



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

CRITÉRIOS PARA PROJETO DE EDIFÍCIOS COM PAREDES
PORTANTES DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

(VERSÃO CORRIGIDA)

A original encontra-se disponível na Escola de Engenharia de São Carlos

FABRICIO DA CRUZ TOMO

São Carlos

2013

FABRICIO DA CRUZ TOMO

CRITÉRIOS PARA PROJETO DE EDIFÍCIOS COM
PAREDES PORTANTES DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

**Dissertação apresentada à Escola de Engenharia
de São Carlos da Universidade de São Paulo para
obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.**

Área de concentração: Engenharia de Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro

São Carlos

2013

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

T661c Tomo, Fabricio da Cruz
Critérios para projeto de edifícios com paredes
portantes de concreto pré-moldado. / Fabricio da Cruz
Tomo; orientador Libânio Miranda Pinheiro. São Carlos,
2012.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação
em Engenharia de Estruturas -- Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo, 2012.

1. Paredes portantes. 2. Concreto pré-moldado. 3.
Edifícios pré-moldados. 4. Juntas. 5. Critérios para
projetos. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **FABRICIO DA CRUZ TOMO**.

Título da dissertação: "Critérios para projeto de edifícios com paredes portantes de concreto pré-moldado".

Data da defesa: 21/03/2013

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Dr. **Libânio Miranda Pinheiro (Orientador)**

APROVADO

(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Prof. Dr. **Antonio Wanderley Terni**

APROVADO

(Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho"/UNESP-Guaratinguetá)

Prof. Titular **Mounir Khalil El Debs**

APROVADO

(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas):

Profa. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Titular **Denis Vinicius Coury**

EESCUSP
Serviço de Pós-Graduação
Protocolado em
10/03/2013
10

Agradecimentos

A Deus e a Nossa Senhora de Fátima pela minha saúde, força e perseverança para eu completar mais uma etapa de minha vida.

Aos meus pais pelo amor, confiança, educação e apoio em todos os momentos.

À minha amada esposa Paula pela compreensão, paciência e motivação para que eu sempre consiga alcançar meus objetivos.

Aos queridos Fabio e Juliana, irmão e cunhada, pela compreensão de não poder estar presente em todas as confraternizações familiares.

Ao prof. Libânio Miranda Pinheiro pela orientação, amizade, ensinamentos, disposição e confiança.

Ao escritório Pedreira Engenharia, em especial ao Otávio Pedreira de Freitas e Augusto Guimarães Pedreira de Freitas, pela oportunidade de trabalhar e aprender muito com eles.

Aos professores Mounir Khalil El Debs e Márcio Roberto Silva Corrêa pela ajuda com referências bibliográficas e valiosos esclarecimentos, no decorrer do trabalho.

Aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos.

Ao amigo Diego Ferreira pelo companheirismo nos estudos e pesquisas desenvolvidas ao longo do mestrado.

Aos meus colegas do Departamento por tornar as horas de estudo, além de produtivas, momentos agradáveis e divertidos.

RESUMO

TOMO, F. C. **Critérios para projeto de edifícios com paredes portantes de concreto pré-moldado**. 2013. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

A demanda por construções habitacionais vem crescendo de forma considerável nos últimos anos, devido à boa fase da economia brasileira. A busca por processos construtivos que contribuam para melhor qualidade e eficiência no processo de produção é uma meta que tem sido perseguida por aqueles que militam na construção civil. O objetivo deste trabalho consiste em apresentar critérios para projeto de paredes portantes de concreto pré-moldado, como alternativa de sistema construtivo para edifícios. São apresentados conceitos teóricos para distribuição de esforços horizontais e verticais entre as paredes e para dimensionamento dos elementos estruturais desse sistema construtivo (paredes e juntas). O trabalho também considera a análise de um edifício, com o objetivo de avaliar a influência das juntas verticais nos deslocamentos horizontais dos pavimentos, causados pelo vento. É apresentada, ainda, uma comparação entre os resultados de três modelos numéricos, em que cada um considera a junta vertical de forma diferente. Os modelos numéricos foram elaborados no programa SAP2000, admitindo-se uma análise elástica linear, sem considerar a interação solo-estrutura. Por fim são mostrados exemplos para dimensionamento de paredes portantes e de juntas verticais e horizontais. Portanto este trabalho apresenta conceitos teóricos e aplicações de critérios para projeto de estruturas de paredes portantes pré-moldadas, ressaltando a importância de juntas verticais resistentes ao cisalhamento, por conta da contribuição significativa dessas juntas na redução dos deslocamentos horizontais do edifício.

Palavras-chave: Paredes portantes, Concreto pré-moldado, Edifícios, Juntas, Critérios para projeto.

ABSTRACT

TOMO, F. C. **Criteria for design of buildings with loadbearing walls of precast concrete**. 2013. Dissertation (Master's degree) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

The demand for housing has been growing considerably in recent years due to the good moment of the Brazilian economy. The search for constructive processes that contribute towards better quality and efficiency in a production process is a target that has been pursued by those who militate in civil construction. The purpose of this work is to provide design criteria for loadbearing walls of precast concrete as a construction system alternative for buildings. Theoretical concepts are presented for horizontal and vertical load distribution among the walls and for the structural members design of this construction system (walls and joints). The work also considers the analysis of a building with the aim of evaluating the influence of vertical joints in horizontal displacements of the floors caused by wind. The work also presents a comparison among the results of three numerical models, wherein each one considers the vertical joint differently. The numerical models were developed in SAP2000 software, assuming a linear elastic analysis without considering the soil-structure interaction. Finally examples are shown for design of loadbearing walls and vertical and horizontal joints. Therefore this paper presents theoretical concepts and applications of criteria for the design of loadbearing precast walls structures, emphasizing the importance of vertical joints resistant to shear, due to the significant contribution of these joints in reducing the horizontal displacements of the building.

Keywords: Loadbearing wall, Precast concrete, Buildings, Joints, Criteria for project.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Conjunto residencial HABITAT '67, no Canadá (HURD, 1994)	21
Figura 1.2 – United Bank Towers, Colorado Springs, Estados Unidos (Du BOIS et al, 1990).....	22
Figura 2.1 – Edifício construído no Colorado, Estados Unidos (PCI, 2007).	27
Figura 2.2 – Condição de um edifício com paredes pré-moldadas, após terremoto em Kobe, no Japão (GHOSH, 1995)	28
Figura 2.3 – Condição de outro edifício com paredes pré-moldadas, após terremoto em Kobe, no Japão (GHOSH, 1995)	29
Figura 2.4 – Seções maciças: plana e nervurada (PCI, 2010)	30
Figura 2.5 – Seções-sanduíche com isolamento rígido e camada estrutural nervurada, alveolar e maciça (PCI, 2010)	30
Figura 2.6 – Seção de paredes pré-moldadas duplas (ELLIOTT, 2002).....	31
Figura 2.7 – Fabricação de painéis sobre superfícies planas. (Fonte: Arquivo pessoal)	32
Figura 2.8 – Inclinação mínima para contornos de recortes, janelas ou detalhes (PCI, 2007).	32
Figura 2.9 – Bateria vertical para produção de painéis de concreto armado (Fonte: Arquivo pessoal).....	33
Figura 2.10 – Desforma de painel por rotação sobre uma borda (Fonte: arquivo pessoal)	34
Figura 3.1 – Espriamento das cargas (ABNT NBR 16055:2012)	35
Figura 3.2 – Grupo de painéis trabalhando como parede de contraventamento (CPCI,2007)	36
Figura 3.3 – Largura do flange em seções "T" ou "L". (PCI, 2010).....	37
Figura 3.4 – Translação e rotação do pavimento como diafragmas rígidos (PCI,2010).....	39
Figura 3.5 – Formação de pórticos em painéis com grandes abertura (CPCI,2007).....	40
Figura 3.6 – Trechos rígidos para modelagem do pórtico	40
Figura 3.7 – Painéis conectados por vigas (PCI, 2010).....	41
Figura 3.8 – Deformadas de painéis isolados e de painéis conectados por vigas (PCI,2010).....	41
Figura 4.1 – Juntas entre paredes portantes e respectivos esforços predominantes: a) Juntas verticais; b) Juntas horizontais (PCI, 2010).....	43
Figura 4.2 – Juntas horizontais em estruturas de paredes portantes.....	44
Figura 4.3 – Juntas em estruturas de paredes portantes.....	44
Figura 4.4 – Juntas planas. (adaptado de PERESWIET-SOLTAN, 1980)	45
Figura 4.5 – Juntas verticais dentadas (FIB, 2008).....	46
Figura 4.6 – Diagramas tensão de cisalhamento versus deslocamento para juntas verticais de painéis (FIB, 2008)	47

Figura 4.7 – Mecanismos de transferência de cisalhamento em juntas de painéis de concreto armado (TASSIOS e TSOUKANTAS, 1978)	48
Figura 4.8 – Efeito de pino e atrito em juntas dentadas (FIB, 2008)	48
Figura 4.9 – Geometria da chave dentada (FIB, 2008)	50
Figura 4.10 – Diagramas tensão de cisalhamento versus deslocamento para diferentes ângulos β (ERIKSSON et al., 1978)	50
Figura 4.11 – Ligação parede-laje-parede: a) forças; b) análise das tensões baseada no MEF; c) modelo biela-tirante (FIB, 2008)	51
Figura 4.12 – Compressão em juntas com argamassa e concreto (FIB, 2008)	52
Figura 4.13 – Geometria das juntas horizontais: a) Parede-parede; b) Parede-laje-parede. (FIB, 2008)	52
Figura 4.14 – Diagrama relacionando geometria e resistência da junta	53
Figura 4.15 – Espreadimento das tensões de compressão: a) distante da borda de concreto; b) próximo à borda de concreto; c) próximo a outro carregamento (FIB, 2008)	54
Figura 4.16 – Tensões em elemento de concreto solicitado à carga centrada, a partir de uma análise linear (LEONHARDT, 1975)	55
Figura 4.17 – Detalhe da armadura em painéis para resistir as tensões de tração laterais (Eurocode 2)	55
Figura 4.18 – Ligações entre painéis portantes pré-fabricados e lajes pré-moldadas	57
Figura 5.1 – Desforma de painéis com dois içadores na borda superior: posição dos içadores e diagramas de momentos solicitantes. (PCI, 2010)	61
Figura 5.2 – Desforma de painéis com quatro içadores na borda superior: posição dos içadores e diagramas de momentos solicitantes. (PCI, 2010)	62
Figura 5.3 – Desforma de painéis com quatro içadores na superfície plana: posição dos içadores e diagramas de momentos solicitantes. (PCI, 2010)	63
Figura 5.4 – Desforma de painéis com oito içadores na superfície plana: posição dos içadores e diagramas de momentos solicitantes. (PCI, 2010)	63
Figura 5.5 – Caso 1 - Painéis sem restrição lateral ao longo da altura (CPCI, 2007)	65
Figura 5.6 – Caso 2 - Painel com restrição lateral ao longo da altura em ambos os lados (CPCI, 2007)	66
Figura 5.7 – Caso 3 - Painel com restrição lateral ao longo da altura em um dos lados (CPCI, 2007)	66
Figura 5.8 – Tolerância de produção – Empenamento durante a fase de estoque (adaptado de PCI, 2010)	68
Figura 5.9 – Empenamento térmico (adaptado de PCI, 2010)	69

Figura 5.10 – Princípios e nomenclatura do Método de Majoração dos Momentos (PCI, 2010).....	70
Figura 6.1 – Edifício Ronan Point, em Londres	75
Figura 6.2 – Colapso progressivo no edifício Ronan Point (FIB, 2008)	76
Figura 6.3 – Mecanismos de colapso progressivo (FIB, 2008)	78
Figura 6.4 – Amarrações em estruturas de painéis portantes (ACI 318-2011).....	78
Figura 6.5 – Amarrações nas juntas entre painéis e lajes alveolares pré-moldadas (adaptada de CLELAND, 2008)	79
Figura 7.1 – Modelagem das paredes (NASCIMENTO NETO, 1999)	81
Figura 7.2 – Paredes e lintéis representados com elementos de barras (NUNES, 2011).....	82
Figura 7.3 – Deslocamentos do edifício modelado com elementos de casca e pórtico tridimensional (NUNES, 2011).....	83
Figura 7.4 – Presença de juntas verticais entre painéis adjacentes – Nós extremos das barras rígidas desconectados.....	83
Figura 7.5 – Modelagem da ligação entre painéis considerando interação com o uso de elementos de ligação	84
Figura 7.6 – Modelagem de um grupo de dois painéis com um elemento de barra equivalente.....	84
Figura 8.1 – Planta arquitetônica do pavimento tipo do edifício analisado.....	85
Figura 8.2 – Planta “paginada” do pavimento tipo	86
Figura 8.3 – Painéis PF01E e PF01D: exemplo de nomenclatura utilizada para identificar os painéis	87
Figura 8.4 – Representação gráfica do primeiro pavimento do modelo numérico – pórtico tridimensional	88
Figura 8.5 – Representação gráfica do primeiro pavimento do modelo numérico - painéis	88
Figura 8.6 – Representação gráfica do edifício completo – pórtico tridimensional	89
Figura 8.7 – Juntas verticais estruturais que resistem ao cisalhamento nos modelos B e C	90
Figura 8.8 – Distribuição dos carregamentos verticais de peso próprio das lajes nos painéis portantes (kN/m).....	92
Figura 8.9 – Direções de aplicação da força horizontal.....	93
Figura 8.10 – Excentricidades da ação do vento (NASCIMENTO NETO,1999)	95
Figura 8.11 – Comparação dos deslocamentos devidos ao vento - direção X	96
Figura 8.12 – Comparação dos deslocamentos devidos ao vento - direção Y.....	96
Figura 9.1 – Diagrama de esforços solicitantes adaptado de acordo com a NBR 16055:2012	98
Figura 9.2 – Diagrama de interação N_d versus M_d	105
Figura 9.3 – Valor de β para a junta horizontal do painel P09	106

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Momentos de inércia equivalentes segundo o PCI (2010)	38
Tabela 4.1 – Coeficiente γ para as juntas	45
Tabela 4.2 – Valores dos coeficientes c e μ (FIB, 2008)	49
Tabela 4.3 – Deformabilidade básica da ligação à compressão, em m/MPa (BLJUGER, 1988)	58
Tabela 5.1 – Coeficientes de sucção na desforma. (PCI, 2010)	64
Tabela 5.2 – Coeficiente de flambagem para painéis com restrição lateral ao longo da altura nas duas extremidades	66
Tabela 5.3 – Coeficiente de flambagem para painéis com restrição lateral ao longo da altura em apenas uma das extremidades.....	67
Tabela 5.4 – Resultados do exemplo comparativo	72
Tabela 6.1 – Capacidade mínima de resistência à tração das amarrações contra o colapso progressivo.	79
Tabela 8.1 – Propriedades mecânicas do concreto.....	91
Tabela 8.2 – Parâmetros para determinação das forças do vento	94
Tabela 8.3 – Força devida ao vento aplicada em cada pavimento.....	94
Tabela 8.4 – Comparação entre os resultados	97
Tabela 9.1 – Esforços solicitantes do painel P09.....	98
Tabela 9.2 – Força normal de projeto – compressão (kN)	99
Tabela 9.3 – Resultados do processo iterativo considerando $\phi = 0,35$	102
Tabela 9.4 – Esforços solicitantes no painel P09 com 12 cm de espessura.....	103
Tabela 9.5 - Resultados do processo iterativo com seção do painel majorada.....	103
Tabela 9.6 – Armadura ao longo da junta vertical desconsiderando a presença de fissuras na interface da junta	109
Tabela 9.7 – Armadura ao longo da junta vertical considerando a presença de fissuras na interface da junta	109

Sumário

1	INTRODUÇÃO	21
1.1	OBJETIVOS	23
1.2	JUSTIFICATIVAS	23
1.3	METODOLOGIA	24
1.4	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	24
2	PAREDES PORTANTES PRÉ-MOLDADAS	27
2.1	TIPO DE SEÇÃO DOS PAINÉIS	29
2.2	ETAPAS DE PRODUÇÃO	31
2.2.1	TIPOS DE FÔRMA	31
2.2.2	DESFORMA	33
3	ANÁLISE ESTRUTURAL	35
3.1	CARGAS	35
3.2	FORÇAS HORIZONTAIS	36
4	JUNTAS	43
4.1	RESISTÊNCIA DAS JUNTAS VERTICAIS	44
4.1.1	JUNTAS PLANAS	45
4.1.2	JUNTAS DENTADAS	46
4.2	RESISTÊNCIA DAS JUNTAS HORIZONTAIS	50
4.2.1	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	51
4.3	DEFORMABILIDADE DAS JUNTAS	56
4.3.1	JUNTAS SUBMETIDAS À COMPRESSÃO	56
4.3.2	JUNTAS SUBMETIDAS AO CISALHAMENTO	58
5	DIMENSIONAMENTO	61
5.1	FASE TRANSITÓRIA – DESFORMA DO PAINEL	61
5.2	EM SERVIÇO – EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	64
5.2.1	EXCENRICIDADE DE PROJETO	67
5.2.2	MÉTODO DE MAJORAÇÃO DOS MOMENTOS	69
5.2.3	MÉTODO P- δ	71
5.2.4	EXEMPLO COMPARATIVO	72
5.3	ARMAÇÃO MÍNIMA	72

6	<u>INTEGRIDADE ESTRUTURAL (COLAPSO PROGRESSIVO)</u>	75
6.1	MÉTODO DIRETO	77
6.2	MÉTODO INDIRETO	77
7	<u>MODELAGEM NUMÉRICA</u>	81
8	<u>ESTUDO DE CASO</u>	85
8.1	DIVISÃO EM PAINÉIS	86
8.2	MODELO NUMÉRICO	87
8.2.1	CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS	91
8.2.2	CARGAS	91
8.2.3	AÇÕES HORIZONTAIS	92
8.3	ANÁLISE DOS RESULTADOS	95
9	<u>EXEMPLOS DE DIMENSIONAMENTO</u>	97
9.1	DIMENSIONAMENTO DO PAINEL P09	97
9.1.1	PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS	97
9.1.2	ESFORÇOS SOLICITANTES	98
9.1.3	EXCENTRICIDADES DE PROJETO	99
9.1.4	DIMENSIONAMENTO – MÉTODO P- δ	99
9.2	DIMENSIONAMENTO DAS JUNTAS	105
9.2.1	JUNTA HORIZONTAL – COMPRESSÃO	105
9.2.2	JUNTA VERTICAL – CISALHAMENTO	107
10	<u>CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES</u>	111
10.1	CONCLUSÕES	111
10.2	SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS	112
	<u>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</u>	115

1 INTRODUÇÃO

Um dos setores mais influenciados pelo crescimento econômico do Brasil nos últimos anos é o da construção civil. Com a implantação do programa habitacional do governo "Minha casa, minha vida", as construções habitacionais tornaram-se motivos de investimentos e de oportunidades de emprego.

Diante desse crescimento, o setor busca por soluções em processos construtivos mais racionais e sustentáveis.

Uma alternativa é a industrialização da construção civil. De acordo com SABBATINI (1989), "evoluir no sentido de aperfeiçoar-se como indústria é um caminho natural do setor da construção civil". Portanto, a opção por elementos pré-moldados se torna cada vez mais viável. A ABNT NBR 9062:2006 define como elementos pré-moldados aqueles produzidos fora do local de utilização definitiva na estrutura. A diferença entre elementos pré-moldados e elementos pré-fabricados é definido pela NBR 9062 através controle de qualidade, sendo o pré-fabricado submetido a um controle mais rigoroso em seu processo produtivo. A utilização de elementos pré-moldados na construção civil é algo frequente em obras dos países europeus, Canadá, Estados Unidos, Austrália, entre outros países de primeiro mundo. No Brasil, a pré-moldagem está bem difundida em galpões industriais, porém não tão usual em edificações comerciais e residenciais.

Em construções habitacionais, HURD (1994) afirma que a pré-moldagem nesse tipo de estrutura pode resultar não apenas em economia financeira, mas também em durabilidade, segurança e sustentabilidade.

O conjunto residencial mostrado na Figura 1.1, construído na década de 1960 na cidade de Montreal, no Canadá, ilustra a liberdade arquitetônica que pode ser obtida com elementos pré-fabricados.



Figura 1.1 - Conjunto residencial HABITAT '67, no Canadá (HURD, 1994)

E como exemplo de edificação comercial, o prédio United Bank Towers, Colorado Spring, USA (Figura 1.2), concilia as vantagens de edificações pré-moldadas, velocidade de construção e liberdade arquitetônica, com o principal desafio desse tipo de estrutura: sua altura.

Os dois exemplos ilustrados são edificações que utilizaram paredes portantes pré-moldadas como parte de sua estrutura. O prédio do United Bank Towers usou as paredes como elementos de contraventamento para ações horizontais, como sismos e vento, permitindo assim atingir a altura de 16 pavimentos.

Portanto, a aplicação de paredes portantes pré-moldadas em edificações (residenciais e comerciais) torna-se uma boa solução para o que busca o setor de construção.

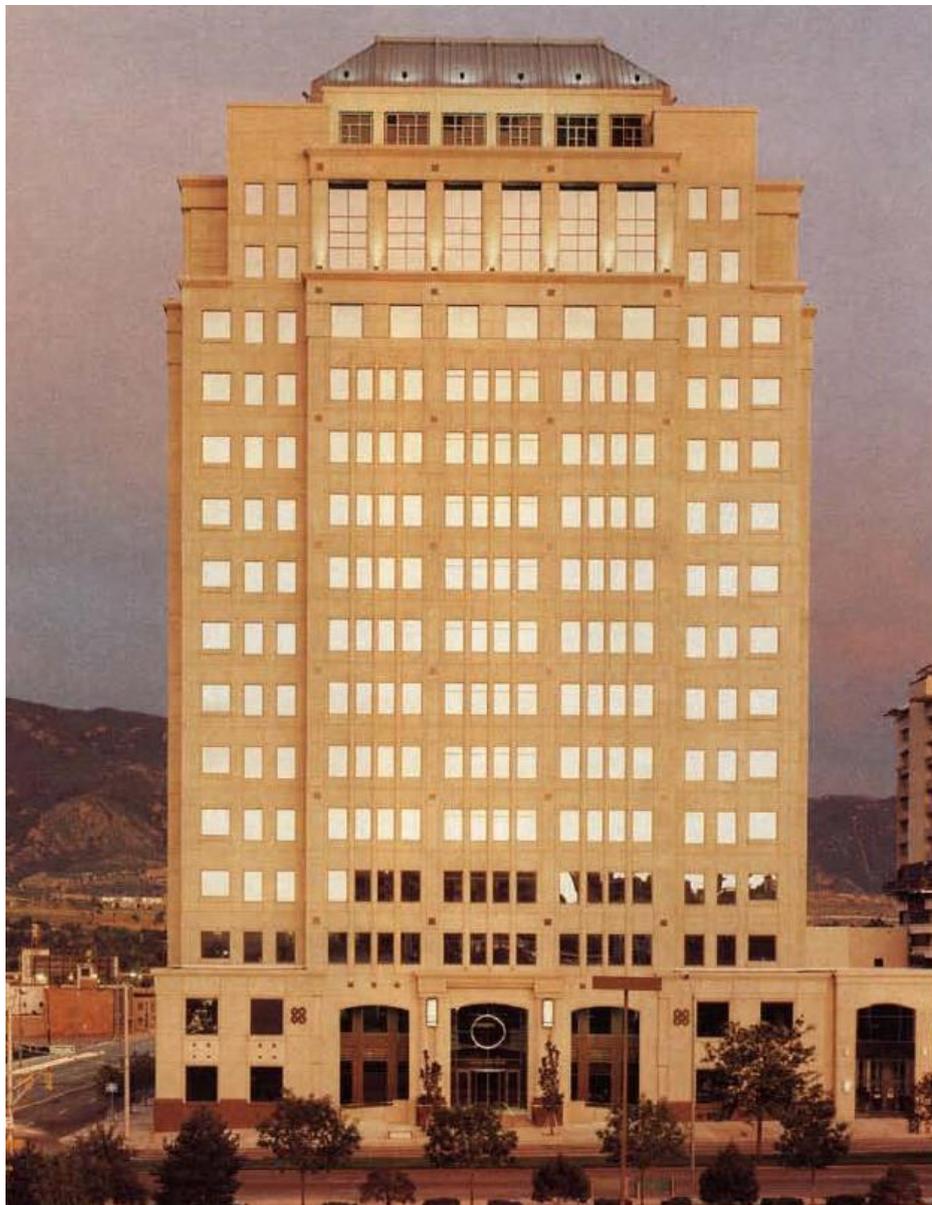


Figura 1.2 – United Bank Towers, Colorado Springs, Estados Unidos (Du BOIS et al, 1990)

1.1 OBJETIVOS

Os objetivos gerais deste trabalho consistem em:

- descrever os critérios de projeto em estruturas de paredes portantes pré-moldadas de concreto armado;
- apresentar alternativas de juntas estruturais já estudadas no meio técnico e aplicadas em obras correntes no mercado internacional;
- avaliar a influência das juntas verticais na análise estrutural, por meio de um modelo numérico baseado no Método dos Elementos Finitos. Ressalta-se que é utilizada uma análise elástica linear, sem levar em conta a interação solo-estrutura.

Com a finalidade de atender os objetivos gerais propostos, definiram-se os seguintes objetivos específicos:

- contextualizar o sistema construtivo de estruturas de paredes portantes;
- analisar a resistência ao cisalhamento de juntas verticais usualmente empregadas em obras;
- comparar os deslocamentos máximos obtidos em modelos sem ligações verticais e com ligações verticais resistentes ao cisalhamento.

1.2 JUSTIFICATIVAS

A busca por processos construtivos que contribuam para a melhoria da qualidade e eficiência no processo de produção é um alvo que tem sido perseguido por aqueles que militam na construção civil.

O uso da pré-moldagem atende esses requisitos e se coloca como alternativa de solução para essa necessidade.

Estruturas de paredes portantes pré-moldadas aceleram o processo executivo da edificação e proporcionam rigidez à estrutura pré-moldada, por trabalharem como elementos de contraventamento.

Entretanto, o acesso às informações técnicas sobre o assunto é limitado e há poucas referências bibliográficas brasileiras. A própria NBR 9062:2006 - *Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado* não faz menção efetiva sobre paredes portantes. Tendo em vista a possibilidade de propor ao meio técnico e acadêmico uma referência quanto o comportamento de estruturas de paredes portantes, este trabalho descreve os critérios de projeto para esse tipo de estrutura.

1.3 METODOLOGIA

Inicialmente, será apresentada uma revisão bibliográfica sobre os critérios para projeto de estruturas de paredes portantes de concreto pré-moldado, incluindo as fases transitórias e em serviço.

Em seguida, serão apresentadas algumas recomendações para modelagem numérica desse tipo de estrutura. Para tanto, será utilizado o software SAP2000, baseado no Método dos Elementos Finitos, para a análise estrutural.

É realizado um estudo de caso, no qual são comparados os deslocamentos dos pavimentos, levando em consideração as juntas verticais resistentes ao cisalhamento.

Por fim, serão apresentados exemplos de dimensionamento de painéis, na fase em serviço, e de suas juntas verticais e horizontais.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O trabalho apresenta os critérios para a elaboração de projetos estruturais de edifícios com paredes portantes pré-moldadas.

O capítulo 1 refere-se à introdução. Nos capítulos 2 a 6, considera-se a revisão bibliográfica. Os capítulos 7 a 10 tratam da contribuição específica desta dissertação. Mais detalhes sobre o conteúdo desses capítulos são indicados a seguir.

Capítulo 1: objetivos, justificativas, recursos e métodos e estrutura da dissertação.

Capítulo 2: paredes portantes pré-moldadas, ressaltando algumas aplicações em edifícios já construídos, alguns tipos de seção de painéis pré-moldados e suas etapas de produção.

Capítulo 3: análise estrutural de edifícios com paredes portantes pré-moldadas e distribuição das forças horizontais e verticais entre os elementos estruturais.

Capítulo 4: juntas entre painéis e critérios para dimensionamento dessas juntas estruturais.

Capítulo 5: dimensionamento de painéis pré-moldados, nas fases transitórias e em serviço, e um exemplo comparativo entre dois diferentes métodos para dimensionamento de painéis.

Capítulo 6: integridade estrutural em edifícios de paredes portantes pré-moldadas, com o objetivo de prevenção ao colapso progressivo.

Capítulo 7: recomendações para modelagem numérica de edifícios de paredes portantes pré-moldadas.

Capítulo 8: edifício usado no estudo de caso, características dos modelos numéricos e análise dos resultados.

Capítulo 9: exemplos de dimensionamento de painéis pré-moldados e de juntas estruturais.

Capítulo 10: considerações finais, incluindo conclusões do trabalho e sugestões para novas pesquisas.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas.

2 PAREDES PORTANTES PRÉ-MOLDADAS

A utilização de elementos pré-moldados na construção civil é algo frequente em obras de países europeus, Canadá, Estados Unidos e Austrália, entre outros países de primeiro mundo.

Isso se dá pelo fato de aumentar a produtividade e a qualidade nas construções, além de minimizar desperdícios e facilitar o controle dos cronogramas, características de estruturas pré-moldadas.

A utilização de paredes pré-moldadas apresenta dupla finalidade, estrutural e fechamento, resultando assim em um melhor aproveitamento dos materiais, podendo, conseqüentemente, ser mais econômica (EL DEBS, 2000).

Pensando ainda em melhor aproveitamento dos materiais, existe também a opção em se utilizarem painéis arquitetônicos portantes.

Segundo FREEDMAN (1999), em muitos casos a utilização de painéis arquitetônicos é a melhor opção de projeto, não apenas nos aspectos arquitetônicos e estruturais, mas também, econômicos.

Do mesmo modo que em outros elementos pré-moldados, a definição de todos os detalhes da construção, na fase de projeto, torna possível aumentar as condições de repetição de fôrmas e das dimensões dos painéis, tornando-se economicamente mais viável.

A Figura 2.1 ilustra um edifício comercial construído no Colorado, Estados Unidos, em que foi empregada tal tecnologia.



Figura 2.1 – Edifício construído no Colorado, Estados Unidos (PCI, 2007).

Além desses aspectos econômicos e executivos, é importante ressaltar a rigidez que esse tipo de estrutura proporciona. Quando comparado com uma estrutura "esqueleto", o uso das paredes como elementos de contraventamento aumentam significativamente a rigidez do edifício, resultando em menores deslocamentos no topo da edificação e consequentemente aumentando as possibilidades de edificações mais altas.

KIANOUSH et al. (1996) afirmam que, devido à alta rigidez lateral, esse tipo de estrutura apresenta comportamento adequado para regiões sucessíveis a sismos e a outros esforços laterais. Segundo esses autores, exemplos de ótimo desempenho foram comprovados nos terremotos na Romênia (1977) e na Armênia (1988).

GHOSH (1995) avaliou os danos e o desempenho das estruturas após o terremoto em Kobe, no Japão, e constatou novamente o ótimo desempenho das estruturas de paredes submetidas à ação de sismos.

As Figura 2.2 e Figura 2.3 mostram duas edificações com paredes portantes pré-moldadas, tiradas após o terremoto. Elas apresentaram apenas pequenos danos estruturais.

Porém, assim como qualquer processo construtivo, além de aspectos positivos, existem também aspectos negativos. Dentre esses, vale destacar os custos de equipamentos de transporte e montagem, dificuldade de possível alteração de projeto e necessidade de mão de obra mais qualificada que a do processo convencional. Esses pontos são os grandes desafios para adequar a utilização no mercado nacional.



Figura 2.2 – Condição de um edifício com paredes pré-moldadas, após terremoto em Kobe, no Japão (GHOSH, 1995)



Figura 2.3 – Condição de outro edifício com paredes pré-moldadas, após terremoto em Kobe, no Japão (GHOSH, 1995)

BLJUGER (1988) destaca ainda a complexidade de elaborar um modelo que represente de forma adequada a interação dos elementos através de juntas deformáveis. Em uma edificação com paredes pré-moldadas existem juntas submetidas à compressão e ao cisalhamento, e essas não são necessariamente constituídas de materiais com mesmo comportamento que os elementos estruturais em questão, no presente caso, as paredes de concreto.

A análise das fases transitórias como desforma, estoque e sequência de montagem também são fatores que em geral encarecem uma obra com elementos pré-moldados. Por esse motivo, o uso de peças com grande quantidade de repetições é um fator que influencia diretamente e de forma significativa o custo de obras pré-moldadas.

2.1 TIPO DE SEÇÃO DOS PAINÉIS

Os painéis pré-moldados podem apresentar diversos tipos de seção transversal. Entre os mais comuns, destacam-se as seções maciças, sanduíches e paredes duplas.

Cada um desses tipos apresentam vantagens e desvantagens, e devem ser escolhidos conforme as necessidades do projeto.

