

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

RICARDO SAMPAIO ROMÃO FILHO

Desenvolvimento de programa computacional para dimensionamento de
paredes portantes pré-moldadas

São Carlos
2016

RICARDO SAMPAIO ROMÃO FILHO

Desenvolvimento de programa computacional para dimensionamento de
paredes portantes pré-moldadas

VERSÃO CORRIGIDA

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

Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Ciências, Programa de Engenharia Civil (Estruturas).

Orientador:

Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro

São Carlos
2016

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.

R756d Romão Filho, Ricardo Sampaio
Desenvolvimento de programa computacional para
dimensionamento de paredes portantes pré-moldadas /
Ricardo Sampaio Romão Filho; orientador Libânio Miranda
Pinheiro. São Carlos, 2016.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação
em Engenharia de Estruturas -- Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo, 2016.

1. Paredes portantes. 2. Concreto pré-moldado. 3.
Programa computacional. 4. Concreto com EPS. 5.
Edifícios. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **RICARDO SAMPAIO ROMÃO FILHO**.

Título da dissertação: "Desenvolvimento de programa computacional para dimensionamento de paredes portantes pré-moldadas".

Data da defesa: 27/01/2015

Comissão Julgadora:

Prof. Dr. **Libânio Miranda Pinheiro (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Prof. Associado **Márcio Roberto Silva Corrêa**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Prof. Dr. **Marcelo de Araujo Ferreira**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

Resultado:

Aprovado

APROVADO

APROVADO

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

Prof. Titular **Humberto Breves Coda**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Paulo Sergio Lima Segantine**

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por sempre me auxiliar em todos os momentos, dando força, sabedoria e determinação.

Agradeço à minha mãe, Dênia Claudia, por ser exatamente quem ela é, um exemplo para todas as mães. Ao meu pai, Ricardo Sampaio, por está sempre presente na minha vida e nas minhas conquistas.

Agradeço às minhas avós Maria Celina e Maria Sampaio (*in memoriam*), pelas orações e pensamentos positivos nos momentos de dificuldades.

Aos meus irmãos Renato, Ruan e Renan, que mesmo estando longe estão sempre presentes em minha caminhada.

À Nálen Jaci, por todo carinho, incentivo, companheirismo e paciência em todos esses anos de convívio.

Ao Prof. Dr. Libânio Pinheiro, orientador deste trabalho, pela amizade, dedicação, incentivo, paciência, conselhos e ajuda.

Ao Prof. Márcio Corrêa, pelas contribuições feitas no exame de qualificação.

Agradeço a todos os professores do Departamento de Engenharia de Estruturas que contribuíram para minha formação acadêmica.

Ao Eng. Augusto Pedreira de Freitas, por permitir o uso do software comercial SAP2000, nas dependências de sua empresa.

A toda a república dos alagoas: Cleilson, Emerson, Greg, Ketson, Nichollas e Marcell. À banda cigana e a todos os amigos que tive o prazer de conhecer no SET. São Carlos é sensacional, graças a vocês.

Aos meus amigos de labuta, pela experiência de vida e profissional ímpar, que todos proporcionaram.

Ao CNPQ, pela bolsa de estudo concedida.

*“Sonhos determinam o que você quer.
Ação determina o que você conquista.”*

Aldo Novak

RESUMO

ROMÃO FILHO, R. S. **Desenvolvimento de programa computacional para dimensionamento de paredes portantes pré-moldadas.** 176 p. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil (Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

Os sistemas construtivos vêm surgindo e evoluindo de acordo com a necessidade e a demanda de obras. Recentemente, a utilização de paredes portantes pré-moldadas vem sendo explorada como alternativa para construir edifícios com rapidez e eficácia. Outra tecnologia mais recente é o *Concreto Ultraleve*[®] Estrutural, ou concreto leve com EPS (CLE), em que o agregado graúdo e parte do miúdo são substituídos por pérolas de poliestireno expandido (EPS), contribuindo para reduzir o peso total do edifício, conseqüentemente diminuindo os esforços na estrutura e promovendo a redução nos custos com transporte e montagem dos elementos pré-moldados. Este trabalho apresenta como deve ser feito o dimensionamento de paredes portantes pré-moldadas, utilizando normas nacionais e internacionais. O principal objetivo do trabalho é apresentar um programa computacional desenvolvido para facilitar a análise e o dimensionamento de edifícios com paredes de concreto pré-moldado. Além disso, mostra-se o uso do programa para comparar o comportamento de edifício constituído por concreto com EPS e por concreto armado comum, e para avaliar a influência das juntas verticais na rigidez global. Portanto, além da importância acadêmica, este trabalho poderá ser de grande utilidade para o projeto de edifícios com paredes portantes pré-moldadas.

Palavras-chave: Paredes portantes. Concreto pré-moldado. Programa computacional. Concreto com EPS. Edifícios.

ABSTRACT

ROMÃO FILHO, R. S. **Development of computer program for design of precast bearing walls.** 176 p. Master's Thesis in Civil Engineering (Structures) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

The construction systems have emerged and improved according to need and demand of works. Recently, the use of precast concrete walls has been explored as an alternative to construct buildings quickly and effectively. Another more recent technology is the lightweight concrete with polystyrene, wherein polystyrene beads replace the coarse aggregate and a part of the fine ones, contributing to reduce the weight of the building, thus decreasing the efforts in the structure and promoting a reduction in the cost of transport and erection of precast elements. This work shows how should be done the design of precast concrete walls using national and international standards. The main objective of the work is to present a computer program developed to facilitate the analysis and design of buildings with precast concrete walls. Moreover, the use of the program is shown to compare the behavior of building made with EPS concrete and ordinary concrete, and to evaluate the influence of vertical joints in the global stiffness. Therefore, besides the academic importance, this work can be useful for the design of buildings with precast loadbearing walls.

Keywords: Loadbearing walls. Precast concrete. Computer program. EPS concrete. Buildings.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Edifício com paredes de concreto pré-moldado e lajes pré-moldadas. .	28
Figura 2.1 – Porcentagem do uso de concreto pré-moldado em alguns países.....	36
Figura 2.2 – Desmoldagem direta.	38
Figura 2.3 – Desmoldagem por separação dos elementos, com fôrma do tipo bateria.	39
Figura 2.4 – Desmoldagem por tombamento.	39
Figura 2.5 – Desmoldagem por rotação sobre uma extremidade.....	40
Figura 2.6 – Pórtico rolante utilizado para o transporte dos painéis portantes.	41
Figura 2.7 – Grua de torre.	41
Figura 2.8 – Grua de pórtico.....	42
Figura 2.9 - Derrick.....	42
Figura 2.10 - Dispositivos internos chumbados: laços, à esquerda, e chapas, à direita.	43
Figura 2.11 - Dispositivos internos com furo: com cabo de aço, à esquerda, e com tarugo de aço, à direita.....	43
Figura 2.12 - Dispositivos internos com argolas rosqueadas posteriormente.	43
Figura 2.13 - Dispositivos internos com laço interno, à esquerda, com dispositivo especial para levantamento lateral, à direita.	44
Figura 2.14 – Laje pré-moldada suspensa por balancins.....	44
Figura 2.15 – Concreto Leve com EPS.	48
Figura 2.16 – Construção de edifícios de concreto com alta repetitividade.	50
Figura 2.17 – Montagem de edifício com paredes de concreto pré-moldado.....	52
Figura 2.18 – Paredes estudadas por Lee (2008), com e sem apoio lateral.	55
Figura 2.19 – Edifício de paredes pré-moldadas que apresentou bom desempenho após o terremoto de Kobe no Japão.	55
Figura 2.20 - Parede simulada por barras rígidas e flexíveis.	58

Figura 2.21 - Paredes e lintéis representados como elementos de barras.....	58
Figura 2.22 - Espraiamento de forças concentradas ou distribuídas ao longo da parede.....	61
Figura 2.23 – Espraiamento em paredes perpendiculares.	61
Figura 2.24 – Representação do efeito do desaprumo em edifícios.....	63
Figura 3.1 – Empenamento térmico no painel.	67
Figura 3.2 – Painel sem restrição lateral ao longo do comprimento.	70
Figura 3.3 – Painel com apenas uma restrição lateral ao longo do comprimento.....	70
Figura 3.4 – Painel com duas restrições laterais ao longo do comprimento.....	71
Figura 3.5 – Desmoldagem de painéis por dois pontos de içamento na borda superior e respectivos diagramas de momentos fletores.....	73
Figura 3.6 – Desmoldagem de painéis por quatro pontos de içamento na borda superior e respectivos diagramas de momentos fletores.....	74
Figura 3.7 – Desmoldagem de painéis por quatro pontos de içamento na superfície e respectivos diagramas de momentos fletores.....	75
Figura 3.8 – Desmoldagem de painéis por oito pontos de içamento na superfície e respectivos diagramas de momentos fletores.....	76
Figura 3.9 – Transporte de parede portante pré-moldada na vertical, vista lateral e vista frontal.	77
Figura 3.10 – Transporte de painel pré-moldado na horizontal.	77
Figura 3.11 – Içamento por dois pontos.....	78
Figura 3.12 – Içamento por três pontos.	78
Figura 4.1 – Surgimento de cisalhamento entre as juntas derivado de diferentes ações externas.	79
Figura 4.2 – Juntas planas.....	81
Figura 4.3 – Juntas verticais dentadas.	82
Figura 4.4 – Diagramas tensão de cisalhamento versus deslocamento para juntas verticais de painéis.	83

Figura 4.5 – Mecanismos de transferência de cisalhamento em juntas de painéis de concreto armado.	83
Figura 4.6 – Efeito de pino e atrito em juntas dentadas	84
Figura 4.7 – Esforços nas juntas horizontais.....	85
Figura 4.8 – Ligação parede-laje-parede.	86
Figura 4.9 – Geometria das juntas horizontais: a) Parede-parede; b) Parede-laje-parede.....	87
Figura 4.10 – Diagrama da geometria e resistência da junta	87
Figura 4.11 – Espreadimento das tensões de compressão: a) distante da borda de concreto; b) próximo à borda de concreto; c) próximo a outro carregamento.	88
Figura 4.12 – Tensões em elemento de concreto solicitado à carga centrada.	89
Figura 4.13 – Detalhe da armadura em painéis para resistir as tensões de tração laterais.....	89
Figura 5.1 – Domínios de deformação na ruína.	92
Figura 5.2 – Seção retangular submetida a flexão composta.	92
Figura 5.3 – Ilustração da seção usada no exemplo 1.....	94
Figura 5.4 – Diagrama de interação $N_d \times M_d$ do pilar com seção 30x60.	95
Figura 5.5 – Ilustração da seção usada no exemplo 2.....	98
Figura 5.6 – Diagrama de interação da parede com seção 200x15.....	100
Figura 5.7 – Ilustração da seção usada no exemplo 3.....	102
Figura 5.8 – Diagrama de interação da parede com seção 200x12.....	104
Figura 6.1 – Organograma do programa desenvolvido.	108
Figura 7.1 – Planta baixa do edifício estudado.....	110
Figura 7.2 – Detalhes de um apartamento.	111
Figura 7.3 – Detalhes da região da escada.....	112
Figura 7.4 – Numeração dos painéis.....	114
Figura 7.5 – Relatório de estabilidade global retirado do programa desenvolvido. .	118

Figura 7.6 – Dimensões do painel P10.	119
Figura 7.7 – Diagrama dos esforços de compressão.	120
Figura 7.8 – Janela de visualização dos resultados do P10, com 10 cm de espessura.	123
Figura 7.9 – Etapa de verificação feita pelo programa.	126
Figura 7.10 – Janela de visualização dos resultados. P10 com 12 cm de espessura.	127
Figura 7.11 – Posicionamento dos pontos para desmoldagem, dimensões em cm.	128
Figura 7.12 – Posicionamento dos apoios para o transporte, dimensões em cm... ..	129
Figura 7.13 – Localização dos pontos para o içamento por quatro pontos, dimensões em cm.	130
Figura 7.14 – Relatório do painel P10, com espessura de 12 cm, disponível após o processamento e o dimensionamento.	133
Figura 7.15 – Janela de visualização dos resultados. P10 com 10 cm de espessura, CAC.	134
Figura 7.16 – Relatório do painel P10, com espessura de 10 cm e CAC, disponível após o processamento e o dimensionamento.	135
Figura 7.17 – Deslocamentos máximos de topo na direção x.	136
Figura 7.18 – Deslocamentos máximos de topo na direção y.	137
Figura 7.19 – Apresentação gráfica do peso total da estrutura pelo número de pavimentos.	138
Figura 7.20 – Lançamento do edificio no programa desenvolvido.	140
Figura 7.21 – Deslocamento de topo ao passo que se aumenta a rigidez elástica de cisalhamento.	141
Figura 7.22 – Deslocamento de topo à medida que se aumenta o número de pavimentos, para os cinco modelos, na direção x.	142
Figura 7.23 – Deslocamento de topo à medida que se aumenta o número de pavimentos, para os cinco modelos, na direção y.	142

Figura A.1 – Tela inicial do programa.....	155
Figura A.2 – Expansão da aba superior <i>Arquivo</i>	156
Figura A.3 – Expansão da aba superior <i>Edifício</i> e janela de propriedades do edifício.	156
Figura A.4 – Janela <i>Crítérios Gerais</i>	157
Figura A.5 – Janela <i>Propriedade do Edifício</i>	158
Figura A.6 – Janela para definir as propriedades das juntas verticais e horizontais.	159
Figura A.7 – Janela para o cálculo dos esforços provenientes do vento.....	160
Figura A.8 – Janela para auxiliar a definição da velocidade básica (V_0). [Fonte da imagem: ABNT NBR 6123:1988].....	160
Figura A.9 – Janela para determinar a rugosidade do terreno (S_2).	161
Figura A.10 – Janela para determinar a classe da edificação (S_2).	161
Figura A.11 – Janela para determinar o fator estático (S_3).	162
Figura A.12 – Janela dos ábacos para definição do coeficiente de arrasto.	163
Figura A.13 – Janela de confirmação do cálculo correto da força de arrasto.....	163
Figura A.14 – Janela de combinações.	164
Figura A.15 – Em destaque onde se pode editar as propriedades da parede a ser inserida.....	165
Figura A.16 – Janela de propriedades das paredes para uma janela.	166
Figura A.17 – Janela de propriedades das paredes para duas janelas.....	166
Figura A.18 – Janela de propriedades das paredes para uma porta.....	167
Figura A.19 – Variações do painel <i>Inserir Elemento</i>	168
Figura A.20 – Parede sem abertura vista em planta.	169
Figura A.21 – Elevação de uma parede sem abertura.	169
Figura A.22 – Parede com abertura vista em planta.	170

Figura A.23 – Elevação de uma parede com abertura.	171
Figura A.24 – Janela para gerar o modelo, processar e dimensionar o edifício.	172
Figura A.25 – Resumo do processamento. Dados do edifício, do concreto e do vento.	174
Figura A.26 – Resumo do processamento. Combinações utilizadas e resultados da estabilidade global.	175
Figura A.27 – Janela de visualização de resultados.	176
Figura A.28 – Janela de verificação de armadura.	176

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores correspondentes de resistência à compressão e massa específica para concretos leves	46
Tabela 3.1 – Coeficientes de segurança para desmoldagem e ações dinâmicas.	72
Tabela 4.1 – Coeficiente γ para as juntas.....	81
Tabela 4.2 – Valores dos coeficientes c e μ	85
Tabela 5.1 – Posições da linha neutra, deformações, tensões e esforços: domínios 1, 2.....	95
Tabela 5.2 – Posições da linha neutra, deformações, tensões e esforços: domínios 3, 4 e 5.....	96
Tabela 5.3 – Erro relativo entre o M_R aproximado e o calculado: domínios 1 e 2.	96
Tabela 5.4 – Erro relativo entre o M_R aproximado e o calculado: domínios 3 ao 5. ..	97
Tabela 5.5 – Posições da linha neutra, deformações, tensões e esforços: domínios 1, 2 e 3.....	98
Tabela 5.6 – Posições da linha neutra, deformações, tensões e esforços: domínios 4 e 5.....	99
Tabela 5.7 – Erro relativo entre o M_R aproximado e o calculado: domínios 1 e 2. ..	100
Tabela 5.8 – Erro relativo entre o M_R aproximado e o calculado: domínios 3, 4 e 5.	101
Tabela 5.9 – Posições da linha neutra, deformações, tensões e esforços: domínios 1, 2 e 3.	102
Tabela 5.10 – Posições da linha neutra, deformações, tensões e esforços: domínios 4 e 5.	103
Tabela 5.11 – Erro relativo entre o M_R aproximado e o calculado: domínios 1 e 2.	104
Tabela 5.12 – Erro relativo entre o M_R aproximado e o calculado: domínios 3, 4 e 5.	105
Tabela 7.1 – Informações das aberturas existentes.....	112

Tabela 7.2 – Propriedades do CAC e CLE.	113
Tabela 7.3 – Carregamentos resultante das lajes atuantes sobre os painéis.....	115
Tabela 7.4 – Valores usados para encontrar a força do vento.	116
Tabela 7.5 – Forças de arrasto para direção 0° e 90°.	116
Tabela 7.6 – Valores encontrados para painel com 12 cm.	124
Tabela 7.7 – Deslocamentos máximos de topo na direção x.....	136
Tabela 7.8 – Deslocamentos máximos de topo na direção y.....	137
Tabela 7.9 – Somatório das cargas permanentes atuando sobre a fundação.....	138
Tabela 7.10 – Propriedades do concreto.	139
Tabela 7.11 – Valores usados para encontrar a força do vento.	139

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	27
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	27
1.2	OBJETIVOS	30
1.3	JUSTIFICATIVA	30
1.4	METODOLOGIA	31
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	33
2.1	CONCRETO PRÉ-MOLDADO	33
2.1.1	Execução dos elementos de concreto pré-moldado.....	37
2.2	CONCRETO LEVE.....	45
2.3	CONCRETO LEVE COM EPS	47
2.4	PAREDES DE CONCRETO.....	48
2.4.1	Projeto de Arquitetura.....	50
2.4.2	Projetos de instalações elétricas	50
2.4.3	Projetos de instalações hidrossanitárias.....	50
2.4.4	Planejamento.....	51
2.5	PAREDES DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO	51
2.5.1	Histórico.....	52
2.6	ANÁLISE ESTRUTURAL	56
2.6.1	Modelo de pórtico tridimensional	56
2.6.2	Descrição da Modelagem	57
2.6.3	Cargas verticais	60
2.6.4	Ações horizontais	61
3	DIMENSIONAMENTO.....	65
3.1	EXCENTRICIDADES DE PROJETO	65
3.1.1	Excentricidade mínima	65
3.1.2	Excentricidade de produção	66

3.1.3	Excentricidade de montagem dos elementos.....	66
3.1.4	Excentricidade de temperatura	66
3.1.5	Excentricidade devida ao vento	67
3.2	VERIFICAÇÃO EFEITO DE SEGUNDA ORDEM (PROCESSO P- Δ).....	68
3.3	FASE TRANSITÓRIA	71
3.3.1	Desmoldagem	72
3.3.2	Transporte.....	76
3.3.3	Içamento	77
4	ELEMENTOS DE LIGAÇÃO.....	79
4.1	JUNTAS VERTICAIS.....	79
4.1.1	Juntas sem função estrutural	80
4.1.2	Juntas planas	80
4.1.3	Juntas dentadas.....	82
4.2	JUNTAS HORIZONTAIS	85
5	CÁLCULO DA ARMADURA	91
5.1	VERIFICAÇÃO POR FLEXÃO COMPOSTA NORMAL.....	91
5.2	EXEMPLO 1	94
5.3	EXEMPLO 2	98
5.4	EXEMPLO 3	102
6	PROGRAMA COMPUTACIONAL.....	107
7	RESULTADOS	109
7.1	CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO	109
7.2	CONSIDERAÇÕES DE PROJETO	113
7.2.1	Propriedades dos materiais.....	113
7.2.2	Numeração dos painéis	114
7.2.3	Cargas.....	114
7.2.4	Ações horizontais.....	115

7.2.5	Combinações.....	116
7.2.6	Estabilidade Global.....	117
7.3	EXEMPLO 4: DIMENSIONAMENTO DO PAINEL P10.....	118
7.3.1	Determinação da excentricidade de cálculo	120
7.3.2	Processo P- Δ	122
7.3.3	Cálculo da armadura mínima.....	125
7.3.4	Fase transitória	127
7.3.5	Dimensionamento das juntas	130
7.4	EXEMPLO 5: COMPARAÇÃO ENTRE EDIFÍCIO COM CLE E CAC	136
7.5	EXEMPLO 6: ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO CISALHAMENTO	139
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS	143
8.1	CONCLUSÕES.....	143
8.2	PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS	145
	REFERÊNCIAS.....	147
	APÊNDICE A – Manual do Programa Computacional Desenvolvido	155
A.1	INICIANDO O PROGRAMA	155
A.2	LANÇAMENTO DO EDIFÍCIO.....	164
A.3	GERAÇÃO DO MODELO.....	171
A.4	VISUALIZAÇÃO DOS RESULTADOS	173

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O concreto é um dos materiais mais usados no mundo e é composto basicamente de agregados, considerados inertes, envolvidos por uma pasta feita de cimento Portland e água, que preenche os vazios entre os agregados.

Segundo Mehta e Monteiro (2008), o consumo mundial de concreto em 1993 foi estimado em três bilhões de toneladas, correspondendo a uma tonelada por ser humano vivo. Dados mais recentes indicam que esse patamar de consumo anual de concreto por habitante se manteve, o que significa em termos atuais que a produção mundial de concreto é da ordem de sete bilhões de toneladas, fazendo do concreto o segundo material mais consumido pelo homem, depois da água.

Com o avanço tecnológico surgiram vários tipos de concretos e estes podem ser classificados de acordo com os materiais usados na sua fabricação, resistência mecânica, aplicabilidade, peso específico, etc. De acordo com a ABNT NBR 12655:2006, o concreto pode ser classificado em três categorias, conforme sua massa específica no estado endurecido, como se indica a seguir.

- Concreto normal: possui massa específica maior do que 2.000 kg/m^3 , mas não excede 2.800 kg/m^3 , constituído normalmente de areia natural, pedra britada ou seixo rolado.
- Concreto pesado: massa específica maior que 2.800 kg/m^3 , constituído de agregados de alta densidade, como barita, magnetita, limonita e hematita.
- Concreto leve: possui massa específica não menor que 800 kg/m^3 , mas que não excede 2000 kg/m^3 . Constitui-se de agregados naturais ou processados termicamente que possuem baixa densidade (agregados expandidos de argila, escória siderúrgica, vermiculita, ardósia, resíduos de esgoto sintetizado e outros).

Contudo, Mehta e Monteiro (2008) consideram que o concreto leve estrutural é aquele que apresenta resistência à compressão aos 28 dias maior que 17 MPa e massa específica seca ao ar aos 28 dias que não excede 1840 kg/m^3 , mas não há um limite mínimo. No entanto, quando se utiliza um agregado altamente poroso, a massa específica do concreto pode ser reduzida a menos de 1440 kg/m^3 , mas o produto pode não atingir a resistência à compressão mínima de 17 MPa aos 28 dias, que, segundo os autores citados, é o exigido para concreto estrutural leve de qualidade.

Visando uma densidade ainda menor, estudos recentes estão sendo desenvolvidos para o uso de concreto estrutural com densidade que pode ser inferior a 1300 kg/m^3 , conhecido como *Concreto Ultraleve*[®] Estrutural ou *Concreflex*[®], em que entre os agregados possíveis estão as pérolas de poliestireno expandido (EPS).

Outra tecnologia recente no Brasil, que está sendo bastante utilizada, é o sistema construtivo de paredes de concreto pré-moldado e laje pré-moldada (Figura 1.1).



Figura 1.1 – Edifício com paredes de concreto pré-moldado e lajes pré-moldadas.

Esse sistema construtivo já é bem difundido nos países europeus, América do Norte, Austrália e outros países desenvolvidos. Foi após a implantação do Programa de Aceleração do Crescimento (PAC) e o programa “Minha Casa, Minha Vida” que o sistema de paredes de concreto teve maior aplicação no Brasil.

Já foram entregues mais de um milhão de moradias através do programa “Minha Casa, Minha Vida” e até 2014 pretende-se construir mais 2,4 milhões de unidades (MILECH, 2013). Segundo Fonseca Júnior e Chaves (2013), três fatores foram determinantes para esta situação: empresas do segmento imobiliário abriram seu capital social, o programa Minha Casa Minha Vida (MCMV), do Governo Federal, e o aumento da oferta de crédito para aquisição de imóveis.

Por conta dessas medidas, os conceitos de construção se alteraram: sistemas e processos mais racionalizados e industrializados (velocidade da construção), maior qualidade/desempenho e melhor otimização no uso da mão de obra (FONSECA JUNIOR e CHAVES, 2013).

Por esse motivo o sistema construtivo em paredes de concreto foi a principal resposta técnica dada a essa demanda. A grande vantagem verificada foi a velocidade com que as estruturas são produzidas, com o máximo de unidades no menor tempo possível, aliada à eliminação de etapas construtivas. O sistema de paredes de concreto é rápido, versátil e sem possíveis ajustes artesanais, e o concreto leve com pérolas de EPS tem uma boa relação resistência/peso.

O uso de concreto leve com EPS no sistema de paredes portantes pré-moldadas pode se tornar um grande atrativo para a engenharia civil, pelas vantagens do sistema construtivo empregado e da redução dos gastos com transporte das peças e com as fundações. Almejando essa união estão sendo desenvolvidos estudos para avaliar a possibilidade de implantação.

Este trabalho será mais uma contribuição. Nele será desenvolvida uma interface gráfica para o dimensionamento de elementos estruturais compostos por concreto leve com EPS, para uso em projetos estruturais de edifícios com paredes portantes pré-moldadas. Essa interface gráfica também poderá ser utilizada para edifícios similares, de concreto comum.

1.2 OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo desenvolver uma ferramenta computacional capaz de auxiliar engenheiros no dimensionamento de paredes portantes pré-moldadas, feitas de concreto leve com EPS ou de concreto comum.

Os objetivos específicos são:

- a) Apresentar o roteiro para dimensionamento de estruturas de concreto armado pré-moldado, de acordo com as prescrições normativas e referências técnicas nacionais e internacionais, entre as quais se podem citar: ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 9062:2006, ABNT NBR 16055:2012, ACI 318 (2011), PCI (2010), FIB (2008) e Eurocode 2 (2004);
- b) Desenvolver um programa computacional com interface gráfica em ambiente MATLAB® para dimensionar elementos estruturais de paredes portantes.
- c) Fazer comparações de esforços e dimensões entre edifícios confeccionados com o uso de concreto leve com EPS e de concreto comum.

1.3 JUSTIFICATIVA

O concreto leve com EPS (CLE), ou *Concreto Ultraleve*® como foi patenteado por Kerbauy (2011), pode se tornar um grande atrativo à indústria da construção civil, já que esse sistema construtivo resulta em economia, sustentabilidade e pode ser usado em conjunto com o sistema de pré-moldados.

Trata-se de um concreto que beneficia o ecossistema, pois pode ser utilizado EPS reciclado na sua composição. O EPS é um dos materiais que agride o meio ambiente, é feito com derivados do petróleo, demora cerca de 500 anos para se decompor na natureza e tem grande porcentagem nos tipos de resíduos em lixões e aterros.

Com a finalidade de contribuir com a implantação desse sistema construtivo na construção civil, trabalhos como o desenvolvido por Catoia (2012), Ferreira (2013) e Sartorti (2015), entre outros ainda em desenvolvimento, estão sendo realizados para avaliar as vantagens e as desvantagens da utilização do CLE.

Nos elementos pré-moldados, a definição do transporte dos painéis está ligada principalmente ao seu peso próprio, ou seja, a partir do painel mais pesado são escolhidos os tipos de caminhões, guas, pórticos e outros equipamentos usados no transporte. Associar a utilização do CLE ao sistema de paredes de concreto pré-moldado deixará os painéis mais leves, possibilitando uma economia com transporte, além de se ter um edifício mais leve, o que reduz as cargas na fundação, diminuindo seu custo e resultando na economia global da estrutura.

Contudo, mesmo o sistema de paredes portantes pré-moldadas, um sistema construtivo bem qualificado, apresentando boa qualidade e rapidez na construção de edificações, até o presente momento só existe abordagem normativa nacional sobre projeto ou execução de paredes de concreto moldado *in loco*. Atualmente os projetos de paredes de concreto pré-moldado são desenvolvidos com base em normas internacionais. Ressalta-se que já se encontra em elaboração uma norma brasileira específica para paredes pré-moldadas. Portanto há a necessidade do desenvolvimento de uma rotina para realizar o dimensionamento desses elementos.

Pela atualidade do assunto, este trabalho pretende contribuir para disseminação do sistema construtivo de paredes de concreto pré-moldado e para a implantação do uso do CLE.

1.4 METODOLOGIA

Revisão bibliográfica - esta é a etapa na qual se inicia todo o trabalho; é realizada uma pesquisa na literatura sobre o tema abordado, para que se tenha o conhecimento necessário para desenvolvê-lo. Serão utilizados diversos recursos, entre os quais: acervo da Biblioteca Central da Escola de Engenharia de São Carlos, acervo da biblioteca do Sistema Integrado de Bibliotecas – SIBI – USP e acesso à rede internet, para outras pesquisas e comunicação com orientadores e pesquisadores do assunto e colaboração de empresas de engenharia.

Estudo de normas para dimensionamento de elementos de concreto – serão estudadas normas nacionais e internacionais para o dimensionamento dos elementos que serão elaborados. Em seguida serão implementadas no programa as rotinas para o dimensionamento.

Desenvolvimento do Programa de Dimensionamento – com base nas normas nacionais e internacionais, será desenvolvido um programa computacional para dimensionar paredes de concreto pré-moldado. O processamento do modelo em elementos finitos será realizado pelo programa comercial SAP 2000. Por esse motivo o programa deverá ter uma entrada de dados compatível com a saída de dados do SAP 2000, para facilitar sua utilização.

Validação e análise de exemplos – para garantir o correto funcionamento do programa, foram realizados exemplos de dimensionamento e os resultados serão comparados com os obtidos de forma analítica. Em seguida realizaram-se exemplos comparativos entre edifícios de concreto armado comum e de CLE.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCRETO PRÉ-MOLDADO

Segundo Ordonez (1974)¹ *apud* Oliveira (2002), foi após o período da Segunda Guerra Mundial, principalmente na Europa, que a pré-fabricação se disseminou, de forma significativa, como processo de industrialização na construção civil. O uso intensivo do concreto pré-fabricado deu-se em função da necessidade de se construir em grande escala.

De acordo com Salas (1988), pode-se dividir o emprego da pré-fabricação na Europa em três etapas.

- De 1950 a 1970 – Período pós Segunda Guerra Mundial, em que houve a necessidade de se construir muitos edifícios, tanto para habitação quanto para escolas, hospitais e indústrias, devido à grande quantidade de edificações destruídas durante a guerra. Os edifícios construídos nessa época eram compostos de elementos pré-fabricados, cujos componentes como os próprios painéis, contramarcos, esquadrias e outros eram procedentes do mesmo fornecedor, constituindo o que se convencionou chamar de ciclo fechado de produção. Tal ciclo, segundo El Debs (2000), é aquele cujos elementos são produzidos em uma fábrica e concebidos em conjunto, para constituir as partes fundamentais de uma obra e não é possível utilizar outros elementos além do usado no sistema construtivo fabricado. Os ciclos fechados, especialmente aqueles à base de grandes painéis pré-fabricados, marcaram o apogeu da fase de reconstrução do Pós-Guerra na Europa, que durou até o final da década de 1960.

¹ ORDONEZ, J. A. F. **Pre-Fabricación – teoría y práctica**. Barcelona: Editores Técnicos Asociados, v.1. 1974.

- De 1970 a 1980 – Etapa em que ocorreram acidentes com alguns edifícios construídos com grandes painéis pré-fabricados como, por exemplo, o caso do edifício “Ronan Point”, na Inglaterra, que ruiu parcialmente após a explosão de um botijão de gás e teve sua imagem associada a um “castelo de cartas” (SALAS, 1988). Esses acidentes provocaram, além de uma rejeição social a esse tipo de edifício, uma profunda revisão no conceito de utilização dos processos construtivos em grandes elementos pré-fabricados. E neste contexto teve início o declínio dos sistemas pré-fabricados de ciclo fechado de produção.
- Pós 1980 – Esta etapa caracterizou-se, em primeiro lugar, pela demolição de alguns grandes conjuntos habitacionais, justificada dentro de um quadro crítico, especialmente de rejeição social e deterioração funcional. E, em segundo lugar, pela consolidação de uma pré-fabricação de ciclo aberto, à base de componentes compatíveis, de origens diversas. Segundo El Debs (2000), a industrialização de componentes destinados ao mercado que podem ser fabricados por mais de uma empresa é conhecida como de ciclo aberto.

Elliot (2002)² apud Serra, Ferreira e Pigozzo (2005) adiciona, ainda, uma terceira geração de sistemas pré-fabricados para edificações, que é dotada de alto grau de especificação e vem tomando forma nos últimos 20 anos na Europa, pois muitos projetistas europeus estão percebendo cada vez mais as possibilidades dos acabamentos de alta qualidade nos elementos pré-moldados. Entretanto, ainda é necessária uma mudança na forma tradicional de concepção e de projeto dos sistemas pré-moldados de concreto dentro desta nova realidade tecnológica. Neste contexto, a indústria da construção é chamada para o projeto multifuncional, em que o uso otimizado de todos os componentes que formam o edifício deve ser maximizado. Dessa forma, essa terceira geração de pré-fabricação está sendo chamada, em caráter preliminar, de sistemas de ciclos “flexibilizados”, por se entender que não apenas os componentes são “abertos”, mas todo o sistema o é e, portanto, o projeto também passa a ser necessariamente aberto e flexibilizado para se adequar a qualquer tipologia arquitetônica.

² ELLIOT, K. S. (2002). **Precast Frame Concepts, Economics and Architectural Requirements**. In workshop on Design & Construction of Precast Concrete Structures. Construction Industry Training Institute. Singapore.

Após 1980 houve a necessidade de desenvolver um sistema de coordenação modular que possibilitasse a padronização das dimensões das peças pré-fabricadas, mesmo de diferentes produtores, a fim de atenderem a vários projetos. E, paralelamente, constatou-se a necessidade de um sistema de normas técnicas que garantisse a qualidade das edificações.

O desencadeamento de pesquisas e utilização ampla do concreto pré-fabricado na América do Norte deu-se a partir das experiências das construções europeias do pós-guerra. Segundo o ACI (1975), a construção utilizando elementos pré-fabricados de concreto para edifícios de múltiplos pavimentos só se tornou viável após 1960.

O desenvolvimento tecnológico da construção pré-fabricada norte-americana aconteceu a partir do *benchmark* europeu e, já na década de 1960, foram fundadas associações como o Precast Concrete Association – PCI, que atuam até hoje e têm o objetivo de pesquisar e balizar o mercado com informações técnicas referentes à construção pré-fabricada, particularmente, aquela à base de painéis pré-fabricados de concreto (PCI, 1989).

Apenas no final da década de 1950 e na década de 1960, chegaram ao Brasil os reflexos do grande avanço da pré-moldagem na Europa, que fomentaram seu emprego no país (El Debs, 2000). E a expansão do seu uso até os anos 1990 se deu de forma lenta, com o consumo de concreto pré-moldado muito abaixo do relativo aos países que mais o consumiam, como se pode ver na Figura 2.1.

A Construção Civil tem sido considerada uma indústria atrasada, quando comparada a outros ramos industriais, por apresentar, de maneira geral, baixa produtividade, grande desperdício de materiais, morosidade e baixo controle de qualidade (EL DEBS, 2000).

É importante ver a construção civil sob aspectos referentes à industrialização tendo em conta o emprego racionalizado de técnicas construtivas que viabilizem o aumento da produtividade e a redução de custos.

De acordo com Franco (1992), a racionalização e a industrialização caminham juntas. A aplicação de medidas racionalizadas aumenta o nível organizacional dos processos, que são a base da industrialização. Entende-se por industrialização da

construção o processo evolutivo que, por meio de ações organizacionais e da implementação de inovações tecnológicas, métodos de trabalho, técnicas de planejamento e controle, objetiva incrementar a produtividade e o nível de produção e aprimorar o desempenho da atividade construtiva.

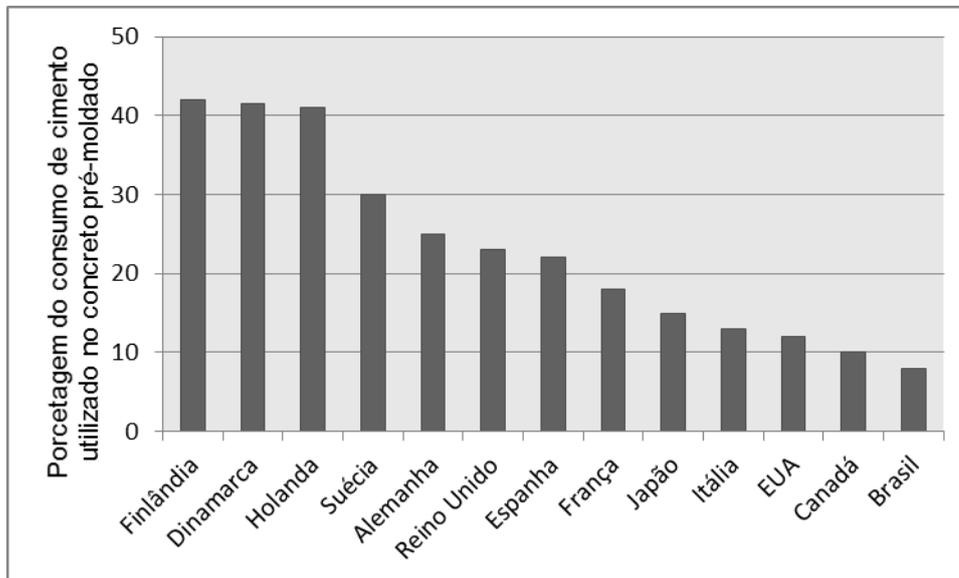


Figura 2.1 – Porcentagem do uso de concreto pré-moldado em alguns países.
[Fonte: El Debs (2000)]

Segundo Rosso (1966), racionalizar a construção civil significa agir contra os desperdícios de materiais e mão de obra, e utilizar mais eficientemente o capital. Isso pode ser alcançado por meio da aplicação de princípios de planejamento e gerenciamento, com objetivo de eliminar a casualidade das decisões.

