•	•	<u>apoio vertical fixo:</u> esforços em X, Y e Z
	•		•	<u>apoio vertical móvel:</u> esforços em X e Z
	•			<u>apoio perpendicular:</u> esforços em X

Figura 2.22 - Vinculação típica dos painéis com a indicação dos movimentos liberados pelas ligações.

2.4.2 Consideração de projeto de ligações

O projeto das ligações é de fundamental importância no cálculo do elemento pré-moldado. De acordo com o PCI (1988), uma boa ligação combina praticidade com resistência, produção, durabilidade, construção, durabilidade e economia.

As ações mais usuais, levadas em conta durante o cálculo das ligações, são aquelas decorrentes do peso próprio, vento e solo, e, em alguns casos, as decorrentes de variação volumétrica.

No projeto e execução das ligações devem ser consideradas ainda algumas recomendações importantes quanto à produção e à montagem, indicadas no PCI (1988), a fim de levar à projetos com maior economia e trabalhabilidade.

Com relação a produção, têm-se que seu conhecimento é essencial para o projeto das ligações e seu entendimento acarreta diminuição dos custos. As recomendações são as seguintes:

- a) a padronização das ligações, para melhorar a qualidade e a economia de produção;
- b) evitar o congestionamento da armadura e dos dispositivos metálicos;
- c) estar ciente das limitações e das dimensões reais dos elementos;
- d) considerar folgas e tolerâncias;
- e) reduzir os trabalhos após a desforma;
- f) evitar tolerâncias de execução e montagem não padronizadas;
- g) usar repetição dos detalhes;
- h) padronizar os dispositivos e usar poucas variações deles;
- i) usar materiais de ligações simétricas.

As ligações serão projetadas seguindo também algumas indicações, tendo em vista à montagem:

- a) tentar diminuir o tempo em que os elementos ficam suspensos;
- b) prever ajustes no campo;
- c) dar acessibilidade à ligação; e
- d) evitar elementos salientes que possam danificar durante o transporte e montagem.

Para o projeto das ligações aplicam-se os mesmos princípios do dimensionamento do concreto armado. Ainda, segundo o PCI (1992), podem-se empregar coeficientes de ajustes para prever as incertezas no comportamento das ligações. Esses coeficientes que variam de 1,0 a 1,33, consideram a forma de ruína, conseqüências da ruína, sensibilidade da ligação aos desvios e relação das ações permanente e accidental.

São utilizados ainda nos painéis, insertos soldados ou inseridos no concreto. Esses insertos são projetados para resistir basicamente à tração e ao cisalhamento ou à combinação dos dois. Além de insertos, podem-se ter ligações com solda e ligações com cantoneiras. As ligações com solda são muito utilizadas, resistindo a momentos fletores e de torção criados por cargas excêntricas.

2.4.3 Tipos de ligações

Os tipos de ligações a serem usadas, dependem da forma, do tamanho e do peso dos painéis. Podem-se ter ligações soldadas e/ou parafusadas.

Preferencialmente, o número de ligações entre pré-moldados arquitetônicos e estrutura principal são projetadas a fim de obter um menor número possível de pontos de interligação. O PCI(1988) recomenda que não mais que duas ligações de apoio vertical fixo (“load-bearing”) suportem o peso de painéis.

As ligações, conforme PCI(1988), podem ser divididas nos seguintes tipos:

a) ligações de apoio vertical fixo (“load-bearing”):

Essas ligações transferem cargas verticais para o suporte de estrutura ou fundação, feito por dois pontos apenas. Podem ser aplicadas diretamente no plano do painel (ligações diretas) ou com uma certa excentricidade (ligações excêntricas) fora do plano do painel, conforme listadas nas Figuras 2.23 e 2.24 respectivamente.

b) ligações de apoio perpendicular (“tie-back”):

Tais ligações suportam ações devidas ao vento proporcionando reações perpendiculares ao plano do painel, suportando forças de tração e/ou compressão. São projetados para permitir movimentos verticais e horizontais (Figura 2.25).

c) ligações de alinhamento:

São usadas, como o próprio nome indica, para alinhar o posicionamento entre painéis (Figura 2.26), impedindo deslocamentos relativos entre eles.

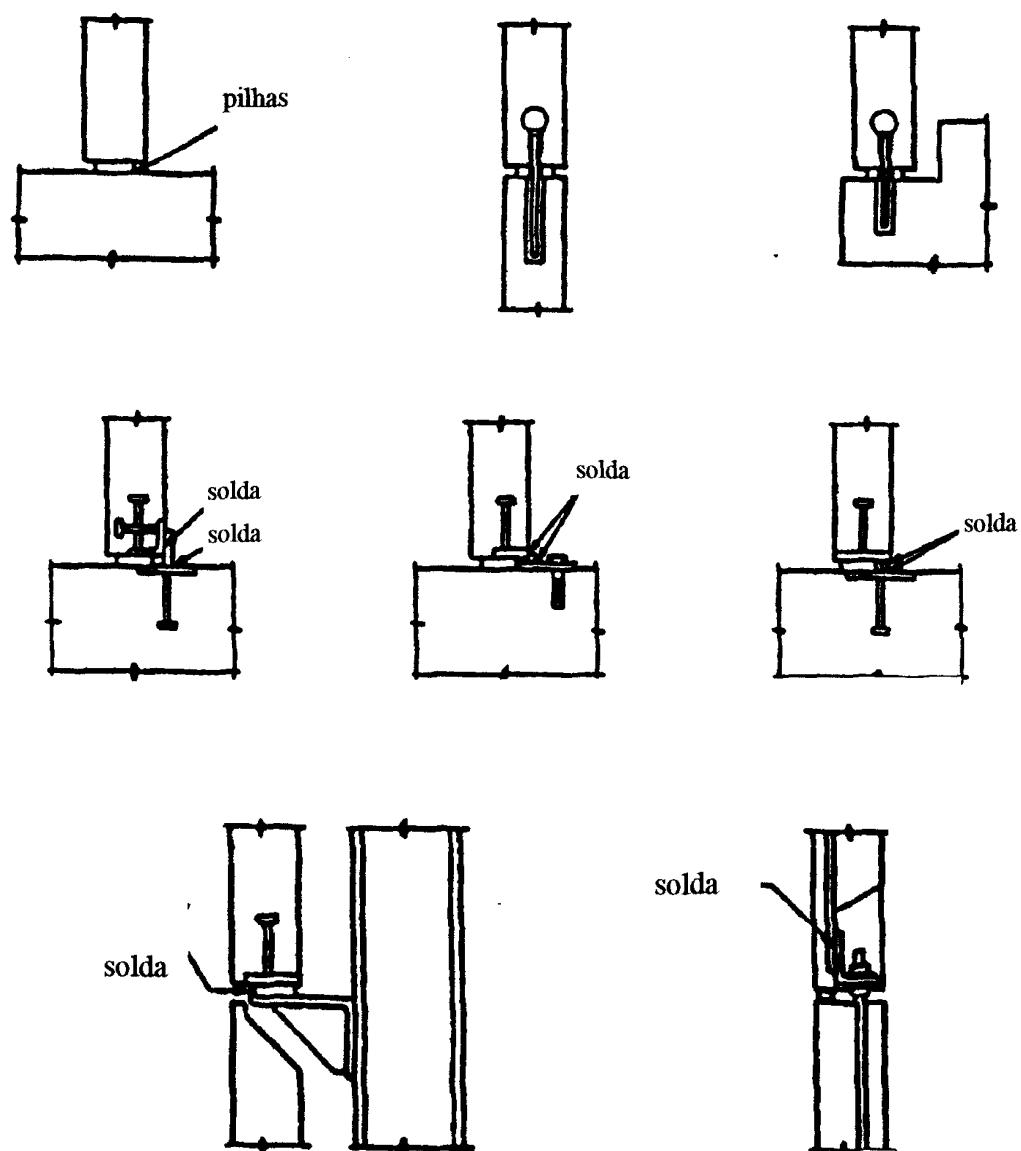


Figura 2.23- Tipos de ligações de apoio vertical fixo diretas [GAIOTTI(1994)]

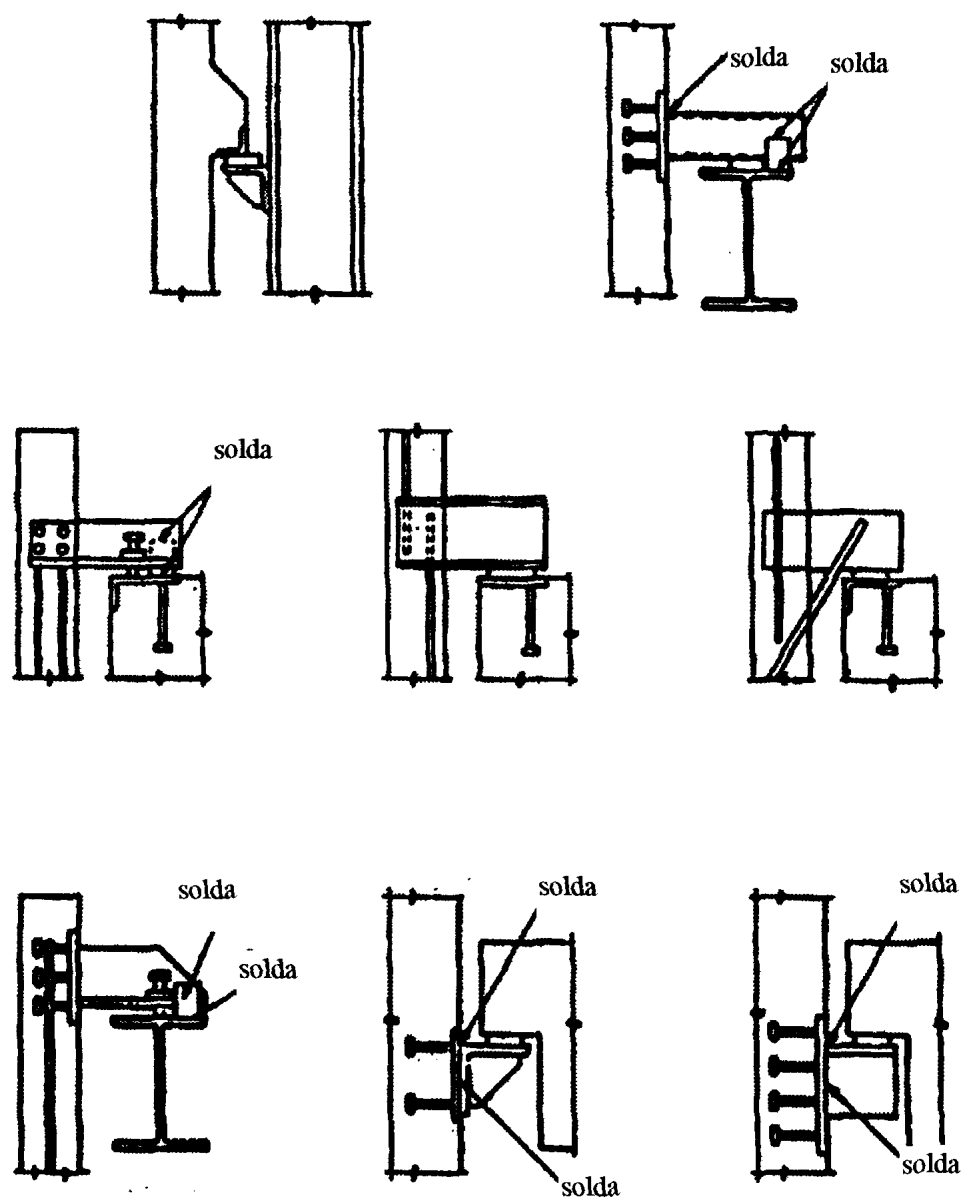
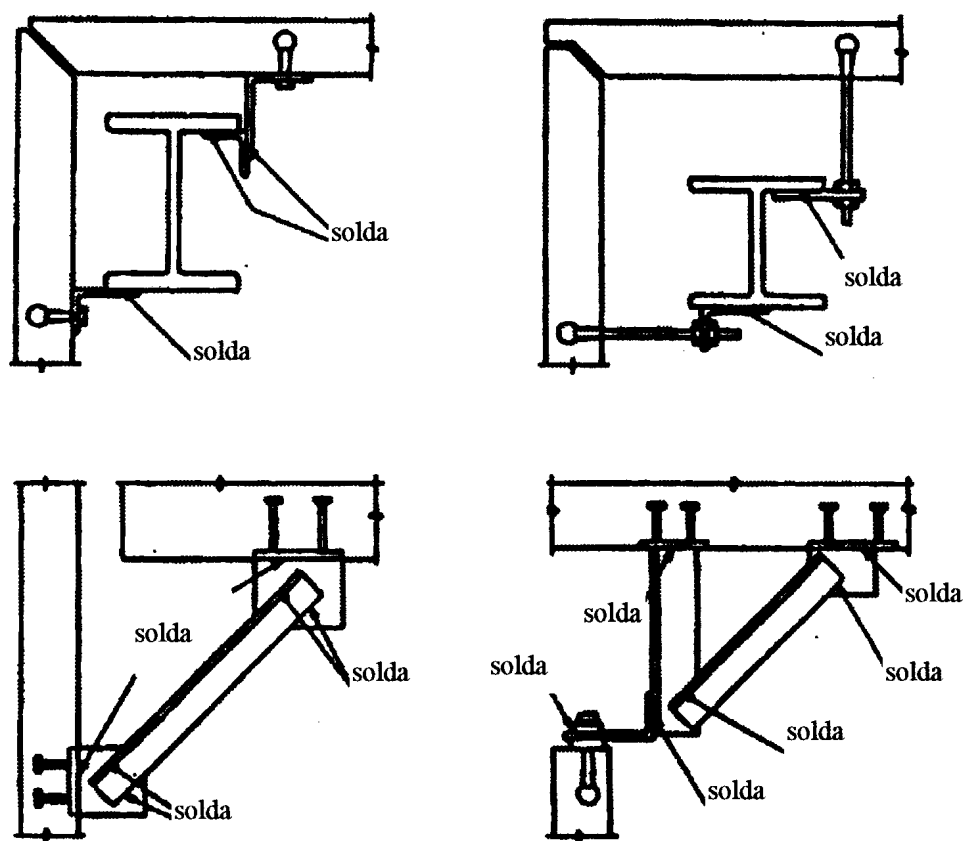
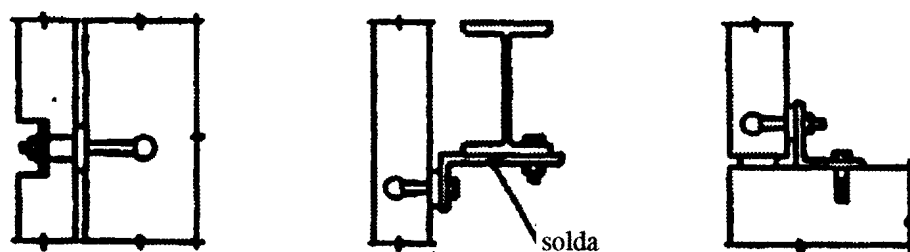


Figura 2.24- Tipos de ligações de apoio vertical fixo excêntricas [GAIOTTI(1994)]

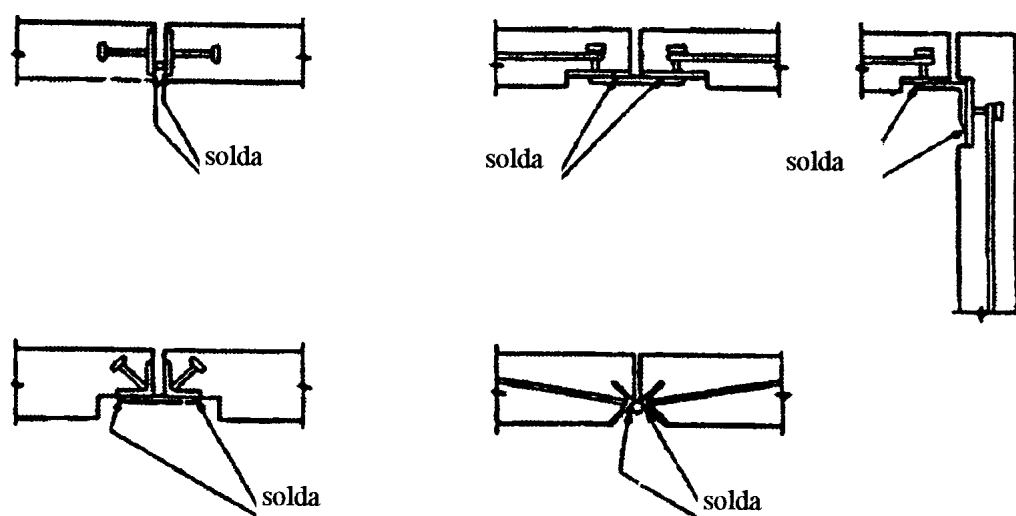


a) Ligações soldadas

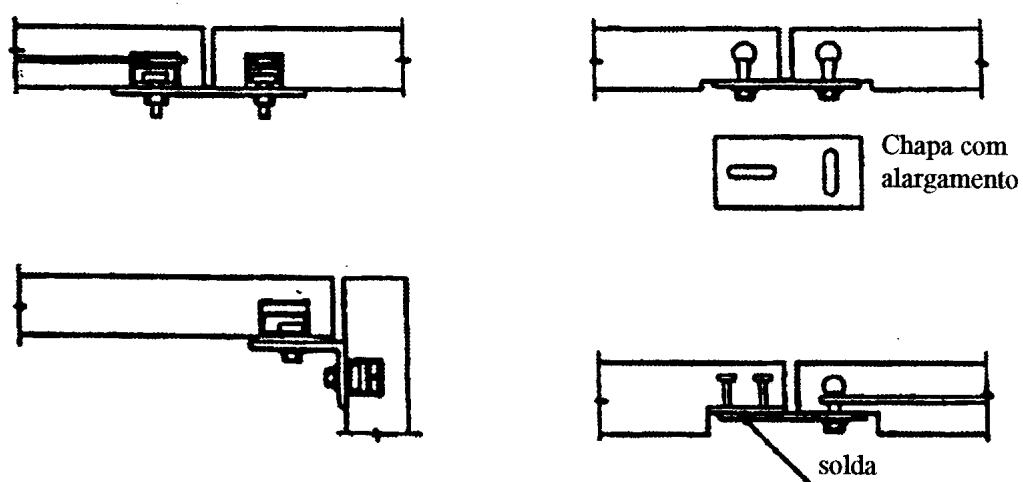


b) Ligações parafusadas

Figura 2.25- Tipos de ligações apoio perpendicular [GAJOTTI(1994)]



a) Ligações soldadas



b) Ligações parafusadas

Figura 2.26- Tipos de ligações de alinhamento [GAIOTTI(1994)]

2.4.4 Deformabilidade das ligações

As ligações entre elementos pré-moldados comumente são analisadas como perfeitamente rígidas ou como perfeitamente articuladas. Em geral, essas ligações não comportam como tais, apresentando uma certa deformabilidade quando solicitadas, denominadas ligações semi-rígidas.

A deformabilidade das ligações pode ser determinada tanto por ensaios experimentais como por avaliação analítica. Utilizando-se um procedimento analítico, pode-se idealizar a ligação mediante mecanismos básicos de deformação os quais correspondem à deformação específica de um componente de ligação.

As deformabilidades destas ligações são representadas pelo esquema de molas nas duas direções, como ilustrado pela Figura 2.27 e cuja deformabilidade será calculada adiante.

A consideração da deformabilidade da ligação entre elementos pré-moldados é tratada em FERREIRA(1993), que incorpora tal efeito segundo mecanismos básicos de deformação.

Limitou-se neste trabalho, a utilização da deformabilidade de uma barra embutida entre dois elementos de concreto (Figura 2.28), cuja equação 2.2 é dada abaixo.

$$\lambda_{tb} = \frac{16(h_{\ell} + 2d_b)^3}{3\pi E_s d_b^4} \quad (2.2)$$

onde:

E_s = módulo de elasticidade da barra

h_{ℓ} = altura livre dos elementos

d_b = diâmetro da barra

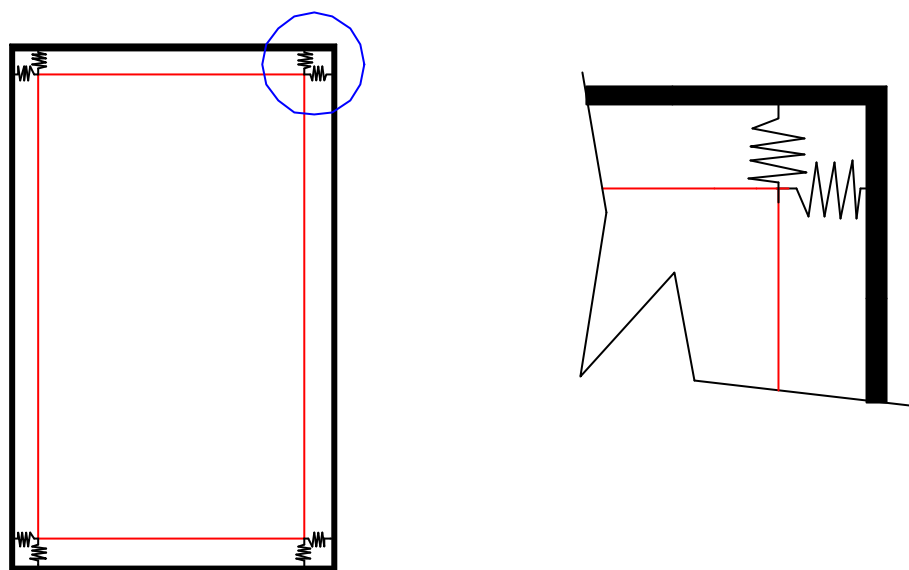


Figura 2.27- Representação da deformabilidade

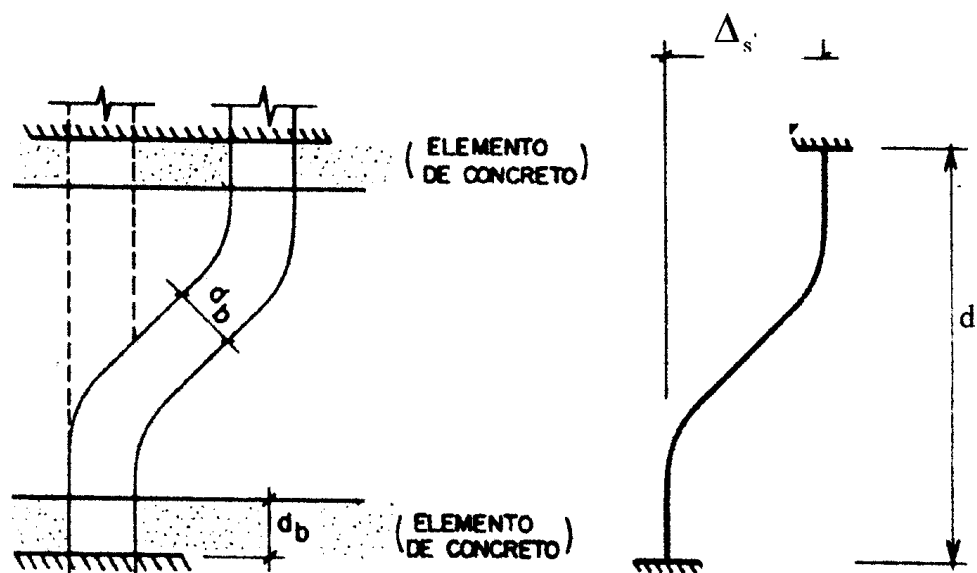


Figura 2.28- Barra embutida entre dois elementos de concreto [FERREIRA(1993)]

3 Modelos de análise da interação painel de fechamento x estrutura principal

3.1 Estudos anteriores realizados

Estuda-se, em PUBAL¹ (1988), o comportamento de um sistema de pórtico com painéis e paredes de enrijecimento interagindo com a estrutura principal. O trabalho trata da solução estática para esse sistema e mostra o esquema estrutural de um pórtico de vários andares. Além disso, o enchimento utilizado é substituído por hastes conectadas nos cantos dos pórticos.

O trabalho define, ainda, três tipos diferentes de paredes de enchimento, bem como o comprimento equivalente da diagonal da parede, utilizando a teoria elástica da faixa ou o modelo de elemento do enchimento. A seguir, estão listadas as características de cada tipo de enchimento.

TIPO 1: Parede monolítica ligada ao pórtico entre pilares e vigas. A parede é conectada nos mesmos, através de armaduras dentro do pórtico (Figura 3.1).

TIPO 2: Paredes pré-fabricadas inseridas dentro do pórtico, não ligadas rigidamente ao pilares e vigas e sim, conectadas nos cantos dos andares do pórtico (Figura 3.2).

TIPO 3: Enchimento de alvenaria (Figura 3.3).

¹ Está sendo feita uma inversão cronológica, justificada pelo trabalho geral sobre a interação de fechamento proposta pelo referido autor.

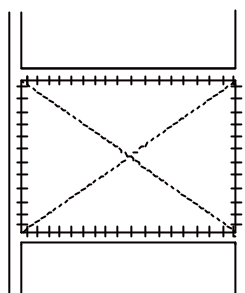


Figura 3.1- Enchimento do tipo 1 [PUBAL(1988)]

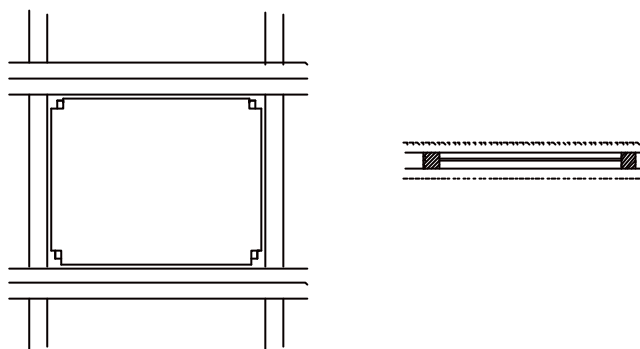


Figura 3.2- Enchimento do tipo 2 [PUBAL(1988)]

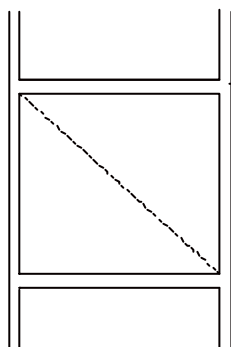


Figura 3.3- Enchimento do tipo 3 [PUBAL(1988)]

De acordo com o autor, determinam-se as espessuras equivalentes de pórtico, h_x e h_y definindo a largura da diagonal do enchimento (Figura 3.4).

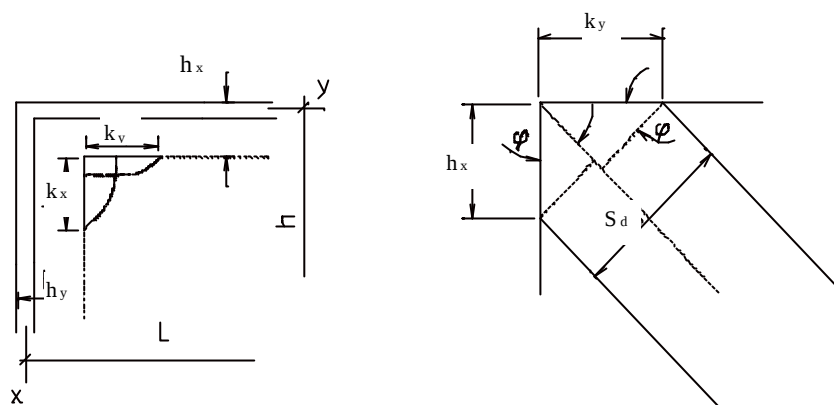


Figura 3.4- Definição da largura da diagonal de enchimento [PUBAL(1988)]

onde

h_x = largura equivalente da estrutura na direção x

h_y = largura equivalente da estrutura na direção y

k_x = comprimento de contato na direção x

k_y = comprimento de contato na direção y

L = vão entre pilares

h = altura do andar

S_d = largura equivalente da diagonal

φ = ângulo da diagonal

O modelo para o enchimento define a ligação da parede ao pórtico apenas nos cantos, a partir das quais se obtém o comprimento equivalente da diagonal do enchimento (Figura 3.5).

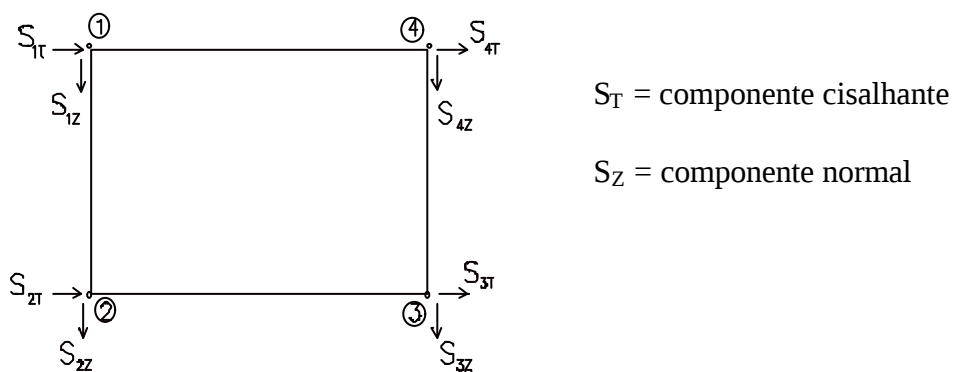


Figura 3.5- Modelo de enchimento [PUBAL(1988)]

Através de equações diferenciais e integrações, é determinado em PUBAL (1988), o deslocamento do edifício em função da altura e os esforços atuantes no mesmo, levando em consideração o enchimento. A seguir, na Tabela 3.1, estão relacionados os tipos de enchimento, juntamente com os deslocamentos e esforços, quando submetidos à ação horizontal.