As seções maciças, como as indicadas na Figura 2.4, têm como vantagens a simplicidade produtiva e o completo aproveitamento da rigidez.

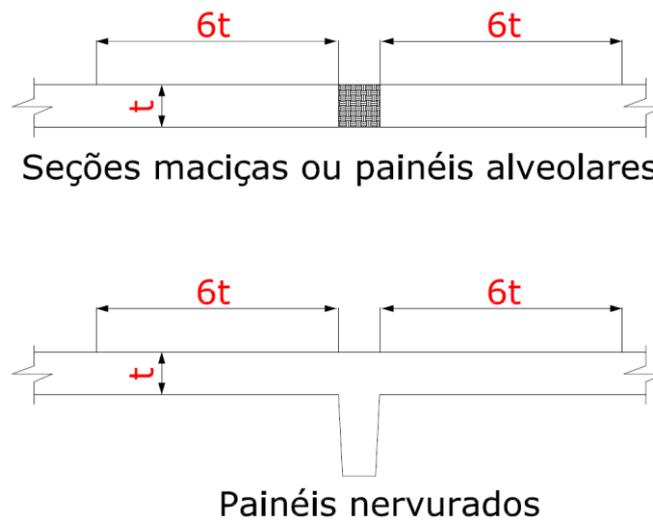


Figura 2.4 – Seções maciças: plana e nervurada (PCI, 2010)

As seções-sanduíche (Figura 2.5) apresentam ótimo desempenho termoacústico e leveza dos elementos, barateando assim os custos de transporte e montagem. Entretanto, esses painéis necessitam de mais cuidados na fase produtiva, e sua rigidez estrutural efetiva é uma parcela da rigidez total, que leva em conta a espessura do material isolante e o tipo de ligação entre a camada de concreto externa e a interna.

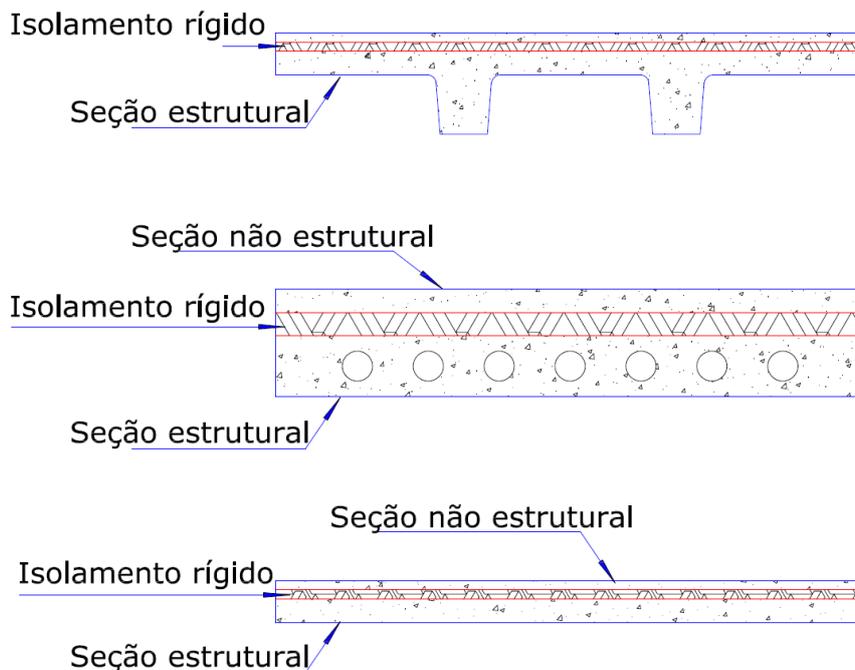


Figura 2.5 – Seções-sanduíche com isolamento rígido e camada estrutural nervurada, alveolar e maciça (PCI, 2010)

Já as seções de paredes pré-moldadas duplas com nervuras (Figura 2.6) e preenchimento na obra consideram a contribuição da espessura total na rigidez estrutural do elemento e apresentam leveza, visto que nas fases transitórias esses elementos possuem um alto volume de vazios.

Como desvantagens, destacam-se o aumento no consumo de concreto *in situ* e o alto custo em infraestrutura na fábrica, para produzir esses elementos.



Figura 2.6 – Seção de paredes pré-moldadas duplas (ELLIOTT, 2002)

2.2 ETAPAS DE PRODUÇÃO

Neste item serão considerados os tipos de fôrma e a desforma.

2.2.1 Tipos de fôrma

A fabricação de painéis pode ser executada sobre uma superfície plana (mesa) ou com o auxílio de uma bateria vertical.

Em mesas planas (Figura 2.7), as dimensões dos painéis são limitadas pelo uso de laterais metálicas ou de madeira, fixadas à mesa, podendo ser removíveis ou não. O uso de laterais removíveis facilita a alteração das dimensões e permite diminuir o coeficiente de sucção, na fase de desforma.

Para a produção de painéis com recortes, janelas ou detalhes, o PCI (2007) recomenda que os contornos da fôrma apresentem inclinação mínima positiva de 10% (Figura 2.8), para facilitar a desforma.

Essa inclinação mínima também deve ser adotada quando o painel for produzido em baterias verticais. Nessas fôrmas verticais (Figura 2.9), na mesma concretagem é possível produzir mais de um painel.

Nesse processo produtivo, a repetição das peças é um fator fundamental para justificar o investimento nas baterias, que são compostas por chapas e perfis metálicos.

O dimensionamento dos elementos na fase de desforma também favorece esse processo, por gerar esforços solicitantes menores e conseqüentemente diminuir o consumo de aço.



Figura 2.7 – Fabricação de painéis sobre superfícies planas.
(Fonte: Arquivo pessoal)

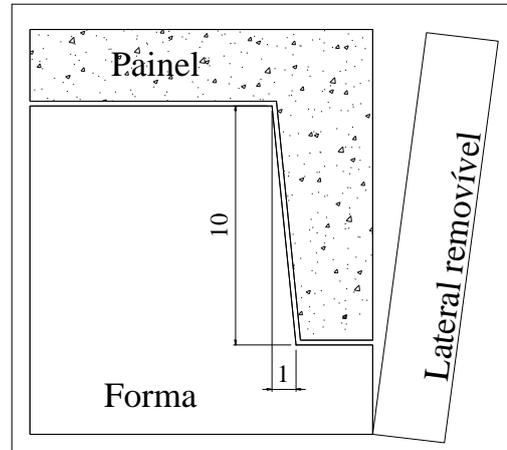


Figura 2.8 – Inclinação mínima para contornos de recortes, janelas ou detalhes (PCI, 2007).

Quando comparado com o processo produtivo em mesas horizontais, o uso de baterias verticais certamente oferece maior capacidade produtiva e elementos menos custosos. Porém, é importante ressaltar a dificuldade de se aplicar em painéis arquitetônicos.

Por serem constituídas de fôrmas metálicas, o uso de detalhes e esculturas arquitetônicas é mais limitado, devido ao seu alto custo.

Contudo, as mesas horizontais são uma boa opção para a produção de painéis com finalidades arquitetônicas. Já as baterias verticais são indicadas para painéis comuns com grande repetitividade.

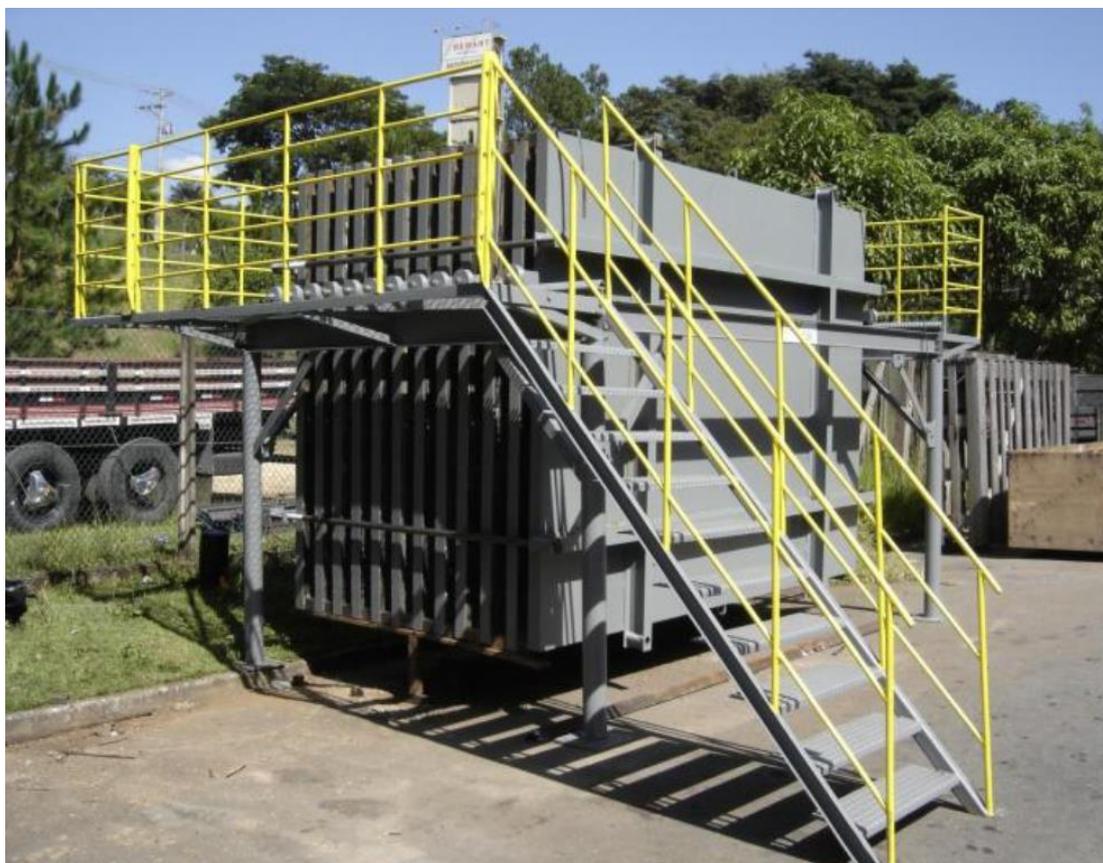


Figura 2.9 – Bateria vertical para produção de painéis de concreto armado
(Fonte: Arquivo pessoal)

2.2.2 Desforma

Dependendo do processo produtivo, os esforços gerados na fase de desforma podem ser os que determinam a armação requerida no painel, posto que há pouca resistência do concreto no momento de desforma.

Quando produzidos em mesas horizontais, a desforma dos painéis pode ser feita por rotação sobre uma de suas bordas (Figura 2.10), com içadores situados nas proximidades da borda oposta, ou desforma na posição horizontal, com içadores locados na superfície do painel. A primeira opção é mais utilizada visto que minimiza o trabalho de tratamento da superfície nas regiões dos içadores.

Quando produzidos em bateria vertical, o painel já se encontra na posição a ser estocado e montado, reduzindo assim os esforços solicitantes e o tempo de manuseio durante essas etapas.



Figura 2.10 – Desforma de painel por rotação sobre uma borda (Fonte: arquivo pessoal)

3 ANÁLISE ESTRUTURAL

As estruturas de paredes portantes pré-moldadas devem ser capazes de resistir e transmitir os esforços verticais provenientes das lajes dos pavimentos para os elementos de fundação. Devido à alta rigidez que essas paredes apresentam em seu plano, é recomendável atribuir também a função de contraventamento da estrutura a esses elementos.

3.1 CARGAS

Por se tratarem de elementos de superfície e por apresentarem baixa deformação axial, quando comparada com o deslocamento de vigas, a distribuição das cargas das lajes podem ser determinadas por diversos métodos já conhecidos na literatura. Destaca-se, pela simplicidade, o método das áreas, que considera a posição aproximada das linhas de plastificação, baseado na teoria das charneiras plásticas.

A transferência de cargas entre paredes adjacentes depende da deformabilidade das juntas verticais submetidas ao cisalhamento. Se consideradas totalmente rígidas, essas ligações são capazes de transferir os esforços como se fosse parede moldada no local.

A norma ABNT NBR 16055:2012 - *Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações — Requisitos e procedimentos* - admite considerar um ângulo de espraio das cargas de 45° , como pode ser observado na Figura 3.1.

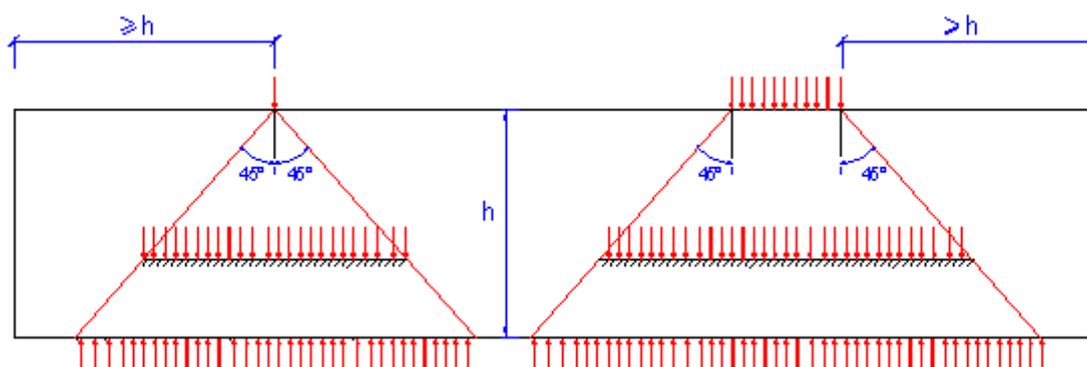


Figura 3.1 – Espraio das cargas (ABNT NBR 16055:2012)

Quando as juntas verticais são consideradas como ligações semirrígidas, esse ângulo de espraio se limita a regiões abaixo de aberturas. Para a transferência entre as paredes, deve-se modelar um elemento capaz de simular a deformabilidade da ligação em questão. Segundo BLJUGER (1988), é comum na prática desprezar essa transferência de esforços entre as paredes devida a carregamentos verticais.

3.2 FORÇAS HORIZONTAIS

O PCI (2010) recomenda considerar as paredes trabalhando como vigas verticais em balanço para ações horizontais como vento e sismos. A distribuição de forças horizontais entre as paredes estruturais dependerá da rigidez dessas paredes e da consideração do efeito diafragma. Em uma primeira análise, nos casos em que constatados possíveis esforços de tração entre as paredes de pavimentos adjacentes, permite-se agrupar paredes formando um grupo de contraventamento.

Ao agrupar esses painéis, a resistência ao cisalhamento do grupo aumenta significativamente, diminuindo conseqüentemente os deslocamentos e as tensões solicitantes. Para tanto, faz-se necessário usar ligações rígidas ou semirrígidas entre os painéis, podendo assim aumentar o trabalho de execução e o nível de detalhamento. Outro ponto a ser verificado são os esforços gerados pelas restrições de variação volumétrica, quando usados esses tipos de ligação. Logo, recomenda-se, na primeira análise, considerar os painéis trabalhando isoladamente, e apenas quando necessário, optar-se por agrupar esses painéis. A Figura 3.2 ilustra um grupo de painéis, destacando-se os pontos de ligação entre os painéis e os esforços cortantes que essas ligações devem resistir.

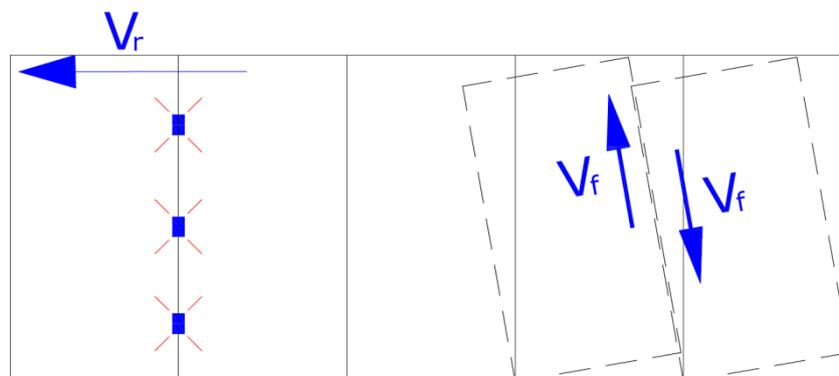


Figura 3.2 – Grupo de painéis trabalhando como parede de contraventamento (CPCI,2007)

Além da possibilidade de se unirem os painéis alinhados conforme a Figura 3.2, pode-se, de modo análogo, unir painéis perpendiculares entre si. Esse tipo de agrupamento também aumenta a resistência ao cisalhamento, porém pouco contribui com a rigidez à flexão. A principal vantagem está em considerar, no equilíbrio ao tombamento, as cargas atuantes na parede perpendicular, diminuindo assim a possibilidade de tensões de tração nessa região. Para a consideração da largura do flange, ao se considerarem grupos com forma de "L" ou "T", a Figura 3.3 apresenta os valores recomendados pelo PCI (2010).

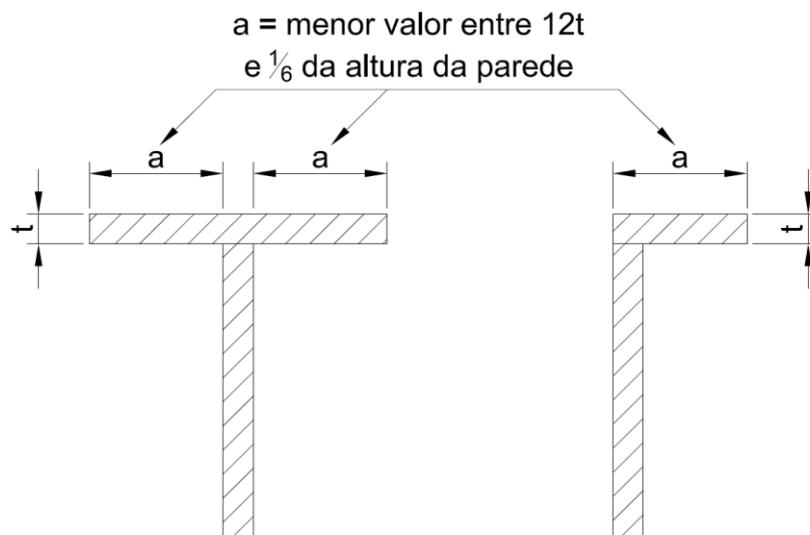


Figura 3.3 – Largura do flange em seções “T” ou “L”. (PCI, 2010)

O CPCI (2007) ressalta ainda que tais recomendações são normalmente satisfatórias para edifícios térreos ou no caso de paredes isoladas, mas podem subestimar a largura efetiva do flange e a rigidez ao cisalhamento em edifícios de múltiplos pavimentos. Nestes casos a largura efetiva do flange deve ser determinada por uma análise mais criteriosa com relação ao cisalhamento.

Definidos os painéis e os grupos de contraventamento no pavimento, a distribuição das forças horizontais é proporcional à rigidez de cada elemento ou grupo, em relação à soma das rigidezes de todos dos elementos de contraventamento. A força F_i resistida pelo painel ou grupo de painéis i é dada por:

$$F_i = (k_i / \sum r) \cdot V$$

F_i = força resistida pelo painel ou grupo de painel i ;

k_i = rigidez do painel i ;

$\sum r$ = somatória das rigidezes de todas as paredes;

V = força lateral resultante.

A rigidez total de cada elemento de contraventamento é a soma da rigidez desses elementos à flexão e ao cisalhamento. Para a distribuição de cargas em edifícios de plantas retangulares em que os painéis de contraventamento são produzidos com mesmo material e possuem altura “H” e comprimento “L”, o PCI (2010) permite fazer a seguinte simplificação:

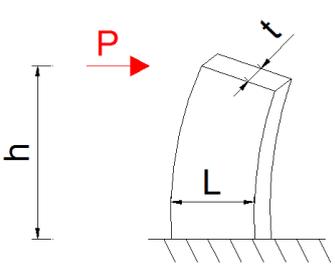
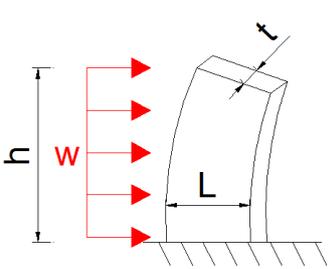
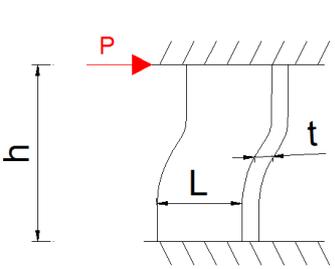
- $H/L < 0,3$ – desprezar a rigidez à flexão;
- $H/L > 3,0$ – desprezar a rigidez ao cisalhamento;
- $0,3 \leq H/L \leq 3,0$ – considerar a soma das rigidezes.

No caso em que se deve considerar a soma da rigidez à flexão com a rigidez ao cisalhamento, outra simplificação é permitida: a de se usar um momento de inércia equivalente.

Para uma barra, o momento de inércia equivalente permite obter deslocamento à flexão igual ao deslocamento resultante da combinação de flexão mais cisalhamento. Esse artifício torna-se prático quando se opta por determinar os deslocamentos manualmente ou com auxílio de softwares que resolvem pórticos com elementos de barras que não consideram a deformação ao cisalhamento.

A Tabela 3.1, extraída do PCI (2010), fornece valores de momento de inércia equivalente para diversos casos de carregamento e restrições, considerando módulo de deformação ao cisalhamento $G = 0,4 E$.

Tabela 3.1 – Momentos de inércia equivalentes segundo o PCI (2010)

Caso	Deslocamento devido a		Momento de inércia Equivalente I_{eq}	
	Flexão	Cisalhamento	Único pavimento	Múltiplos pavimentos
	$\frac{P h^3}{3 E I}$	$\frac{2,78 P h}{A_w E}$ $(A_w = L t)$	$\frac{I}{1 + \frac{8,34 I}{A_w h^2}}$	$\frac{I}{1 + \frac{13,4 I}{A_w h^2}}$
	$\frac{W h^3}{8 E I}$ $W = w t$	$\frac{1,39 W h}{A_w E}$ $W = w t$	Não é aplicável	$\frac{I}{1 + \frac{23,6 I}{A_w h^2}}$
	$\frac{P h^3}{12 E I}$	$\frac{2,78 P h}{A_w E}$	$\frac{I}{1 + \frac{33,4 I}{A_w h^2}}$	Não é aplicável

É aconselhável que haja paredes em direções ortogonais, a fim de resistirem eventual torção do pavimento quando submetido a esses esforços. A Figura 3.4 ilustra um exemplo em que a resultante das forças horizontais não coincide com o centro de rigidez do conjunto de paredes, resultando esforços adicionais devidos à tendência de giro do pavimento.

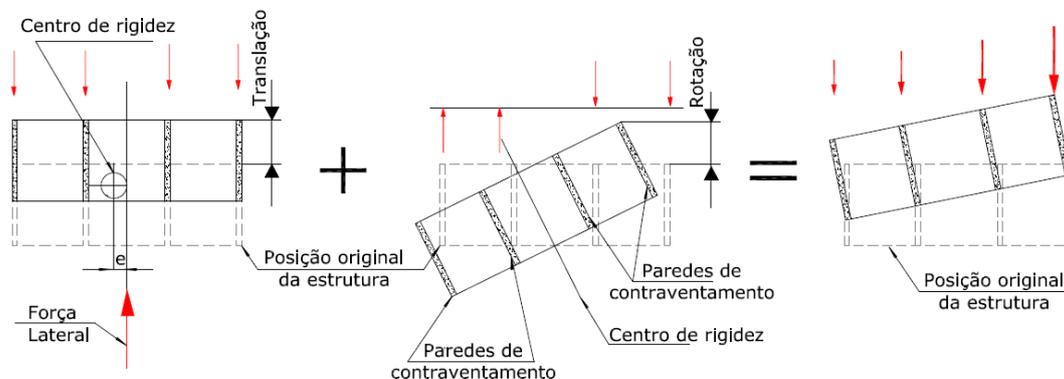


Figura 3.4 - Translação e rotação do pavimento como diafragmas rígidos (PCI,2010)

Nesses casos de assimetria geométrica, a distribuição de esforços é determinada considerando esse efeito de torção. De acordo com o PCI (2010) e o Eurocode 2, um método simples baseado na rigidez do momento polar é suficiente. Por exemplo, para uma força horizontal aplicada na direção Y, a força F_y atuante na parede pode ser determinada por:

$$F_y = \frac{V_y \cdot K_y}{\sum K_y} + \frac{e_x V_y (x) K_y}{\sum K_y (x^2) + \sum K_x (y^2)}$$

Devido à torção no pavimento, essa excentricidade é resistida por uma força F_x na direção X determinada por:

$$F_x = \frac{e_x V_y (y) K_x}{\sum K_y (x^2) + \sum K_x (y^2)}$$

V_y = força horizontal considerada;

K_x, K_y = rigidezes da parede considerada, nas direções X e Y respectivamente;

$\sum K_x, \sum K_y$ = somatórias das rigidezes de todas as paredes do pavimento, nas direções X e Y respectivamente;

x = distância do centro da parede ao centro de rigidez na direção X;

y = distância do centro da parede ao centro de rigidez na direção Y;

e_x = distância entre o ponto de aplicação da força na direção Y e o centro de rigidez medido na direção X.

A maior dificuldade no método de distribuição de forças ora apresentado é na determinação da rigidez de painéis com grandes aberturas como, por exemplo, em painéis de fachada.

Esses painéis devem ser tratados com o comportamento de pórticos considerando as vergas como elementos de ligação iguais às vigas. A Figura 3.5 ilustra a formação de pórtico em painéis com grandes aberturas.

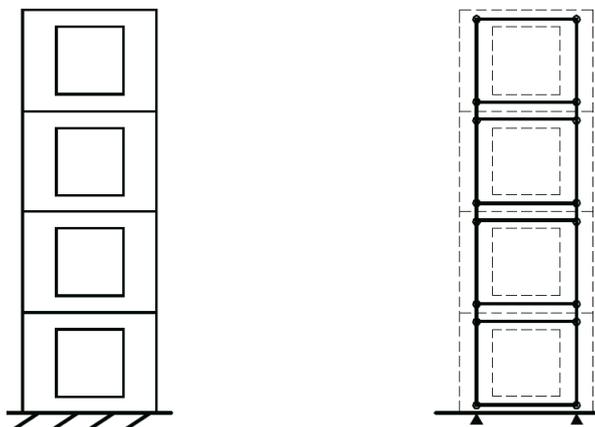


Figura 3.5 – Formação de pórticos em painéis com grandes abertura (CPCI,2007)

Nesses casos, deve-se ressaltar a importância da consideração dos trechos rígidos para a correta modelagem do pórtico plano.

As propriedades geométricas da seção do trecho rígido podem ser consideradas com altura igual ao pé-direito e espessura igual à do painel (CORRÊA, 1991).

A Figura 3.6 ilustra a determinação dos comprimentos dos trechos rígidos, seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118:2007:

$$\text{Trecho rígido 1} = a/2 - 0,3 y \geq 0$$

$$\text{Trecho rígido 2} = c/2 - 0,3 y \geq 0$$

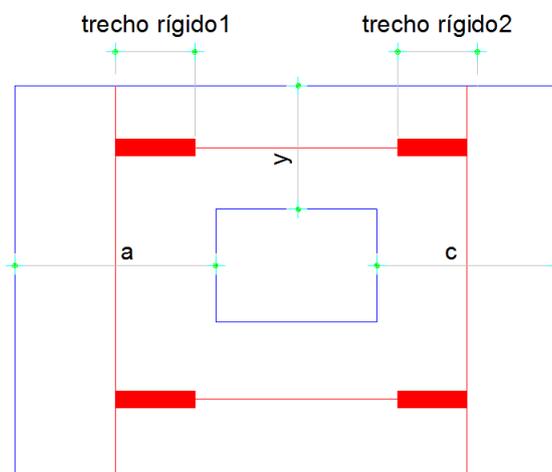


Figura 3.6 – Trechos rígidos para modelagem do pórtico

O mesmo comportamento é observado em painéis conectados por vigas, como o indicado na Figura 3.7.

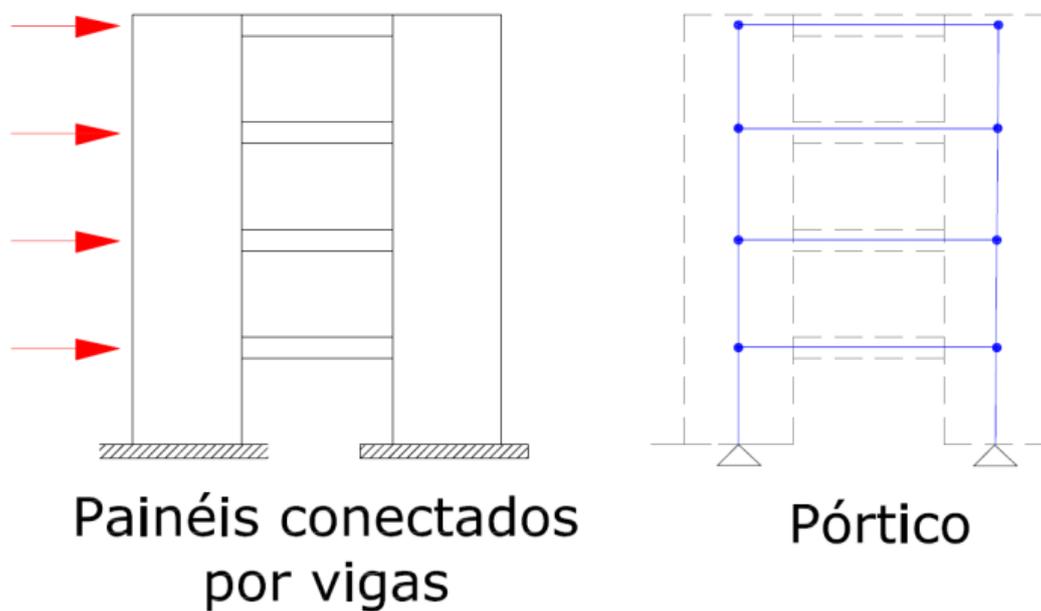


Figura 3.7 – Painéis conectados por vigas (PCI, 2010)

A Figura 3.8 mostra a diferença entre as deformadas de painéis isolados e de painéis conectados por vigas.

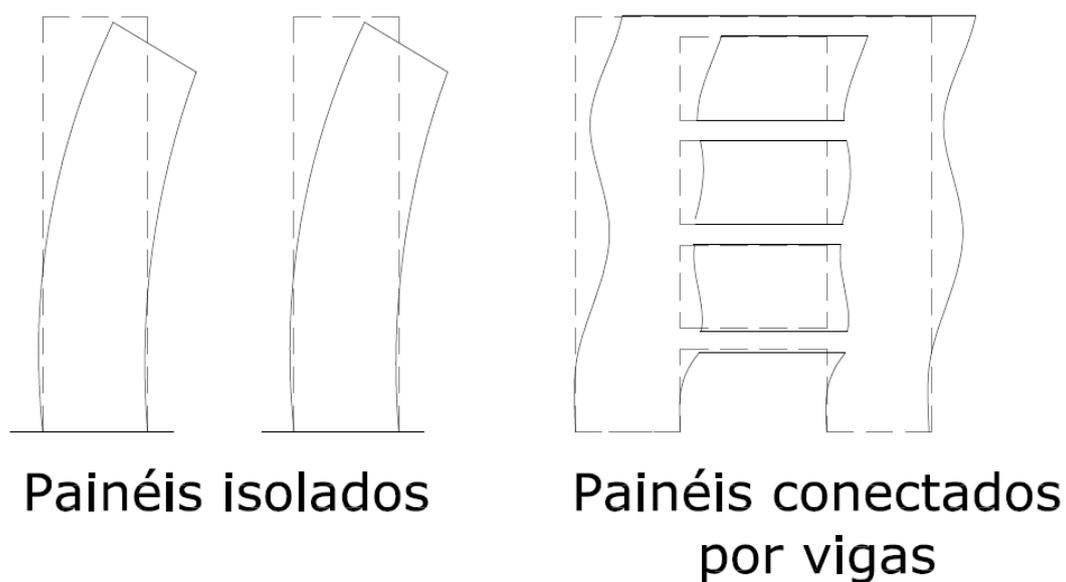


Figura 3.8 – Deformadas de painéis isolados e de painéis conectados por vigas (PCI,2010)

Segundo o PCI (2010), ao conectar painéis adjacentes com vigas, a estrutura se apresenta mais rígida, diminuindo os deslocamentos laterais e a magnitude dos momentos solicitantes nos painéis.

Uma opção para determinar a rigidez desses pórticos é usar um software de pórtico plano. Tanto a modelagem quanto o processamento são simples e rápidos e fornecem resultados aceitáveis (CPCI, 2007).

4 JUNTAS

A diferença no comportamento global entre estruturas de concreto moldado no local e estruturas pré-moldadas se dá principalmente devido à presença de elementos de ligação entre as peças pré-moldadas.