A aplicação de pré-fabricados nos processos construtivos tem como objetivo proporcionar um aumento da racionalização construtiva e, com isso, elevar a produtividade e reduzir desperdícios e custos.

Uma estrutura feita de concreto pré-moldado é aquela em que pelo menos um dos elementos estruturais, como pilares, vigas, lajes e outros, é moldado e adquire certo grau de resistência antes do seu posicionamento definitivo na estrutura. A ABNT NBR 9062:2006 atribui uma diferença entre pré-moldado e pré-fabricado. O pré-fabricado é o elemento pré-moldado executado industrialmente, em instalações permanentes de empresa destinada para este fim e devem atender aos seguintes requisitos: mão de obra treinada e especializada; após a moldagem, esses elementos são submetidos a um processo de cura com temperatura controlada.

É preciso destacar que a pré-moldagem contribui para a melhoria e o avanço das condições de trabalho na construção civil. Segundo El Debs (2000), tem sido associada a ela a chamada “Síndrome dos 3Ds”, do inglês *Dirty* (sujo), *Difficult* (difícil) e *Dangerous* (perigoso).

2.1.1 Execução dos elementos de concreto pré-moldado

Segundo El Debs (2000), a execução dos elementos pré-moldados pode ser subdividida em três fases: atividades preliminares, execução e atividades posteriores.

As atividades preliminares são compostas pela preparação dos materiais e o transporte deles até o local de trabalho. Na fase de preparação dos materiais incluem-se: o armazenamento das matérias-primas, a dosagem e a mistura do concreto, o preparo da armadura e sua montagem. A fase do transporte consiste em levar a armadura, montada ou não, e o concreto misturado até a fôrma, e esse transporte pode ser feito por meio mecânico ou manual (El Debs, 2000).

A execução propriamente dita é dividida nas seguintes etapas: preparação da fôrma e da armadura, colocação do concreto (moldagem), cura do concreto e desmoldagem. A fôrma é preparada fazendo sua limpeza e aplicando o desmoldante. Em seguida são colocadas a armadura e as peças complementares. Depois o concreto é lançado e adensado adequadamente, para então ser curado até alcançar a resistência suficiente para ser desmoldado (El Debs, 2000).

As atividades posteriores são subdivididas em transporte interno, acabamento final e armazenamento. O transporte interno é realizado movendo-se o elemento até a área de armazenamento ou de acabamento. Durante a fase de acabamentos finais são realizadas inspeções, tratamentos e eventuais remendos e maquiagem. Em seguida o elemento pré-moldado é armazenado até sua disposição na estrutura a ser construída (El Debs, 2000).

2.1.1.1 Desmoldagem

A desmoldagem depende do tipo de elemento e da fôrma utilizada. Ela pode ser direta, por separação dos elementos, por tombamento da fôrma ou por rotação sobre uma borda.

- Direta – este caso corresponde à retirada dos elementos por suspensão (Figura 2.2).
- Por separação dos elementos – este caso de fôrmas do tipo bateria, usada na execução de painéis (Figura 2.3).
- Por tombamento de fôrma – o elemento é moldado com a fôrma na posição horizontal e é colocado na posição vertical para a desmoldagem mediante o uso de mesa de tombamento; este procedimento também é direcionado à execução de painéis (Figura 2.4).
- Por rotação sobre uma extremidade – o elemento é produzido em uma mesa horizontal e sua desmoldagem é feita com auxílio de içadores situados em uma extremidade, realizando a rotação sobre a extremidade oposta até a posição vertical (Figura 2.5).

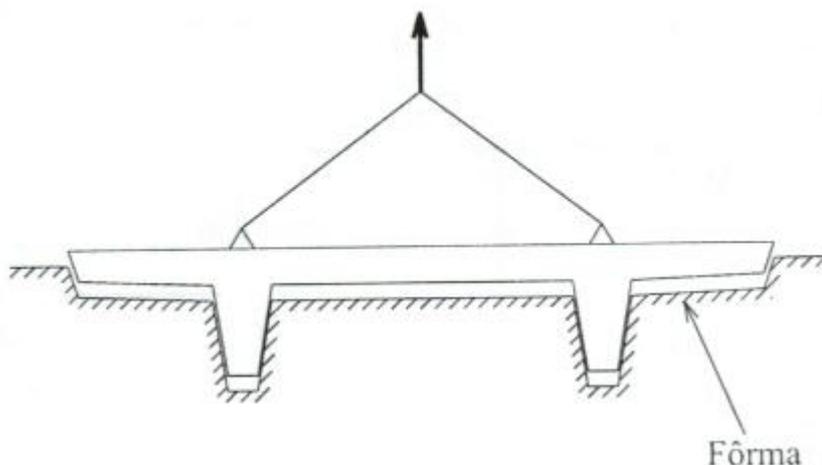


Figura 2.2 – Desmoldagem direta. [Fonte: El Debs (2000)]

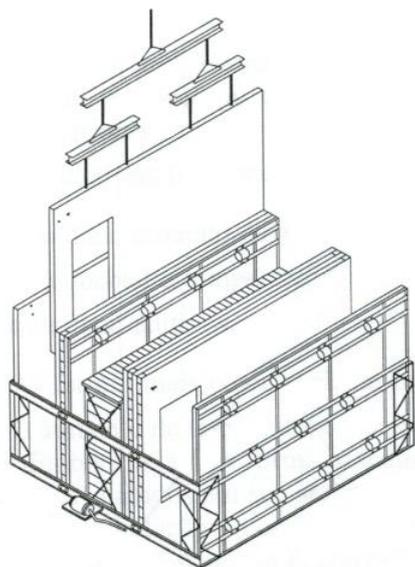


Figura 2.3 – Desmoldagem por separação dos elementos, com fôrma do tipo bateria. [Fonte: El Debs (2000) e Tomo (2013)]



Figura 2.4 – Desmoldagem por tombamento. [Fonte: El Debs (2000)]

O tipo de fôrma deve ser escolhido com base no tipo de elemento a ser produzido, a sua função estrutural e a atuação dos esforços sobre esse elemento. Caso ele seja confeccionado em uma posição que não seja a mesma de sua colocação final na estrutura, poderão surgir esforços que só ocorrerão durante a desmoldagem, encarecendo o elemento.



Figura 2.5 – Desmoldagem por rotação sobre uma extremidade. [Fonte: Tomo (2013)]

2.1.1.2 Transporte interno e montagem

O transporte interno na fábrica é realizado por meio de pórticos rolantes, carrinhos de rolamento, pontes rolantes, monotrilhos e outros equipamentos do gênero. Os mais comuns são as pontes rolantes e os pórticos rolantes, pois dessa forma utiliza-se o mesmo equipamento para desmoldagem, transporte interno e empilhamento dos elementos (El Debs, 2000). A Figura 2.6 mostra um pórtico rolante.

A montagem da estrutura pré-moldada é realizada com o auxílio de equipamentos que permitem transportar os elementos, pelo local da obra, sem prejudicar sua integridade.



Figura 2.6 – Pórtico rolante utilizado para o transporte dos painéis portantes. [Fonte: <http://www.ufrgs.br/eso/content/?tag=paineis-portantes>, acesso em 04/02/2013]

El Debs (2000) classifica os equipamentos empregados como de uso comum ou de uso restrito. De uso comum são as autogruas (guindaste sobre plataforma móvel) e as guias de torre, e de uso restrito pode ser a guia de pórtico e o derrick. Uma guia de torre, uma guia de pórtico e um derrick são mostrados nas Figuras 2.7 a 2.9.



Figura 2.7 – Grua de torre.



Figura 2.8 – Grua de pórtico.



Figura 2.9 - Derrick.

2.1.1.3 Dispositivos auxiliares para manuseio

Além dos equipamentos para transporte e montagem, são necessários dispositivos auxiliares para realizar a movimentação dos elementos pré-moldados, exceto nos casos de elementos muito pequenos, em que o transporte pode ser feito manualmente (El Debs, 2000).

Segundo El Debs (2000), os dispositivos auxiliares empregados para o manuseio dos elementos são, na maior parte das vezes, dispositivos para o içamento. E estes podem ser divididos em interno e externo.

Os dispositivos internos podem ser dos seguintes tipos: laços ou chapas chumbadas, orifícios, laços ou argolas rosqueadas posteriormente e dispositivos especiais. Os laços chumbados são os mais usados, contudo eles precisam ser cortados e ser tratados contra corrosão. Da Figura 2.10 a 2.13 há indicações de alguns desses dispositivos internos.



Figura 2.10 - Dispositivos internos chumbados: laços, à esquerda, e chapas, à direita. [Fonte: El Debs (2000)]

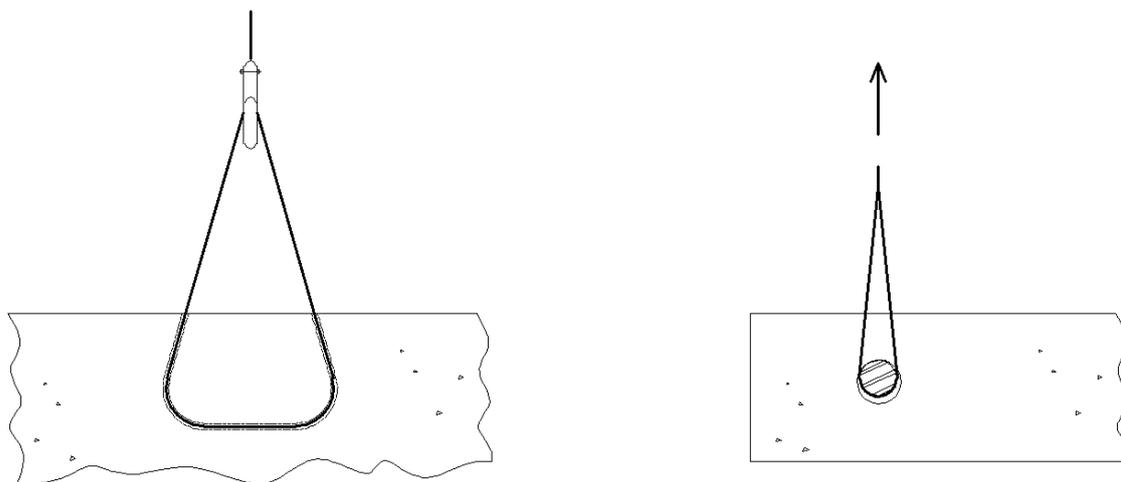


Figura 2.11 - Dispositivos internos com furo: com cabo de aço, à esquerda, e com tarugo de aço, à direita. [Fonte: El Debs (2000)]

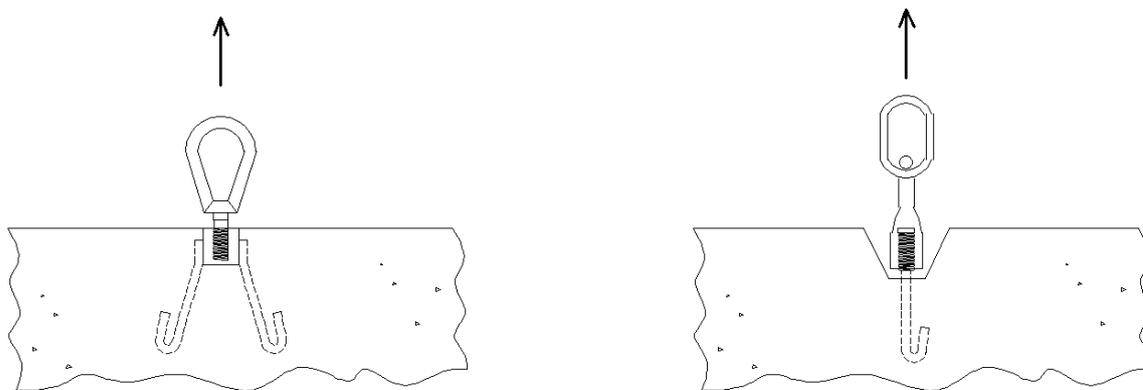


Figura 2.12 - Dispositivos internos com argolas rosqueadas posteriormente. [Fonte: El Debs (2000)]

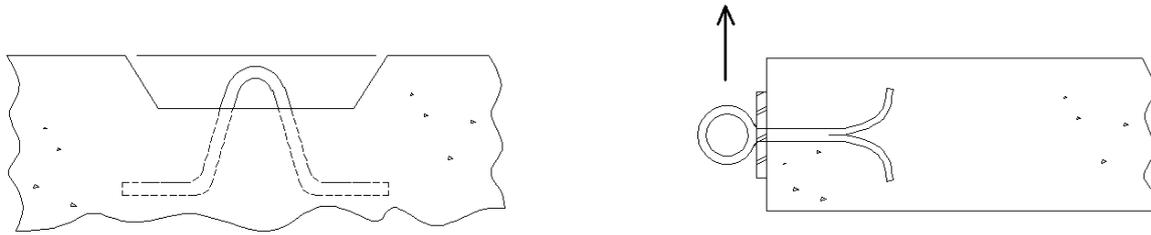


Figura 2.13 - Dispositivos internos com laço interno, à esquerda, com dispositivo especial para levantamento lateral, à direita. [Fonte: El Debs (2000)]

Já os dispositivos externos podem ser dos tipos: balancins (Figura 2.14), prensadores transversais, braços mecânicos e ventosas. Os tipos mais comuns são os balancins, e o seu uso ajuda na redução dos esforços introduzidos durante a fase transitória (EL DEBS, 2000).



Figura 2.14 – Laje pré-moldada suspensa por balancins. [Fonte: http://pedreira.eng.br/index.php?option=com_content&view=article&id=58&Itemid=91, acesso em 22/02/2013]

2.1.1.4 Ligações

Os elementos pré-moldados se caracterizam por apresentar facilidades para sua execução. Por outro lado, a necessidade de realizar as ligações entre esses elementos, para formar as estruturas, constitui-se em um dos principais problemas a serem enfrentados no emprego da pré-moldagem (MENEZES e EL DEBS, 2009).

De acordo com Bellucio e El Debs (2010), em estruturas de concreto pré-moldado, as ligações devem ser projetadas levando-se em consideração requisitos estruturais importantes como resistência aos esforços solicitantes, durabilidade, ductilidade

(capacidade da ligação de apresentar deformações inelásticas acentuadas sem perda significativa de resistência, antes de atingir a ruptura) e resistência ao fogo.

Nas ligações entre elementos de concreto pré-moldado, a transferência das tensões de compressão pode ser de duas maneiras: por contato direto e com inserção de material entre os elementos. Devido ao comportamento frágil do concreto, o apoio por contato direto é raramente utilizado e limitado a tensões de compressão muito baixas (BELLUCIO e EL DEBS, 2010).

No concreto pré-moldado, as ligações tendem a apresentar um comportamento variado, podendo ser classificadas como ligações rígidas, articuladas ou semirrígidas. A determinação da resistência e da rigidez das ligações entre os elementos de concreto pré-moldado é uma tarefa difícil e muitas vezes imprecisa, pois existem parâmetros (geometria de chumbadores, características do graute e da armadura de continuidade, entre outros) que podem influenciar no seu comportamento estrutural e que são difíceis de serem quantificados (BELLUCIO e EL DEBS, 2010).

2.2 CONCRETO LEVE

Segundo Mehta e Monteiro (2008), o concreto comum, feito com agregado natural, tem baixa relação resistência-peso se comparado ao aço, colocando o concreto em desvantagem econômica quando se pretende projetar edifícios altos, pontes com grandes vãos e estruturas flutuantes.

Mehta e Monteiro (2008) propõem três maneiras de contornar esse problema, e todas com aplicação comercial. A primeira abordagem consiste em reduzir a densidade ou a massa específica do concreto, substituindo-se o agregado convencional por um agregado leve. Na segunda pode-se aumentar substancialmente a resistência do concreto. E por fim, a terceira abordagem é a junção da primeira com a segunda, surgindo o concreto leve de alta resistência. Seguindo uma dessas abordagens, resulta um concreto com boa relação resistência-peso, em comparação com o aço.

O concreto leve pode ser comparado ao concreto tradicional em todos os aspectos, salvo o fato da utilização de agregado leve, por motivos de viabilidade técnico-econômica, para obtenção de um concreto com massa específica reduzida. Visto que a densidade é o objeto primário para este material, as especificações limitam a massa específica máxima do concreto, entretanto, como a porosidade dos agregados tende a reduzir a resistência mecânica do concreto, as especificações determinam um mínimo de resistência para assegurar a qualidade estrutural.

Segundo a ABNT NBR NM 35:1995, os agregados leves utilizados na produção dos concretos leves devem apresentar massa unitária no estado seco e solto abaixo de 1120 kg/m^3 , para agregados miúdos, e 880 kg/m^3 , para agregados graúdos. Esse documento normativo apresenta ainda valores mínimos de resistência à compressão para os concretos em função de sua massa específica, conforme apresentado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Valores correspondentes de resistência à compressão e massa específica para concretos leves [Fonte: ABNT NBR NM 35:1995]

Valores mínimos de resistência à compressão aos 28 dias (MPa)	Valores máximos de massa específica (kg/m^3)
28	1840
21	1760
17	1680

O concreto com agregados leves (concreto leve estrutural) é apresentado atualmente como um material de construção utilizado em todo o mundo, com aplicação em diversas áreas da construção civil, principalmente quando a estrutura requer um peso específico mais baixo, como pontes, plataformas marítimas e edificações pré-fabricadas.

VANTAGENS E DESVANTAGENS

Como já foi dito anteriormente, o concreto leve tem massa específica menor que a do concreto convencional. Apesar de seu custo por metro cúbico ser maior, podem-se observar grandes economias quando se analisa o custo global da estrutura. Isso pode ser notado facilmente, pois se o peso da estrutura é diminuído, os pilares terão dimensões menores, haverá menos gastos com armadura, conseqüentemente as

fundações receberão cargas menores e serão despendidos menos recursos financeiros para a execução delas.

Como exemplo disso pode ser citada a construção do tabuleiro da ponte de concreto leve sobre a baía entre São Francisco e Oakland, na Califórnia, que resultou numa economia de três milhões de dólares em aço (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

No sistema construtivo pré-fabricado é que sua aplicação se mostra mais vantajosa:

- Redução dos custos de transporte, por unidade de volume de concreto, entre 20% e 50%;
- Possibilidade de produzir peças com dimensões maiores, utilizando os mesmos equipamentos da fábrica e do canteiro;
- Redução do tempo de montagem das estruturas, entre 25% e 50%.

Como desvantagens pode-se citar: a flutuação do agregado graúdo causada pela vibração excessiva, a perda de abatimento pela absorção considerável de água pelo agregado mais poroso e a dificuldade de se atingir grandes resistências à compressão, quando a massa específica do concreto é muito reduzida.

2.3 CONCRETO LEVE COM EPS

De acordo com Kerbauy (2011), denomina-se *Concreto Ultraleve*[®] Estrutural, ou *Concreflex*[®], o concreto contendo poliestireno expandido – EPS (Figura 2.15), que atua como agregado leve e ao mesmo tempo como incorporador de ar, destinado para fins estruturais e não estruturais, com massa específica variando entre 400 kg/m³ e 1300 kg/m³, inferior à massa específica usualmente apresentada pelo Concreto Leve Estrutural.

O EPS já é bem difundido na indústria da construção para a confecção de concreto leve. O fato do EPS praticamente não absorver água e a possibilidade de um acabamento homogêneo de superfície possibilitam o uso do concreto leve em outros elementos arquitetônicos e de paisagismo. Abrem-se assim inúmeras possibilidades de uso do concreto leve com EPS. Hoje a mais comum é na regularização de lajes, que em alguns casos, pela espessura necessária, não poderia ser feita com outro material (CONSTRUPOR, 2012).

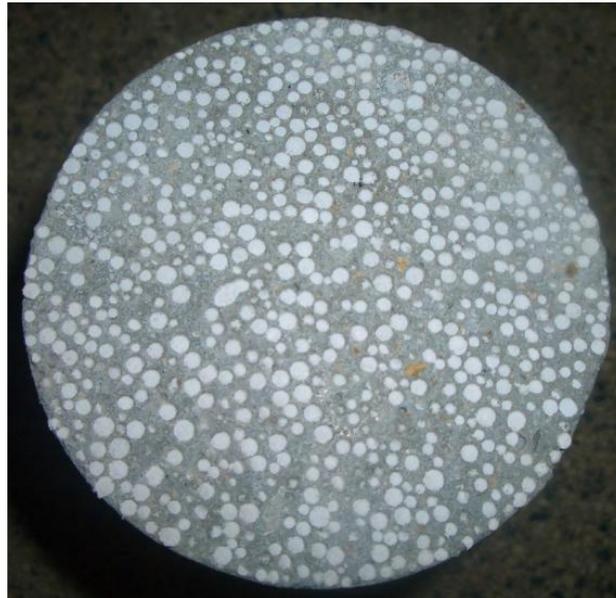


Figura 2.15 – Concreto Leve com EPS.

Atualmente o concreto com EPS é utilizado em: painéis de fechamento de prédios e casas pré-fabricadas; regularização de lajes em geral, como inclinação para escoamento; elementos pré-fabricados, como lajotas e blocos vazados, pilares para muros, elementos vazados em geral, elementos decorativos para fachadas e jardins, além de outras aplicações como pavimentos, calçadas e painéis para fechamento de galerias.

A utilização do CLE como concreto estrutural foi estudada por Catoia (2012), e foram obtidos resultados experimentais satisfatórios. No trabalho citado, foram estudados vários traços usando EPS, e conseguiu-se obter resistência à compressão superior a 17 MPa com massa específica inferior a 1680 kg/m^3 , demonstrando-se que é possível atender os limites impostos pela ABNT NBR NM 35 para concreto leve estrutural.

2.4 PAREDES DE CONCRETO

No passado, as paredes de concreto eram concebidas, na maioria das estruturas, apenas como proteção contra o ambiente externo, deixando de lado sua capacidade como um elemento estrutural. Essa abordagem ocorreu devido às baixas tensões admissíveis assumidas para projeto de paredes de concreto, especificadas nas primeiras versões dos códigos normativos publicados (DOH, 2002).

Ao longo dos anos, por prática de engenheiros, as paredes de concreto armado ganharam maior aceitação como elemento estrutural. Essa aceitação decorreu do aumento de pesquisas realizadas sobre esse tema.

Paredes de concreto armado são agora consideradas importantes elementos estruturais, com capítulos dedicados a dimensionamento e detalhamento em códigos internacionais. Contudo no Brasil ainda existe uma carência normativa para esse tipo de projeto. Só recentemente foi criada a ABNT NBR 16055 (2012), que abrange as paredes de concreto moldadas *in loco*, e em 2013 foi instalada uma comissão para elaborar a norma sobre paredes de concreto pré-moldado.

Devido aos avanços tecnológicos do concreto e a popularidade do concreto de alta resistência, pode-se reduzir os custos significativamente com o uso de paredes mais finas. Elas reduzem o custo dos edifícios, bem como aumentam o espaço no interior de um prédio. Dessa forma a construção de paredes portantes se tornou popular em todo o mundo. O projeto de paredes como elementos estruturais é, atualmente, tão significativo como o de vigas, lajes e pilares (LEE, 2008).

O sistema de paredes de concreto permite produzir em alta escala, em prazos reduzidos, ter grande precisão geométrica e dimensional, com desvios mínimos de prumo e com todas as paredes prontas para pintura ou acabamento final (Figura 2.16). Essas vantagens dão ao sistema parede de concreto uma diferença competitiva importante.

O concreto utilizado pode ser de quatro tipos: concreto celular, concreto com elevado teor de ar incorporado (até 9%), concreto com agregados leves ou com baixa massa específica e concreto convencional ou autoadensável. As fôrmas podem ser exclusivamente metálicas, metálicas associadas com madeira compensada e plásticas, e devem resistir a todas as pressões do lançamento do concreto, até que ele adquira resistência necessária para a desforma. As tubulações e instalações elétricas são embutidas das paredes (ABCP, 2008, 2009).

Segundo o Núcleo de Referência Parede de Concreto (2013), para um bom desempenho e competitividade do sistema parede de concreto, é fundamental ter uma “Engenharia Integrada” ao longo do processo de decisão, elaboração dos projetos, planejamento e execução. Mais detalhes são indicados a seguir, considerando os projetos e o planejamento do empreendimento.



Figura 2.16 – Construção de edifícios de concreto com alta repetitividade.

2.4.1 Projeto de Arquitetura

Tudo começa pelo projeto de arquitetura. Padronização e coordenação modular eliminam as improvisações e facilitam a execução, aumentando a produtividade de execução. Recomenda-se o atendimento à norma ABNT NBR 15873:2010 – Coordenação Modular para Edificações. Nos edifícios de multipavimentos, a arquitetura deve manter simetria nos dois eixos em planta: longitudinal e transversal. Se bem adotada, essa medida também favorece o projeto e a execução das fôrmas no canteiro de obras.

2.4.2 Projetos de instalações elétricas

É necessário ter atenção ao número de eletrodutos a serem colocados nas lajes, evitando o cruzamento entre eles.

2.4.3 Projetos de instalações hidrossanitárias

Deve-se buscar agrupar os banheiros e a cozinha, nas unidades projetadas. A utilização de *shafts* é uma ótima alternativa. As normas não permitem a passagem de tubos de grande diâmetro dentro das paredes de concreto, e a decisão de

embutimento de qualquer instalação nas paredes deve ser do projetista estrutural. Segundo a ABNT NBR 16055 (2012), alguns limites estabelecidos devem ser atendidos:

- diferença de temperatura entre a tubulação e o concreto não deve ser superior a 15° C;
- diâmetro máximo de 50 mm;
- diâmetro menor que metade da largura da parede;
- pressão interna menor que 0,3 MPa;
- tubos metálicos não podem entrar em contato com as armaduras, com intuito de evitar corrosão galvânica.

2.4.4 Planejamento

A organização e o planejamento do empreendimento contribuem de forma considerável para a minimização dos riscos de não conformidades e para a garantia de custos e prazos. Variáveis importantes nesta etapa: plano de ataque da obra, planejamento executivo das atividades, agenda de contratações, fornecedores sintonizados com o processo e um plano de monitoramento alinhado com as atividades e premissas do planejamento executivo.

2.5 PAREDES DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

O sistema exige alto investimento inicial em fôrmas, equipamentos de produção e montagem, além de treinamento. Por ser totalmente pré-moldada, a construção com painéis portantes requer também estudo de viabilidade antes de ser contratada. A tecnologia não pode ter falhas que seriam aceitas numa estrutura convencional, pois caso isso ocorra acarretará a necessidade de reforços caros e gerará patologias que podem vir a comprometer a aceitação da obra por parte do usuário final.

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 as dimensões dos painéis, tornando-se economicamente mais viável.

Este sistema construtivo possui as vantagens das paredes de concreto associadas com as do sistema pré-moldado, ou seja, possui velocidade de execução, confiabilidade de prazos, precisão geométrica, qualidade de acabamento, obra sem perda de materiais, redução de funcionários, mão de obra qualificada e durabilidade do produto final. Contudo possui alto investimento inicial, pouca flexibilidade arquitetônica e necessidade de equipamento de montagem.

A Figura 2.17 ilustra a montagem de um edifício com paredes de concreto pré-moldado.



Figura 2.17 – Montagem de edifício com paredes de concreto pré-moldado. [Fonte: <http://www.pedreiradefreitas.com.br>, acesso em: 28/02/2013]

2.5.1 Histórico

O sistema construtivo de paredes de concreto pré-moldadas tem sido amplamente executado na Europa nas últimas décadas. A utilização desse sistema tem várias vantagens, dentre as quais se destacam a elevada qualidade do produto e a rapidez de construção, o que torna os edifícios de concreto pré-moldado competitivos, tanto economicamente como esteticamente, com outros tipos de construção (KIANOUSH *et al.*, 1996).

Segundo Fragomeni *et al.* (2012), essa tecnologia se disseminou pela Austrália antes da década de 1990, contudo eram limitados os estudos experimentais realizados em painéis de parede de concreto. Ao longo dos anos alguns trabalhos foram elaborados com foco na capacidade resistente das paredes, influência da esbeltez, atuação das paredes em regiões sísmicas, entre outros. A seguir são citados alguns dos trabalhos desenvolvidos.

Fragomeni e Mendis (1997) desenvolveram uma técnica baseada em métodos numéricos que permite uma previsão da carga última das paredes de concreto de alta resistência, apoiadas na parte superior e na inferior. A técnica fornece uma previsão mais precisa da carga última com a inclusão de características momento-curvatura não lineares das seções das paredes e com a atualização contínua das posições deformadas, de modo que as deformações das paredes sejam previstas com precisão.

Esses mesmos autores chegaram à conclusão que o aumento do teor de armadura vertical não aumenta significativamente a resistência, quando o reforço é colocado em uma camada central. Se ele é colocado em cada face (duas camadas), então um aumento da armadura vertical resulta em um aumento significativo da resistência da parede.

O comportamento de paredes pré-moldadas foi estudado analiticamente por Becker e Llorente (1979), Schricker e Powell (1980), Pall e Marsh (1979) e Pekau e Hum (1991). Esses estudos foram limitados a paredes simples (ou seja, sem aberturas) ou paredes com apenas juntas verticais. Kianoush e Scanlon (1988) estudaram a resposta inelástica de painéis de parede pré-moldados e dos lintéis (KIANOUSH *et al.*, 1996).

Também foram realizados ensaios experimentais no sistema paredes portantes pré-moldadas. Modelos reduzidos foram ensaiados por Oliva e Shahrooz (1984). A resistência das juntas dos painéis de parede foi estudada experimentalmente por Soudki *et al.* (1995), Rizkalla *et al.* (1996), Foerster *et al.* (1989) e outros (KIANOUSH *et al.*, 1996).

Mais recentemente, relevantes pesquisas focando a capacidade de carga das paredes de concreto foram realizadas. Doh e Fragomeni (2005) obtiveram resultados de ensaios de carregamento axial sobre as paredes de concreto, com coeficientes de esbeltez entre 25 e 40. Tal estudo forneceu uma equação simplificada, alternativa para os códigos das paredes portantes com esbeltez nesse intervalo.

Doh e Fragomeni (2006) realizaram uma pesquisa introdutória sobre a capacidade de carga das paredes com aberturas, pesquisa essa que foi o catalisador para a extensão do estudo experimental realizado por Lee (2008) sobre o mesmo tema.

Devido ao fato de existir um mínimo de dados experimentais sobre as paredes com aberturas, um extenso programa experimental foi recentemente desenvolvido por Lee (2008). O objetivo principal de seu trabalho foi investigar o comportamento de paredes carregadas axialmente, estendendo os resultados desse amplo estudo experimental para as paredes com aberturas. Foram ensaiados 47 painéis em escala reduzida, apoiados no topo, na base e em todas as extremidades (Figura 2.18), com coeficientes de esbeltes entre 30 e 40. Os resultados obtidos foram comparados com os da equação determinada por Doh e Fragomeni (2006).

Com relação aos estudos realizados em regiões sísmicas, foi observado o excelente desempenho do sistema de paredes portantes pré-moldadas, no terremoto de 1977, na Romênia, e de 1988, na Armênia, como relatado por Fintel (1995). Um relatório feito por Ghosh (1995) sobre o terremoto de 1995 em Kobe, no Japão, indica que as estruturas de paredes portantes pré-moldadas apresentam desempenho muito bom. Essas estruturas, principalmente edifícios médios e altos, não sofreram nenhum dano (Figura 2.19), exceto algumas pequenas rachaduras e fragmentação de concreto perto da fundação.

De acordo com Crisafulli *et al.* (2002), o uso extensivo de componentes pré-fabricados em regiões sísmicas foi limitado pelo fato de que as normas de construção em muitos países, por muitos anos, continham disposições abrangentes para o projeto sísmico de estruturas de concreto moldadas no local, mas não para o projeto de estruturas de concreto pré-moldado.

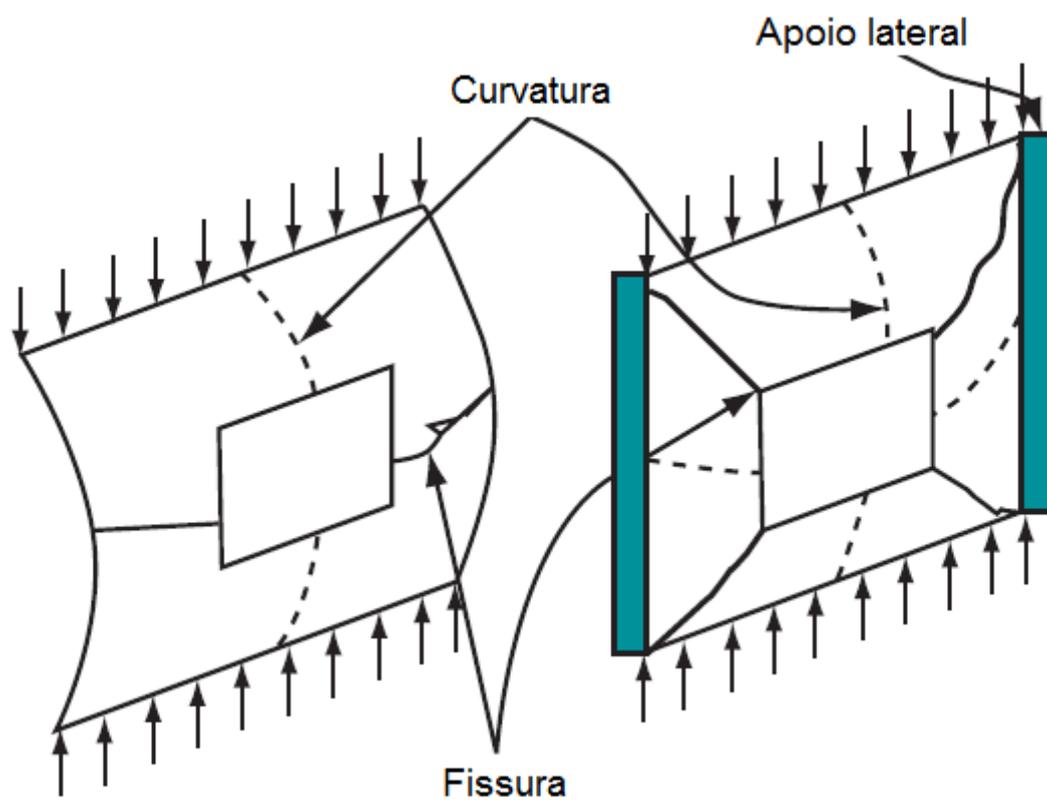


Figura 2.18 – Paredes estudadas por Lee (2008), com e sem apoio lateral. [Adaptado: Doh e Fragomeni (2006)]



Figura 2.19 – Edifício de paredes pré-moldadas que apresentou bom desempenho após o terremoto de Kobe no Japão. [Fonte: Ghosh (1995)]

2.6 ANÁLISE ESTRUTURAL

O processo dos elementos finitos representa a mais poderosa ferramenta disponível para análise estrutural. E a modelagem de edifícios de paredes de concreto pode ser feita através de elementos finitos de casca, pórtico bidimensional ou pórtico tridimensional.

Usar elementos finitos de casca possibilita uma modelagem mais refinada, que melhor representa a estrutura de paredes de concreto. Contudo ela é pouco praticada em escritórios de projetos estruturais, porque quanto maior o grau de refinamento, mais elevado é seu custo computacional. O modelo de pórtico bidimensional é mais simples e apresenta resultado satisfatório, com limitações para estruturas de pequeno porte. O modelo de pórtico tridimensional, que será usado no presente trabalho, representa bem a estrutura, possui menos elementos que o modelo de casca e será explicado no item seguinte.

2.6.1 Modelo de pórtico tridimensional

Este método foi desenvolvido por Yagui (1978) para simular núcleos de concreto armado, de forma simples, por meio de elementos de barra. Serra (1994) e Pereira (1997) ampliaram os estudos envolvendo esse modelo.

Serra (1994) usou o coeficiente de fator de forma no cálculo do efeito da deformação por cisalhamento e considerou com maior rigor a rigidez das paredes à torção. Posteriormente Pereira (1997) analisou a eficiência e a versatilidade do método, comparando-o com o proposto por Taranath (1968), que tem como base a teoria de flexo-torção, além de comparar com outros métodos.

Nascimento Neto (1999) baseou-se no modelo Yagui para modelar e analisar edifícios de alvenaria estrutural. O modelo usado levou em consideração a deformação das paredes por cisalhamento, e avaliou de forma indireta e aproximada os efeitos causados pelo empenamento da seção composta formada pelas paredes, denominando o modelo como “modelo de pórtico tridimensional”, que o citado autor considera como o mais preciso e completo entre os modelos de barra.

Devido à simplicidade do modelo, Nunes (2011) propôs um modelo híbrido, no qual os dois primeiros pavimentos foram modelados por elementos de casca, e os outros, por elemento de barra. A utilização dos elementos de casca serviu para analisar os esforços oriundos do efeito arco, que não são considerados com o uso, apenas, dos elementos de barra.

Testoni (2013) utilizou o modelo de pórtico tridimensional para estudar efeitos globais causados pela interação solo-estrutura em edifícios de paredes de concreto moldadas no local sobre fundações profundas, e usou o modelo híbrido proposto por Nunes (2011) para contemplar a influência da deformabilidade das fundações e o efeito arco.

2.6.2 Descrição da Modelagem

No modelo de pórtico tridimensional, as paredes portantes são discretizadas por elementos de barra tridimensionais, que possuem as mesmas características geométricas das respectivas paredes que representam. Essas barras devem ser posicionadas no centro de gravidade da seção da parede, e não é considerada em sua composição a existência de abas ou flanges, uma vez que essa contribuição já está incorporada ao modelo.

As paredes adjacentes são conectadas por barras horizontais rígidas (Figura 2.20), de modo a se considerar a interação que efetivamente se desenvolve nas paredes, bem como as excentricidades associadas às forças de interação. As barras rígidas têm por finalidade simular o efeito do comprimento dos painéis e a interação que se desenvolve neles. As extremidades comuns são consideradas articuladas, permitindo apenas a transmissão de esforços cortantes. Porém, por se tratarem de paredes pré-moldadas, é necessário saber a rigidez das ligações para garantir contribuições coerentes aos deslocamentos verticais.