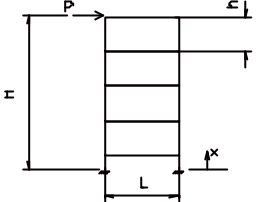
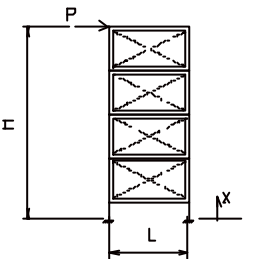
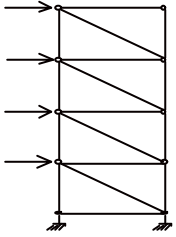
Todos os cálculos realizados consideram o fechamento como um elemento estrutural, interagindo com a estrutura de pórtico. No trabalho, verifica-se que os momentos fletores reduzem-se e que a transferência do carregamento tornou-se mais econômica devido à redistribuição do mesmo, tanto para a estrutura principal como para o fechamento.

Em GOODNO e PALSON (1986) são apresentados estudos dos efeitos do fechamento utilizando um edifício de 25 andares, com painéis pré-moldados, conforme ilustrado pela Figura 3.6.

Para tanto, os autores desenvolveram estudos com quatro modelos, representando o efeito dos painéis na rigidez lateral da estrutura principal de edifícios de vários pavimentos. Um breve comentário de cada modelo foi listado, a seguir, levando-se em conta a influência dos painéis de fechamento na resposta sísmica, em edifício medianamente alto, com movimento de terra moderado. Consideram-se também as lajes de piso rígidas no seu próprio plano e a rigidez lateral de cada um dos quatros pórticos que suportam o fechamento incluídas na modelação.

- Modelo enrijecedor ao cisalhamento entre andares: utiliza-se um parâmetro V (constante de rigidez ao cisalhamento), definido como a rigidez lateral da fila de painéis e suas ligações entre níveis de andares em cada face do edifício, para formar a matriz de rigidez, no fechamento de cada face, adicionada a esse parâmetro para formar a matriz de rigidez total de toda a estrutura. Variou-se V de $1,1 \cdot 10^5$ kN/m a $1,4 \cdot 10^5$ kN/m, obtendo-se o resultado, ilustrado pela Figura 3.7.

Tabela 3.1- Tipos de enchimento e seus respectivos deslocamentos [PUBAL(1988)]

Tipo	Representação	Deslocamentos e esforços
1		$u(x) = \frac{F}{E \cdot A_p \cdot L} \cdot \left(H \cdot x - \frac{x^2}{2} \right)$ $N(x) = \pm \frac{F}{L} (H - x)$
2		$u(x) = C_1 \cdot \sinh K_x + C_2 \cosh K_x + C_3 \cdot x^2 + C_4 \cdot x + C_5$ $N(x) = \pm E \cdot A_p \cdot \left(\cosh Kx + C_2 \cdot K \cdot \sinh Kx + 2 \cdot C_3 \cdot x + C_4 \right)$ $M(x) = -E \cdot I_p \cdot \left[\left(\frac{2}{K \cdot L} - \frac{E \cdot A_p \cdot K}{R} \right) \cdot \left(C_1 \cdot K \cdot \cosh K_x + C_2 \cdot K^2 \cdot \sinh K_x \right) + \frac{4 \cdot x}{L} \cdot C_3 + \frac{2}{L} \cdot C_4 \right]$
3		$u(H) = \sum_{i=1}^n \bar{N}_i N_i \frac{d_i}{E \cdot A_i}$

onde:

u = deslocamento da estrutura em função da altura

F = força aplicada no topo

E = módulo de elasticidade do pórtico ou parede

A_p = área do pilar

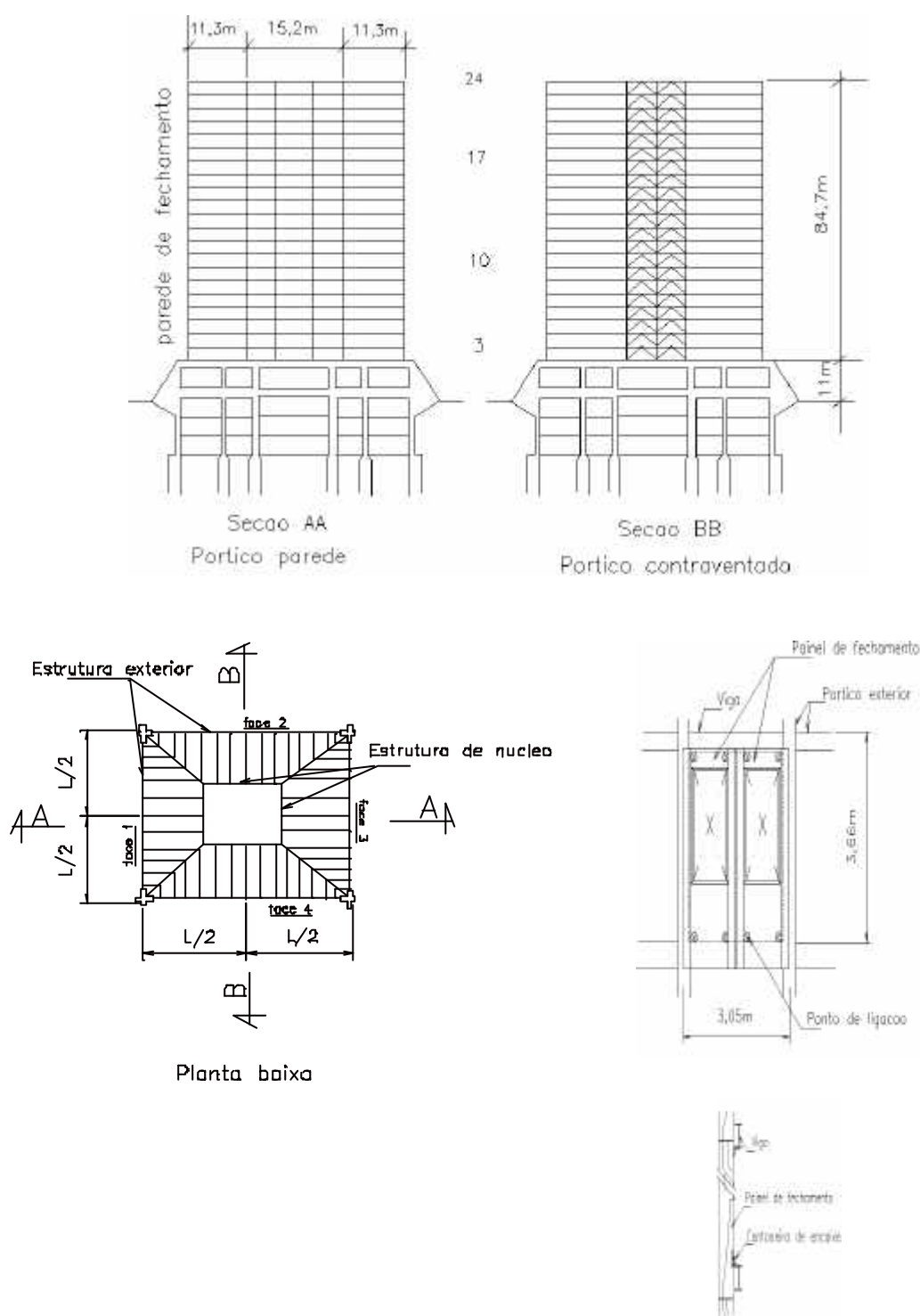


Figura 3.6- Vistas do edifício de 25 andares [GOODNO e PALSON (1986)]

L = distância entre eixos de pilares

H = altura do edifício

K = parâmetro de rigidez

C_1, C_2, C_3, C_4, C_5 = constantes de integração

I_p = momento de inércia do pilar

R = rigidez ao cisalhamento

$\bar{N}_i$ = força axial no tirante devida à ação de uma força unitária

N_i = força axial no tirante devida às cargas horizontais

d_i = comprimento do tirante

A_i = área do tirante

- Modelo de colapso incremental: adota-se um modelo de fechamento simplificado, como mostra a Figura 3.8. Reduzindo-se gradativamente o parâmetro V à medida que se aumentava o deslocamento do andar, para qualquer face, durante um determinado tempo de análise dinâmica, reduziu-se V pela metade, em cada face da estrutura, adotando-se para δ valores equivalentes a 9mm ou 18mm. A partir de $V=0$, todo o fechamento da estrutura é considerado no colapso.

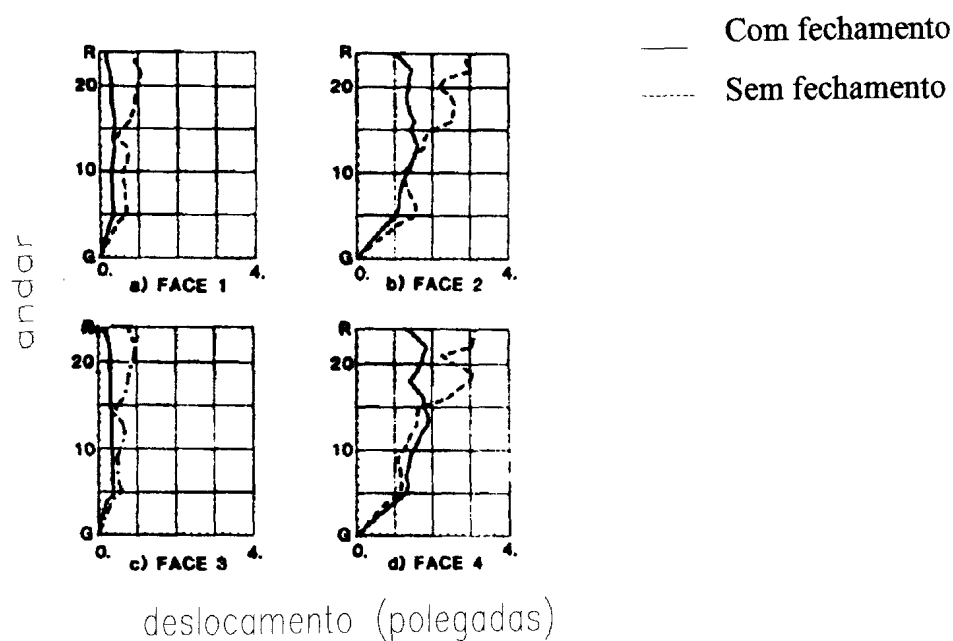


Figura 3.7- Deslocamentos para faces de 1 a 4

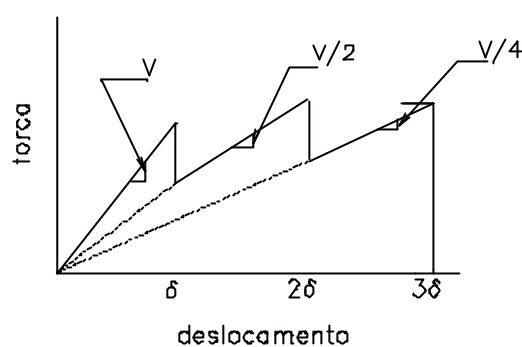


Figura 3.8- Modelo de colapso incremental

A Figura 3.9 mostra os casos do edifício com e sem fechamento e com colapso.

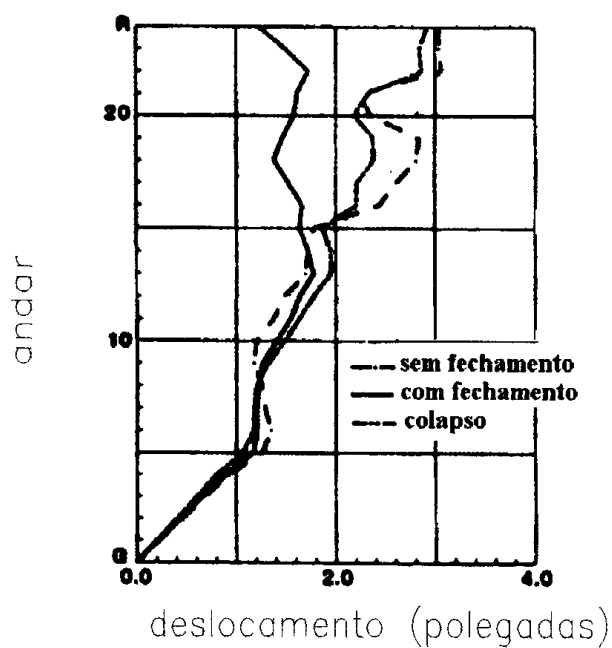


Figura 3.9- Deslocamento em função da altura do edifício

- Modelo de histerese: definiu-se um modelo (Figura 3.10) para representar a rigidez lateral variável, para uma fila de painéis de fechamento.

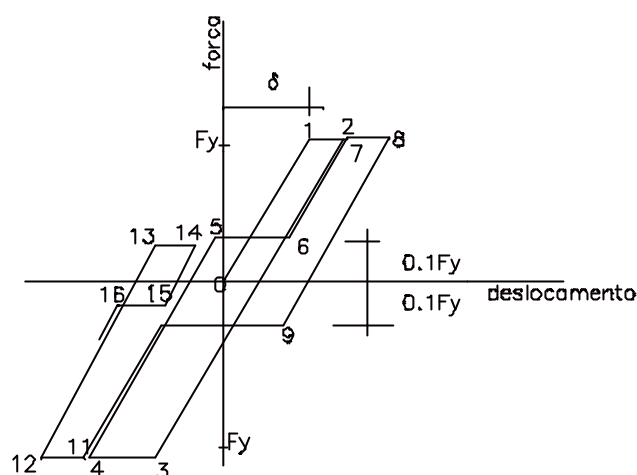


Figura 3.10- Modelo de histerese[GOODNO e PALSON (1986)]

- Modelo de ligação com fraca rigidez inicial: adotam-se ligações com fraca rigidez inicial nos painéis de fechamento, a fim de acomodar deslocamentos e movimentos térmicos. Na Figura 3.11 foi representado o sistema de suporte utilizado no estudo, bem como o modelo de ligação para a relação força e deslocamento.

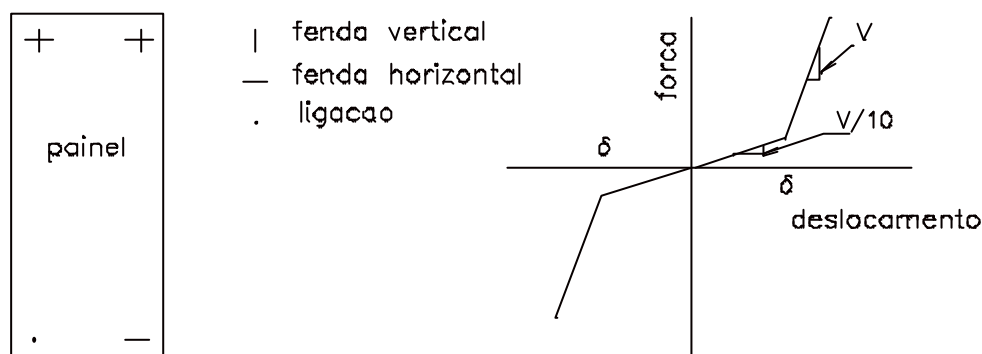


Figura 3.11- Condições de suporte e relação força x deslocamento para o modelo de ligação[GOODNO e PALSON (1986)]

Os resultados obtidos mostram que os painéis de fechamento contribuem significativamente para enrijecer a estrutura com relação às ações laterais estáticas e dinâmicas.

Em outro estudo, HENRY e ROLL (1986) analisam a interação de painéis pré-moldados de fechamento, modelados por meio de elementos finitos, utilizando-se um elemento com 12 graus de liberdade. As deformabilidades das ligações são incorporadas, durante a análise da estrutura e modeladas como elementos de viga, com 3 graus de liberdade em cada nó.

É desenvolvida a análise de um modelo típico do painel de fechamento com as ligações e a estrutura principal, como mostrado na Figura 3.12.

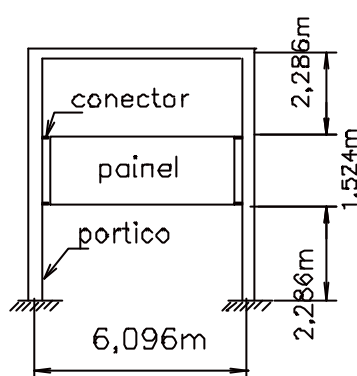


Figura 3.12- Modelo e ligações desenvolvido por HENRY e ROLL (1986)

Estuda-se um sistema de edifício (Figura 3.13), com o intuito de avaliar o efeito dos deslocamentos laterais, quando se considera o painel de fechamento como um elemento estrutural.

Utilizando-se como altura constante de cada andar 3,05m e espessura do painel 12,7cm, desenvolvem-se 3 análises com variações do vão do edifício, definidas pelas seguintes dimensões: 10,68m, 7,63m e 4,56m, utilizando-se, ainda, dois tipos de painéis com variação de peso e altura.

A Figura 3.14 representa os deslocamentos obtidos para cada peso do painel.

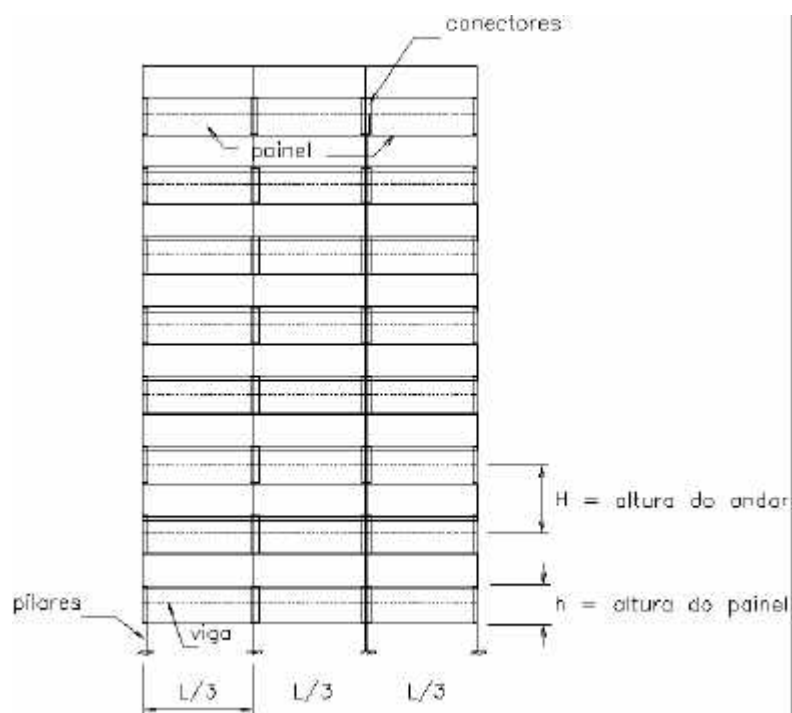
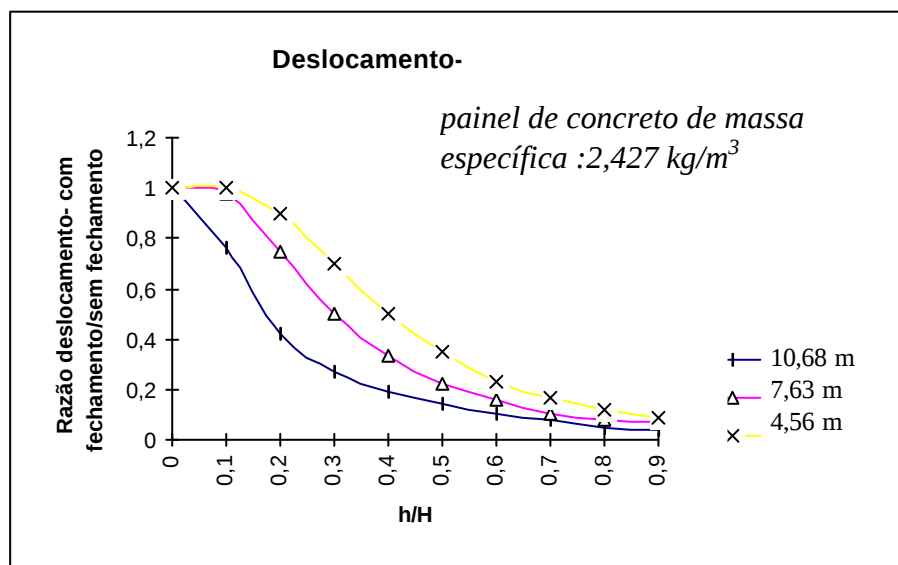
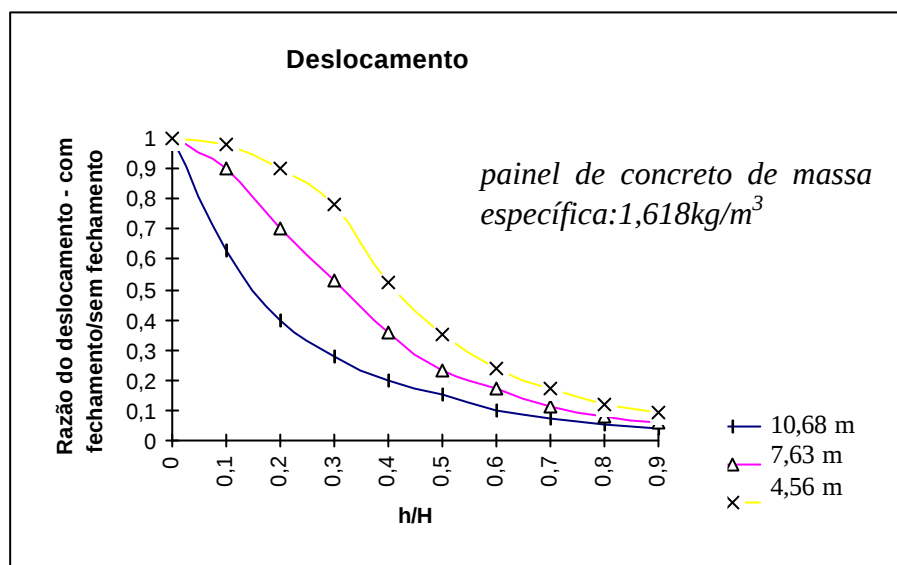


Figura 3.13- Edifício analisado [HENRY e ROLL (1986)]



a) painel de massa específica igual a 2,427kg/m³

Figura 3.14- Deslocamentos laterais para a variação de massa específica dos painéis [HENRY e ROLL (1986)]



b) painel de massa específica igual a $1,618 \text{ kg/m}^3$

Figura 3.14- Deslocamentos laterais para a variação de massa específica dos painéis
[HENRY e ROLL (1986)] (cont.)

Chega-se a importantes conclusões com o exemplo proposto por HENRY e ROLL (1986), representado pela Figura 3.14:

- os aspectos estruturais do fechamento são desprezados durante a análise da estrutura; entretanto devem ser consideradas as vantagens da interação fechamento/pórtico tais como: deslocamento lateral menor, esforços menores nas vigas e redução dos momentos nos pilares que levam a dimensões menores, reduzindo custos e tempo de construção;
- o projeto e o tipo de ligações devem ser adequados, a fim de evitar falhas durante a execução.

Em CHARNEY e HARRIS (1989) avalia-se o efeito do fechamento na resistência do edifício. A análise estrutural realizada inclui 4 tipos de rigidezes, representadas pela eq. 3.1.

$$K = K_S + K_{NS} + K_{PC} + K_G \quad (3.1)$$

onde

K = rigidez global do sistema de edifício

K_S = rigidez à ação lateral da estrutura principal

K_{NS} = rigidez das partes da estrutura que não são consideradas para resistir à ação lateral

K_{PC} = rigidez dos elementos não estruturais, incluindo fechamentos exterior e interior

K_G = rigidez que leva em conta o efeito P-Delta

Desenvolveram uma equação empírica (eq. 3.2) que relaciona deslocamentos laterais de estruturas com e sem fechamento, dada abaixo.

$$a_{clad} = a_{unclad} \cdot \left[1 - \alpha \cdot \left| \frac{A_{clad}}{A_{total}} \right| \right] \quad (3.2)$$

onde

a_{clad} = deslocamento da estrutura com fechamento

a_{unclad} = deslocamento da estrutura sem fechamento

α = fator empírico dependente do sistema estrutural, dos tipos de ligações, dos tipos de fechamento, da razão altura e espessura da edificação (o autor não fornece valores de cálculo)

A_{clad} = área total da superfície de fechamento

CHARNEY e HARRIS (1989) afirmam que a equação acima não é muito aplicável devido às incertezas envolvidas, mas que o deslocamento pode ser encontrado com mais precisão, através da análise detalhada de painéis e ligações, utilizando-se o Método dos Elementos Finitos.

Os autores analisam as ligações separadamente com 3 graus de liberdade, utilizando um elemento de mola de comprimento zero, localizado entre o painel e a estrutura (Figura 3.15).

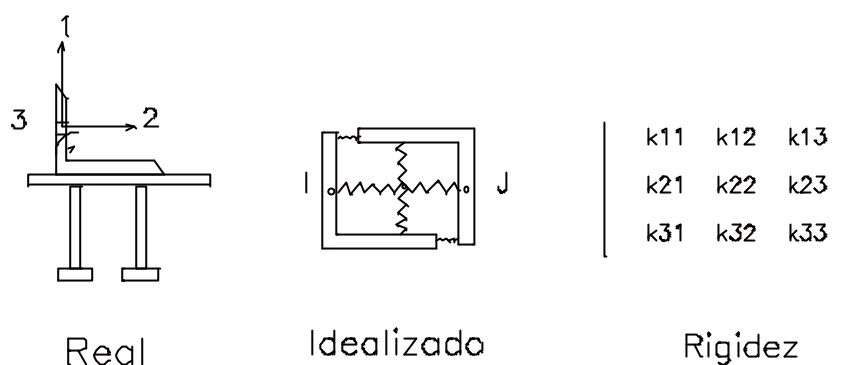


Figura 3.15- Elemento de ligação do painel CHARNEY e HARRIS (1989)

Através de um exemplo mostrado pela Figura 3.16, CHARNEY e HARRIS (1989) chega-se aos seguintes resultados, indicados na Tabela 3.2.

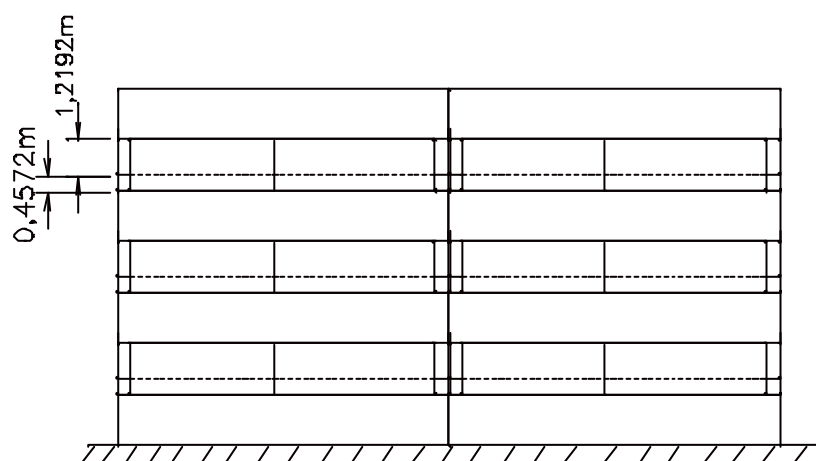


Figura 3.16- Estrutura analisada por CHARNEY e HARRIS (1989)

Tabela 3.2- Deslocamento da estrutura em função da altura CHARNEY e HARRIS (1989)

Espessura do painel (cm)	Deslocamento (cm)
0,00	1,1481
5,08	0,8253
10,16	0,7877
15,24	0,7727
152,40	0,7419

Em CHARNEY e HARRIS (1989) conclui-se que os painéis enrijecem a estrutura principal, ressaltando a falta de informações adequadas para a elaboração de um projeto racional, sugerindo pesquisas analítico-experimentais para sua consecução, a fim de avaliar racionalmente as técnicas de projeto.

É feita uma revisão de estudos analíticos, em GOODNO e CRAIG (1989), envolvendo a contribuição do fechamento na resistência lateral de edifícios e citações de resultados experimentais desenvolvidos desde o período de 1970 até os dias atuais mostrando, ao final, direções futuras do emprego do fechamento nas edificações e complementando que a interação aumenta a complexidade e a análise do projeto, ou seja, o fechamento será projetado tanto para especificações estruturais, quanto para requisitos de arquitetura, de tempo etc.. Ainda prevêem futuros programas computacionais que considerem o fechamento no desempenho da estrutura.

Finalmente, salientam que os métodos de projeto das ligações devem incorporar propriedades de resistência, rigidez e ductilidade, para permitir a integração do fechamento com o sistema estrutural. Com isso, têm-se, no final, estruturas mais seguras e econômicas.

Em GAIOTTI (1990), estuda-se a interação do painel de fechamento com a estrutura principal, considerando as deformabilidades das ligações e dos painéis. Para tanto, são desenvolvidos dois exemplos de estrutura de 20 andares, com e sem os painéis, a fim de avaliar quantitativamente o efeito do enrijecimento dos painéis submetidos a um carregamento lateral de 9,1614 kN/m.

A primeira análise representa uma estrutura do tipo que associa parede e pórtico (deformável por momento fletor e por força cortante) e a segunda, corresponde a uma estrutura de pórtico (deformável por força cortante e extremamente rígido ao momento fletor), sendo ambas apresentadas pela Figura 3.17.