Esses elementos de ligação em estruturas de paredes portantes são chamados de juntas e podem ser classificados como:

- Juntas horizontais;
- Juntas verticais.

A Figura 4.1 ilustra as juntas em uma estrutura de paredes portantes.

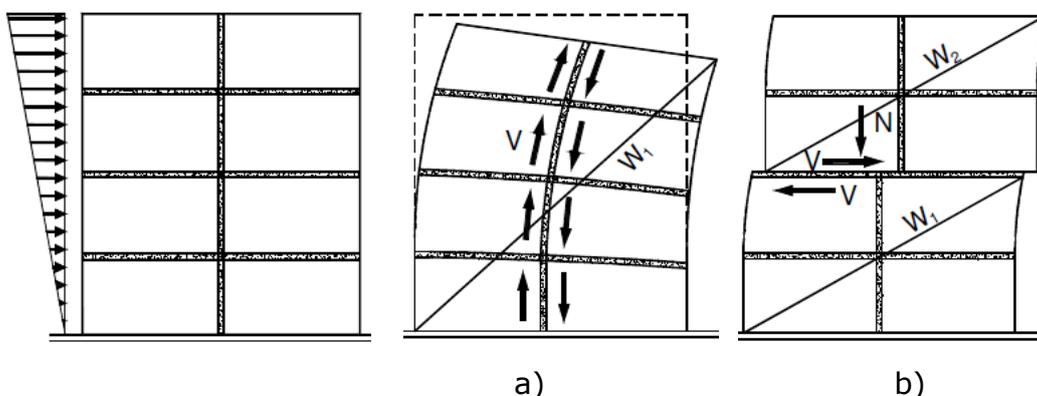


Figura 4.1 – Juntas entre paredes portantes e respectivos esforços predominantes: a) Juntas verticais; b) Juntas horizontais (PCI, 2010)

Observa-se que para juntas verticais os esforços de cisalhamento entre as paredes governam o dimensionamento, e para as juntas horizontais, os esforços predominantes são compressão e cisalhamento entre as paredes de pavimentos adjacentes.

A Figura 4.2 apresenta dois tipos de juntas horizontais.

As juntas verticais conectam as paredes adjacentes em um mesmo pavimento.

Seu comportamento pode ser considerado rígido, como ligação monolítica, flexível, com as paredes trabalhando como unidades independentes, ou semirrígido, em que a transferência dos esforços depende da deformabilidade dessa ligação

A Figura 4.3 ilustra os principais carregamentos e as forças resultantes em um sistema de paredes portantes e suas solicitações quando as juntas são consideradas rígidas ou flexíveis (CPCI, 2007).

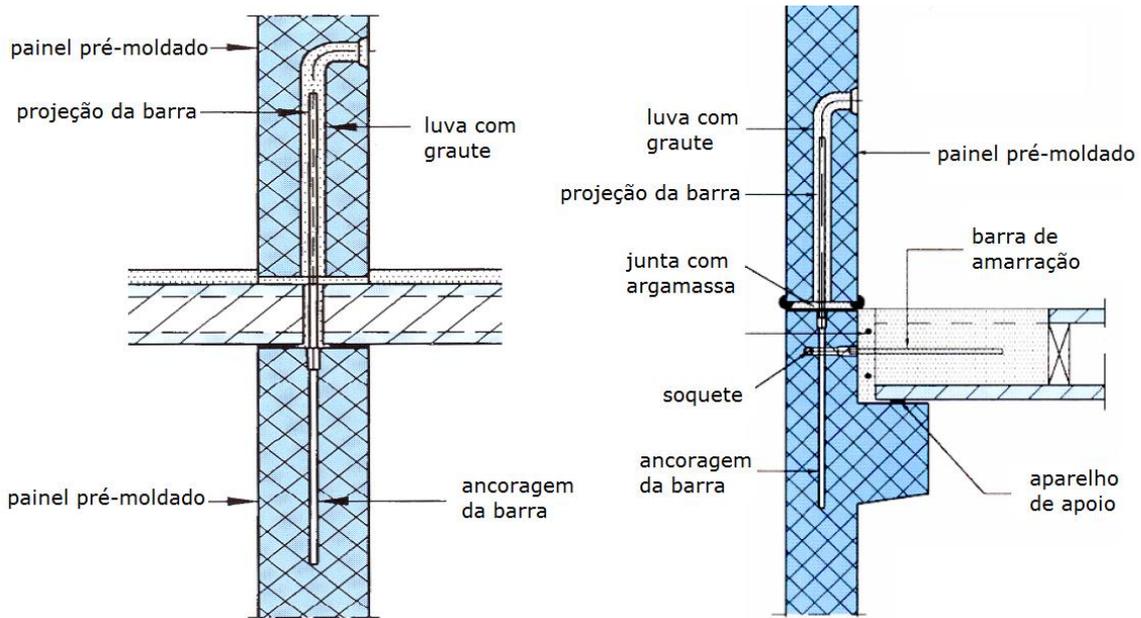


Figura 4.2 – Juntas horizontais em estruturas de paredes portantes (FIB, 2008)

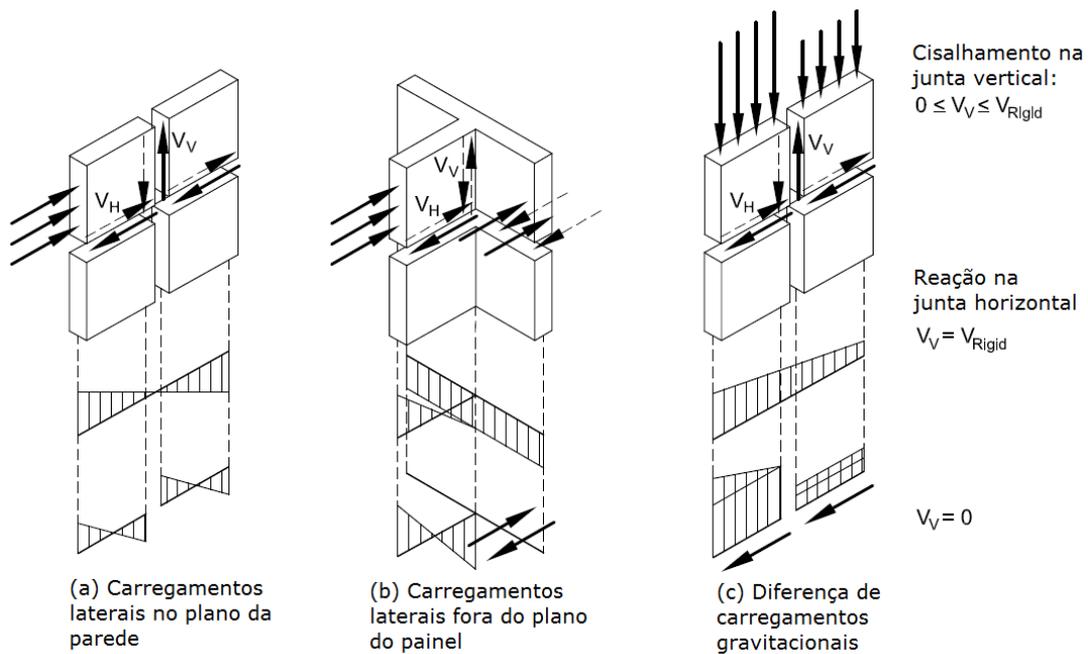


Figura 4.3 – Juntas em estruturas de paredes portantes. (CPCI, 2007)

4.1 RESISTÊNCIA DAS JUNTAS VERTICAIS

O principal esforço solicitante para esse tipo de junta é o cisalhamento. Conforme ilustrado na Figura 4.3, esse esforço pode ser proveniente de um carregamento horizontal, resultando em flexão dos painéis, Figura 4.3 (a) e (b), ou por diferentes magnitudes entre cargas verticais em painéis adjacentes, Figura 4.3 (c).

Pereswiet-Soltan (1980) consideram duas classes de juntas verticais com graute ou concreto:

- Juntas planas;
- Juntas dentadas.

4.1.1 Juntas planas

Dois exemplos de juntas planas estão ilustrados na Figura 4.4. A resistência ao cisalhamento desse tipo de junta se dá pela resistência ao corte do material de enchimento (concreto ou graute) e pelo atrito entre a superfície de contato do painel e da junta (PERESWIET-SOLTAN, 1980).

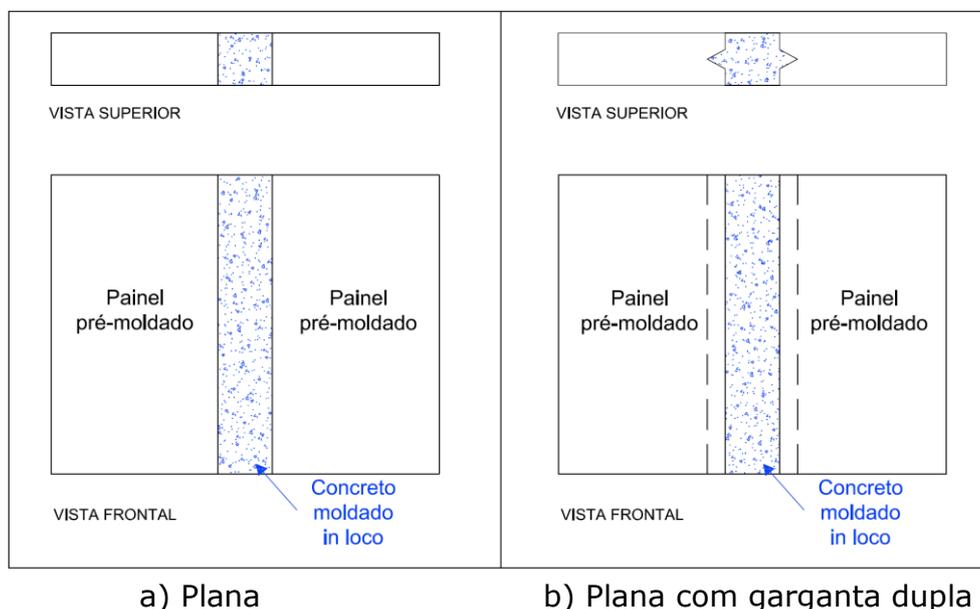


Figura 4.4 – Juntas planas. (adaptado de PERESWIET-SOLTAN, 1980)

Pereswiet-Soltan (1980) recomenda que a resistência do concreto ao cisalhamento seja determinada por:

$$\tau_{adm} = \frac{f_{ck}}{\gamma}$$

f_{ck} é a resistência do concreto à compressão aos 28 dias e γ é o coeficiente que relaciona a resistência à compressão com a resistência ao cisalhamento e incorpora um fator de segurança dado pela Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Coeficiente γ para as juntas (PERESWIET-SOLTAN, 1980)

	Coeficiente (γ)	
	Carregamentos normais	Carregamentos excepcionais
Junta vertical plana com garganta dupla	5	3,6
Junta vertical plana sem garganta	7	4,8

Segundo Pereswiet-Soltan (1980), o uso de barras de aço ao longo da junta vertical não exerce uma contribuição significativa na resistência direta ao cisalhamento, porém permite de forma prática considerar que tais barras de aço exerçam uma força de compressão de intensidade $N = A_s \cdot \sigma_s$, promovendo assim uma resistência de atrito T dada por:

$$T = \mu \cdot N = 0,6 \cdot A_s \cdot \sigma_s$$

Pereswiet-Soltan (1980) ainda declara que tal tipo de junta não garante de forma segura a transmissão dos esforços devido a sua deformabilidade. A deformabilidade desse tipo de junta será tratada de forma mais detalhada no item 4.3 deste capítulo.

4.1.2 Juntas dentadas

O termo juntas dentadas recebe tal denominação devido a sua geometria, a qual apresenta reentrâncias inclinadas que colaboram na formação de bielas de compressão ao longo da junta. Esse tipo de ligação é também conhecido como chave de cisalhamento, e comumente é aplicado em estruturas de painéis portantes pré-moldadas (Figura 4.5).

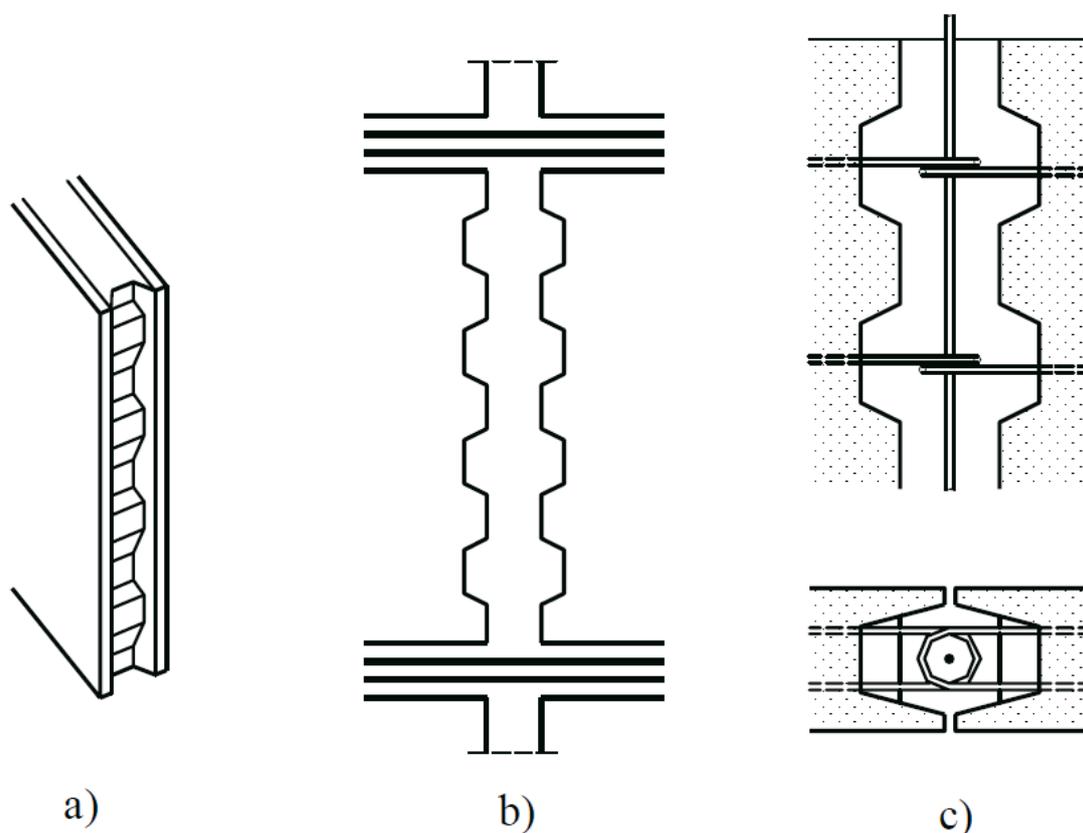


Figura 4.5 – Juntas verticais dentadas (FIB, 2008)

A transferência de esforços de cisalhamento entre os elementos estruturais é em função da deformabilidade e da resistência da junta. Em juntas dentadas, devido a sua baixa deformabilidade, a distribuição de esforços se aproxima, de uma forma geral, da correspondente a uma estrutura monolítica (BLJUGER, 1988).

Esquemas dos diagramas de tensão de cisalhamento versus deslocamento, para juntas verticais monolíticas, dentadas e planas, são apresentados na Figura 4.6 (FIB, 2008).

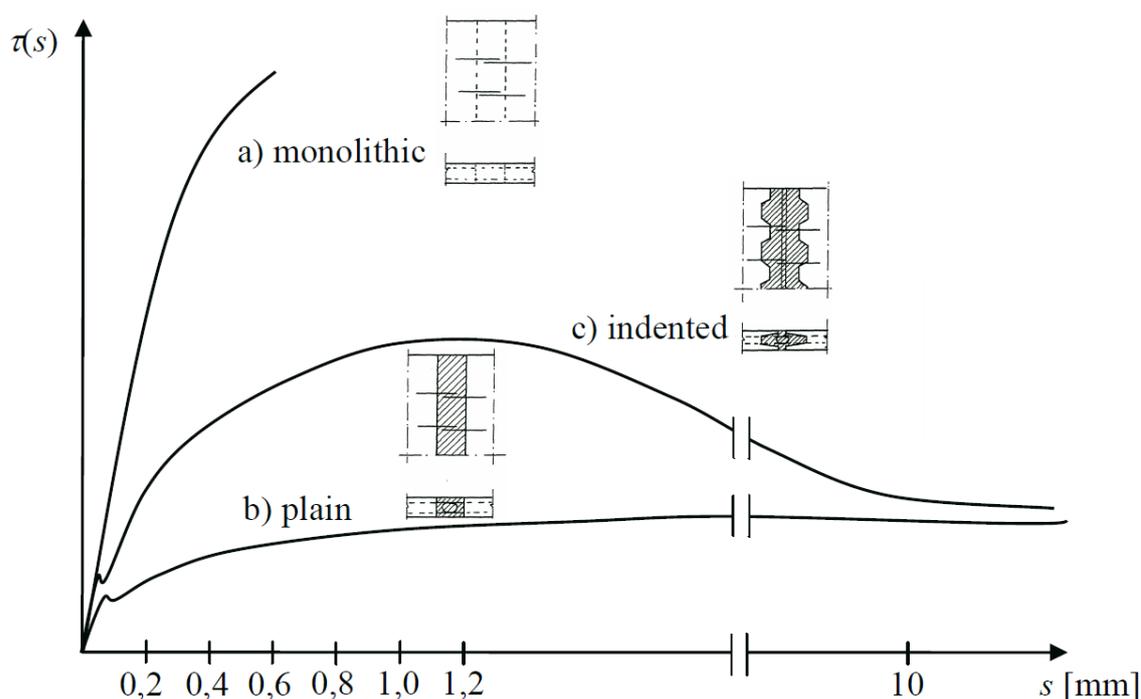


Figura 4.6 – Diagramas tensão de cisalhamento versus deslocamento para juntas verticais de painéis (FIB, 2008)

Observa-se nessa Figura o comportamento rígido da junta dentada, na fase inicial dos diagramas apresentados.

Segundo a FIB (2008), a perda de rigidez inicial ocorre devido à "quebra" da adesão entre as duas superfícies de concreto de diferentes idades, resultando na formação de fissuras ao longo da junta.

Após a fissuração, a transferência de esforços é realizada por outros mecanismos, como biela de compressão, efeito de pino das armaduras distribuídas ao longo da junta e atrito, que também ocorre nas juntas planas, como foi comentado no início do item 4.1.1.

A Figura 4.7 ilustra esses mecanismos de transferência de cisalhamento.

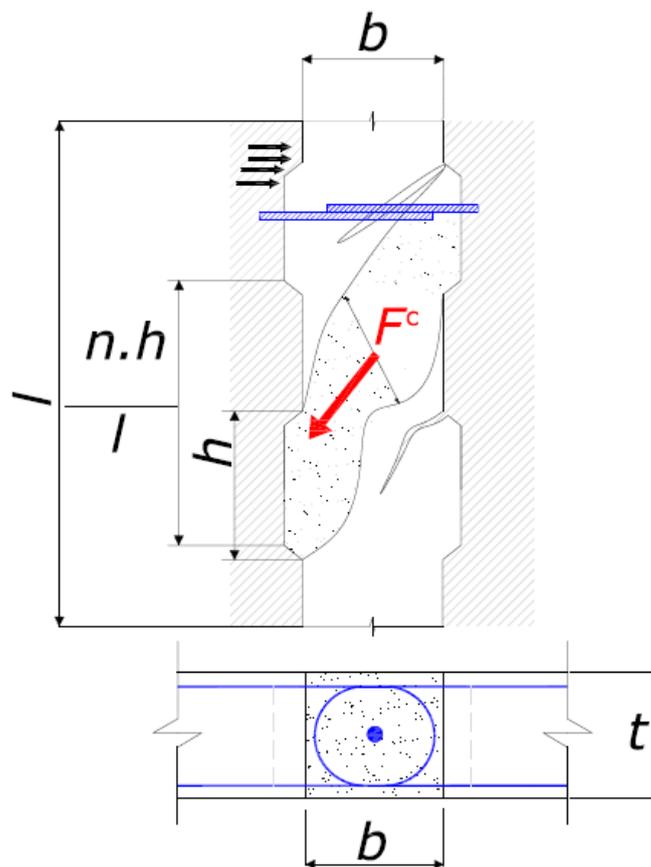


Figura 4.7 – Mecanismos de transferência de cisalhamento em juntas de painéis de concreto armado (TASSIOS e TSOUKANTAS, 1978)

A contribuição da resistência ao cisalhamento devida ao efeito de pino e ao atrito nas juntas verticais pode ser observada mais detalhadamente na Figura 4.8.

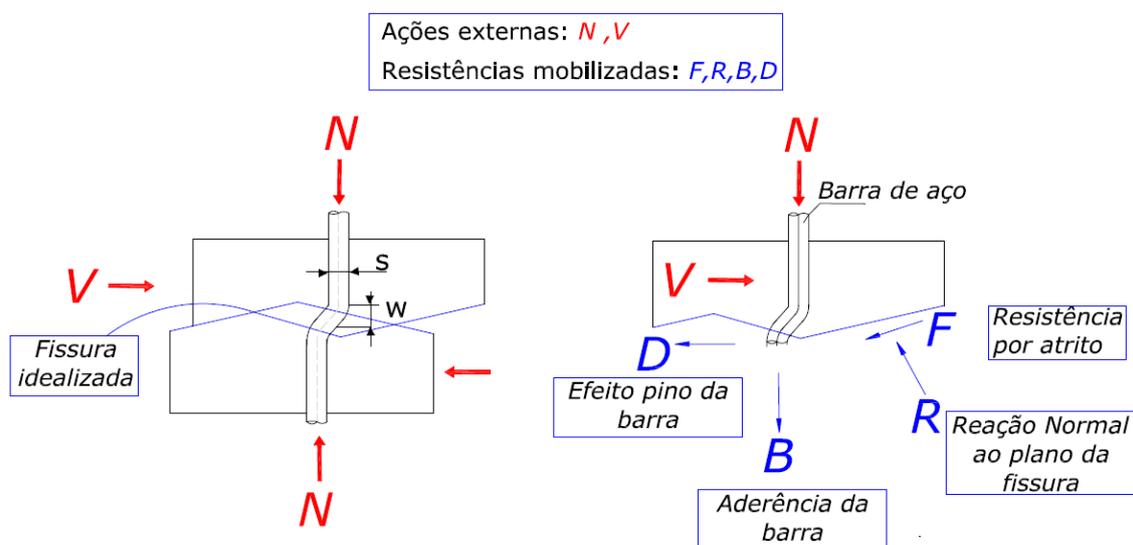


Figura 4.8 – Efeito de pino e atrito em juntas dentadas (FIB, 2008)

Logo, conclui-se que a resistência ao cisalhamento de uma junta dentada é a somatória da contribuição da biela de compressão, do atrito e do efeito de pino das armaduras (FIB, 2008).

O Eurocode 2 fornece a seguinte equação para se determinar a resistência de projeto ao cisalhamento:

$$\tau_{Rdj} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \text{sen} \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

c e μ são valores indicados na Tabela 4.2;

f_{ctd} é a menor resistência de cálculo à tração entre o concreto moldado no local e o pré-moldado;

$f_{ctd} = 0$ se a junta for solicitada por tração transversal;

$$f_{ctd} = 0,21 (f_{ck})^{2/3} / \gamma_c \text{ (em MPa);}$$

v é o coeficiente de redução de resistência ($v = 0,6 - f_{ck} / 200$);

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;

σ_n é pressão normal atuante na superfície da junta, positiva para compressão e negativa para tração, entretanto $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$;

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c ;$$

γ_c é o coeficiente de minoração da resistência do concreto;

ρ é a relação entre a área de aço distribuída ao longo da junta e a superfície de interface da junta;

α é o ângulo conforme mostrado na Figura 4.9.

Tabela 4.2 – Valores dos coeficientes c e μ (FIB, 2008)

Tipo de superfície	c	μ
Monolítica	0,62	1,0
Dentada	0,50	0,9
Rugosa: pelo menos 3 mm de rugosidade a cada 40mm de espaçamento	0,45	0,7
Lisa: sem receber tratamento adicional após compactação	0,35	0,6
Muito lisa: moldada em fôrmas de aço, plástico ou madeiras preparadas	0,25	0,5

Nos casos em que há possibilidade de fissuras na interface da junta promovendo assim a quebra de adesão, o coeficiente "c" deve ser reduzido para 0,125 em juntas dentadas e para zero nas demais juntas. (FIB, 2008)

A FIB (2008) recomenda que a geometria da chave dentada seja definida conforme a Figura 4.9.

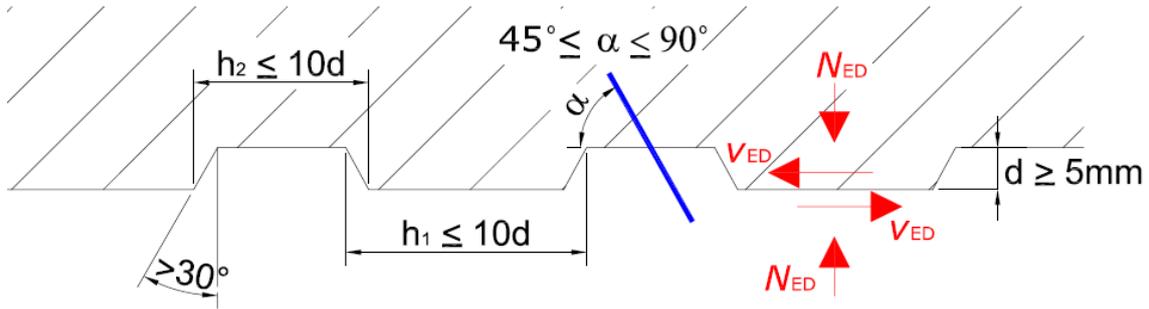


Figura 4.9 – Geometria da chave dentada (FIB, 2008)

É importante destacar a influência do ângulo β (Figura 4.10), da chave dentada no comportamento da junta. O Eurocode 2 recomenda que esse ângulo β seja menor ou igual a 30° . Diagramas da tensão de cisalhamento versus deslocamento, para diferentes ângulos β , são apresentados na Figura 4.10.

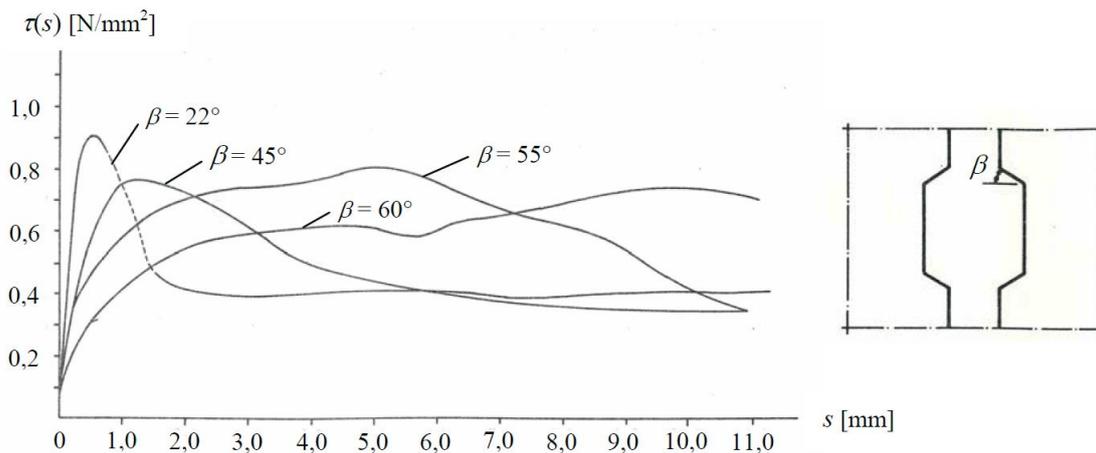


Figura 4.10 – Diagramas tensão de cisalhamento versus deslocamento para diferentes ângulos β (ERIKSSON et al., 1978)

4.2 RESISTÊNCIA DAS JUNTAS HORIZONTAIS

Conforme comentado anteriormente, as juntas horizontais são submetidas principalmente a esforços de compressão e de cisalhamento (Figura 4.1). Os esforços de compressão são decorrentes das ações verticais atuantes nas lajes dos pavimentos e os de cisalhamento, das forças horizontais, como vento e sismos. A resistência ao cisalhamento pode ser verificada analogamente à das juntas verticais, conforme item 4.1. A resistência à compressão é tratada a seguir.

4.2.1 Resistência à compressão

Segundo a FIB (2008), as juntas em compressão, onde são conectados diferentes tipos de elementos de concreto, com diferentes materiais, exigem uma análise especial.

A Figura 4.11 (a) ilustra as forças atuantes numa ligação parede-laje-parede, e as Figura 4.11 (b) e (c) representam modelos simplificados para análise das tensões, baseados no Métodos de Elementos Finitos (MEF), e em fórmulas empíricas simplificadas, provenientes do modelo biela-tirante, respectivamente.

A partir da Figura 4.11 é possível observar o desvio das forças de compressão em uma junta horizontal. Esse desvio influencia diretamente na resistência da junta. Quanto maior o desvio, maiores são as forças de tração atuantes nas paredes, diminuindo a resistência da junta à compressão.

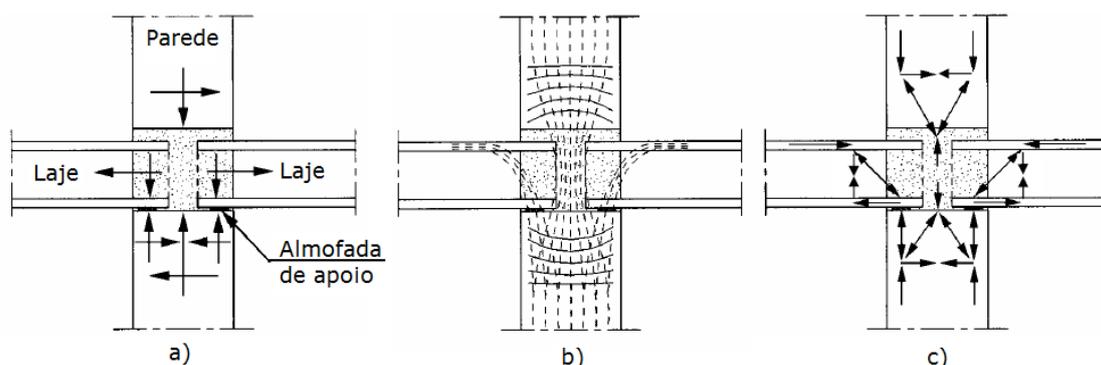


Figura 4.11 – Ligação parede-laje-parede: a) forças; b) análise das tensões baseada no MEF; c) modelo biela-tirante (FIB, 2008)

Essas tensões de tração também podem ser observadas em ligações com carregamento uniformemente distribuído pela junta, devido simplesmente à diferença de propriedades mecânicas entre os materiais.

A Figura 4.12 ilustra esse fenômeno, em que, por geralmente apresentar uma deformabilidade lateral maior que a do concreto da parede, a argamassa gera tensões de tração nas proximidades da interface dos elementos. Devido ao atrito entre o painel e a argamassa, o painel impede essa deformação lateral da argamassa, resultando nela uma compressão lateral, como se fosse um confinamento.

Segundo a FIB (2008), essas tensões são normalmente desprezadas no dimensionamento das juntas, por apresentarem pouca influência quando comparadas com as tensões de tração de outras naturezas, como por exemplo, a excentricidade entre carregamentos.

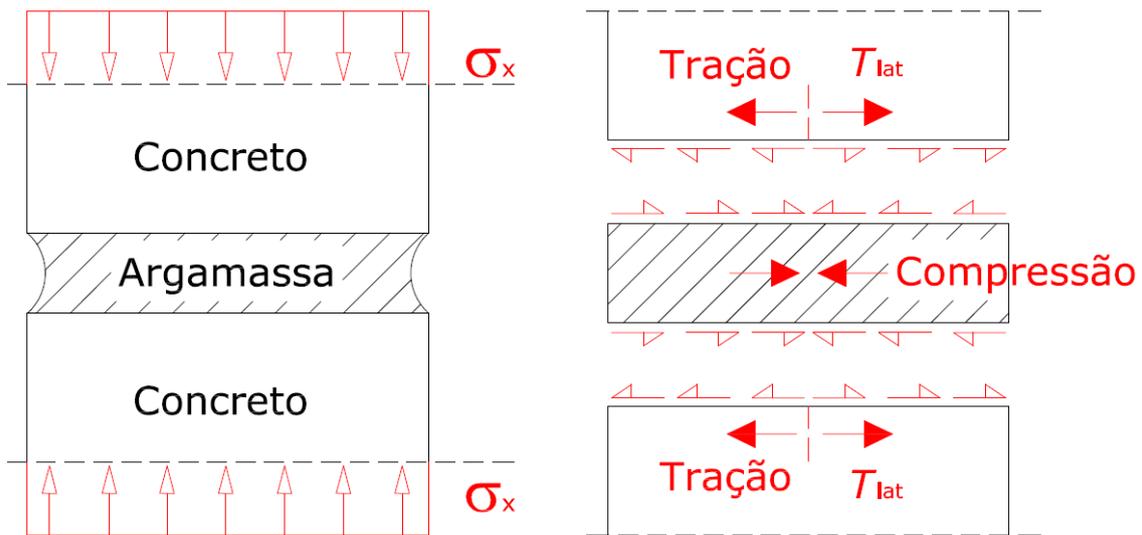


Figura 4.12 – Compressão em juntas com argamassa e concreto (FIB, 2008)

Com a finalidade de relacionar não apenas as resistências dos diferentes materiais usados na ligação, mas também a geometria da junta, a FIB (2008) recomenda que o valor de cálculo da força normal resistente da junta horizontal à compressão $N_{Rd,joint}$ deve ser determinada a partir da equação indicada a seguir, relacionada com a Figura 4.13.