O modelo também permite a inclusão de lintéis, que são os trechos de parede situados sobre as aberturas de portas e janelas, com grande altura em relação ao seu vão. Eles são incluídos no modelo como barras horizontais flexíveis, e suas extremidades são engastadas nas barras rígidas, como mostra a Figura 2.21.

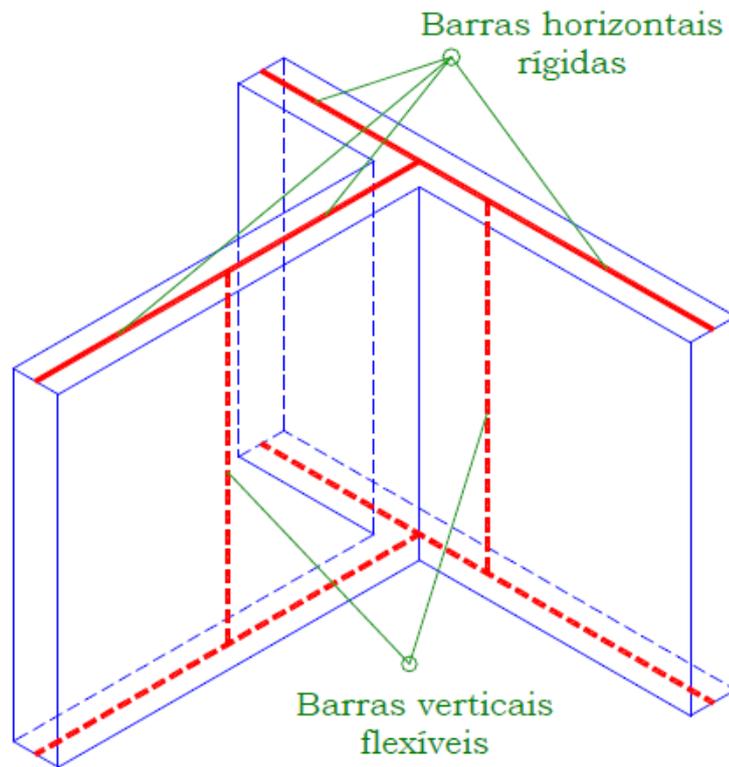


Figura 2.20 - Parede simulada por barras rígidas e flexíveis. [Fonte: Nascimento Neto (1999)]

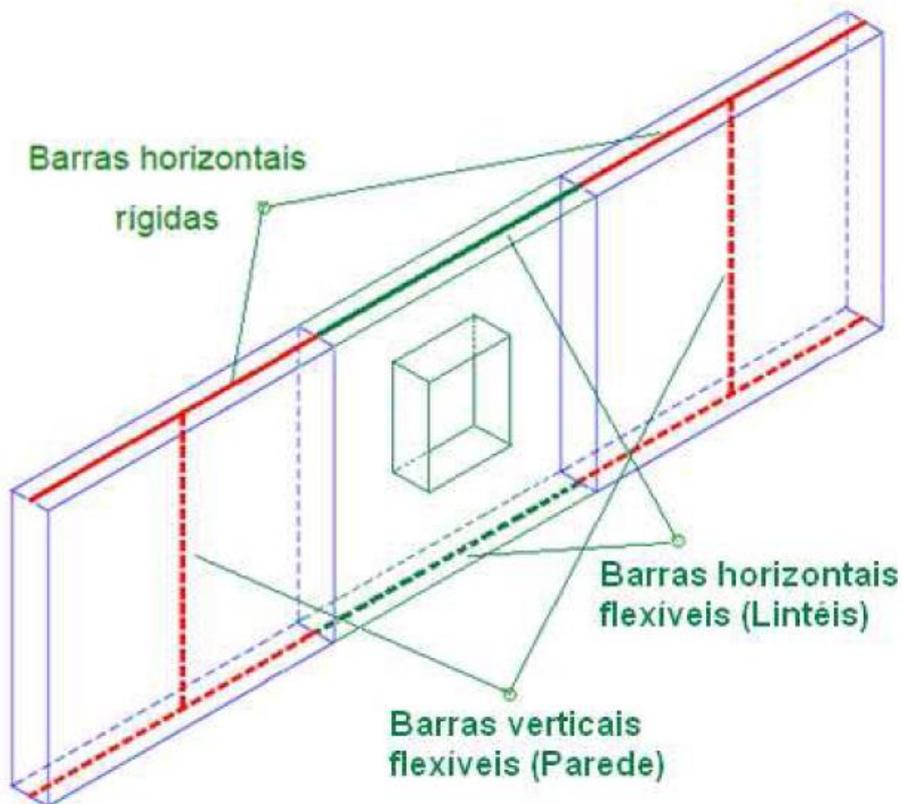


Figura 2.21 - Paredes e lintéis representados como elementos de barras. [Fonte: Nunes (2011)]
As barras rígidas horizontais têm características conforme foi recomendado por Corrêa (1991). Segundo esse autor, elementos de grande rigidez são usados como

alternativa para a consideração dos nós de dimensões finitas, encontrados nos pórticos de edifícios de concreto armado.

Segundo Corrêa (1991), esses elementos devem apresentar características da seção transversal de modo a simular o trecho rígido da estrutura com uma rigidez suficientemente grande para que seja alcançado o objetivo da simulação, sem perturbar a estabilidade numérica da solução. Segundo o citado autor, a discrepância muito acentuada de rigidez no modelo pode produzir resultados não condizentes. Utilizar barras com seções com espessura igual à da parede e altura do pé-direito é a alternativa indicada para representar a barra rígida.

A solução idealizada por Corrêa (1991) foi para pilares, contudo as paredes de concreto possuem rigidez superior à dos pilares convencionais. Por isso adotar a altura do pé-direito para representar a altura da barra rígida seria insuficiente. A partir disso, Braguim (2013) sugeriu multiplicar a rigidez dessas barras por 100,

Quanto à modelagem da laje, esse elemento é idealizado como um diafragma rígido em seu plano, o que possibilita a utilização do recurso do nó mestre para a compatibilização dos deslocamentos no nível do pavimento. Esses deslocamentos são associados a duas translações independentes no plano do pavimento e a uma rotação em torno do eixo normal a esse plano. (NASCIMENTO NETO, 1999)

Deformação por cisalhamento

A consideração da deformação por cisalhamento no modelo de pórtico tridimensional é feita de maneira simples. No trabalho de Nascimento Neto (1999), pode-se verificar a importância desse efeito.

A deformação por cisalhamento é considerada mediante determinação do fator de forma da seção. Com esse fator, obtém-se uma área de cisalhamento, dada pela Equação 2.1, que será utilizada para modificar adequadamente a matriz de rigidez do respectivo elemento de barra.

$$A_s = \frac{A}{c} \quad (2.1)$$

A_s , A e c são a área de cisalhamento, a área da seção transversal e o fator de forma da seção, respectivamente.

Esse efeito é considerado nas barras verticais do pórtico tridimensional, que possuem as características geométricas das seções retangulares das paredes. Para o caso de seções retangulares, o valor do fator de forma é $c = 1,2$, o qual será utilizado neste trabalho.

2.6.3 Cargas verticais

O programa desenvolvido tem o intuito de verificar e dimensionar somente as paredes portantes. Portanto, lajes e quaisquer outros elementos estruturais envolvidos não serão avaliados. Tendo em vista isto, os carregamentos resultantes das lajes deverão ser inseridos diretamente sobre as paredes, e eles podem ser calculados facilmente pelo processo das áreas, baseado na teoria das charneiras plásticas.

Segundo a ABNT NBR 16055:2012, as forças verticais concentradas ou parcialmente distribuídas podem assumir espraçamento, limitadas por planos inclinados a 45° , ao longo da altura da parede. Esse ângulo é definido no plano da parede sobre uma linha vertical passando no ponto de aplicação da força, como é mostrado na Figura 2.22.

O mesmo espraçamento ocorre no encontro entre paredes perpendiculares (Figura 2.23), no caso de paredes de concreto moldado *in loco*. Entretanto, em paredes de concreto pré-moldado, a transferência de cargas vai depender das características das juntas verticais e da sua capacidade de transmitir esforços de cisalhamento.

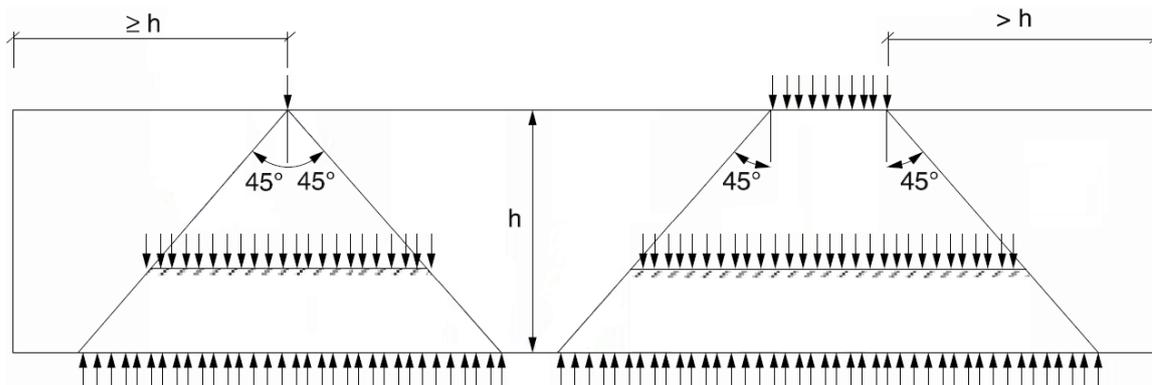


Figura 2.22 - Espraio de forças concentradas ou distribuídas ao longo da parede.
[Fonte: ABNT NBR 16055:2012]

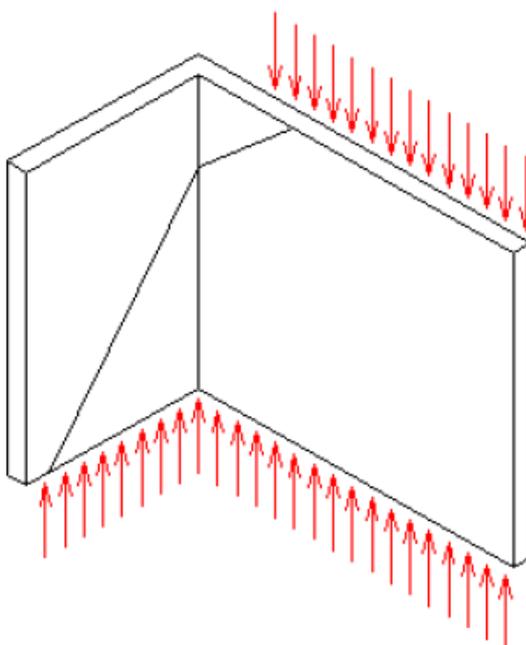


Figura 2.23 – Espraio em paredes perpendiculares. [Fonte: Nunes (2011)]

2.6.4 Ações horizontais

As ações horizontais que podem atuar sobre o edifício são decorrentes de eventos naturais, tais como vento e sismos, ou por imperfeições geométricas, como o desaprumo.

A ABNT NBR 16055:2012, baseando-se na ABNT NBR 6118:2014, preconiza que as ações horizontais que devem ser obrigatoriamente consideradas são as causadas pelo vento e pelo desaprumo, não se prescindindo das demais ações que, na avaliação do projetista, possam produzir esforços relevantes.

Para determinar a força estática proveniente do vento, serão usadas as recomendações da ABNT NBR 6123:1988, na qual se encontram as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento. O primeiro passo para se encontrar a força do vento é definir sua velocidade característica, com a Equação 3.1.

$$v_k = v_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (2.2)$$

v_k é a velocidade característica do vento (m/s);

v_0 é a velocidade básica do vento (m/s);

S_1 é o fator topográfico, S_2 é o fator que considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação;

S_3 é o fator estatístico.

Com a velocidade característica é possível encontrar a pressão dinâmica do vento (q), Equação 2.3, dado em N/m². E por fim, encontra-se a força de arrasto do vento (F_a) que atua sobre a edificação, por meio da Equação 2.4.

$$q = 0,613 \cdot v_k^2 \quad (2.3)$$

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (2.4)$$

C_a é o coeficiente de arrasto correspondente à direção do vento. Pode ser obtido com o auxílio dos ábacos disponíveis na ABNT NBR 6123:1988;

A_e é a área frontal efetiva, ou seja, a área da projeção ortogonal da estrutura sobre um plano perpendicular à direção do vento.

De acordo com a ABNT NBR 16055:2012, deve-se considerar um desaprumo global baseado em um ângulo de desaprumo para os edifícios de múltiplos andares (Figura 2.24). Esse ângulo pode ser obtido pela Equação 2.5.

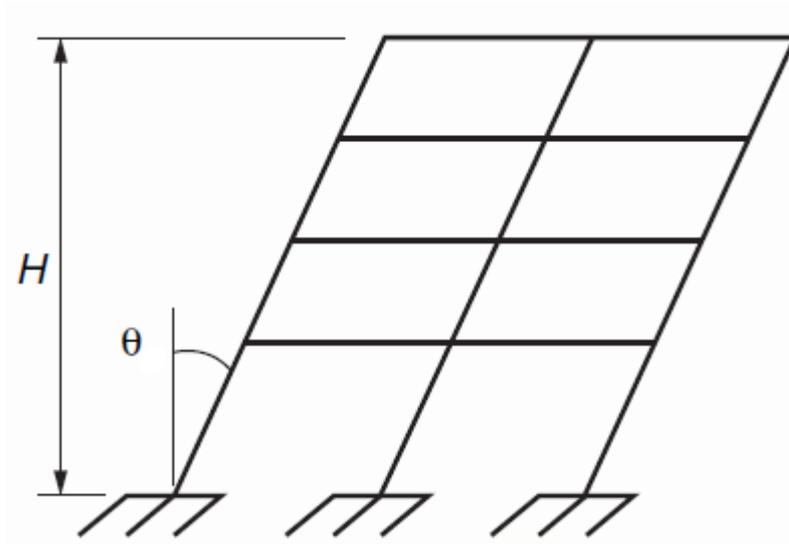


Figura 2.24 – Representação do efeito do desaprumo em edifícios.
[Fonte: ABNT NBR 6118:2014]

$$\theta = \frac{1}{170\sqrt{H}} \quad (2.5)$$

θ é o ângulo de desaprumo dado em radianos;

H é a altura total do edifício (m).

Com o ângulo de desaprumo e a carga vertical total do pavimento (ΔP), é possível encontrar a força horizontal equivalente (Equação 2.6).

$$F = \Delta P \cdot \theta \quad (2.6)$$

A ABNT NBR 16055:2012 recomenda considerar, entre a ação do vento e o desaprumo, aquele que proporcionar a situação mais desfavorável. Contudo, Corrêa e Ramalho (2003) discordam dessa recomendação e afirmam que as duas ações devem ser consideradas, uma vez que elas atuam simultaneamente sobre a estrutura e não há como evitar que isto ocorra. Portanto, no presente trabalho, foi considerado que as ações do vento atuam concomitantemente com a ação proveniente do desaprumo.

3 DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento das paredes portantes pré-moldadas é realizado para duas etapas de sua vida útil: a etapa em que a peça está em serviço e a fase transitória. A seguir será mostrado como é realizado o dimensionamento.

A primeira etapa a ser mostrada será a de serviço, na qual inicialmente são definidas as excentricidades de projeto, e em seguida é feita a verificação do efeito de segunda ordem, pelo processo P- Δ .

A segunda etapa (Tópico 3.3) apresenta como é feito o dimensionamento das paredes portantes durante a fase transitória de desmoldagem, transporte e içamento.

3.1 EXCENTRICIDADES DE PROJETO

Em projetos de elementos pré-moldados é de suma importância estabelecer tolerâncias levando-se em conta os desvios de produção, locação, verticalidade da obra, montagem dos elementos e situações especiais de temperatura e vento (ABNT NBR 9062, 2006).

3.1.1 Excentricidade mínima

De acordo com as recomendações do PCI (2010) e da ABNT NBR 6118:2014, a excentricidade mínima de projeto é expressa por:

$$e_{\min} = 0,015 + 0,03h \quad (3.1)$$

sendo h a espessura do painel em metros.

Se a soma das excentricidades de projeto não for superior à excentricidade mínima, deve-se adotar como excentricidade de projeto o valor encontrado com a Equação 3.1.

3.1.2 Excentricidade de produção

Nas recomendações normativas do PCI (2010), a excentricidade de produção é definida por:

$$e_p = \frac{h}{360} \quad (3.2)$$

em que h é a altura do painel. O PCI (2010) limita a excentricidade de produção em 12,7 mm.

3.1.3 Excentricidade de montagem dos elementos

A excentricidade mínima de montagem não deve exceder 12,7 mm (PCI, 2010). A tolerância sugerida pela ABNT NBR 9062:2006 para montagem em planta é de ± 10 mm entre apoios consecutivos, não podendo exceder o valor acumulado de 0,1% do comprimento da estrutura.

3.1.4 Excentricidade de temperatura

Segundo o PCI (2010), a diferença de temperatura entre a face interna e a externa do painel provoca um empenamento térmico (Figura 3.1). A magnitude desse empenamento pode ser determinada por:

$$\Delta = \alpha \frac{l^2}{8h} \quad (3.3)$$

α é o gradiente térmico ao longo da espessura do painel;

l é a distância entre os apoios;

h é a espessura do painel.

O gradiente térmico é definido pela Equação 3.4, na qual se multiplica o coeficiente de dilatação térmica (C) pela diferença entre a temperatura externa (T_1) e a temperatura interna (T_2).

$$\alpha = C(T_1 - T_2) \quad (3.4)$$

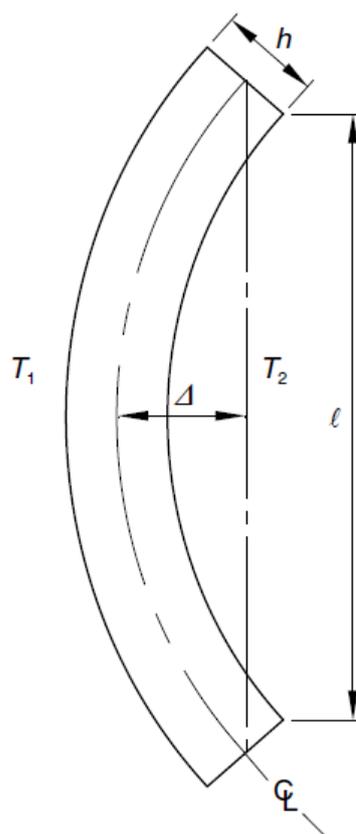


Figura 3.1 – Empenamento térmico no painel. [Fonte: PCI (2010)]

3.1.5 Excentricidade devida ao vento

A excentricidade que resulta da força do vento é aplicada apenas nos elementos de fachada, que estão submetidos à ação direta do vento. Essa excentricidade pode ser determinada de maneira análoga à da flecha de uma viga biapoiada, como é apresentado na Equação 3.5.

$$e_w = \frac{5ql^4}{384EI_{e,w}} \quad (3.5)$$

q é o carregamento do vento distribuído ao longo da parede;

l é a distância entre os apoios;

$EI_{e,w}$ é a rigidez efetiva da seção com a consideração do vento.

3.2 VERIFICAÇÃO EFEITO DE SEGUNDA ORDEM (PROCESSO P- Δ)

P- Δ é um efeito que ocorre em qualquer estrutura em que os elementos estão submetidos a forças axiais, e também relaciona a força axial (P) com o deslocamento (Δ) na direção perpendicular à da força. Como os painéis portantes são submetidos predominantemente a força axial de compressão, é possível determinar os efeitos de segunda ordem utilizando o processo P- Δ .

Esse processo é iterativo, que leva em consideração a não linearidade geométrica do elemento, encontrando uma nova configuração de deslocamento a cada iteração, possibilitando a obtenção dos esforços de segunda ordem. Segundo o PCI (2010), se após quatro iterações não houver convergência, o elemento é considerado instável e deve-se reavaliar as seções do elemento. O ACI 318-08 admite que uma diferença de até 5% seja satisfatória para as iterações, sendo assim utilizada como critério de convergência.

A não linearidade física é considerada ao se aplicar um coeficiente ϕ que leva em consideração a fissuração e a fluência do concreto na rigidez da seção. Os valores de ϕ podem ser: 0,7 para seção não fissurada ou 0,35 para seção fissurada. Porém, para elementos pré-moldados, que tem maior controle tecnológico, pode-se usar ϕ igual a 0,85. As Equações 3.6 a 3.11 apresentam o passo a passo para encontrar o momento de segunda ordem pelo processo P- Δ .

Primeiro deve-se determinar o coeficiente β_d , definido pela razão da carga permanente ($Perm$) e a carga total (N_d).

$$\beta_d = \frac{Perm}{N_d} \quad (3.6)$$

Em seguida a rigidez efetiva da seção é determinada pela Equação 3.7.

$$EI_e = \frac{\phi E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (3.7)$$

E_c e I_g são o módulo de elasticidade do concreto e o momento de inércia da seção bruta, respectivamente.

O PCI (2010) preconiza que seja feita a verificação do carregamento total (N_d) com a carga crítica de Euler, como mostra a Equação 3.8.

$$P_c = \frac{\pi^2 EI_e}{l^2} > N_d \quad (3.8)$$

Depois de determinada a flecha inicial (e_1), obtida pela soma de todas as excentricidades existentes já discutidas no Tópico 3.1, o processo iterativo P- Δ é executado, até atingir a convergência ou o número máximo de iterações.

$$\Delta_i = \frac{N_d l_{fla}^2}{8EI_e} \cdot e_i \quad (3.9)$$

$$e_{i+1} = e_1 + \Delta_i \quad (3.10)$$

O comprimento de flambagem (l_{fla}) é definido pela Equação 3.11

$$l_{fla} = k \cdot l_u \quad (3.11)$$

l_u é a altura do painel e k é o coeficiente de flambagem.

O valor do coeficiente de flambagem vai depender das vinculações do elemento. Segundo o CPCI (2007), essas vinculações podem ser representadas da seguinte forma:

- Quando o elemento não apresenta nenhum travamento lateral;
- Quando o elemento apresenta travamento lateral em apenas uma extremidade;
- Quando o elemento apresenta travamento lateral nas duas extremidades.

Quando o elemento não apresenta nenhum travamento lateral (Figura 3.2), o coeficiente de flambagem (k) é igual a 1,0.

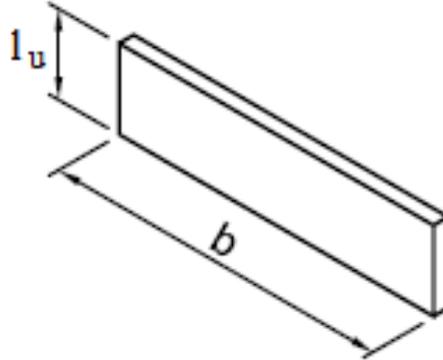


Figura 3.2 – Painel sem restrição lateral ao longo do comprimento. [Adaptado: PCI (2010)]

No caso em que o elemento apresenta apenas um travamento lateral (Figura 3.3), o coeficiente de flambagem é determinado pelos intervalos apresentados na Equação 3.12.

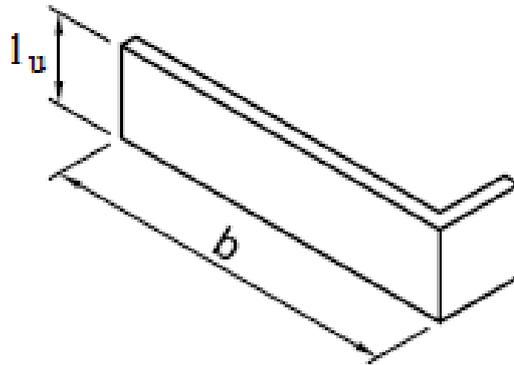


Figura 3.3 – Painel com apenas uma restrição lateral ao longo do comprimento. [Adaptado: PCI (2010)]

$$\begin{cases} \frac{l_u}{b} < 0,5 \rightarrow k = 1 \\ 0,5 \leq \frac{l_u}{b} \leq 2 \rightarrow k = 1 - 0,423 \left[\frac{l_u}{b} - 1 \right] \\ \frac{l_u}{b} > 2 \rightarrow k = \frac{1}{\sqrt{1 + (l_u/b)^2 / 2}} \end{cases} \quad (3.12)$$

E quando há travamentos nas duas extremidades do elemento (Figura 3.4), o coeficiente de flambagem também varia de acordo com a relação l_u/b , como se pode observar na Equação 3.13.

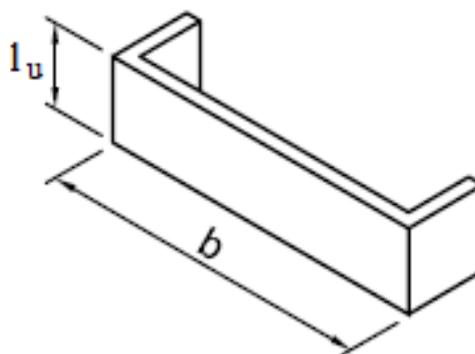


Figura 3.4 – Painel com duas restrições laterais ao longo do comprimento. [Adaptado: PCI (2010)]

$$\begin{cases} \frac{l_u}{b} < 0,5 \rightarrow k = 1 \\ 0,5 \leq \frac{l_u}{b} \leq 1 \rightarrow k = 1,5 - \frac{l_u}{b} \\ \frac{l_u}{b} > 1 \rightarrow k = \frac{1}{1 + (l_u/b)^2} \end{cases} \quad (3.13)$$

No programa desenvolvido neste trabalho, será considerado que não existe nenhum travamento nas paredes portantes, e então o valor de k será adotado igual a 1.

3.3 FASE TRANSITÓRIA

A fase transitória, como já foi citado no Tópico 2.1.1, é aquela que antecede a disposição final dos elementos pré-moldados, sendo constituída por: desmoldagem, içamento, transporte e montagem dos elementos.

Geralmente são realizadas análises isoladas para avaliar os elementos pré-moldados submetidos aos carregamentos atuantes na fase transitória. Isto acontece porque podem ocorrer esforços que possivelmente nunca atuarão na peça durante a vida útil, além da possibilidade do concreto não ter atingido sua resistência final.

Segundo o PCI (2010), para garantir a segurança do elemento na fase transitória, deve-se garantir que a tensão solicitante de tração seja menor que o módulo de ruptura do concreto (f_r), e esse módulo de ruptura deve ser minorado por um coeficiente de segurança igual a 1,5 (Equação 3.14).

$$f_r = \frac{0,083 \cdot 7,5 \lambda \sqrt{f'_c}}{1,5} \quad (3.14)$$

λ e f'_c são o fator de redução para concreto leve e a resistência do concreto à compressão (MPa), respectivamente.

Além de minorar o módulo de ruptura, deve-se majorar os esforços solicitantes. Considerando isso, o PCI (2010) recomenda a utilização dos coeficientes de segurança para desmoldagem e ações dinâmicas indicadas na Tabela 3.1, que são necessários em todas as etapas da fase transitória.

Tabela 3.1 – Coeficientes de segurança para desmoldagem e ações dinâmicas. [Adaptado: PCI (2010)]

Tipo do produto	Acabamento	
	Agregado exposto com retardador	Molde liso (apenas desmoldante)
Plano, com lateral removível	1,2	1,3
Plano	1,3	1,4
Fôrma com inclinação	1,4	1,6
Fôrma especial	1,5	1,7
Içamento e montagem		
Todos os produtos	1,2	
Transporte		
Todos os produtos	1,5	

3.3.1 Desmoldagem

As paredes portantes pré-moldadas podem ser produzidas tanto na vertical, com fôrma do tipo bateria, ou horizontal. Com isso, durante a desmoldagem, surgirão diferentes tipos de esforços, dependendo da forma que foram produzidas.

No caso das baterias verticais, atua predominantemente a tração sobre os içadores. Porém, quando produzidas em mesa horizontal, momentos irão surgir de acordo com o tipo de desmoldagem, que pode ser: por dois pontos de içamento na borda superior, girando o painel sobre a borda inferior (Figura 3.5); por quatro pontos de içamento na borda superior, girando o painel sobre a borda inferior (Figura 3.6); por quatro pontos de içamento na superfície (Figura 3.7); ou por oito pontos de içamento na superfície (Figura 3.8).

3.3.1.1 Dois pontos na borda superior

Segundo o PCI (2010), apenas a seção com largura igual a $a/2$ resiste ao momento M_y , como indicado na Figura 3.5. Os momentos solicitantes são dados pelas Equações 3.15 e 3.16.

$$M_x = \frac{qa^2}{8} \text{ (kN.m/m)} \quad (3.15)$$

$$-M_y = +M_y = 0,0107qab^2 \text{ (kN.m)} \quad (3.16)$$

q é o peso do painel por unidade de área (kN/m²);

a é a altura do painel (m);

b é o comprimento do painel (m).

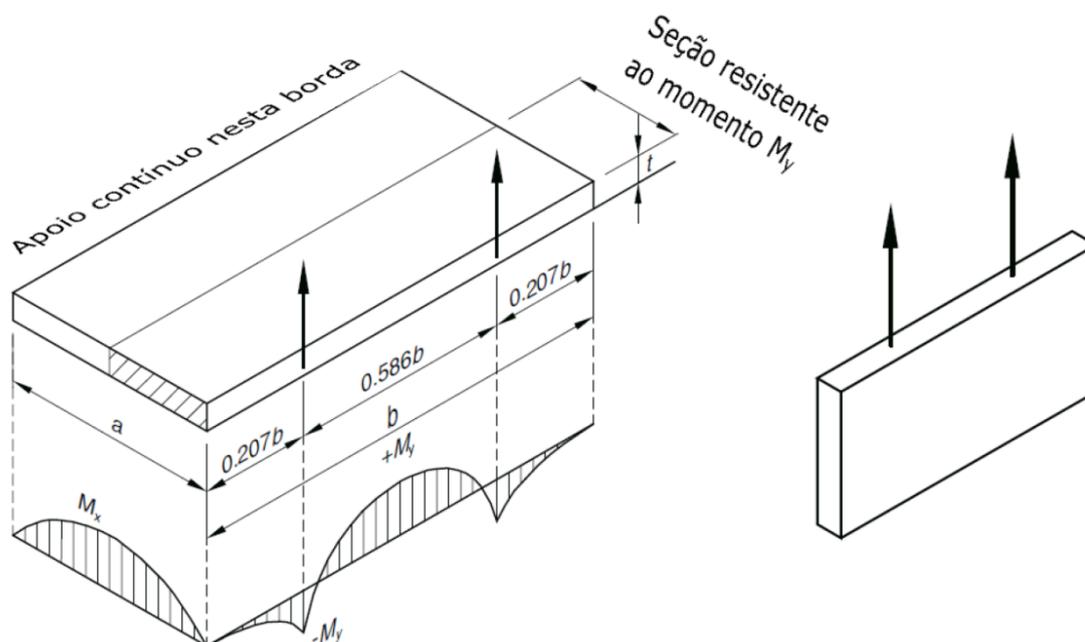


Figura 3.5 – Desmoldagem de painéis por dois pontos de içamento na borda superior e respectivos diagramas de momentos fletores. [Adaptado: PCI (2010)]

3.3.1.2 Quatro pontos na borda superior

Assim como a situação anterior, em que o painel é içado por dois pontos na borda superior, apenas a seção com largura igual a $a/2$ resiste ao esforço M_y , como

indicado na Figura 3.6. Os momentos solicitantes são dados pelas Equações 3.17 e 3.18.

$$M_x = \frac{qa^2}{8} \text{ (kN.m/m)} \quad (3.17)$$

$$-M_y = +M_y = 0,0027qab^2 \text{ (kN.m)} \quad (3.18)$$

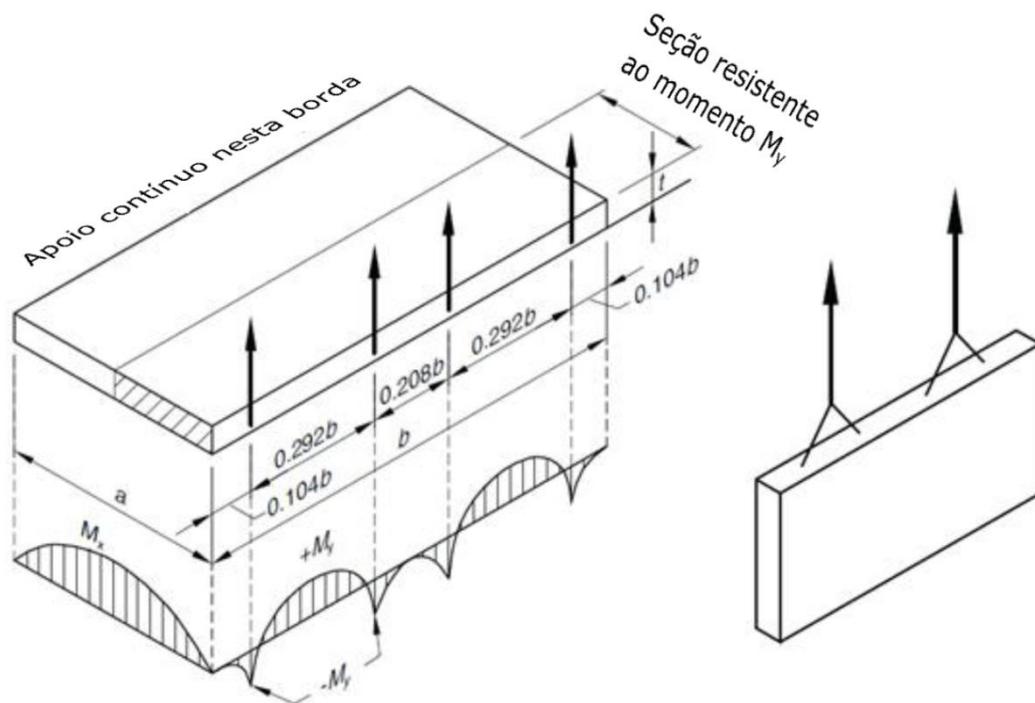


Figura 3.6 – Desmoldagem de painéis por quatro pontos de içamento na borda superior e respectivos diagramas de momentos fletores. [Adaptado: PCI (2010)]

A localização e a quantidade de içadores vai influenciar diretamente no momento fletor solicitante. Os valores absolutos de M_y para o caso de dois pontos na borda superior são maiores que para o caso de quatro pontos. No entanto, se for necessária a redução do momento M_x , deve-se optar pelo tipo de desmoldagem com pontos de içamento alocados na superfície do painel, como será mostrado a seguir.

3.3.1.3 Quatro pontos na superfície

Para a desmoldagem por quatro pontos de içamento na superfície, além de considerar que uma seção com largura igual a $a/2$ resiste ao momento M_y , assume-

se que M_x seja resistido pela seção com largura limitada, como indicado na Figura 3.7, esta limitação deve ser o menor valor entre $15t$ e $b/2$. Os momentos solicitantes são dados pelas Equações 3.19 e 3.20.

$$-M_x = +M_x = 0,0107qa^2b \text{ (kN.m)} \quad (3.19)$$

$$-M_y = +M_y = 0,0107qab^2 \text{ (kN.m)} \quad (3.20)$$

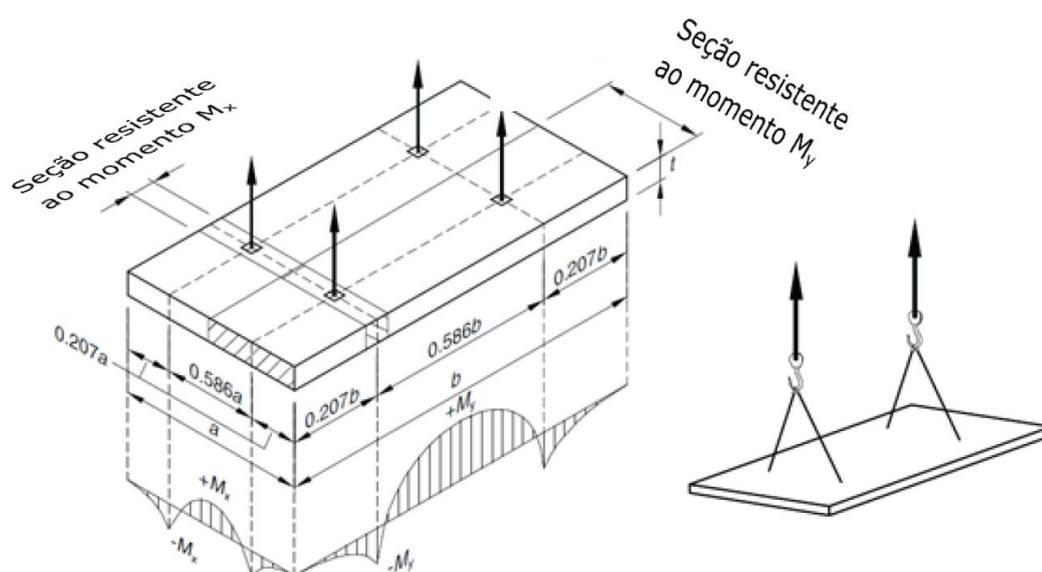


Figura 3.7 – Desmoldagem de painéis por quatro pontos de içamento na superfície e respectivos diagramas de momentos fletores. [Adaptado: PCI (2010)]

3.3.1.4 Oito pontos na superfície

Da mesma forma que foi considerada para a desmoldagem por quatro pontos de içamento na superfície, há uma limitação da seção resistente aos momentos solicitantes: Seção com largura igual a $a/2$ para resistir ao momento M_y , e seção com largura limitada para resistir ao momento M_x , como indicado na Figura 3.8, esta limitação de ser o menor valor entre $15t$ e $b/4$. Os momentos solicitantes são dados pelas Equações 3.21 e 3.22.

$$-M_x = +M_x = 0,0054qa^2b \text{ (kN.m)} \quad (3.21)$$

$$-M_y = +M_y = 0,0027qab^2 \text{ (kN.m)} \quad (3.22)$$

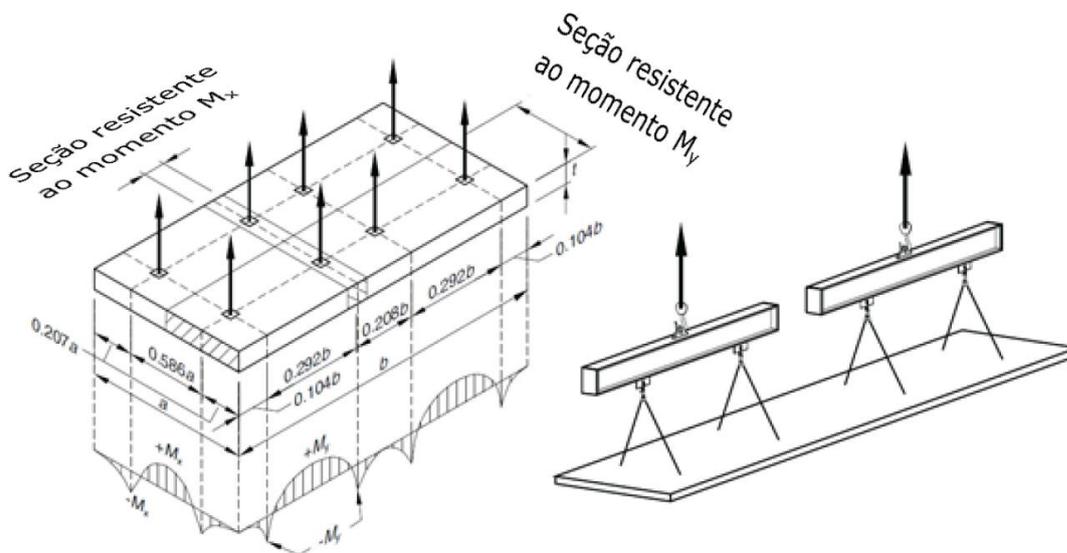


Figura 3.8 – Desmoldagem de painéis por oito pontos de içamento na superfície e respectivos diagramas de momentos fletores. [Adaptado: PCI (2010)]

3.3.2 Transporte

O mais usual no Brasil é a utilização de veículos rodoviários para transportar os elementos pré-fabricados da fábrica até o local de montagem. Durante o percurso deve-se atentar para as limitações de trajeto, peso total do transporte, comprimento, gabarito (EL DEBS, 2000).