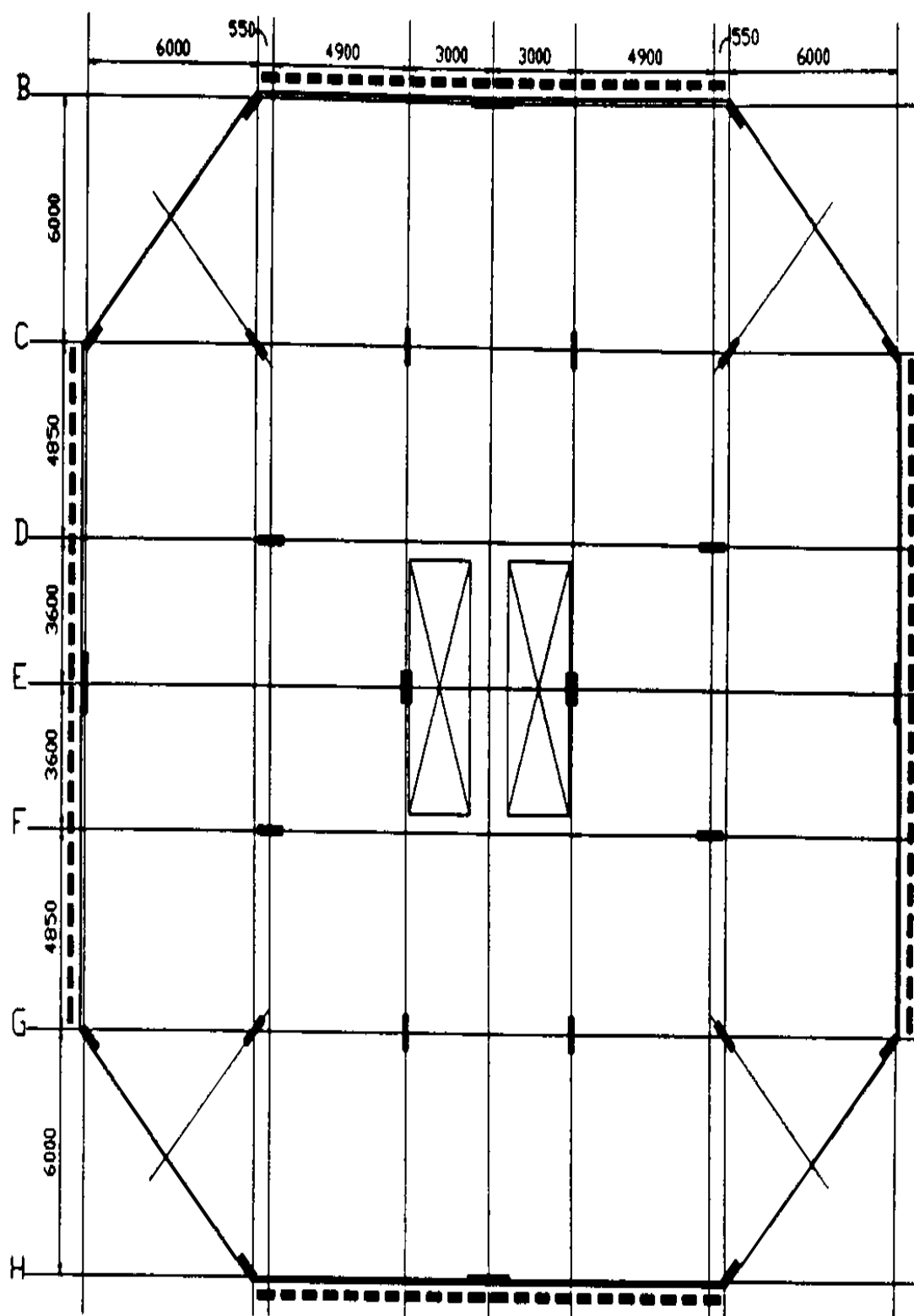
Para cada andar são utilizados dois painéis de fechamento na fachada, com espessura de 125mm e duas aberturas para janelas. Adota-se, ainda, a localização e o tipo das ligações dos painéis, conforme ilustrado na Figura 3.18. Referindo-se à Figura 3.18, o painel está ligado à estrutura por duas ligações do tipo apoio vertical fixo (“load-bearing”), 1 e 5, e quatro ligações do tipo apoio perpendicular (“tie-back”), 2, 3, 4, 6, mais bem exemplificadas no capítulo 2.

O pórtico foi discretizado por elementos de barra e o painel, por elementos de chapa. A Figura 3.19 representa as dimensões dos pilares, utilizadas para o desenvolvimento do projeto.

Os resultados obtidos, considerando $\frac{1}{4}$ da estrutura e $\frac{1}{4}$ do carregamento aplicado, são mostrados na Figura 3.20.

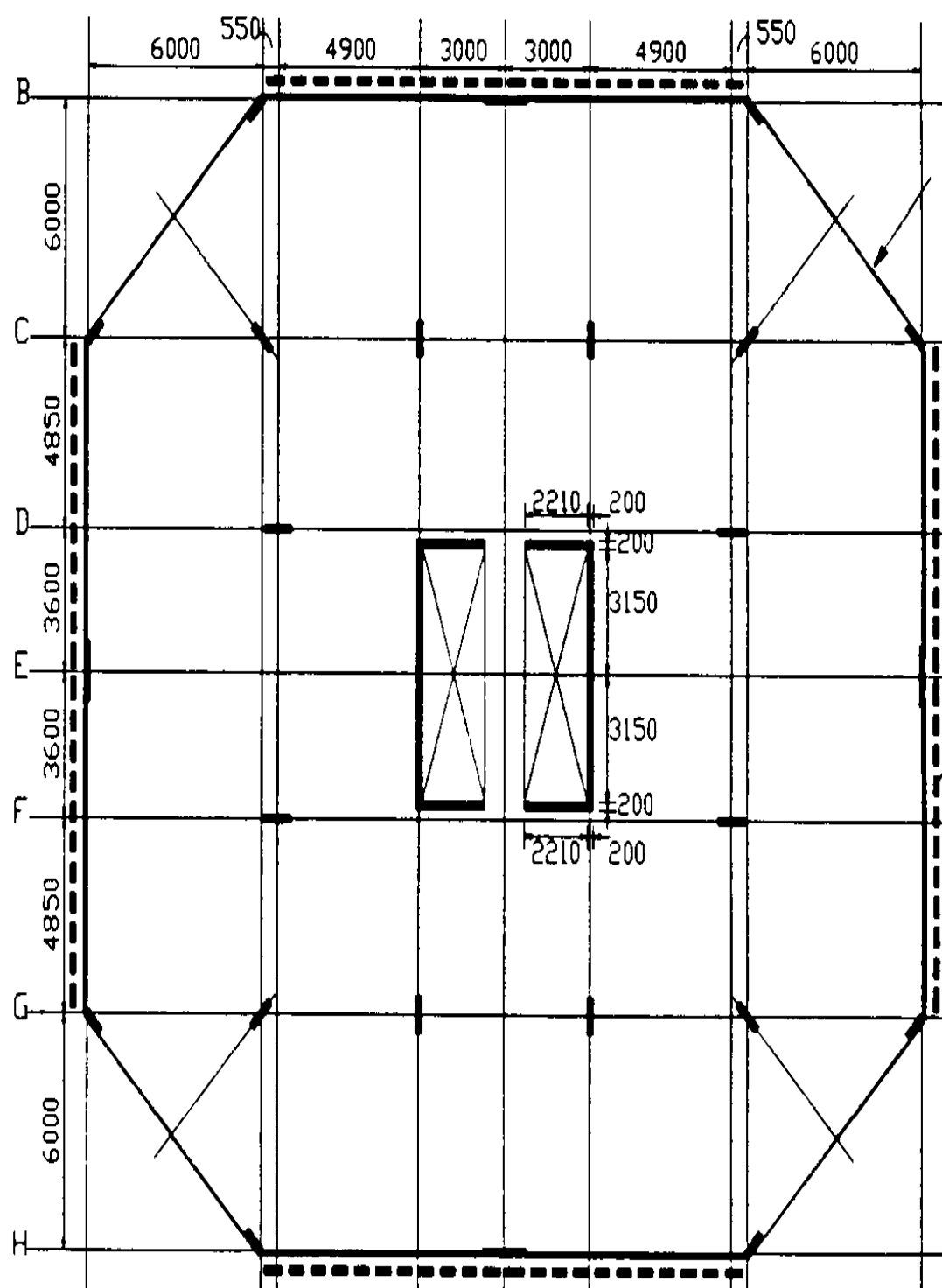
Para estimar o efeito de enrijecimento lateral resultante, considerando os seguintes critérios, GAIOTTI(1990) utiliza uma modelagem de uma unidade de painel, conforme ilustrado pela Figura 3.21, levando em conta a interação do painel e da viga:

- o pilar no lado esquerdo tem a metade da inércia, isto é, $I = 2,8125 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$;
- o pilar no lado direito tem sua inércia total, isto é, $I = 3,741 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$;
- a viga na parte inferior terá braços rígidos, para representar zona rígida de união dos pilares;
- são desprezadas as deformações axiais dos elementos de pórtico.



a) Estrutura de pórtico

Figura 3.17 - Planta baixa das análises realizadas GAIOTTI(1990)



b) Estrutura de associação pórtico-parede

Figura 3.17 - Planta baixa das análises realizadas GAIOTTI(1990) (cont.)

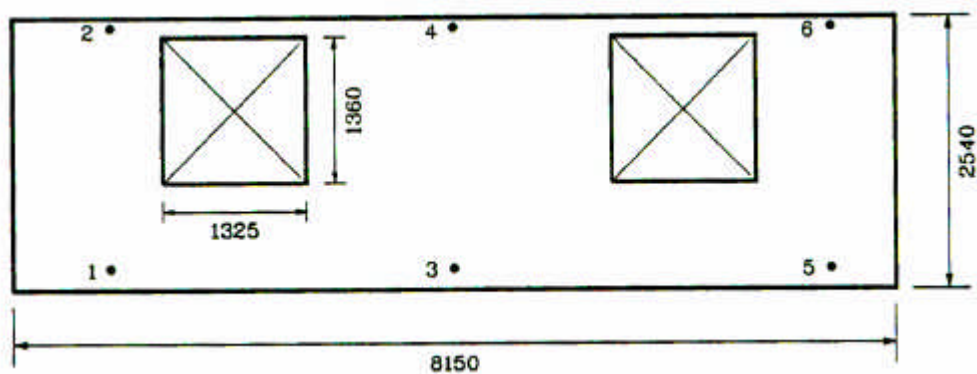
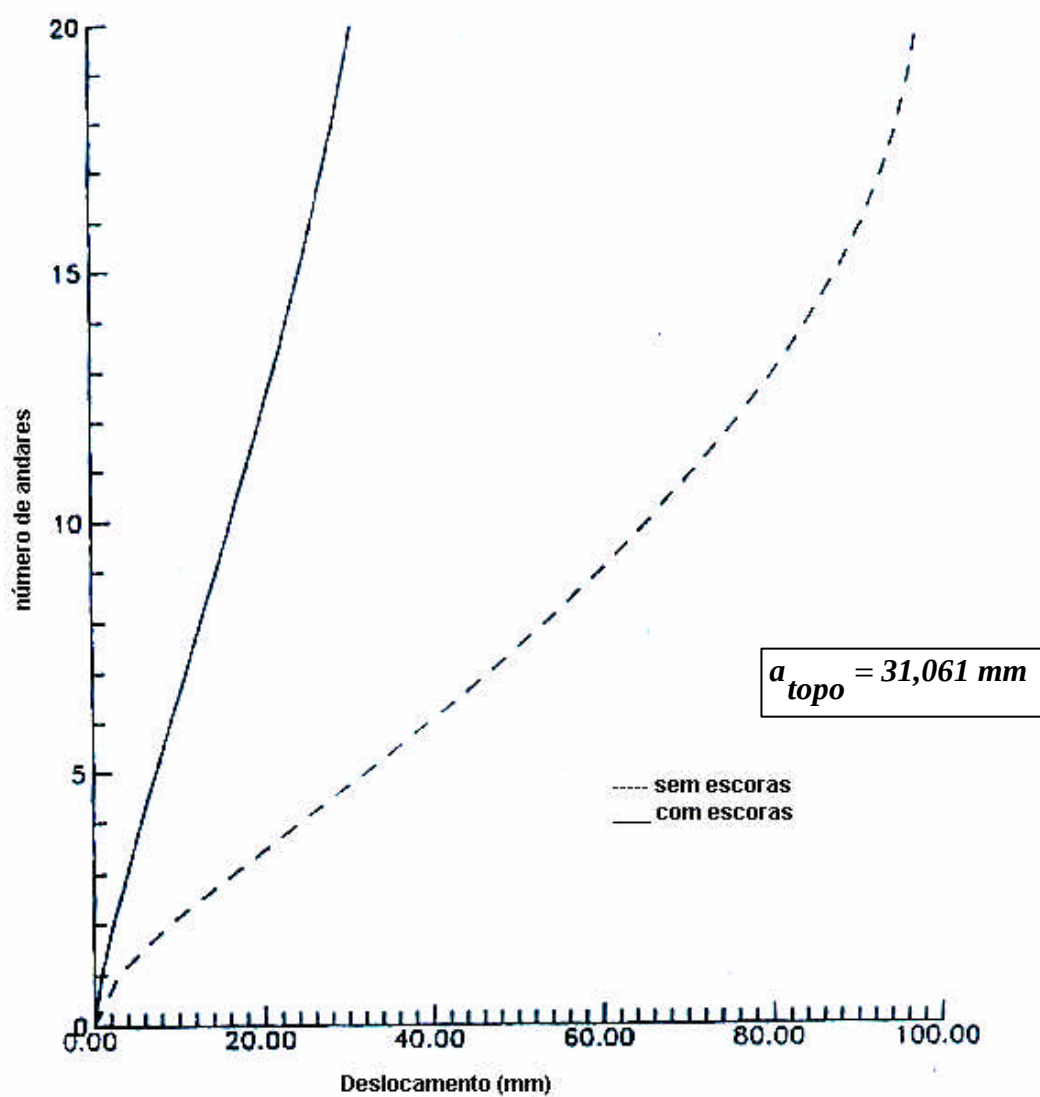


Figura 3.18 - Localização e tipo de ligações

	C3, C4, C6, C7 G3, G4, G6, G7	D3 ^A , D7 ^A F3 ^A , F7 ^A	E5, E5 E2, E8	E3, E7, C2, C8 E3, E7, C2, C8	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.					

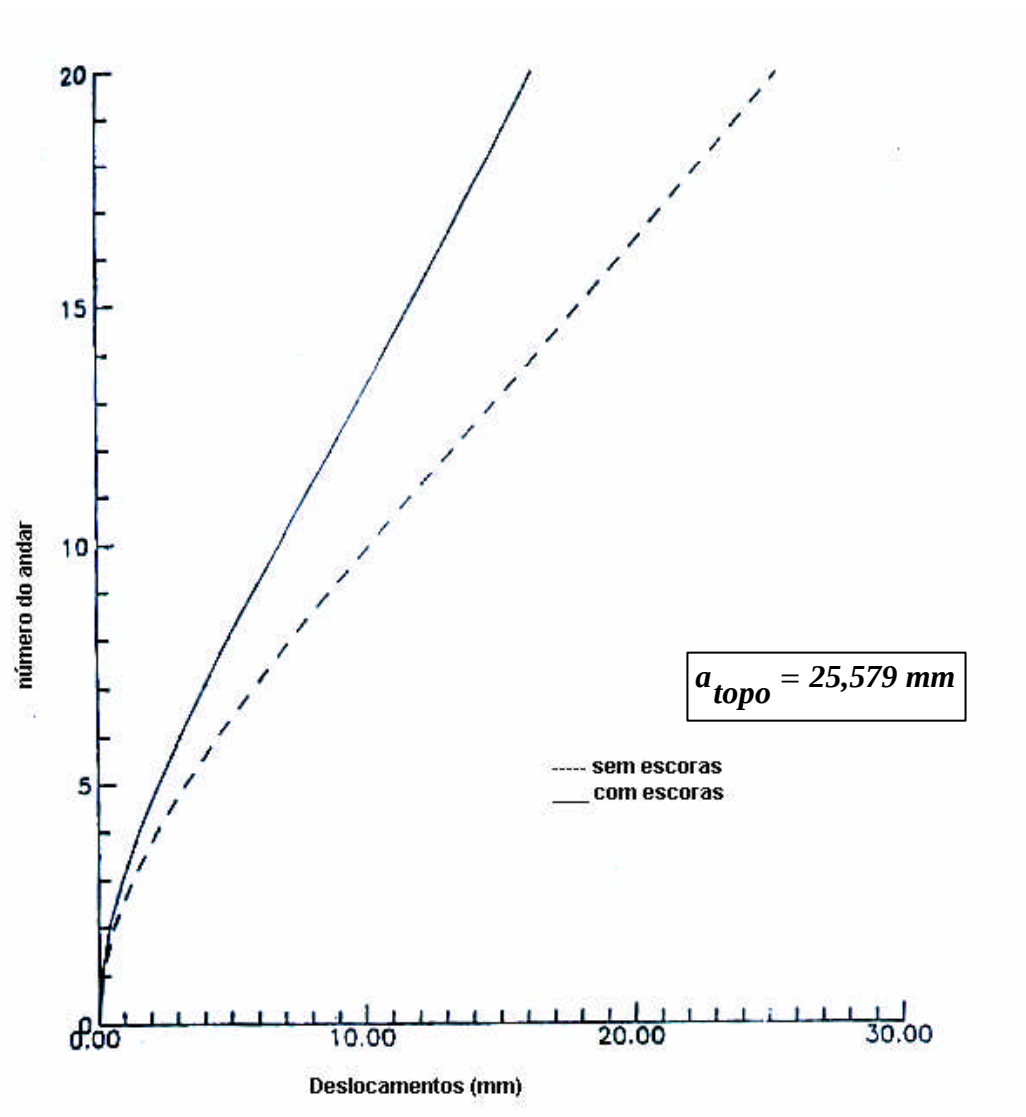
Note: all dimensions are in millimeters (mm)

Figura 3.19- Dimensões dos pilares do edifício (em mm) [GAIOTTI (1990)]



a) Estrutura do tipo pórtico

Figura 3.20- Deslocamentos em função dos andares para cada tipo de análise
GAIOTTI(1990)



b) Estrutura do tipo associação pórtico-parede

Figura 3.20- Deslocamentos em função dos andares para cada tipo de análise
GAIOTTI(1990) (cont.)

Os elementos de pórtico são analisados para o módulo de elasticidade do concreto de 20 GPa e os painéis, modelados para uma malha de 240 elementos de mesmo módulo de elasticidade.

A rigidez das ligações foi calculada em cada direção restringida. Para cada tipo de ligação são definidos os seguintes valores:

- ⇒ rigidez vertical para as ligações 1 e 5: $k = 4500 \text{ kN/cm}$;
- ⇒ rigidez horizontal para a ligação 1: $k = 2000 \text{ kN/cm}$;
- ⇒ rigidez horizontal para as ligações 2,3,4: $k = 11670 \text{ kN/cm}$.

A partir das rigidezes, analisou-se o comportamento do painel para diversas situações, conforme Tabela 3.3.

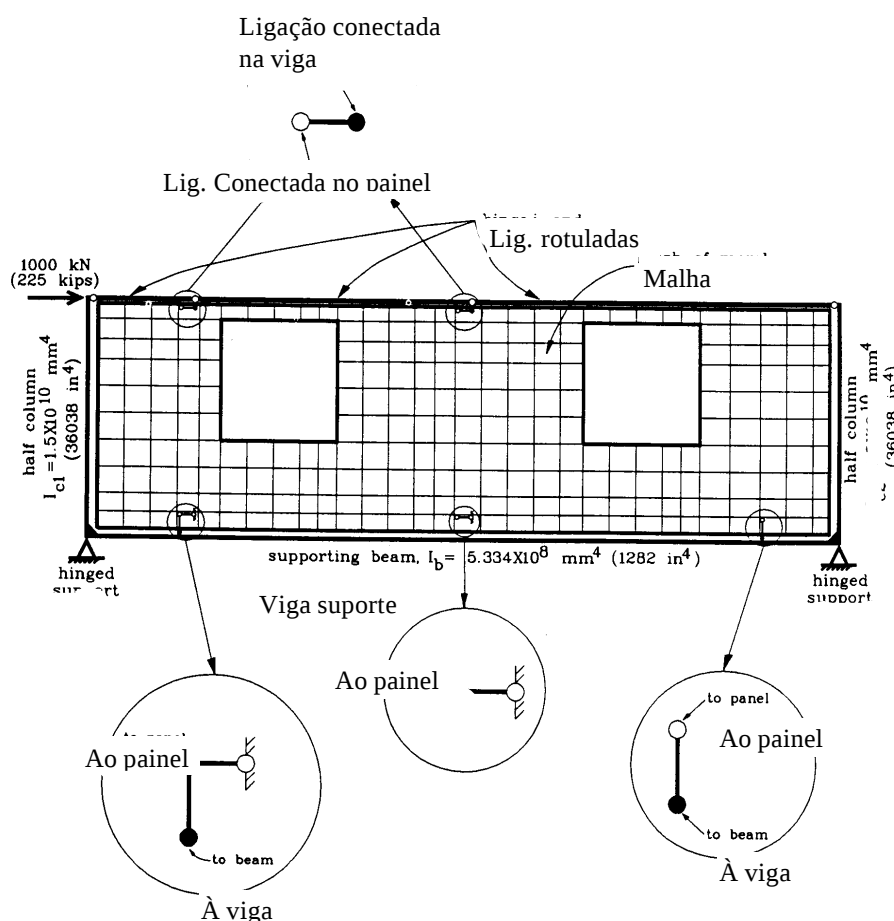


Figura 3.21- Modelagem do painel isolado [GAIOTTI (1990)]

Apresentam-se em GAIOTTI (1990), vários modelos de escoras equivalentes, que consistem na substituição dos painéis por barras fictícias de rigidez equivalente,

para a análise da estrutura de esqueleto, a fim de representar o comportamento da interação de painéis e ligações na estrutura principal. Os modelos utilizados, bem como seus respectivos deslocamentos, estão descritos na Tabela 3.4.

Neste estudo existem, ainda, indicações referentes ao posicionamento das barras equivalentes.

A área equivalente da escora foi determinada pela equação 3.3 fornecida a seguir:

$$A = \frac{k \cdot \ell}{E \cdot \cos^2 \theta} \quad (3.3)$$

A autora realiza um estudo da variação de rigidez da ligação para o mesmo modelo da Figura 3.21 reduzindo-a de um décimo e os resultados obtidos estão visualizados na Tabela 3.5.

De acordo com a tabela, vê-se que, com a redução da inércia, a flexibilidade da estrutura fica mais evidente.

GAIOTTI (1990) analisa, ainda, o efeito de casos distintos de braços rígidos nas vigas para o modelo de painel isolado, conforme Figura 3.22. Todos os casos foram realizados considerando a estrutura e painéis completos, sem desprezá-los no cálculo.

Da análise detalhada do modelo, concluiu-se que os painéis de fechamento contribuem significativamente na rigidez lateral do edifício, enrijecendo-o, tornando-se, portanto, interessante considerá-los no projeto estrutural.

Tabela 3.3- Deslocamentos obtidos das análises realizadas para o painel isolado
[GAIOTTI (1990)]

Análise nº	Descrição	Deslocamento (mm)
1	Pórtico sem fechamento	126,35
2	Módulo completo (painel + estrutura)	3,62
3	Painéis e ligações sustentados pelas ligações horizontais	4,17
4	Painéis e ligações sustentados pela viga inferior ($I_{\text{pilar}} = 0$ e $I_{\text{viga}} = \infty$)	4,71
5	Módulo completo sem pilares	17,08
6	Módulo completo com pilares e painéis efetivamente rígidos	0,52
7	Módulo completo com viga inferior rígida	1,51

Tabela 3.4- Modelo de escoras equivalentes com seus respectivos deslocamentos para o painel isolado [GAJOTTI (1990)]

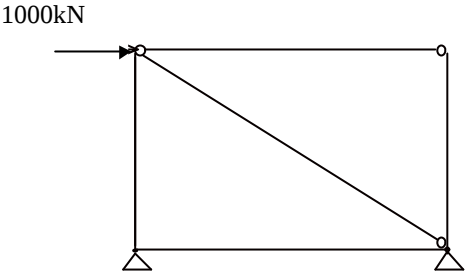
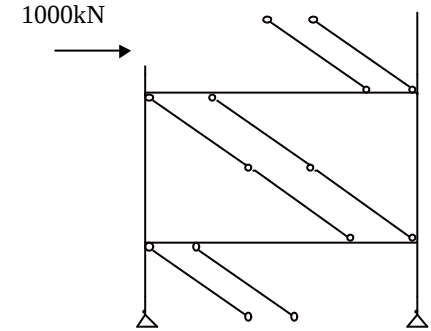
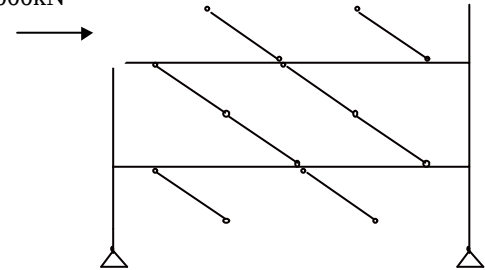
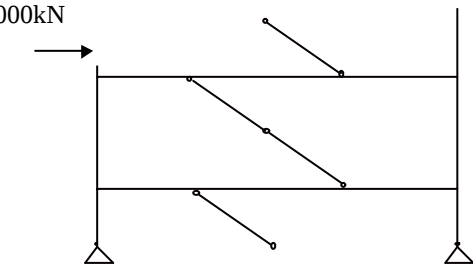
Modelo	Deslocamento do topo (mm)
	6,2553
	4,6205
	6,0565
	6,0565

Tabela 3.5- Deslocamentos considerando redução de inércia [GAIOTTI (1990)]

Análise	Deslocamento com redução da inércia (mm)	Deslocamento sem redução da inércia (mm)	Deslocamento sem a consideração do fechamento (mm)
análise 2	13,31	3,62	126
análise da estrutura de edifício	49,166	31,061	98,377

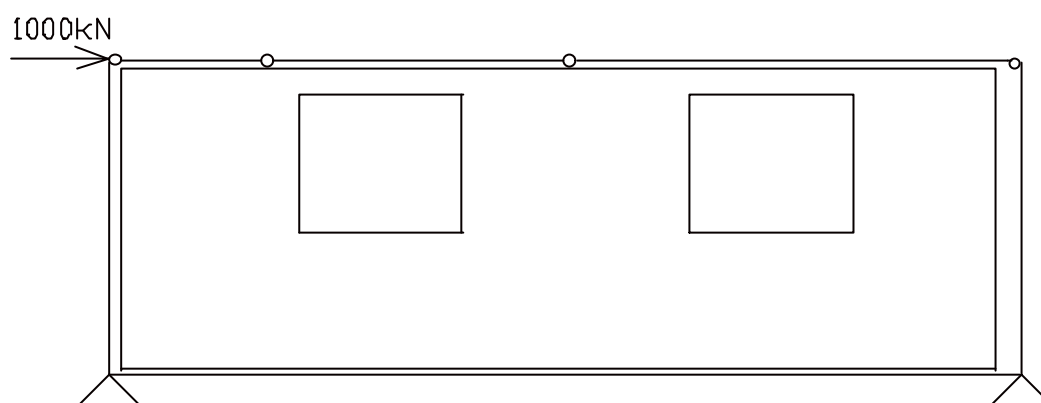
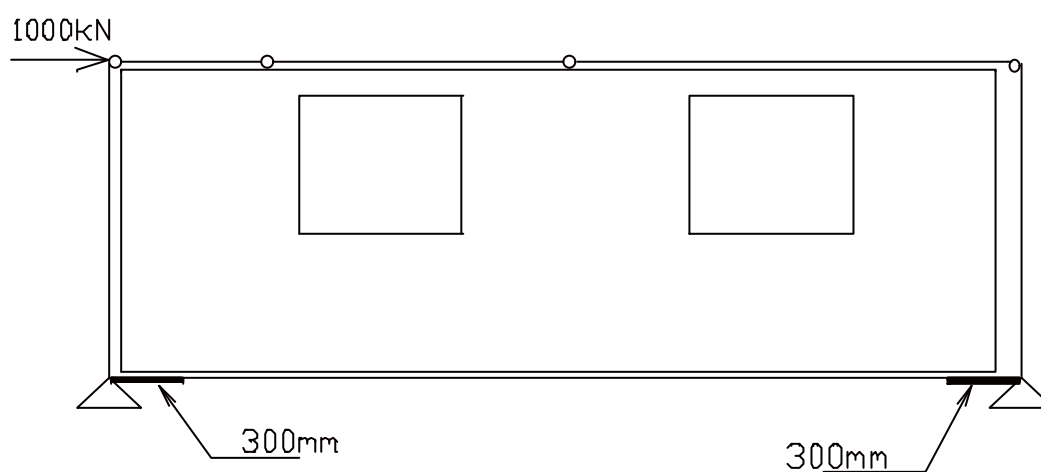
Caso 1 - Sem braços rígidos - $a_{topo} = 5,39 \text{ mm}$ Caso 2- Com braços rígidos (300mm) - $a_{topo} = 3,79 \text{ mm}$

Figura 3.22- Deslocamentos para os casos de braços rígidos [GAIOTTI (1990)]

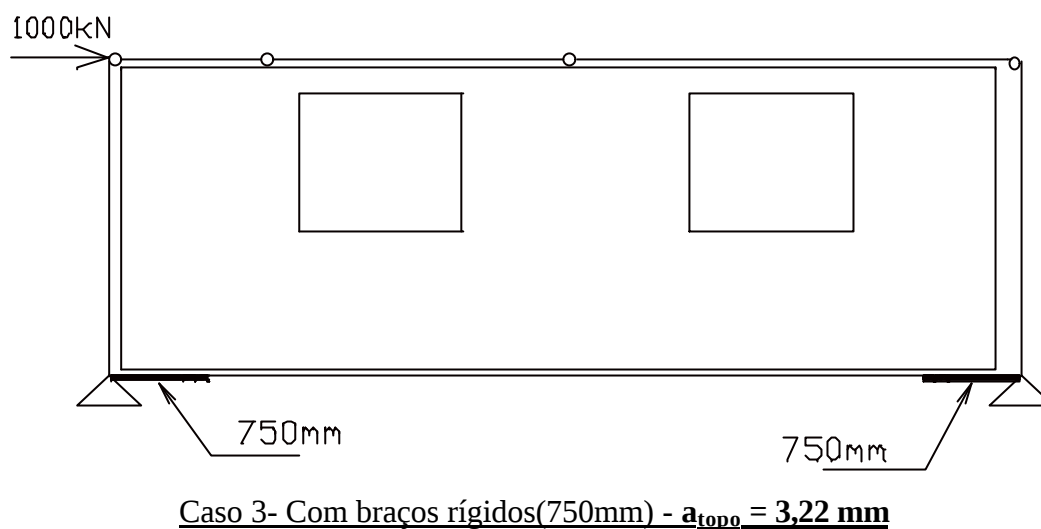


Figura 3.22- Deslocamentos para os casos de braços rígidos [GAIOTTI (1990)]
(cont.)