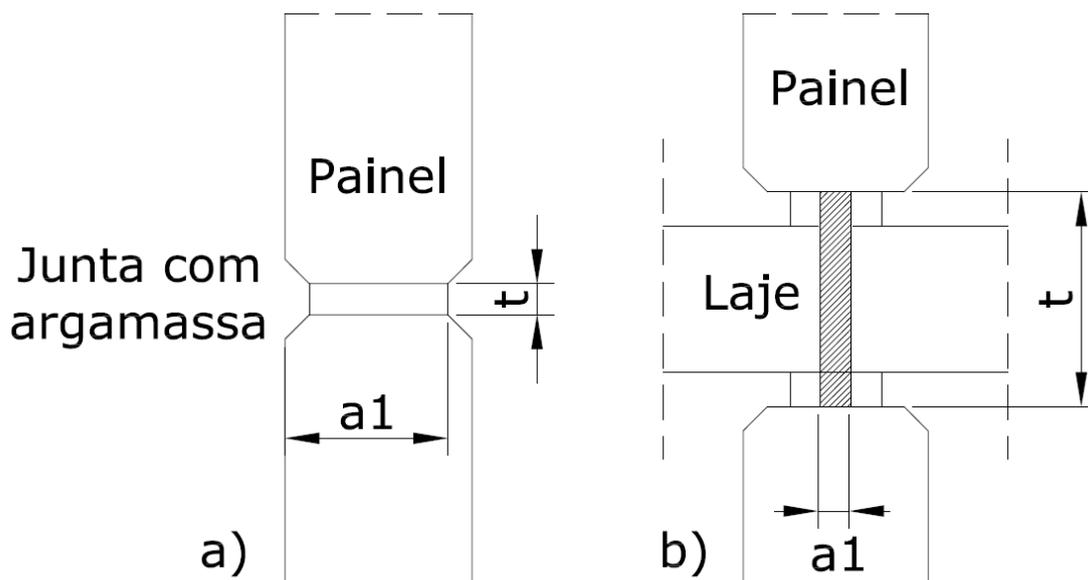


Figura 4.13 – Geometria das juntas horizontais: a) Parede-parede; b) Parede-laje-parede. (FIB, 2008)

$$N_{Rd,joint} = f_{cd}^* \cdot A_{joint}$$

$$f_{cd}^* = f_{cd,joint} \cdot (A_2/A_1)^{1/2}$$

$$f_{cd,joint} = \beta \cdot f_{cd,wall}$$

$N_{Rd,joint}$ = valor de cálculo da força normal resistente de compressão de projeto da junta

$f_{cd,wall}$ = resistência de cálculo do concreto do painel à compressão

$f_{cd,mortar}$ = resistência de cálculo da argamassa à compressão

$f_{cd,joint}$ = resistência de cálculo da junta à compressão

$$\beta_0 = f_{cd,mortar} / f_{cd,wall}$$

$\beta = f_{cd,joint} / f_{cd,wall}$ - obtido no diagrama da Figura 4.14

t = altura da junta (Figura 4.13)

A_1 = área de apoio = $a_1 \cdot b_1$

$A_2 = a_2 \cdot b_2$ = projeção da área de apoio devida ao espraçamento de tensões

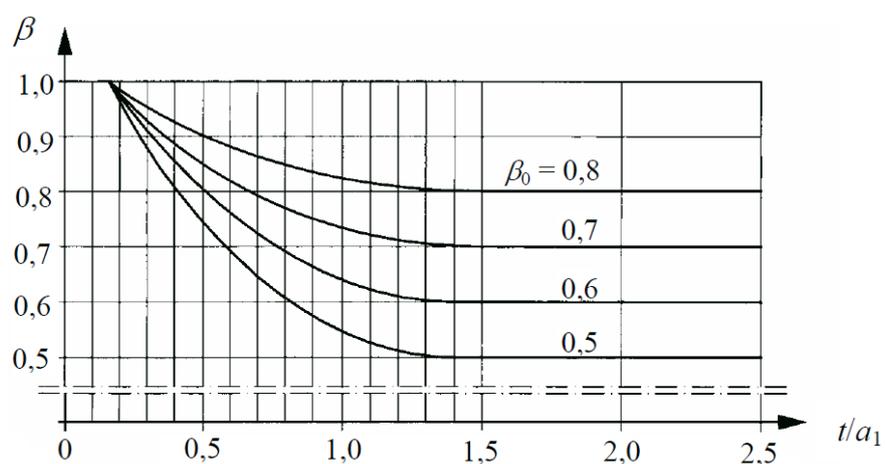


Figura 4.14 – Diagrama relacionando geometria e resistência da junta (FIB, 2008)

Para determinação da área de apoio A_2 , o espraçamento de tensões segue a proporção 2:1 e ocorre até a altura de valor igual ao dobro da dimensão de apoio, quando não influenciado pela proximidade de uma ou mais bordas. A Figura 4.15 ilustra a determinação dessas dimensões.

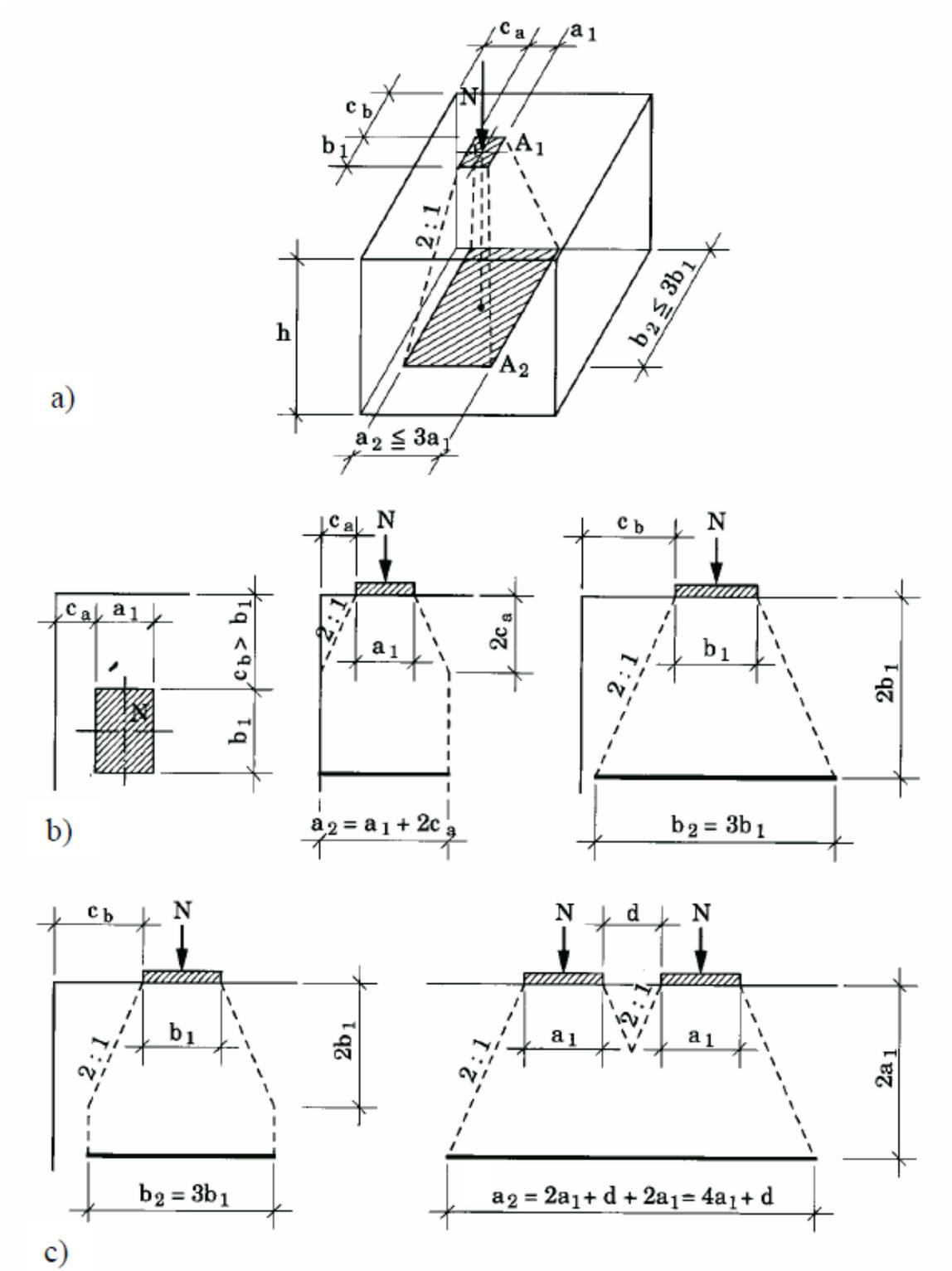


Figura 4.15 – Espreadimento das tensões de compressão: a) distante da borda de concreto; b) próxima à borda de concreto; c) próxima a outro carregamento (FIB, 2008)

Esse desvio de tensões de compressão resulta em tensões de tração laterais (Figura 4.16).

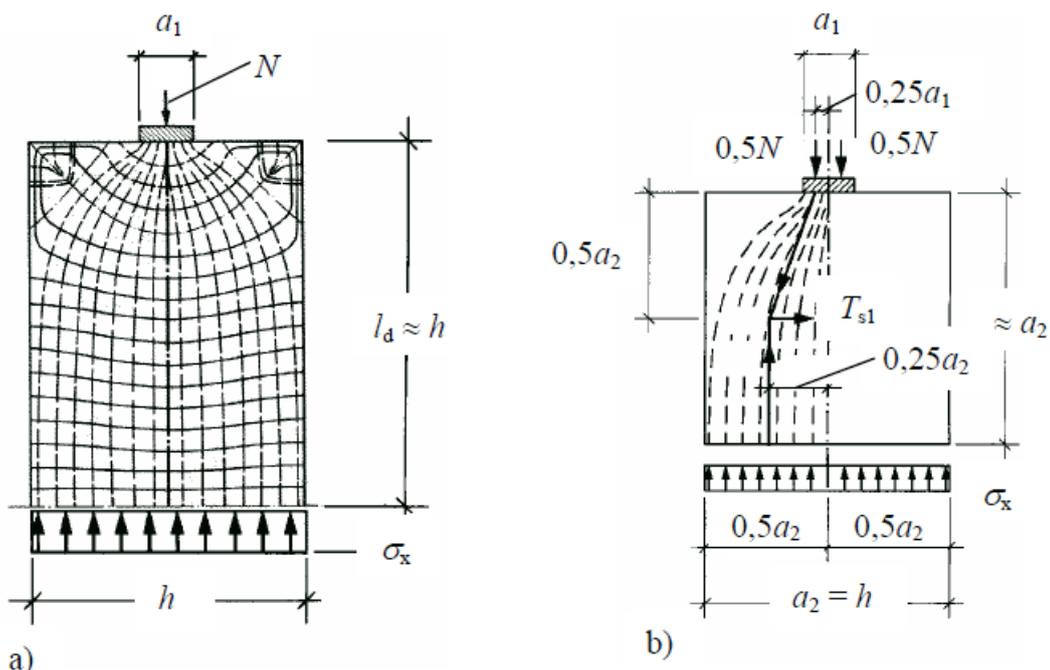


Figura 4.16 – Tensões em elemento de concreto solicitado à carga centrada, a partir de uma análise linear (LEONHARDT, 1975)

Considerando uma força de compressão N e espessura do painel h , em juntas entre painéis e lajes, o Eurocode 2 permite fazer as seguintes simplificações quanto ao dimensionamento das armaduras para resistir tais tensões de tração laterais:

- $N \leq 0,5 \cdot h \cdot f_{cd}$, não há necessidade de armaduras;
- $0,5 \cdot h \cdot f_{cd} < N \leq 0,6 \cdot h \cdot f_{cd}$, usar armadura conforme indicado na Figura 4.17, com barras de diâmetro $\phi \geq 6$ mm e espaçamento (s) igual à espessura do painel (h) ou 20 cm, o menor desses valores.

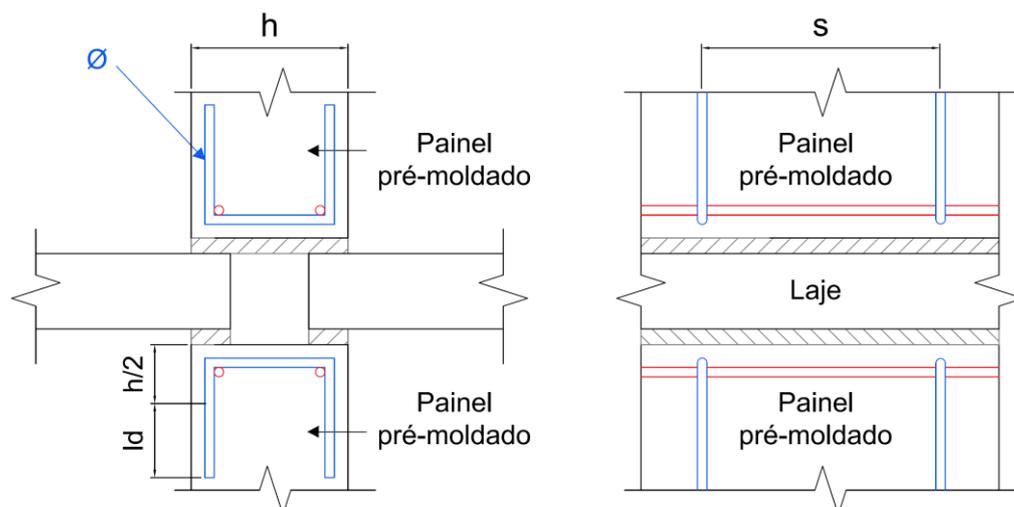


Figura 4.17 – Detalhe da armadura em painéis para resistir as tensões de tração laterais (adaptado do Eurocode 2)

Para esforços de compressão superiores aos limites indicados, deve-se dimensionar a armadura para resistir o esforço de tração, que pode ser determinado a partir da seguinte equação:

$$T_{s1} = 0,25 \cdot N \cdot [(1-a_1)/a_2]$$

Os valores de a_1 e a_2 podem ser determinados conforme indicado na Figura 4.15.

Para casos em que ocorram excentricidades da força de compressão em relação ao eixo da peça, uma segunda parcela de força (T_{s2}) deve ser adicionada a T_{s1} para se determinar o esforço de tração resultante.

$$T_{s2} = 0,015 \cdot N [1-(2e/h)^{1/2}]$$

Nessa equação, e é a excentricidade do carregamento e h a espessura do elemento de concreto. Portanto, o esforço de tração solicitante final é dado pela soma das parcelas T_{s1} e T_{s2} :

$$T_s = T_{s1} + T_{s2}$$

Logo, a armadura (A_s) necessária é calculada por:

$$A_s \geq T_s / f_{yd}$$

f_{yd} = resistência de cálculo do aço ao escoamento.

4.3 DEFORMABILIDADE DAS JUNTAS

Serão consideradas as juntas submetidas à compressão e ao cisalhamento.

4.3.1 Juntas submetidas à compressão

O esforço predominante nas ligações entre os painéis portantes e os demais elementos estruturais, lajes por exemplo, é o esforço de compressão. Segundo BLJUGER (1988), a deformabilidade das ligações sob compressão é diretamente afetada pelas camadas de argamassa de ligação (argamassa de assentamento) e de concreto moldado *in loco*, assim como suas respectivas resistências.

A compreensão do comportamento da deformabilidade dessas ligações é importante principalmente para a avaliação da distribuição dos esforços na análise estrutural da edificação. Dois exemplos de ligações entre painéis portantes pré-fabricados e lajes pré-moldadas estão ilustrados na Figura 4.18.

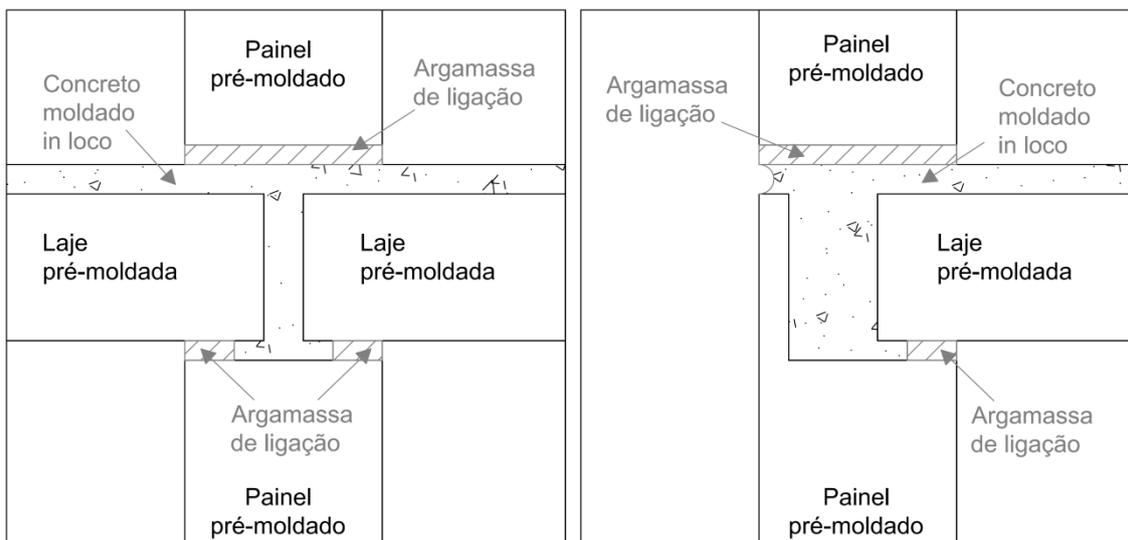


Figura 4.18 – Ligações entre painéis portantes pré-fabricados e lajes pré-moldadas

Para tanto, BLJUGER (1988) recomenda que o módulo de elasticidade efetivo do sistema seja considerado homogêneo e determinado conforme a seguinte equação:

$$E = \frac{1}{1/E_c + \lambda_m/H}$$

E_c é o módulo de elasticidade do concreto, λ_m é a deformabilidade da ligação e H é a altura do painel que está sendo avaliado.

O valor de λ_{mj} deve ser obtido através das expressões:

$$\lambda_{mj} = 1 / \sum_i \frac{n_i}{\lambda_{m0}}$$

$$\lambda_{m0} = \lambda_{mi} \cdot \frac{e}{b}$$

O valor de n_i corresponde à quantidade de ligações atuando em paralelo e λ_{m0} à deformabilidade da ligação, considerando a espessura da parede (e), a largura da junta (b) e a deformabilidade básica da ligação à compressão (λ_{mi}), conforme os valores apresentados na Tabela 4.3.

Portanto, a deformabilidade da ligação λ_m é a soma das relativas aos elementos da ligação λ_{mj} .

Tabela 4.3 – Deformabilidade básica da ligação à compressão, em m/MPa (BLJUGER, 1988)

Tipo de junta	Resistência da argamassa de ligação ou do concreto moldado <i>in loco</i> em contato com o elemento pré-fabricado		
	Até 1 MPa	5 MPa	Acima de 10 MPa
 <p>Painel pré-fabricado</p> <p>Argamassa de ligação</p> <p>Painel pré-fabricado</p>	1×10^{-4}	$0,6 \times 10^{-4}$	$0,4 \times 10^{-4}$
 <p>Concreto moldado <i>in loco</i></p> <p>Painel pré-fabricado</p>	-	-	$0,2 \times 10^{-4}$

4.3.2 Juntas submetidas ao cisalhamento

Quanto à deformabilidade, BLJUGER (1988) classifica as juntas de cisalhamento em três grupos, como se indica a seguir.

- Grupo 1 – caracterizado por uma deformação uniforme de até 1 mm e por não sofrer ruptura com deformações até a ordem de 20 mm a 30 mm. Esse tipo de junta é denominada flexível e considerada praticamente indestrutível. As juntas verticais planas enquadram-se nesse tipo de classificação. A deformabilidade da ligação é dada por:

$$\lambda = \frac{6}{\phi} \cdot \left(\frac{1}{E_{c1}} + \frac{1}{E_{c2}} \right) \text{ m/MN}$$

ϕ é o diâmetro da barra de ancoragem (em metros).

- Grupo 2 – caracterizado por sofrer ruptura em pequenas deformações. Esse tipo de junta é denominada rígida e é a mais comumente presente em estruturas de paredes portantes. O valor de λ é dado por:

$$\lambda = \frac{0,5}{E_c \cdot A_k} \text{ m/MN}$$

E_c é o menor valor entre os módulos de elasticidade do concreto do painel e o do graute da junta (em MPa) e A_k é a área no plano da interface de cisalhamento. Juntas verticais dentadas são um exemplo desse grupo.

- Grupo 3 – caracterizado por dois limites de proporcionalidade: o primeiro representando o estado fissurado do elemento e o segundo pelo limite elástico do aço. Essas juntas podem apresentar deformações de 2 mm a 3 mm sem apresentar ruptura. Lintéis e lajes sobre aberturas são exemplos desse grupo.

5 DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento dos painéis pré-moldados é dividido em duas fases: uma fase transitória e a outra em serviço.

A fase transitória consiste no dimensionamento do painel para as situações que precedem a posição final do elemento, instalado em sua posição definitiva. Destaca-se para essa fase a etapa de desforma do painel.

A situação em serviço refere-se às solicitações que o painel é submetido após a instalação em sua posição definitiva.

5.1 FASE TRANSITÓRIA – DESFORMA DO PAINEL

Conforme comentado no item 2.2.2, a desforma dos painéis depende do tipo de fôrma utilizada na sua produção. No caso de painéis produzidos em bateria vertical, o dimensionamento pode ser feito com base na analogia com o comportamento de vigas-parede, considerando os içadores como os pontos de apoio.

Quando produzidos em mesas horizontais, os esforços solicitantes são geralmente maiores do que os relativos a baterias verticais. A Figura 5.1 e a Figura 5.2 mostram a locação de içadores recomendada pelo PCI (2010).

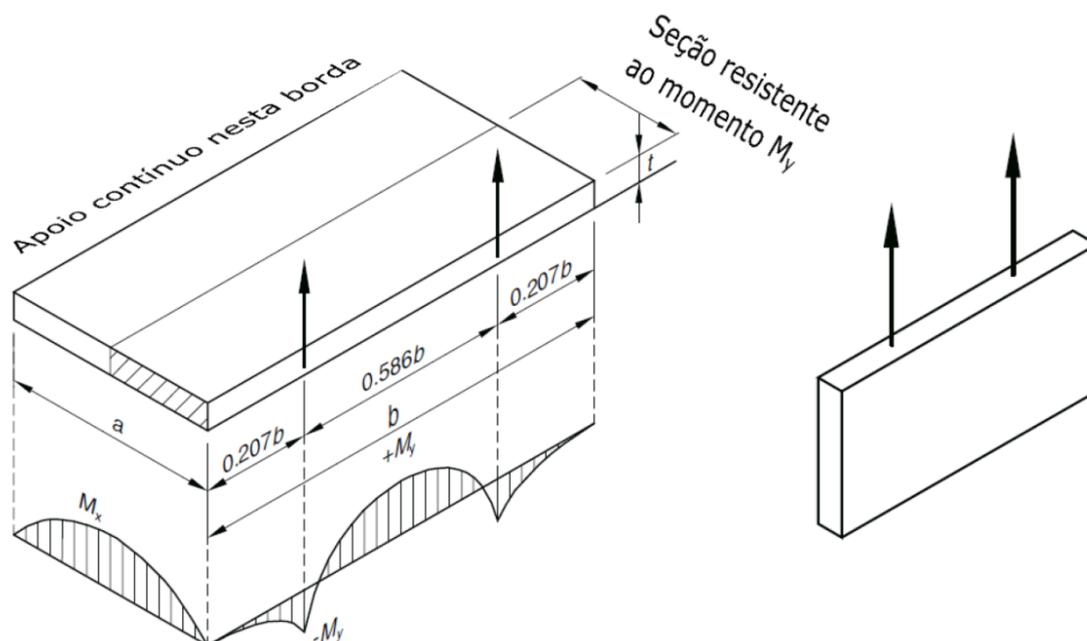


Figura 5.1 – Desforma de painéis com dois içadores na borda superior: posição dos içadores e diagramas de momentos solicitantes. (PCI, 2010)

Para a desforma de painéis usando dois içadores, conforme ilustrado na Figura 5.1, os esforços solicitantes são determinados com as equações:

$$M_x = q \cdot a^2 / 8$$

$$M_y = 0,0107 \cdot q \cdot a \cdot b^2$$

q = peso por unidade de área

a = altura do painel

b = comprimento do painel

O PCI (2010) ainda define que o esforço M_y deve ser resistido pela seção com a largura limitada em $a/2$. Essa consideração também é recomendada para a desforma usando quatro içadores (Figura 5.2).

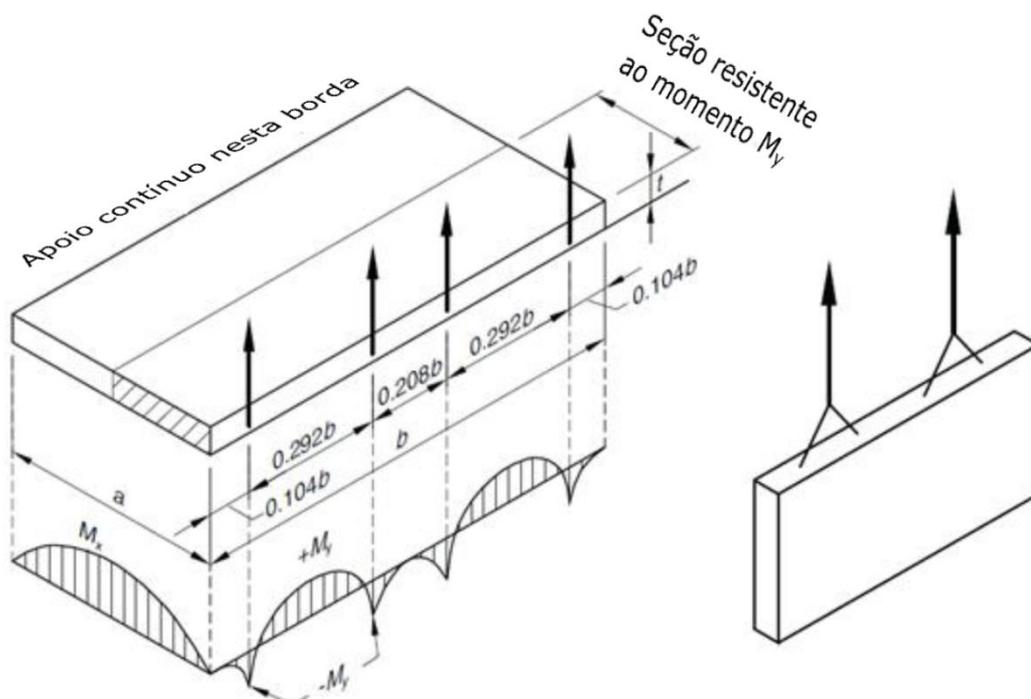


Figura 5.2 – Desforma de painéis com quatro içadores na borda superior: posição dos içadores e diagramas de momentos solicitantes. (PCI, 2010)

Para a desforma usando quatro içadores, conforme ilustrado na Figura 5.2, os esforços solicitantes são determinados com as equações:

$$M_x = q \cdot a^2 / 8$$

$$M_y = 0,0027 \cdot q \cdot a \cdot b^2$$

Como pode ser observado, a quantidade e a localização dos cabos de desforma são variáveis importantes na determinação dos esforços solicitantes. Quando esses esforços superarem a resistência do painel, pode-se aumentar a quantidade de içadores, alterar a posição deles e ainda alterar a situação de desforma. Por exemplo, no caso em que se necessita diminuir a intensidade do esforço M_x , a opção de aumentar a quantidade de içadores não resolveria. A solução é rever o sistema de desforma ou a localização dos içadores.

A Figura 5.3 e a Figura 5.4 ilustram uma opção de desforma com içadores na superfície do painel, mantendo-o na posição horizontal.

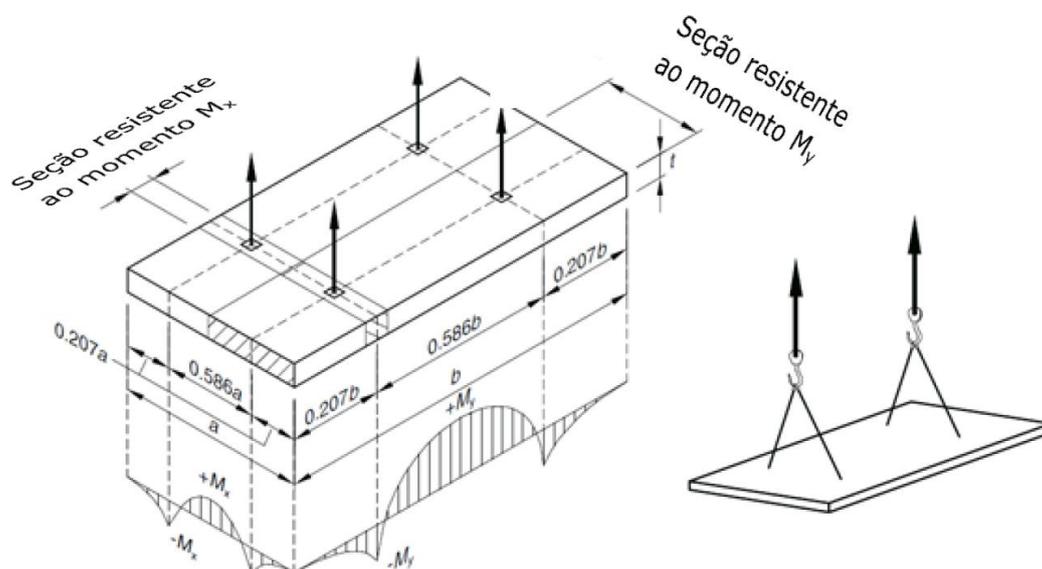


Figura 5.3 – Desforma de painéis com quatro içadores na superfície plana: posição dos içadores e diagramas de momentos solicitantes. (PCI, 2010)

Os esforços solicitantes para a configuração de desforma apresentada na Figura 5.3 são determinados por:

$$M_x = 0,0107 \cdot q \cdot a^2 \cdot b$$

$$M_y = 0,0107 \cdot q \cdot a \cdot b^2$$

O momento M_x deve ser resistido pela seção com a largura limitada pelo menor valor entre $b/2$ e 15 vezes a espessura do painel, e o momento M_y , pela seção com a largura limitada por $a/2$.