No caso das paredes portantes, o transporte pode ser feito na vertical, como mostra a Figura 3.9, ou na horizontal, como indicado na Figura 3.10. Caso o transporte seja feito com o painel na vertical, ele já se encontra na posição final. Portanto, não surgirão esforços adicionais. Entretanto, se o transporte for feito com o painel na horizontal, é recomendado deixar os apoios com uma configuração que resulte no surgimento de momentos com os menores valores possíveis.

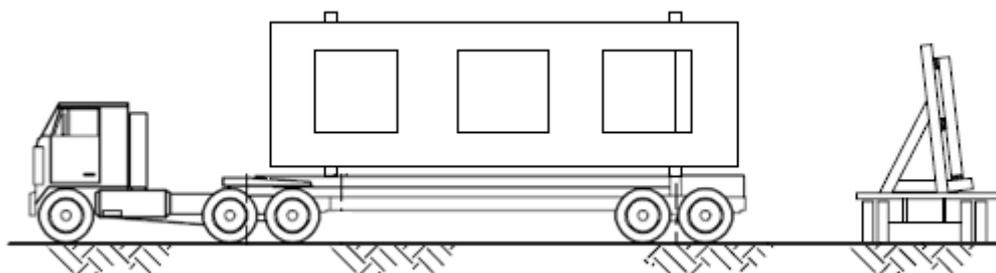


Figura 3.9 – Transporte de parede portante pré-moldada na vertical, vista lateral e vista frontal. [Adaptado: PCI (2010)]

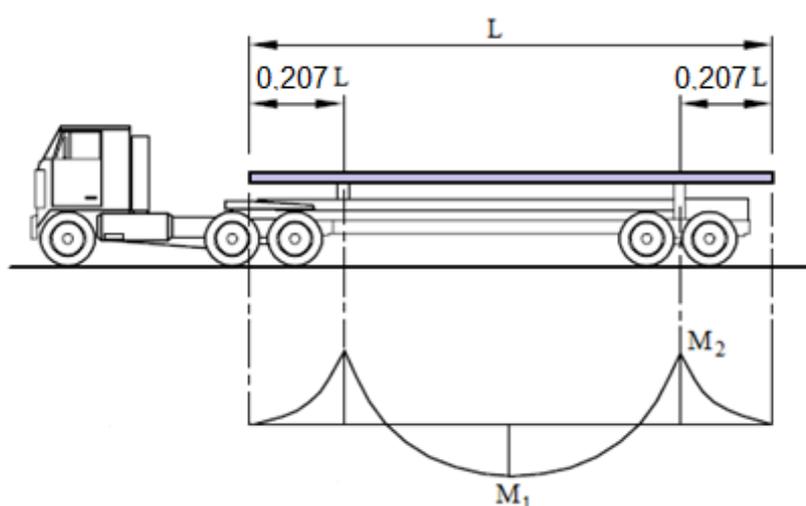


Figura 3.10 – Transporte de painel pré-moldado na horizontal. [Adaptado: PCI (2010)]

A Figura 3.10 mostra a melhor configuração de apoio, quando valor de M_1 é igual ao módulo de M_2 . Sendo assim, o momento fletor é determinado pela equação:

$$-M_1 = +M_2 = 0,0107qab^2 \text{ (kN.m)} \quad (3.23)$$

3.3.3 Içamento

Normalmente os painéis pré-moldados são estocados, no canteiro de obra, na sua posição final. Mas não havendo a possibilidade de estocar na posição final, os painéis podem ser estocados na horizontal, e deve ser feita uma análise dos esforços durante a rotação da peça, similar à da etapa de desmoldagem.

O PCI (2010) apresenta dois tipos de içamento, os quais podem ser feitos por dois ou três pontos (Figuras 3.11 e 3.12). A Equação 3.24 apresenta a expressão dos

momentos para o içamento por dois pontos, e as Equações 3.25 e 3.14, para o içamento por três pontos.

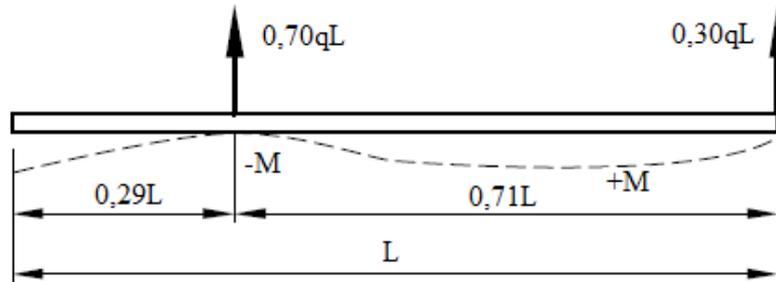


Figura 3.11 – Içamento por dois pontos. [Adaptado: PCI (2010)]

$$-M = +M = 0,044qL^2 \text{ (kN.m/m)} \quad (3.24)$$

q e L são o peso próprio e o comprimento do painel, respectivamente.

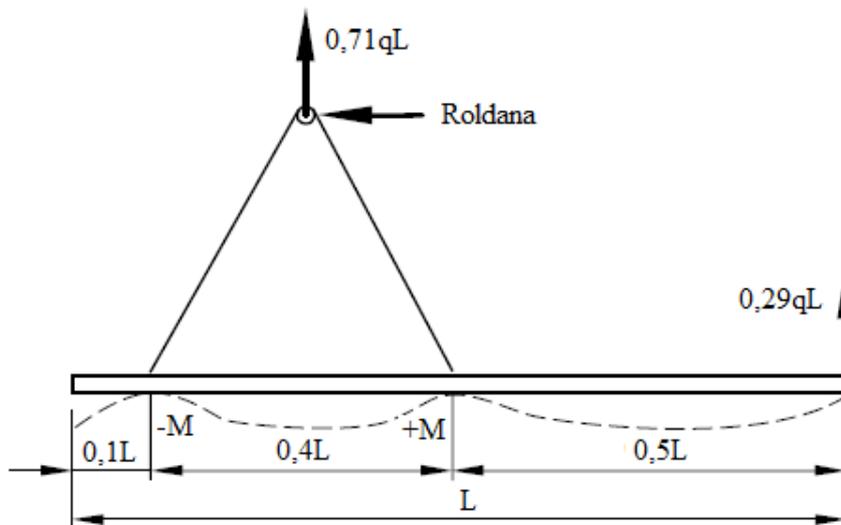


Figura 3.12 – Içamento por três pontos. [Adaptado: PCI (2010)]

$$-M_{\text{máx}} = -0,005qL^2 \text{ (kN.m/m)} \quad (3.25)$$

$$+M_{\text{máx}} = 0,041qL^2 \text{ (kN.m/m)} \quad (3.26)$$

4 ELEMENTOS DE LIGAÇÃO

As juntas são os elementos que fazem a ligação entre as paredes portantes pré-moldadas, e podem ser divididas em juntas horizontais e juntas verticais.

4.1 JUNTAS VERTICAIS

As juntas verticais estão submetidas, principalmente, ao cisalhamento, que pode ser devido à ação de forças laterais ou à diferença entre os carregamentos das paredes adjacentes. A Figura 4.1 ilustra algumas possibilidades para o surgimento de cisalhamento entre as juntas.

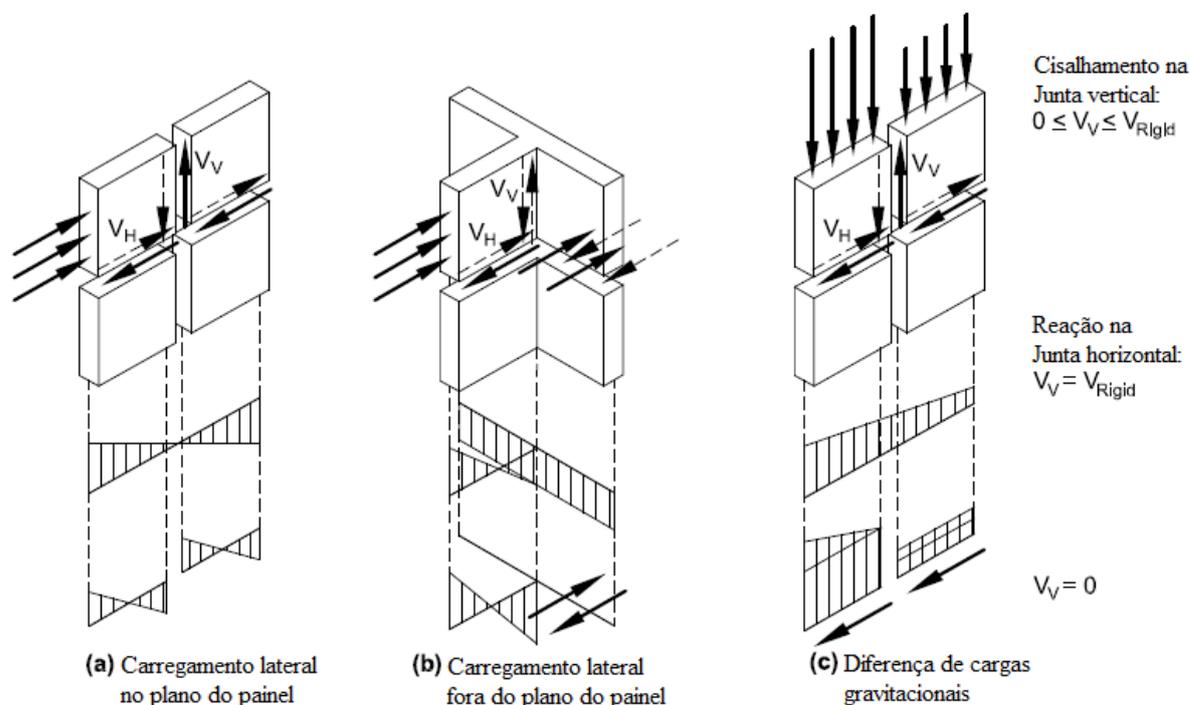


Figura 4.1 – Surgimento de cisalhamento entre as juntas derivado de diferentes ações externas.
[Fonte: FIB, 2008]

As juntas verticais podem ou não ter função estrutural. As juntas que possuem função estrutural são classificadas em juntas planas ou juntas dentadas.

4.1.1 Juntas sem função estrutural

As juntas sem finalidade estrutural são utilizadas apenas garantir a estanqueidade entre as paredes, além de absorver as deformações do painel sem transmiti-las para o painel adjacente. Logo, os selantes com baixo módulo de elasticidade são os mais recomendados para se aplicar nas juntas entre os painéis.

Os selantes à base de silicone, poliuretano ou polissulfeto são ideais para ser usados nas juntas, uma vez que estes selantes são capazes de absorver movimentos das juntas superiores a 12% de sua largura (Klosowski, 1989).

Os elementos pré-moldados devem apresentar juntas que garantam acomodação do painel aos efeitos de dilatação térmica, sismos, assim como uma tolerância de construção e instalação adequada do selante (PCI, 2007).

O PCI (2007) apresenta a Equação 4.1 para determinar a largura mínima para juntas sem função estrutural.

$$J = \frac{100 \cdot A}{X} + B + C \quad (4.1)$$

J é a largura mínima da junta;

X é o fator de acomodação do selante, que varia conforme o material;

A é a soma das deformações devidas a variação térmica, retração e fluência;

B é a tolerância de montagem do painel;

C leva em conta as considerações de sismos ou outras eventuais ações.

4.1.2 Juntas planas

A transferência de cisalhamento por juntas planas se dá pelo atrito entre a superfície de contato da parede e da junta, e é limitada pela resistência ao cisalhamento dos materiais utilizados (PERESWIET-SOLTAN, 1980). A junta plana pode ser totalmente plana, Figura 4.2a, ou conter garganta dupla, Figura 4.2b.

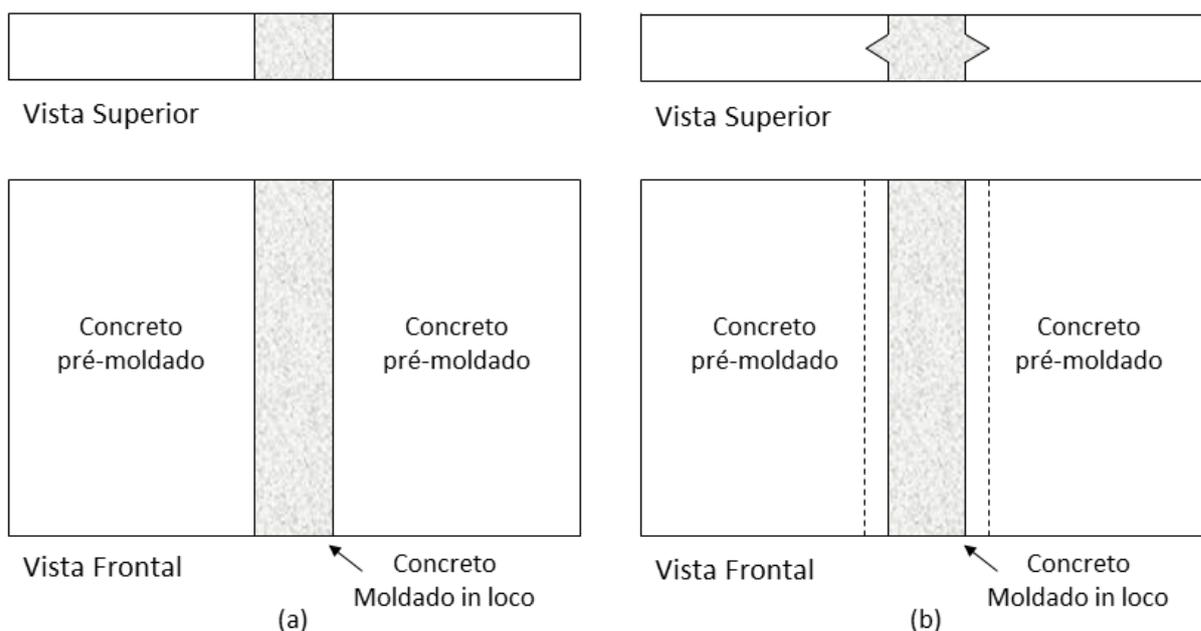


Figura 4.2 – Juntas planas. [Adaptado: Pereswiet-Soltan (1980)]

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

$$\tau_{adm} = \frac{f_{ck}}{\gamma} \quad (4.2)$$

f_{ck} é a resistência do concreto à compressão aos 28 dias;

γ é o fator de segurança dado na Tabela 4.1 que relaciona a resistência à compressão com a resistência ao cisalhamento.

Tabela 4.1 – Coeficiente γ para as juntas. [Fonte: PERESWIET-SOLTAN, 1980]

	Carregamentos normais	Carregamentos excepcionais
Junta vertical plana com garganta dupla	5,0	3,6
Junta vertical plana sem garganta	7,0	4,8

4.1.3 Juntas dentadas

As juntas dentadas, tipo de ligação também conhecida como chave de cisalhamento (*shear key*), possuem reentrâncias que contribuem para a resistência ao cisalhamento entre os painéis. A Figura 4.3 mostra as juntas verticais dentadas.

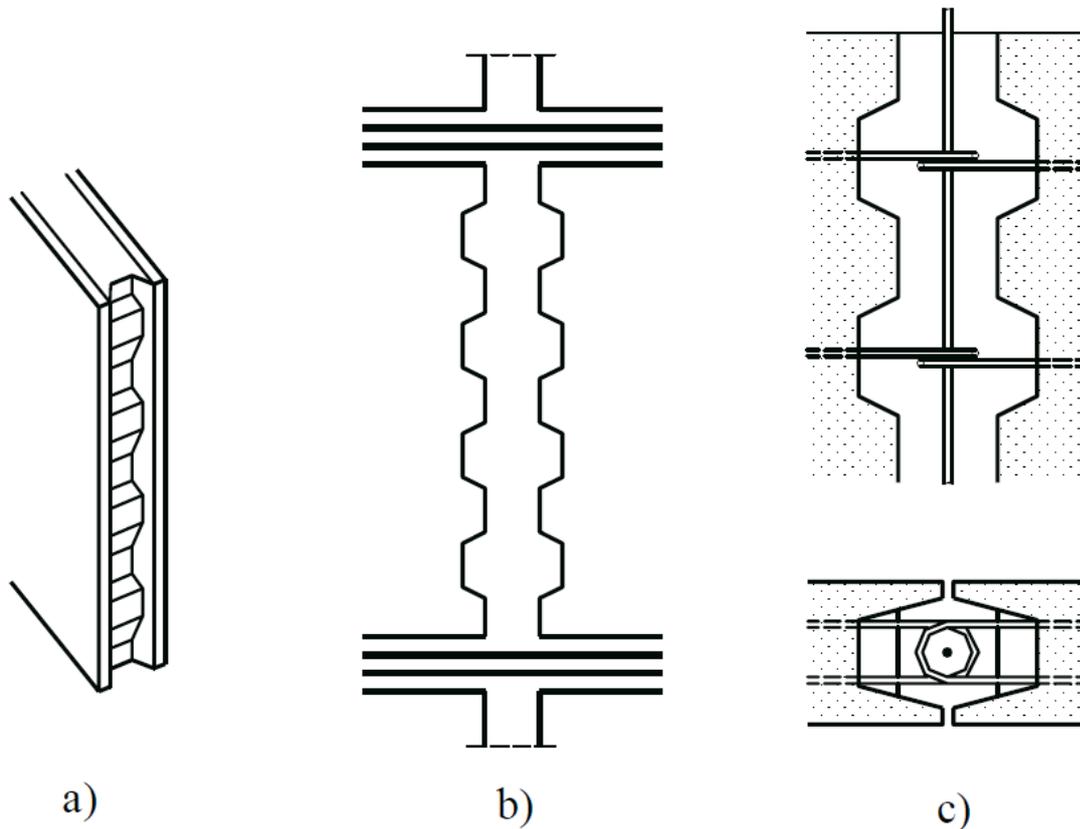


Figura 4.3 – Juntas verticais dentadas. [Fonte: FIB, 2008]

A transferência de esforços de cisalhamento entre os elementos estruturais é em função da deformabilidade e da resistência da junta. Como as juntas dentadas têm pouca deformabilidade, a distribuição de esforços se aproxima do comportamento de uma estrutura monolítica, para pequenos deslocamentos (FIB, 2008). A Figura 4.4 mostra os diagramas de tensão de cisalhamento pelo deslocamento, para estrutura monolítica, com juntas verticais dentadas e planas. A partir dessa relação é possível avaliar a rigidez e a resistência das juntas ao cisalhamento.

A redução da rigidez inicial se dá pela perda da adesão entre as superfícies do concreto da junta e do painel. Após a perda de adesão, a transferência de esforços é realizada por bielas comprimidas (Figura 4.5), efeito de pino e resistência por atrito entre as regiões fissuradas (Figura 4.6).

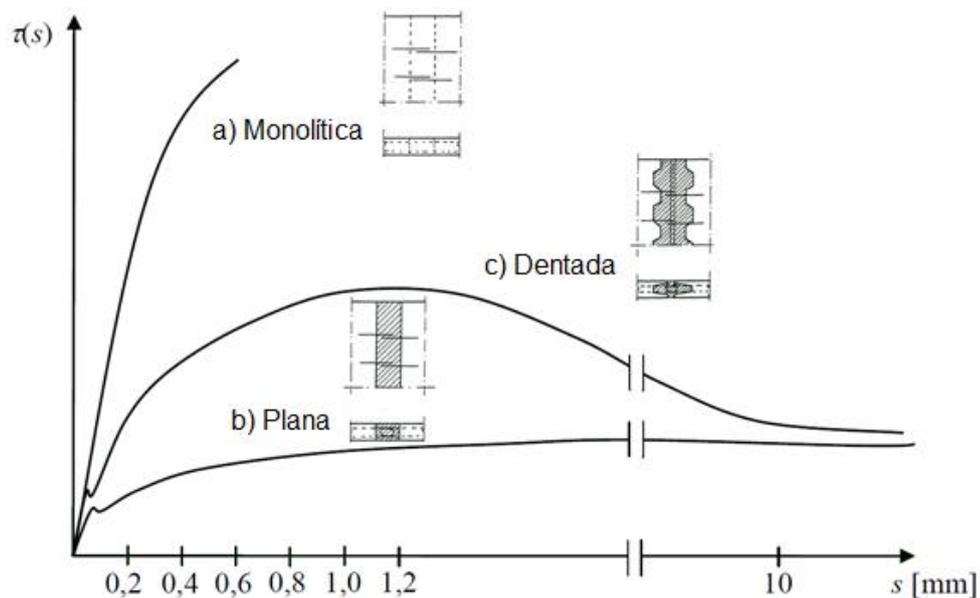


Figura 4.4 – Diagramas tensão de cisalhamento versus deslocamento para juntas verticais de painéis.
[Fonte: FIB, 2008]

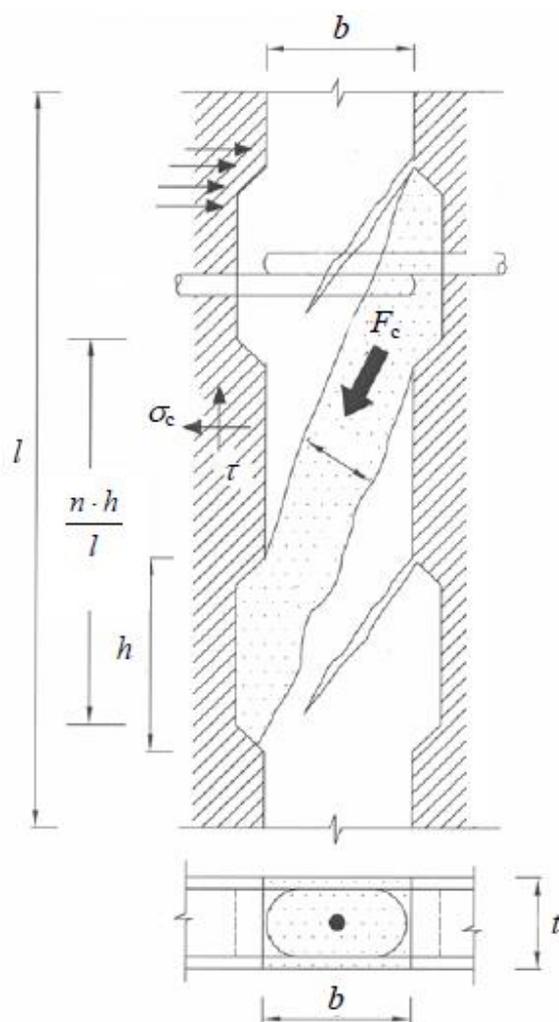


Figura 4.5 – Mecanismos de transferência de cisalhamento em juntas de painéis de concreto armado.
[Fonte: FIB, 2008]

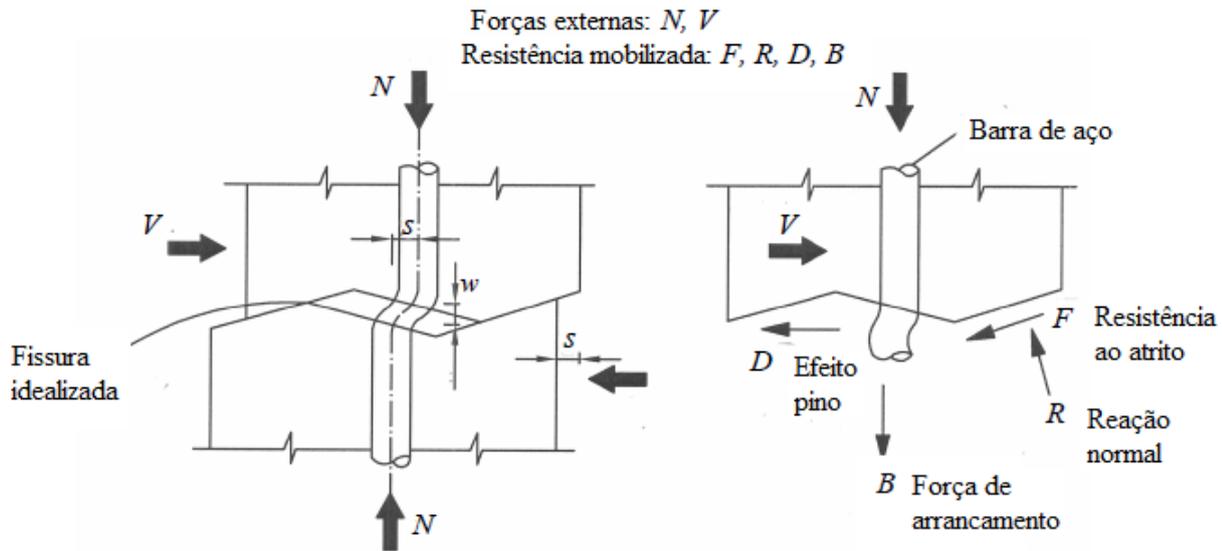


Figura 4.6 – Efeito de pino e atrito em juntas dentadas (FIB, 2008)

Com isso, tem-se que a resistência ao cisalhamento de uma junta dentada é igual ao somatório da contribuição da biela de compressão, do atrito e do efeito de pino das armaduras (FIB, 2008).

O Eurocode 2, assim como a FIB (2008), apresentam a Equação 4.3 como forma de se determinar a resistência de projeto ao cisalhamento:

$$\tau_{Rdj} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (4.3)$$

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

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

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

ρ é a taxa de armadura ao longo da junta e a superfície de interface da junta;

α é o ângulo da armadura com relação à junta, que pode variar de 45° a 90° .

Tabela 4.2 – Valores dos coeficientes c e μ . [Fonte: 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 40 mm 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

A FIB (2008) recomenda, para os casos em que há possibilidade de fissuras significantes (como em lajes atuando como diafragma rígido), que o coeficiente c deve ser reduzido para 0,125 em juntas dentadas e para zero nas demais juntas.

4.2 JUNTAS HORIZONTAIS

As juntas horizontais são submetidas, principalmente, a esforços de compressão e de cisalhamento (Figura 4.7). Os esforços de compressão são devidos ao peso próprio das estruturas, e os de cisalhamento, à força devida ao vento. A resistência ao cisalhamento pode ser determinada analogamente à das juntas verticais.

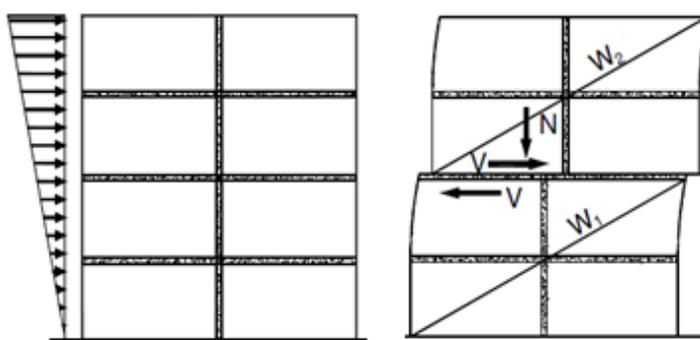


Figura 4.7 – Esforços nas juntas horizontais. [Adaptado: PCI (2010)]

As juntas horizontais com esforços de compressão, em que diferentes tipos de elementos de concreto são unidos, requerem uma análise especial. O dimensionamento exato dessas juntas requer complexa análise triaxial e o conhecimento das propriedades dos materiais usados. Contudo pode ser simplificado com o uso de fórmulas empíricas ou com o emprego do modelo de bielas e tirantes (FIB, 2008).

A Figura 4.8a mostra os esforços atuantes na junta, a Figura 4.8b mostra o comportamento das tensões e a Figura 4.8c ilustra o modelo de bielas e tirantes.

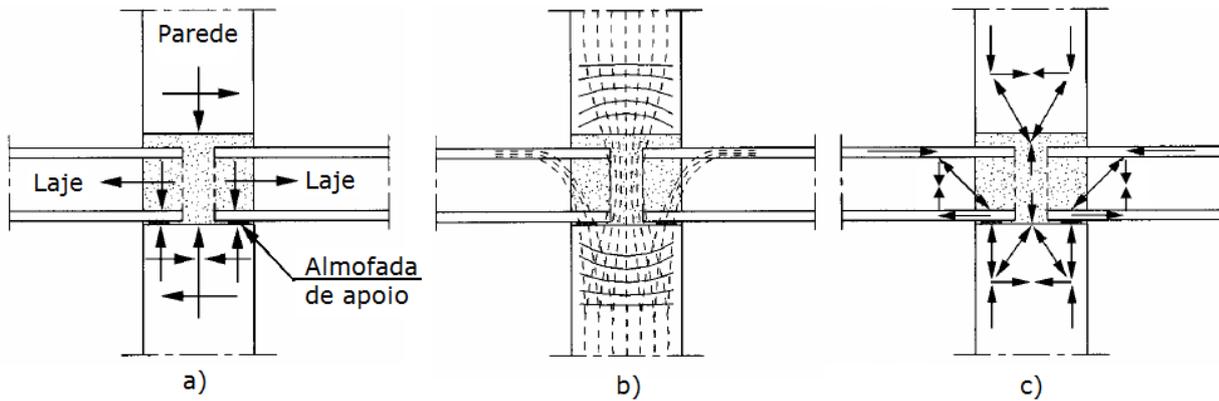


Figura 4.8 – Ligação parede-laje-parede. [Fonte: FIB (2008)]

Para determinar a tensão de compressão do concreto e o esforço resistente, a FIB (2008) apresenta as Equações 4.4 e 4.5, cujos valores são limitados a quatro vezes a resistência de cálculo da junta.

$$f_{cd*} = f_{cd,junta} \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 4 \cdot f_{cd,junta} \quad (4.4)$$

$$N_{Rd} = f_{cd*} \cdot A_1 \leq 4 \cdot f_{cd,junta} \cdot A_1 \quad (4.5)$$

A_1 é a área do apoio ($a_1 \cdot b_1$);

A_2 é a área do apoio após espraçamento das tensões ($a_2 \cdot b_2$); a Figura 4.11 mostra como se obtém os valores para o cálculo de A_1 e A_2 em três situações;

$f_{cd,junta}$ é a resistência de cálculo da junta.

A FIB (2008) recomenda utilizar a Equação 4.6 para determinar a resistência de cálculo da junta.

$$f_{cd,junta} = \beta \cdot f_{cd,painel} \quad (4.6)$$

$$\beta_0 = f_{cd,arg} / f_{cd,painel} \quad (4.7)$$

β é definido pelo gráfico apresentado na Figura 4.10, e depende dos valores de β_0 , Equação 4.7, e t/a_1 , Figura 4.9.

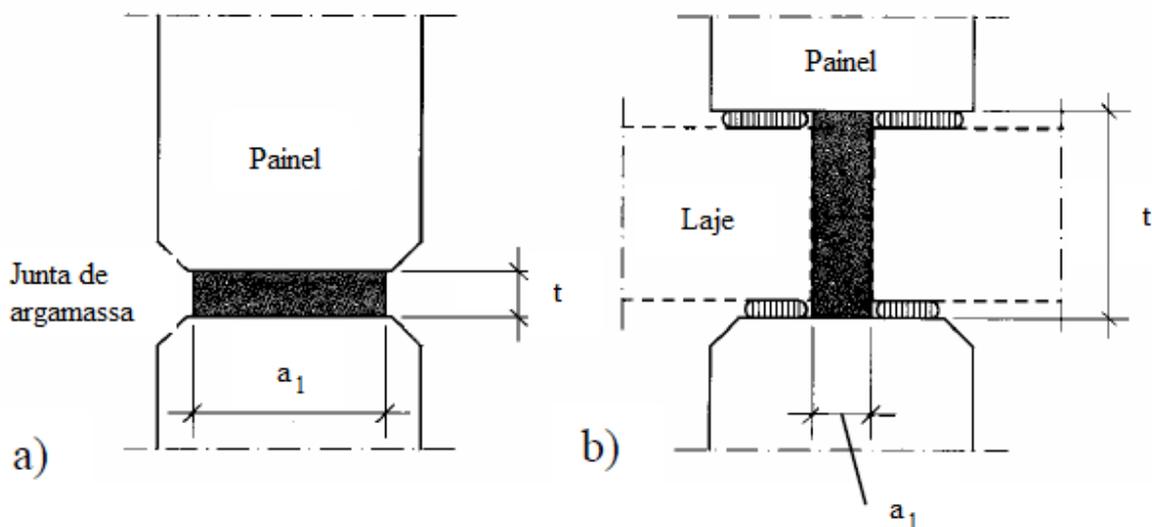


Figura 4.9 – Geometria das juntas horizontais: a) Parede-parede; b) Parede-laje-parede. [Adaptado: FIB (2008)]

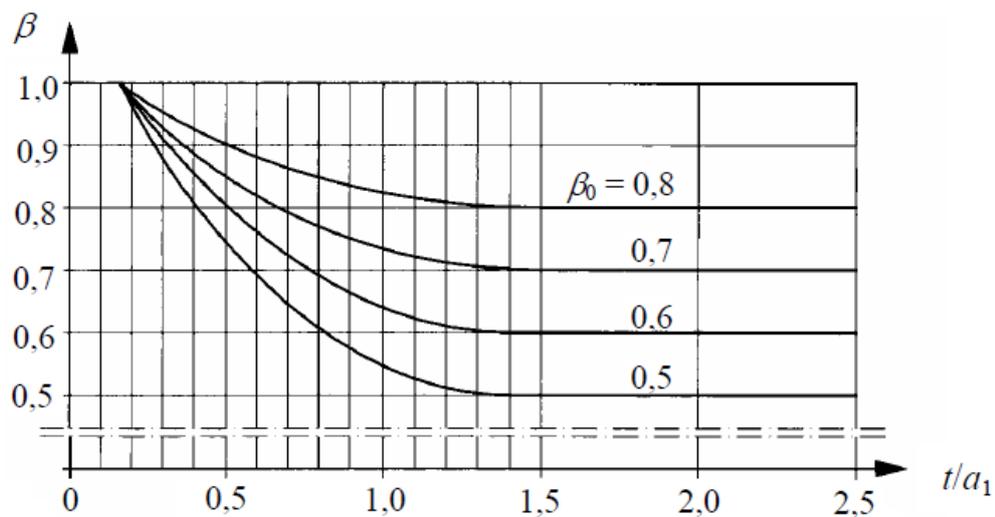


Figura 4.10 – Diagrama da geometria e resistência da junta [Fonte: FIB (2008)]

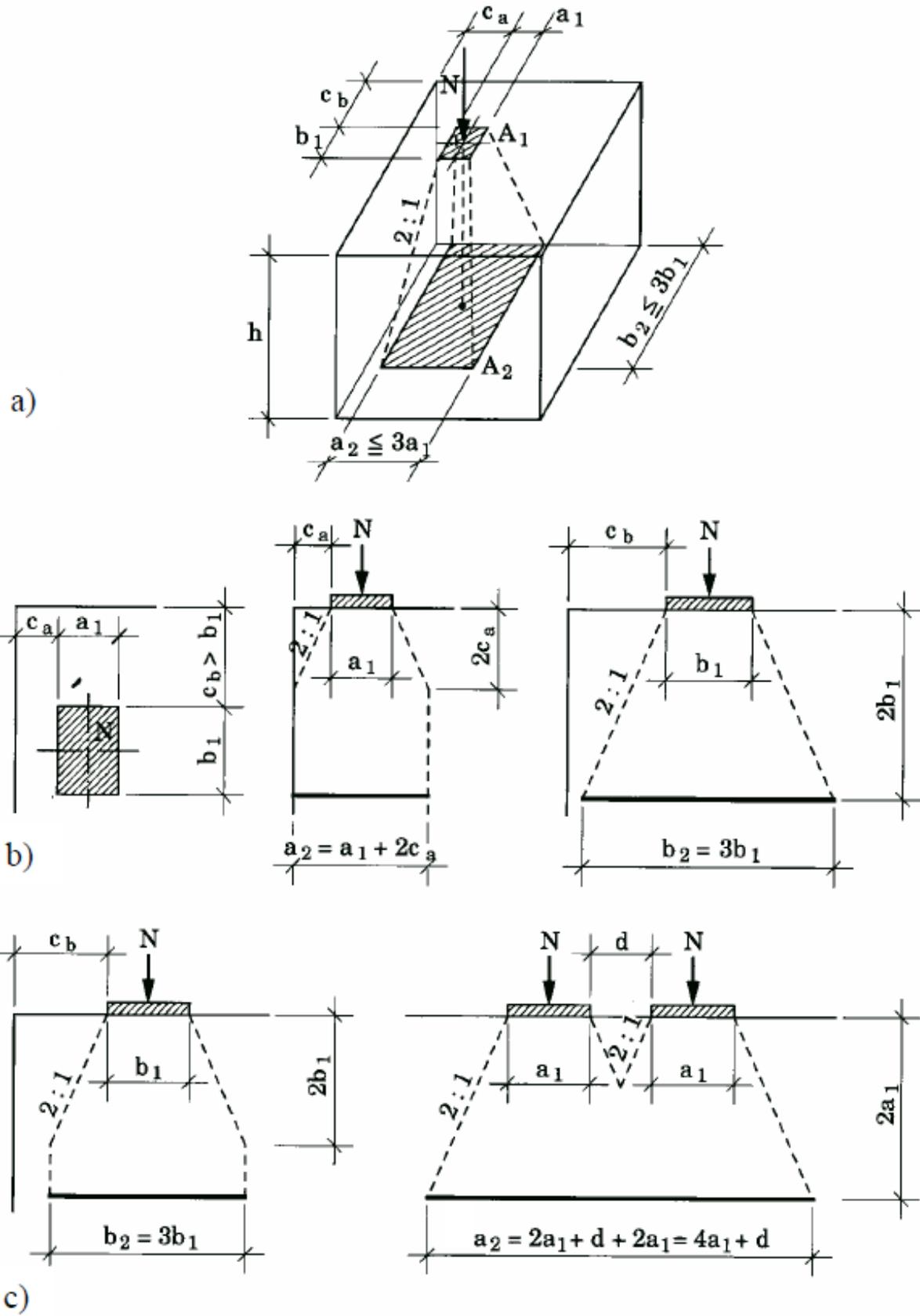


Figura 4.11 – Espreadimento das tensões de compressão: a) distante da borda de concreto; b) próximo à borda de concreto; c) próximo a outro carregamento. [Fonte: FIB (2008)]

O desvio de tensões devido ao espreiamento ocasiona o surgimento de tração lateral, como é possível observar na Figura 4.12.