3.2 Descrição do *software* utilizado

Para a realização de todos os exemplos propostos no capítulo 4 foram utilizados os recursos disponíveis pelo “software” LUSAS. Os elementos finitos e o próprio programa estão explicados a seguir.

3.2.1 Informações gerais

O “software” LUSAS é um programa para análise estrutural, através do método dos elementos finitos, que incorpora as análises estruturais (estática linear, estática não linear, dinâmica linear, dinâmica não linear, e outras).

Além disso, são também analisados os modelos constitutivos lineares e não lineares tais como: linear isótropo, ortótropo e anisótropo, elastoplástico, isótropo e anisótropo com encruamento, concreto não-linear, além de outros.

O sistema “LUSAS “ possui uma biblioteca de mais de 100 tipos de elementos finitos aplicados na engenharia sendo capaz de analisar os elementos de barras, vigas, superfícies 2-D e 3-D, placas, chapas, membranas e ligações.

As condições de contorno que podem ser aplicadas aos elementos finitos são as restrições de vínculos, valores prescritos em vínculos e molas. Inclui, ainda, uma variedade de carregamentos, que podem ser aplicados a eles tais como: deslocamentos prescritos, cargas concentradas, cargas distribuídas, cargas por unidade de volume, tensões residuais, carregamento devido à temperatura, tensões e deformações iniciais.

O arquivo de entrada é feito através de seções com palavras-chaves, ou utilizando-se seu pré-processador gráfico, MYSTRO.

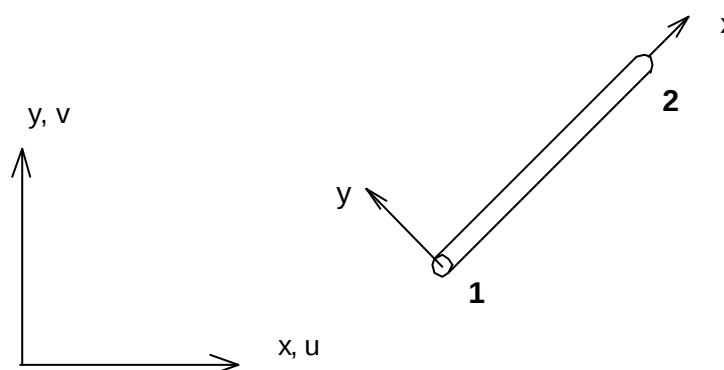
Os resultados podem também ser mais bem analisados no seu pós-processador o qual realiza gráficos coloridos de iso-tensões, deslocamentos, deformações etc., ou na utilização de seu arquivo de saída de dados.

3.2.2 Elementos finitos utilizados

Os elementos finitos utilizados, durante a análise de exemplos, estão listados a seguir:

Elementos para pórtico plano:

BEAM

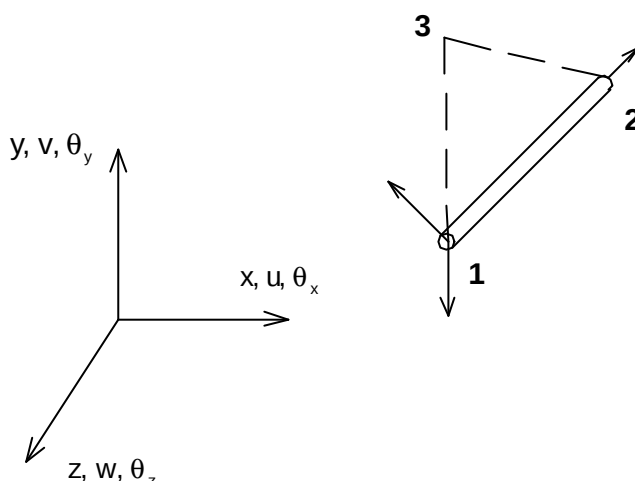


- Descrição do elemento: suas deformações ao cisalhamento podem ser incluídas e as propriedades geométricas são constantes ao longo do comprimento.
- Número de nós: 2 pontos nodais.

- liberdade de movimento: u, v, θ_z : para cada nó.
- coordenadas nodais: x, y : para cada nó.
- propriedades geométricas: A (área da seção), I_{zz} (inércia para o eixo local z), A_s (área cisalhante efetiva) : por elemento.
- carregamento: cargas concentradas - P_x, P_y, M : nos nós globais.
- arquivo de saída: para cada elemento têm-se as forças nas direções locais - F_x, F_y, M_z .

Elementos para pórtico espacial:

BMS3

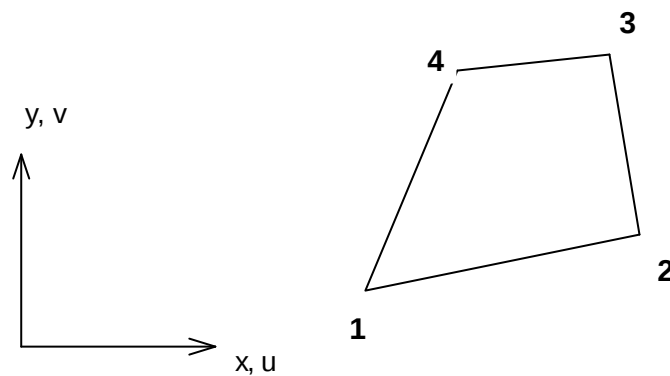


- Descrição do elemento: suas deformações ao cisalhamento podem ser incluídas, e as propriedades geométricas são constantes ao longo do comprimento.
- Número de nós: 3 pontos nodais, sendo o terceiro nó usado para definir o plano xy (local).
- liberdade de movimento: $u, v, w, \theta_y, \theta_z$: para os nós extremos.
- coordenadas nodais: x, y, z : para cada nó.
- propriedades geométricas: A (área da seção), I_{yy}, I_{zz} (inércia para o eixo local y e z respectivamente), J_{xx} (inércia a torção), A_{sz}, A_{sy} (áreas cisalhantes efetivas nas direções z e y), e_z (excentricidade da viga no plano xy) : por elemento.

- carregamento: cargas concentradas - $P_x, P_y, P_z, M_x, M_y, M_z$: nos nós globais.
- arquivo de saída: para cada elemento têm-se as forças nas direções locais - $F_x, F_y, F_z, M_x, M_y, M_z$

Elemento de chapa:

QPM4



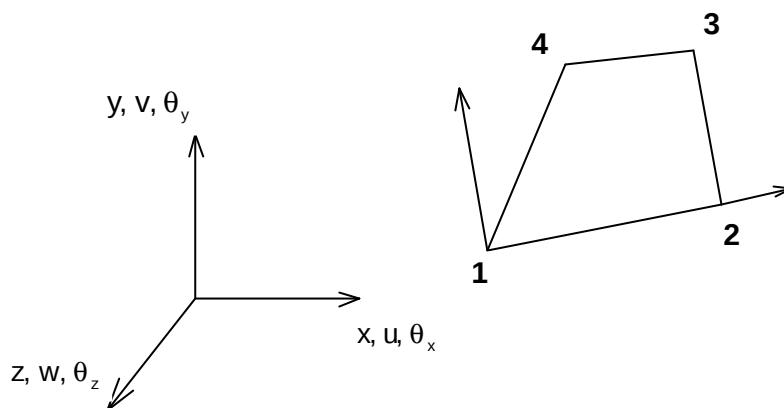
- Descrição do elemento: isoparamétricos bidimensionais.
- Número de nós: 4 pontos nodais.
- liberdade de movimento: u, v : para cada nó.
- coordenadas nodais: x, y, z : para cada nó.
- propriedades geométricas: $t_1 \dots t_n$: espessura para cada nó.
- carregamento: cargas concentradas - P_x, P_y : nos nós.
- arquivo de saída: para cada elemento têm-se tensões e deformações

$N_x, N_y, N_{xy}, N_{max}, N_{min}$

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_{xy}, \sigma_{max}, \sigma_{min}$

Elemento de casca

QSI4



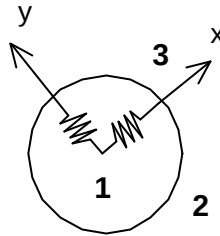
- Descrição do elemento: dotados de deformações na membrana e flexão, desprezando-se aquela por cisalhamento.
- Número de nós: 4 pontos nodais.
- liberdade de movimento: $u, v, w, \theta_x, \theta_y, \theta_z$: para cada nó.
- coordenadas nodais: x, y, z : para cada nó.
- propriedades geométricas: $e_z, t_1 \dots t_n$: excentricidade e espessura para cada nó.
- carregamento: cargas concentradas - $P_x, P_y, P_z, M_x, M_y, M_z$: nos nós.
- arquivo de saída: para cada elemento têm-se tensões e deformações

$N_x, N_y, N_{xy}, M_x, M_y, M_{xy}$ — forças e momentos / unidade de comprimento

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_{xy}, \sigma_{\max}, \sigma_{\min}$ — direção local

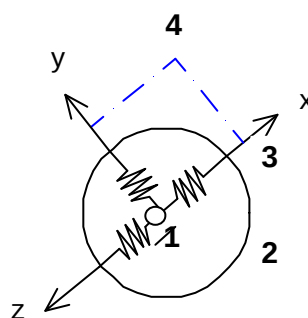
Elemento de ligação

JNT3



- Descrição do elemento: dotado de ligação bidimensional o qual conecta dois nós, por meio de molas, nas direções locais x e y.
- Número de nós: 3 pontos nodais. O terceiro é usado para definir a direção local x.
- liberdade de movimento: u, v : para cada nó.
- coordenadas nodais: x, y : para cada nó.
- arquivo de saída: para cada elemento têm-se as forças nas molas nas direções locais - F_x , F_y

JNT4



- Descrição do elemento: dotado de ligação tridimensional o qual conecta três nós por meio de molas nas direções locais x, y e z.

- Número de nós: 4 pontos nodais sendo os dois últimos usados para definir a direção local x e o plano xy, respectivamente.
- liberdade de movimento: u, v, w : para cada nó.
- coordenadas nodais: x, y, z : para cada nó.
- arquivo de saída: para cada elemento têm-se as forças nas molas, nas direções locais - F_x , F_y , F_z .

3.3 Modelagem proposta para painéis e ligações

As ligações dos exemplos do *capítulo 4* são feitas por meio de parafusos. Além disso, foram feitas análises de deslocamentos e de tensões, utilizando-se o “software” LUSAS.

3.3.1 Modelagem para o caso plano

A fim de avaliar a contribuição do painel no plano, considerou-se um elemento de ligação, por meio de molas, que represente sua deformabilidade. O modelo utilizado para os exemplos está apresentado pela Figura 3.23.

A deformabilidade da ligação, calculada conforme visto no *capítulo 2*, está apresentada a seguir, pela equação 3.4.

$$\lambda_{rb} = \frac{16(d)^3}{3\pi E_s d_b^4} \quad (3.4)$$

3.3.2 Modelagem para o caso fora do plano

Para esse caso, adota-se uma excentricidade da ligação cujo esquema da modelação, está representado pela Figura 3.24 e, para simular o efeito da deformabilidade, adotou-se uma barra que represente a ligação em questão.

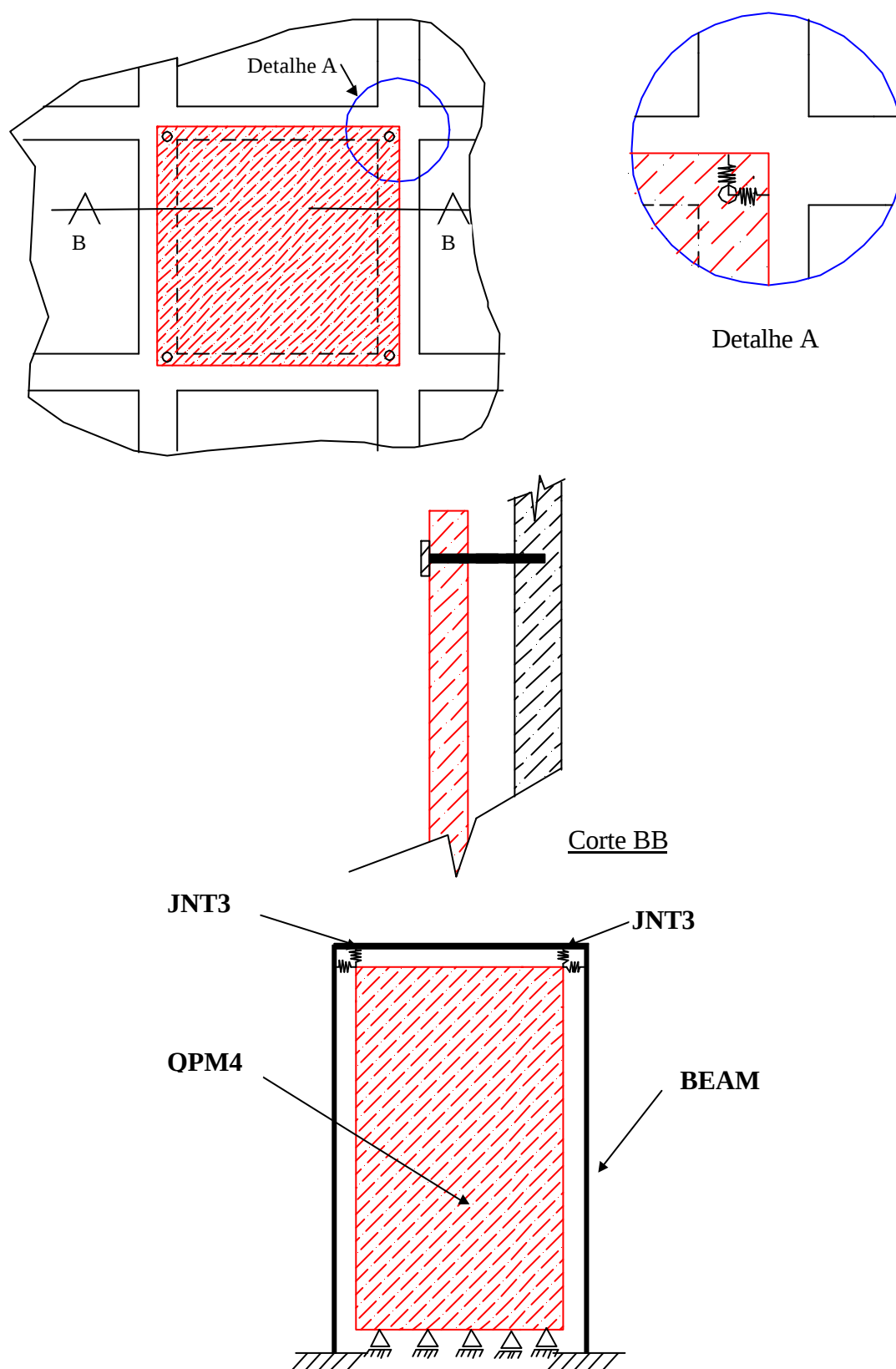


Figura 3.23- Modelo para o caso plano

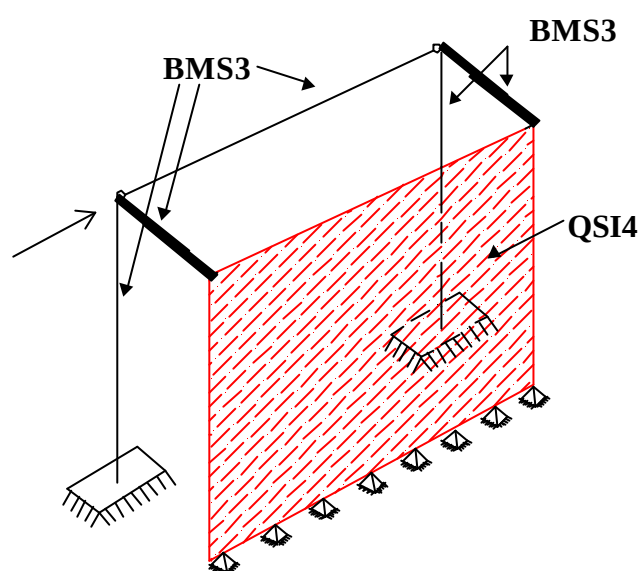
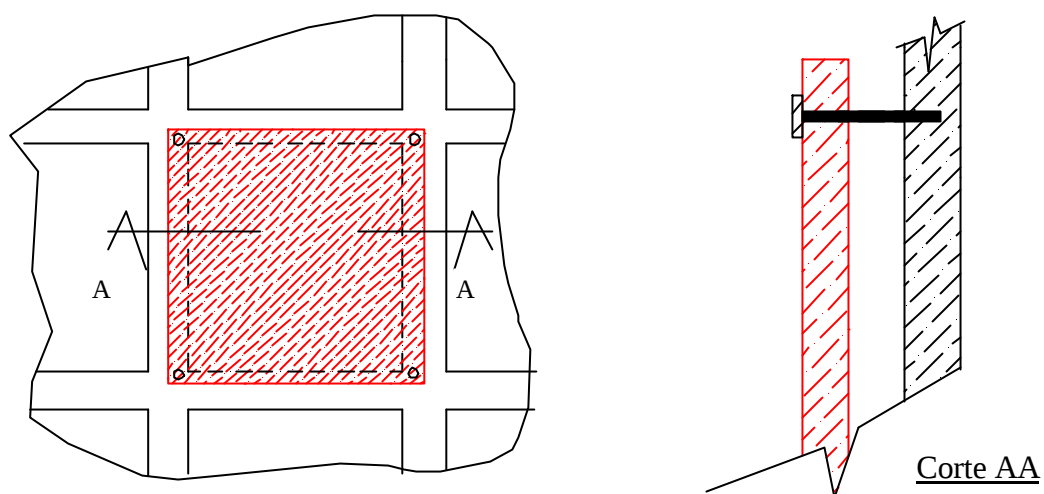


Figura 3.24- Modelagem para o caso fora do plano

4 **Análise da interação painéis de fechamento x estrutura principal de situações típicas**

Este capítulo consta de três exemplos numéricos com a consideração da interação dos painéis. No primeiro, apresenta-se uma simulação numérica para um painel isolado; no segundo, apresenta-se uma aplicação para um caso de um galpão pré-moldado constituído por vários painéis com um único pavimento; e, no terceiro, apresenta-se um caso de vários painéis em estrutura com vários pavimentos.

4.1 Exemplo de um painel isolado

4.1.1 Preliminares

Neste exemplo serão feitas simulações numéricas de um único painel apresentando as seguintes variações: maciço, maciço com aberturas, maciço com nervuras (painéis π) e maciço com nervuras e aberturas. Através dessas, pôde-se analisar o comportamento das tensões e dos esforços nos painéis e ligações, além de avaliar a contribuição das nervuras ou aberturas no enrijecimento da estrutura.

Para as análises, foram considerados painéis ligados nas extremidades com a estrutura principal, sendo as ligações efetuadas com uma distância de 100 mm da estrutura, utilizando parafusos de $1\frac{1}{4}$ " . Foi considerada uma força lateral unitária atuando na estrutura.

As simulações englobam análises no plano e fora dele. Para o caso plano, o modelo da ligação é feito por meio de molas, cujas rigidezes vertical e horizontal são

calculadas de acordo com a eq. 3.4. Através dela, tem-se a representação da deformabilidade da ligação.

$$d = 100 \text{ mm}$$

$$E_c = 2000 \text{ kN / cm}^2$$

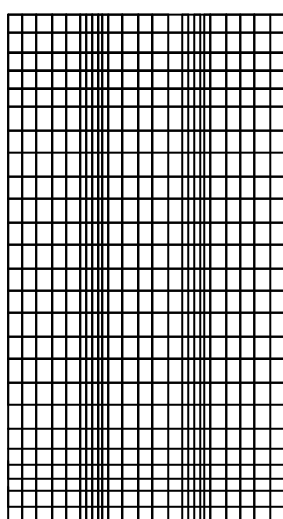
$$E_s = 21000 \text{ kN / cm}^2$$

$$d_b = 31,75 \text{ mm}$$

$$\lambda_{tb} = 7,96 \cdot 10^{-4} \text{ cm / kN}$$

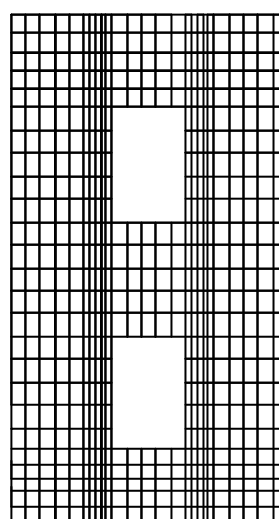
$$k = 1256 \text{ kN / cm}$$

Primeiramente, analisa-se somente o painel isolado, com a força unitária para todos os casos, e, em seguida, só a estrutura principal. A partir daí, acrescentam-se os painéis e efetuam-se as avaliações para os casos no plano e fora dele, incluindo deslocamentos, tensões e esforços. Além disso, os painéis foram modelados utilizando elementos já mencionados no *capítulo 3*, cuja malha está ilustrada na Figura 4.1.



625 elementos

a) painéis maciços e nervurados



575 elementos

b) painéis com aberturas

Figura 4.1- Malha utilizada nos painéis

As características de um único painel e as da estrutura principal adotadas para as simulações estão ilustradas pela Figura 4.2.

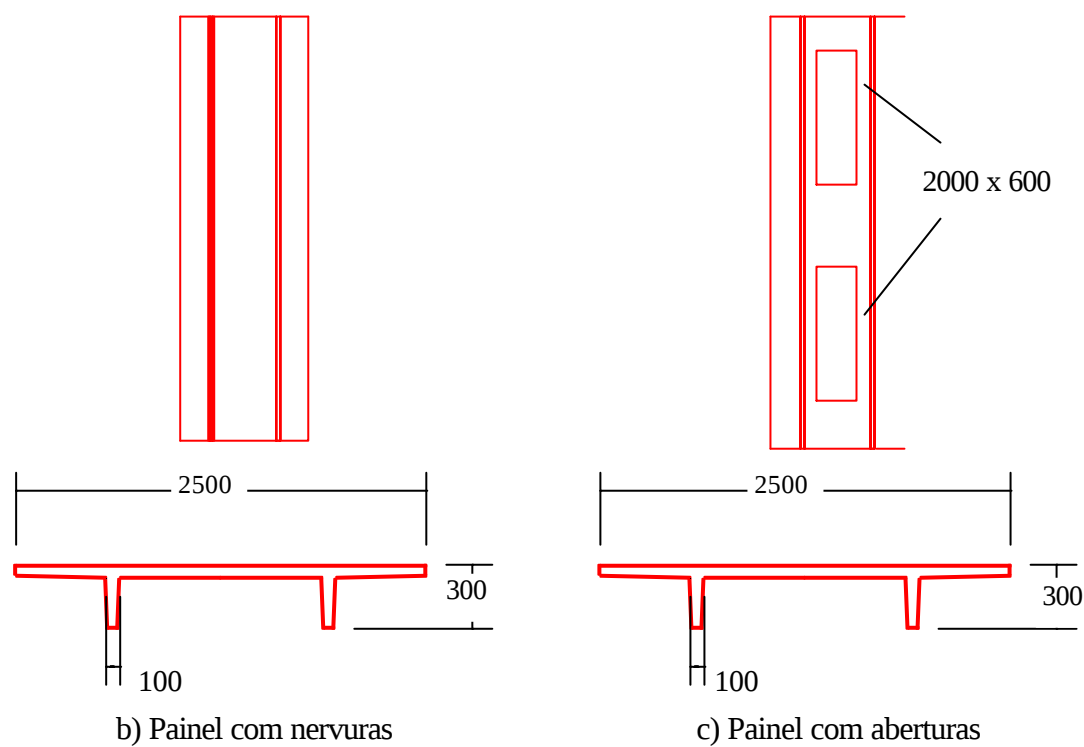
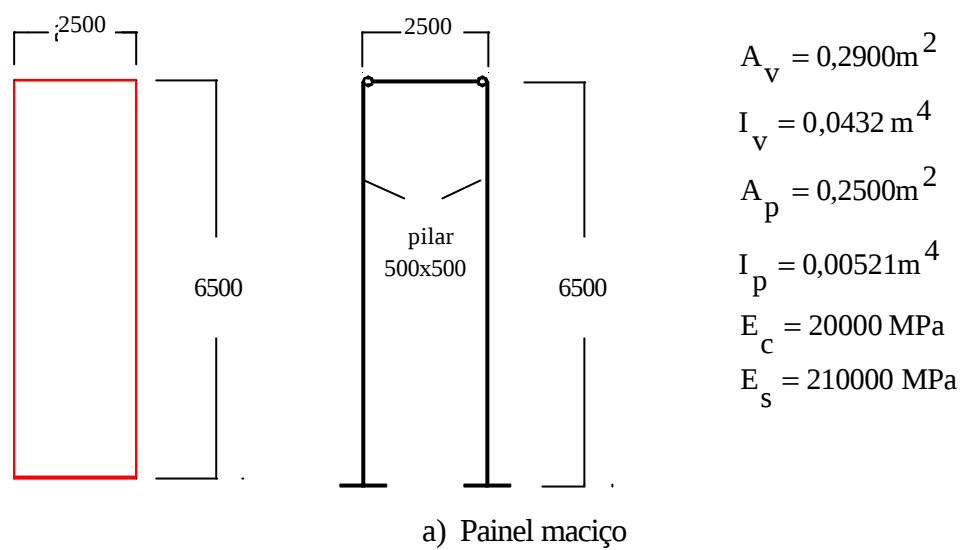


Figura 4.2- Dimensões dos painéis (medidas em mm)

4.1.2 Análise dos deslocamentos

O primeiro passo para avaliar a interação dos diferentes tipos de painéis foi a análise dos deslocamentos. Para tal, foram consideradas as situações ilustradas pelas

Figuras 4.3 a 4.5, sendo as ligações efetuadas conforme visto no *capítulo 3* (Figura 4.6). Os deslocamentos horizontais no topo dos painéis ou pilar, a , para as simulações, bem como os elementos finitos utilizados para cada caso, encontram-se nas tabelas a seguir.