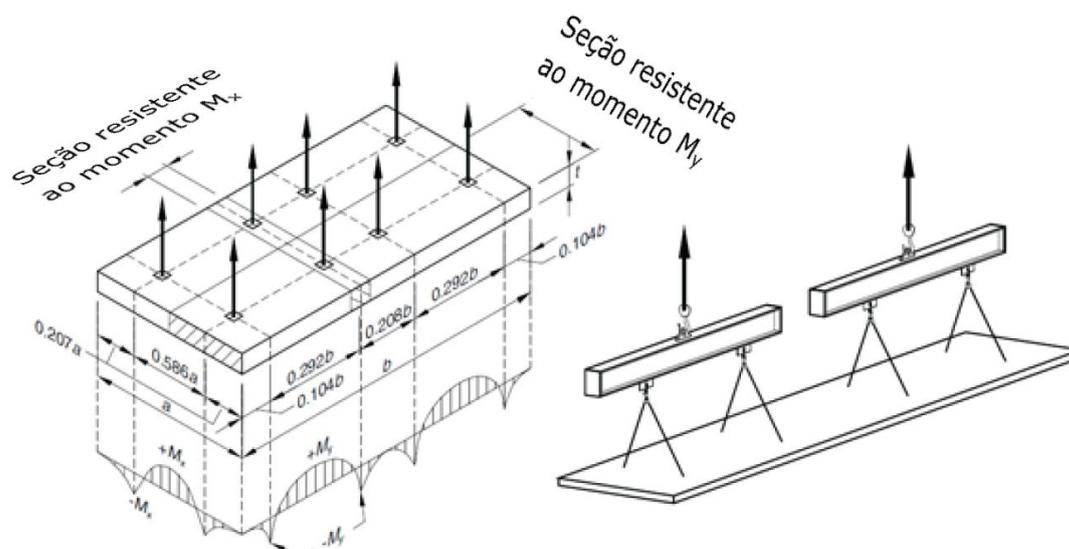


Figura 5.4 – Desforma de painéis com oito içadores na superfície plana: posição dos içadores e diagramas de momentos solicitantes. (PCI, 2010)

Os esforços solicitantes para a configuração de desforma apresentada na Figura 5.4 são determinados por:

$$M_x = 0,0054 \cdot q \cdot a^2 \cdot b$$

$$M_y = 0,0027 \cdot q \cdot a \cdot b^2$$

Para a desforma com oito içadores na superfície, o momento M_x deve ser resistido pela seção com a largura limitada pelo menor valor entre $b/4$ e 15 vezes a espessura do painel, e o momento M_y , pela seção com a largura limitada por $a/2$.

Esses esforços devem ainda considerar, na fase de desforma, o efeito de sucção entre o painel e a mesa de produção.

A Tabela 5.1 (PCI, 2010) fornece alguns valores de coeficientes de sucção que devem ser usados para majorar o peso do painel para o cálculo dos esforços.

Considerando que umas das vantagens da utilização de painéis é a eliminação de algumas etapas de acabamento, a formação de fissuras deve ser evitada, mesmo que estruturalmente seja aceitável. Para tanto, é recomendável limitar os momentos solicitantes ao momento de fissuração, para a resistência do concreto no momento da desforma. O PCI (2010) recomenda que o momento de fissuração para a etapa de desforma seja dividido por um coeficiente de valor 1,5.

Tabela 5.1 – Coeficientes de sucção na desforma. (PCI, 2010)

Tipo do elemento	Acabamento	
	Uso de retardador	Uso apenas de desmoldante
Plano, com laterais removíveis e sem juntas falsas e/ ou retornos	1,20	1,30
Plano, com juntas falsas e/ ou retornos	1,30	1,40
Formas fixas com retornos	1,40	1,60
Esculturada	1,50	1,70

5.2 EM SERVIÇO – EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

Os momentos de segunda ordem são oriundos de variação geométrica ao longo da peça que, quando solicitada axialmente, tende a se deformar, originando assim uma nova condição de excentricidade.

No caso de painéis portantes, as excentricidades causadas por erros construtivos, empenamento térmico e deformação devida à ação do vento devem ser consideradas na análise de segunda ordem.

Tanto o PCI (2010) quanto o CPCI (2007) apresentam dois métodos para calcular os efeitos de segunda ordem. Um é chamado de Método do Momento de majoração dos momentos (Magnified Moment Approach) e o outro é o mundialmente conhecido como P- δ .

O índice de esbeltez relaciona o comprimento de flambagem com o raio de giração, conforme a expressão:

$$\lambda = (k \cdot l_u) / r$$

l_u = altura do elemento

r = raio de giração

k = coeficiente de flambagem

A particularidade do efeito de segunda ordem em estruturas de paredes portantes está na determinação do coeficiente de flambagem "k". Esse coeficiente relaciona a altura do elemento com os pontos de momento nulo. Para painéis portantes, há três casos distintos.

O primeiro (caso 1) refere-se aos elementos que não apresentam restrição ao longo da altura, podendo ser considerados como elementos biapoiados. Logo, o valor de "k" é igual a 1, semelhante ao determinado para uma coluna biapoiada. A Figura 5.5 ilustra essa situação.

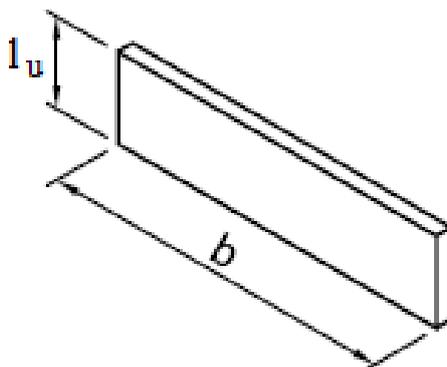


Figura 5.5 – Caso 1 - Painéis sem restrição lateral ao longo da altura (CPCI, 2007)

O caso 2 refere-se aos elementos que apresentam restrição ao longo da altura em ambos os lados, como indicado na Figura 5.6. Para estes, a determinação do coeficiente "k" depende da relação entre a altura " l_u " e a largura do painel "b".

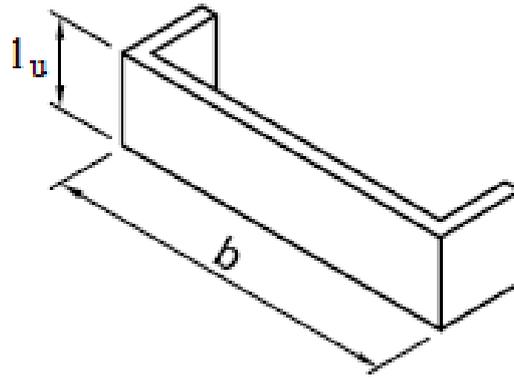


Figura 5.6 – Caso 2 - Painel com restrição lateral ao longo da altura em ambos os lados (CPCI, 2007)

A Tabela 5.2 fornece as equações para a determinação do coeficiente “k” conforme o PCI (2010) e o Eurocode 2.

Tabela 5.2 – Coeficiente de flambagem para painéis com restrição lateral ao longo da altura nas duas extremidades

PCI (2010)	Eurocode 2
$\frac{l_u}{b} < 1/2 \rightarrow k = 1,0$	$\frac{l_u}{b} \leq 1 \rightarrow k = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_u}{b}\right)^2}$
$1/2 \leq \frac{l_u}{b} \leq 1,0 \rightarrow k = 1,5 - \left(\frac{l_u}{b}\right)$	
$1,0 < \left(\frac{l_u}{b}\right) \rightarrow k = 1,0 / [1 + \left(\frac{l_u}{b}\right)^2]$	$\frac{l_u}{b} > 1 \rightarrow k = \frac{b}{2l_u}$

O caso 3 refere-se aos elementos que apresentam restrição ao longo da altura em apenas um dos lados (Figura 5.7). A Tabela 5.3 apresenta as equações fornecidas pelo PCI (2010) e pelo Eurocode 2.

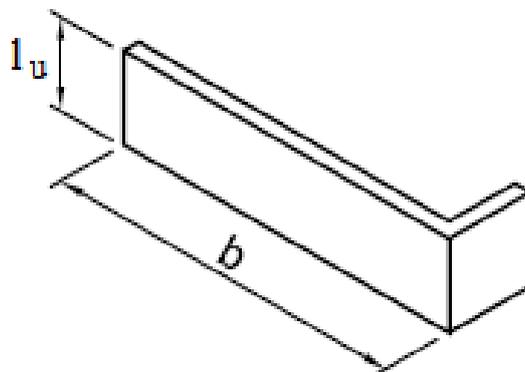


Figura 5.7 – Caso 3 - Painel com restrição lateral ao longo da altura em um dos lados (CPCI, 2007)

Tabela 5.3 – Coeficiente de flambagem para painéis com restrição lateral ao longo da altura em apenas uma das extremidades

PCI (2010)	Eurocode 2
$\frac{l_u}{b} < 1/2 \rightarrow k = 1,0$	$k = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_u}{3b}\right)^2}$
$\frac{1}{2} \leq \frac{l_u}{b} \leq 2,0 \rightarrow k = 1,0 - 0,423 \cdot \left[\left(\frac{l_u}{b}\right) - 1\right]$	
$2,0 < \frac{l_u}{b} \rightarrow k = 1,0 / \sqrt{1 + \left(\frac{l_u}{b}\right)^2 / 2,0}$	

Segundo Eurocode 2, para que um painel transversal seja considerado como um elemento de restrição, esse deve respeitar os seguintes critérios:

- a espessura do travamento não pode ser inferior à metade da espessura do painel considerado;
- a altura do travamento deve ser igual à altura do painel considerado;
- o comprimento do travamento deve ser no mínimo igual a 20% da altura do painel considerado;
- no comprimento de valor 20% da altura do painel considerado não pode haver abertura no travamento.

5.2.1 Excentricidade de projeto

Neste item serão consideradas: a excentricidade mínima, a devida à tolerância de montagem e de produção e a decorrente da diferença de temperatura.

a) Excentricidade mínima

A excentricidade mínima proposta pelo PCI (2010) e pelo CPCI (2007) é igual à definida pela NBR 6118:2007, dada por:

$$e_{\min} = 0,015 + 0,03.h$$

h é a espessura do painel, em metros.

Quando a soma das excentricidades de outras naturezas for menor que a excentricidade mínima, deve-se ser considerado no projeto o valor aqui definido.

b) Tolerância de montagem e de produção

A excentricidade devida à tolerância de montagem e de produção depende principalmente dos critérios de qualidade adotados na fase produtiva e na obra.

Durante a fase de estoque, a diferença de retração entre as faces do painel podem causar empenamento (Figura 5.8). O PCI (2010) recomenda limitar esse empenamento em $h/360$, sendo h a altura do painel, não podendo ser superior a 1,25 cm.

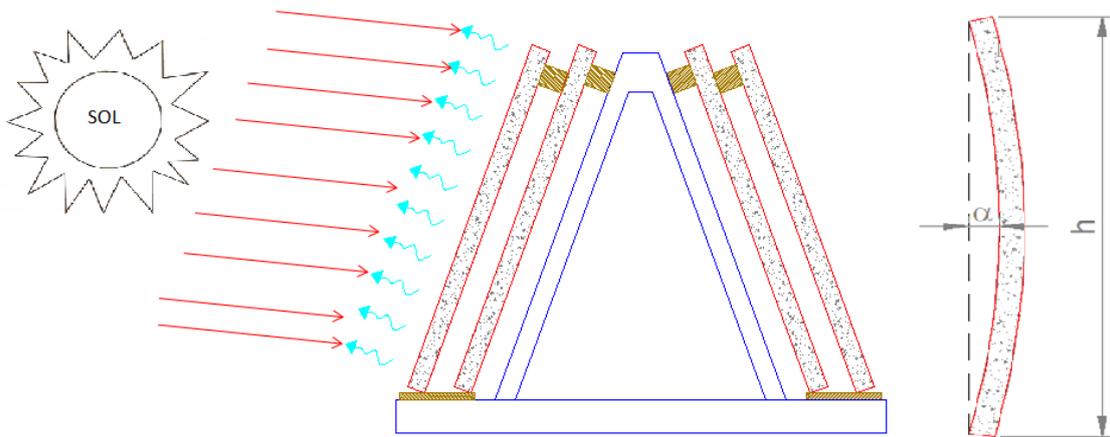


Figura 5.8 – Tolerância de produção – Empenamento durante a fase de estoque (adaptado de PCI, 2010)

O PCI (2011) recomenda que se considere uma tolerância de montagem mínima de 25 mm, que pode ser alterada quando for prudente.

c) Excentricidade devida à diferença de temperatura

A diferença de temperatura entre as duas faces do painel, interna e externa, causa uma diferença de dilatação ou de contração no elemento, provocando assim o empenamento, denominado pelo PCI como empenamento térmico (*thermal bowing*), como mostra a Figura 5.9.

Essa preocupação é muito frequente em países com clima muito frio, como por exemplo o Canadá, onde a diferença de temperatura pode superar 60 graus Celsius. No caso de painéis portantes, esse empenamento deve ser levado em conta na análise de segunda ordem.

A magnitude teórica do empenamento pode ser determinada pela seguinte expressão (PCI, 2010):

$$\Delta = \alpha \cdot \frac{l^2}{8h}$$

α = gradiente térmico ao longo da espessura do painel;

l = distância entre os apoios;

h = espessura do elemento.

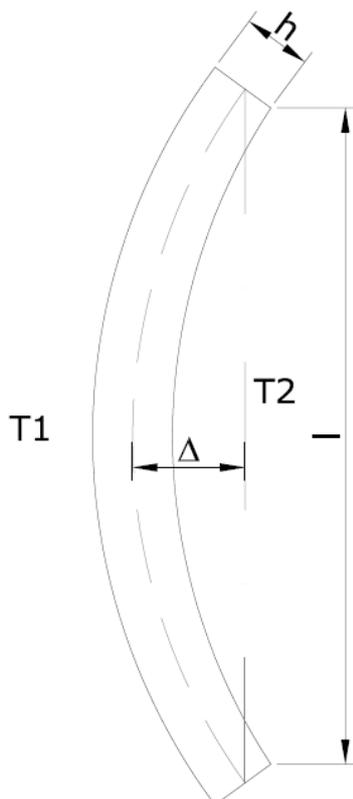


Figura 5.9 – Empenamento térmico (adaptado de PCI, 2010)

Para a diferença de temperatura entre o meio externo e o interno do painel, o gradiente térmico é dado por:

$$\alpha = C \cdot (T_1 - T_2)$$

C = coeficiente de dilatação térmica;

T_1, T_2 = temperaturas dos ambientes externo e interno, respectivamente.

5.2.2 Método de majoração dos momentos

Este método consiste na determinação de um fator δ o qual majorará os efeitos de primeira ordem. Trata-se de um método aproximado que leva em conta, de forma simplista, a não linearidade geométrica.

A aplicação de tal método é limitada a elementos com índice de esbeltez menor que 100.

Os princípios desse método e a nomenclatura relativa aos momentos nos painéis, usada nas equações apresentadas no decorrer deste trabalho, estão ilustrados na Figura 5.10, na qual:

M_1 = menor momento de primeira ordem em uma das extremidades;

M_2 = maior momento de primeira ordem na outra extremidade;

M_0 = maior momento de primeira ordem ao longo da altura.

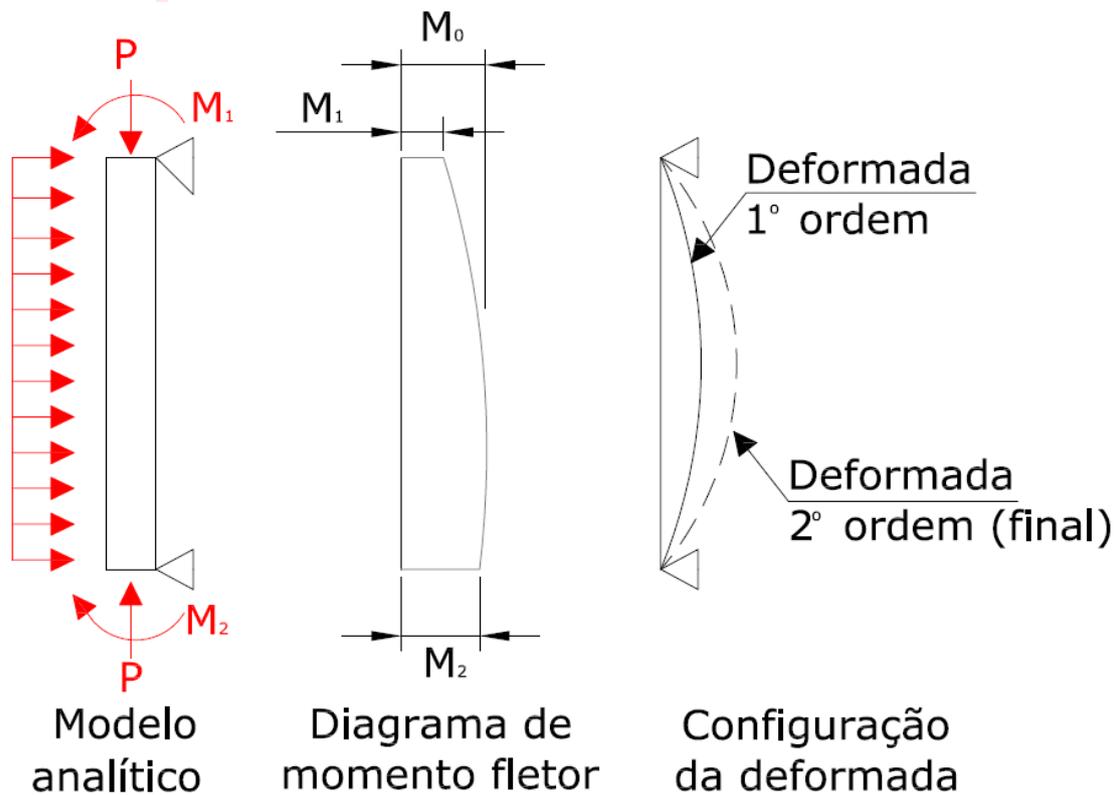


Figura 5.10 – Princípios e nomenclatura do Método de Majoração dos Momentos (PCI, 2010)

Porém, caso M_0 seja maior que M_2 , o valor de M_2 torna-se o maior valor absoluto. O momento de projeto M_d é dado por:

$$M_d = \delta_b M_2$$

O fator δ pode ser determinado por:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_f}{0,75 \cdot P_c}}$$

C_m é o coeficiente que relaciona o diagrama de momento ao um diagrama de momento equivalente. Seu valor pode ser determinado dependendo da situação.

Caso não haja forças transversais ao longo da altura:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4$$

Caso haja forças transversais, o valor de C_m deverá ser igual a 1.

P_f = soma dos esforços normais de compressão majorados;

P_c = carga crítica de Euler dada por:

$$P_c = \frac{\pi^2 E I}{(k l_u)^2}$$

A rigidez $E.I_{ef}$ do elemento deve ser determinada conforme equação:

$$E.I_{ef} = \frac{\phi \cdot E_c \cdot I_g}{1 + \beta_d}$$

ϕ = coeficiente relativo à condição de fissuração da seção (ACI-318-2011):

- para seção não fissurada, $\phi = 0,70$;
- para seção fissurada, $\phi = 0,30$.

β_d = coeficiente relativo ao efeito da fluência do concreto (ACI-318-2011):

$$\beta_d = \frac{\text{Carga permanente}}{\text{Carga total}}$$

E_c = módulo de elasticidade do concreto;

I_g = momento de inércia da seção.

Ressalta-se que o PCI (2010) permite considerar para painéis pré-moldados o coeficiente ϕ para seção não fissurada igual a 0,85 devido o rigoroso controle de qualidade em elementos pré-moldados.

5.2.3 Método P- δ

O P- δ é um método iterativo que considera a não linearidade geométrica de forma mais refinada que o método apresentado anteriormente.

A cada iteração, o deslocamento lateral é calculado e o momento causado pela força axial é acumulativo.

Segundo o PCI (2004), após quatro iterações, o aumento do deslocamento lateral tende a ser negligenciável (convergente), caso contrário, o elemento pode ser considerado instável e as dimensões da seção devem ser reavaliadas.

A forma de considerar a não linearidade física usada para esse método é determinada conforme descrito no método anterior.

5.2.4 Exemplo comparativo

Com a finalidade de se comparar os resultados dos dois métodos apresentados neste trabalho, propõe-se aqui determinar os momentos solicitantes para um caso em que ambos possam ser aplicados.

a) Dados do painel e dos esforços solicitantes

Resistência característica do concreto à compressão: 30 MPa

Altura do painel: 4,30 m

Largura do painel: 1,00 m

Espessuras: 15 cm , 20 cm e 25 cm

Painel sem restrição ao longo da altura: $k=1$

Força normal de compressão majorada = 325 kN

Excentricidade da força normal = 225 mm

Carregamento do vento = 1,0 kPa

b) Resultados

A Tabela 5.4 apresenta os resultados obtidos pelos dois métodos e a variação relativa a três diferentes valores do índice de esbeltez.

Tabela 5.4 – Resultados do exemplo comparativo

Espessura	Índice de esbeltez (λ)	Método de majoração dos momentos (kN.m)	P - δ (kN.m)	Variação entre os métodos
15 cm	99,3	98,7	87,0	13,44%
20 cm	74,5	82,1	79,7	3,10 %
25 cm	59,6	77,5	77,5	0 %

5.3 ARMAÇÃO MÍNIMA

Para o dimensionamento da armadura do painel, sugere-se verificar a capacidade da seção com armadura mínima através de uma curva de interação $M_{Rd} \times N_{Rd}$.

Segundo o item 16.4.2 do ACI 318-2011, a armadura mínima vertical e horizontal de um painel pré-moldado deve ser igual a 0,10% da área bruta da seção.

O espaçamento entre barras não pode exceder cinco vezes a espessura do painel. Esse valor ainda deve ser limitado em 76 cm para painéis internos e 45 cm para painéis externos.

O ACI 318-2011 comenta que a armadura mínima e o espaçamento entre barras em painéis pré-moldados podem ser menos rigorosos do que as exigências normalmente impostas a paredes moldadas no local, pois a retração do concreto nas primeiras idades ocorre na fase de estoque e, conseqüentemente, com pouca restrição lateral.

O PCI (2010) e o CPCI (2007) ainda sugerem que, para painéis com espessura não superior a 15 cm, seja utilizada uma única camada de armadura, centralizada na seção do painel. Para painéis com espessura superior a 15 cm, recomendam o uso de telas duplas.

6 INTEGRIDADE ESTRUTURAL (Colapso progressivo)

O termo integridade estrutural significa a capacidade do edifício em suportar um evento anormal às condições de projeto como, por exemplo, o colapso de um pilar e/ou outro elemento estrutural sem causar um colapso progressivo.

Já o termo "colapso progressivo" é usado para identificar a propagação de uma ruptura inicial, localizada, de modo semelhante a uma reação em cadeia que conduz à ruptura parcial ou total de um edifício. A característica básica do colapso progressivo é a de que o estado final da ruptura é desproporcionalmente maior do que a ruptura que deu início ao colapso. Portanto, o "colapso progressivo" é um tipo de ruptura incremental, no qual o dano total é desproporcional à causa inicial. Em alguns países, esse tipo de ruptura é identificado por "colapso desproporcional" (LARANJEIRAS, 2010).

Os assuntos integridade estrutural e colapso progressivo em estruturas de painéis portantes pré-moldados é alvo de pesquisa desde o acidente ocorrido em 1968 do edifício Ronan Point em Londres (Figura 6.1).

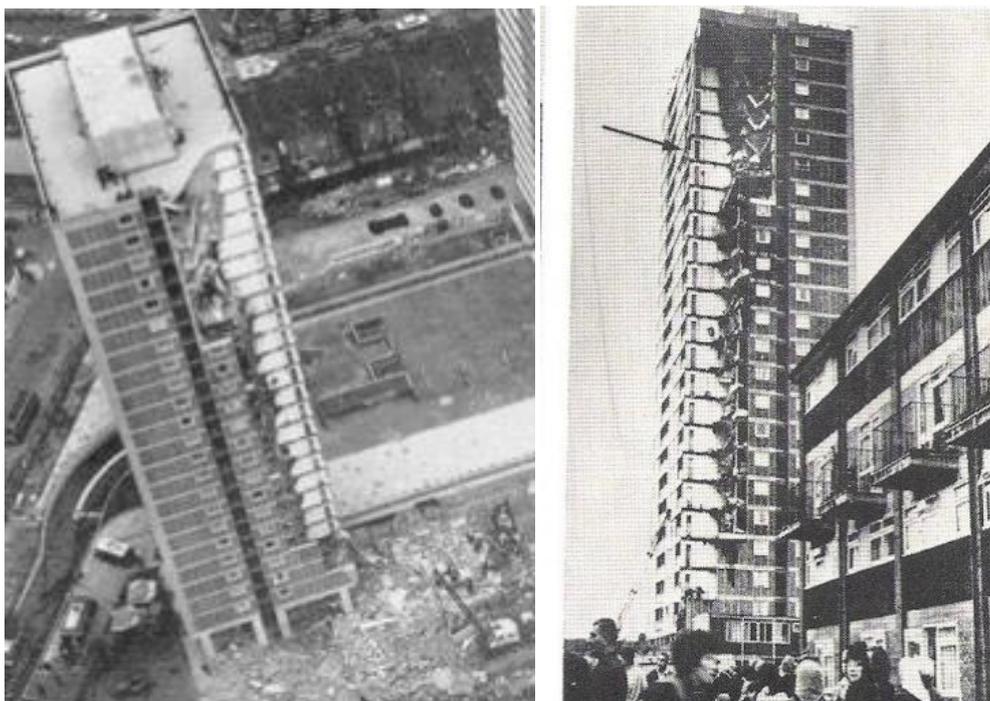


Figura 6.1 – Edifício Ronan Point, em Londres

A estrutura de 22 andares era constituída de painéis portantes pré-moldados. Uma explosão de gás na cozinha, localizada em um dos cantos do 18º pavimento, expeliu o painel portante da fachada devido a uma pressão de 50 kN/m^2 . Com isso, o colapso da laje sem apoio da cozinha do andar acima se propagou para cima, até a laje de cobertura, e para baixo. O acúmulo dos elementos dos andares superiores exerceu uma sobrecarga excessiva que acarretou no colapso das lajes e painéis até o pavimento térreo (Figura 6.2).

Embora o colapso não tenha atingido o edifício todo, a extensão dos danos foi desproporcional ao dano inicial (LARANJEIRAS, 2010).

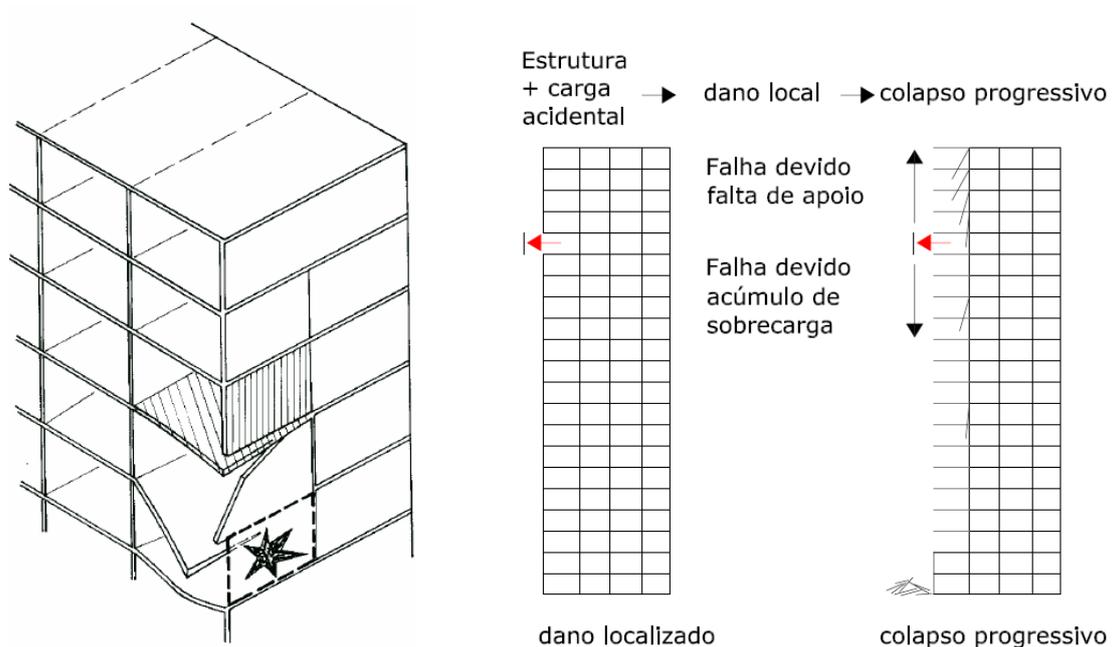


Figura 6.2 – Colapso progressivo no edifício Ronan Point (FIB, 2008)

Após esse acidente, diversos estudos foram desenvolvidos sobre como projetar estruturas seguras para esses eventos. De acordo com a FIB (2008), três medidas alternativas são utilizadas atualmente para reduzir o risco de colapso progressivo:

- Reduzir a possibilidade de ocorrência da carga excepcional;
- Projetar a estrutura para suportar a carga excepcional;
- Prevenir a propagação de uma possível falha e aumentar a redundância.

A primeira medida é pouco eficiente devido à impossibilidade de se prever e evitar todas as possíveis cargas acidentais anormais.

Porém, fatos já ocorridos ajudam a prevenir ao menos alguns acidentes. Por exemplo, a proibição de botijão de gás nos apartamentos e barreiras contra impactos de automóveis são causas de acidentes que podem ser previstas.

Para as outras duas alternativas criaram-se métodos de prevenção ao colapso progressivo. O método direto consiste em projetar a estrutura para suportar carga excepcional, e o método indireto em aumentar a redundância da estrutura.

6.1 MÉTODO DIRETO

“No método direto, a resistência contra o colapso progressivo é obtida (a) pelo aumento de resistência dos elementos principais a uma específica ação excepcional ou (b) projetando a estrutura para que possa transferir as cargas em torno de um determinado local de ruptura. Em qualquer dos casos, esse método exige análises numéricas mais sofisticadas se comparadas com as usadas na análise dos edifícios sob cargas gravitacionais e laterais” (LARANJEIRAS, 2010).

Além disso, os resultados tendem a gerar estruturas economicamente inviáveis e, portanto, em geral não é considerado um método obrigatório pela maioria das normas internacionais.

6.2 MÉTODO INDIRETO

Conforme comentado, o método indireto consiste em aumentar a redundância da estrutura por meio de ligações dúcteis e propiciar caminhos alternativos para as cargas. Segundo CLELAND (2008), o método indireto tem algumas vantagens. São elas:

- Não há necessidade de o engenheiro estrutural avaliar os danos para cada obra diferente;
- a complexa definição da extensão do dano não é mensurada;
- a experiência tem mostrado que a exigência de um detalhamento mínimo pode propiciar adequada integridade estrutural em estruturas de concreto armado.

Para tanto, faz-se necessário conhecer os principais mecanismo de colapso progressivo em estruturas de painéis portantes pré-moldados. A Figura 6.3 apresenta alguns mecanismos para serem considerados no projeto (FIB, 2008), como se indica a seguir:

- Ação de vigas em balanço;
- Ação de viga-parede e efeito arco em painéis;
- Ação de membrana e catenária parcial de vãos sucessivos de lajes de piso;
- Suspensão vertical de painéis;
- Ação diafragma das lajes.

Esses mecanismos são resistidos por amarrações entre os elementos estruturais de forma a propiciar ligações dúcteis e caminhos alternativos de carregamentos. A Figura 6.4 ilustra as amarrações geralmente exigidas por diversas normas.