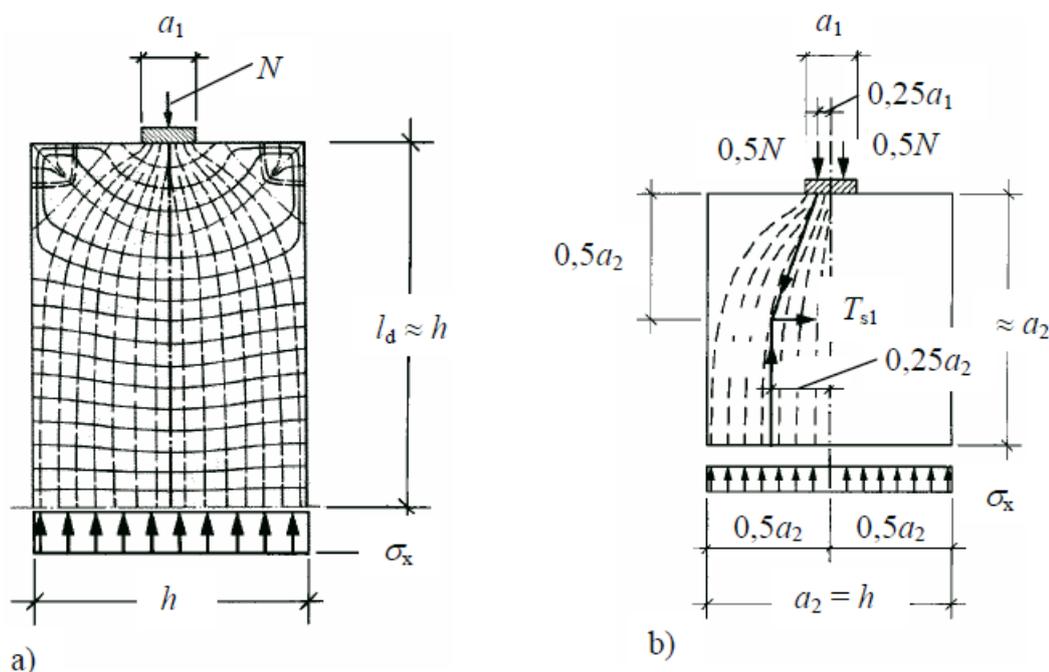


Figura 4.12 – Tensões em elemento de concreto solicitado à carga centrada. [Fonte: Leonhardt (1975)]

O Eurocode 2 sugere algumas verificações para determinar a necessidade de armadura para resistir às tensões de tração laterais. Para essa verificação são consideradas a intensidade da força de compressão (N) e a espessura do painel (h):

Se $N \leq 0,5 \cdot h \cdot f_{cd}$, não há necessidade de armadura;

Se $0,5 \cdot h \cdot f_{cd} < N \leq 0,6 \cdot h \cdot f_{cd}$, deve-se armar conforme a Figura 4.13 com $\phi \geq 6$ mm e com espaçamento (s) igual ao menor valor entre a espessura e 200 mm.

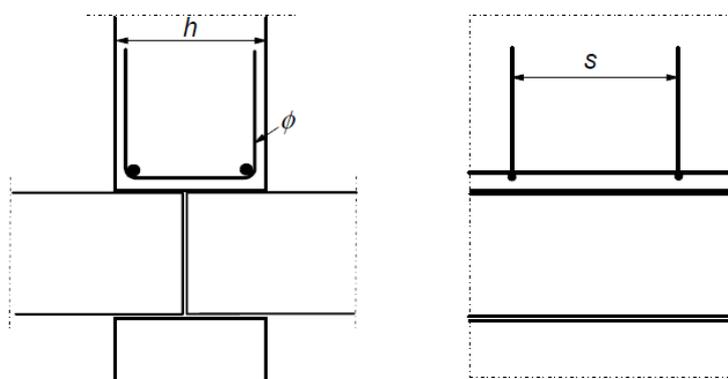


Figura 4.13 – Detalhe da armadura em painéis para resistir às tensões de tração laterais. [Fonte: Eurocode 2]

Caso o esforço de compressão ultrapasse os limites citados, deve-se dimensionar a armadura para resistir o esforço de tração, que pode ser determinado a partir da equação:

$$T_{s1} = 0,25 \cdot N \left[\frac{(1 - a_1)}{a_2} \right] \quad (4.8)$$

Para casos em que ocorram excentricidades da força de compressão em relação ao eixo da peça, uma parcela adicional (T_{s2}) é incorporada aos esforços:

$$T_{s2} = 0,015 \cdot N \left[1 - \left(\frac{2e}{h} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \quad (4.9)$$

e é a excentricidade do carregamento. Portanto, a força de tração solicitante será:

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

Com a força de tração encontrada pode-se determinar a área de aço necessária para resistir a esta tensão, pela Equação 4.10.

$$A_s \geq \frac{T_s}{f_{yd}} \quad (4.10)$$

f_{yd} é a resistência de cálculo da armadura à tração.

5 CÁLCULO DA ARMADURA

Mesmo que o painel não apresente fissuras, o ACI 318-08 recomenda a utilização de armadura mínima (Equação 5.1), que equivale a 0,1% da área bruta da seção e deve ser disposta tanto na vertical quanto na horizontal:

$$A_{s,\min} = \frac{0,1}{100} \cdot \frac{A}{l} \quad (5.1)$$

Para verificar se a armadura mínima é suficiente para resistir aos esforços solicitados, foi desenvolvida uma rotina para verificação da seção por flexão composta normal. Se a armadura mínima for insuficiente, uma área de aço maior é adotada e é realizada a verificação novamente. O processo é repetido até encontrar a armadura adequada; caso não seja encontrada a armadura, o painel não pode ser dimensionado.

5.1 VERIFICAÇÃO POR FLEXÃO COMPOSTA NORMAL

O PCI (2010) assume que os painéis estão trabalhando de forma independente e, portanto, só se faz necessário verificar o elemento quanto à flexão composta normal. Para o momento na direção de maior inercia do painel, momento resultante das forças horizontais, é encontrada qual seria a força vertical que causaria esse momento e ela é acrescida aos carregamentos permanentes que atuam sobre os painéis. Desta forma são considerados os momentos devidos aos esforços horizontais.

A verificação quanto ao estado-limite último (ELU) se faz por meio do diagrama de interação, que é a curva de envoltória resistente. Se um ponto, representado pelo momento fletor e pela força normal solicitante de cálculo, se encontrar dentro do

diagrama, a segurança estará garantida, uma vez que os esforços solicitantes são inferiores aos resistentes.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, as hipóteses de deformações para peças no estado limite último (ELU) constituem-se na reta a, nos domínios 1 a 5 e na reta b (Figura 5.1). A partir dessas hipóteses, podem-se encontrar as coordenadas do diagrama de interação impondo as deformações no aço e no concreto previstas nos domínios para o ELU.

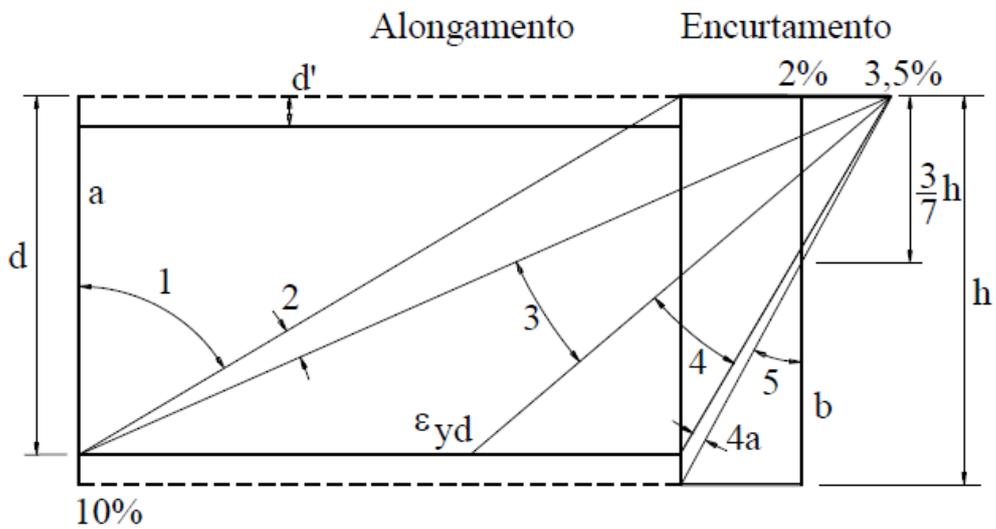


Figura 5.1 – Domínios de deformação na ruína.

Para cada seção deformada, calculam-se a força no concreto comprimido (R_c) e as forças nas armaduras de aço (R_s e R'_s) respeitando os diagramas de tensão-deformação do concreto e do aço. A Figura 5.2 indica o caso de uma seção retangular.

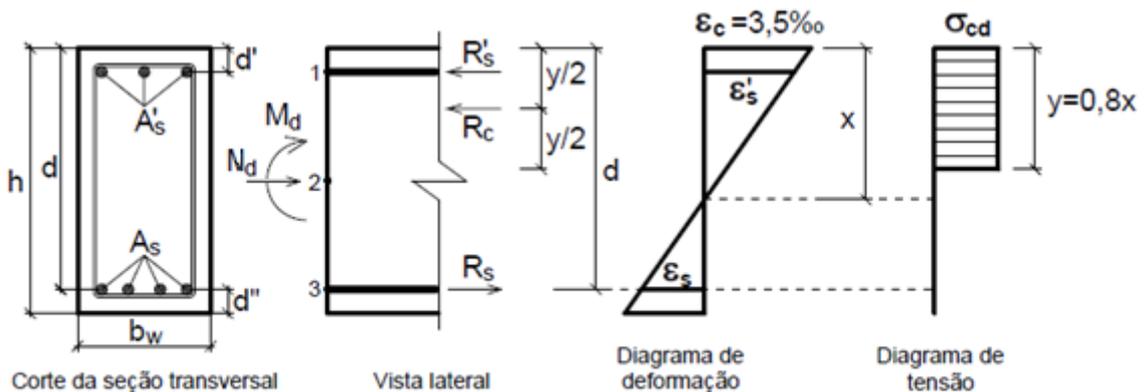


Figura 5.2 —Seção retangular submetida a flexão composta.

Para seção retangular, em que a linha neutra é perpendicular ao plano de simetria, os esforços resistentes N_R e M_R podem ser encontrados pelas seguintes expressões (VENTURINI e RODRIGUES, 1987):

$$N_R = R_c + \sum_{i=1}^n R_{si} \quad (5.2)$$

$$M_R = M_c + \sum_{i=1}^n R_{si} \cdot y_{si} \quad (5.3)$$

Nessas equações, n é o número de barras da armadura, R_c a resultante de compressão no concreto e M_c o momento fletor resultante da tensão de compressão no concreto. R_c e M_c podem ser escritos como mostram as Equações 5.4 e 5.5.

$$R_c = \int_{A_c} \sigma_c dA \quad (5.4)$$

$$M_c = \int_{A_c} y \cdot \sigma_c dA \quad (5.5)$$

Escrevendo as resultantes dos esforços nas armaduras em função da tensão e da área, e como se trata também de uma seção retangular, as Equações 5.2 e 5.3 podem ser reescritas da seguinte forma:

$$N_R = b_w \cdot \int_{-h/2}^{y_0} \sigma_c dy + \sum_{i=1}^N \sigma_{si} \cdot A_{si} \quad (5.6)$$

$$M_R = b_w \cdot \int_{-h/2}^{y_0} \sigma_c dy + \sum_{i=1}^N y_{si} \cdot \sigma_{si} \cdot A_{si} \quad (5.7)$$

As Equações 5.6 e 5.7 possibilitam calcular os esforços resistentes, dependendo apenas da altura da linha neutra (y_0) e das tensões atuantes no concreto e nas

armaduras. Assim, torna-se possível verificar uma seção de concreto armado para qualquer altura da linha neutra.

Com base nessas equações, foi desenvolvida uma rotina para a verificação de elementos de concreto submetidos a flexão composta normal. Encontrados os valores de N_R e M_R , foi desenhado o diagrama de interação a partir de uma aproximação polinomial de grau n , em que n é o grau do polinômio que mais se aproxima dos valores calculados. A seguir serão apresentados alguns exemplos realizados para verificar elementos com seções diferentes.

Para estes exemplos, foram adotados compressão e encurtamento como negativos, enquanto que tração e alongamento são positivos, além de f_{ck} de 30 MPa, aço CA-50 e d' igual a 4 cm.

5.2 EXEMPLO 1

Neste exemplo foi considerado um pilar com 30 cm de base, 60 cm de altura, três barras de 16 mm alojadas na face superior e três na inferior (Figura 5.3), força normal de compressão de 2500 kN e momento fletor de 150 kN.m. Os resultados obtidos são mostrados nas Tabelas 5.1 e 5.2.

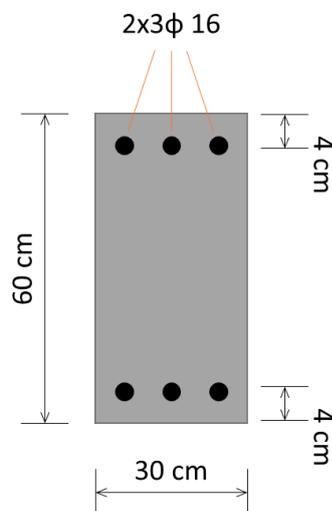


Figura 5.3 – Ilustração da seção usada no exemplo 1.

Com os valores das resultantes N_R e M_R apresentados nas Tabelas 5.1 e 5.2, pode-se ver na Figura 5.4 a envoltória resistente, representada por uma curva aproximada, além da força normal e do momento fletor de cálculo atuante no pilar. Como se pode observar, os esforços atuantes estão dentro da zona de segurança, abaixo da curva envoltória. Portanto, a seção resiste a esse carregamento.

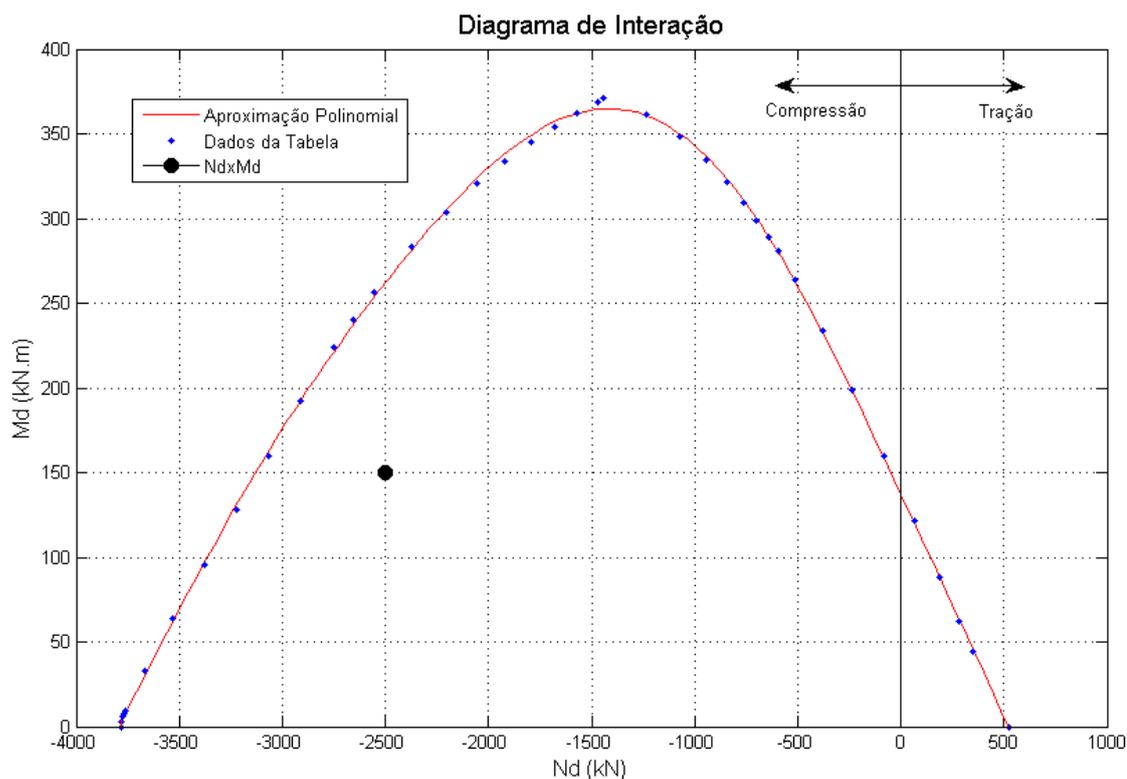


Figura 5.4 – Diagrama de interação N_d x M_d do pilar com seção 30x60.

Tabela 5.1 – Posições da linha neutra, deformações, tensões e esforços: domínios 1, 2.

Domínios	y (m)	ϵ_c (‰)	ϵ_{s1} (‰)	ϵ_{s2} (‰)	σ_{s1} (kN/cm ²)	σ_{s2} (kN/cm ²)	N_R (kN)	M_R (kN.m)
Domínio 1	-	10,00	10,00	10,00	43,48	43,48	524,51	0,00
	-2,24	8,00	10,00	8,14	43,48	43,48	524,51	0,00
	-0,84	6,00	10,00	6,29	43,48	43,48	524,51	0,00
	-0,37	4,00	10,00	4,43	43,48	43,48	524,51	0,00
	-0,14	2,00	10,00	2,57	43,48	43,48	524,51	0,00
	0,00	0,00	10,00	0,71	43,48	15,00	352,73	44,66
Domínio 2	0,02	-0,44	10,00	0,31	43,48	6,47	285,24	62,73
	0,05	-0,88	10,00	-0,10	43,48	-2,06	188,26	88,96
	0,06	-1,31	10,00	-0,50	43,48	-10,59	65,22	121,86
	0,08	-1,75	10,00	-0,91	43,48	-19,13	-80,98	160,21
	0,10	-2,19	10,00	-1,32	43,48	-27,66	-234,10	199,01
	0,12	-2,63	10,00	-1,72	43,48	-36,19	-380,18	234,35
	0,13	-3,06	10,00	-2,13	43,48	-43,48	-512,44	264,79

Tabela 5.2 – Posições da linha neutra, deformações, tensões e esforços: domínios 3, 4 e 5.

Domínios	y (m)	ε_c (‰)	ε_{s1} (‰)	ε_{s2} (‰)	σ_{s1} (kN/cm ²)	σ_{s2} (kN/cm ²)	N _R (kN)	M _R (kN.m)
Domínio 3	0,15	-3,50	10,00	-2,54	43,48	-43,48	-595,00	281,28
	0,16	-3,50	9,00	-2,61	43,48	-43,48	-642,60	289,97
	0,17	-3,50	8,00	-2,68	43,48	-43,48	-698,48	299,62
	0,19	-3,50	7,00	-2,75	43,48	-43,48	-765,00	310,34
	0,21	-3,50	6,00	-2,82	43,48	-43,48	-845,53	322,19
	0,23	-3,50	5,00	-2,89	43,48	-43,48	-945,00	335,13
	0,26	-3,50	4,00	-2,96	43,48	-43,48	-1071,00	348,83
	0,30	-3,50	3,00	-3,04	43,48	-43,48	-1235,77	362,19
Domínio 4	0,35	-3,50	2,07	-3,10	43,48	-43,48	-1442,00	371,66
	0,36	-3,50	2,00	-3,11	42,00	-43,48	-1469,37	369,79
	0,37	-3,50	1,75	-3,13	36,75	-43,48	-1570,58	362,69
	0,39	-3,50	1,50	-3,14	31,50	-43,48	-1678,75	354,64
	0,41	-3,50	1,25	-3,16	26,25	-43,48	-1794,97	345,31
	0,44	-3,50	1,00	-3,18	21,00	-43,48	-1920,59	334,27
	0,46	-3,50	0,75	-3,20	15,75	-43,48	-2057,25	320,92
	0,49	-3,50	0,50	-3,21	10,50	-43,48	-2207,05	304,43
	0,52	-3,50	0,25	-3,23	5,25	-43,48	-2372,59	283,64
	0,56	-3,50	0,00	-3,25	0,00	-43,48	-2557,25	256,89
Domínio 5	0,60	-3,50	-0,23	-3,27	-4,90	-43,48	-2750,74	224,43
	0,65	-3,31	-0,45	-3,11	-9,54	-43,48	-2910,14	192,28
	0,71	-3,13	-0,68	-2,95	-14,18	-43,48	-3068,75	160,13
	0,81	-2,94	-0,90	-2,79	-18,81	-43,48	-3226,08	128,00
	0,94	-2,75	-1,12	-2,63	-23,45	-43,48	-3381,18	95,93
	1,17	-2,56	-1,34	-2,48	-28,09	-43,48	-3531,82	64,07
	1,63	-2,38	-1,56	-2,32	-32,73	-43,48	-3671,31	33,11
	3,00	-2,19	-1,78	-2,16	-37,36	-43,48	-3766,19	9,59
	3,91	-2,14	-1,83	-2,12	-38,52	-43,48	-3773,18	7,77
	5,74	-2,09	-1,89	-2,08	-39,68	-43,48	-3780,18	5,95
	11,23	-2,05	-1,94	-2,04	-40,84	-42,83	-3783,27	3,12
	-	-2,00	-2,00	-2,00	-42,00	-42,00	-3785,25	0,00

Apresentam-se nas Tabelas 5.3 e 5.4 os erros relativos entre o M_R aproximado e o calculado, exceto para M_R calculado igual a zero, em que o erro resultaria infinito, o que não tem sentido.

Tabela 5.3 – Erro relativo entre o M_R aproximado e o calculado: domínios 1 e 2.

Domínios	N _R (kN)	M _R (kN.m) Calculado	M _R (kN.m) Aproximado	Erro Relativo (%)
Domínio 1	524,51	0,00	-0,16	-
	524,51	0,00	-0,16	-
	524,51	0,00	-0,16	-
	524,51	0,00	-0,16	-
	524,51	0,00	-0,16	-
	352,73	44,66	45,67	2,25

Domínios	N _R (kN)	M _R (kN.m) Calculado	M _R (kN.m) Aproximado	Erro Relativo (%)
Domínio 2	285,24	62,73	63,31	0,94
	188,26	88,96	88,61	-0,39
	65,22	121,86	120,73	-0,93
	-80,98	160,21	158,73	-0,92
	-234,10	199,01	197,70	-0,66
	-380,18	234,35	233,13	-0,52
	-512,44	264,79	262,92	-0,71

Tabela 5.4 – Erro relativo entre o M_R aproximado e o calculado: domínios 3 ao 5.

Domínios	N _R (kN)	M _R (kN.m)	M _d (kN.m)	Erro Relativo (%)
Domínio 3	-595,00	281,28	280,10	-0,42
	-642,60	289,97	289,43	-0,19
	-698,48	299,62	299,78	0,05
	-765,00	310,34	311,23	0,29
	-845,53	322,19	323,71	0,47
	-945,00	335,13	336,95	0,54
	-1071,00	348,83	350,10	0,36
	-1235,77	362,19	361,03	-0,32
	-1442,00	371,66	364,94	-1,81
Domínio 4	-1442,00	371,66	364,94	-1,81
	-1469,37	369,79	364,68	-1,38
	-1570,58	362,69	362,23	-0,13
	-1678,75	354,64	357,19	0,72
	-1794,97	345,31	349,25	1,14
	-1920,59	334,27	338,07	1,14
	-2057,25	320,92	323,31	0,74
	-2207,05	304,43	304,55	0,04
	-2372,59	283,64	281,33	-0,81
	-2557,25	256,89	252,93	-1,54
Domínio 5	-2750,74	224,43	220,74	-1,64
	-2910,14	192,28	192,34	0,04
	-3068,75	160,13	162,23	1,31
	-3226,08	128,00	130,32	1,82
	-3381,18	95,93	96,82	0,93
	-3531,82	64,07	62,59	-2,31
	-3671,31	33,11	30,10	-9,11
	-3766,19	9,59	8,20	-14,53
	-3773,18	7,77	6,61	-14,91
	-3780,18	5,95	5,03	-15,45
	-3783,27	3,12	4,34	38,97
-3785,25	0,00	3,89	-	

5.3 EXEMPLO 2

Neste exemplo foi considerada uma parede com 15 cm de espessura, 200 cm de largura, 13 fios de 5 mm alojados em cada face (Figura 5.5), força normal de compressão de 500 kN atuando sobre a parede e um momento fletor de 60 kN.m. Os resultados obtidos são mostrados nas Tabelas 5.5 e 5.6.

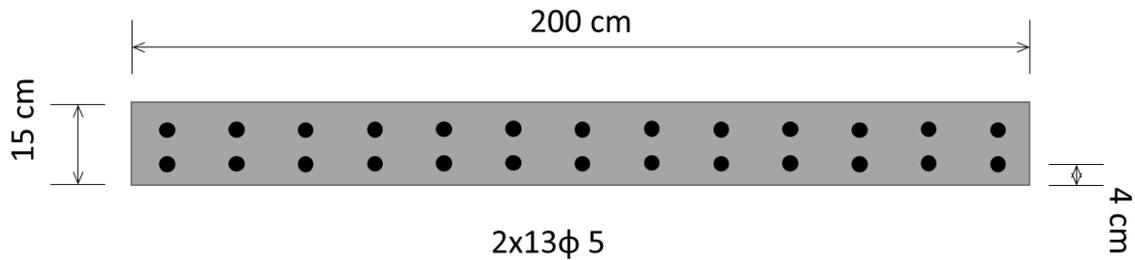


Figura 5.5 – Ilustração da seção usada no exemplo 2.

Tabela 5.5 – Posições da linha neutra, deformações, tensões e esforços: domínios 1, 2 e 3.

Domínios	y (m)	ε_c (‰)	ε_{s1} (‰)	ε_{s2} (‰)	σ_{s1} (kN/cm ²)	σ_{s2} (kN/cm ²)	N_R (kN)	M_R (kN.m)
Domínio 1	-	10,00	10,00	10,00	43,48	43,48	221,96	0,00
	-0,44	8,00	10,00	8,73	43,48	43,48	221,96	0,00
	-0,17	6,00	10,00	7,45	43,48	43,48	221,96	0,00
	-0,07	4,00	10,00	6,18	43,48	43,48	221,96	0,00
	-0,03	2,00	10,00	4,91	43,48	43,48	221,96	0,00
	0,00	0,00	10,00	3,64	43,48	43,48	221,96	0,00
Domínio 2	0,00	-0,44	10,00	3,36	43,48	43,48	200,96	1,54
	0,01	-0,88	10,00	3,08	43,48	43,48	141,36	5,81
	0,01	-1,31	10,00	2,80	43,48	43,48	47,62	12,33
	0,02	-1,75	10,00	2,52	43,48	43,48	-76,44	20,75
	0,02	-2,19	10,00	2,24	43,48	43,48	-209,58	29,43
	0,02	-2,63	10,00	1,97	43,48	41,28	-339,09	37,27
Domínio 3	0,03	-3,06	10,00	1,69	43,48	35,44	-469,62	44,54
	0,03	-3,50	10,00	1,41	43,48	29,59	-592,65	51,04
	0,03	-3,50	9,00	1,05	43,48	21,95	-674,48	54,96
	0,03	-3,50	8,00	0,68	43,48	14,32	-767,15	59,30
	0,04	-3,50	7,00	0,32	43,48	6,68	-873,75	64,14
	0,04	-3,50	6,00	-0,05	43,48	-0,95	-998,69	69,56
	0,05	-3,50	5,00	-0,41	43,48	-8,59	-1148,45	75,67
	0,05	-3,50	4,00	-0,77	43,48	-16,23	-1332,94	82,52
0,06	-3,50	3,00	-1,14	43,48	-23,86	-1568,20	90,11	
0,07	-3,50	2,07	-1,47	43,48	-30,96	-1856,38	97,52	

Tabela 5.6 – Posições da linha neutra, deformações, tensões e esforços: domínios 4 e 5.

Domínios	y (m)	ε_c (‰)	ε_{s1} (‰)	ε_{s2} (‰)	σ_{s1} (kN/cm ²)	σ_{s2} (kN/cm ²)	N _R (kN)	M _R (kN.m)
Domínio 4	0,07	-3,50	2,07	-1,47	43,48	-30,96	-1856,38	97,52
	0,07	-3,50	2,00	-1,50	42,00	-31,50	-1885,70	97,94
	0,07	-3,50	1,75	-1,59	36,75	-33,41	-1995,04	99,40
	0,08	-3,50	1,50	-1,68	31,50	-35,32	-2113,50	100,76
	0,08	-3,50	1,25	-1,77	26,25	-37,23	-2242,49	101,96
	0,09	-3,50	1,00	-1,86	21,00	-39,14	-2383,79	102,91
	0,09	-3,50	0,75	-1,95	15,75	-41,05	-2539,57	103,51
	0,10	-3,50	0,50	-2,05	10,50	-42,95	-2712,53	103,57
	0,10	-3,50	0,25	-2,14	5,25	-43,48	-2902,58	102,74
	0,11	-3,50	0,00	-2,23	0,00	-43,48	-3116,34	100,72
Domínio 5	0,15	-3,50	-0,93	-2,57	-19,60	-43,48	-4259,22	70,44
	0,16	-3,31	-1,07	-2,50	-22,40	-43,48	-4485,42	59,82
	0,18	-3,13	-1,20	-2,43	-25,20	-43,48	-4710,29	49,20
	0,20	-2,94	-1,33	-2,35	-28,00	-43,48	-4933,03	38,60
	0,24	-2,75	-1,47	-2,28	-30,80	-43,48	-5152,06	28,02
	0,29	-2,56	-1,60	-2,21	-33,60	-43,48	-5363,66	17,52
	0,41	-2,38	-1,73	-2,14	-36,40	-43,48	-5556,66	7,40
	0,75	-2,19	-1,87	-2,07	-39,20	-43,48	-5675,33	0,38
	0,98	-2,14	-1,90	-2,05	-39,90	-43,12	-5676,19	0,29
	1,44	-2,09	-1,93	-2,04	-40,60	-42,74	-5677,02	0,19
	2,81	-2,05	-1,97	-2,02	-41,30	-42,37	-5677,86	0,10
-	-2,00	-2,00	-2,00	-42,00	-42,00	-5678,70	0,00	

A Figura 5.6 apresenta os valores das resultantes N_R e M_R mostrados nas Tabelas 5.5 e 5.6, a envoltória resistente e a força normal e o momento fletor de cálculo atuante na parede. Como se pode observar, os esforços atuantes estão fora da zona de segurança. Portanto, a seção não resiste a esse carregamento.

Apresentam-se nas Tabelas 5.7 e 5.8 os erros relativos entre o M_R aproximado e o calculado, exceto para M_R calculado igual a zero, em que o erro resultaria infinito, o que não tem sentido.

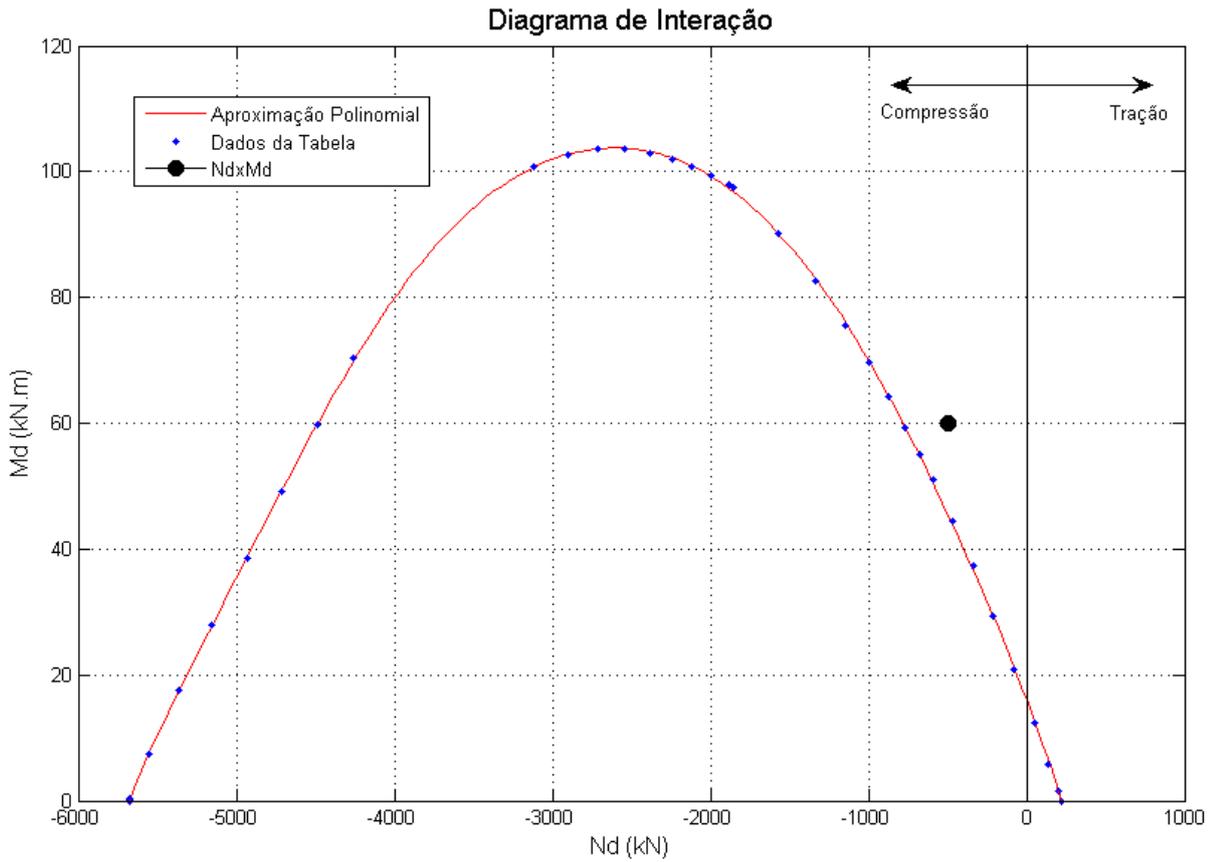


Figura 5.6 – Diagrama de interação da parede com seção 200x15.

Tabela 5.7 – Erro relativo entre o M_R aproximado e o calculado: domínios 1 e 2.

Domínios	N_R (kN)	M_R (kN.m) Calculado	M_R (kN.m) Aproximado	Erro Relativo (%)
Domínio 1	221,96	0,00	-0,11	-
	221,96	0,00	-0,11	-
	221,96	0,00	-0,11	-
	221,96	0,00	-0,11	-
	221,96	0,00	-0,11	-
	221,96	0,00	-0,11	-
Domínio 2	200,96	1,54	1,58	2,23
	141,36	5,81	6,17	6,16
	47,62	12,33	12,90	4,57
	-76,44	20,75	21,12	1,78
	-209,58	29,43	29,32	-0,38
	-339,09	37,27	36,84	-1,13
	-469,62	44,54	44,08	-1,03

Tabela 5.8 – Erro relativo entre o M_R aproximado e o calculado: domínios 3, 4 e 5.

Domínios	N_R (kN)	M_R (kN.m)	M_d (kN.m)	Erro Relativo (%)
Domínio 3	-592,84	51,04	50,60	-0,86
	-674,48	54,96	54,78	-0,32
	-767,15	59,30	59,36	0,11
	-873,75	64,14	64,40	0,42
	-998,69	69,56	69,99	0,62
	-1148,45	75,67	76,18	0,68
	-1332,94	82,52	82,97	0,54
	-1568,20	90,11	90,22	0,12
	-1856,38	97,52	96,90	-0,64
-1856,38	97,52	96,90	-0,64	
Domínio 4	-1885,70	97,94	97,44	-0,51
	-1995,04	99,40	99,27	-0,13
	-2113,50	100,76	100,88	0,12
	-2242,49	101,96	102,22	0,26
	-2383,79	102,91	103,21	0,28
	-2539,57	103,51	103,73	0,22
	-2712,53	103,57	103,65	0,08
	-2902,58	102,74	102,75	0,02
	-3116,34	100,72	100,73	0,00
	-4259,22	70,44	69,87	-0,80
Domínio 5	-4485,42	59,82	60,02	0,34
	-4710,29	49,20	49,50	0,60
	-4933,03	38,60	38,70	0,26
	-5152,06	28,02	27,95	-0,22
	-5363,66	17,52	17,42	-0,55
	-5556,66	7,40	7,25	-2,04
	-5675,33	0,38	0,32	-15,29
	-5676,19	0,29	0,27	-5,80
	-5677,02	0,19	0,22	14,29
	-5677,86	0,10	0,17	74,51
-5678,70	0,00	0,12	-	

5.4 EXEMPLO 3

Neste exemplo foi considerada uma parede com 12 cm de espessura, 200 cm de largura, 13 fios de 6,3 mm alojados no meio da seção, d' igual a 6 cm (Figura 5.7), força normal de compressão de 1000 kN atuando sobre a parede e um momento fletor de 35 kN.m. Os resultados obtidos são mostrados nas Tabelas 5.9 e 5.10.