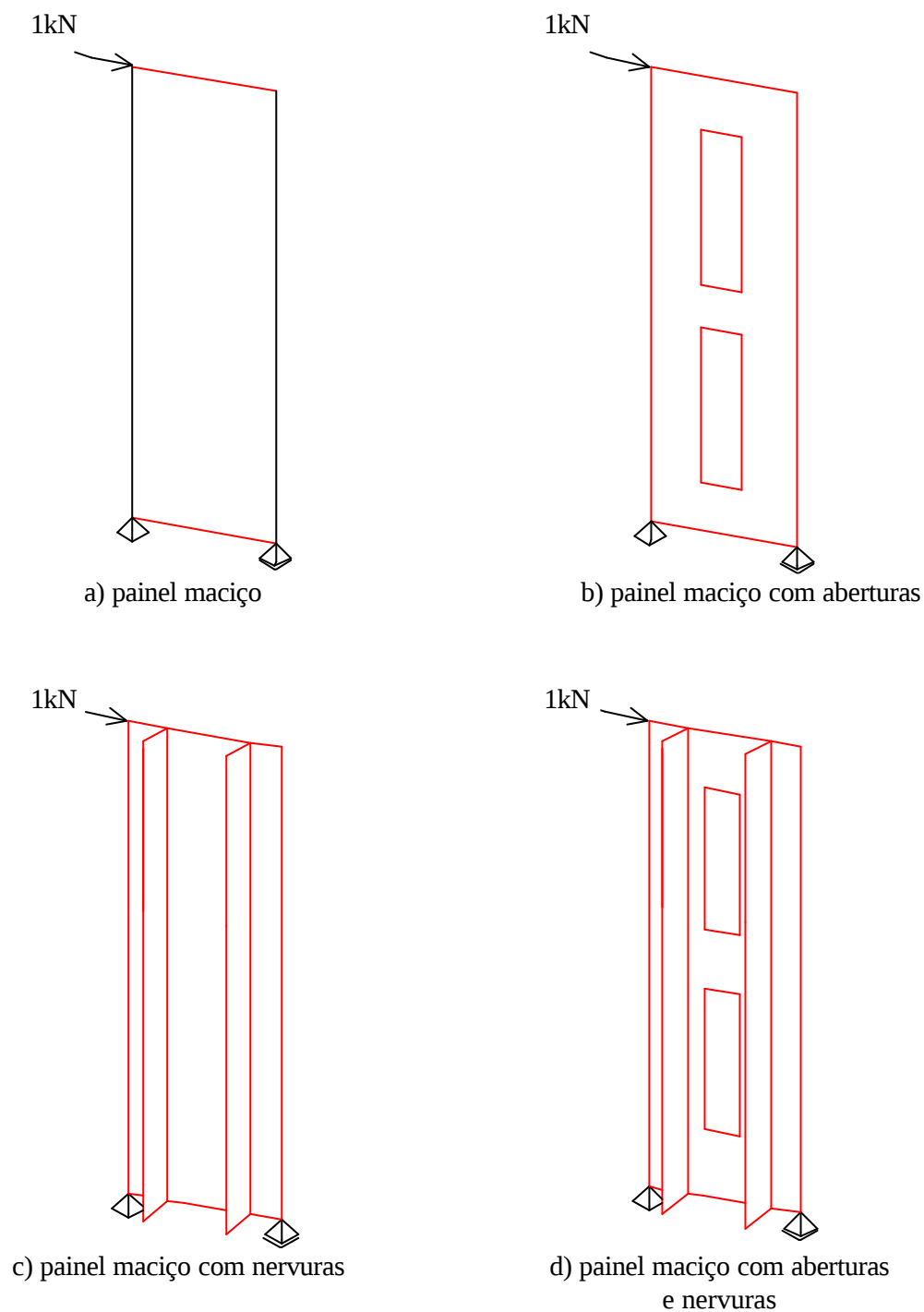
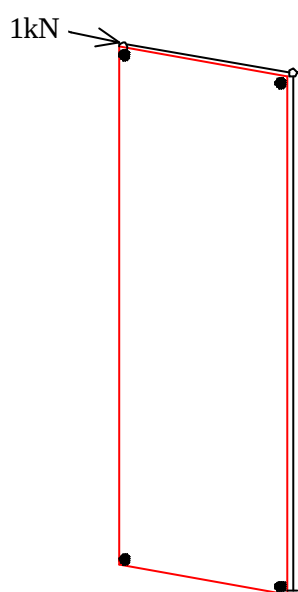
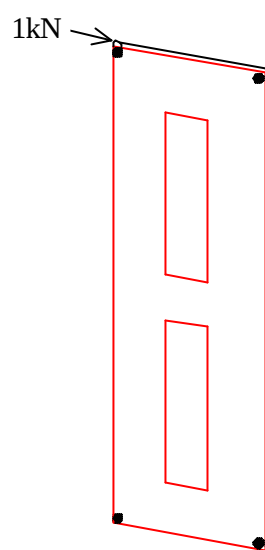


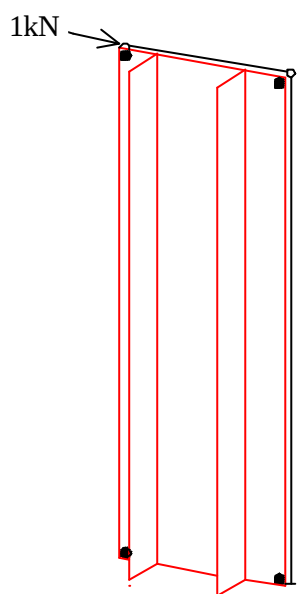
Figura 4.3- Situações de análises só para o painel



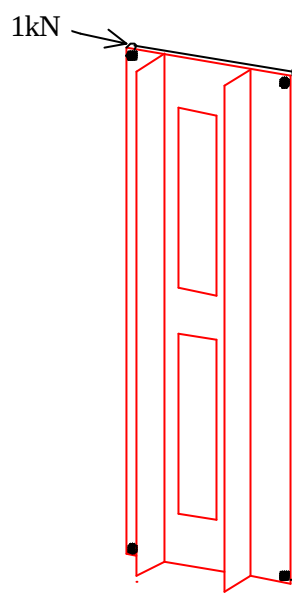
a) painel maciço



b) painel maciço com aberturas

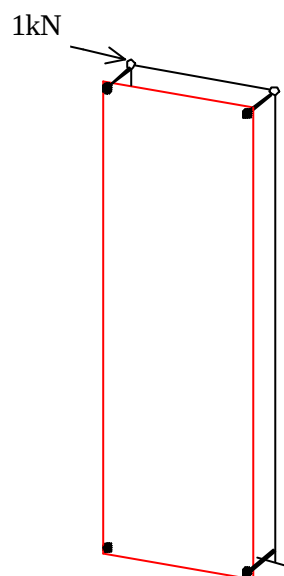


c) painel maciço com nervuras

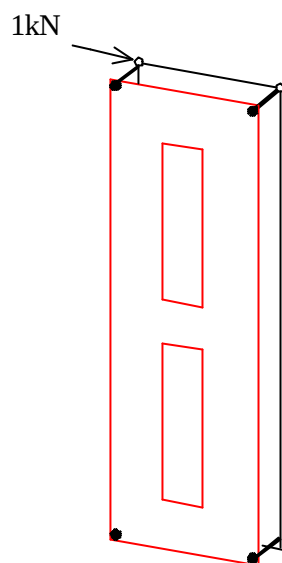


d) painel maciço com aberturas e nervuras

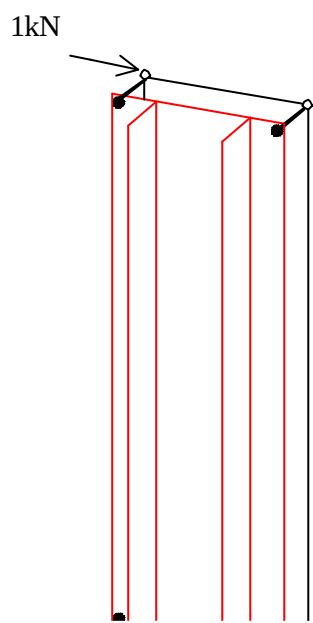
Figura 4.4- Situações de análises para o painel no plano



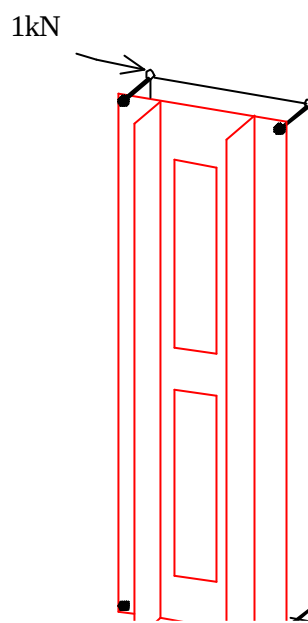
a) painel maciço



b) painel maciço com aberturas



c) painel maciço com nervuras



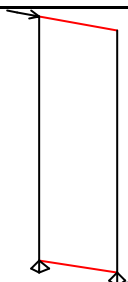
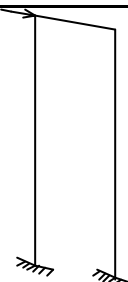
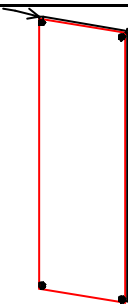
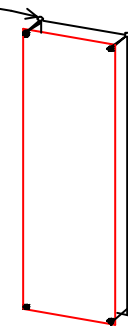
d) painel maciço com aberturas e nervuras

Figura 4.5- Situações de análises para o painel fora do plano

a) *Consideração do painel maciço*

Nesta simulação, adotou-se o painel maciço de espessura de 125mm.

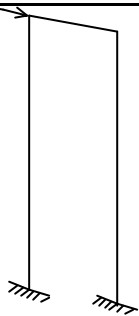
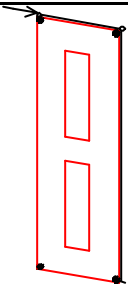
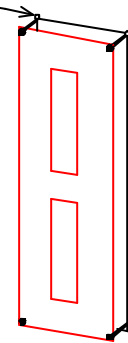
Tabela 4.1- Deslocamentos e descrição da estrutura e painéis

		Descrição	Situação
	<u>painel isolado</u> <u>submetido a uma força</u> <u>unitária</u> $\alpha = 6,75.10^{-2} \text{ mm}$	elem. finito do painel - <i>QPM4</i>	1
	<u>estrutura principal</u> <u>submetida a uma força</u> <u>unitária</u> $\alpha = 45,01.10^{-2} \text{ mm}$	elem. finito da estrutura - <i>BEAM</i>	2
	<u>estrutura principal e</u> <u>painel submetidos a</u> <u>uma força unitária no</u> <u>plano</u> $\alpha = 8,23.10^{-2} \text{ mm}$	elem. finito estrutura/painel - <i>BEAM / QPM4</i> elem. finito ligação - <i>JNT3</i>	3
	<u>estrutura principal e</u> <u>painel submetidos a</u> <u>uma força unitária fora</u> <u>do plano distando</u> <u>100mm do mesmo</u> $\alpha = 12,20.10^{-2} \text{ mm}$	elem. finito estrutura/painel - <i>BMS3 / QSI4</i> elem. finito ligação - <i>BMS3</i>	4

b) Consideração do painel maciço com abertura

Nesta simulação, adotou-se o painel de 125mm de espessura com janela de 600mm x 2000 mm.

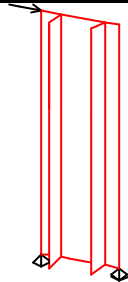
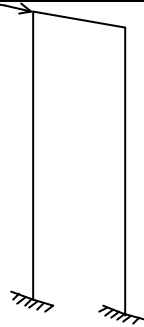
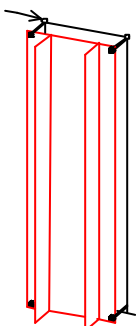
Tabela 4.2- Deslocamentos e descrição da estrutura e painéis

		Descrição	Situação
	<u>painel isolado</u> <u>submetido a uma força</u> <u>unitária</u> $\alpha = 8,90.10^{-2} \text{ mm}$	elem. finito do painel - <i>QPM4</i>	1
	<u>estrutura principal</u> <u>submetida a uma força</u> <u>unitária</u> $\alpha = 45,01.10^{-2} \text{ mm}$	elem. finito da estrutura - <i>BEAM</i>	2
	<u>estrutura principal e</u> <u>painel submetidos a</u> <u>uma força unitária no</u> <u>plano</u> $\alpha = 9,32.10^{-2} \text{ mm}$	elem. finito estrutura/painel - <i>BEAM / QPM4</i> elem. finito ligação - <i>JNT3</i>	3
	<u>estrutura principal e</u> <u>painel submetidos a</u> <u>uma força unitária fora</u> <u>do plano distando</u> <u>100mm do mesmo</u> $\alpha = 13,04.10^{-2} \text{ mm}$	elem. finito estrutura/painel - <i>BMS3 / QSI4</i> elem. finito ligação - <i>BMS3</i>	4

c) Consideração do painel com nervuras

Nesta simulação, adotou-se o painel com mesa de 50mm e nervuras de 300mm.

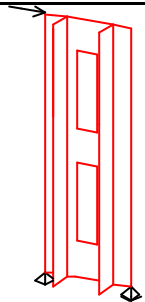
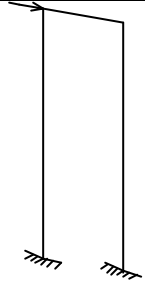
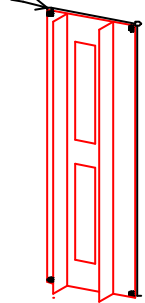
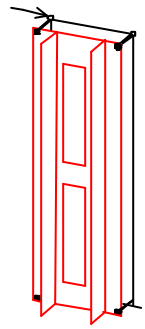
Tabela 4.3- Deslocamentos e descrição da estrutura e painéis

		Descrição	Situação
	<u>painel isolado</u> <u>submetido a uma força</u> <u>unitária</u> $\alpha = 15,97.10^{-2} \text{ mm}$	elem. finito do painel - <i>QSI4</i>	1
	<u>estrutura principal</u> <u>submetida a uma força</u> <u>unitária</u> $\alpha = 45,01.10^{-2} \text{ mm}$	elem. finito da estrutura - <i>BEAM</i>	2
	<u>estrutura principal e</u> <u>painel submetidos a</u> <u>uma força unitária no</u> <u>plano</u> $\alpha = 11,36.10^{-2} \text{ mm}$	elem. finito estrutura/painel - <i>BMS3 / QSI4</i> elem. finito ligação - <i>JNT4</i>	3
	<u>estrutura principal e</u> <u>painel submetidos a</u> <u>uma força unitária fora</u> <u>do plano distando</u> <u>100mm do mesmo</u> $\alpha = 18,39.10^{-2} \text{ mm}$	elem. finito estrutura/painel - <i>BMS3 / QSI4</i> elem. finito ligação - <i>BMS3</i>	4

d) Consideração do painel com nervuras e abertura

Nesta simulação, adotou-se o painel com mesa de 50mm e nervuras de 300mm com janela de 600mm x 2000 mm.

Tabela 4.4- Deslocamentos e descrição da estrutura e painéis

		Descrição	Situação
	<u>painel isolado</u> <u>submetido a uma força</u> <u>unitária</u> $\alpha = 21,31.10^{-2} \text{ mm}$	elem. finito do painel - <i>QSI4</i>	1
	<u>estrutura principal</u> <u>submetida a uma força</u> <u>unitária</u> $\alpha = 45,01.10^{-2} \text{ mm}$	elem. finito da estrutura - <i>BEAM</i>	2
	<u>estrutura principal e</u> <u>painel submetidos a</u> <u>uma força unitária no</u> <u>plano</u> $\alpha = 13,20.10^{-2} \text{ mm}$	elem. finito estrutura/painel - <i>BMS3 / QSI4</i> elem. finito ligação - <i>JNT4</i>	3
	<u>estrutura principal e</u> <u>painel submetidos a</u> <u>uma força unitária fora</u> <u>do plano distando</u> <u>100mm do mesmo</u> $\alpha = 19,53.10^{-2} \text{ mm}$	elem. finito estrutura/painel - <i>BMS3 / QSI4</i> elem. finito ligação - <i>BMS3</i>	4

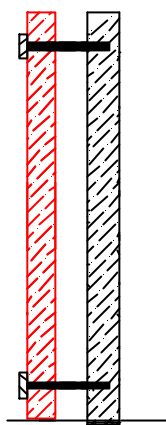


Figura 4.6- Ligações dos painéis

Um resumo dos deslocamentos está melhor representado pela Tabela 4.5 e pela Figura 4.7:

A partir dos itens acima relacionados, pode-se concluir que com a consideração de nervuras (situação 1), o deslocamento aumentou, fato previsível, já que os painéis com nervuras, pela própria dimensão, são menos rígidos que os maciços. 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. Para este trabalho, não se efetuou tal consideração a fim de manter a mesma linha para comparação

Quando se consideram aberturas nos painéis nervurados e maciços, o deslocamento aumenta 1,32 vezes, pois uma parte (abertura) não contribuirá para o deslocamento. Acrescentando-se somente as nervuras, nota-se que os deslocamentos são aproximadamente, 2,37 vezes maiores e painéis com nervuras e aberturas os deslocamentos são aproximadamente, 3,16 vezes maiores.

Tabela 4.5 - Deslocamentos para as análises consideradas, em mm.

	painel maciço	painel com nervuras	painel com nervuras e aberturas	painel maciço com aberturas
<u>painel isolado submetido a uma força unitária</u> (mm)	$6,75.10^{-2}$	$15,97.10^{-2}$	$21,31.10^{-2}$	$8,90.10^{-2}$
<u>estrutura principal submetida a uma força unitária</u> (mm)	$45,01.10^{-2}$	$45,01.10^{-2}$	$45,01.10^{-2}$	$45,01.10^{-2}$
<u>estrutura principal e painel submetidos a uma força unitária no plano</u> (mm)	$8,20.10^{-2}$	$9,32.10^{-2}$	$11,36.10^{-2}$	$13,20.10^{-2}$
<u>estrutura principal e painel submetidos a uma força unitária fora do plano</u> <u>distanto 100mm do mesmo</u> (mm)	$12,20.10^{-2}$	$13,04.10^{-2}$	$18,39.10^{-2}$	$19,53.10^{-2}$

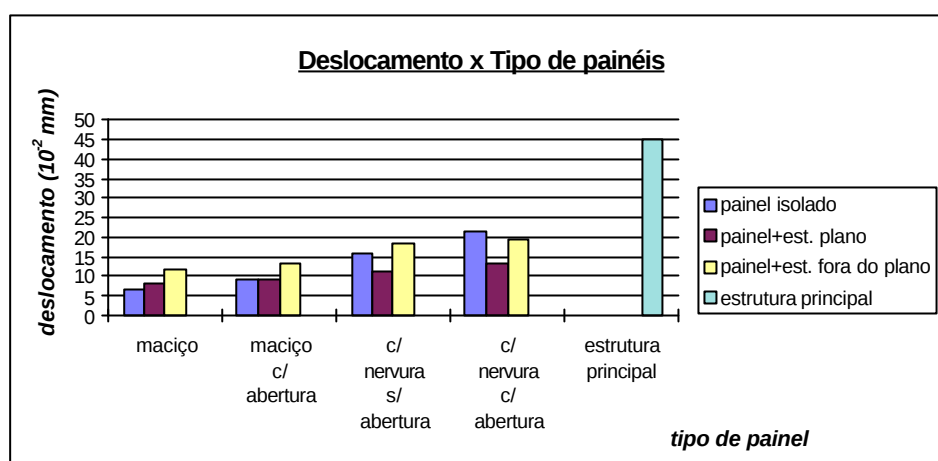


Figura 4.7- Deslocamentos em função do tipo de painel

Pelo gráfico da figura, podem-se visualizar melhor os deslocamentos de todas as situações, a partir do painel maciço, referência para análises.

Pelos resultados apresentados, percebe-se que, dentre os tipos de painéis existentes, a estrutura mais rígida é aquela cuja consideração da interação é realizada pelos painéis maciços. Adotando-se uma ordem de enrijecimento para os demais, têm-se painéis com aberturas, mais rígidos, posteriormente, nervuras, e por último, painéis com abertura e nervuras simultaneamente, que enrijecem menos. É interessante salientar que a escolha dos tipos de painéis não é demarcada pelo maior ou menor enrijecimento da estrutura devendo, para cada situação de projeto, incorporar o mais adequado.

Os deslocamentos obtidos, referentes à análise da estrutura no plano e fora dele, são sensivelmente diferentes. Essa discrepância deve-se principalmente, à uma acentuada flexão do painel, não considerada durante as análises no plano.

Quanto ao enrijecimento, nota-se que o deslocamento diminui sensivelmente quando os painéis, maciços ou não, são considerados ligados à estrutura principal: **5,5** vezes para o painel maciço, **4,0** para o painel com nervuras, **3,4** para o painel com nervuras e aberturas e **4,8** para o painel maciço com aberturas. Além disso, vê-se que, mesmo com grandes aberturas, o painel contribui significativamente para diminuir os deslocamentos finais. Portanto observa-se que a consideração do efeito de enrijecimento torna-se benéfica ao conjunto, embora acarrete esforços nos painéis não considerados no cálculo, cujos valores serão vistos a seguir.

4.1.3 Análise dos resultados dos esforços nos painéis e ligações

Em seguida à análise dos deslocamentos, realizaram-se as análises das tensões nos painéis e esforços nas ligações, utilizando o *software* LUSAS, para três casos distintos, nos quatro tipos de painéis:

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

4.1.3.1 Análise das tensões nos painéis

Para os casos anteriores, analisaram-se os valores máximos das tensões principais, nos pontos escolhidos, conforme Figura 4.8, que representam as extremidades tanto do painel como das aberturas. A partir da Tabela 4.6, têm-se as tensões principais encontradas para os três casos analisados, para os painéis maciço e com nervura. A Figura 4.9 ilustra um resumo das tensões para os pontos de análise, nos três casos descritos.

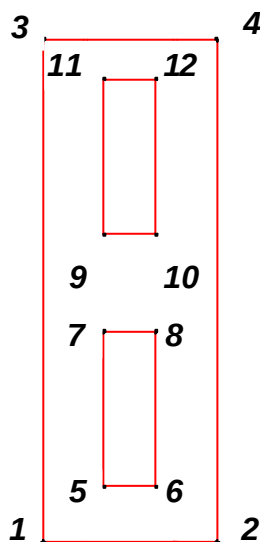


Figura 4.8 - Pontos de análise das tensões e esforços

Tabela 4.6- Tensões principais máximas

SITUAÇÃO	Painel sem nervura e com abertura	Painel maciço
<u>1º CASO -</u> <u>UTILIZANDO</u> <u>SÓ O PAINEL</u>		
<u>2º CASO -</u> <u>UTILIZANDO O</u> <u>PAINEL E A</u> <u>ESTRUTURA</u> <u>NO PLANO</u>		
<u>3º CASO -</u> <u>UTILIZANDO O</u> <u>PAINEL E A</u> <u>ESTRUTURA</u> <u>FORA DO</u> <u>PLANO</u>		

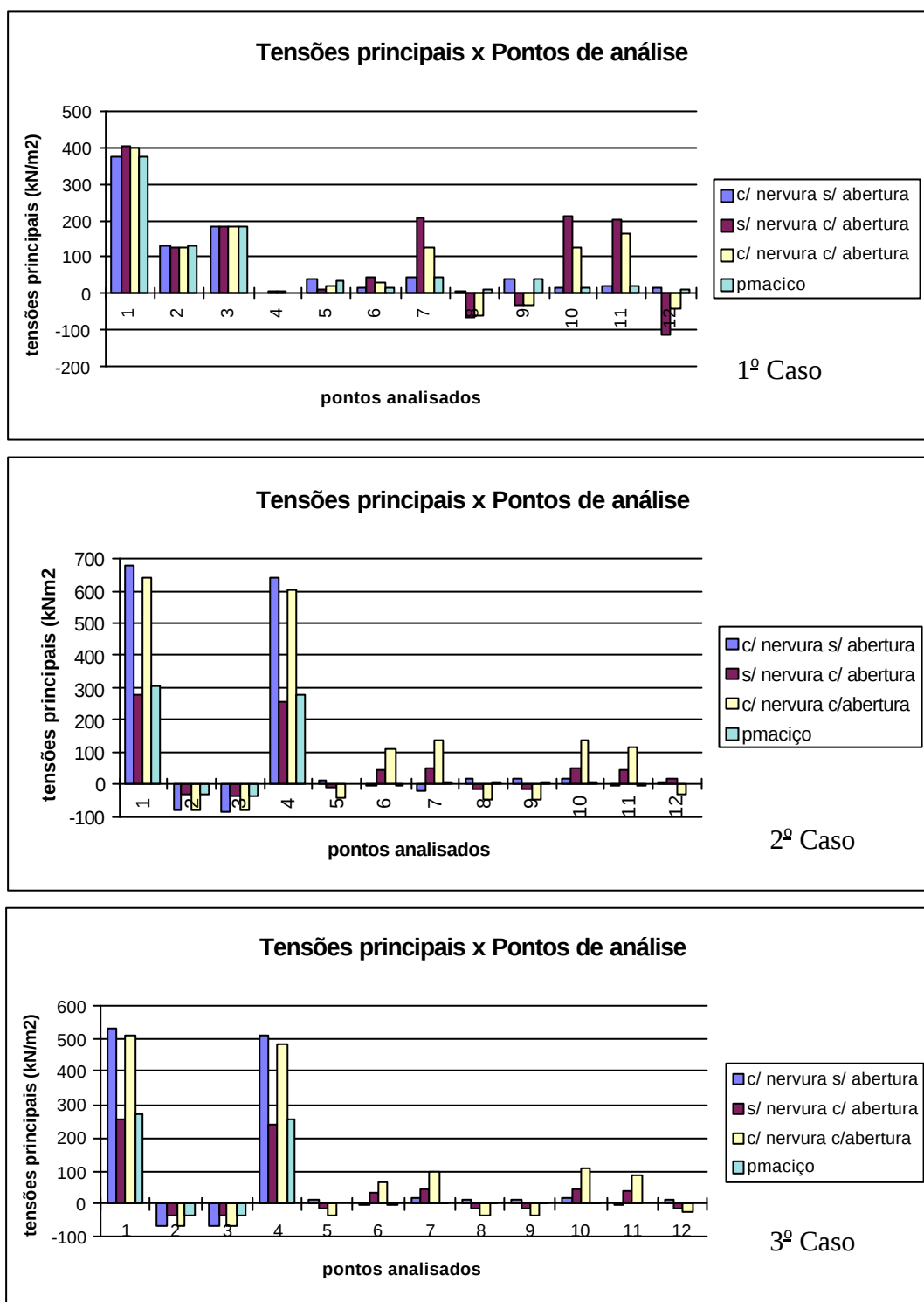


Figura 4.9- Tensões principais para os 3 casos considerando os 4 tipos de painéis em kN/m^2

Estão listados, ainda, no apêndice, a distribuição das tensões principais máximas e mínimas fornecidas pelo *software*.

A partir do gráfico exposto acima, pode-se relacionar as seguintes conclusões para os três casos.

1º CASO - UTILIZANDO SÓ O PAINEL

No 1º caso, tem-se que a consideração de aberturas no painel mantém as tensões praticamente iguais nas extremidades.

Nas situações em que o painel possui nervuras ou aberturas, observa-se que, para o ponto extremo, não há muita diferença nos valores encontrados, se comparado com o painel maciço.

Analizando, ainda, os painéis nervurados, pode-se perceber que comparando painéis com nervuras sem e com aberturas, chega-se à conclusão de que painéis nervurados sem aberturas possuem tensões similares. Algumas diferenças podem ser encontradas nos pontos extremos das aberturas.

2º CASO - UTILIZANDO O PAINEL E A ESTRUTURA NO PLANO

Para a análise do 2º caso, tem-se que a consideração de aberturas no painel mantém as tensões praticamente iguais nas extremidades, aumentando, de maneira significativa, no caso de painéis com nervuras. Nota-se, ainda, que, nas extremidades das aberturas as maiores tensões ocorrem em painéis com nervuras.

Na situação em que o painel possui nervuras sem nenhuma abertura, observa-se que, para o valor extremo, a tensão aumenta 2,25 vezes, se comparado com o painel maciço. Para o caso do painel nervurado com aberturas, as tensões aumentam 2,13 vezes.

Analizando-se, ainda, os painéis nervurados, pode-se perceber que, comparando painéis nervurados sem e com aberturas, chega-se à conclusão de que painéis nervurados sem aberturas possuem tensões praticamente iguais.

3º CASO - UTILIZANDO O PAINEL E A ESTRUTURA FORA DO PLANO

Finalmente, para a análise do 3º caso, observa-se que valem as mesmas considerações feitas para o 2º:

- ⇒ as tensões se equiparam nas extremidades quando há a consideração de aberturas, aumentando para o caso de painéis nervurados;
- ⇒ painéis nervurados sem aberturas possuem tensões aumentadas para o valor extremo de 1,95 vezes; com aberturas, esse valor cai para 1,86 vezes;
- ⇒ analisando painéis nervurados, percebe-se que painéis sem aberturas possuem tensões praticamente iguais;
- ⇒ analisando painéis com aberturas, nota-se que as maiores tensões ocorrem nos painéis nervurados.

A partir das análises das distribuições das tensões principais dos três casos acima descritos, pode-se avaliar que as maiores tensões ocorrem nos painéis com aberturas, com tensões de tração nos cantos da diagonal principal. Ainda se percebe que a concentração de tensões ocorre nos cantos das aberturas e nos pontos de concentração de carga, enquanto, fora desta, as tensões são bem menores.

4.1.3.2 Análise dos esforços nas ligações

Avaliando os esforços nos painéis provenientes das ligações têm-se, a partir da Tabela 4.7, os valores máximos dos esforços nos quatro pontos de ligação. Deve-se salientar que esses esforços correspondem à resultante da soma vetorial das duas componentes na direção do plano.

Tabela 4.7- 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		

A partir da tabela, pode-se chegar às seguintes conclusões:

- ⇒ os esforços nas ligações não diferem muito quando há aberturas nos painéis;
- ⇒ quando se acrescentam nervuras e aberturas os esforços diminuem em média 12%, para o caso da estrutura no plano e 23% fora dele; para o painel nervurado sem nenhuma abertura, os esforços diminuem 4% para o caso plano e 20% fora dele;
- ⇒ comparando painéis nervurados entre si, percebe-se que aqueles sem aberturas possuem valores maiores.

Pode-se ainda analisar, pelos resultados, que o uso de painéis maciços acarreta um bom desempenho quanto ao enrijecimento da estrutura, proporcionando tensões maiores nos painéis.

Todavia, de acordo com a Tabela 4.7, os esforços nas ligações são maiores para o caso do painel maciço, podendo, em alguns casos, sobrepor-se seu bom desempenho com relação ao enrijecimento.

Painéis nervurados (π) dotados de aberturas para janelas ou portas, possuem menores esforços nas ligações com relação aos demais por outro lado, agregam valores de tensões elevados, o que pode necessitar de armadura adicional nos painéis.

4.2 Exemplo de estrutura de um único pavimento

4.2.1 Descrição da estrutura

Este exemplo apresenta uma aplicação para o caso de um galpão pré-moldado constituído por vários painéis com um único pavimento.

A estrutura principal a ser analisada corresponde a uma adaptação ao galpão do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas, sendo que, para este cálculo, considerou-se todo o fechamento realizado por painéis pré-moldados. Foi considerado o fechamento realizado por painéis em π pré-moldados, com altura de 7500mm e largura de 2500mm conforme ilustrado na Figura 4.10, em substituição ao de alvenaria existente. Propositadamente para a análise do efeito de segunda ordem, fez-se

uma alteração da dimensão transversal dos pilares de 500mm x 500mm para a ilustrada na Figura 4.11.

Basicamente, a estrutura do galpão é composta por pilares pré-moldados de seção transversal quadrada, dispondo de três consolos trapezoidais sobre os quais se apoiam as vigas calhas e as vigas-rolantes. Os painéis, por sua vez, são travados na extremidade superior por tirantes galvanizados, parafusados na viga calha. Na parte inferior, os mesmos são apenas apoiados. As dimensões, bem como a disposição dos painéis nas direções de análise x e y, estão melhor representados na Figura 4.12.

Consideram-se os painéis apoiados em uma viga que, por sua vez, apoia-se na fundação, sendo a estrutura principal perfeitamente engastada no solo. Foram analisados, ainda, tantos os casos em que se consideram as ligações entre painéis quanto aqueles que os desprezam. Foi considerada uma força lateral devida ao vento e a ponte rolante atuando na estrutura.