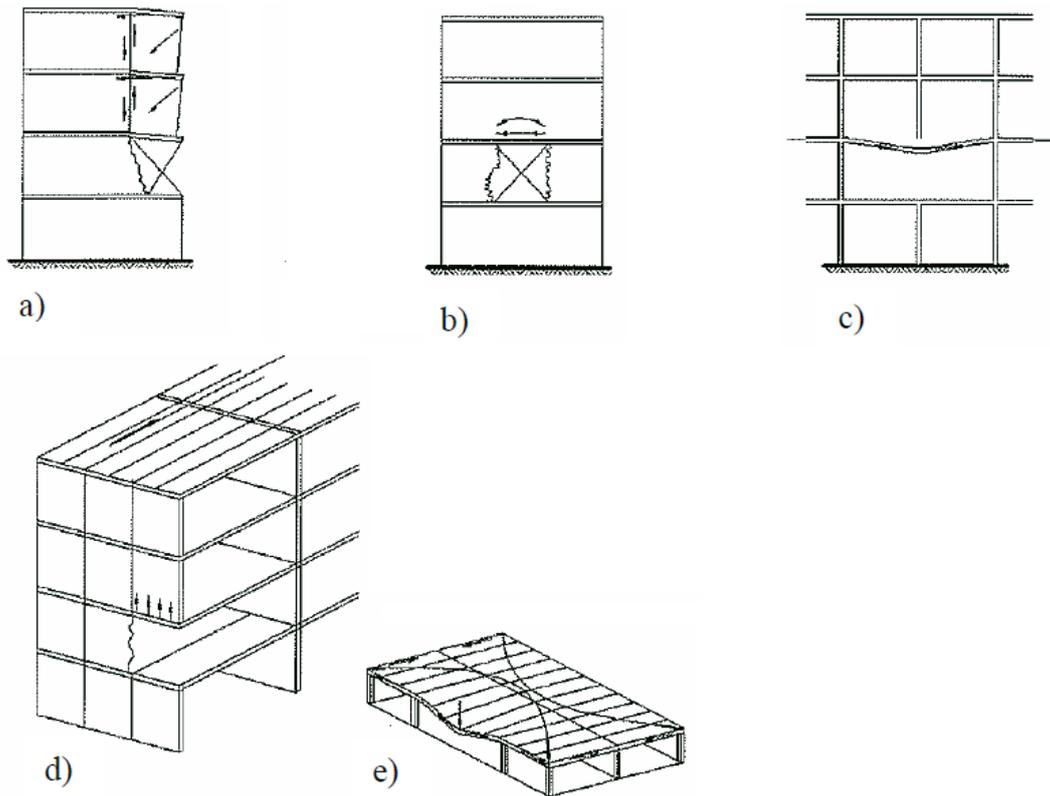


Figura 6.3 – Mecanismos de colapso progressivo (FIB, 2008)

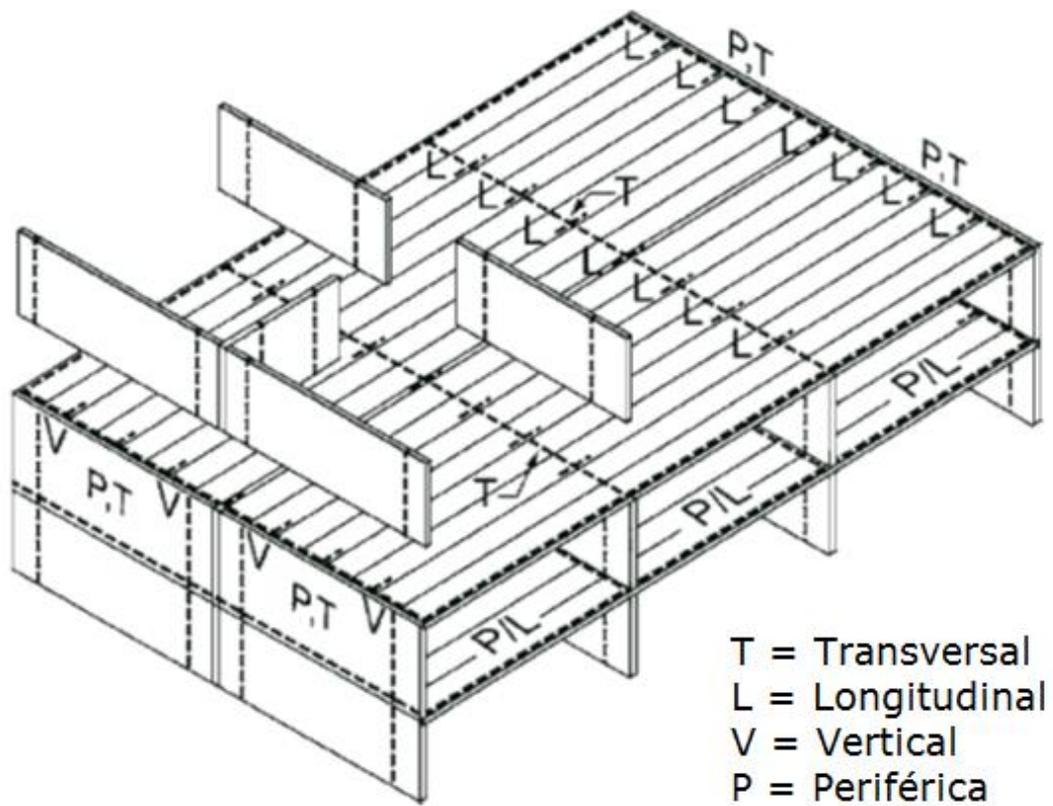


Figura 6.4 – Amarrações em estruturas de painéis portantes (ACI 318-2011)

De acordo com o ACI 318-2011, cada amarração é responsável por um ou mais mecanismos para evitar o colapso progressivo.

- Amarrações transversais: propiciar a ação de vigas em balanço e o comportamento de viga-parede;
- Amarrações longitudinais: propiciar a ação de membrana nos pavimentos;
- Amarrações verticais: propiciar suspensão vertical dos painéis;
- Amarrações periféricas: propiciar a ação de diafragma no pavimento.

A Figura 6.5 adaptada de CLELAND (2008), ilustra os arranjos dessas amarrações nas juntas entre painéis portantes e lajes alveolares pré-moldadas.

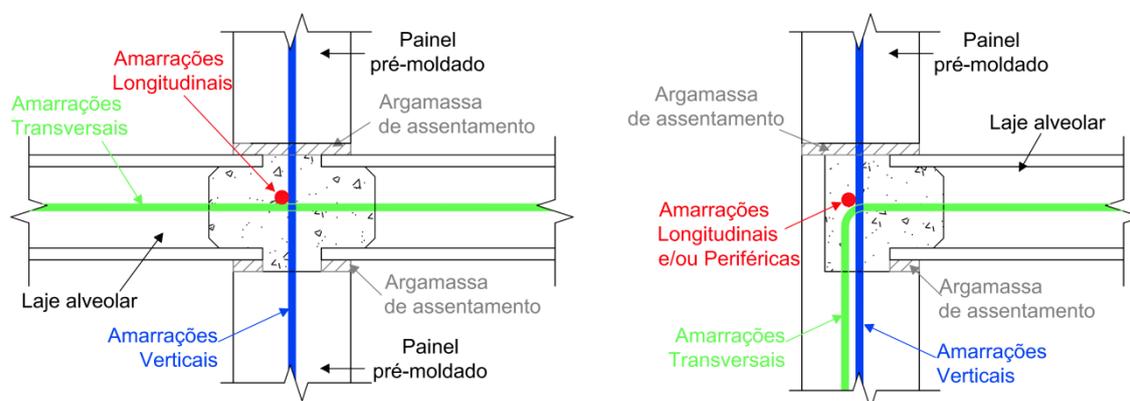


Figura 6.5 – Amarrações nas juntas entre painéis e lajes alveolares pré-moldadas (adaptada de CLELAND, 2008)

A Tabela 6.1 fornece a capacidade mínima de resistência à tração recomendada por algumas normas internacionais para essas amarrações.

Nessa tabela, ℓ é o comprimento do vão da laje adjacente. Em painéis internos, o valor de ℓ é a média dos vão adjacentes.

Tabela 6.1 – Capacidade mínima de resistência à tração das amarrações contra o colapso progressivo.

Amarrações	ACI 318-2011	EUROCODE 2
Transversais	$\ell \cdot 20$ (kN/m)	$\ell \cdot 20 \leq 70$ (kN/m)
Longitudinais	20 kN/m	20 kN/m
Periféricas	70 kN/m	$\ell \cdot 10 \leq 70$ (kN/m)
Verticais	44 kN/m	Não especificado

O ACI 318-2011 estabelece ainda que se deve ter no mínimo duas amarrações verticais para cada painel e que elas devem ser contínuas ao longo da altura da edificação, sem definir essa altura mínima da edificação.

O Eurocode 2 por sua vez, além de não especificar um valor mínimo para as amarrações verticais, estabelece que elas são obrigatórias apenas em edifícios com cinco pavimentos ou mais.

O autor deste trabalho recomenda as prescrições do ACI 318-2011 para essas amarrações, pelo fato desse Código ser mais conservativo e indicar uma quantidade de amarrações facilmente determinável na prática.

7 MODELAGEM NUMÉRICA

Para realizar a análise estrutural do edifício, foi modelado um pórtico tridimensional seguindo as recomendações de YAGUI¹ (1978 apud NASCIMENTO NETO, 1999) para núcleos estruturais, utilizando o software SAP2000.

Os painéis foram modelados com elementos de barras na direção vertical, localizados no centro geométrico de cada painel. Essas barras possuem as propriedades geométricas da seção transversal do painel e devem ser isentas de resistência à torção.

No nível de cada pavimento, são adicionadas barras horizontais ao modelo, com propriedades geométricas de forma a simular um elemento rígido. CORRÊA (1991) recomenda que essas barras sejam modeladas com altura igual ao pé-direito do pavimento e largura igual à espessura da parede. O comprimento das barras é limitado pelas extremidades de cada painel, e elas auxiliam na simulação do efeito de interação dos painéis, quando houver, e na distribuição das cargas transferidas pelas lajes. A Figura 7.1 ilustra a modelagem dos painéis com as barras verticais flexíveis e barras horizontais rígidas.

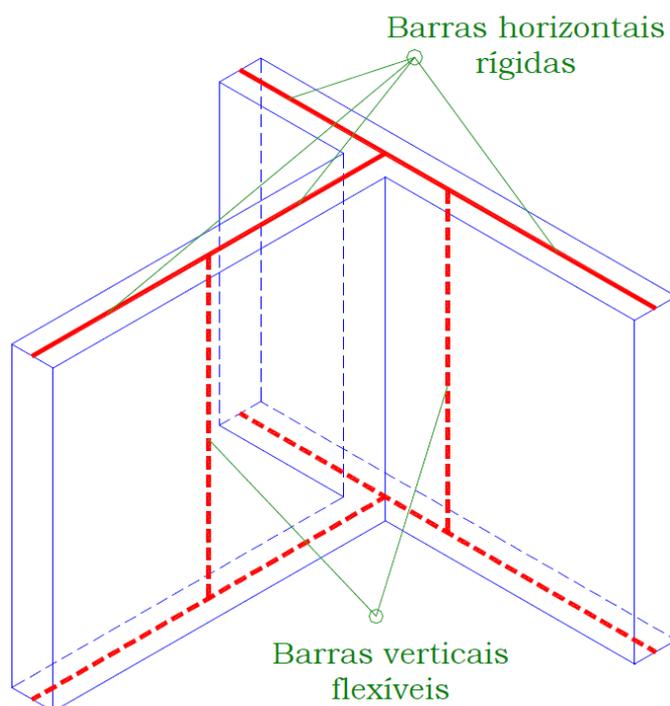


Figura 7.1 – Modelagem das paredes (NASCIMENTO NETO, 1999)

¹ YAGUI, T. **Análise de estruturas de edifícios constituídas de núcleo de concreto armado e pilares ou pendurais de aço (carregamento crítico de instabilidade)**. Campinas. Tese (livre-docência) - Universidade Estadual de Campinas, 1978.

Para os painéis com aberturas, a modelagem deve ser realizada conforme descrito no item 3.1. Os lintéis são considerados como barras flexíveis e ligados continuamente com as barras rígidas dos painéis adjacentes, a fim de representar o monolitismo dessa ligação (Figura 7.2).

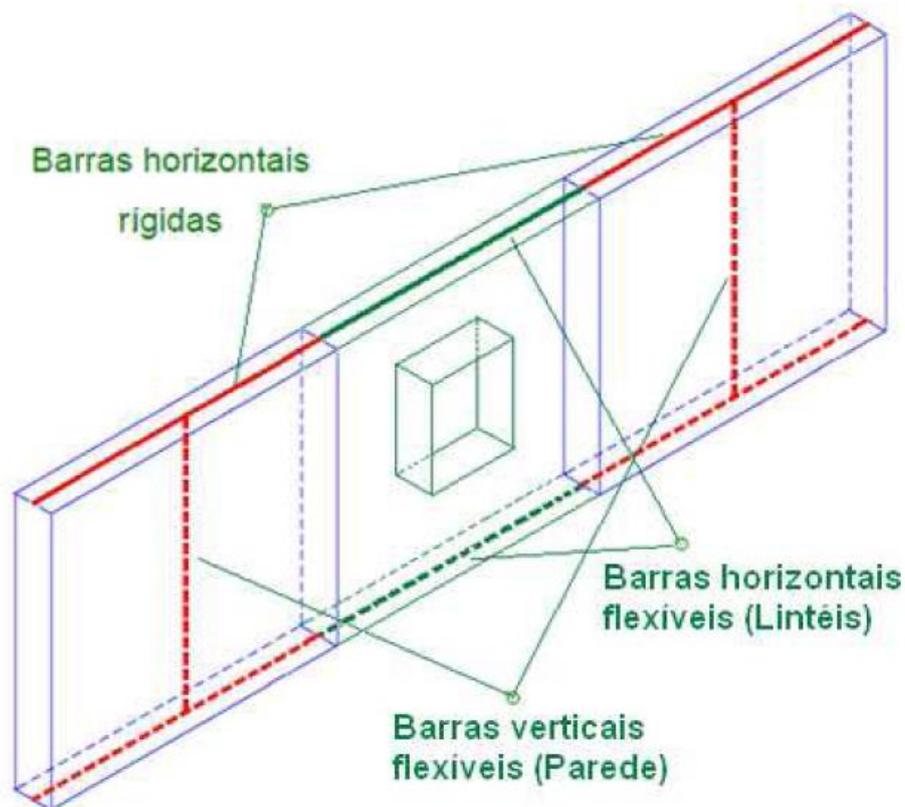


Figura 7.2 – Paredes e lintéis representados com elementos de barras (NUNES, 2011)

A validação dessa modelagem foi verificada por NUNES (2011), que comparou um edifício de dez pavimentos, modelado com elementos de barras (pórtico tridimensional), com outro em que a modelagem foi feita com elementos de casca.

A Figura 7.3 apresenta os deslocamentos devidos à ação do vento em cada nível de pavimento dos modelos. A diferença máxima entre os resultados obtidos foi de 9% no topo da estrutura, sendo maior no pórtico tridimensional.

Em relação aos esforços solicitantes, NUNES (2011) observou que a diferença entre as médias gerais dos resultados foi de 8% para os momentos fletores e de 2% para as forças cortantes, comprovando assim a eficiência do modelo de pórtico tridimensional.

Como em painéis pré-moldados existe uma junta vertical entre eles, as barras rígidas não são coincidentes, sendo assim necessário realizar uma ligação entre esses nós para simular a interação das paredes, quando comprovada a transferência de cisalhamento entre os nós (Figura 7.4).

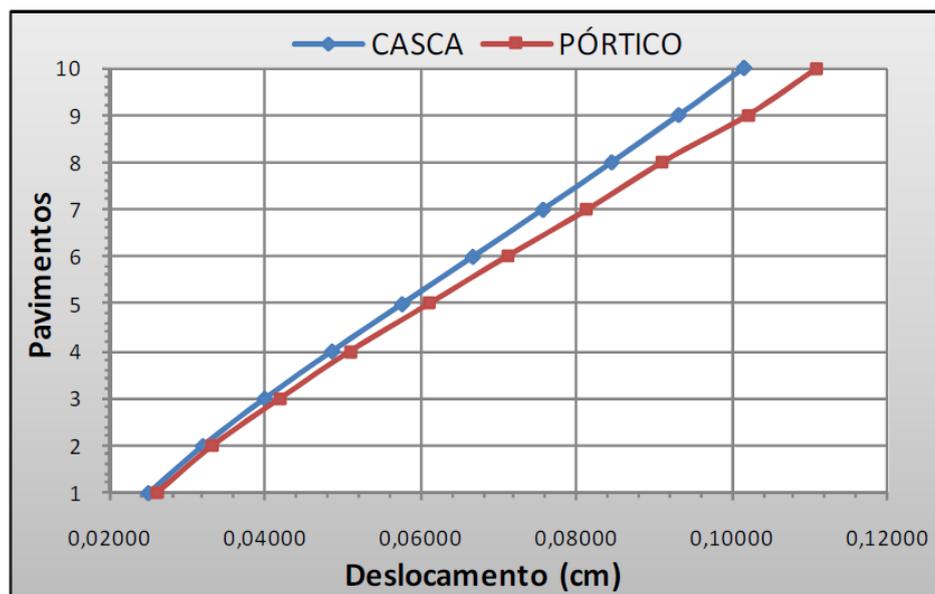


Figura 7.3 – Deslocamentos do edifício modelado com elementos de casca e pórtico tridimensional (NUNES, 2011)

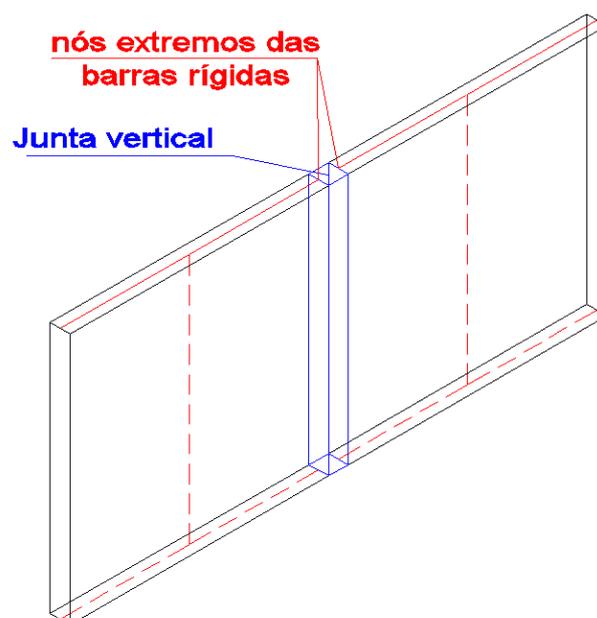


Figura 7.4 – Presença de juntas verticais entre painéis adjacentes – Nós extremos das barras rígidas desconectados

Para simular a interação dos painéis no ambiente do software SAP, pode ser utilizado o CONSTRAINT do tipo BODY, o qual conecta os nós desejados, simulando um corpo rígido entre eles, e permite definir as restrições dessa ligação. Para tanto, liberam-se as rotações em todos os eixos e as translações nos eixos do plano do pavimento, restringindo assim apenas os deslocamentos verticais (Figura 7.5). Nos painéis em que não ocorre interação, os nós extremos de cada barra rígida não recebem nenhum tratamento especial, ficando, assim, desconectados.

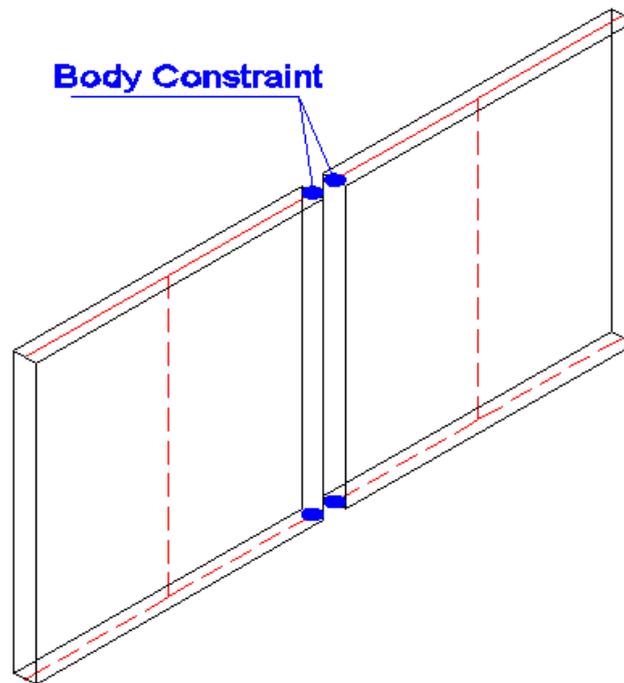


Figura 7.5 – Modelagem da ligação entre painéis considerando interação com o uso de elementos de ligação

O PCI (2011) sugere também outra forma de modelagem. Em grupos de painéis em que se comprovem a resistência ao cisalhamento das juntas verticais, esse grupo pode ser representado por um único elemento de barra, com as propriedades geométricas equivalentes à geometria do grupo (Figura 7.6).

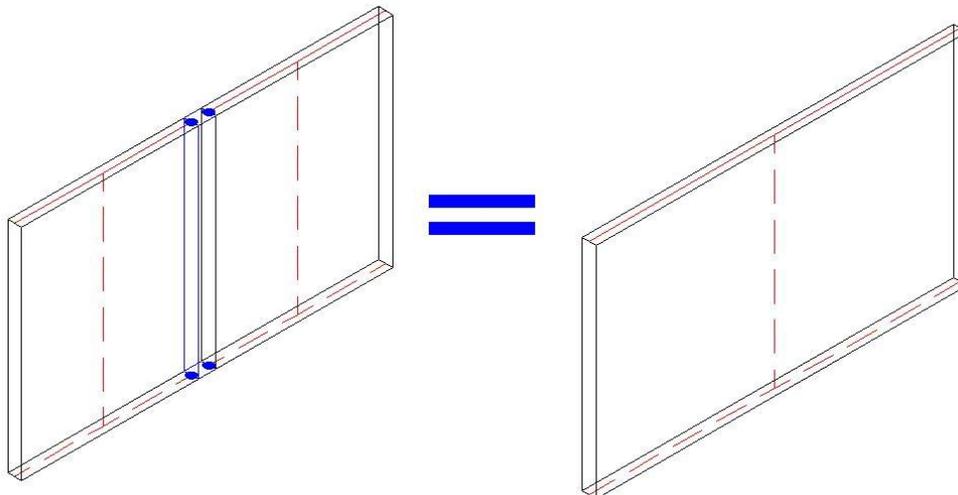


Figura 7.6 - Modelagem de um grupo de dois painéis com um elemento de barra equivalente

Para representar as juntas horizontais, as barras verticais flexíveis, representativas da seção do painel ou grupo de painéis, devem ser articuladas na direção de menor inércia de forma a não ocorrer transferência de momentos fletores pelas juntas horizontais.

8 ESTUDO DE CASO

As teorias e procedimentos de cálculo apresentados nos itens anteriores são utilizados neste capítulo, para estudar as etapas de análise estrutural e de dimensionamento de um edifício construído em Aracaju, com 12 pavimentos tipo e 2,60 m de altura de piso a piso. A planta de arquitetura do pavimento tipo é indicada na Figura 8.1.

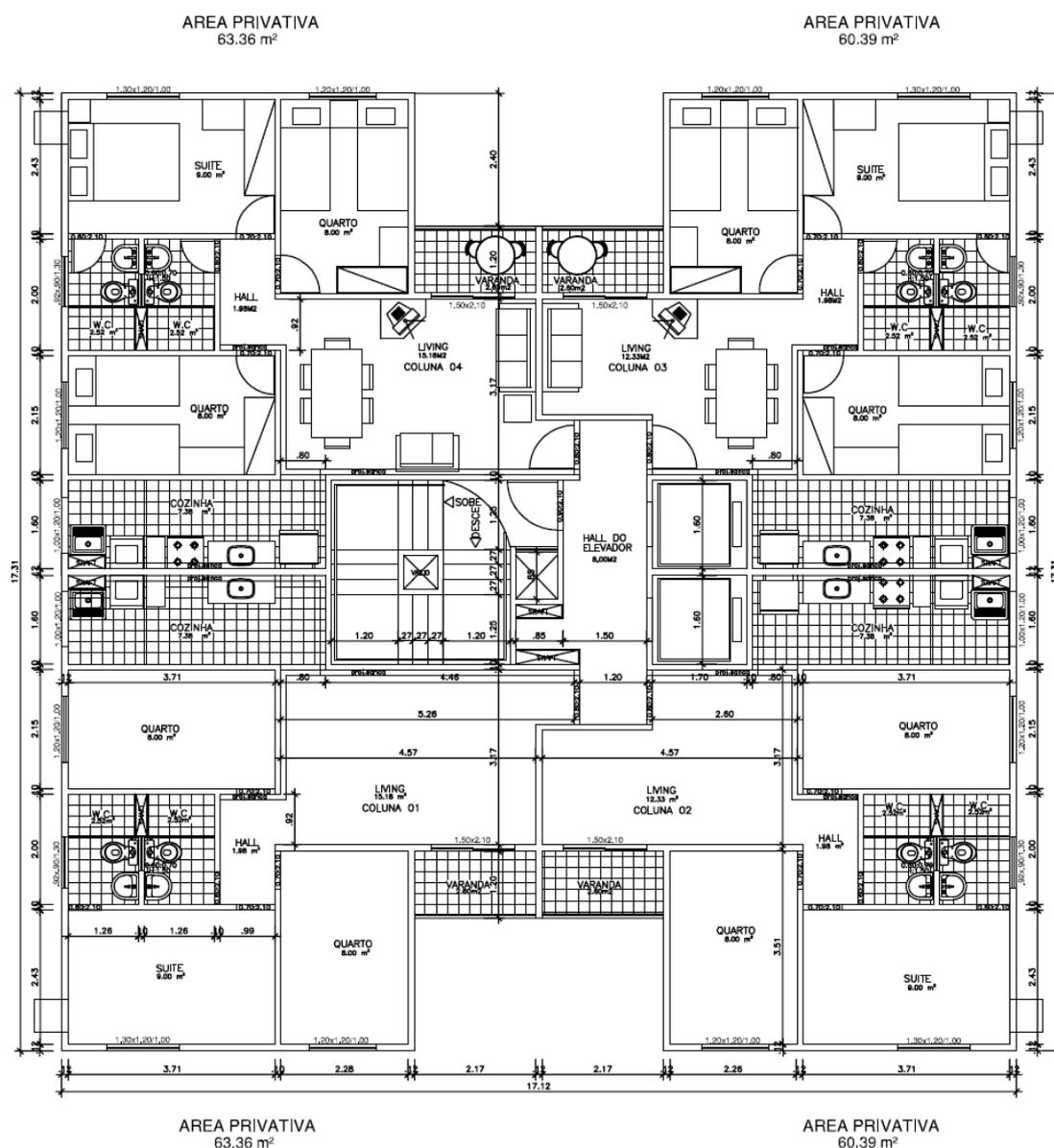


Figura 8.1 – Planta arquitetônica do pavimento tipo do edifício analisado

Como o objetivo do trabalho é avaliar a influência das juntas na análise estrutural, o pavimento térreo será considerado igual ao pavimento tipo. A escadaria do edifício é constituída por elementos pré-moldados e com estrutura independente da edificação, não sendo assim necessária sua consideração no presente estudo.

A nomenclatura dos painéis, indicada na Figura 8.2, está apresentada a seguir:

- PF = painel estrutural posicionado na fachada do edifício;
- P = painel estrutural posicionado no interior do edifício;
- PD = painel sem função estrutural.

Os sufixos "D" e "E" significam, respectivamente, "direita" e "esquerda" e auxiliam na produção dos painéis, por indicarem que esses painéis têm as mesmas dimensões, porém com posição "espelhada". A Figura 8.3 ilustra um exemplo de dois painéis estruturais "espelhados", posicionados na fachada.

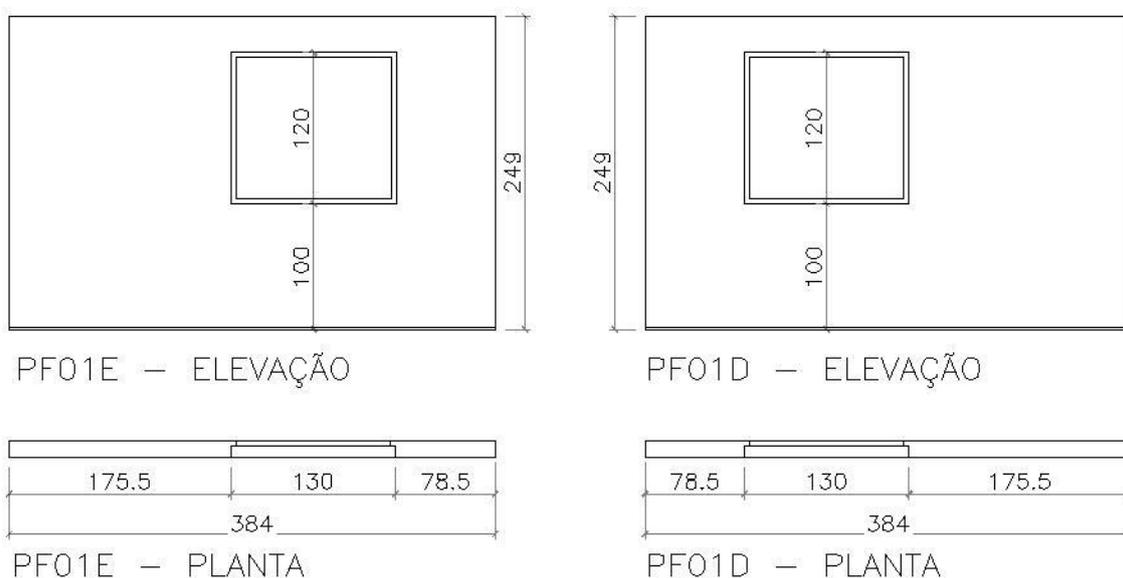


Figura 8.3 – Painéis PF01E e PF01D: exemplo de nomenclatura utilizada para identificar os painéis

8.2 MODELO NUMÉRICO

O edifício foi modelado no software SAP 2000, seguindo as recomendações indicadas no capítulo 7, para representar o pórtico tridimensional. A análise estrutural foi realizada considerando o comportamento elástico linear dos elementos.

As dimensões dos painéis foram definidas conforme indicado na Figura 8.2.

As Figura 8.4 e Figura 8.5 apresentam a modelagem do primeiro pavimento no ambiente SAP2000, e a Figura 8.6, do edifício completo.

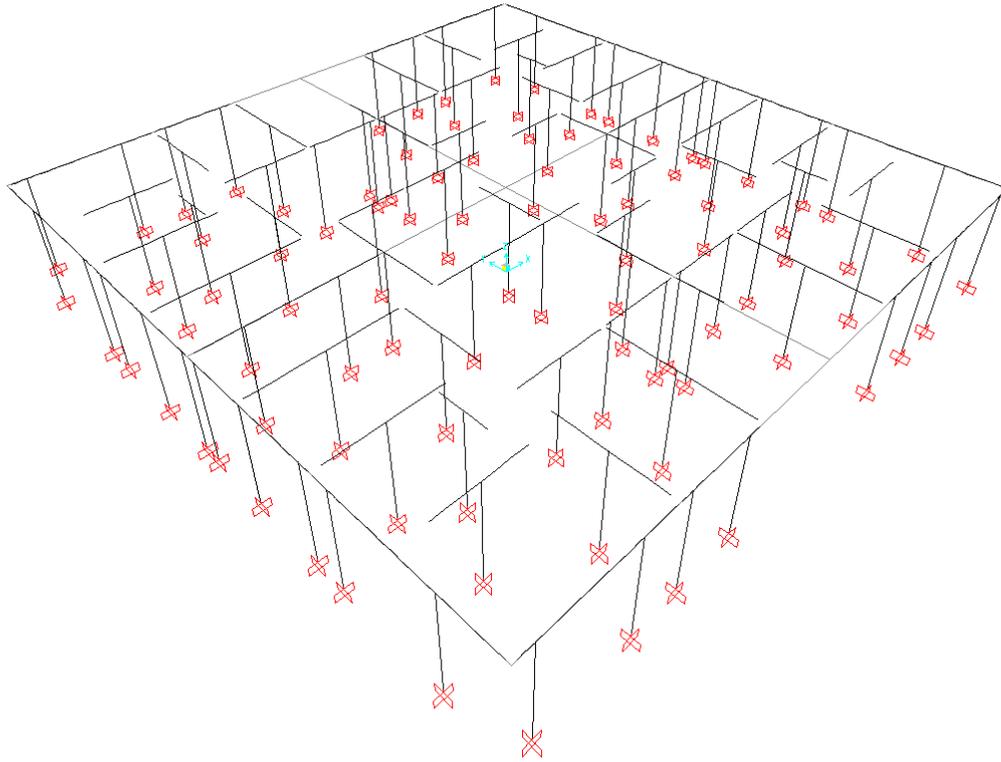


Figura 8.4 – Representação gráfica do primeiro pavimento do modelo numérico – pórtico tridimensional

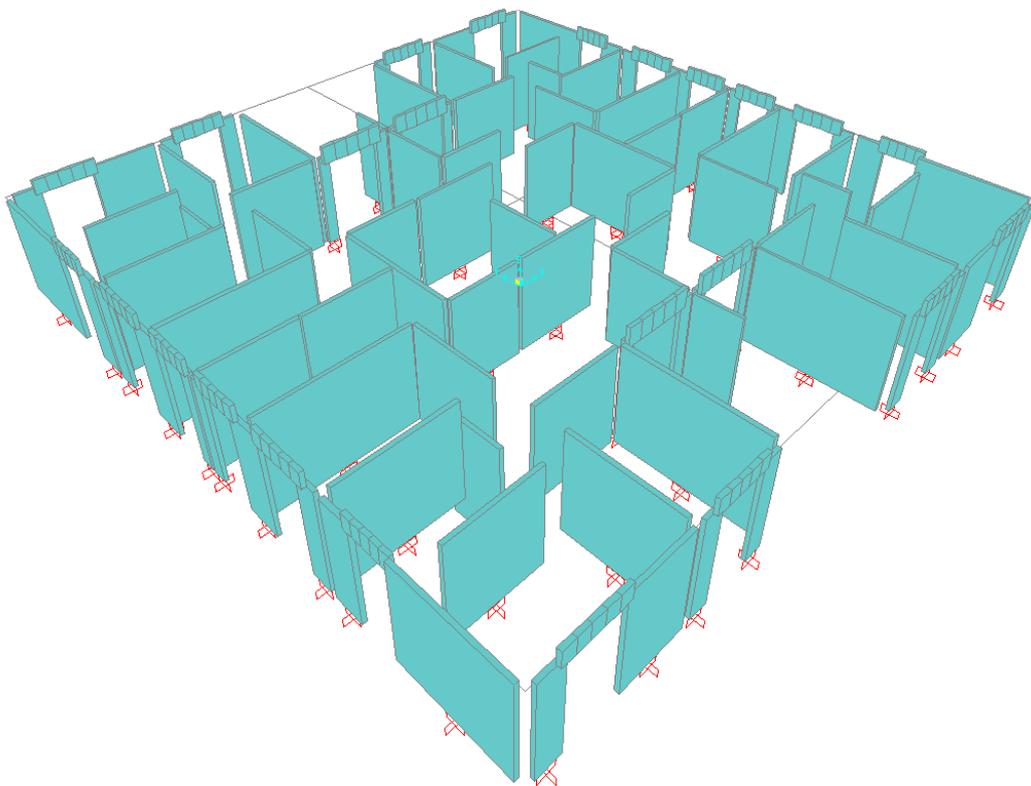


Figura 8.5 – Representação gráfica do primeiro pavimento do modelo numérico - painéis

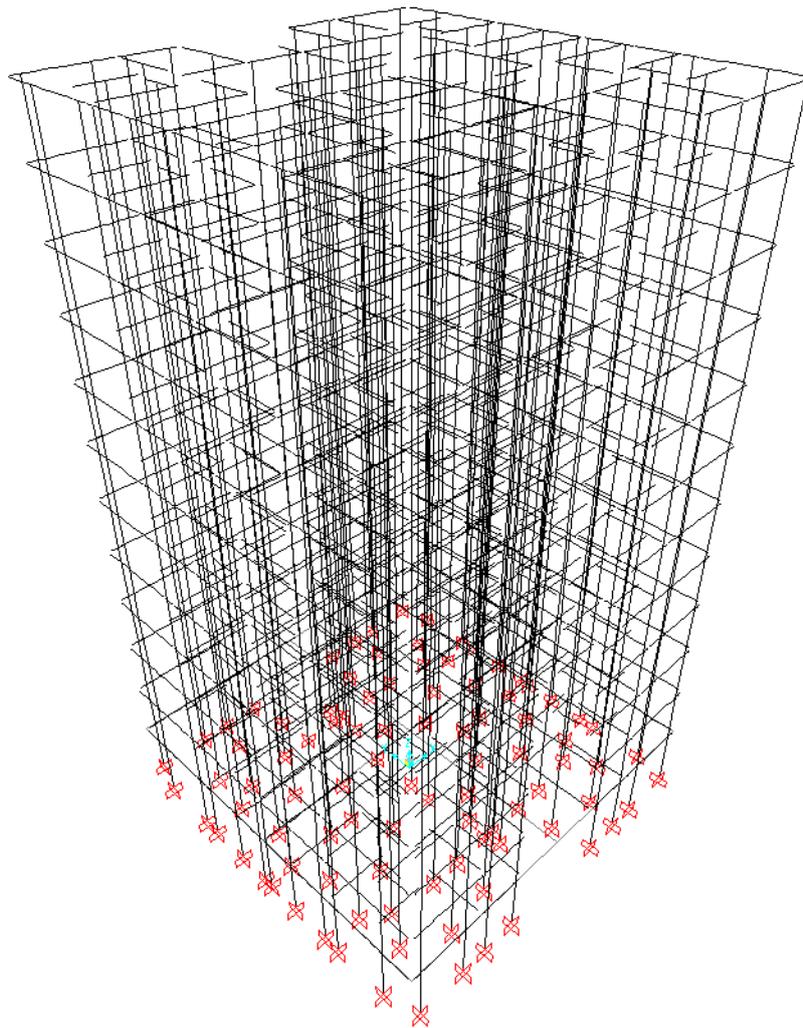


Figura 8.6 - Representação gráfica do edifício completo – pórtico tridimensional

Como pode ser observado, o modelo não considera a interação solo-estrutura, por não fazer parte do objetivo deste trabalho. Os apoios dos painéis foram representados com elementos que permitem restringir as translações e rotações em todos os eixos do pórtico tridimensional.