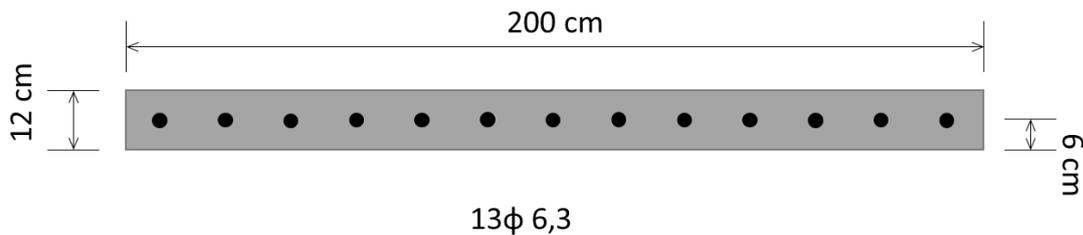


Figura 5.7 – Ilustração da seção usada no exemplo 3.

Tabela 5.9 – Posições da linha neutra, deformações, tensões e esforços: domínios 1, 2 e 3.

Domínios	y (m)	ϵ_c (‰)	ϵ_{s1} (‰)	σ_{s1} (kN/cm ²)	N_R (kN)	M_R (kN.m)
Domínio 1	-	10,00	10,00	43,48	176,19	0,00
	-0,240	8,00	10,00	43,48	176,19	0,00
	-0,090	6,00	10,00	43,48	176,19	0,00
	-0,040	4,00	10,00	43,48	176,19	0,00
	-0,015	2,00	10,00	43,48	176,19	0,00
	0,000	0,00	10,00	43,48	176,19	0,00
Domínio 2	0,003	-0,44	10,00	43,48	164,74	0,68
	0,005	-0,88	10,00	43,48	132,23	2,57
	0,007	-1,31	10,00	43,48	81,10	5,49
	0,009	-1,75	10,00	43,48	13,43	9,28
	0,011	-2,19	10,00	43,48	-59,19	13,25
	0,012	-2,63	10,00	43,48	-126,78	16,81
	0,014	-3,06	10,00	43,48	-189,84	20,02
Domínio 3	0,016	-3,50	10,00	43,48	-248,81	22,93
	0,017	-3,50	9,00	43,48	-282,81	24,54
	0,018	-3,50	8,00	43,48	-322,72	26,39
	0,020	-3,50	7,00	43,48	-370,24	28,54
	0,022	-3,50	6,00	43,48	-427,76	31,05
	0,025	-3,50	5,00	43,48	-498,81	34,01
	0,028	-3,50	4,00	43,48	-588,81	37,57
	0,032	-3,50	3,00	43,48	-706,50	41,87
	0,038	-3,50	2,07	43,48	-853,81	46,70

Tabela 5.10 – Posições da linha neutra, deformações, tensões e esforços: domínios 4 e 5.

Domínios	y (m)	ϵ_c (‰)	ϵ_{s1} (‰)	σ_{s1} (kN/cm ²)	N _R (kN)	M _R (kN.m)
Domínio 4	0,038	-3,50	2,07	43,48	-853,81	46,70
	0,038	-3,50	2,00	42,00	-872,98	47,10
	0,040	-3,50	1,75	36,75	-943,93	48,57
	0,042	-3,50	1,50	31,50	-1019,85	50,11
	0,044	-3,50	1,25	26,25	-1101,52	51,71
	0,047	-3,50	1,00	21,00	-1189,90	53,36
	0,049	-3,50	0,75	15,75	-1286,17	55,06
	0,053	-3,50	0,50	10,50	-1391,82	56,78
	0,056	-3,50	0,25	5,25	-1508,72	58,48
	0,060	-3,50	0,00	0,00	-1639,29	60,11
	0,090	-3,50	-1,17	-24,50	-2558,21	61,47
Domínio 5	0,120	-3,50	-1,75	-36,75	-3427,50	43,71
	0,130	-3,31	-1,78	-37,41	-3605,40	37,08
	0,143	-3,13	-1,81	-38,06	-3782,23	30,45
	0,161	-2,94	-1,84	-38,72	-3957,37	23,82
	0,189	-2,75	-1,88	-39,38	-4129,53	17,21
	0,234	-2,56	-1,91	-40,03	-4295,75	10,65
	0,326	-2,38	-1,94	-40,69	-4447,10	4,33
	0,600	-2,19	-1,97	-41,34	-4538,97	0,00
	0,783	-2,14	-1,98	-41,51	-4539,64	0,00
	1,149	-2,09	-1,98	-41,67	-4540,30	0,00
	2,246	-2,05	-1,99	-41,84	-4540,97	0,00
	-	-2,00	-2,00	-42,00	-4541,63	0,00

A Figura 5.8 mostra os valores das resultantes N_R e M_R apresentados nas Tabelas 5.9 e 5.10, a envoltória resistente representada por uma curva aproximada, a força normal e o momento fletor de cálculo atuante na parede. É possível notar que, assim como no exemplo 1, que a seção resiste aos esforços atuantes, uma vez que eles estão dentro da zona de segurança, abaixo da curva envoltória.

Apresentam-se nas Tabelas 5.11 e 5.12 os erros relativos entre o M_R aproximado e o calculado, exceto para M_R calculado igual a zero, em que o erro resultaria infinito, o que não tem sentido.

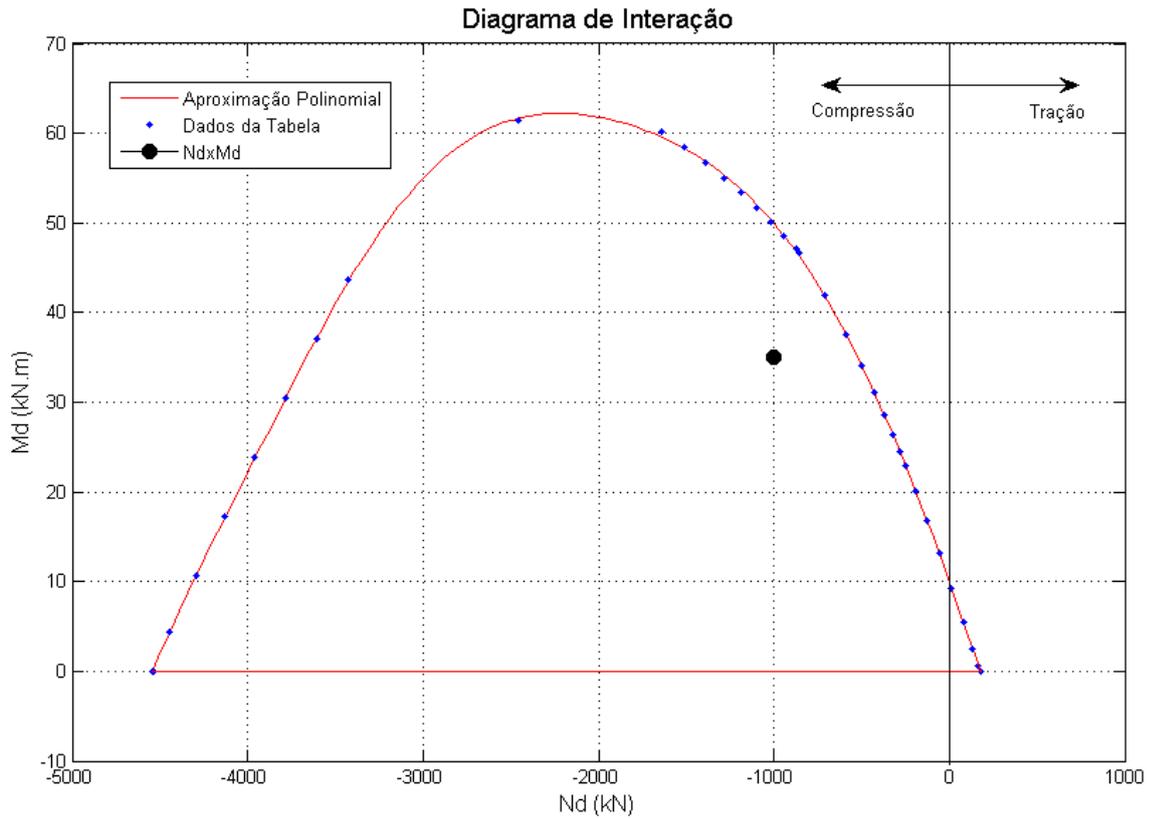


Figura 5.8 – Diagrama de interação da parede com seção 200x12.

Tabela 5.11 – Erro relativo entre o M_R aproximado e o calculado: domínios 1 e 2.

Domínios	N_R (kN)	M_R (kN.m) Calculado	M_R (kN.m) Aproximado	Erro Relativo (%)
Domínio 1	176,19	0,00	0,02	-
	176,19	0,00	0,02	-
	176,19	0,00	0,02	-
	176,19	0,00	0,02	-
	176,19	0,00	0,02	-
	176,19	0,00	0,02	-
Domínio 2	164,74	0,68	0,67	-0,43
	132,23	2,57	2,54	-1,20
	81,10	5,49	5,44	-0,85
	13,43	9,28	9,22	-0,67
	-59,19	13,25	13,18	-0,50
	-126,78	16,81	16,77	-0,26
	-189,84	20,02	20,01	-0,06

Tabela 5.12 – Erro relativo entre o M_R aproximado e o calculado: domínios 3, 4 e 5.

Domínios	N_R (kN)	M_R (kN.m)	M_d (kN.m)	Erro Relativo (%)
Domínio 3	-248,81	22,93	22,94	0,07
	-282,81	24,54	24,59	0,19
	-322,72	26,39	26,47	0,30
	-370,24	28,54	28,65	0,39
	-427,76	31,05	31,18	0,43
	-498,81	34,01	34,14	0,38
	-588,81	37,57	37,64	0,19
	-706,50	41,87	41,77	-0,25
	-853,81	46,70	46,23	-1,00
Domínio 4	-853,81	46,70	46,23	-1,00
	-872,98	47,10	46,76	-0,73
	-943,93	48,57	48,60	0,05
	-1019,85	50,11	50,39	0,56
	-1101,52	51,71	52,12	0,80
	-1189,90	53,36	53,79	0,80
	-1286,17	55,06	55,38	0,58
	-1391,82	56,78	56,88	0,18
	-1508,72	58,48	58,28	-0,34
	-1639,29	60,11	59,57	-0,89
	-2558,21	61,47	61,68	0,34
Domínio 5	-3427,50	43,71	43,42	-0,67
	-3605,40	37,08	37,22	0,38
	-3782,23	30,45	30,59	0,47
	-3957,37	23,82	23,82	0,01
	-4129,53	17,21	17,14	-0,38
	-4295,75	10,65	10,63	-0,16
	-4447,10	4,33	4,34	0,08
	-4538,97	0,00	0,07	-
	-4539,64	0,00	0,04	-
	-4540,30	0,00	0,00	-
	-4540,97	0,00	-0,03	-

Por fim, com base nas Tabelas 5.3, 5.4, 5.7, 5.8, 5.11 e 5.12, observa-se que os resultados obtidos em geral apresentam erros relativos pequenos. Entretanto, em alguns casos do domínio 5, apareceram valores superiores a 10%, contudo, nesses casos, o erro absoluto tem pouca intensidade. Portanto foi assumido que se trata de um erro numérico aceitável e pode-se concluir que a curva aproximada representa bem a envoltória resistente.

6 PROGRAMA COMPUTACIONAL

O programa foi desenvolvido com o intuito de auxiliar engenheiros no dimensionamento de paredes de concreto pré-moldado, usando o modelo de pórtico tridimensional, e é composto basicamente das três etapas: pré-processamento, processamento e pós-processamento.

O código foi desenvolvido em MATLAB[®], que foi escolhido pela familiaridade do autor com essa linguagem e pelo fato do MATLAB[®] disponibilizar um ambiente para o desenvolvimento de GUI (*Graphical User Interface*). A interface gráfica foi elaborada para tornar a entrada de dados intuitiva, para visualizar os resultados de maneira organizada e simples.

Para realizar o processamento do modelo de pórtico tridimensional foi usado o programa comercial SAP 2000[®] versão 16. O SAP 2000[®] permite que algumas linguagens computacionais se comuniquem com ele por meio do API (*Application Programming Interface*), com base em funções pré-definidas. Sendo assim, foi possível fazer um código computacional para definir os materiais, as combinações, as condições de apoio, gerar o modelo, lançar as cargas, processar e obter os resultados utilizando o MATLAB[®], não sendo necessário qualquer conhecimento do funcionamento do SAP 2000[®], por parte do usuário.

A Figura 6.1 mostra um organograma em ordem hierárquica das etapas existentes no programa. A primeira etapa é a definição dos critérios, na qual são inseridas as características do edifício, as propriedades do concreto e das juntas, as características da fase transitória, os parâmetros para o cálculo da força de arrasto e as combinações de cálculo adotadas.

Em seguida é iniciado o lançamento das paredes. Nesta etapa todas as paredes são inseridas de acordo com a arquitetura, além de informar se as paredes apresentam janelas ou porta, se é de fachada ou interna e se tem espessura diferenciada.

Posteriormente é feita a modelagem automática, processamento e aquisição dos resultados a partir do SAP 2000® para o MATLAB®. Por fim é realizado o dimensionamento das paredes portantes, e os resultados são expostos na forma de relatórios em arquivos de texto e na interface do próprio programa. No apêndice exposto neste trabalho encontra-se um manual com maiores detalhes sobre o programa.

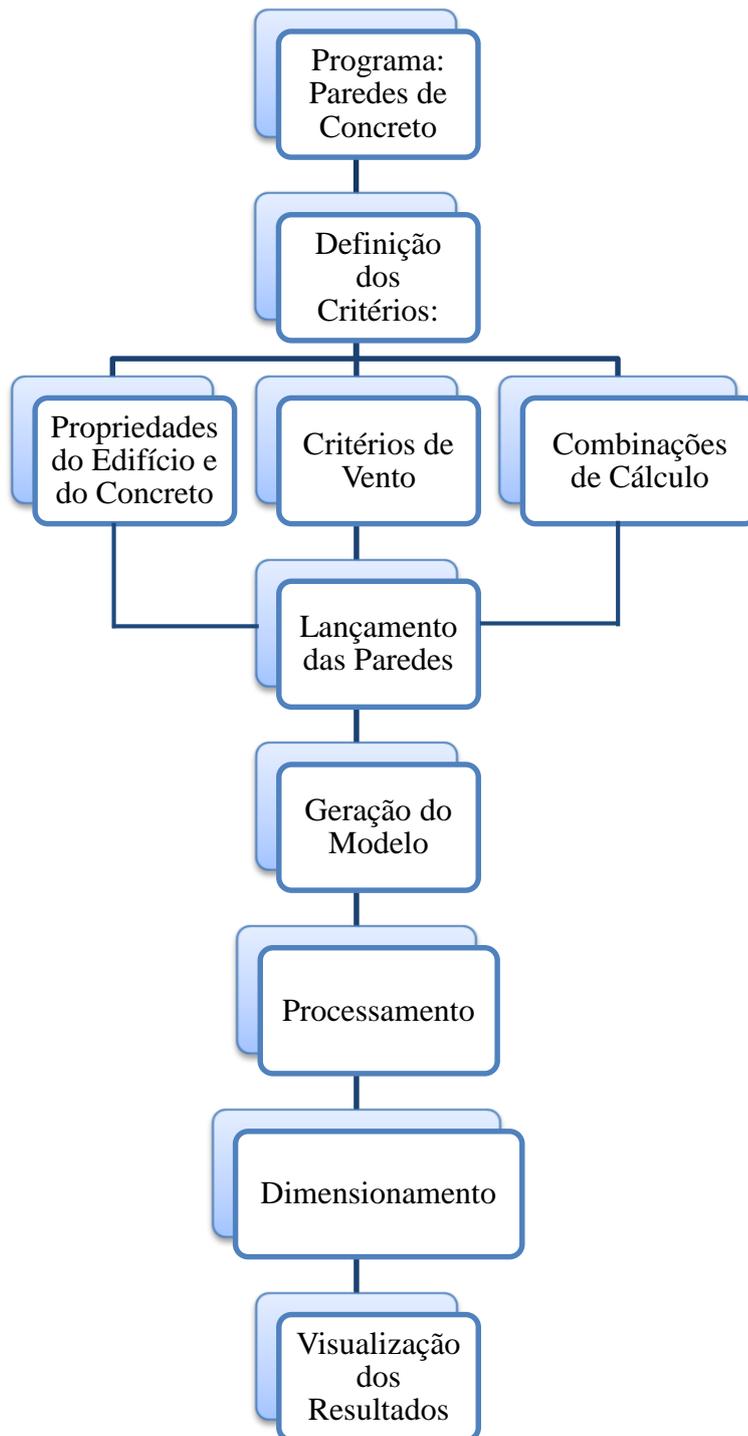


Figura 6.1 – Organograma do programa desenvolvido.

7 RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os exemplos e as análises realizadas com o programa desenvolvido.

No primeiro exemplo foi analisado um edifício com paredes portantes pré-moldadas com sete pavimentos, e uma parede foi dimensionada utilizando os equacionamentos mostrados no Capítulo 3.

No segundo exemplo foram comparados os deslocamentos de topo e o somatório das cargas na fundação, entre um edifício constituído por concreto leve com perolas de EPS (CLE) e por concreto armado comum (CAC). A comparação é realizada enquanto se eleva o número de pavimentos.

No terceiro exemplo foi verificada a influência da transferência de esforços de cisalhamento pelas juntas verticais no deslocamento de topo, à medida que se aumenta o número de pavimentos.

7.1 CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO

Para a realização das análises foi utilizado o mesmo edifício usado por Ferreira (2013), edifício modelado com a finalidade de atender as obras do PAC (Programa de Aceleração do Crescimento).

O edifício possui pé-direito de 2,70 m (piso a piso) em todos os seus sete pavimentos, sendo todos idênticos. A Figura 7.1 apresenta a planta baixa do edifício que é constituído por paredes com funções estruturais (representadas em preto) e paredes com a função de fechamento de ambiente (representadas em azul). Apenas as paredes com função estrutural foram modeladas e dimensionadas. Para todas as outras foi considerado somente o peso próprio.

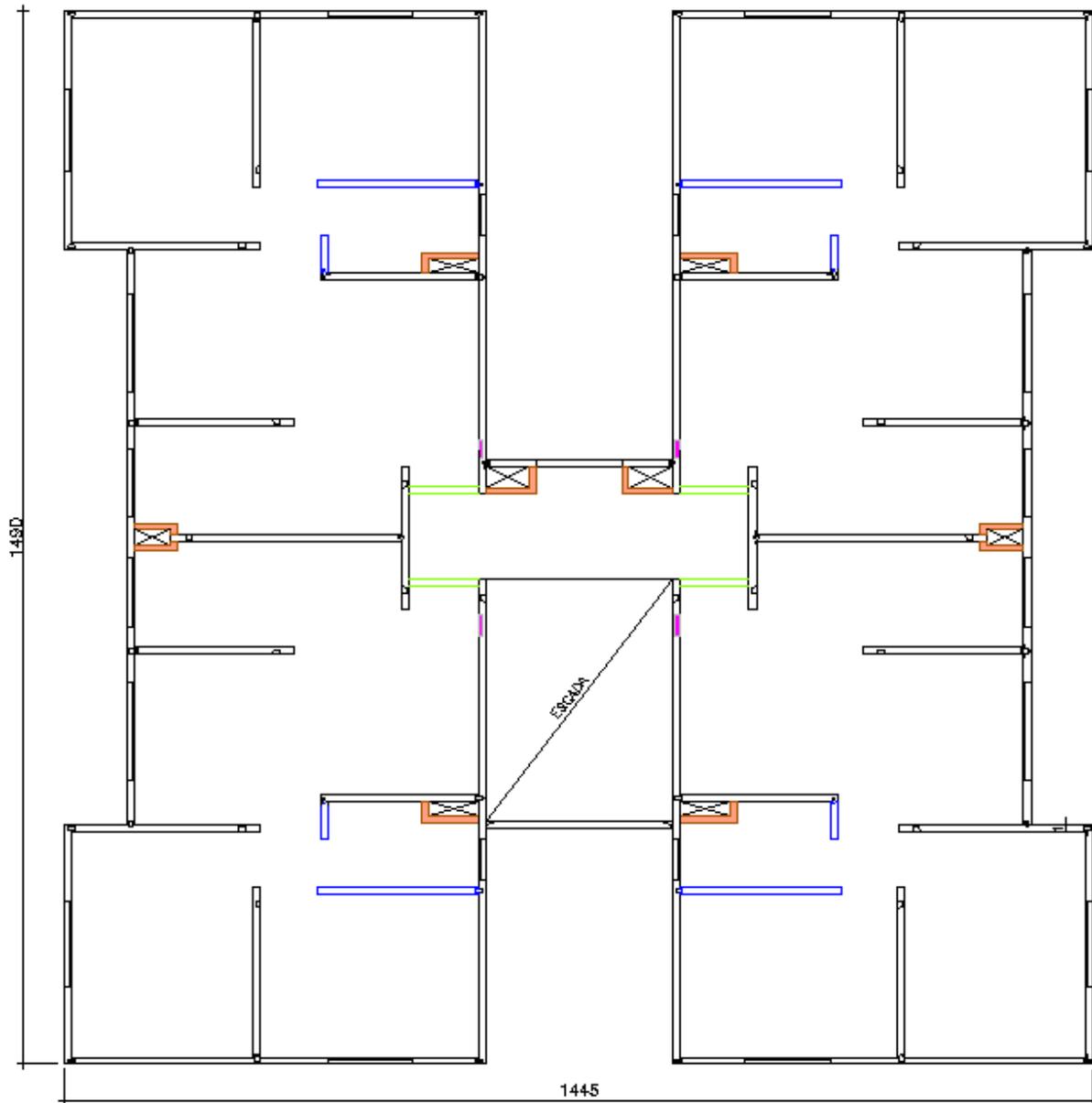


Figura 7.1 – Planta baixa do edifício estudado.

O edifício possui quatro apartamentos por andar e um eixo de simetria. As Figuras 7.2 e 7.3 apresentam as informações de um apartamento (cotas, janelas, área dos cômodos) e da região da escada, respectivamente.

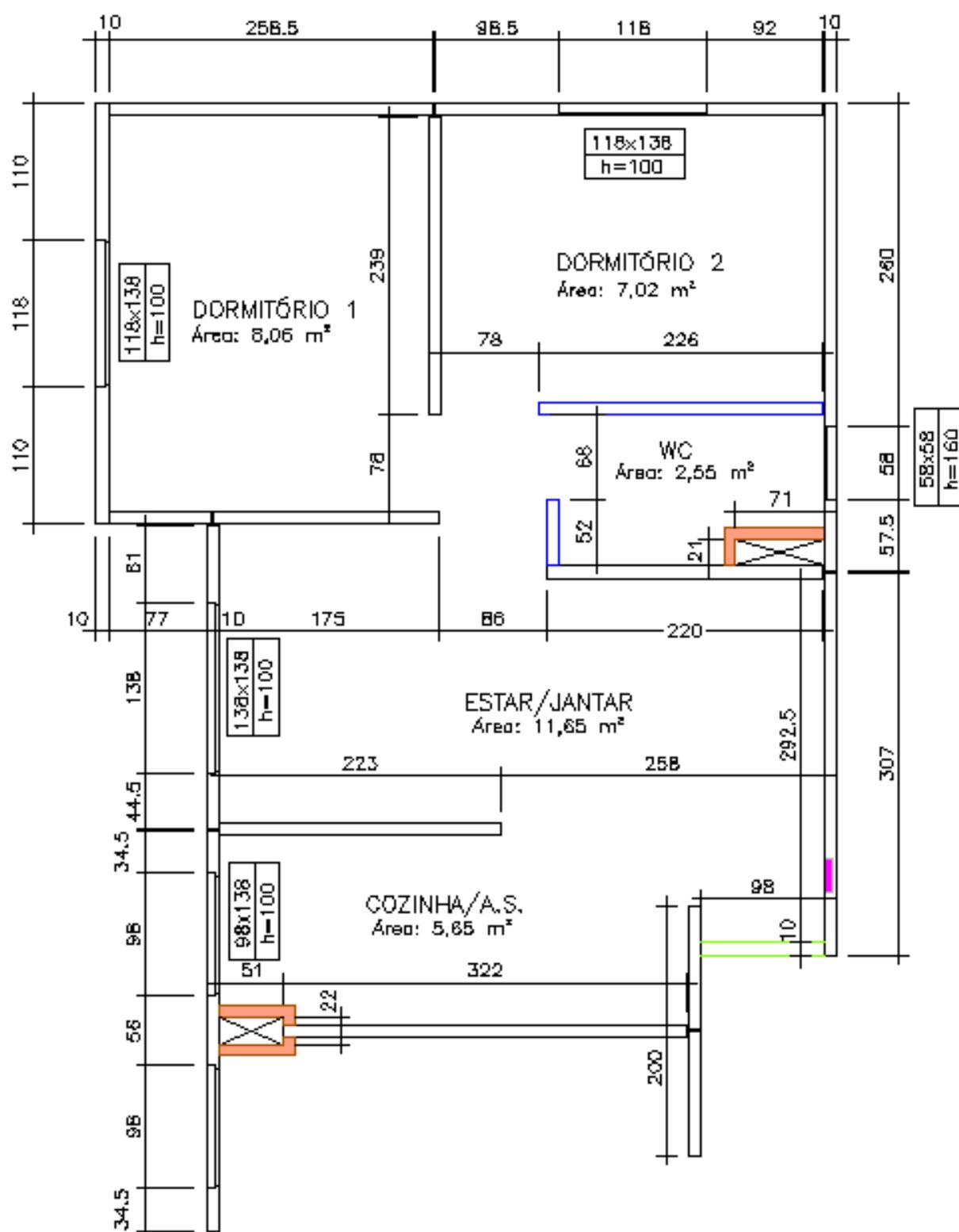


Figura 7.2 – Detalhes de um apartamento.

7.2 CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

Algumas considerações foram feitas para o desenvolvimento do modelo de pórtico tridimensional:

- a) A fundação é rígida, e os apoios são considerados engastados;
- b) As lajes atuam como diafragma rígido;
- c) O vento é definido apenas nas direções principais, com 0° , 90° , 180° e 270° ;
- d) Todos os pavimentos são iguais ao pavimento tipo;

7.2.1 Propriedades dos materiais

Foram usados dois tipos de concreto nos exemplos, o concreto armado comum (CAC) e o concreto leve com EPS (CLE). As propriedades foram mantidas e a Tabela 7.2 mostra as propriedades dos concretos usados: resistência à compressão (f_{ck}), resistência à compressão no dia da desmoldagem (f_{ck8h}), peso específico concreto (γ_c), módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson (ν), fator de redução da resistência do concreto usado para concreto leve (λ), a diferença entre as temperaturas interna e externa (ΔT) e o coeficiente de dilatação térmica (C).

Tabela 7.2 – Propriedades do CAC e CLE.

Propriedade	CAC	CLE
f_{ck} (MPa)	25	14
f_{ck8h} (MPa)	12	6
γ_c (kN/m ³)	25	13
E (GPa)	24	10
ν	0,2	0,2
λ	-	0,75
ΔT (°C)	10	10
C (°C ⁻¹)	10^{-5}	10^{-5}

Para o aço foram usadas telas soldadas com resistência característica de escoamento de 600 MPa e módulo de elasticidade de 210 GPa.

Foi assumido que as lajes têm espessura de 10 cm, e que são compostas pelo mesmo concreto utilizado nos painéis. E estão atuando sobre elas carga permanente de 1,0 kN/m² e carga acidental de 1,5 kN/m². A Tabela 7.3 apresenta os valores dos carregamentos resultantes das lajes sobre os painéis. Para simplificar, foi admitida a simetria do edifício. Os valores apresentados foram obtidos com auxílio do software TQS.

Tabela 7.3 – Carregamentos resultante das lajes atuantes sobre os painéis.

	CAC		CLE	
	Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)	Perm. (kN/m)	Acid. (kN/m)
P1=P11=P24=P34	1,6	0,7	1,1	0,7
P2=P12=P25=P35	1,9	0,8	1,2	0,8
P3=P13=P26=P36	2,7	1,5	2,0	1,5
P4=P27	5,6	2,4	3,7	2,4
P5=P15=P28=P38	2,0	0,9	1,3	0,9
P6=P16=P29=P39	3,6	1,5	2,4	1,5
P7=P17=P30=P40	1,0	0,4	0,6	0,4
P8=P18=P31=P41	9,0	3,8	6,0	3,8
P9=P19=P32=P42	11,9	5,9	8,3	5,9
P10=P20=P33=P43	13,7	7,1	9,8	7,1
P14=P37	9,8	4,2	6,4	4,2
P21=P44	0,9	0,4	0,6	0,4
P22=P45	11,2	5,3	7,6	5,3
P23=P46	4,5	1,9	3,0	1,9
P47	1,3	0,5	0,8	0,5
P48	1,9	1,1	1,5	1,1

7.2.4 Ações horizontais

A Tabela 7.4 mostra os valores adotados para determinação da força estática proveniente do vento, segundo a ABNT NBR 6123:1988.

A Tabela 7.5 apresenta os valores calculados para se chegar à força de arrasto para 0° e 90°, usando os valores adotados na Tabela 7.4, em um edifício com sete pavimentos. Para determinação do fator S_2 os valores dos parâmetros b , F_r e p foram definidos segundo descreve a ABNT NBR 6123:1988. A velocidade característica (v_k), a pressão dinâmica (q) e a força de arrasto do vento nas direções 0° e 90° ($F_{0°}$ e $F_{90°}$) foram calculadas conforme citado no Tópico 2.6.4.

Tabela 7.4 – Valores usados para encontrar a força do vento.

V₀ (m/s)	40
S₁	1,0
S₃	1,0
Categoria	IV
Classe	A
S₃	1,0
b	0,86
F_r	1,00
p	0,12
L_{0°}	14,45
L_{90°}	14,90
Turbulência	Baixa
C_a (direção 0°)	1,14
C_a (direção 90°)	1,10

Tabela 7.5 – Forças de arrasto para direção 0° e 90°.

z(m)	S₂	V_k (m/s)	q (kN/m²)	F_{0°} (kN)	F_{90°} (kN)
2,7	0,74	29,40	0,53	24,30	22,74
5,4	0,80	31,95	0,63	28,70	26,85
8,1	0,84	33,54	0,69	31,63	29,60
10,8	0,87	34,72	0,74	33,89	31,71
13,5	0,89	35,66	0,78	35,75	33,46
16,2	0,91	36,45	0,81	37,35	34,95
18,9	0,93	37,13	0,85	19,38	18,14

7.2.5 Combinações

As condições usais de segurança determinam que os esforços resistentes devem ser maiores ou iguais aos esforços solicitantes. Os esforços solicitantes são definidos a partir de combinações que majoram os carregamentos atuantes e consideram estatisticamente a possibilidade de sua ação simultânea. As combinações foram consideradas segundo as recomendações da ABNT NBR 6118:2014.

Para Estado Limite Último (ELU), combinação normal:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad (7.1)$$

F_d é o valor de cálculo das ações para combinação no ELU;

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como principal;

$\psi_{0j}F_{Qj,k}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

Para Estado Limite de Serviço (ELS), combinação frequente:

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (7.2)$$

$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinação no ELU;

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como principal;

ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;

ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

7.2.6 Estabilidade Global

A partir do modelo de pórtico tridimensional, são obtidos os deslocamentos no topo do edifício, os deslocamentos entre os pavimentos e o gama z para as direções x e y, como mostra a Figura 7.5. O deslocamento do topo na direção x foi de 0,19 cm, enquanto que na direção y foi de 0,15 cm. O gama z nas duas direções deram valores próximos a 1,0, caracterizando como uma estrutura de nós fixos. Todos os deslocamentos apresentaram resultados bem inferiores aos recomendados pela ABNT NBR 6118:2014, portanto pode-se garantir a estabilidade do edifício.

ESTABILIDADE GLOBAL	
ALTURA TOTAL (H) = 18.90 m	
ALTURA ENTRE PISO (Hi) = 2.70 m	
GAMA Z EM X = 1.003	
GAMA Z EM Y = 1.003	
VALORES MÁXIMOS PERMITIDO DO DESLOCAMENTO	
HORIZONTAL DE TOPO	= H/1700
HORIZONTAL ENTRE PAVIMENTOS	= Hi/850
DESLOCAMENTO DE TOPO MÁXIMO:	
Direção x = 0.19 cm	Relativo = H/9880
Direção y = 0.15 cm	Relativo = H/12748
DESLOCAMENTO MÁXIMO ENTRE PAVIMENTOS:	
Direção x = 0.03 cm	Relativo = H/7876
Direção y = 0.03 cm	Relativo = H/10213

Figura 7.5 – Relatório de estabilidade global retirado do programa desenvolvido.

7.3 EXEMPLO 4: DIMENSIONAMENTO DO PAINEL P10

Para este exemplo foi modelado um edifício com sete pavimentos e as características apresentadas anteriormente. Foi assumido que as juntas verticais não têm função estrutural, ou seja, não há transferência de cisalhamento entre as paredes adjacentes.

Como pode ser visto na Tabela 7.3, o painel P10 que recebe o maior carregamento. Por este motivo serão mostrados os cálculos para o dimensionamento desse painel. O P10 possui 2,26 m de comprimento, 2,70 m de altura e 0,10 m de espessura (Figura 7.6). Para o dimensionamento foi considerado que o edifício é feito com CLE, a resistência à compressão após oito horas é de 6 MPa e a desmoldagem, o transporte e o içamento são realizados com o painel inicialmente na horizontal.

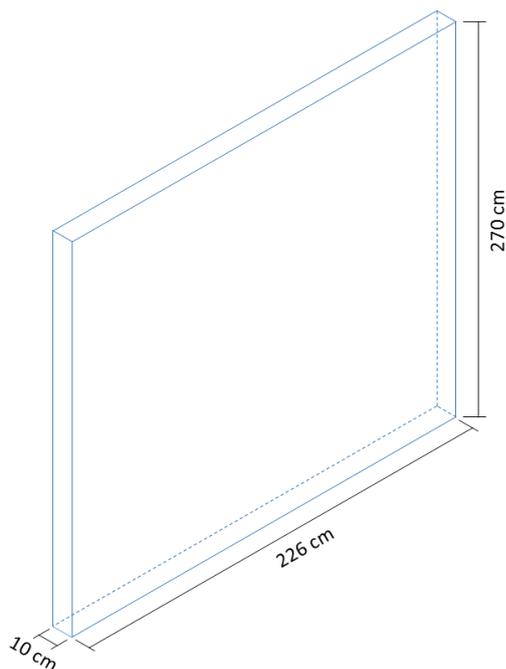


Figura 7.6 – Dimensões do painel P10.

Primeiramente foram definidas as propriedades geométricas e em seguida foi encontrado o esforço normal de cálculo.

$$A = 2,26 \cdot 0,10 = 0,226 \text{ m}^2$$

$$I_x = \frac{2,26 \cdot 0,10^3}{12} = 1,883 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{0,10 \cdot 2,26^3}{12} = 0,096 \text{ m}^4$$

$$W_x = \frac{0,096}{2,26/2} = 0,085 \text{ m}^3$$

$$W_y = \frac{1,883 \times 10^{-4}}{0,10/2} = 0,004 \text{ m}^3$$

A ABNT NBR 16055:2012 afirma que é possível considerar que a segurança ao estado limite último é atendida para as solicitações normais sempre que:

$$N_{d,resist} \geq \frac{3 \cdot n_{d,max} + n_{d,min}}{4}$$

$n_{d,max}$ é o maior valor normal por unidade de comprimento;

$n_{d,min}$ é o menor valor normal por unidade de comprimento.

Os valores de $n_{d,max}$ e $n_{d,min}$ devem ter o mesmo sinal ao longo de toda extensão do painel. No caso do surgimento de tração, $n_{d,min}$ deve ser considerado igual a zero, como mostra a Figura 7.7 (ABNT NBR 16055:2012). Contudo caso haja tração, o programa desenvolvido avisa a existência de tração, e o usuário deverá calcular a área de aço para resistir a essa tração.