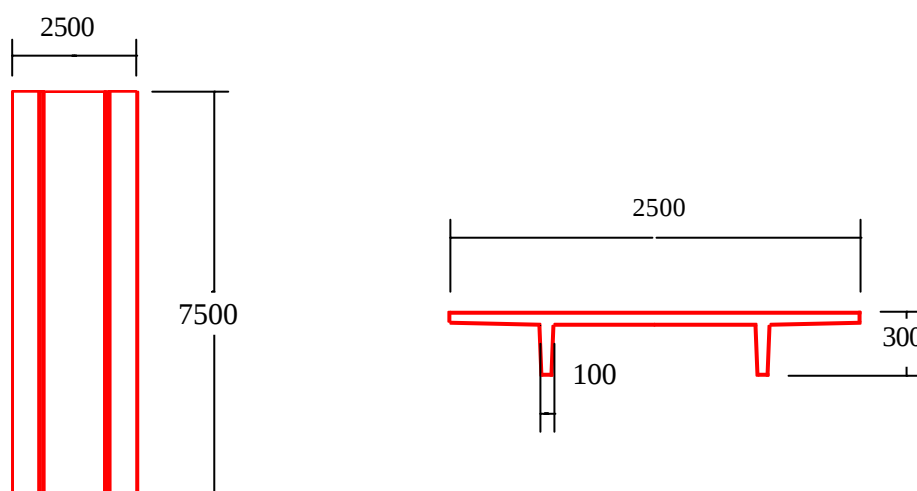


Figura 4.10- Dimensões dos painéis pré-moldados

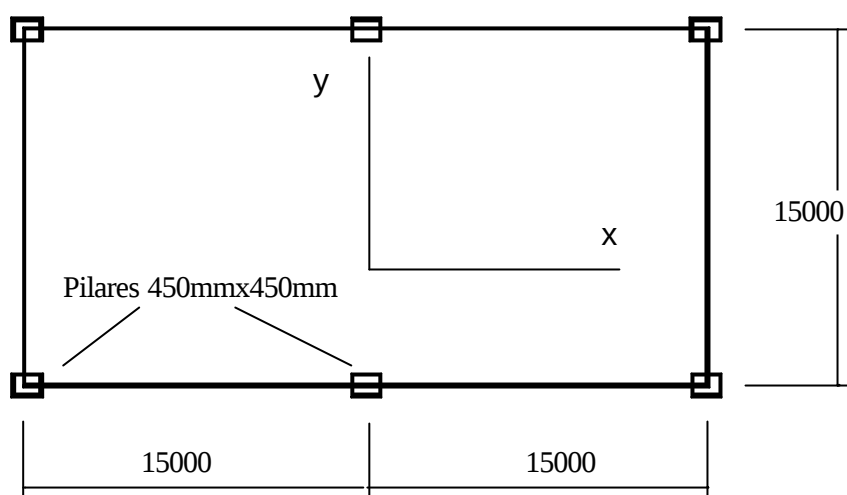
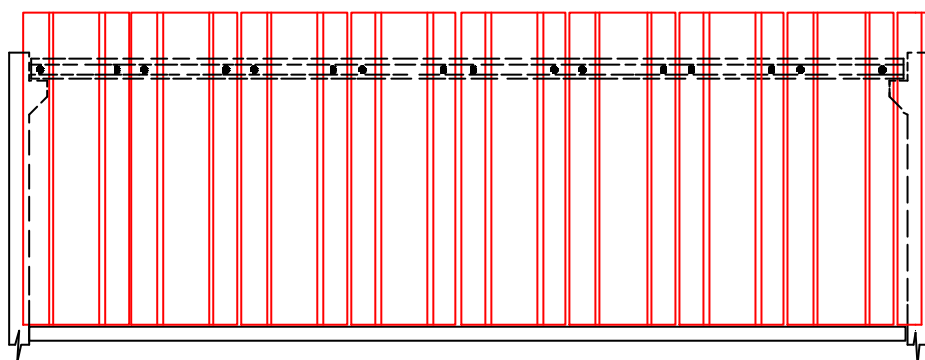
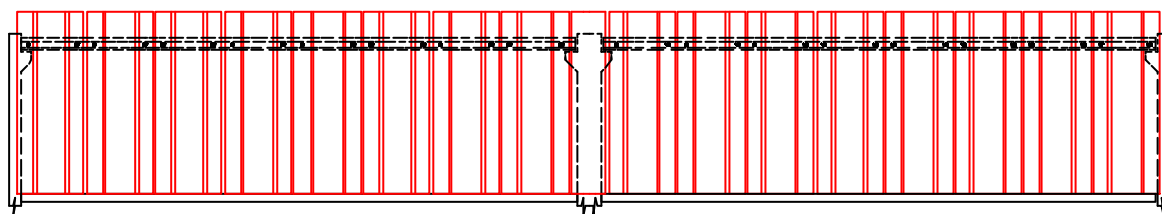


Figura 4.11- Planta baixa do galpão (dimensões em mm)

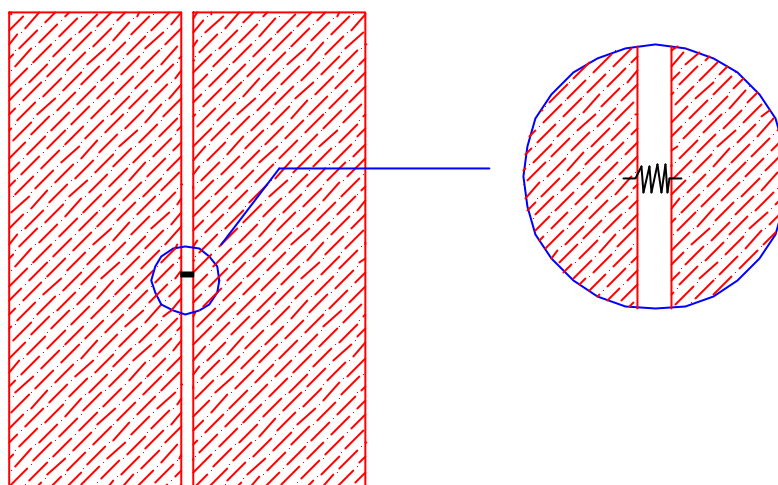


a) elevação na direção y



b) elevação na direção x

Figura 4.12- Disposição dos painéis no galpão pré-moldado



c) consideração da ligação entre painéis

Figura 4.12- Disposição dos painéis no galpão pré-moldado (cont.)

A ligação dos painéis na estrutura principal é feita por meio de parafusos ASTM A-307 de diâmetro 25,4mm (1") de comprimento 80mm, cujo detalhe está ilustrado pela Figura 4.13.

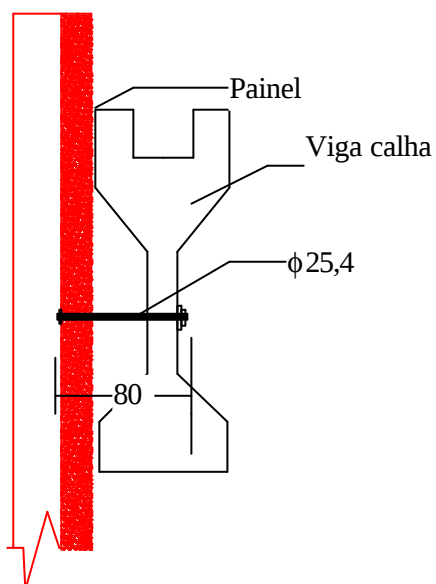


Figura 4.13- Detalhe da ligação (dimensões em mm)

Considerou-se a ligação por meio de molas cujas rigidezes verticais e horizontais correspondem àquelas calculadas de acordo com a eq. 3.1. Para o caso de ligação entre painéis, considerou-se a mesma rigidez calculada pela eq. 3.1.

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$E_c = 3000 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

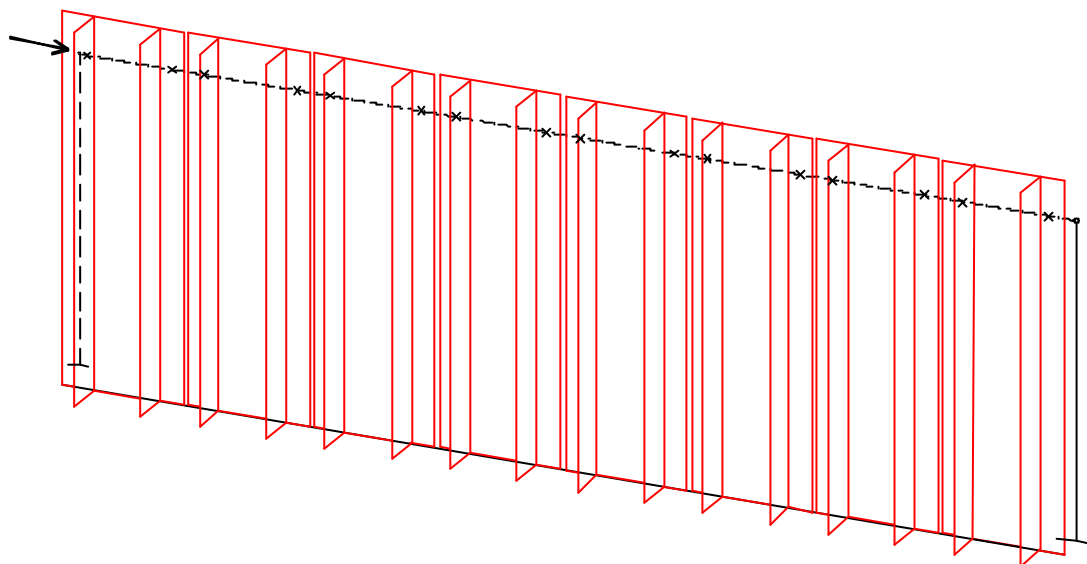
$$E_s = 21000 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$d_b = 2,54 \text{ cm}$$

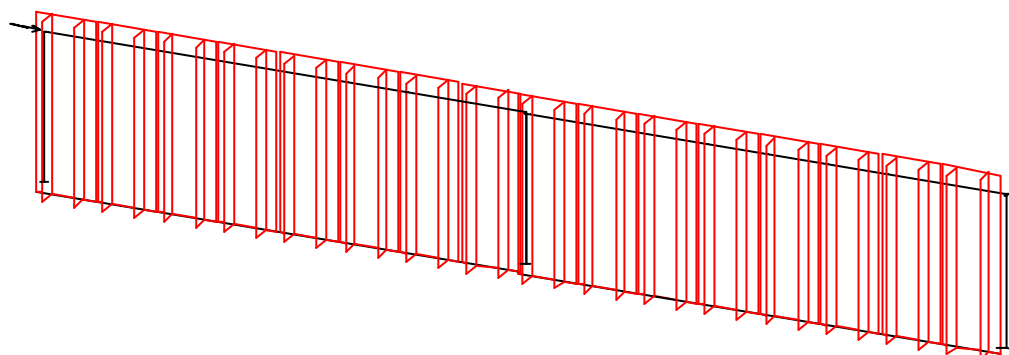
$$\lambda_{\tau b} = 9,94 \cdot 10^{-4} \text{ cm} / \text{kN}$$

$$k = 1005 \text{ kN} / \text{cm}$$

Definido o modelo do galpão, analisou-se a interação da estrutura com os painéis e as ligações. O esquema da estrutura e do painel estão ilustrados pela Figura 4.14. Os painéis foram modelados utilizando um elemento de casca, o QSI4, com 220 elementos, os pilares e as vigas utilizando um elemento de viga, o BMS3, e as ligações ora JNT4, ora BMS3, dependendo do caso.

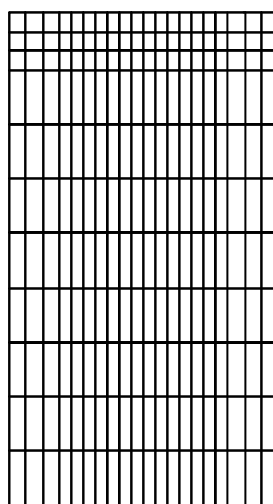


a) Esquema da estrutura na direção y



b) Esquema da estrutura na direção x

Figura 4.14- Esquema da estrutura e painéis



220 elementos

c) malha para os painéis

Figura 4.14- Esquema da estrutura e painéis (cont.)

Como passo preliminar na análise do galpão, determinou-se o deslocamento máximo da estrutura com e sem painéis de fechamento. Nos deslocamentos obtidos, ora foi desprezada a contribuição do enrijecimento das ligações entre painéis, ora considerada. Em seguida, acrescentam-se os painéis e efetuam-se as avaliações para os casos no plano e fora dele, incluindo tensões e esforços. Para as análises das tensões e deslocamentos, consideram-se atuando na estrutura, dois tipos de ações: a primeira corresponde ao efeito lateral (vento e frenagem) e a segunda ao efeito das variações volumétricas (fluência, retração e temperatura).

Para a ação 1, a força de cálculo atuando no topo do pilar para as duas direções (Figura 4.15), é: $H_{\text{total}} = 45,25 \text{ kN}$.

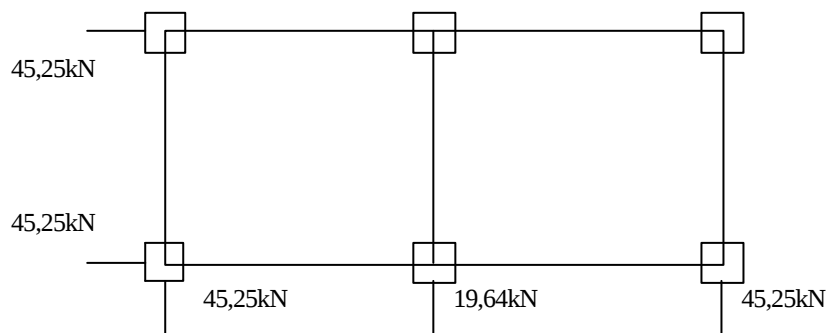


Figura 4.15- Ações devido ao vento na estrutura

Para a ação 2, adotou-se uma variação térmica de -35°C . Embora a NB-1 recomende valores compreendidos entre $\pm 10^{\circ}\text{C}$ e $\pm 15^{\circ}\text{C}$, devido à variação de temperatura da atmosfera, adotou-se, para o presente trabalho, uma variação de $\pm 20^{\circ}\text{C}$. Achou-se justificável tal valor, para elementos de fachada, em decorrência da grande variação térmica da atmosfera a que estão sujeitos.

A fim de englobar o efeito das variações volumétricas, foi adotada uma variação de temperatura de -15°C que considera a retração e a fluência. Ainda que acarrete altas deformações para a fluência, julgou-se o valor adotado razoável, pois, como se trata de elementos pré-moldados, tais deformações não são impostas imediatamente à sua montagem, apresentando-as mais elevadas, após a execução das peças. Quando se efetua a montagem, supõe-se que parte das deformações dos elementos sejam acomodadas pela estrutura.

Além das análises das ações em separado, fez-se a combinação desfavorável que possa atuar na estrutura.

4.2.2 Análise dos deslocamentos

Definida a estrutura de análise, avaliou-se o efeito do enrijecimento dos diferentes tipos de painéis, a partir dos deslocamentos no topo do pilar. Nas Tabelas 4.8 e 4.9 a seguir, encontram-se os deslocamentos, α , referentes ao topo para todas as análises, bem como os elementos finitos utilizados para cada caso.

Foram consideradas, durante as análises, as seguintes características:

- ⇒ Módulo de elasticidade longitudinal do concreto: $E_c = 30\text{GPa}$
- ⇒ Módulo de elasticidade longitudinal do aço: $E_c = 210\text{GPa}$
- ⇒ Coeficiente de Poisson do concreto: $\nu = 0,2$
- ⇒ Coeficiente de Poisson do aço: $\nu = 0,3$
- ⇒ Áreas das seções transversais das vigas e pilares: $A_v = 0,29\text{m}^2$; $A_p = 0,25\text{m}^2$
- ⇒ Momento de inércia das vigas e pilares: $I_v = 0,0432\text{m}^4$; $I_p = 0,00521\text{m}^4$

Tabela 4.8- Deslocamentos no topo do pilar e a descrição para cada caso na direção y

GALPÃO (Direção y) <u>nenhuma ligação entre painéis</u>		Descrição
estrutura principal e painéis ambos no plano	$a = 13,26 \text{ mm}$	elem. finito estrutura - <i>BEAM</i>
estrutura principal e painéis ambos no plano	$a = 0,87 \text{ mm}$	elem. finito estrutura/painel - <i>BMS3</i> / <i>QSI4</i> elem. finito ligação - <i>JNT4</i> malha do painel: <u>625</u> elementos
estrutura principal e painéis fora do plano distando	$a = 0,97 \text{ mm}$	elem. finito estrutura/painel - <i>BMS3</i> / <i>QSI4</i> elem. finito ligação - <i>BMS3</i> malha do painel: <u>625</u> elementos
GALPÃO (Direção y) <u>com ligação entre painéis</u>		Descrição
estrutura principal e painéis ambos no plano	$a = 13,26 \text{ mm}$	elem. finito estrutura - <i>BEAM</i>
estrutura principal e painéis ambos no plano	$a = 0,46 \text{ mm}$	elem. finito estrutura/painel - <i>BMS3</i> / <i>QSI4</i> elem. finito ligação - <i>JNT4</i> malha do painel: <u>625</u> elementos
estrutura principal e painéis fora do plano distando	$a = 0,49 \text{ mm}$	elem. finito estrutura/painel - <i>BMS3</i> / <i>QSI4</i> elem. finito ligação - <i>BMS3</i> malha do painel: <u>625</u> elementos

Tabela 4.9- Deslocamentos no topo do pilar e a descrição para cada caso na direção x

GALPÃO (Direção x) <u>nenhuma ligação entre painéis</u>		Descrição
estrutura principal e painéis ambos no plano	$\alpha = 8,84 \text{ mm}$	elem. finito estrutura - <i>BEAM</i>
estrutura principal e painéis ambos no plano	$\alpha = 0,28 \text{ mm}$	elem. finito estrutura/painel - <i>BMS3 / QSI4</i> elem. finito ligação - <i>JNT4</i> malha do painel: <u>625</u> elementos
estrutura principal e painéis fora do plano distando	$\alpha = 0,45 \text{ mm}$	elem. finito estrutura/painel - <i>BMS3 / QSI4</i> elem. finito ligação - <i>BMS3</i> malha do painel: <u>625</u> elementos

Um resumo dos deslocamentos está melhor representado pela Tabela 4.10:

Tabela 4.10- Resumo dos deslocamentos para os casos analisados

	Direção y (mm)			Direção x (mm)		
	estr. sem painel	estr. no plano	estr. fora do plano	estr. sem painel	estr. no plano	estr. fora do plano
Com ligação entre painéis (caso a) (mm)	13,26	0,46	0,49	-	-	-
Sem ligações entre painéis (caso b) (mm)	13,26	0,87	0,97	8,84	0,28	0,45

Com relação à interação entre painéis, verifica-se, pela tabela, que o painel enrijece a estrutura em aproximadamente 2 vezes, quando a interligação entre eles é considerada.

Observa-se, pelos resultados, que a resistência do conjunto completo (caso b) é 25 vezes maior que a do pórtico sem o painel confirmando o que foi dito anteriormente.

A utilização dos painéis de fechamento acarreta uma diminuição dos esforços de segunda ordem, que, em alguns casos, pode até ser desprezada. Para esta estrutura, a análise da estabilidade global, empregando o processo simplificado do coeficiente γ_z , é:

$$M_d = \gamma_z \cdot M_{1d}$$

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}}$$

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 tombamento na estrutura

M_d - momentos finais

Considera-se uma redução de 50% na rigidez (EI) da estrutura a fim de levar em conta a fissuração do concreto. Se $\gamma_z < 1,1$, os esforços de primeira ordem são desprezados; se $1,1 \leq \gamma_z \leq 1,2$, os esforços de segunda ordem devem ser considerados; se $\gamma_z > 1,2$, os esforços de segunda ordem devem ser calculados, utilizando-se um processo mais preciso.

Neste exemplo, achou-se interessante avaliar tal efeito para a direção x. Portanto, tem-se:

Desprezando os painéis de fechamento:

⇒ $H_{dtotal} = 45,25 \text{ kN}$

⇒ força vertical de cálculo devido ao peso próprio (V_{d1}): considerou-se as reações das telhas, das vigas de coberturas e carga acidental ($q = 0,50 \text{ kN/m}$)

$V_d = 1385,31 \text{ kN}$

⇒ desaprumo dos pilares: 2,5 cm

⇒ rigidez da estrutura :

$$I = \frac{0,45^4}{12} = 3,42 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$EI = 0,5 \cdot 310^7 \cdot (3 \cdot 3,42 \cdot 10^{-3}) = 102600 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$\Rightarrow M_{1d} = 45,25 \cdot 6,5 + 1385,31 \cdot 0,025 = 328,76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

⇒ deslocamentos:

$$a_1 = \frac{H_{d\text{total}} h^3}{3EI} = 0,0404 \text{ m}$$

$$a_2 = 0,0048 \text{ m}$$

⇒ acréscimo de esforços devido ao deslocamento da estrutura

$$\Delta M_d = V_d \cdot (a_1 + a_2) = 62,62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Considerando os painéis de fechamento:

⇒ deslocamentos:

$$a_1 = 0,00082 \text{ m}$$

$$a_2 = 0,0048 \text{ m}$$

⇒ acréscimo de esforços:

$$\Delta M_d = V_d \cdot (a_1 + a_2) = 7,85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Pela análise dos momentos de segunda ordem, nota-se que, para o caso da consideração do efeito de enrijecimento, o momento de segunda ordem diminui de 62,62 kN.m, para 7,85 kN.m, o que é uma grande vantagem. Avaliando o efeito da instabilidade, tem-se:

Desprezando os painéis de fechamento:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{62,62}{328,76}} = 1,23 \quad \therefore \text{esforços de segunda ordem devem ser considerados!!!!}$$

Considerando os painéis de fechamento:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{7,79}{328,76}} = 1,02 \quad \therefore \text{esforços de segunda ordem desprezados!!!!}$$

A partir dos resultados observa-se que o efeito de segunda ordem pode ser desprezado para o caso da estrutura que considera a interação de painéis de fechamento. Quando os painéis estão incorporados a estrutura, os esforços globais de segunda ordem tornam-se desprezíveis, se comparados com a estrutura sem painéis.

Portanto, a consideração do efeito de enrijecimento de painéis pode se tornar um aspecto positivo para a análise da estrutura, já que se tem uma acentuada redução dos efeitos de segunda ordem.

4.2.3 Análise das tensões nos painéis e esforços nas ligações

A partir dos deslocamentos acima, nota-se que há um enrijecimento adicional da estrutura principal quando se considera a interação dos painéis. Contudo esse enrijecimento acarreta, também, esforços nos painéis e nas ligações que geralmente não são analisados.

Aqui serão analisados os esforços nos painéis e nas ligações, para os dois carregamentos atuantes, utilizando o *software* LUSAS, verificando se estão dentro do limite aceitável.

4.2.3.1 Análise de tensões

Na Tabela 4.11, encontram-se os máximos valores (Figura 4.16) das tensões principais, para o painel mais crítico para a direção x. Está incorporada, ainda, no apêndice, a distribuição das tensões principais fornecida pelo *software* para os casos dos painéis no plano e fora dele.

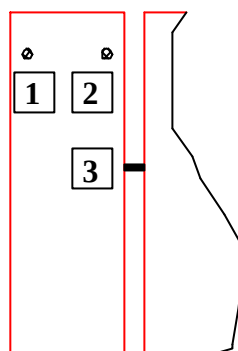


Figura 4.16- Pontos analisados para tensões e esforços

Tabela 4.11- Valores máximos de tensões principais em kPa para a direção y

Estrutura no plano sem ligação entre painéis (DIREÇÃO Y)		
ação 1	ação 2	combinação 1 e 2
1) 473	1) 3841	1) 5082
2) 328	2) 2035	2) 2770
Estrutura no plano com ligação entre painéis		
ação 1	ação 2	combinação 1 e 2
1) 412	1) 3318	1) 4394
2) 173	2) 2361	2) 2833
3) 1232	3) 8960	3) 11984
Estrutura fora do plano sem ligação entre painéis		
ação 1	ação 2	combinação 1 e 2
1) 437	1) 3158	1) 4227
2) 318	2) 1947	2) 2654
Estrutura fora do plano com ligação entre painéis		
ação 1	ação 2	combinação 1 e 2
1) 382	1) 2967	1) 3942
2) 179	2) 2196	2) 2814
3) 1226	3) 8647	3) 11602

A tensão de tração do concreto é, de acordo com a NB1, de 2,2 MPa. Pelas tabelas apresentadas pode-se perceber que a maior tensão de tração, encontrada para todos os casos, está localizada nos pontos de ligações entre painéis e seu valor é de 12,2 MPa, bem acima da norma.

4.2.3.2 Esforços resultantes nas ligações

Os maiores esforços resultantes obtidos, para a direção y, são os ilustrados na Tabela 4.12. Cabe salientar que os valores dos esforços na ligação correspondem à resultante da soma vetorial das duas componentes na direção do plano.

Para o máximo esforço resultante deve ser verificado se o mesmo ultrapassa a capacidade última da ligação. Portanto chega-se, adotando a ligação totalmente engastada, a uma estimativa de sua resistência [SALES & et al (1994)]:

⇒ *resistência ao cisalhamento:*

$$R_d = \phi_v \cdot 0,60 \cdot A_p \cdot f_u \Rightarrow R_d = 0,60 \cdot 0,60 \cdot 5,08 \cdot 41,5 \cdot 2 = 151,8 \text{ kN}$$

onde

R_d = resistência de cálculo

$\phi_v = 0,60$

A_p = área bruta do pino

f_u = tensão de escoamento do material

⇒ *resistência à flexão:* o máximo momento obtido nas análises é 15 kN.cm. Portanto tem-se:

$$f = \frac{M}{Z} \leq 0,9 \cdot f_u = 37,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f = \frac{15}{1,61} = 9,32 \text{ kN/cm}^2 < 37,5 \text{ OK}$$

onde

f = tensão à flexão

M = momento no pino

Z = momento estático dada por $\pi.r^3/4$

f_u = tensão de escoamento do material

Tabela 4.12- Valores máximos dos esforços em kN para a direção y

Estrutura no plano sem ligação entre painéis (DIREÇÃO Y)		
ação 1 (coeficiente de segurança 1,4)	ação 2 (coeficiente de segurança 1,2)	combinação 1 e 2
1) 4,3 2) 1,7	1) 42,7 2) 22,5	1) 55,4 2) 29,0
Estrutura no plano com ligação entre painéis		
ação 1	ação 2	combinação 1 e 2
1) 3,8 2) 3,2 3) 13,8	1) 46,0 2) 25,9 3) 130,0	1) 59,0 2) 34,3 3) 169,8
Estrutura fora do plano sem ligação entre painéis		
ação 1	ação 2	combinação 1 e 2
1) 4,5 2) 4,5	1) 34,2 2) 21,2	1) 45,5 2) 29,9
Estrutura fora do plano com ligação entre painéis		
ação 1	ação 2	combinação 1 e 2
1) 4,4 2) 4,3 3) 11,7	1) 22,3 2) 12,7 3) 127,5	1) 31,2 2) 19,5 3) 164,7

Com exceção da combinação 1 e 2 para ligações entre painéis, pode-se notar que, para os casos analisados, os esforços transmitidos estão dentro do permitido.

4.3 Exemplo de estrutura de vários pavimentos

4.3.1 Descrição da estrutura e painéis

Apresenta-se uma aplicação para um caso de vários painéis com vários pavimentos, seguindo a mesma linha anterior. Este exemplo corresponde a uma estrutura realizada em parte de concreto pré-moldado, cujos dados foram cedidos gentilmente pela Reago Indústria e Comércio S. A . Analisam-se esforços e o comportamento do conjunto para um caso de estrutura de vários pavimentos, através do qual se pode ter uma idéia da contribuição dos painéis e de sua influência nos esforços de pilares.

A estrutura principal é constituída de pilares pré-moldados engastados na fundação com vigas simplesmente apoiadas, através de pinos. Os painéis de fechamento, dispostos na direção horizontal, são ligados diretamente nos pilares. Neste trabalho é feita a análise de uma parte da estrutura, correspondendo a uma elevação de pilares.

Os painéis de fechamento possuem largura constante de 2500mm com os comprimentos indicados na Figura 4.17, possuindo espessura total de 180mm sendo 30mm de camada final de acabamento arquitetônico, conforme mostrado na Figura 4.18.

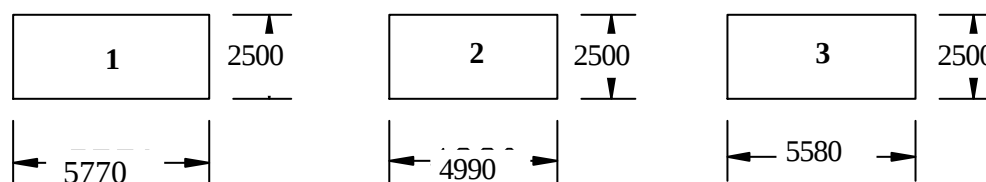


Figura 4.17- Tipos de painéis utilizados ao longo da estrutura (medidas em mm)

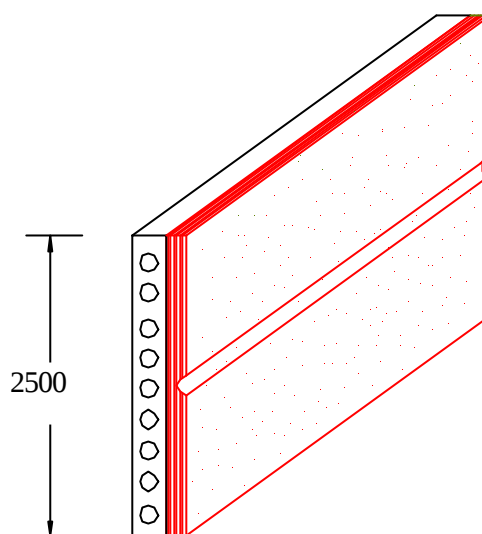


Figura 4.18- Vista do painel de fechamento com o acabamento (dimensões em mm)

Os painéis são dispostos uns sobre os outros mediante apoio de elastômero, e ligados aos pilares através de insertos metálicos, conforme representado na Figura 4.19.