Para verificar a influência das juntas verticais no comportamento do edifício, foram feitos três modelos:

- Modelo A: Painéis isolados com todas as juntas verticais sem responsabilidade estrutural;
- Modelo B: Grupo de painéis de contraventamento com juntas verticais estruturais, modelados conforme a Figura 7.5;
- Modelo C: Grupo de painéis de contraventamento com juntas verticais estruturais, modelados conforme a Figura 7.6.

A Figura 8.7 ilustra as posições das juntas verticais estruturais consideradas nos modelos B e C.

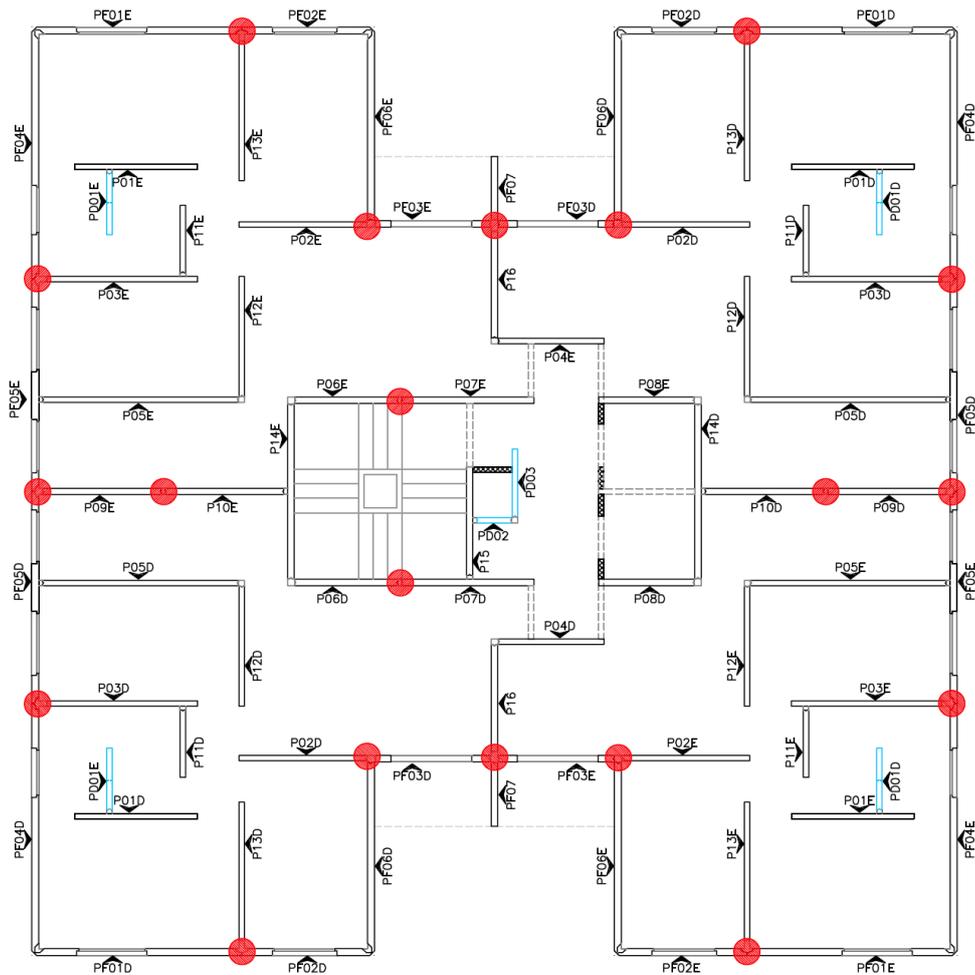


Figura 8.7 – Juntas verticais estruturais que resistem ao cisalhamento nos modelos B e C

Quanto às juntas horizontais, todas foram consideradas resistentes, tanto aos esforços de cisalhamento quanto aos de compressão e, eventualmente, de tração.

As ligações entre as barras verticais dos modelos (juntas horizontais) foram consideradas rígidas e, assim como as juntas verticais, devem ser verificadas após o processamento. Para representar a articulação na menor direção, optou-se por reduzir a inércia das barras verticais nessa direção, a fim de não resistirem aos esforços nessa direção.

8.2.1 Características dos modelos

Os painéis da fachada e os internos têm espessuras de 12 cm e de 10 cm, respectivamente. Os painéis sem função estrutural não serão estudados.

O concreto usado nos elementos pré-moldados e nas lajes moldadas apresentam propriedades mecânicas semelhantes, sendo sua resistência característica à compressão igual a 25 MPa.

As demais propriedades foram determinadas conforme as prescrições da NBR 6118:2007 e são indicadas na Tabela 8.1.

Tabela 8.1 – Propriedades mecânicas do concreto

f_{ck} (MPa)	E_c (GPa)	E_{cs} (GPa)	Coeficiente de Poisson	Peso específico (kN/m ³)
25	28	23,8	0,2	25

8.2.2 Cargas

Os carregamentos verticais aplicados nos painéis, oriundos das lajes dos pavimentos, foram determinados com base na posição aproximada das linhas de plastificação, de acordo com a teoria das charneiras plástica.

As lajes do edifício apresentam espessura de 10 cm, sendo admitidos os seguintes carregamentos:

- Carga permanente (peso próprio) = 2,50 kN/m²;
- Carga permanente (revestimentos) = 0,80 kN/m²;
- Carga acidental (sobrecarga) = 1,50 kN/m².

A Figura 8.8 apresenta a distribuição dos carregamentos verticais de peso próprio das lajes nos painéis portantes. Para tanto, utilizou-se o software TQS para a obtenção das linhas de plastificação e cargas lineares.

O mesmo procedimento apresentado na Figura 8.8 foi realizado para os demais carregamentos, na determinação das solicitações nos painéis.

Esses carregamentos adicionados ao peso próprio dos painéis foram admitidos distribuídos uniformemente ao longo do comprimento das barras rígidas horizontais.

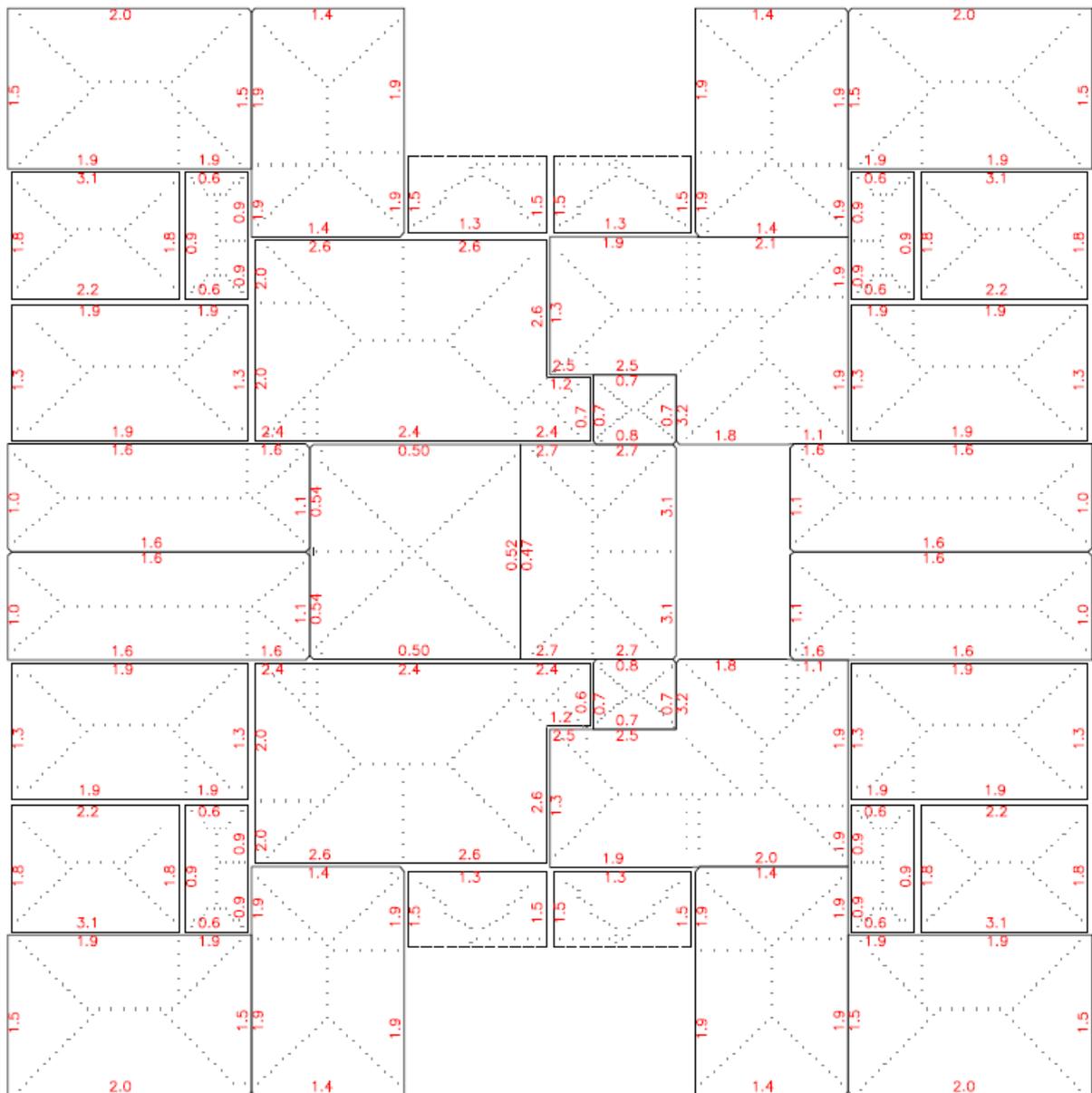


Figura 8.8 – Distribuição dos carregamentos verticais de peso próprio das lajes nos painéis portantes (kN/m).

8.2.3 Ações horizontais

As forças horizontais aplicadas no modelo foram determinadas seguindo as prescrições da norma ABNT NBR 6123:1988. A Figura 8.9 ilustra as direções que foram consideradas na aplicação da ação do vento.

A força horizontal devida ao vento pode ser determinada pela equação:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$$

F_a = força de arrasto (N);

C_a = coeficiente de arrasto;

A_e = área frontal efetiva perpendicular à direção do vento (m^2);

q = pressão dinâmica = $0,613 \cdot V_k^2$ (N/ m^2);

V_k = velocidade característica do vento = $V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$ (m/s);

V_0 = velocidade básica do vento (m/s);

S_1 = fator topográfico;

S_3 = fator estatístico;

S_2 = fator que considera rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno = $b \cdot F_r \cdot (z/10)^p$;

b = parâmetro de correção da classe da edificação;

F_r = fator de rajada = 0,98;

z = altura do pavimento acima do terreno;

p = parâmetro meteorológico.

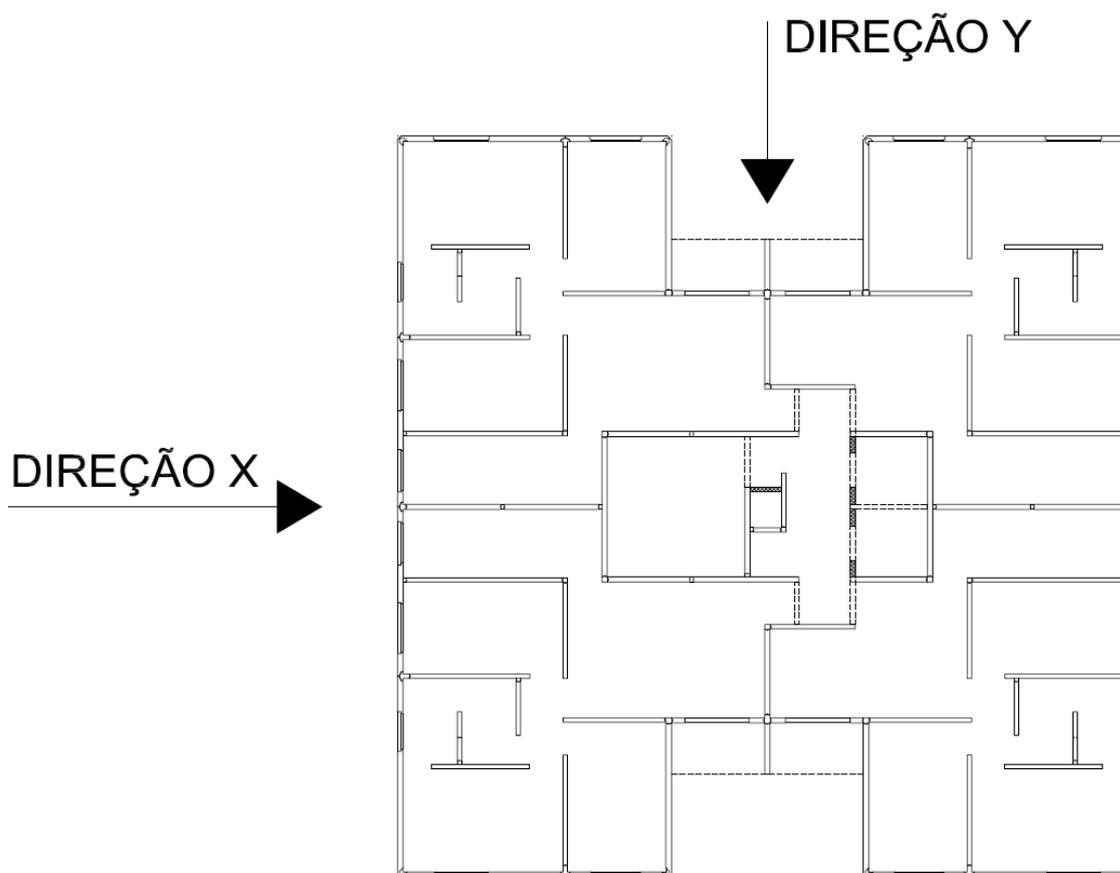


Figura 8.9 – Direções de aplicação da força horizontal

Os parâmetros para a determinação da força de arrasto nas direções "X" e "Y" estão apresentados na Tabela 8.2. Como o valor do fator S_2 varia de acordo com a altura do pavimento, ele encontra-se listado na Tabela 8.3, junto com a força aplicada em cada pavimento.

Tabela 8.2 – Parâmetros para determinação das forças do vento

V_{ok} (m/s)	30
S_1	1
S_3	1
Categoria	III
Classe	B
b	0,94
F_r	0,98
ρ	0,105
A_e (direção "X") / pavimento	45,06
A_e (direção "Y") / pavimento	44,56
Turbulência	Baixa
C_a (direção "X")	1,25
C_a (direção "Y")	1,25

Tabela 8.3 – Força devida ao vento aplicada em cada pavimento

	Z	S_2	q	Fx	Fy
				Direção X	Direção Y
	m		kN/m ²	kN	kN
12° pav.	31,20	1,04	0,59	33,49	33,12
11° pav.	28,60	1,03	0,58	32,88	32,52
10° pav.	26,00	1,02	0,57	32,23	31,87
9° pav.	23,40	1,01	0,56	31,52	31,18
8° pav.	20,80	0,99	0,55	30,75	30,42
7° pav.	18,20	0,98	0,53	29,90	29,57
6° pav.	15,60	0,97	0,51	28,95	28,63
5° pav.	13,00	0,95	0,49	27,86	27,56
4° pav.	10,40	0,93	0,47	26,59	26,30
3° pav.	7,80	0,90	0,44	25,03	24,75
2° pav.	5,20	0,86	0,41	22,99	22,73
1° pav.	2,60	0,80	0,35	19,87	19,65

A norma ABNT NBR 6123:1988 ainda prevê a atuação da força de arrasto com excentricidades em relação ao centro de torção do pavimento.

A Figura 8.10 ilustra essas excentricidades, cujos efeitos não serão considerados neste trabalho. A força horizontal foi admitida aplicada no centro geométrico das respectivas fachadas.

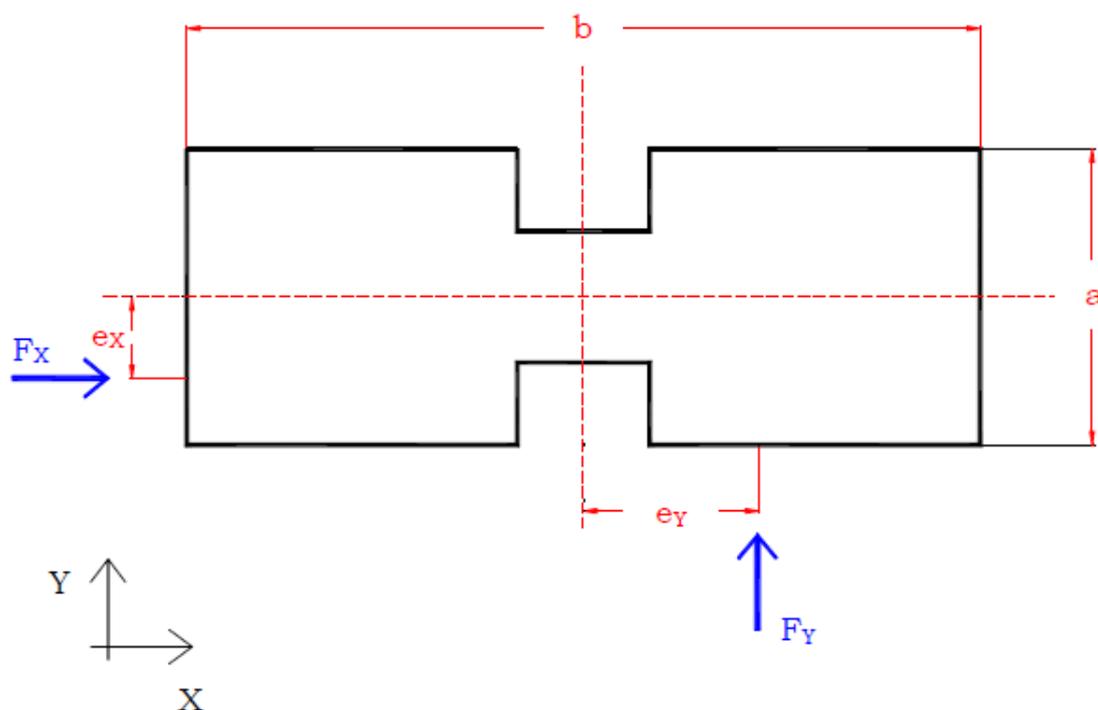


Figura 8.10 – Excentricidades da ação do vento (NASCIMENTO NETO, 1999)

Para a distribuição dos esforços devidos ao vento, a laje foi considerada com o comportamento de um diafragma rígido.

Para tanto foi utilizado um recurso disponível no software SAP 2000, definido como CONSTRAINT do tipo DIAPHRAGM, que compatibiliza os deslocamentos do pavimento em relação ao eixo vertical, permitindo assim apenas translações no plano do pavimento.

8.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Foram comparados os deslocamentos horizontais dos pavimentos, devidos à ação do vento. A Figura 8.11 e a Figura 8.12 apresentam os resultados obtidos com cada modelo.

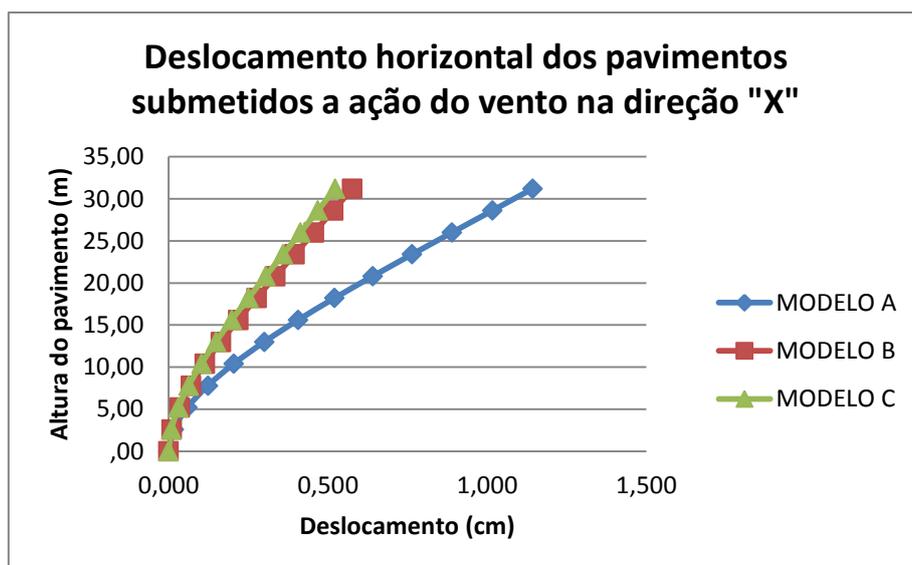


Figura 8.11 – Comparação dos deslocamentos devidos ao vento - direção X

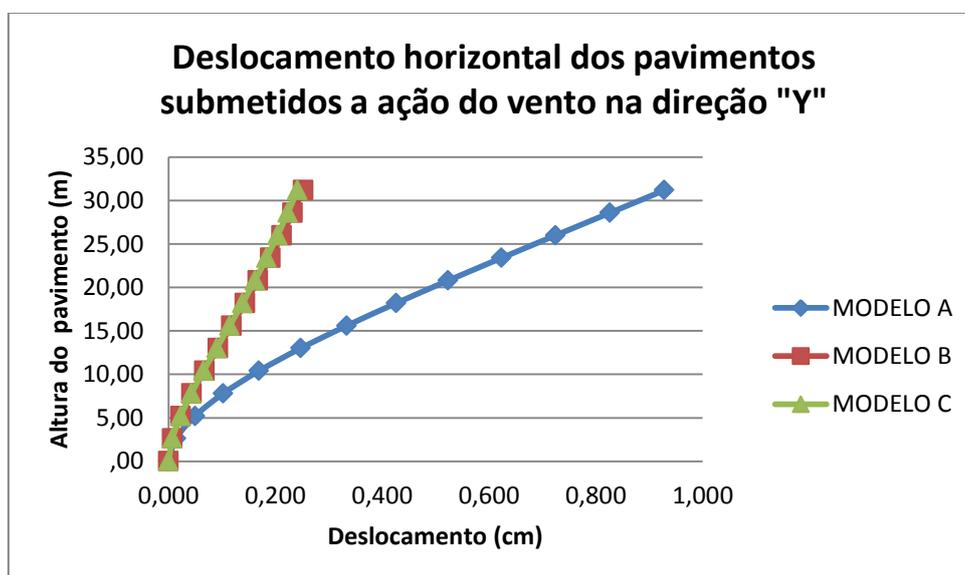


Figura 8.12 - Comparação dos deslocamentos devidos ao vento - direção Y

É possível observar a efetiva contribuição das juntas verticais na redução dos deslocamentos horizontais.

Um quadro comparativo desses deslocamentos está apresentado na Tabela 8.4. Observa-se que a diferença é significativa entre os modelos com juntas verticais estruturais (Modelos B e C) e o modelo de painéis isolados (Modelo A), comprovando a contribuição das juntas verticais resistentes ao cisalhamento.

Com a Tabela 8.4, a Figura 8.11 e a Figura 8.12, observa-se ainda que os comportamentos estruturais relativos aos modelos B e C são muito próximos, indicando-os como opções viáveis para modelagem de edifícios com paredes portantes pré-moldadas.

Tabela 8.4 – Comparação entre os resultados

Pavimentos	Altura	VENTO NA DIREÇÃO X			VENTO NA DIREÇÃO Y		
		A / B	A / C	B / C	A / B	A / C	B / C
12° pav.	31,2 m	198%	219%	110%	369%	384%	104%
11° pav.	28,6 m	197%	217%	110%	356%	370%	104%
10° pav.	26 m	195%	215%	110%	342%	355%	104%
9° pav.	23,4 m	193%	213%	110%	327%	340%	104%
8° pav.	20,8 m	191%	210%	110%	313%	324%	104%
7° pav.	18,2 m	189%	208%	110%	298%	308%	103%
6° pav.	15,6 m	186%	205%	110%	283%	292%	103%
5° pav.	13 m	184%	202%	110%	268%	275%	103%
4° pav.	10,4 m	180%	199%	110%	252%	258%	102%
3° pav.	7,8 m	176%	195%	111%	236%	240%	102%
2° pav.	5,2 m	171%	189%	111%	218%	220%	101%
1° pav.	2,6 m	163%	181%	111%	195%	194%	100%
Térreo	0 m	-		-	-		-

9 EXEMPLOS DE DIMENSIONAMENTO

Neste capítulo apresenta-se o dimensionamento o painel P09 e de suas juntas verticais e horizontais, seguindo as recomendações descritas nos capítulos anteriores deste trabalho.

Para outros painéis, o procedimento é semelhante.

9.1 DIMENSIONAMENTO DO PAINEL P09

Para o dimensionamento do painel P09, serão usados os resultados obtidos pelo modelo B.

9.1.1 Propriedades geométricas

As propriedades geométricas do painel P09 são:

- Comprimento $L = 2,20$ m;
- Espessura $h = 10$ cm;
- Altura $H = 2,60$ m;
- Área da seção transversal $A = 0,22$ m²
- Módulo de resistência da seção elástica $S_y = 0,0806$ m³;
- Módulo de resistência da seção elástica $S_x = 0,0037$ m³;
- Momento de inércia $I_x = 1,833 \cdot 10^{-4}$ m⁴.

9.1.2 Esforços solicitantes

A Tabela 9.1 apresenta os esforços solicitantes no painel P09 ao longo dos pavimentos do edifício. Os resultados do pavimento térreo, por serem os maiores, serão os usados no exemplo.

Tabela 9.1 – Esforços solicitantes do painel P09

Pavimento	Permanente	Acidental	Vento na direção X	
	N (kN)	N (kN)	N (kN)	M (kN.m)
11	22,52	4,07	0,18	0,48
10	44,96	8,13	1,28	0,20
9	67,42	12,18	4,24	1,93
8	89,88	16,24	9,31	4,53
7	112,35	20,30	16,56	7,94
6	134,82	24,36	25,99	12,14
5	157,29	28,43	37,63	17,16
4	179,77	32,49	51,45	23,01
3	202,26	36,55	67,35	29,73
2	224,78	40,62	84,92	37,32
1	247,34	44,70	102,93	45,84
Térreo	269,99	48,79	117,80	56,54

Seguindo as recomendações da NBR 16055:2012, o diagrama de esforços solicitantes pode ser simplificado conforme indicado na Figura 9.1.

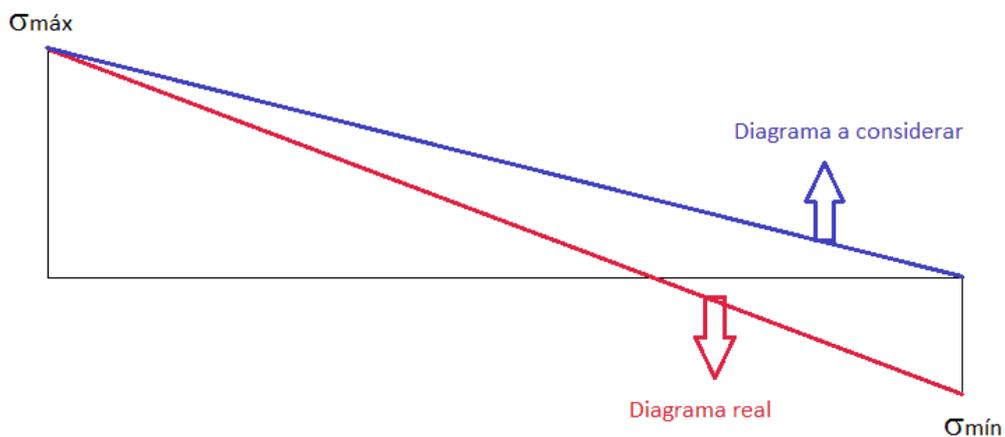


Figura 9.1 – Diagrama de esforços solicitantes adaptado de acordo com a NBR 16055:2012

A força normal de projeto, por unidade de comprimento, deve ser determinada pela equação:

$$N_d = (3 \cdot N_{d,máx} + N_{d,mín}) / 4$$

Com as combinações de ações baseadas na NBR 6118:2007 resulta uma força normal de projeto máxima (compressão) de 685 kN (311,36 kN/m), considerando o vento como ação variável principal. O cálculo está apresentado na Tabela 9.2.

Tabela 9.2 – Força normal de projeto – compressão (kN)

COMB	Permanente		Acidental			Vento na direção X				N _{d,máx} (kN/m)	N _{d,min} (kN/m)	N _d (kN/m)	N _d (kN)
	N _g	γ _g	N _g	γ _q	ψ ₀	N _{w,máx}	N _{w,min}	γ _w	ψ ₀				
1	122,72	1,40	22,18	1,40	1,00	123,64	-16,55	1,40	0,60	306,72	188,96	277,28	610,01
2	122,72	1,40	22,18	1,40	0,50	123,64	-16,55	1,40	1,00	360,43	164,17	311,36	685,00

9.1.3 Excentricidades de projeto

As excentricidades de projeto adotadas estão em conformidade com as recomendações do ACI-318-2011. Como exemplo acadêmico, será ainda considerada uma diferença de temperatura entre as faces do painel, a fim de se verificar a influência desse fenômeno. É sabido que, por se tratar de um painel interno que divide ambientes com a mesma finalidade, tal diferença de temperatura não é realista.