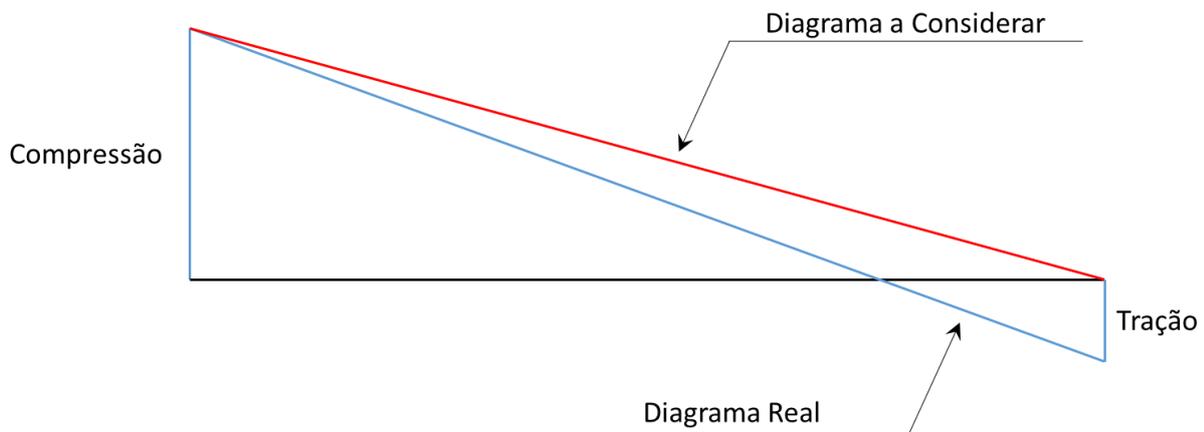


Figura 7.7 – Diagrama dos esforços de compressão. [Fonte: ABNT NBR 16055:2012]

Após o processamento do modelo foi encontrado $n_{d,max}$ igual a 452,04 kN, $n_{d,min}$ igual a 289,19 kN e a normal devida às cargas permanentes igual a 210,56 kN. Com isso se tem:

$$N_{d,resist} \geq \frac{3 \times 452,04 + 210,56}{4} = 411,33 \text{ kN}$$

7.3.1 Determinação da excentricidade de cálculo

A excentricidade inicial é determinada pela soma dos valores dados pelas Equações 3.1 a 3.5, apresentadas no Tópico 3.1. Contudo, como a parede abordada é interna, não será considerada a excentricidade devida à ação do vento.

a) Excentricidade mínima:

$$e_{\min} = 0,015 + 0,03 \times 0,10 = 0,018\text{m} = 18\text{mm}$$

b) Excentricidade de produção:

$$e_p = \frac{h}{360} = \frac{2,70}{360} = 0,0075\text{m} = 7,5\text{mm}$$

c) Excentricidade de montagem:

$$e_m = 12,7\text{mm}$$

d) Excentricidade devida à temperatura:

$$\alpha = C(T_1 - T_2) = 10^{-4}$$

e) Coeficiente β_d :

$$\beta_d = \frac{Perm}{N_d} = \frac{1,4 \times 210,56}{411,32} = 0,717$$

f) Rigidez efetiva:

$$EI_e = \frac{\phi E_c I_g}{1 + \beta_d} = \frac{0,85 \times 10^7 \times 1,883 \times 10^{-4}}{1 + 0,717} = 932,52\text{kN.m}^2$$

g) Carga crítica:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI_e}{l^2} = \frac{\pi^2 \times 932,52}{2,70^2} = 1262,49\text{kN} \therefore P_c > N_d$$

7.3.2 Processo P-Δ

a) Flecha inicial devida à tolerância de montagem:

$$\Delta_m = \frac{N_d l_{fla}^2}{16EI_e} \cdot e_m = \frac{411,36 \times 2,7^2}{16 \times 932,52} \times 12,7 = 2,55 \text{ mm}$$

b) Excentricidade inicial na metade da altura do painel:

$$e_1 = e_p + \Delta_T + \Delta_m = 7,5 + 0,91 + 2,55 = 10,96 \text{ mm}$$

Após a definição das variáveis, se dá início ao processo iterativo. Como a excentricidade está sendo calculada em milímetros, foi considerado que a convergência era alcançada assim que a diferença entre as flechas fosse menor ou igual a 10^{-2} mm.

Primeira iteração:

$$\Delta_1 = \frac{N_d l_{fla}^2}{8EI_e} \cdot e_1 = \frac{411,36 \times 2,7^2}{8 \times 932,52} \times 10,96 = 4,41 \text{ mm}$$

Segunda iteração:

$$e_2 = e_1 + \Delta_1 = 10,96 + 4,41 = 15,37 \text{ mm}$$

$$\Delta_2 = \frac{N_d \cdot l_{fla}^2}{8EI_e} \cdot e_2 = \frac{411,36 \times 2,7^2}{8 \times 932,52} \times 15,37 = 6,18 \text{ mm} \rightarrow \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{e_2} = 11,3\%$$

Terceira iteração:

$$e_3 = e_1 + \Delta_2 = 10,96 + 6,18 = 17,14 \text{ mm}$$

$$\Delta_3 = \frac{N_d \cdot l_{fla}^2}{8EI_e} \cdot e_3 = \frac{411,36 \times 2,7^2}{8 \times 932,52} \times 17,14 = 6,89 \text{ mm} \rightarrow \frac{\Delta_3 - \Delta_2}{e_3} = 4,1\%$$

Quarta iteração:

$$e_4 = e_1 + \Delta_3 = 10,96 + 6,89 = 17,85 \text{ mm}$$

$$\Delta_4 = \frac{N_d \cdot l_{fla}^2}{8EI_e} \cdot e_4 = \frac{411,36 \times 2,7^2}{8 \times 932,52} \times 17,85 = 7,18 \text{ mm} \rightarrow \frac{\Delta_4 - \Delta_3}{e_4} = 1,6\%$$

Admitindo a tolerância de 5%, que é a aceitável pelo ACI 318-08, houve convergência na terceira iteração. Mas para fins acadêmicos, foi adotada uma tolerância mais rigorosa, de 0,5%. Como se passaram quatro iterações e a tolerância não foi atingida, foi assumido que não houve convergência para o processo P- Δ . Portanto seria necessário modificar as características do painel. Uma alternativa é aumentar sua espessura, ou pode-se usar um concreto com maior módulo de elasticidade. A Figura 7.8 mostra a janela de visualização dos resultados disponível no programa após o processamento do edifício. Nela é possível ver todos os valores que foram calculados para o painel P10.

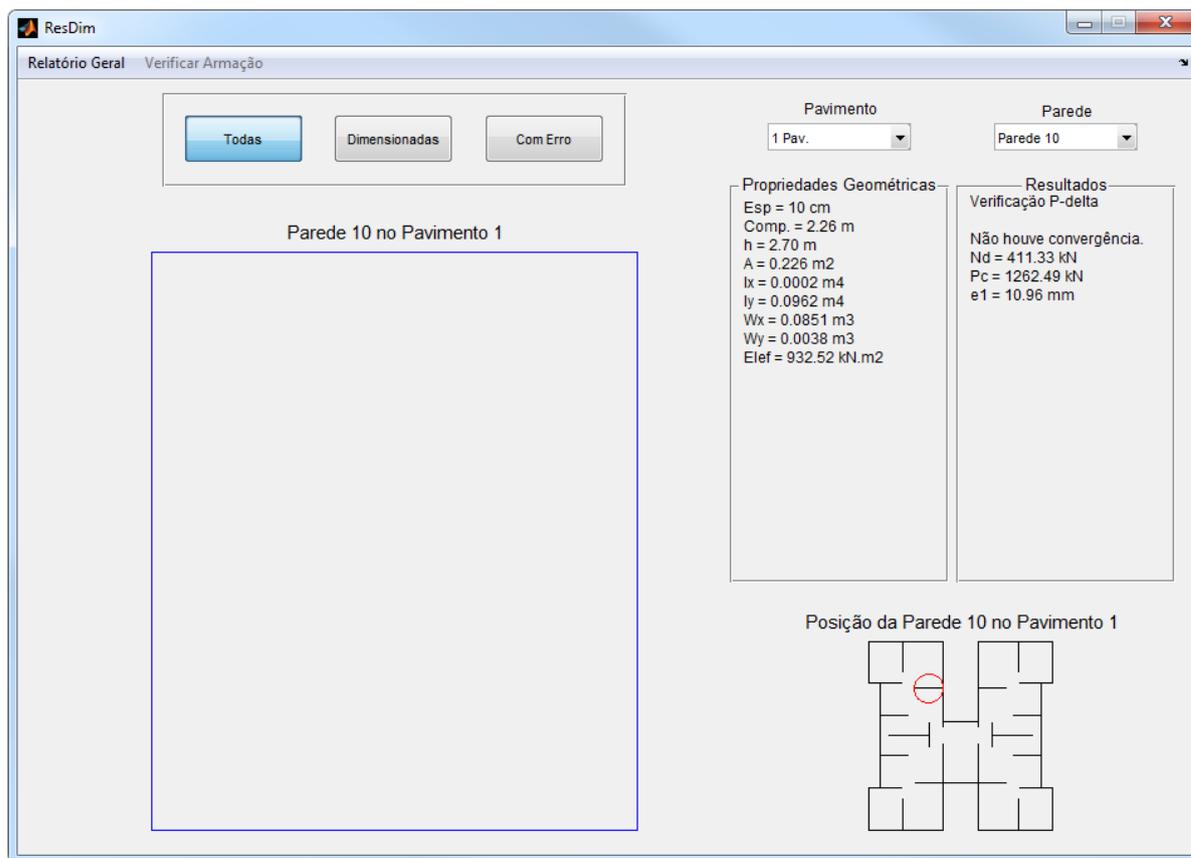


Figura 7.8 – Janela de visualização dos resultados do P10, com 10 cm de espessura.

A alternativa escolhida foi aumentar a espessura do painel para 12 cm, e assim deu-se continuidade ao exemplo. Ao aumentar a espessura do painel para 12 cm, todos os itens calculados até agora foram recalculados para a nova espessura, e estão apresentados na Tabela 7.6. Com isso o dimensionamento do painel é continuado a partir do esforço P- Δ .

Tabela 7.6 – Valores encontrados para painel com 12 cm.

A (m)	0,271
I_x (m⁴)	3,254x10 ⁻⁴
I_y (m⁴)	0,115
W_x (m³)	0,102
W_y (m³)	5,4x10 ⁻³
N_{max} (kN)	452,04
N_{min} (kN)	289,19
N_d (kN)	411,33
N_{perm} (kN)	210,56
e_{min} (mm)	18,6
e_p (mm)	7,5
Δ_t (mm)	0,76
β_d	0,717
EI_e (kN.m²)	1611,4
P_c (kN)	2181,6
Δ_m (mm)	1,5
e₁ (mm)	9,73

Primeira iteração:

$$\Delta_1 = \frac{N_d l_{fla}^2}{8EI_e} \cdot e_1 = \frac{411,33 \times 2,7^2}{8 \times 1611,4} \times 9,73 = 2,26 \text{ mm}$$

Segunda iteração:

$$e_2 = e_1 + \Delta_1 = 9,73 + 2,26 = 11,99 \text{ mm}$$

$$\Delta_2 = \frac{N_d \cdot l_{fla}^2}{8EI_e} \cdot e_2 = \frac{411,33 \times 2,7^2}{8 \times 1611,4} \times 11,99 = 2,79 \text{ mm} \rightarrow \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{e_2} = 4,4\%$$

Terceira iteração:

$$e_3 = e_1 + \Delta_2 = 9,73 + 2,79 = 12,52 \text{ mm}$$

$$\Delta_3 = \frac{N_d \cdot l_{fla}^2}{8EI_e} \cdot e_3 = \frac{411,33 \times 2,7^2}{8 \times 1611,4} \times 12,52 = 2,91 \text{ mm} \rightarrow \frac{\Delta_3 - \Delta_2}{e_3} = 0,95\%$$

Quarta iteração:

$$e_4 = e_1 + \Delta_3 = 9,73 + 2,91 = 12,64 \text{ mm}$$

$$\Delta_4 = \frac{N_d \cdot l_{fla}^2}{8EI_e} \cdot e_4 = \frac{411,33 \times 2,7^2}{8 \times 1611,4} \times 12,64 = 2,94 \text{ mm} \rightarrow \frac{\Delta_4 - \Delta_3}{e_4} = 0,23\%$$

Como se pode observar, na quarta iteração houve convergência, portanto admite-se que o valor da flecha final é 12,64 mm. Com isso o momento total de cálculo é definido por:

$$M_d = M_{1^{\text{ª}} \text{ ordem}} + M_{2^{\text{ª}} \text{ ordem}} = \frac{N_d \cdot e_m}{2} + N_d \cdot e_{final} = \frac{411,33 \times 0,0124}{2} + 411,33 \times 0,01264$$

$$M_d = 7,79 \text{ kN.m}$$

Por fim é verificada a fissuração do painel, calculando-se a tensão de tração e comparando-a com o módulo de ruptura.

$$\sigma_{td} = \frac{M_d}{W_y} - \frac{N_g}{A} = \frac{7,79}{0,0054} - \frac{210,56}{0,271} = 0,66 \text{ MPa}$$

$$f_r = 0,083 \times 7,5 \times \lambda \sqrt{f'_c} = 0,623 \times 0,75 \times \sqrt{14} = 1,75 \text{ MPa}$$

Como $f_r > \sigma_{td}$ o elemento não está fissurado e, portanto, sua segurança está garantida.

7.3.3 Cálculo da armadura mínima

Garantida a segurança do painel, encontra-se a armadura necessária, que deve ser maior ou igual à armadura mínima recomendada. A armadura mínima é calculada conforme a Equação 5.1.

$$A_{s,\min} = \frac{0,1}{100} \cdot \frac{A}{l} = \frac{0,1}{100} \cdot \frac{0,271 \times 10^4}{2,26} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A partir da armadura mínima calculada, adotou-se a tela soldada Q138, que tem 1,38 cm²/m de área de aço efetiva, tanto na direção vertical quanto na horizontal. Como a seção tem menos de 15 cm, é possível alojar apenas uma camada de armadura no meio da seção.

Após definir a armadura e sua disposição, foi feita a verificação da seção armada quanto ao ELU. Como é possível observar na Figura 7.9, os esforços atuantes estão dentro da zona de segurança, portanto a seção resiste.

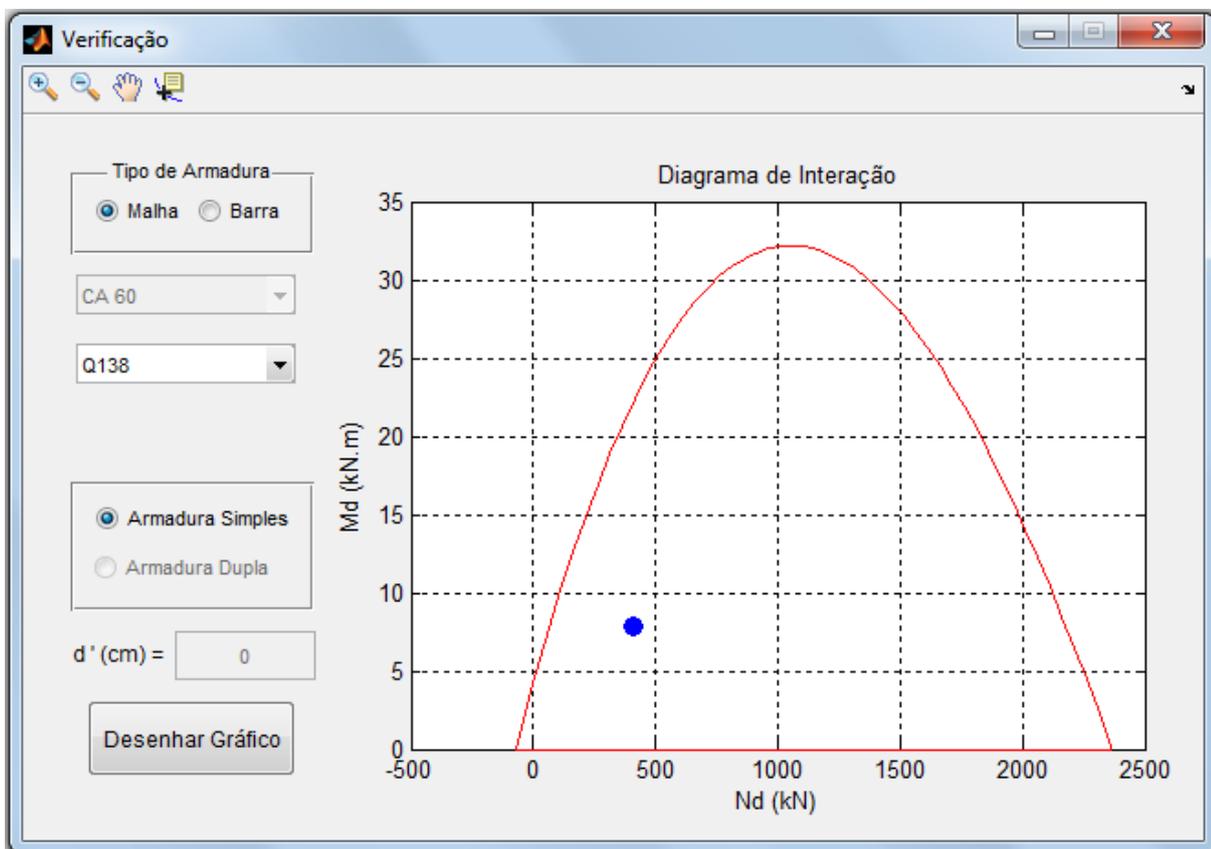


Figura 7.9 – Etapa de verificação feita pelo programa.

A Figura 7.10 mostra a janela de visualização dos resultados disponível no programa após o processamento do edifício. Nela é possível ver todos os valores que foram calculados para o painel P10 com 12 cm de espessura.

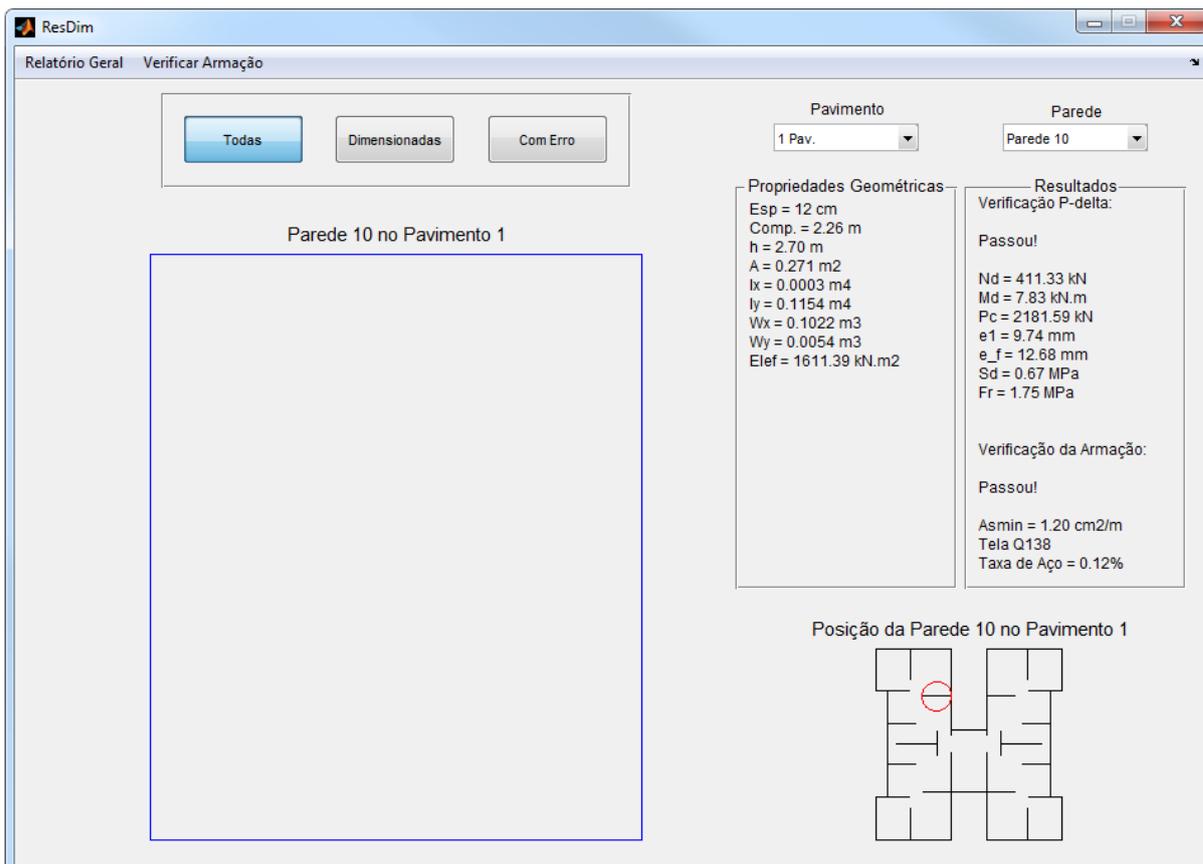


Figura 7.10 – Janela de visualização dos resultados. P10 com 12 cm de espessura.

7.3.4 Fase transitória

A fase transitória foi verificada de acordo com as equações mostradas no Item 3.3.

a) Desmoldagem:

Para a desmoldagem foi usado coeficiente de 1,4 (Tabela 3.1) para majorar os momentos, referente a forma plana com apenas desmoldante. Considerando a desmoldagem por dois pontos na borda superior, têm-se os momentos:

$$M_x = 1,4 \cdot \frac{qa^2}{8} = 1,4 \times \frac{1,56 \times 2,7^2}{8} = 1,99 \text{ kN.m/m}$$

$$M_y = 1,4 \times 0,0107 qab^2 = 1,4 \times 0,0107 \times 1,56 \times 2,70 \times 2,26^2 = 0,32 \text{ kN.m}$$

Com os valores dos momentos é possível determinar a tensão nas direções x e y.

$$\sigma_x = \frac{1,99}{0,0065} \times 10^{-3} = 0,31 \text{MPa}$$

$$\sigma_y = \frac{0,32}{0,0054} \times 10^{-3} = 0,06 \text{MPa}$$

Na fase transitória para a desmoldagem do painel, deve-se considerar a resistência à compressão após oito horas para o cálculo do módulo de ruptura.

$$f_{r,des} = \frac{0,083 \times 7,5 \times \lambda \sqrt{f'_{ck8h}}}{1,5} = \frac{0,623 \times 0,75 \times \sqrt{6}}{1,5} = 0,76 \text{MPa}$$

Como as tensões calculadas são menores que o módulo de ruptura, então o elemento resiste à desmoldagem por dois pontos na borda superior. A Figura 7.11 mostra os locais por onde deve ser feita a desmoldagem.

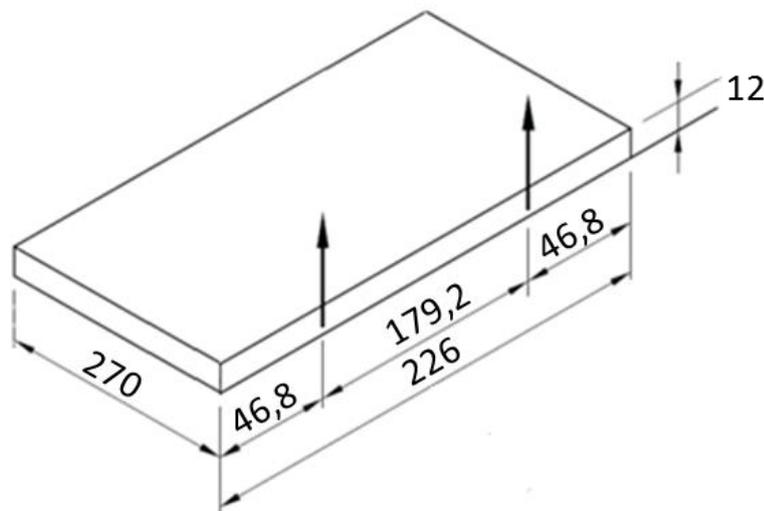


Figura 7.11 – Posicionamento dos pontos para desmoldagem, dimensões em cm.

b) Transporte:

Como é possível verificar na Tabela 3.1, para o transporte das peças pré-moldadas deve-se majorar os esforços em 1,5.

$$M = 1,5 \times 0,0107 qab^2 = 1,5 \times 0,0107 \times 1,56 \times 2,70 \times 2,26^2 = 0,35 \text{kN.m}$$

Com o momento definido, encontrou-se a tensão que atua no elemento.

$$\sigma = \frac{0,35}{0,0054} \times 10^{-3} = 0,06 \text{MPa}$$

Na fase transitória para o transporte do painel, o módulo de ruptura é calculado pela Equação 3.14, e deve-se considerar a resistência à compressão aos 28 dias.

$$f_{r,trans} = \frac{0,083 \times 7,5 \times \lambda \sqrt{f'_{ck}}}{1,5} = \frac{0,623 \times 0,75 \times \sqrt{14}}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

Como a tensão calculada é menor que o módulo de ruptura, então o elemento resiste ao transporte. A Figura 7.12 apresenta onde devem ser posicionados os apoios para o transporte do painel.

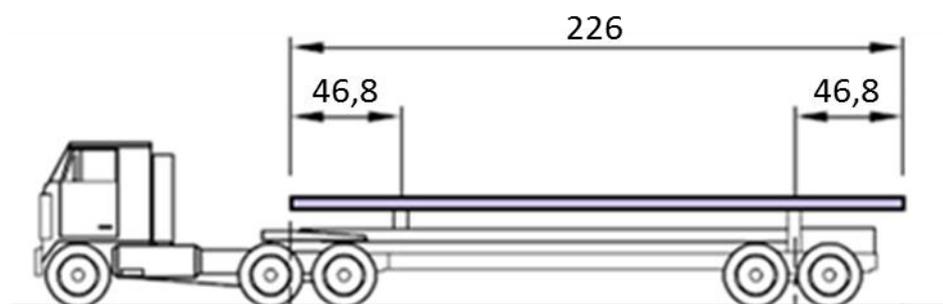


Figura 7.12 – Posicionamento dos apoios para o transporte, dimensões em cm.

c) Içamento:

Para o içamento do painel, foi verificado o surgimento de tensões pelo içamento por dois pontos. Para determinar a tensão foi encontrado o momento fletor (Equação 3.24), majorando-o por 1,2 (Tabela 3.1).

$$M = 1,2 \times 0,044 q L^2 = 1,2 \times 0,044 \times 1,52 \times 2,7^2 = 0,6 \text{kN.m/m}$$

$$\sigma = \frac{0,6}{3,44 \times 10^{-4}} \times 10^{-3} = 1,75 \text{MPa}$$

Assim como na fase transitória de transporte, deve ser considerada a resistência à compressão aos 28 dias para o cálculo do módulo de ruptura.

$$f_{r,iça} = \frac{0,083 \times 7,5 \times \lambda \sqrt{f'_{ck}}}{1,5} = \frac{0,623 \times 0,75 \times \sqrt{14}}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

Como a tensão atuante é superior ao módulo de ruptura, outra configuração deve ser adotada. A Figura 7.13 mostra o posicionamento para fazer o içamento por

quatro pontos. Para a configuração apresentada na Figura 7.13, o momento fletor será:

$$M = 1,2 \times 6,04 \times 10^{-3} qL^2 = 1,2 \times 6,04 \times 10^{-3} \times 1,52 \times 2,7^2 = 0,08 \text{ kN.m/m}$$

Assim a tensão resultará:

$$\sigma = \frac{0,08}{3,44 \times 10^{-4}} \times 10^{-3} = 0,23 \text{ MPa}$$

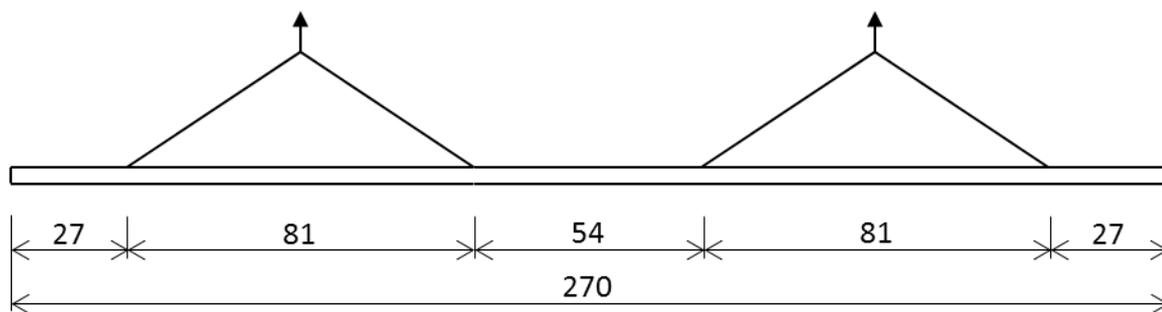


Figura 7.13 – Localização dos pontos para o içamento por quatro pontos, dimensões em cm.

Com o içamento realizado por quatro pontos, a tensão calculada é menor que o módulo de ruptura, então o elemento resiste ao içamento.

7.3.5 Dimensionamento das juntas

a) Junta Vertical

Como foi assumido neste exemplo que as juntas verticais não têm função estrutural, elas devem apenas garantir a estanqueidade dos painéis. Para isso é necessário determinar a largura mínima que a junta vertical deve ter.

A excentricidade de montagem é de 12,7 mm e foi encontrado 0,76 mm de excentricidade devida a temperatura. Com esses valores e assumindo que o selante utilizado na junta tem fator de acomodação igual a 50%, tem-se que:

$$J = \frac{100 \cdot A}{X} + B + C = \frac{100 \times 0,76}{50} + 12,7 + 0 = 14,22 \text{ mm}$$

Foi definido que a laje funciona como diafragma rígido e proporciona travamento lateral. Portanto pode-se adotar que a junta tem 15 mm.

b) Junta Horizontal

A argamassa utilizada possui espessura de 10 mm, resistência à compressão de 10 MPa e foi adotado um coeficiente de minoração da resistência da argamassa de 1,4.

Durante o exemplo já foi encontrado o esforço normal de cálculo de 411,33 kN/m, que por unidade de comprimento será:

$$N_d = \frac{411,33}{2,26} = 182 \text{ kN/m}$$

Para fazer o dimensionamento da junta horizontal, deve-se primeiramente determinar os valores de A_1 e A_2 :

$$A_1 = A_2 = esp - e_m = 120 - 12,7 = 107,3 \text{ mm}$$

Em seguida foi determinada a relação entre a altura total da junta e a largura do apoio (t/a_1).

$$t = 2t_a + h_{aje} = 2 \times 10 + 100 = 120 \text{ mm}$$

$$a_1 = 120 - 12,7 = 107,3 \text{ mm}$$

$$\therefore t/a_1 = 1,12$$

Definida a relação entre a altura total da junta e a largura do apoio definida, calculou-se o valor de β_0 :

$$\beta_0 = \frac{f_{cd, argamassa}}{f_{cd}} = \frac{7,14}{10} = 0,714$$

Pelo diagrama exibido na Figura 4.10, é possível encontrar β igual a 0,72.

Entim foi calculado o valor da resistência da junta à compressão e então foi definida a força normal resistente.

$$f_{cd, junta} = \beta \cdot f_{cd} = 0,72 \times 10 = 7,2 \text{MPa}$$

$$f_{cd*} = f_{cd, junta} \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 7,2 \text{MPa}$$

$$N_{Rd, junta} = f_{cd*} \cdot A_1 = 772,56 \text{kN/m}$$

$N_{Rd, junta} > N_d$, portanto a junta resiste à força normal que está atuando. Contudo, é preciso fazer a verificação para avaliar a necessidade de armadura para reforço, como recomenda o Eurocode 2.

$$N_d \leq 0,5h \cdot f_{cd} = 0,5 \times 0,12 \times \frac{13000}{1,4} = 557,14 \text{kN/m}$$

A inequação é verdadeira, logo não há necessidade de armadura.

A Figura 7.14 mostra trecho do relatório das paredes disponível no programa após o processamento do edifício. Nesse relatório é possível ver todos os valores que foram calculados para o painel P10 com 12 cm de espessura, inclusive os resultados para a fase transitória e para as juntas.

```

=====
|                                     PAREDE 10                                     |
=====
| L = 2.26 m      H = 2.70 m  esp = 12.0 cm  A = 0.2712 m2 |
| Ix = 0.0003 m4      Iy = 0.1154 m4  Wx = 0.1022 m3  Wy = 0.0054 m3 |
| EIef = 1611.39 |
| VERIFICAÇÃO P-DELTA |
| Passou! |
| Nd = 411.33 kN      Md = 7.83 kN.m  Pc = 2181.59 kN |
| Sd = 0.67 MPa  Fr = 1.75 MPa |
| ARMADURA |
| Asmin = 1.20 cm2/m      As_ef = 1.38 cm2/m  Taxa de Aço = 0.12% |
| TELA Q138 |
| FASE TRANSITÓRIA |
| Desmoldagem (Horizontal: 2 Pontos Borda Superior) |
| Passou! |
| Mx = 1.99 kN.m      My = 0.32 kN.m |
| Sx = 0.31 MPa  Sy = 0.06 MPa  Fr = 0.76 MPa |
| Transporte (Horizontal: 2 Apoios) |
| Passou! |
| M = 0.35 kN.m |
| S = 0.06 MPa  Fr = 1.17 MPa |
| Içamento (Horizontal: 4 Pontos) |
| Passou! |
| M = 0.08 kN.m |
| S = 0.24 MPa  Fr = 1.17 MPa |
| DIMENSIONAMENTO DAS JUNTAS |
| Junta Horizontal |
| Nrd_junta = 536.50 kN/m      Nsd = 182.00 kN/m |
| Passou!      Não é necessário armar |
| Junta Vertical |
| Junta sem função estrutural |
| Largura Mínima = 15 mm |
=====

```

Figura 7.14 – Relatório do painel P10, com espessura de 12 cm, disponível após o processamento e o dimensionamento.

A alternativa para possibilitar o dimensionamento do painel P10 seria mudar as propriedades do concreto. Adotando as propriedades do CAC, o edifício foi processado e as paredes dimensionadas. Como pode ser observado nas Figuras 7.15 e 7.16, foi possível dimensionar a parede P10 para esse concreto.

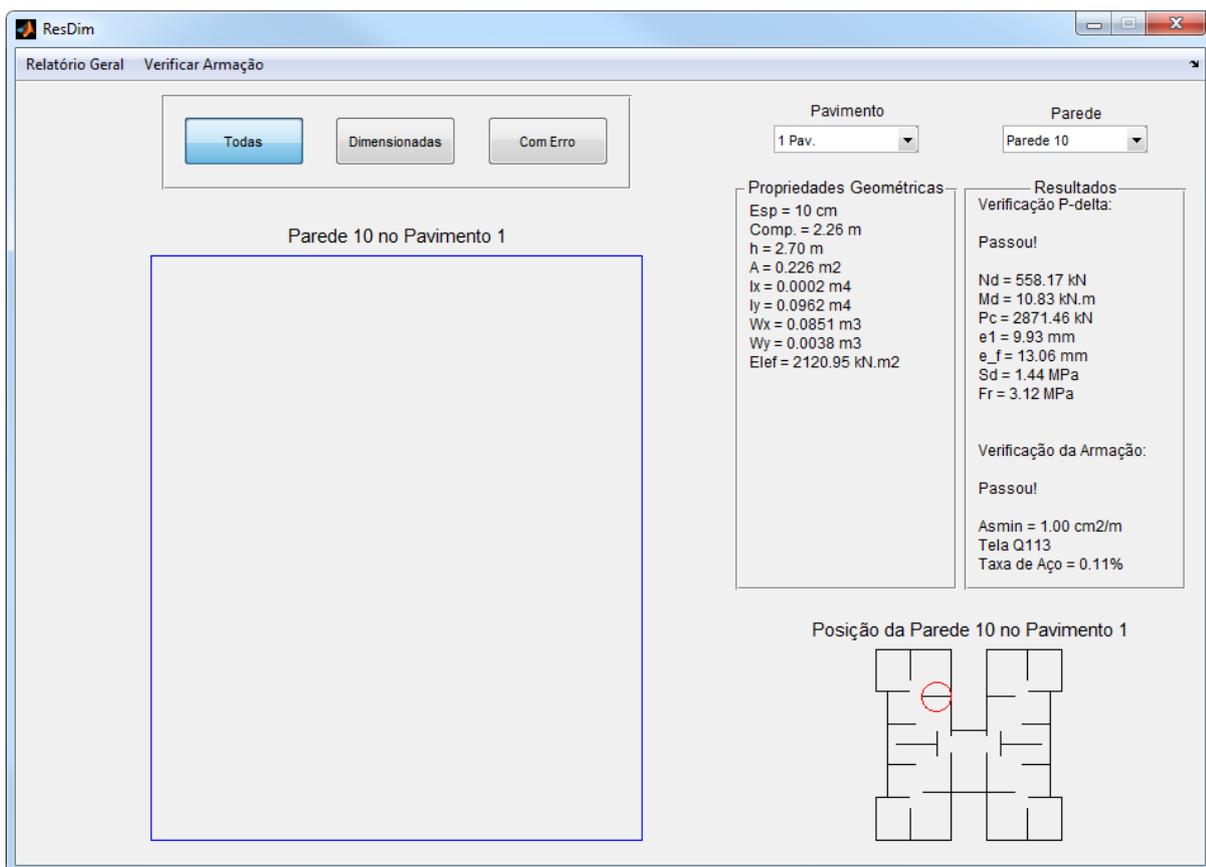


Figura 7.15 – Janela de visualização dos resultados. P10 com 10 cm de espessura, CAC.

PAREDE 10	
L = 2.26 m	H = 2.70 m esp = 10.0 cm A = 0.2260 m ²
I _x = 0.0002 m ⁴	I _y = 0.0962 m ⁴ W _x = 0.0851 m ³ W _y = 0.0038 m ³
EI _{ef} = 2120.95	
VERIFICAÇÃO P-DELTA	
Passou!	
Nd = 558.17 kN	Md = 10.83 kN.m Pc = 2871.46 kN
Sd = 1.44 MPa	Fr = 3.12 MPa
ARMADURA	
As _{min} = 1.00 cm ² /m	As _{ef} = 1.13 cm ² /m Taxa de Aço = 0.11%
TELA Q113	
FASE TRANSITÓRIA	
Desmoldagem (Horizontal: 2 Pontos Borda Superior)	
Passou!	
Mx = 0.00 kN.m	My = 0.00 kN.m
Sx = 0.00 MPa	Sy = 0.00 MPa Fr = 1.44 MPa
Transporte (Horizontal: 2 Apoios)	
Passou!	
M = 0.55 kN.m	
S = 0.15 MPa	Fr = 2.08 MPa
Içamento (Horizontal: 4 Pontos)	
Passou!	
M = 0.13 kN.m	
S = 0.66 MPa	Fr = 2.08 MPa
DIMENSIONAMENTO DAS JUNTAS	
Junta Horizontal	
Nrd _{junta} = 1184.79 kN/m	Nsd = 246.98 kN/m
Passou! Não é necessário armar	
Junta Vertical	
Junta sem função estrutural	
Largura Mínima = 15 mm	

Figura 7.16 – Relatório do painel P10, com espessura de 10 cm e CAC, disponível após o processamento e o dimensionamento.