Assim, para as ações verticais, as forças são transmitidas dos painéis superiores para os inferiores e do primeiro painel para a parte inferior dos pilares, mediante consolos, ou diretamente para os blocos de fundação, conforme o caso. De forma independente, as ações horizontais são transmitidas diretamente aos pilares, através de ligações apresentadas na Figura 4.20. A flexibilidade do pino da ligação, com comprimento de 200mm, permite a acomodação dos painéis, frente às variações volumétricas de temperatura, retração e fluência.

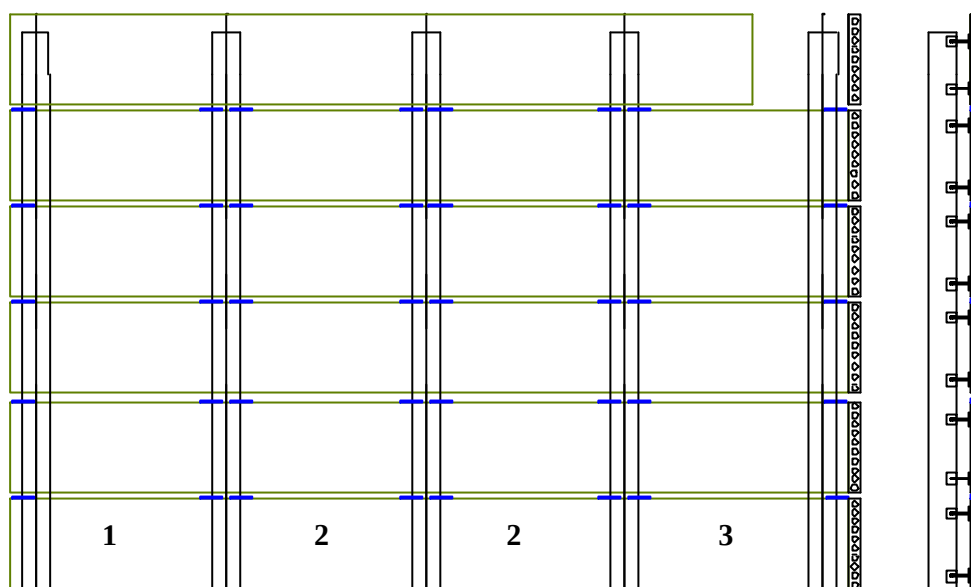


Figura 4.19- Disposição dos painéis na estrutura analisada

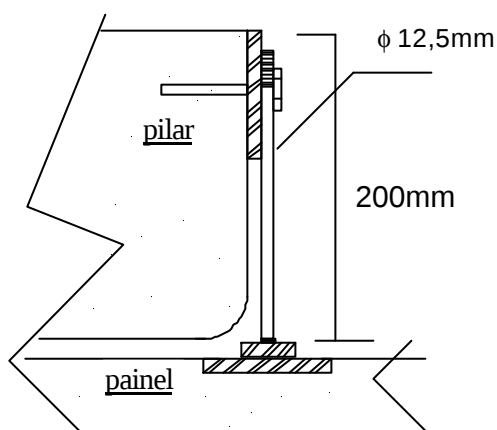


Figura 4.20- Tipo de ligação utilizada para interligar painéis e estrutura principal

Os valores das ações consideradas foram os mesmos adotados no exemplo anterior: o primeiro corresponde ao efeito da ação lateral (vento e frenagem) e o segundo, ao efeito das variações volumétricas (fluência, retração e temperatura).

A parte da estrutura, para os dois carregamentos, foi modelada da seguinte forma: a) pilares como elementos de barra perfeitamente engastados na fundação (Figura 4.21.a)); b) vigas como elementos de barra perfeitamente articulados nos pilares; c) os

painéis como elementos de casca, dispostos excentricamente em relação ao pórtico formado pelos pilares e vigas (Figura 4.21.b)); d) a ligação dos painéis com o pilares como barra de aço. Dessa forma, resultou um modelo tridimensional formado por elementos de barra e de casca. Os materiais foram considerados com comportamento elástico-linear.

Considerou-se a ligação entre painéis e estrutura principal também por molas com rigidezes vertical e horizontal calculadas de acordo com a eq. 3.1.

$$d = 200 \text{ mm}$$

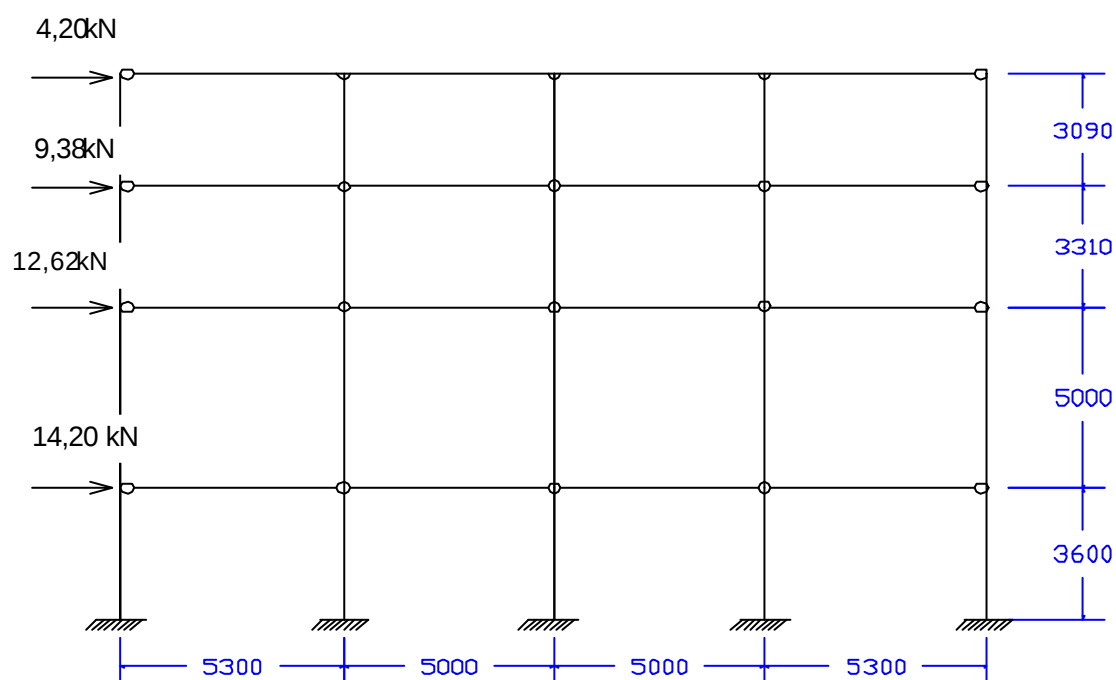
$$E_c = 3130 \text{ kN / cm}^2$$

$$E_s = 21000 \text{ kN / cm}^2$$

$$d_b = 12,5 \text{ mm}$$

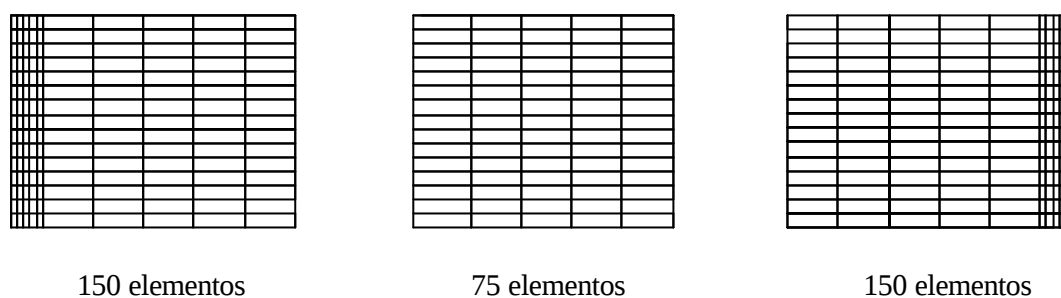
$$\lambda_{tb} = 0,265 \text{ cm / kN}$$

$$k = 3,77 \text{ kN / cm}$$



a) Esquema de análise da estrutura

Figura 4.21- Esquemas dos painéis e estrutura (cont.)



b) Esquema de análise dos painéis

Figura 4.21- Esquemas dos painéis e estrutura (cont.)

Os valores adotados para a resolução do exemplo estão listados a seguir.

- ⇒ Módulo de elasticidade longitudinal do concreto: $E_c = 31,30 \text{ GPa}$
- ⇒ Módulo de elasticidade longitudinal do aço: $E_c = 210 \text{ GPa}$
- ⇒ Coeficiente de Poisson do concreto: $\nu = 0,25$
- ⇒ Coeficiente de Poisson do aço: $\nu = 0,3$
- ⇒ Áreas das seções transversais das vigas $200\text{mm} \times 400\text{mm}$ e pilares $600\text{mm} \times 600\text{mm}$:
 $A_v = 0,0800\text{m}^2$; $A_p = 0,36\text{m}^2$
- ⇒ Momentos de inércia das vigas(I_v) e pilares (I_p) : $I_v = 0,0432\text{m}^4$ $I_p = 0,00521\text{m}^4$
- ⇒ Espessura do painel, se considerado maciço: $e = 18 \text{ cm}$
- ⇒ Carregamento de vento: $q = 0,8 \text{ kN/m}^2$

Inicialmente, foi feita uma avaliação do comportamento da estrutura, considerando o pórtico formado pelos pilares e vigas sem a consideração dos painéis. Em seguida, analisou-se o deslocamento no topo para os casos de excentricidade da ligação de 200mm, 50mm e 10mm. Além dos deslocamentos, foram analisados, para as três excentricidades, os esforços nas ligações, bem como as tensões nos painéis devidas às ações laterais e variações volumétricas.

Para a ação 1, adotou-se a ação do vento igual a da Figura 4.21.a).

Para a ação 2, adotou-se uma variação térmica de -35°C , conforme exemplo anterior, a fim de englobar os efeitos da temperatura da atmosfera, retração e fluência.

4.3.2 Análise dos deslocamentos

Para a análise dos deslocamentos, considerou-se a ação de vento incidindo no plano do painel.

Analizou-se a estrutura de vários pavimentos, conforme dito anteriormente, sem os painéis de fechamento, e, em seguida, considerando sua interação com a estrutura principal. Os resultados estão apresentados na Tabela 4.13 que ilustra, para cada análise, uma descrição dos elementos finitos utilizados, bem como seu respectivo deslocamento referente ao topo, para a ação 1.

Os resultados encontrados mostram que, como seria de esperar, o grau de restrição promovido pelos painéis de fechamento é desprezível, pois o deslocamento horizontal no topo dos pilares praticamente não foi afetado, principalmente em virtude do tipo de ligação escolhida, extremamente deformável.

A Figura 4.22 mostra a variação do deslocamento horizontal no topo do pilar em função do comprimento do pino da ligação, para o carregamento 1 (vento). Observa-se que a redução do comprimento do pino diminui a deformabilidade da ligação, promovendo um enrijecimento da estrutura, frente às ações laterais, o que reflete uma redução no deslocamento no topo do pilar.

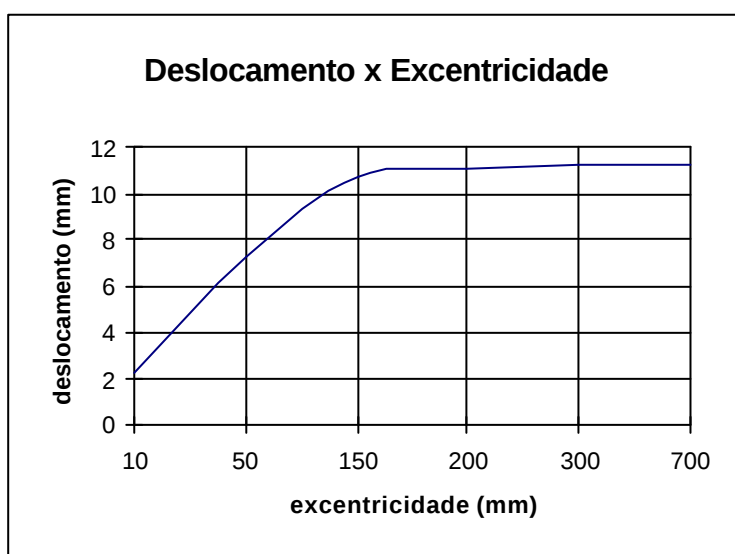


Figura 4.22- Representação da excentricidade x deslocamento

Tabela 4.13- Deslocamentos no topo do pilar com a descrição dos elementos utilizados para todos os casos

			Descrição		
Análises		a _{topo} (mm)	painel	estrutura	ligação
pórtico sem o painel	1	11,24	—	BEAM (viga)	—
modelo tridimensional com painéis dispostos excentricamente de 200mm	2	11,03	QSI4 (casca)	BMS3 (viga)	BMS3 (viga)
estrutura completa, no plano, desprezando a deformabilidade das ligações	3	1,05	QSI4 (casca)	BMS3 (viga)	BMS3 (viga)
estrutura completa, no plano, com a consideração da deformabilidade das ligações	4	11,03	QPM4 (chapa)	BEAM (viga)	JNT3 (mola)
modelo tridimensional com painéis dispostos excentricamente de 50mm	5	7,31	QSI4 (casca)	BMS3 (viga)	BMS3 (viga)
modelo tridimensional com painéis dispostos excentricamente de 10mm	6	2,21	QSI4 (casca)	BMS3 (viga)	BMS3 (viga)

Conforme foi visto, variando-se o comprimento do pino, pode-se variar a rigidez da estrutura, cujo efeito pode ser aproveitado fazendo seu redimensionamento de forma a reduzir as dimensões dos pilares, assegurando uma relativa economia de material.

Tomando como referência o deslocamento horizontal no topo do pilar, pode-se reduzir a seção dos pilares de 600mm x 600mm para 500mm x 500mm com comprimento

do pino da ligação de 50mm, ou seja, o deslocamento horizontal no topo do pilar da situação real com pilares de 600mm x 600mm com comprimento do pino de 200mm é aproximadamente igual ao de pilares de 500mm x 500mm com comprimento de pino de 50mm.

A partir daí, observa-se uma redução do volume de concreto da seção de 600mm x 600mm para 500mm x 500mm em torno de 31%, mas deve-se salientar que tal redução implica também no aumento dos esforços nas ligações, o que, em alguns casos, pode inviabilizar o projeto. Deve-se analisar a relação dos custos do volume de concreto e das ligações para cada caso isolado e definir com precisão se a redução acarreta gastos menores.

Pode-se, ainda, com a diminuição da seção do pilar, obter uma redução da armadura utilizada. Portanto tem-se a partir dos resultados:

Pilar 500mm x 500mm	Pilar 600mm x 600mm
$\begin{cases} M = 4520,03 \text{ kN} \cdot \text{cm} \\ N = -8,13 \text{ kN} \end{cases}$	$\begin{cases} M = 5407 \text{ kN} \cdot \text{cm} \\ N = -9,12 \text{ kN} \end{cases}$
$A_s = 5,75 \text{ cm}^2 \quad \therefore \quad 8 \text{ } \phi 10 \text{ (6,40 cm}^2\text{)}$	$A_s = 8,28 \text{ cm}^2 \quad \therefore \quad 8 \text{ } \phi 12,5 \text{ (10 cm}^2\text{)}$
$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{6,4}{2500} = 0,00256$	$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{10}{3600} = 0,00278$
<u>resulta $\rho = 0,256\%$</u>	<u>resulta $\rho = 0,278\%$</u>

Portanto percebe-se que a taxa de armadura para ambas as situações é bem próxima. A redução de 31% no volume de concreto corresponde a uma redução global da ordem de 20% no custo dos pilares.

O redimensionamento de uma estrutura ocasiona um projeto que incorpora os painéis de fechamento trabalhando em conjunto com a estrutura principal, ou seja, os mesmos atuando como um elemento estrutural. Dessa maneira, deve-se tomar o cuidado de alterar a disposição desses elementos em futuras reformas, pois poderia acarretar a um esforço adicional na estrutura principal, não considerado no projeto.

4.3.3 Análise de tensões nos painéis e de esforços nas ligações

A partir dos deslocamentos acima, nota-se que há um enrijecimento adicional da estrutura principal quando se considera a interação dos painéis. Contudo esse enrijecimento acarreta, também, esforços nos painéis e nas ligações, geralmente não analisados.

Utilizando o *software* LUSAS, foram avaliados os esforços nos painéis e nas ligações desprezando-se ou não o efeito da temperatura, para os seguintes casos:

- CASO 1 - pilar 600mm x 600mm com excentricidade na ligação de 200mm;
- CASO 2 - pilar 600mmx600mm com excentricidade na ligação de 50mm;
- CASO 3 - pilar 600mmx600mm com excentricidade na ligação de 10mm;
- CASO 4 - pilar 500mmx500mm com excentricidade na ligação de 50mm;
- CASO 5 - pilar 400mmx400mm com excentricidade na ligação de 10mm.

4.3.3.1 Tensões nos painéis

A seguir, nas figuras 4.22 a 4.24, estão listados os máximos valores das tensões principais nos painéis, para os casos 2 e 4, para ambas as ações. Está incorporada, ainda, no apêndice, a distribuição das tensões principais fornecida pelo *software*.

2,155	3,516	-0,567	3,542	-0,567	3,558	0,774	
0,792	-0,532	3,533	-0,569	3,552	-0,568	4,048	
2,144	3,434	-0,5621	3,464	-0,560	3,487	-0,521	0,994
0,772	-0,528	3,457	-0,563	3,482	-0,561	3,497	2,081
2,042	3,217	-0,534	3,250	-0,531	3,277	-0,493	0,936
0,72	-0,502	3,244	-0,535	3,274	-0,532	3,293	1,968
1,786	2,744	-0,465	2,787	-0,461	2,816	0,426	0,805
0,61	-0,440	1,343	-0,465	2,817	-0,460	2,836	1,700
1,132	1,974	-0,337	1,994	-0,331	1,974	-0,305	0,574
0,447	-0,318	2,010	-0,334	2,021	-0,318	2,028	1,213
0,523	0,804	-0,133	0,799	-0,130	0,797	-0,119	0,226
0,187	-0,124	0,816	-0,130	0,807	-0,128	0,800	0,472

Figura 4.22-Valores extremos das tensões principais em kPa : ação 1, pilares 600x600mm² , comprimento de pino de 200mm

102,1	84,0	-13,68	85,32	-13,68	86,06	-13,60	
52,94	-12,75	84,92	-13,74	85,32	-13,80	86,00	
106,39	85,89	-14,20	87,0	-14,15	87,46	-13,07	60,46
54,15	-13,24	86,9	-14,23	87,51	-14,15	87,29	106,4
108,8	86,7	-14,46	88,1	-14,38	88,8	-13,27	61,46
54,74	-13,52	87,98	-14,48	88,70	-14,40	88,75	108,1
102,54	80,7	-13,64	82,29	-13,54	83,03	-12,48	57,55
50,59	-12,80	82,24	-13,66	83,01	-13,56	83,08	101,7
82,16	63,3	-10,75	64,22	-10,60	64,6	-9,72	44,74
128,4	-10,80	64,69	-10,70	64,94	-10,58	64,74	79,17
35,51	28,2	-4,63	28,1	-4,53	28,03	-4,35	19,15
18,61	-4,32	28,69	-4,58	28,42	-4,53	27,91	33,81

Figura 4.23- Valores extremos das tensões principais máximas em kPa: ação 1 pilares 500x500mm² , comprimento de pino de 50mm

480	6890	740	740	7120	730	730	
4670	690	730	730	710	690	720	
480	690	720	720	720	720	700	510
470	690	710	720	720	730	690	480
480	680	710	710	710	720	670	500
450	680	700	710	710	700	690	470
420	600	690	690	690	690	610	440
410	600	690	690	690	690	610	430
440	680	700	710	710	700	680	460
490	660	720	710	710	720	670	510
480	720	740	750	750	740	720	500
510	710	760	750	750	760	710	530

Figura 4.24- Valores máximos das tensões em kPa; ação 2, pilares 500x500mm², comprimento de pino de 50mm

Pode-se notar na distribuição das tensões principais, que a maior concentração das tensões ocorre nos pontos de ligações.

A tensão de tração, de acordo com a NBR1, é de 2,2 MPa. Pelas figuras exibidas pode-se perceber que a maior tensão de tração encontrada para todos os casos não ultrapassa o valor dado em norma para a situação real.

4.3.3.2 Esforços resultantes nas ligações

Os máximos esforços resultantes, obtidos para os casos 2 e 4 estão ilustrados nas Figuras 4.25 a 4.27. Para o máximo esforço resultante deve-se verificar se o mesmo ultrapassa a capacidade última da ligação. Deve-se salientar que os valores obtidos representam a soma vetorial das duas componentes no plano. Os outros casos podem ser encontrados no apêndice.

A resistência da ligação é governada pela resistência do pino de aço e pela resistência do concreto junto ao inserto metálico. A resistência característica da ligação medida em ensaio foi de 23 kN, indicando que existe elevado nível de segurança na ligação uma vez que os esforços solicitantes são bastante inferiores.

Portanto chega-se, adotando a ligação totalmente engastada, a uma estimativa de sua resistência:

⇒ *resistência ao cisalhamento:*

$$\bullet R_d = \phi_v \cdot 0,75 \cdot A_p \cdot f_u \quad \Rightarrow \quad R_d = 0,60 \cdot 0,75 \cdot 1,23 \cdot 41,5 = 22,97 \text{ kN}$$

• resistência característica medida em ensaio: 23 kN

onde

R_d = resistência de cálculo

$\phi_v = 0,60$

A_p = área bruta do pino

f_u = tensão de escoamento do material

A resistência será a menor delas : 22,97kN

⇒ *resistência à flexão:* o máximo momento obtido nas análises é 1,5 kN.cm. Portanto tem-se:

$$f = \frac{M}{Z} \leq 0,9 \cdot f_u = 37,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f = \frac{10}{1,61} = 7,89 \text{ kN/cm}^2 < 37,5 \text{ OK!!!}$$

onde

f = tensão à flexão

M = momento no pino

Z = momento estático dada por $\pi \cdot r^3/4$

f_u = tensão de escoamento do material

Com exceção da ação 2, que eleva bastante os valores dos esforços, pode-se notar que, para os casos analisados, os esforços transmitidos estão dentro do permitidos. Quando se tem comprimento de pino de 50mm e pilar de seção 500mm x 500mm, os esforços ultrapassam o valor limite de 22,97kN, mas ficam bem próximos dele. Para a situação crítica de comprimento de pino de 10mm, os esforços são extremamente altos.

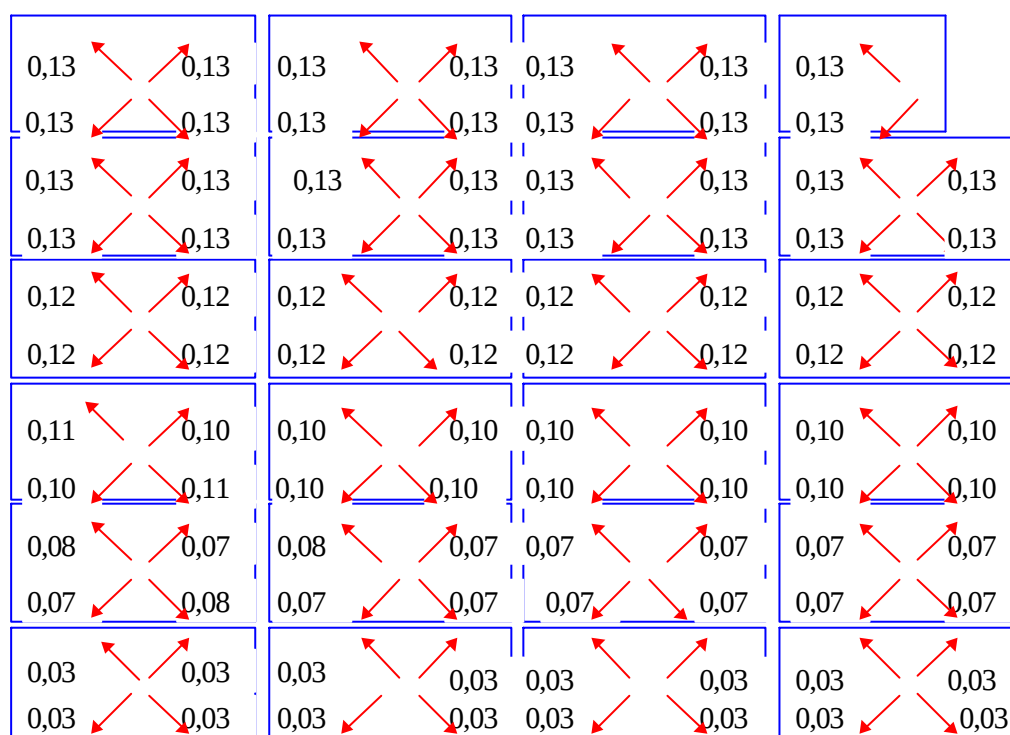


Figura 4.25- Esforços de cisalhamento em kN : ação 1, pilares 600x600mm², comprimento de pino de 200mm

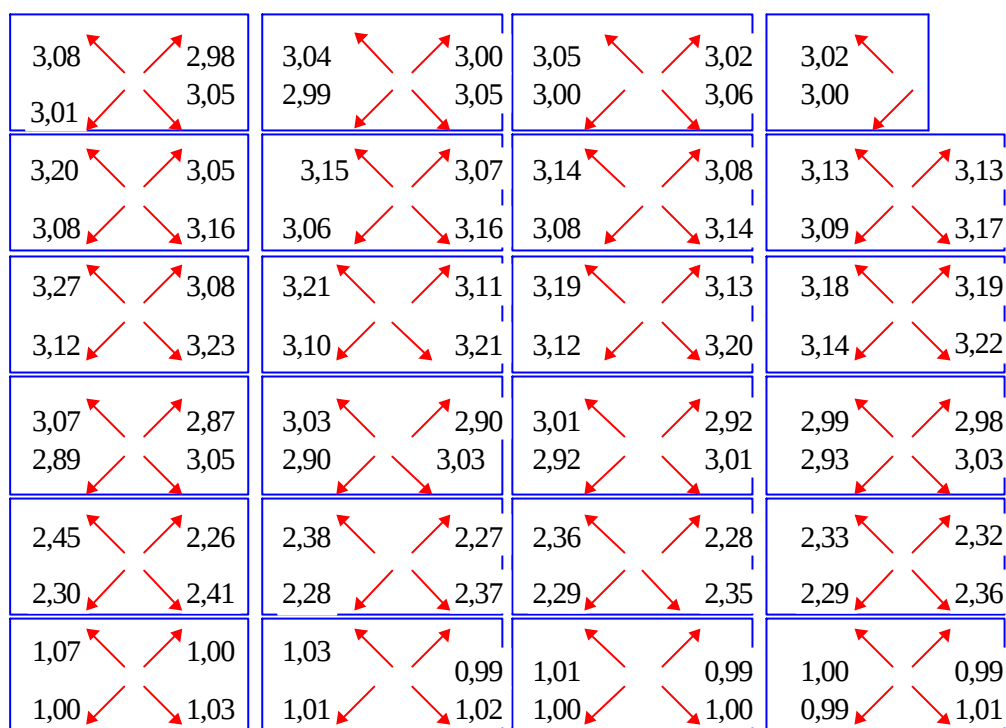


Figura 4.26- Esforços de cisalhamento em kN : ação 1, pilares 500x500mm², comprimento de pino de 50mm

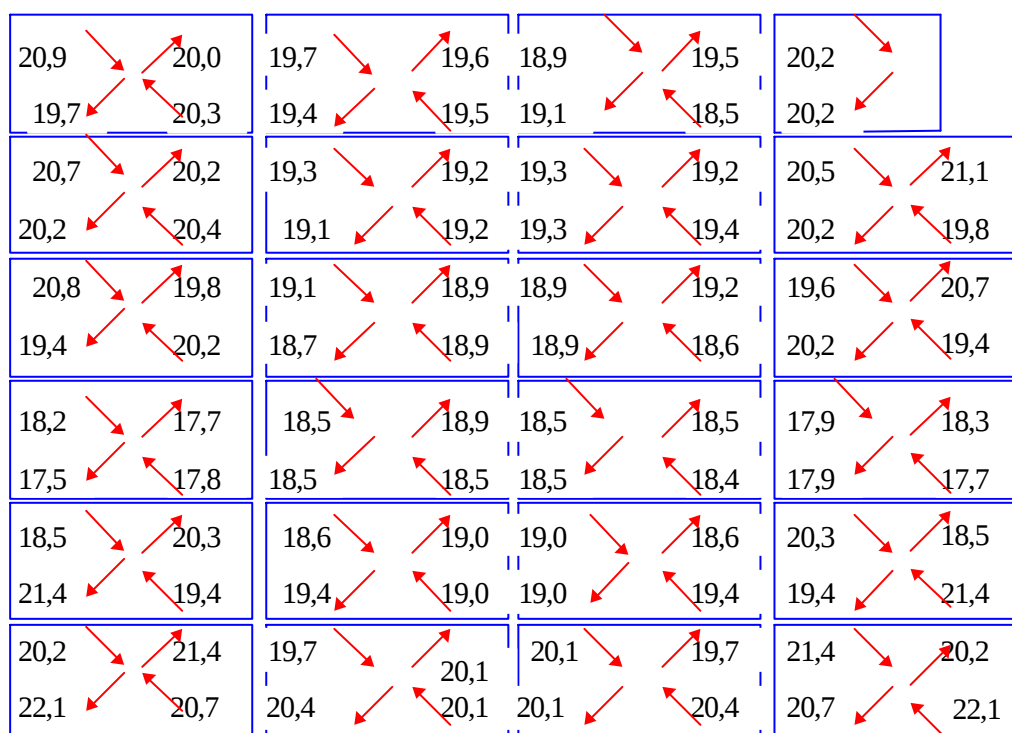


Figura 4.27- Esforços de cisalhamento em kN; ação 2, pilares 500x500mm², comprimento de pino de 50mm

A partir de todos os resultados dos esforços relacionados acima, pode-se construir uma tabela que visualize um resumo dos mesmos. A partir da Tabela 4.14, observa-se que:

- ⇒ tantos os esforços nas ligações como as tensões principais são aproximadamente iguais, quando se passa de pilares de 600mm x 600mm, com pino de comprimento de 50mm e de pilares de 500 x 500mm, com pino de comprimento 50mm. Assim, podem ser estendidas as mesmas considerações com relação à resistência da ligação e do dimensionamento dos painéis, que não deve significar sensíveis diferenças nos custos dessas partes;
- ⇒ os esforços nas ligações aumentam com a redução do comprimento do pino;
- ⇒ pelos valores indicados na Tabela 4.14, tem-se que os esforços e as tensões principais crescem com a redução do comprimento, de forma diferente nas duas ações. Com a ação 2, o crescimento desses parâmetros é bastante acentuado, devido à variação volumétrica dos painéis; e
- ⇒ para comprimento de pino de 10mm, os esforços na ligações são superiores aos valores de resistência, embora as tensões principais indicassem que não haveria dificuldades em dimensionar os painéis para a situação em questão.