As excentricidades de projeto adotadas são:

- Mínima = $0,015 + 0,03 \cdot 0,1 = 0,018 \text{ m} = 18 \text{ mm}$;
- Tolerância de montagem $e_m = 25 \text{ mm}$;
- Tolerância de produção $e_p = 2600/360 = 7,22 > 6,35 \text{ mm}$;
- Diferença térmica (Δ) considerando o coeficiente de dilatação térmica do concreto de $10^{-5}/^\circ\text{C}$ e diferença de temperatura (T_1-T_2) igual a 10°C :

$$\Delta = \alpha \cdot \frac{l^2}{8h}$$

$$\Delta = 10^{-5} \cdot 10 \cdot 2600^2 / (8 \cdot 100) = 0,845 \text{ mm}.$$

9.1.4 Dimensionamento – Método P-δ

A não linearidade física no processo P-δ é considerada aplicando-se coeficientes relativos à fissuração e ao efeito da fluência do concreto na rigidez da seção. Inicialmente considera-se a seção do painel não fissurada, definindo assim o coeficiente ϕ igual a 0,70.

O coeficiente β_d é determinado por:

$$\beta_d = \frac{\text{Carga permanente}}{\text{Carga total}}$$

$$\beta_d = (1,4 \cdot 270) / 685 = 0,55.$$

Com esse valor obtém-se a rigidez efetiva da seção:

$$E \cdot I_{ef} = \frac{\phi \cdot E_C \cdot I_g}{1 + \beta_d}$$

$$E \cdot I_{ef} = (0,7 \cdot 23,8 \cdot 10^9 \cdot 1,833 \cdot 10^{-4}) / (1 + 0,55) = 1970 \text{ kN.m}^2.$$

Para a determinação do comprimento de flambagem do painel, é necessário definir o coeficiente "k". Em uma das extremidades, a junta entre o P09 e o PF05 não é considerada estrutural, e na outra, o painel P10 não é considerado uma restrição lateral. Nessa situação do P09, o coeficiente de flambagem refere-se ao caso 01, para o qual se têm:

$$k = 1,0 \text{ (caso 01)}$$

$$L_{fl} = 1,0 \cdot 2,6 = 2,6 \text{ m}$$

A flecha inicial devida à tolerância de montagem é determinada por:

$$\Delta_m = N_d \cdot e_m \cdot L_{fl}^2 / 16 E \cdot I_{ef} = 685 \cdot 25 \cdot 10^{-3} \cdot 2,6^2 / 16 \cdot 1970 = 3,67 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Para os painéis, a seção na metade da altura é considerada a mais crítica e é a que governa o dimensionamento. Contudo, a excentricidade inicial na metade da altura do painel é calculada por:

$$e_i = e_p + \Delta + \Delta_m$$

$$e_i = 7,22 + 0,845 + 3,67 = 11,74 \text{ mm}$$

Conforme comentado no item 5.2.3 deste trabalho, o método P- δ considera a não linearidade geométrica através de um processo iterativo de cálculo da flecha na seção crítica. O acréscimo de flecha na primeira iteração é calculado por:

$$\Delta_1 = N_d \cdot e_i \cdot L_{fl}^2 / 8 E \cdot I_{ef} = 685 \cdot 11,74 \cdot 10^{-3} \cdot 2,6^2 / 8 \cdot 1970 = 3,45 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Na segunda iteração resultam:

$$e_2 = 11,74 + 3,45 = 15,19 \text{ mm}$$

$$\Delta_2 = N_d \cdot e_2 \cdot L_{fl}^2 / 8 E \cdot I_{ef} = 685 \cdot 15,19 \cdot 10^{-3} \cdot 2,6^2 / 8 \cdot 1970 = 4,47 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Nas iterações subseqüentes resultam, respectivamente:

$$e_3 = 11,74 + 4,47 = 16,21 \text{ mm}$$

$$\Delta_3 = N_d \cdot e_3 \cdot L_{fl}^2 / 8 E \cdot I_{ef} = 685 \cdot 16,21 \cdot 10^{-3} \cdot 2,6^2 / 8 \cdot 1970 = 4,77 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$e_4 = 11,74 + 4,77 = 16,51 \text{ mm}$$

$$\Delta_4 = N_d \cdot e_4 \cdot L_{fl}^2 / 8 E \cdot I_{ef} = 685 \cdot 16,51 \cdot 10^{-3} \cdot 2,6^2 / 8 \cdot 1970 = 4,86 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$e_5 = 11,74 + 4,86 = 16,60 \text{ mm}$$

$$\Delta_5 = N_d \cdot e_5 \cdot L_{fl}^2 / 8 E \cdot I_{ef} = 685 \cdot 16,6 \cdot 10^{-3} \cdot 2,6^2 / 8 \cdot 1970 = 4,88 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$e_6 = 11,74 + 4,88 = 16,62 \text{ mm}$$

$$\Delta_6 = N_d \cdot e_6 \cdot L_{fl}^2 / 8 E \cdot I_{ef} = 685 \cdot 16,62 \cdot 10^{-3} \cdot 2,6^2 / 8 \cdot 1970 = 4,88 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Como se pode observar, a flecha convergiu para 16,62 mm.

O momento total de dimensionamento (M_d) pode ser calculado por:

$$M_d = M_{1^{\text{a}} \text{ ordem}} + M_{2^{\text{a}} \text{ ordem}}$$

$$M_{1^{\text{a}} \text{ ordem}} = N_d \cdot e_m / 2 = 685 \cdot 0,025 / 2$$

$$M_{1^{\text{a}} \text{ ordem}} = 8,56 \text{ kN.m}$$

$$M_{2^{\text{a}} \text{ ordem}} = N_d \cdot e_6 = 685 \cdot 0,0166$$

$$M_{2^{\text{a}} \text{ ordem}} = 11,37 \text{ kN.m}$$

Logo:

$$M_d = 8,56 + 11,37 = 19,93 \text{ kN.m}$$

Determinado o momento fletor de projeto, deve-se verificar se a seção encontra-se fissurada. Para tanto, compara-se a tensão de tração solicitante ao módulo de ruptura, definido pelo ACI-318-2011 como:

$$F_{rup} = 0,6 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0,6 \cdot \sqrt{25} = 3,00 \text{ MPa}$$

A tensão de tração solicitante σ_{td} é calculada por:

$$\sigma_{td} = M_d / S - N_g / A = (19,93 / 0,0037 - 270 / 0,22) / 1000 = 4,16 \text{ MPa}$$

Como $\sigma_{td} > F_{rup}$, conclui-se que a seção está fissurada e o momento de segunda ordem deve ser recalculado considerando o coeficiente ϕ igual a 0,35. Obtém-se:

$$E \cdot I_{ef} = \frac{\phi \cdot E_C \cdot I_g}{1 + \beta_d}$$

$$E \cdot I_{ef} = (0,35 \cdot 23,8 \cdot 10^9 \cdot 1,833 \cdot 10^{-4}) / (1 + 0,55) = 985 \text{ kN.m}^2.$$

A flecha inicial devida à tolerância de montagem é dada por:

$$\Delta_m = N_d \cdot e_m \cdot L_{fl}^2 / 16 \cdot E \cdot I_{ef} = 685 \cdot 25 \cdot 10^{-3} \cdot 2,6^2 / 16 \cdot 985 = 7,35 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

A excentricidade inicial resulta:

$$e_i = 7,22 + 0,845 + 7,35 = 15,42 \text{ mm}$$

Na primeira iteração, obtém-se:

$$\Delta_1 = N_d \cdot e_i \cdot L_{fl}^2 / 8 E \cdot I_{ef} = 685 \cdot 15,42 \cdot 10^{-3} \cdot 2,6^2 / 8 \cdot 985 = 9,07 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Na segunda:

$$e_2 = 15,42 + 9,07 = 24,49 \text{ mm}$$

$$\Delta_2 = N_d \cdot e_2 \cdot L_{fl}^2 / 8 E \cdot I_{ef} = 685 \cdot 24,49 \cdot 10^{-3} \cdot 2,6^2 / 8 \cdot 985 = 14,40 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

A Tabela 9.3 apresenta os resultados da segunda até a décima iteração. Observa-se que o acréscimo da flecha tende a convergir lentamente, sendo recomendável aumentar a rigidez da seção transversal.

Tabela 9.3 – Resultados do processo iterativo considerando $\phi = 0,35$

	Iterações "n"								
	2a	3a	4a	5a	6a	7a	8a	9a	10a
e_n	24,48	29,82	32,95	34,80	35,88	36,52	36,90	37,12	37,25
Δ_n	14,40	17,54	19,38	20,47	21,11	21,48	21,70	21,83	21,91

Aumentando a espessura do painel para 12 cm, as propriedades geométricas passam a ser:

- Comprimento $L = 2,20 \text{ m}$;
- Espessura $h = 12 \text{ cm}$;
- Altura $H = 2,60 \text{ m}$;
- Área da seção transversal $A = 0,264 \text{ m}^2$
- Módulo de resistência da seção elástica $S_x = 0,0053 \text{ m}^3$;
- Momento de inércia $I_x = 3,618 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$.

Os esforços solicitantes no painel P09, com o modelo reprocessado considerando as novas propriedades geométricas, estão apresentados na Tabela 9.4.

Tabela 9.4 – Esforços solicitantes no painel P09 com 12 cm de espessura

COMB	Permanente	Acidental	Vento		$N_{d,máx}$ (kN/m)	$N_{d,min}$ (kN/m)	N_d (kN/m)	N_d (kN)
	N_{gk} (kN/m)	N_{qk} (kN/m)	N_{wk} (kN)	M_{wk} (kN.m)				
1	137,72	22,18	126,05	67,34	342,11	201,87	307,05	675,51
2	137,72	22,18	126,05	67,34	405,42	171,68	346,98	763,36

A excentricidade devida à diferença de temperatura entre os ambientes interno e externo é:

$$\Delta = 10^{-5} \cdot 10 \cdot 2600^2 / (8 \cdot 120) = 0,704 \text{ mm.}$$

A rigidez efetiva da seção, na condição não fissurada, é dada por:

$$E \cdot I_{ef} = (0,7 \cdot 23,8 \cdot 10^9 \cdot 3,618 \cdot 10^{-4}) / (1+0,56) = 3393 \text{ kN.m.}$$

A flecha inicial devida à tolerância de montagem é determinada por:

$$\Delta_m = N_d \cdot e_m \cdot L_{fl}^2 / 16 \cdot E \cdot I_{ef} = 763,4 \cdot 25 \cdot 10^{-3} \cdot 2,6^2 / 16 \cdot 3393 = 2,38 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

A excentricidade inicial na metade da altura do painel é calculada por:

$$e_i = 7,22 + 0,70 + 2,38 = 10,30 \text{ mm}$$

A Tabela 9.5 apresenta os resultados do processo iterativo, na qual se observa que o acréscimo da flecha convergiu na quinta iteração, para o valor 2,06 mm.

Tabela 9.5 - Resultados do processo iterativo com seção do painel majorada

	iterações "n"				
	1º	2º	3º	4º	5º
e_n	10,30	12,26	12,63	12,70	12,72
Δ_n	1,96	2,33	2,40	2,42	2,42

O mesmo procedimento descrito anteriormente com a seção original deve ser realizado para verificar se a condição de seção não fissurada está válida.

$$M_d = M_{1^{\text{a}} \text{ ordem}} + M_{2^{\text{a}} \text{ ordem}}$$

$$M_{1^{\text{a}} \text{ ordem}} = N_d \cdot e_m / 2 = 763,4 \cdot 0,025 / 2$$

$$M_{1^{\text{a}} \text{ ordem}} = 9,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{2^{\text{a}} \text{ ordem}} = N_d \cdot e_6 = 763,4 \cdot 0,0127$$

$$M_{2^{\text{a}} \text{ ordem}} = 9,71 \text{ kN.m}$$

Logo:

$$M_d = 9,54 + 9,71 = 19,25 \text{ kN.m}$$

A tensão de tração solicitante σ_{td} é dada por:

$$\sigma_{td} = M_d/S - N_d/A = (19,25 / 0,0053 - 303 / 0,264) / 1000 = 2,50 \text{ MPa}$$

Como $\sigma_{td} < F_{rup} = 3,00 \text{ MPa}$, conclui-se que a seção não está fissurada e que as considerações de cálculo são válidas.

Para o dimensionamento da armadura do painel, sugere-se verificar a capacidade da seção com armadura mínima. Segundo o item 16.4.2 do ACI 318-2011, a armadura mínima vertical e horizontal de um painel pré-moldado deve ser igual a 0,10% da área bruta da seção, resultando:

$$A_{s,min} = 0,10/100 \cdot 120 \times 2200 = 264 \text{ mm}^2$$

A Figura 9.2 apresenta em destaque os esforços solicitantes de projeto no diagrama de interação N_d versus M_d para a seção com armadura vertical mínima.

Portanto, conclui-se que a armadura vertical mínima satisfaz a segurança do painel. O PCI (2010) recomenda que, para painéis com espessura igual ou inferior a 15 cm, seja usada uma única camada de armadura, centralizada na seção do painel.

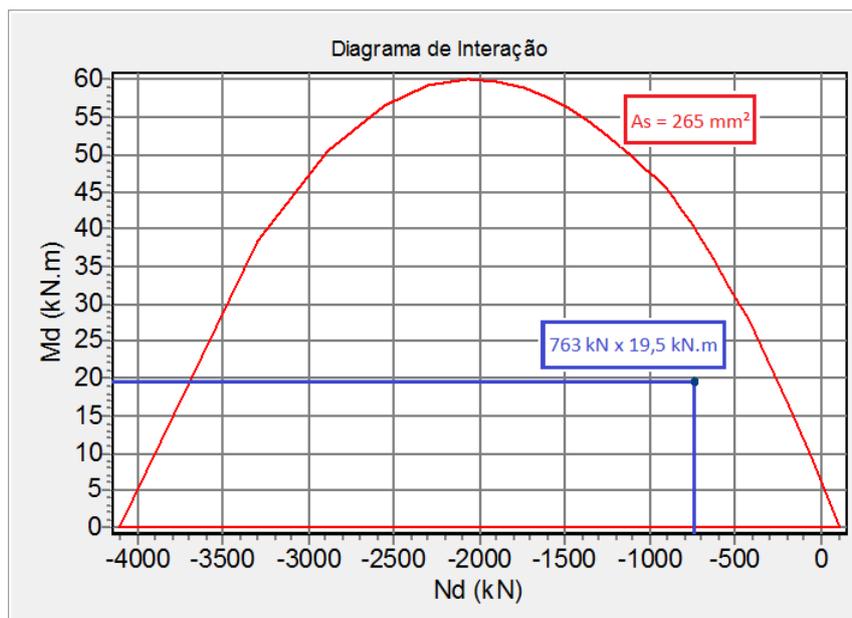


Figura 9.2 – Diagrama de interação N_d versus M_d

Quanto à armadura horizontal, a armadura mínima também é considerada satisfatória, visto que não ocorrem esforços diretos nessa direção. O ACI 318-2011 comenta que a armadura horizontal em painéis pré-moldados pode ser inferior às exigências normalmente impostas a paredes moldadas no local, pois a retração do concreto nas primeiras idades ocorre na fase de estoque e, conseqüentemente, com pouca restrição lateral.

9.2 DIMENSIONAMENTO DAS JUNTAS

Neste item serão dimensionadas a junta horizontal e a vertical do mesmo painel P09, considerado no item 9.1.

9.2.1 Junta horizontal – compressão

O esforço solicitante de compressão no Painel P09, considerando espessura igual a 12 cm, está apresentado na Tabela 9.4.

$$N_d = 347 \text{ kN/m}$$

A excentricidade da carga é definida pela tolerância de montagem, no valor de 25 mm. Como a espessura do painel é igual a 120 mm tem-se:

$$a_1 = a_2 = 120 - 25 = 95 \text{ mm}$$

$$A_1 = A_2 = 0,095 \text{ m}^2/\text{m}$$

Serão adotadas para a argamassa de assentamento as seguintes características:

- Espessura da argamassa $t_a = 10$ mm;
- Resistência característica à compressão = 15 MPa;
- Resistência de projeto à compressão = 10,7 MPa.

Para se determinar a resistência da junta à compressão, é necessário definir a relação entre a altura da junta (t) e a largura de apoio do painel (a_1), ambos indicados na Figura 4.13.

$$t = 2 \cdot 10 + 100 = 120 \text{ mm}$$

$$a_1 = 120 - 25 = 95 \text{ mm}$$

$$t/a_1 = 1,26$$

$$\beta_0 = f_{cd,mortar} / f_{cd,wall} = 10,7 / (25/1,4) = 0,60$$

Pelo diagrama apresentado na Figura 9.3 obtém-se o valor de β :

$$\beta = 0,6.$$

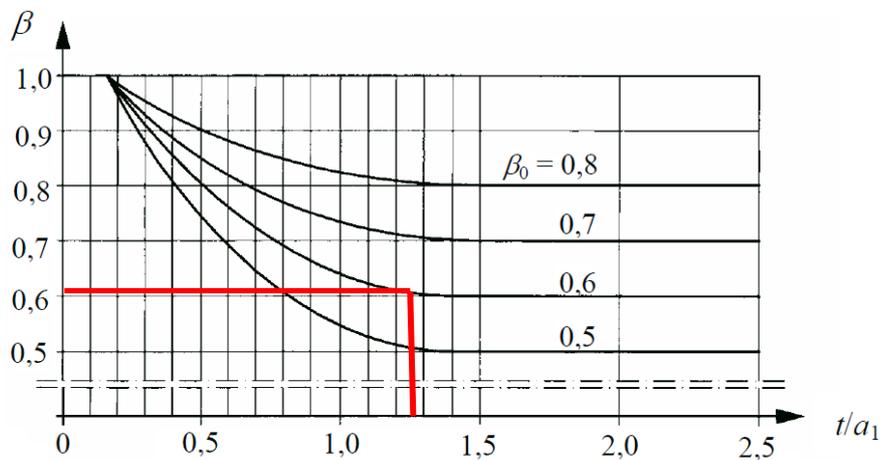


Figura 9.3 – Valor de β para a junta horizontal do painel P09

A resistência da junta à compressão é determinada por:

$$N_{Rd,joint} = \beta \cdot f_{cd,wall} \cdot (A_2/A_1)^{1/2} \cdot A_2$$

$$N_{Rd,joint} = 0,60 \cdot (25000/1,4) \cdot (95/95)^{1/2} \cdot 0,095 = 1018 \text{ kN/m}$$

Portanto, $N_{Rd,joint} = 1018 \text{ kN/m} > N_d = 311,4 \text{ kN/m}$.

A junta horizontal resiste aos esforços de compressão e não tem necessidade de armadura por satisfazer a seguinte condição:

$$N_d < 0,5 \cdot h \cdot f_{cd}$$

$$N_d = 347 \text{ kN/m} < 0,5 \cdot 0,12 \cdot (25000/1,4) = 1071 \text{ kN/m}$$

9.2.2 Junta vertical – cisalhamento

Para dimensionar a junta vertical ao cisalhamento, antes é necessário calcular a força cortante solicitante nessa junta.

a) Força cortante solicitante

Para calcular essa força cortante foram usados os resultados obtidos pelo modelo C.

As propriedades geométricas do painel P09 estão apresentadas no item 9.1.1.

O comprimento do painel P10 é igual a 2,27 m e sua altura é igual à do P09, ou seja, 2,60 m.

Logo, o comprimento total do elemento que representa esse grupo de painéis é de 4,47 m (2,20 m + 2,27 m).

Para determinar a força cortante na junta vertical entre os painéis P09 e P10 precisa-se conhecer o momento fletor solicitante de projeto (M_{Sd}) da barra que representa esse grupo de painéis, cujo valor é 567 kN.m.

De acordo com o PCI (2011), a força cortante de cálculo (v_{Sd}) pode ser determinada pela equação de fluxo cisalhante:

$$v_{Sd} = H_{Sd} \cdot Q / I$$

$$H_{Sd} = \text{força horizontal} = M_{Sd} / \text{altura} = 567 / 2,60 = 218,08 \text{ kN}$$

$$Q = \text{momento estático do painel P09 em relação à posição da junta vertical}$$

$$Q = 0,12 \cdot 2,2 \cdot (4,47 - 2,2) / 2 = 0,30 \text{ m}^3$$

$$I = \text{momento de inércia do grupo de painéis}$$

$$I = 0,12 \cdot 4,47^3 / 12 = 0,893 \text{ m}^4$$

$$v_{Sd} = 218,08 \cdot 0,30 / 0,893 = 73,26 \text{ kN/m}$$

Portanto, a força cortante total na junta resulta:

$$V_{Sd} = 73,26 \cdot 2,6 = 190,5 \text{ kN}$$

b) Dimensionamento da junta vertical

A área da interface da junta é dada por:

$$A = 2,6 \cdot 0,12 = 0,312 \text{ m}^2$$

Com esse valor, pode-se obter a tensão de cisalhamento solicitante de cálculo (τ_{Sdj}):

$$\tau_{Sdj} = V_{Sd} / A = 190,5 / 0,312 = 610 \text{ kPA} = 0,61 \text{ MPa}$$

No dimensionamento da junta vertical, deve-se considerar:

$$\tau_{Sdj} \leq \tau_{Rdj}$$

Conforme apresentado no item 4.1.2, a tensão resistente de cálculo da junta ao cisalhamento pode ser determinada pela seguinte equação (Eurocode 2):

$$\tau_{Rdj} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

Considerando que o concreto usado na junta vertical apresenta as mesmas propriedades mecânicas que o concreto pré-moldado, tem-se:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 25 / 1,4 = 17,86 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 0,21 \cdot (f_{ck})^{2/3} / \gamma_c = 0,21 \cdot (25)^{2/3} / 1,4 = 1,80 \text{ MPa}$$

Adotando-se aço CA-25 para as armaduras existentes ao longo da junta, tem-se:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 250 / 1,15 = 217,4 \text{ MPa}$$

Para garantir que ocorra a transferência de esforços de cisalhamento entre os painéis, a tensão de cisalhamento solicitante de cálculo (τ_{Sdj}) não deve ser maior que a tensão resistente, ou seja:

$$0,61 \leq c \cdot 1,80 + \mu \cdot 0 + \rho \cdot 217,4 \cdot (\mu \cdot \sin 90^\circ + \cos 90^\circ)$$

Resulta:

$$\rho \geq \frac{0,61 - c \cdot 1,80}{217,4 \cdot \mu}$$

Lembrando que ρ é a relação entre a área de aço distribuída ao longo da junta e a área de interface dessa junta, a Tabela 9.6 e a Tabela 9.7 apresentam os resultados de armadura transversal à junta, necessária para resistir o esforço definido no item 9.2.2a, considerando a adesão inicial (sem fissuração ao longo da junta) e desconsiderando a adesão inicial (com fissuração ao longo da junta), respectivamente.

Tabela 9.6 – Armadura ao longo da junta vertical desconsiderando a presença de fissuras na interface da junta

Tipo de superfície	c	μ	ρ	As (cm²)
Muito lisa	0,25	0,5	0,26%	0,08
Lisa	0,35	0,6	0,08%	0,02
Rugosa	0,45	0,7	-	-
Dentada	0,5	0,9	-	-

Tabela 9.7 – Armadura ao longo da junta vertical considerando a presença de fissuras na interface da junta

Tipo de superfície	c	μ	ρ	As (cm²)
Muito lisa	0	0,5	0,67%	0,21
Lisa	0	0,6	0,56%	0,18
Rugosa	0	0,7	0,48%	0,15
Dentada	0,125	0,9	0,26%	0,08

Comparando essas tabelas é possível observar a influência da quebra de adesão, na resistência da junta. Por exemplo, para junta com superfície rugosa, considerando a adesão não há necessidade de armaduras transversais, enquanto que se for considerada tal quebra de adesão, há necessidade de 0,15 cm² de aço.

Para o caso de juntas verticais em estruturas de painéis portantes, é importante considerar essa quebra de adesão. Mesmo usando-se um material com propriedades mecânicas muito próximas, a retração do concreto ou do graute usado na junta pode ser a causa inicial dessa quebra de adesão.

10 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Apresentam-se neste capítulo as conclusões e as sugestões para novas pesquisas.

10.1 CONCLUSÕES

Este trabalho considerou o projeto de edifícios com paredes portantes de concreto pré-moldado, levando em conta os aspectos teóricos, os critérios para projeto e suas aplicações em um estudo de caso.

Foi comentado no decorrer do trabalho que a principal diferença entre as estruturas de concreto moldadas *in loco* e as de concreto pré-moldado é a presença de juntas entre os elementos.

Foram apresentadas três formas de considerar as juntas verticais na modelagem do edifício usado no estudo de caso. A primeira (modelo A) não considera a interação dos painéis, por não possuírem juntas resistentes aos esforços de cisalhamento. Os modelos B e C levam em conta a interação dos painéis, o que torna necessária a verificação da resistência dessas juntas ao cisalhamento.

A diferença entre os modelos B e C está na forma de considerar essa interação. O modelo B admite que um painel é conectado ao outro através de elementos de ligações. Já o modelo C representa um grupo de painéis por um único elemento de barra.

A Figura 8.11 e a Figura 8.12 permitem a comparação entre os resultados. Conclui-se que a presença de juntas verticais resistentes ao cisalhamento tem influência significativa no deslocamento horizontal da edificação. A maneira de representá-las no modelo numérico não teve diferença significativa (comparação entre os modelos B e C). Porém ao se comparar os modelos B e C com o modelo A, observa-se que neste resultaram valores de deslocamento até quatro vezes maiores que nos modelos B e C.

As juntas horizontais, por estarem predominantemente comprimidas, não influenciam diretamente na modelagem da estrutura. Porém, as resistências dessas juntas são afetadas diretamente ao se considerarem as tolerâncias de montagem no alinhamento entre painéis de pavimentos adjacentes. Quanto maior essa tolerância, menor a resistência dessa junta à compressão, por aumentarem as chances de ocorrer fendilhamento.

Para o caso estudado, foi verificada como exemplo a junta horizontal do painel P09. Observou-se que a resistência dessa junta à compressão é aproximadamente três vezes maior que o esforço solicitante, para uma tolerância de montagem de 25 mm.

Ainda para as juntas horizontais, verificou-se que, segundo as recomendações do Eurocode 2, não é necessário prever armaduras para combater o fendilhamento.

Para o dimensionamento dos painéis, foram apresentadas as considerações de projeto para a desforma e para a condição em serviço. Para esta situação (em serviço), foram apresentados dois métodos para a consideração dos efeitos de segunda ordem: o Método de Majoração dos Momentos e o método P- δ .

Comparando-se os resultados obtidos com estes dois métodos (Tabela 5.4), observa-se que mesmo o Método de Majoração dos Momentos sendo mais simplista, ele apresenta resultados coerentes para painéis com índice de esbeltez inferior a 100, conforme limitação de aplicação do método segundo o ACI 318-2011.

No estudo de caso, foi dimensionado o mesmo painel P09 usado para a verificação das juntas. Conforme apresentado no item 5.2.1, o dimensionamento do painel depende principalmente das excentricidades previstas no projeto. No exemplo, a flecha lateral do painel P09, com espessura de 10 cm, apresentou convergência lenta e possibilidade de fissuração. Ao se aumentar a espessura do painel para 12 cm, a flecha convergiu rapidamente e a seção não apresentou fissuração. Ou seja, a espessura de 12 cm é suficiente para a estrutura analisada.

A partir do estudo de caso, nota-se que em edifícios com cerca de 12 pavimentos, uma estrutura formada por painéis com espessura da ordem de 12 cm pode ser suficiente. Ressalta-se que essa relação depende tanto da configuração do edifício como da relativa ao pavimento, mas serve como um valor de referência, a ser confirmado no projeto de cada edifício específico.

Portanto, pode-se concluir que o sistema construtivo de painéis portantes pré-moldados constitui alternativa viável para obras que precisam ser construídas rapidamente e em condições economicamente viáveis.

10.2 SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS

No pavimento térreo de edifícios, é comum uma região de transição. Devido à diferença de rigidez entre as paredes e esses elementos de transição, um comportamento característico de estruturas de paredes pode ser observado: a formação do efeito arco. Esse efeito não foi estudado neste trabalho e seria muito interessante que fosse considerado em uma pesquisa futura.

A interação solo-estrutura também é um tema a ser estudado, visto que o efeito arco provoca carregamentos lineares não uniformes sobre os elementos de fundação como blocos e baldrames.

Neste trabalho, a análise estrutural foi realizada usando elementos lineares com seis graus de liberdade. Uma sugestão é fazer uma análise com elementos de casca, para comparar a diferença de comportamento relativa a esses dois tipos de modelagem.

Outra sugestão consiste em considerar a deformabilidade das juntas verticais na distribuição das forças horizontais e verticais e, como consequência, nos deslocamentos dos pavimentos.

Também seria interessante analisar a aplicação de métodos diretos para prevenir colapso progressivo, comparando seus resultados com as recomendações fornecidas por normas (método indireto).

Por fim, sugere-se uma avaliação do comportamento estrutural levando em consideração diferenças de temperatura entre as faces externas e internas da edificação. Para isso, a principal variável é o tempo de exposição direta de cada face ao sol.

É importante destacar que outra dissertação sobre tema afim já se encontra em andamento na EESC-USP (FERREIRA, 2013), com título provisório "Edifícios com lajes maciças e paredes portantes pré-moldadas: comparação entre concreto leve com EPS e concreto comum", com defesa prevista para o início de 2013.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI-318**: Building code requirements for structural concrete. Farmington Hills, 2011.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI-533**: Guide for precast concrete wall panels. Farmington Hills, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2007.

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

_____. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **NBR 16055**: Paredes de concreto moldadas no local para a construção de edificações. Rio de Janeiro, 2012.

BLJUGER, F. **Design of precast concrete structures**. Chichester, Ellis Horwood/New York, John Wiley, 1988.

CLELAND, N. M. **Structural integrity and progressive collapse in large-panel precast concrete systems**. PCI Journal, Chicago, 2008.

CORRÊA, M. R. S. **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios**. São Carlos. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1991.

CANADIAN PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE (CPCI). **Design Manual**. 4.ed., Ottawa, 2007.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: Fundamentos e Aplicações**. São Carlos: EESC/USP, 2000.

ELLIOTT, K. S. **Precast Concrete Structures**. Oxford, Elsevier Science, 2002.

ENV-EC2 (1992), "Eurocode 2: Design of concrete structures – part 1: General rules and rule for buildings", British Standards Institution, London, 1992.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **Structural connections for precast concrete buildings**. Lausanne, 2008.

FERREIRA, Diego V. G. **Edifícios com lajes maciças e paredes portantes pré-moldadas de concreto leve com pérolas de EPS**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2013 (em andamento).

FREEDMAN, S. **Loadbearing architectural precast concrete wall panel**. PCI Journal, Chicago, 1999.

GHOSH, S. K. **Observations on the performance of structures in the Kobe earthquake of January 17, 1995**. PCI Journal, Chicago, 1995.

HURD, M. K. **Precast concrete homes for safety, strength and durability**. PCI Journal, Chicago, 1994.

KIANOUSH, M. R.; ELMORSI, M.; SCANLON, A. **Response of large panel precast wall systems: analysis and design**. PCI Journal, Chicago, 1996.

LARANJEIRAS, A. C. R. **Colapso progressivo dos edifícios – Breve introdução**. 2010. Disponível em: <http://www.tqs.com.br/tqs-news/download-do-tqs-news/doc_download/50-no-33-agosto11-artigo-antonio-carlos-reislarangeiras>. Acesso em: 05 set. 2011.

LEONHARDT, F.; MONNING, E. **Construções de concreto: Princípios básicos sobre armação de estruturas de concreto armado**. v.3, 1.ed. Rio de Janeiro, Interciência, 1977.

NASCIMENTO NETO, Joel A. **Investigação das solicitações de cisalhamento em edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações horizontais**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999.

NUNES, Valmiro Q. G. **Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2011.

PERESWIET-SOLTAN, S. **Edilizia residenziale prefabbricata: sistemi, particolari, calcoli**. Milão, I.T.E.C., 1980.

PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE (PCI). **Design Handbook**. 6.ed., Chicago, 2004.

_____. **Architectural precast concrete.** 3.ed.,Chicago, 2007.

_____. **Connections manual for precast and prestressed concrete construction.** 1.ed.,Chicago, 2008.

_____. **Design Handbook.** 7.ed., Chicago, 2010.

_____. **State of the art of precast/prestressed concrete sandwich wall panels.** 2.ed., PCI Journal, Chicago, 2011.

SABBATINI, F. H. **Desenvolvimento de métodos, processos e sistemas construtivos: formulação e aplicação de uma metodologia.** São Paulo. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1989.