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 600mmx600mm ligação e=200mm	11,03	plano : 0,098 fora do plano : 0,098	plano : 6,56 fora do plano : 6,56	plano : 0,30 fora do plano : 0,43	plano : 9,75 fora do plano : 10,85
pilares 600mmx600mm ligação e=50mm	7,31	2,30	60,45	6,80	224,86
pilares 600mmx600mm ligação e=10mm	2,21	5,20	214,47	45,6	1391,15
pilares 500mmx500mm ligação e=50mm	11,15	3,14	88,81	7,81	251,77
pilares 400mmx400mm ligação e=10mm	3,02	10,1	350,54	-	-

Tabela 4.14 - Resumo de tensões, deslocamentos e esforços nas ligações para os casos analisados

5 **Considerações finais e conclusões**

Em geral, os elementos de fechamento não são considerados no enrijecimento da estrutura; no entanto foi visto que tal efeito é considerável podendo ser incorporado ao projeto. Para estruturas pré-moldadas, mesmo em pequenas alturas, têm-se, em decorrência do tipo de ligação entre elementos, pouca rigidez e significativos efeitos globais de segunda ordem. Nesses casos, os painéis de fechamento desempenham um importante papel no enrijecimento da estrutura principal.

As principais conclusões gerais, a respeito da influência do painel de fechamento, listam-se a seguir:

- a) os painéis de fechamento de concreto pré-moldado podem ser incluídos numa estratégia de projeto para resistência da estrutura às ações laterais;
- b) a partir da consideração da interação entre painéis de fechamento com a estrutura principal pode-se obter uma redução nas solicitações da estrutura principal, variando a deformabilidade da ligação;

- c) o aumento do enrijecimento da estruturas 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;
- d) mesmo painéis com aberturas, com menores espessuras, e nervuras contribuem efetivamente no enrijecimento, conforme se mostrou no primeiro exemplo;
- e) da análise do painel isolado, nota-se que ocorre uma diferença significativa dos deslocamentos no topo, para as situações do painel no plano, e fora dele;
- f) na estrutura de um único pavimento analisada, a consideração de interação possibilita a passagem de situação em que os efeitos globais de segunda ordem são relevantes para aquela em que tais efeitos são desprezíveis. Para a estrutura analisada de vários pavimentos, a consideração de interação resulta em significativas economias de materiais; e
- g) mediante a estratégia de projeto de considerar os painéis de fechamento na resistência das ações laterais, podem ser atingidas significativas economias globais, a partir do redimensionamento dos pilares, levando, com isso, a estruturas mais econômicas. No exemplo desenvolvido, esta economia é da ordem de 20% no custo dos pilares.

Como prolongamento desta pesquisa, pode-se desenvolver tanto um método prático e rápido que incorpore a interação dos painéis sem a utilização de quaisquer recursos computacionais, como avaliar o efeito de enrijecimento, considerando o comportamento não-linear do concreto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA (1986).
Manual técnico de pré-fabricados de concreto. São Paulo, ABCI/ Projeto.

BELLEI, I. H. (1994). *Edifícios industriais em aço*. São Paulo, Pini. p.53-76.

BLJUGER, F. E. (1988). *Design of precast concrete structures*. Chichester, England, Ellis Horwood.

CHARNEY, F. A. ; HARRIS J. R. (1989). The effect of architectural precast concrete cladding on the lateral response of multistory buildings. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ARCHITECTURAL PRECAST CONCRETE CLADDING: ITS CONTRIBUTION TO LATERAL RESISTANCE OF BUILDINGS, Chicago, USA, 8-9 Nov.*Proceedings*.

EL DEBS, M. K. (1996). *Estruturas pré-moldadas de concreto*. São Carlos, EESC - USP.
(Notas de aula da disciplina “SET 861 - Estruturas pré-moldadas de concreto”)

FEDERATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAÎTE (1982). *The design, manufacture and erection of architectural concrete elements: guide to good practice*. FIP

FERREIRA, M. A. (1993). *Estudo de deformabilidades de ligações para a análise linear em pórticos planos de elementos pré-moldados de concreto*. São Carlos. 166p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

GAIOTTI, R. ; STAFFORD SMITH, B. (1993). Effect of precast cladding on the wind load response of tall building structures. *PCI Journal*, v.38, n.2, p. 72-84.

GAIOTTI, R. ; STAFFORD SMITH, B. (1992). Stiffening of moment-resisting frame by precast concrete cladding. *PCI Journal*, v.37, n.5, p. 80-92.

GAIOTTI, R. (1990). *Interactive Effects of non-structural elements on the behaviour of tall building structures*. Ottawa. 360 p. Doctor degree thesis - University of Canadá.

GOODNO, B. J. ; CRAIG, J. I. (1989). Historical overview of studies on contribution of cladding to lateral resistance of buildings. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ARCHITECTURAL PRECAST CONCRETE CLADDING: ITS CONTRIBUTION TO LATERAL RESISTANCE OF BUILDINGS, Chicago, USA, 8-9 Nov. *Proceedings*.

GOODNO, B. J. ; PALSSON, H. (1986). Analytical studies of building cladding. *Journal of Structural Engineering*, v.112, n.4, p. 665-676.

- HENRY, R. M. ; ROLL. F. (1986). Cladding-frame interation. *Journal of Structural Engineering*, v.112, n.4, p. 815-834.
- KONCZ, T. (1975). *Manual de la construccion prefabricada*. Madrid, Hermann Blume.
- LUSAS (1995). *Finite element analysis system: user manual, versão 11.0*. Kingston upon Thames, UK, FEA - Finite element analysis.
- MILLER, C. J. (1972). *Analysis of multistory frames with light gauge steel panel infills*. Ithaca, School of Civil and Environmental Engineering Cornell Universty, Departament of Sctrutural Engineering. Report nº349.
- OLIN, J. ; HAKKARAINEN, T.; RAMA, M. (1985). *Connections and joints between precast concrete units*. Espoo, Julkaisija-Utgivare.
- PHILLIPS, W. R.; SHEPPARD, D. A. (1988). *Plant-cast precast and prestressed concrete: a design guide*. 3. ed. Mcgraw-Hill.
- PRESTRESSED/PRECAST CONCRETE INSTITUTE (1988). *Design and typical details of connections for precast and prestressed concrete*. Chicago, PCI.
- PRESTRESSED/PRECAST CONCRETE INTITUTE (1992). *PCI design handbook: precast and prestressed concrete*. Chicago, PCI.
- PRESTRESSED/PRECAST CONCRETE INSTITUTE (1989). *PCI manual for structural design and architectural precast concrete*. Chicago, PCI.

PUBAL, Z. (1986). *Theory and calculation of frame structures with stiffening walls*.

Prague, Czechoslovakia, Elsevier.

TAYLOR, H. P. J. (1992). *Precast concrete cladding*. London, Edward Arnold.

VASCONCELOS, A . C. (1988). *O desenvolvimento da pré-fabricação no Brasil*.

Revista Politécnica, v.200.

APÊNDICE

Neste apêndice, apresentam-se a distribuição das tensões e os valores extremos das tensões nos painéis e esforços nas ligações decorrentes das ações do vento (ação 1) e variações volumétricas (ação 2), para os três exemplos analisados. As figuras 1 a 8 (representando o painel isolado), 9 a 15 (estrutura de um pavimento) e 16 a 21 (estrutura de vários pavimentos), são obtidas pela saída gráfica do “software” LUSAS. As subseqüentes representam os valores extremos de tensões e esforços para os pontos de ligações dos painéis com a estrutura principal.



Figura 1- Esforços de cisalhamento em kN : ação 1, pilares 600x600mm², comprimento de pino de 50mm

72,31 36,94	58,78 3,61	-9,66 59,50	59,836 -9,72	-9,65 60,00	60,453 -9,73	9,70 59,58
68,62 36,82	58,52 -9,21	-9,84 59,33	59,5 -9,87	-9,79 59,94	60,025 -9,981	-9,03 60,10
73,39 35,76	56,7 -9,10	-9,70 57,75	57,8 -9,73	-9,62 58,48	58,5 -9,64	-8,86 58,74
66,97 31,64	50,5 -8,32	-8,82 51,81	51,79 -8,83	-8,71 52,54	52,51 -8,72	-7,99 52,79
51,95 24,41	38,1 -6,31	-6,69 39,25	38,79 -6,63	-6,54 39,50	39,1 -6,51	-5,97 39,45
21,59 10,8	16,4 -2,58	-2,86 16,86	16,3 -2,70	-2,67 16,61	16,30 -2,65	-2,43 16,31
						17,14 23,78
						16,73 23,3
						15,02 21,04
						11,18 15,66
						18,36 6,36

Figura 2-Valores extremos das tensões principais em kPa : ação 1, pilares 600x600mm², comprimento de pino de 50mm

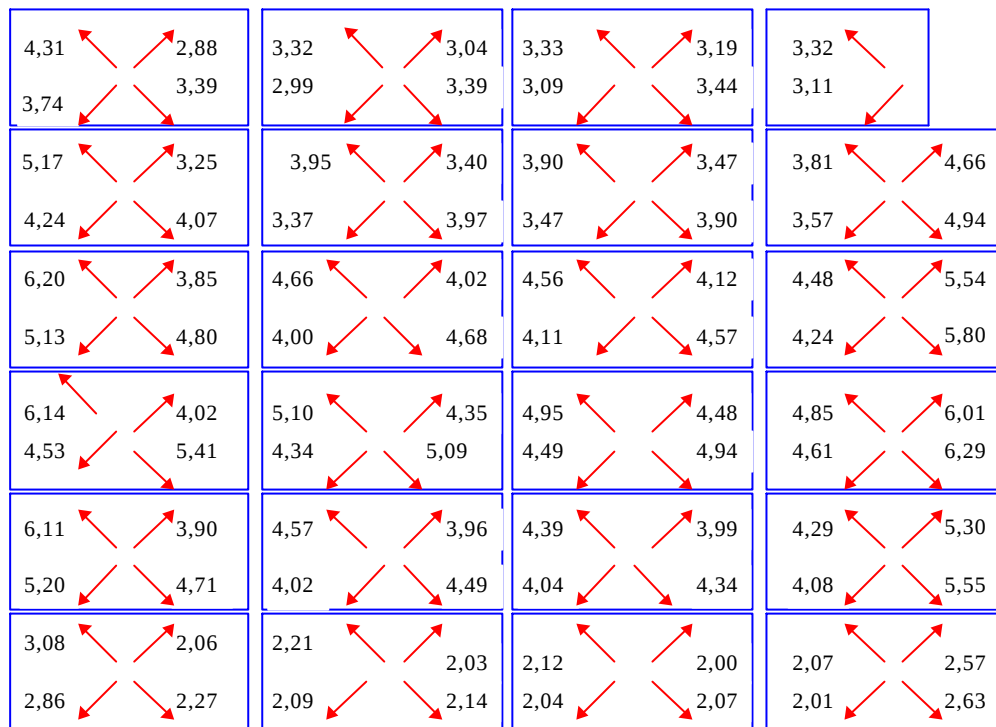


Figura 3-Esforços máximos em kPa : ação 1, pilares 600x600mm², comprimento de pino de 10mm

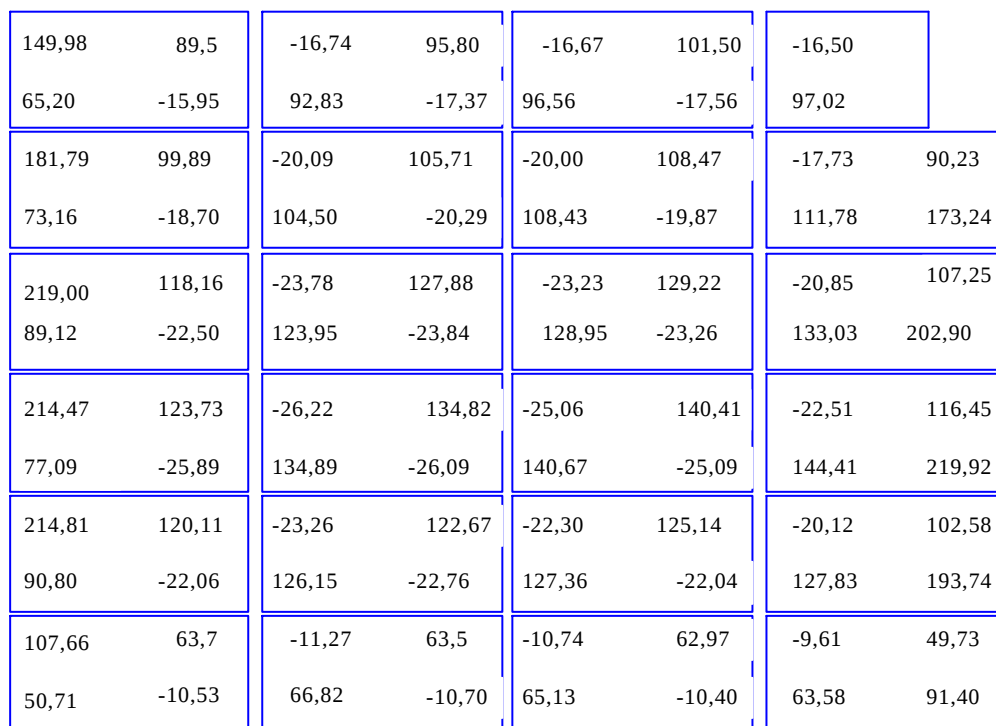


Figura 4-Valores extremos das tensões principais em kPa : ação 1, pilares 600x600mm², comprimento de pino de 10mm

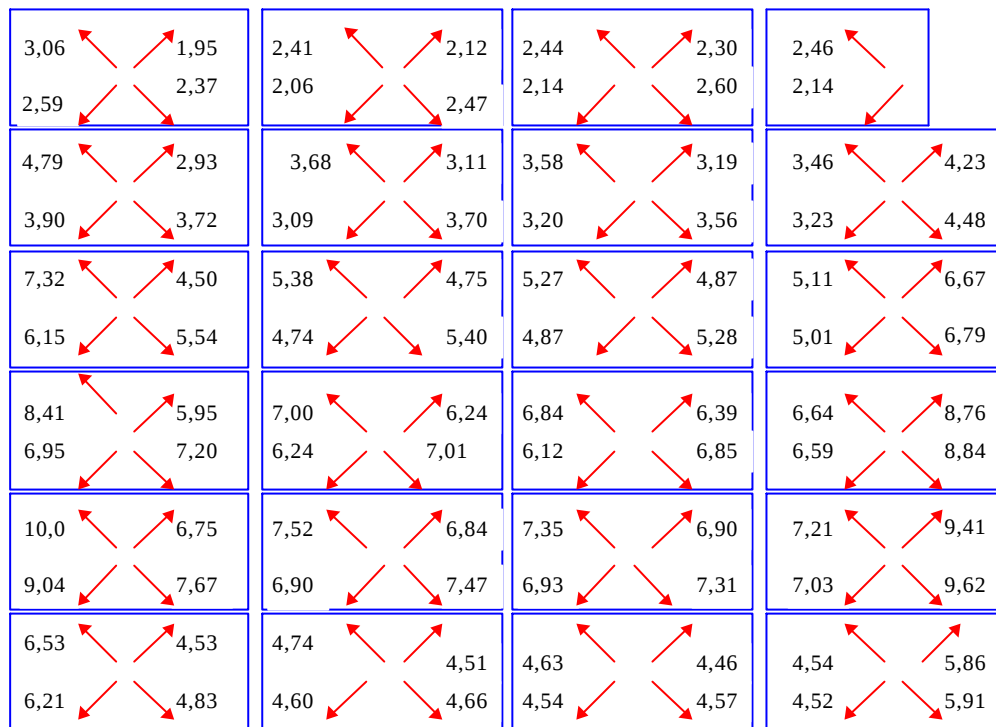


Figura 5-Esforços máximos em kPa : ação 1, pilares 400x400mm², comprimento de pino de 10mm

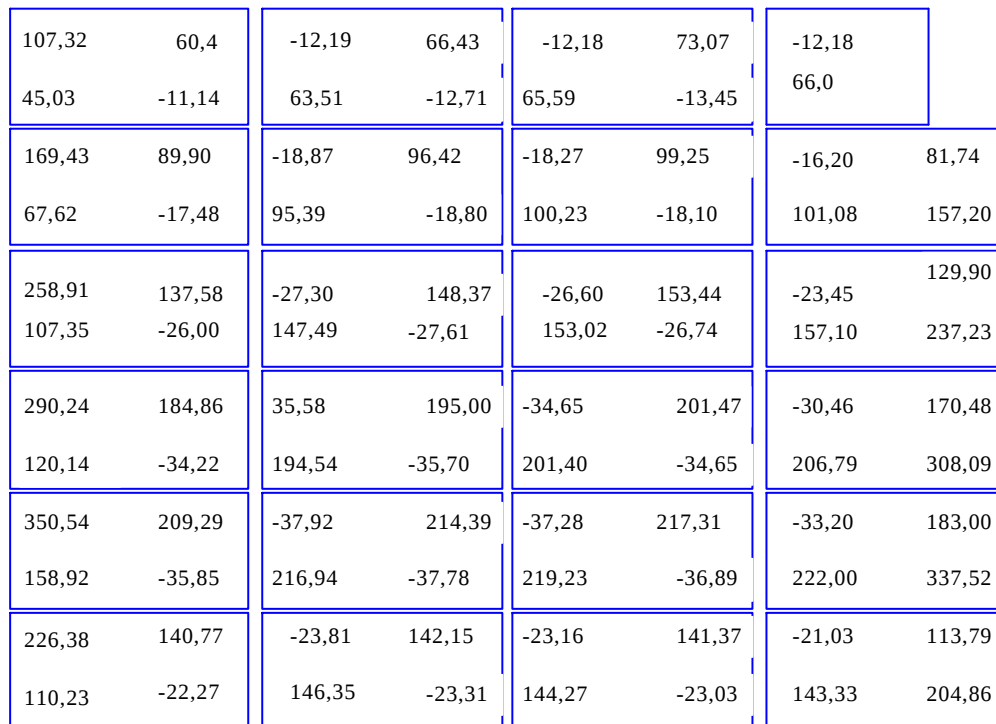


Figura 6-Valores extremos das tensões principais em kPa : ação 1, pilares 400x400mm², comprimento de pino de 10mm

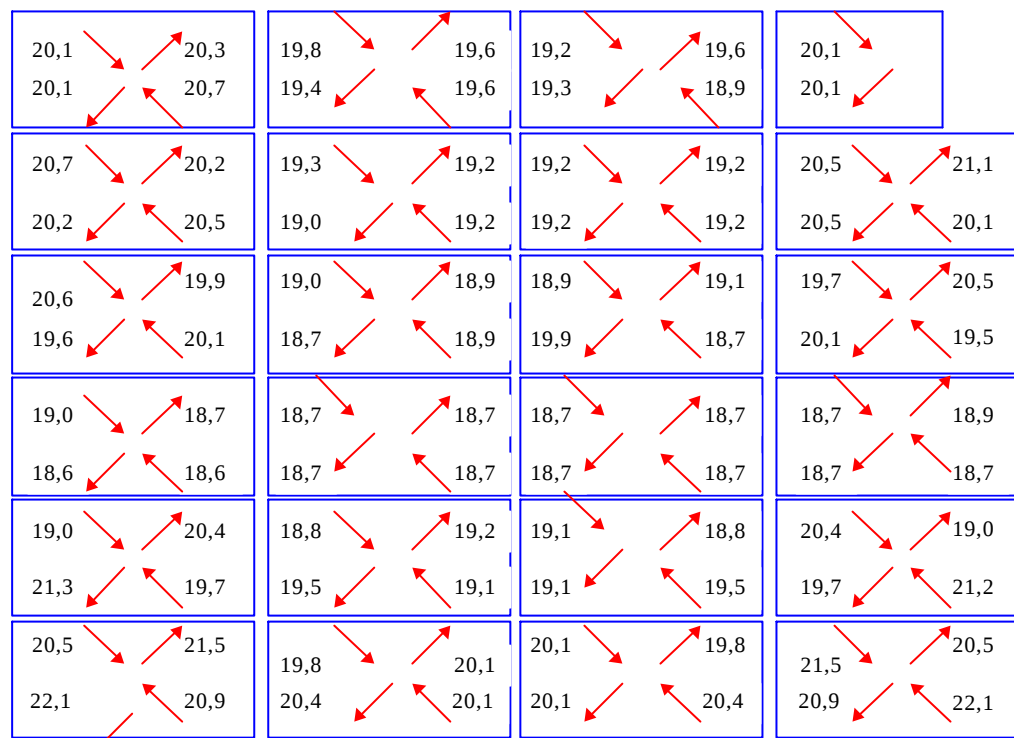


Figura 7- Esforços de cisalhamento em kN; ação 2, pilares 600x600mm², comprimento de pino de 50mm

490	690	740	740	720	730	730
470	700	730	730	720	710	720
480	690	720	720	720	720	700
470	700	710	720	720	720	510
470	680	710	710	710	710	700
460	680	700	710	710	700	490
470	680	710	710	710	710	500
440	640	700	700	700	700	670
430	630	700	700	700	700	480
450	690	710	710	710	700	640
490	610	730	720	720	730	460
480	730	740	750	750	740	640
510	710	760	750	750	760	450
						690
						470
						510
						500
						530

Figura 8- Valores máximos das tensões em kPa; ação 2, pilares 600x600mm², comprimento de pino de 50mm

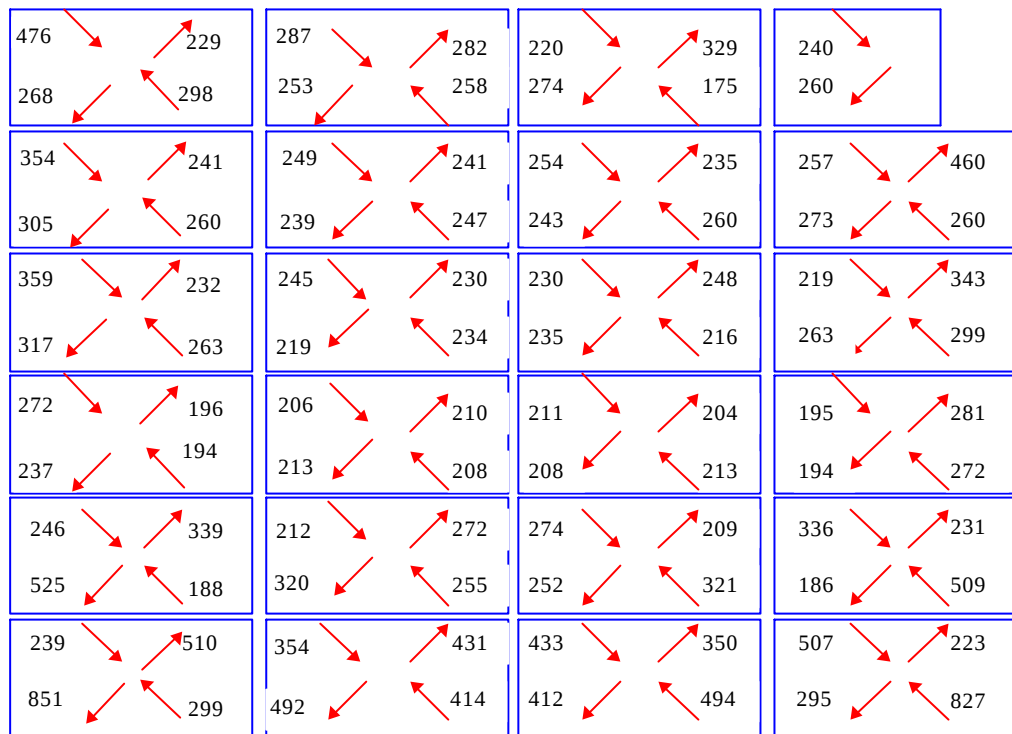


Figura 9- Esforços de cisalhamento em kN; ação 2, pilares 600x600mm², comprimento de pino de 10mm

8940	7860	10740	10550	8100	12080	5810
5150	9780	9140	9320	9490	5750	1200
6900	7970	8830	8510	9010	8340	8990
5480	8470	7010	872	8700	9320	8880
6420	6080	8600	800	8030	8720	7040
5630	863	7490	8060	8070	7360	8650
4940	6120	6850	670	7000	6760	6070
4840	605	7130	6950	6920	7120	6020
5030	11200	7390	9660	9720	7290	11100
9870	6250	11890	9570	9490	11940	6190
5390	17640		17000	17060		17570
17000	12060	19660	17130	17020	19730	5410
						11880
						1784

Figura 10- Valores máximos das tensões em kPa; ação 2, pilares 600x600mm², comprimento de pino de 10mm

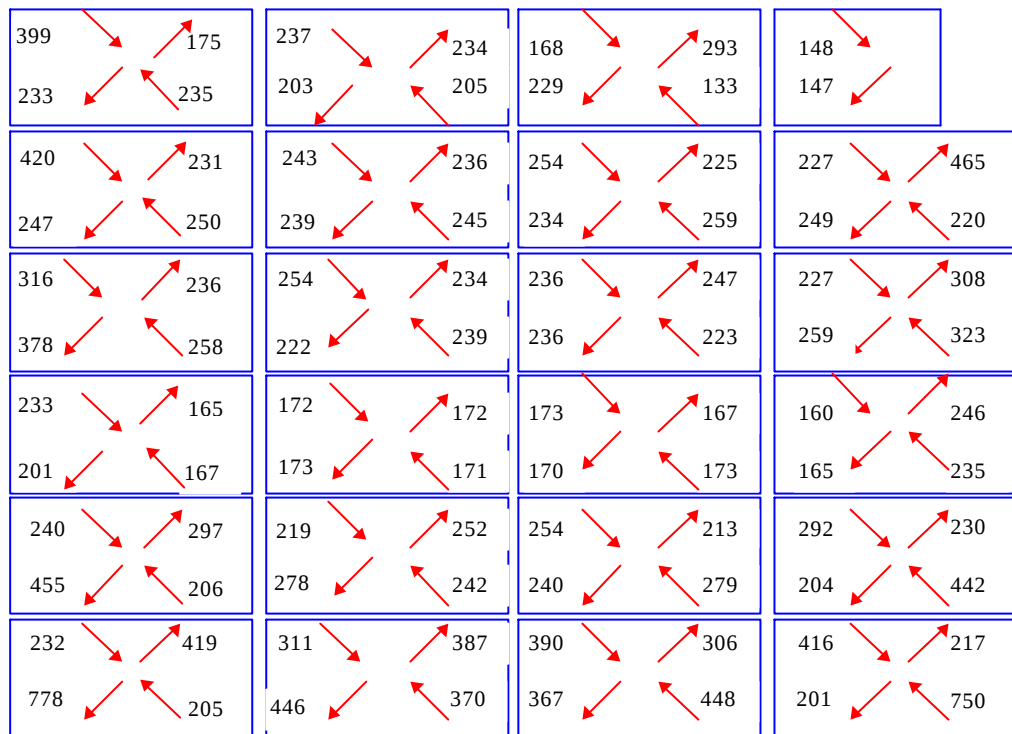


Figura 11- Esforços de cisalhamento em kN; ação 2, pilares 400x400mm², comprimento de pino de 10mm

5600	5700	8600	8500	5800	10500	5300
4700	7400	6900	7000	7600	4200	5300
7900	8000	8800	8600	9200	8200	8000
4700	8100	8700	890	8600	9600	8000
5700	7800	9300	850	8600	9000	7500
6120	870	7900	7300	7200	8000	8800
4400	5100	5600	560	5700	5400	5000
4300	520	5700	5600	5500	5600	5100
4600	9900	7900	9100	9200	7700	9700
8600	7100	10300	9100	9000	10200	7100
5400	14100		15200	15300		14000
15300	8500	17800	15300	15200	17900	8300
						5100
						1610

Figura 12- Valores máximos das tensões em kPa; ação 2, pilares 400x400mm², comprimento de pino de 10mm