7.4 EXEMPLO 5: COMPARAÇÃO ENTRE EDIFÍCIO COM CLE E CAC

Neste exemplo foram estudados dois tipos de edifício, um com CLE e o outro com CAC, nos quais as propriedades dos materiais são as mesmas citadas anteriormente. Foram analisados o deslocamento de topo e o somatório do carregamento devido às cargas permanentes na fundação, à medida que se aumenta a altura total do edifício.

Foram gerados modelos com 5, 10, 15 e 20 pavimentos, para os dois tipos de concreto. Os modelos estudados possuem pé-direito de 2,70 m altura e foi considerado que as juntas verticais não possuem função estrutural.

A Tabela 7.7 e a Figura 7.17 exibem os deslocamentos máximos de topo na direção x (0° e 180°).

Tabela 7.7 – Deslocamentos máximos de topo na direção x.

Altura Total (m)	Deslocamento (cm)		
	CAC	CLE	Limite
13,5	0,02	0,05	0,79
27,0	0,34	0,81	1,59
40,5	1,79	4,29	1,38
54,0	5,91	14,18	3,18

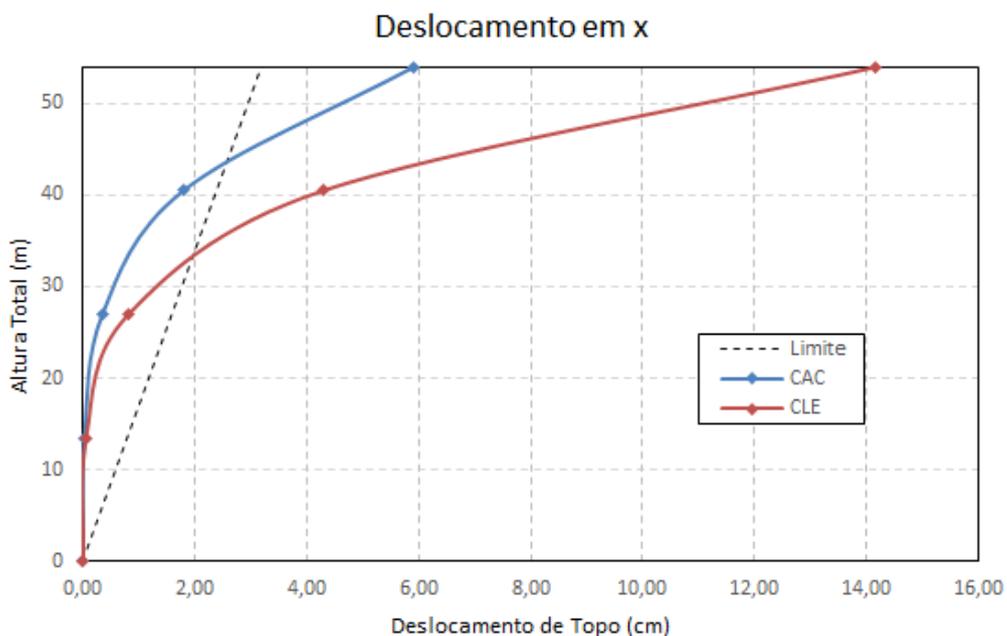


Figura 7.17 – Deslocamentos máximos de topo na direção x.

A Tabela 7.8 e a Figura 7.19 exibem os deslocamentos máximos de topo na direção y (90° e 270°).

Tabela 7.8 – Deslocamentos máximos de topo na direção y.

Altura Total (m)	Deslocamento (cm)		
	CAC	CLE	Limite
13,5	0,02	0,04	0,79
27,0	0,26	0,61	1,59
40,5	1,33	3,19	1,38
54,0	4,36	10,47	3,18

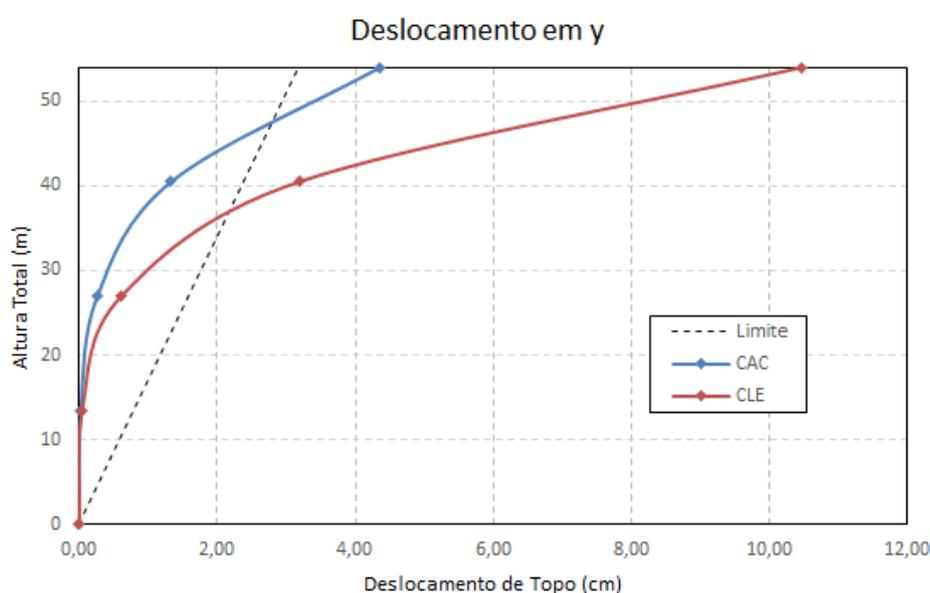


Figura 7.18 – Deslocamentos máximos de topo na direção y.

Como pode ser constatado, o edifício possui maior inércia em torno de x, o que pode ser facilmente visto, já que os deslocamentos apresentados na direção y são menores que os da direção x.

As diferenças entre as flechas têm aproximadamente a mesma proporção. O edifício confeccionado com CLE apresentou flecha aproximadamente 58% maior que o edifício com CAC, em ambas as direções.

É possível observar que o edifício com CAC se deslocou menos que o edifício CLE, e alcançou altura total maior antes de ultrapassar o limite estabelecido pela ABNT NBR 6118:2014. Isso pode ser explicado pelo fato do CAC possuir maior módulo de elasticidade, uma vez que os esforços devido à força do vento e ao desaprumo são semelhantes.

A Tabela 7.9 e a Figura 7.19 exibem o somatório das cargas permanentes atuando sobre a fundação, para os dois edifícios avaliados.

Tabela 7.9 – Somatório das cargas permanentes atuando sobre a fundação.

Pavimentos	Peso Total da Estrutura (kN)	
	CAC	CLE
1	1880,40	1220,00
5	7280,99	4326,52
10	14561,98	8653,04
15	21842,96	12979,55
20	29123,95	17306,07

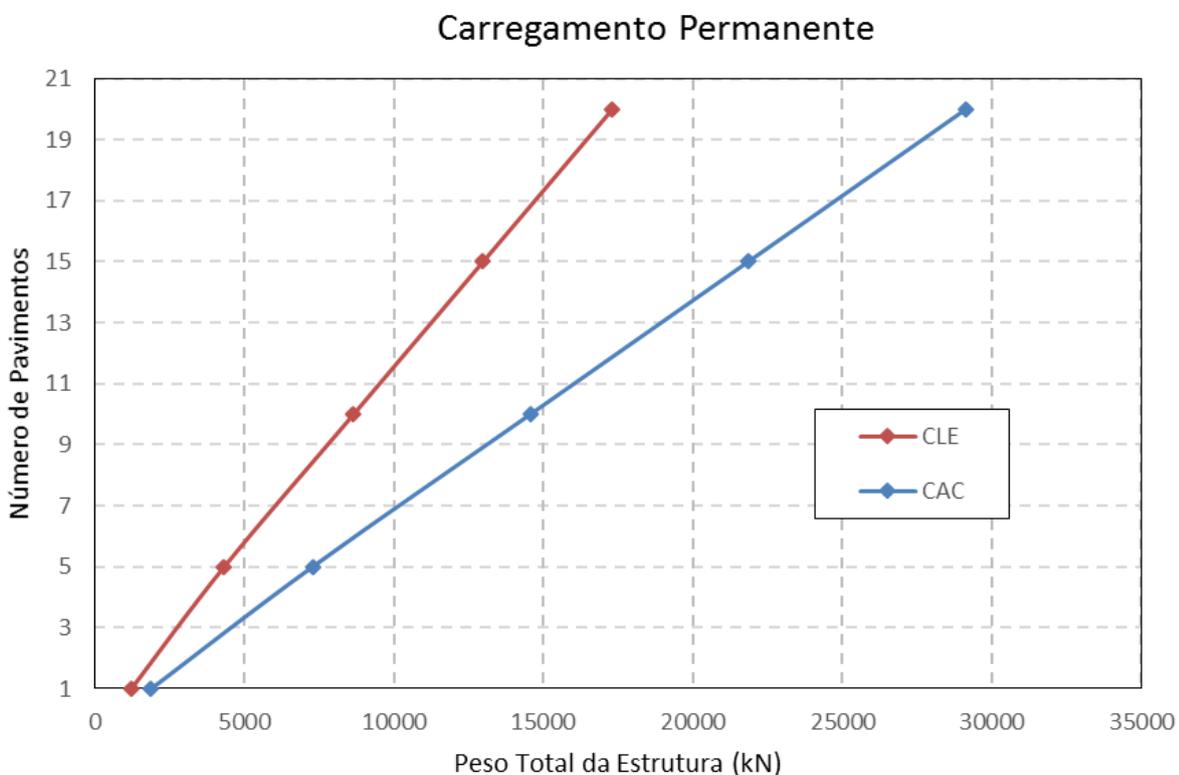


Figura 7.19 – Apresentação gráfica do peso total da estrutura pelo número de pavimentos.

O peso total da estrutura na fundação para o edifício com CLE mostrou-se menor que o edifício com CAC, como já era esperado pelo fato do CLE ter menor peso específico.

As diferenças entre os carregamentos totais também se apresentaram proporcionais à medida que se aumentou o número de pavimentos. O concreto CLE apresentou uma redução de 41% no somatório do carregamento permanente na fundação, quando comparado com o CAC.

7.5 EXEMPLO 6: ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO CISALHAMENTO

Este exemplo foi realizado para analisar como a rigidez das juntas verticais contribui no deslocamento do edifício. Inicialmente foi feita uma análise para compreender e quantificar a rigidez elástica de cisalhamento, e como ele é abordado pelo programa SAP 2000®.

Antes de analisar o edifício padrão utilizado nos exemplos anteriores, foi feito um estudo simplificado. O edifício simplificado possui 20 pavimentos, pé-direito de 3 m (piso a piso), e foi modelado como mostra a Figura 7.20, paredes com 4 m de comprimento, espessura de 15 cm, carga resultante das lajes de 10 kN/m de carga permanente e 5 kN/m acidental. A Tabela 7.10 apresenta as propriedades do concreto usado para esse edifício.

Tabela 7.10 – Propriedades do concreto.

Propriedades	
f_{ck} (MPa)	25
$f_{ck, dia}$ (MPa)	12
γ_c (kN/m²)	25
E (GPa)	24
ν	0,2
ΔT (°C)	10
C (°C⁻¹)	10 ⁻⁵

A Tabela 7.11 mostra os valores adotados para o cálculo da força de arrasto do vento nas direções de 0° e 90°.

Tabela 7.11 – Valores usados para encontrar a força do vento.

V_0 (m/s)	30
S_1	1,0
S_3	1,0
Categoria	1,0
Classe	A
S_3	1,0
L_{0°	4,0
L_{90°	4,0
C_a (direção 0°)	1,0
C_a (direção 90°)	1,0

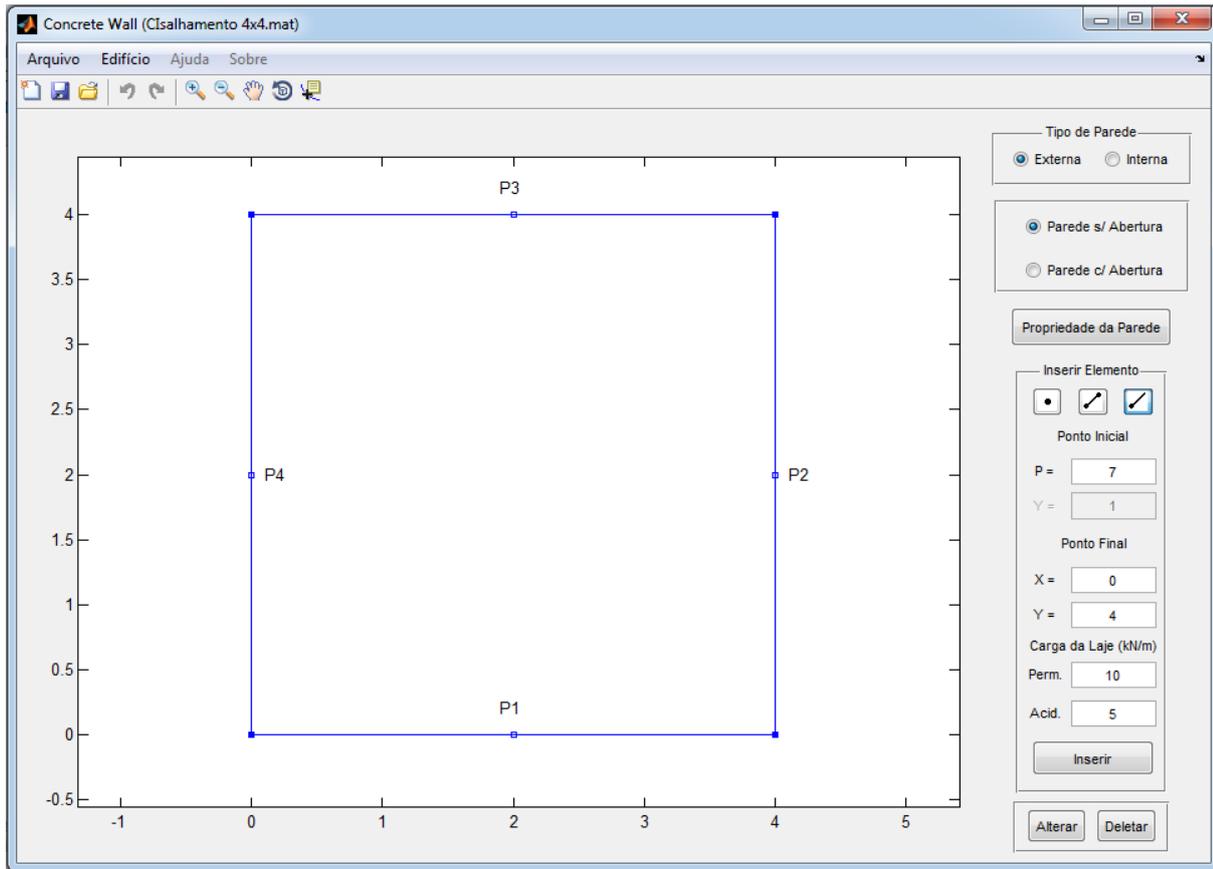


Figura 7.20 – Lançamento do edifício no programa desenvolvido.

Após a definição das propriedades do edifício e do concreto, foram analisados os deslocamentos de topo de um edifício pré-moldado com juntas verticais sem função estrutural, no qual não há transferência de cisalhamento entre as paredes, e um edifício moldado *in-loco*. Os deslocamentos encontrados foram de 4,04 cm e 1,02 cm, para o edifício pré-moldado e o *in-loco*, respectivamente. Esses valores serviram como parâmetro para o estudo.

Com isso a análise inicial consistiu em: a partir do edifício pré-moldado, ao aumentar a rigidez elástica de cisalhamento, são avaliados os deslocamentos até que seja alcançada a intensidade do edifício moldado *in-loco*. A Figura 7.21 apresenta os resultados obtidos.

Como pode ser visto na Figura 7.21, para a rigidez elástica de cisalhamento de 10^8 kN/m, o deslocamento do edifício é igual ao da estrutura monolítica.

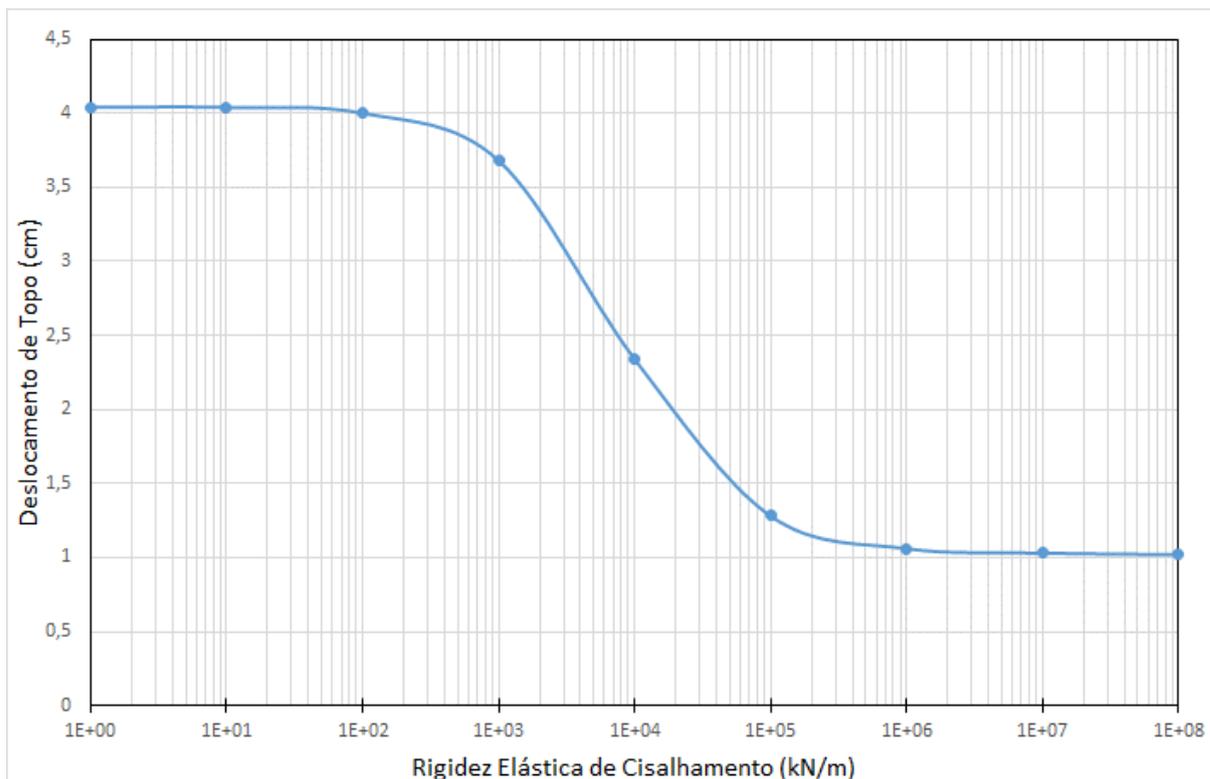


Figura 7.21 – Deslocamento de topo ao passo que se aumenta a rigidez elástica de cisalhamento.

Baseado nos resultados obtidos, foram gerados cinco modelos: dois modelos com condições extremas, sem ligações entre os painéis e com a rigidez elástica de cisalhamento de 10^8 kN/m, e três modelos intermediários, com rigidez elástica de cisalhamento de 5×10^3 , 5×10^4 e 5×10^4 kN/m. E, em cada modelo, foi analisado o deslocamento de topo enquanto se aumentava o número de pavimentos.

Todos os cinco modelos foram lançados com as características apresentadas no Item 7.1, e com as propriedades do CAC. Os resultados são apresentados nas Figuras 7.22 e 7.23.

Como se pode verificar na Figura 7.22, quanto maior a rigidez elástica de cisalhamento, menor é o deslocamento de topo, e que até em torno de 27 m, a diferença entre os deslocamentos é pequena. Já para 15 pavimentos, 40,5 m, esta diferença é maior. Contudo os deslocamentos apresentados ainda são inferiores ao limite imposto pela ABNT NBR 6118:2014, o que não acontece para as alturas superiores no modelo totalmente articulado, que ultrapassam o deslocamento limite para a altura de 43,2 m, e no modelo com rigidez elástica de cisalhamento de 5×10^3 kN/m, que ultrapassou o deslocamento limite por volta de 52 m de altura.

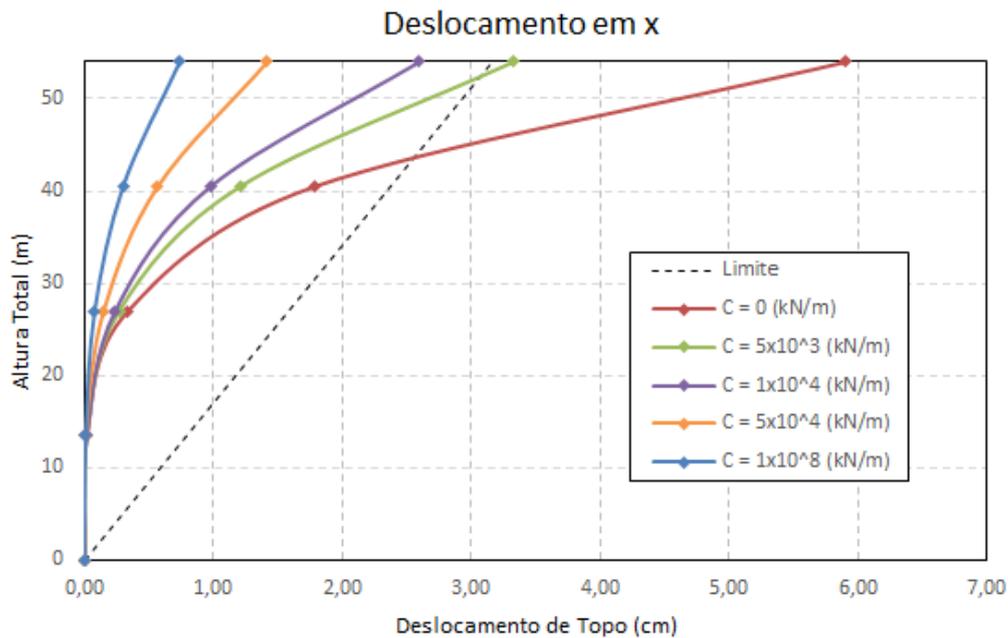


Figura 7.22 – Deslocamento de topo à medida que se aumenta o número de pavimentos, para os cinco modelos, na direção x.

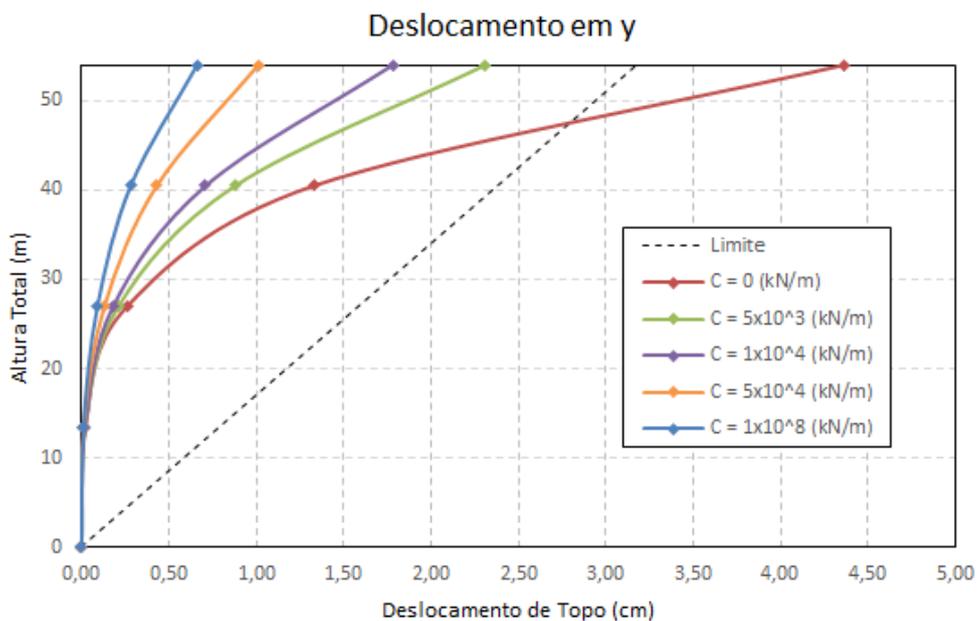


Figura 7.23 – Deslocamento de topo à medida que se aumenta o número de pavimentos, para os cinco modelos, na direção y.

O comportamento obtido na direção y (Figura 7.23) é semelhante ao que ocorreu na direção x. Contudo, apenas o modelo totalmente articulado ultrapassou o deslocamento de topo limite. Por meio deste exemplo foi possível constatar que à medida que se aumenta a rigidez elástica de cisalhamento, a rigidez global do edifício aumenta e, portanto, reduz os deslocamentos, o que era esperado.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo principal deste trabalho foi o desenvolvimento de um programa computacional, o qual contém interface gráfica, de simples utilização para o usuário, que realizasse o dimensionamento de paredes portantes pré-moldadas e apresentasse de forma clara os resultados obtidos, além de contribuir na exposição do concreto leve com EPS (CLE), que pode se tornar um grande atrativo para o sistema construtivo de paredes portantes.

O programa desenvolvido analisa os esforços nas paredes pré-moldadas por meio do método dos elementos finitos, mais precisamente o modelo de pórtico tridimensional. Desenvolvido por Nascimento Neto (1999), para analisar edifícios de alvenaria estrutural, e baseado no modelo Yagui (1978), idealizado para simular um núcleo de concreto armado, o modelo de pórtico tridimensional apresenta resultados satisfatórios quando usado para estudar edifícios de paredes de concreto, como constataram Nunes (2011) e Braguim (2013).

O processamento do modelo de pórtico tridimensional é feito no programa comercial SAP 2000® versão 16, enquanto que o programa desenvolvido faz o pré-processamento e o pós-processamento. Portanto existe a dependência de um programa externo, mas não há necessidade do usuário saber usá-lo, já que a comunicação entre o programa desenvolvido e o SAP 2000® é feita automaticamente por meio do API.

8.1 CONCLUSÕES

Na análise de projeto do edifício exposto no Item 7.2, os deslocamentos no topo nas duas direções do edifício foram pequenos, assim como o valor do gama z, quando comparados aos valores limites estabelecido pela ABNT NBR 6118:2014, mesmo

sendo consideradas juntas sem função estrutural. Portanto o uso desse tipo de junta é ideal para edifícios de pequeno porte, uma vez que ela tem fácil aplicação, baixo custo e não tem grande influência na rigidez estrutural.

Quando analisado o painel P10, que recebe maior carregamento, verificou-se que 10 cm de espessura não são suficientes para garantir a estabilidade do painel com as propriedades do CLE. Entretanto, ao aumentar a espessura para 12 cm ou usar o CAC, tornou-se possível dimensionar o painel. Como se pode observar, os resultados obtidos pelo programa foram iguais aos alcançados analiticamente, validando assim o dimensionamento efetuado pelo programa desenvolvido.

No exemplo em que foi analisado o deslocamento de topo entre edifícios constituídos por CLE e CLA, notou-se que existe uma proporcionalidade tanto para os deslocamentos quanto para o peso total da estrutura, à medida que se aumenta a altura total do edifício. O CLE apresentou deslocamento aproximadamente 58% maior que o edifício com CAC e uma redução de 41% no carregamento permanente. Portanto, o CLE é bastante atrativo para edifícios de pequeno porte, nos quais os deslocamentos são pequenos e o peso da estrutura é menor, proporcionando fundações e equipamentos para transporte mais baratos.

Quanto à contribuição da transferência de cisalhamento por meio das juntas verticais, foi possível observar que quando se aumenta a rigidez elástica de cisalhamento, a rigidez global do edifício aumenta, reduzindo os deslocamentos. Pôde-se constatar também que até dez pavimentos, altura total de 27 m, os deslocamentos são pequenos e bem inferiores ao deslocamento limite imposto pela ABNT NBR 6118:2014. Portanto, para o deslocamento de topo, não há necessidade do uso de juntas verticais com função estrutural em edifícios semelhantes ao analisado.

Assim, no que concerne ao dimensionamento de paredes portantes pré-moldadas, o programa desenvolvido, apesar de algumas limitações, mostrou-se capaz de auxiliar o engenheiro de forma intuitiva e automática, sendo um artifício para agilizar o dimensionamento desses elementos. Contribuições para aperfeiçoar e para complementar o programa são sugeridos como propostas para trabalhos futuros.

No que se refere ao uso do CLE nesse tipo de sistema construtivo, apesar de ter baixa resistência à compressão e baixo módulo de elasticidade, ele mostrou-se vantajoso, principalmente quando usado em estruturas de pequeno porte.

8.2 PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestões para trabalhos futuros, destacam-se as seguintes contribuições para o programa computacional:

- a) Desenvolvimento da rotina para realizar o detalhamento das peças;
- b) Estudar o colapso progressivo de paredes de concreto pré-moldadas, e implementar no programa como seria o dimensionamento e o detalhamento contra colapso progressivo;
- c) Desenvolver uma rotina para interação solo-estrutura;
- d) Atualizar o programa desenvolvido para que se possa inserir ventos em todas as direções, pavimentos de transição, pavimentos com diferentes geometrias e pés-direitos;
- e) Implementar o modelo híbrido proposto por Nunes (2011), o qual os primeiros pavimentos são discretizados por elementos de casca para se obter os esforços provenientes do efeito arco.

REFERÊNCIAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND – ABCP. **Paredes de Concreto - Coletânea de Ativos**. Rio de Janeiro. 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 35**: Agregados leves para concreto estrutural - especificação. Rio de Janeiro. 1995.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro. 2014.

_____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro. 1980.

_____. **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 12655**: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento. Rio de Janeiro. 2006.

_____. **NBR 15873**: Coordenação Modular para Edificações. Rio de Janeiro. 2010.

_____. **NBR 16055**: Paredes de concreto. Rio de Janeiro. 2012.

BECKER, J. M.; LLORENTE, C. The seismic response of simple precast concrete panel walls. **National Conference on Earthquake Engineering**. Stanford. 1979

BELLUCIO, E. K.; EL DEBS, M. K. Influência da Rugosidade Superficial e o Uso de Fibras de Polipropileno em Almofadas de Argamassa para Ligações de Concreto Pré-Moldado. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, v. 12, n. 54, p. 47-60, 2010.

_____. Comportamento de Ligações Viga-Pilar de Concreto Pré-Moldado Utilizando Concreto com Fibras de Aço. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, v. 13, n. 59, p. 5-8, 2011.

BRAGUIM, T. C. **Utilização de modelos de cálculo para projeto de edifícios de paredes de concreto armado moldadas no local**. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo. 2013.

CATOIA, T. **CONCRETO ULTRALEVE® estrutural com pérolas de EPS: caracterização do material e estudo de sua aplicação em lajes**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos. 2012.

CANADIAN PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE - CPCI. **Design Manual**. 4.ed. Ottawa. 2007.

CONSTRUPOR. **EPS - ISOPOR para laje, enchimento, concreto leve, estradas, flutuadores e isolamento**. Disponível em: <http://construpor.com/index.php?p=item4-1>. Acesso em: 21 out. 2012.

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

CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. PINI. São Paulo. 1991.

CRISAFULLI, F. J.; RESTREPO, J. I.; PARK, R. Seismic design of lightly reinforced precast concrete rectangular wall panels. **PCI Journal**, v. 47, n. 4, p. 104-121, Jul-Aug 2002.

DOH, J.-H. **Experimental and theoretical studies of normal and high strength concrete wall panels**. 2002. Griffith University

DOH, J.-H.; FRAGOMENI, S. Evaluation of experimental work on concrete walls in one and two-way action. **Australian Journal of Structural Engineering**, v. 6, n. 1, p. 37, 2005.

_____. Ultimate load formula for reinforced concrete wall panels with openings. **Advances in Structural Engineering**, v. 9, n. 1, p. 103-115, 2006.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. São Carlos: EESC-USP, 2000.

ENV-EC2. “**Eurocode 2: Design of concrete structures – part 1: General rules and rule for buildings**”. British Standards Institution, London, England, 2004.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON - FIB. **Structural connections for precast concrete buildings**. Lausanne. Switzerland. 2008.

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

FINTEL, M. Performance of buildings with shear walls in earthquakes of the last thirty years. **PCI journal**, v. 40, n. 3, p. 62-80, 1995. ISSN 0887-9672.

FOERSTER, H. R.; RIZKALLA, S. H.; HOUVEL, J. S. Behavior and design of shear connections for load-bearing wall panels. **PCI Journal**, v.34, n.1, p. 102-119, 1989.

FONSECA JUNIOR, A.; CHAVES, C. A. **Núcleo de Referência Parede de Concreto**. O cenário do sistema parede de concreto. Disponível em: <http://nucleoparededeconcreto.com.br/cenario/o-cenario-do-sistema-parede-de-concreto>. Acesso em: 8 fev. 2013, 20:25. 2013.

FRAGOMENI, S.; DOH, J. H.; LEE, D. J. Behavior of Axially Loaded Concrete Wall Panels with Openings: An Experimental Study. **Advances in Structural Engineering**, v. 15, n. 8, p. 1345-1358, 2012. ISSN 1369-4332.

FRAGOMENI, S.; MENDIS, P. A. Instability analysis of normal-and high-strength reinforced-concrete walls. **Journal of Structural Engineering**, v. 123, n. 5, p. 680-684, 1997. ISSN 0733-9445.

FRANCO, L. S. **Aplicação de diretrizes de racionalização construtiva para a evolução tecnológica dos processos construtivos em alvenaria estrutural não armada**. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 1992.

GHOSH, S. K. Observations on the Performance of Structures in the Kobe Earthquake of January 17, 1995. **PCI Journal**, v. 40, n. 2, p. 14-22, 1995.

KERBAUY, J. M. **Concreto estrutural ultraleve com desmoldagem rápida destinado à fabricação de placas, painéis e lajes**. Patente depositada no Instituto Nacional de Propriedade Industrial (INPI). (PI-1004268-7). 2011.

KIANOUSH, M. R; ELMORSI, M.; SCANLON, A. Response of Large Panel Precast Wall Systems: Analysis and Design. **PCI Journal**, v. 2, p. 1, 1996.

KIANOUSH, M. R; SCANLON, A. Analytical modeling of large panel coupled walls for seismic loading. **Canadian Journal of Civil Engineering**. v. 15, p. 623-632, 1988.

KLOSOWSKI, J. M. **Sealants in constructions**. Dekker, New York. 1989.

LEE, D. J. **Experimental and Theoretical study of Normal and High Strength Concrete Wall Panels with Openings**. PhD Thesis, Griffith University, Australia. 2008.

LEONHARDT, F.; MONNING, E. **Construções de concreto: Princípios básicos sobre armação de estruturas de concreto armado**. v.3, 1.ed. Rio de Janeiro, Interciência. 1975.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 3. ed. Ibracon, 2008.

MENEZES, C. M. T.; EL DEBS, M. K. Estudo de consolos e dentes de concreto moldados em etapas distintas para ligações de concreto pré-moldado. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, v. 11, n. 53, p. 13-16, 2009.

MILECH, M. Núcleo de Referência Parede de Concreto. **Construção civil recupera otimismo**, Disponível em:

<http://nucleoparededeconcreto.com.br/cenario/construcao-civil-recupera-otimismo>.

Acesso em: 8 fev. 2013, 20:17.

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

NÚCLEO DE REFERÊNCIA PAREDE DE CONCRETO. **Orientações básicas para quem quer construir com paredes de concreto**. Disponível em:

<http://nucleoparededeconcreto.com.br/destaque-home/as-vantagens-de-ter-uma-equipe-capacitada-2>. Acesso em: 08 mar. 2013.

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

OLIVA, M. G.; SHAHROOZ, B. M. Shaking table test panel structures using limited-slip bolted joints. **Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering**, v.6, p. 717-724, 1984.

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

PALL, A. S.; MARSH, C. Seismic response of large panel structures using limited-slip bolted joints. **Third Canadian Conference on Earthquake Engineering. McGill University**, v.2, Montreal, Quebec, Canada. 1979.

PEKAU, O. A.; HUM, H. Seismic response of friction jointed precast panel shear walls. **PCI Journal**. v. 36, n. 2, pp. 56-71. 1991.

PEREIRA, G. S. **Contribuições à análise de estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1997.

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

PRECAST AND PRESTRESSED CONCRETE. **PCI Architectural precast concrete**. 3.ed. Chicago. 2007.

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

RIZKALLA, S. H.; SERRETTE, R. L.; HEUVEL, J. S.; ATTIOGBE, E. K. Multiple shear key connections for precast shear wall panels. **PCI Journal**, v.34, n.2, p. 104-120, 1989

ROSSO, T. **Pré-fabricação, coordenação modular: teoria e prática**. Instituto de Engenharia. São Paulo. 1966.

SALAS, S. J. **Construção industrializada: pré-fabricação**. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas. 1988. (Apostila de curso realizado em São Paulo, set.,1988).

SARTORTI, A. L.; **Comportamento dinâmico de lajes maciças de concreto leve com pérolas de EPS**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos. 2015.

SCHRICKER, V.; POWELL, G. H. **Inelastic seismic analysis of large panel buildings**. College of Engineering. University of California. Berkeley. 1980.

SERRA, J. L. F. A. **Contribuição ao estudo de núcleos resistentes de concreto armado**. Tese (Doutorado)-Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1994.

SERRA, S. M. B.; FERREIRA, M. A.; PIGOZZO, B. N. Evolução dos Pré-fabricados de Concreto. **Primeiro encontro nacional de pesquisa-projeto-produção de concreto pré-moldado**. São Carlos. 2005.

SOUDKI, K. A.; RIZKALLA, S. H.; DIAKIW, R. W. Horizontal connections for precast concrete shear walls subjected to cyclic deformations, Part 2: Prestressed Connections. **PCI Journal**, v.40, n.5, p. 82-95, 1995.

TARANTH. B. S. **Torsional behaviour of open section shear wall structures.** University of Southampton, Southampton, England. 1968.

TESTONI, E.; **Edifícios com lajes maciças e paredes portantes pré-moldadas de concreto leve com pérolas de EPS.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos. 2013.

TOMO. F. C. **Critérios para projeto de estruturas de paredes portantes pré-fabricadas de concreto armado.** Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos. 2013.

VENTURINI. W. S.; RODRIGUES, R. O. **Dimensionamento de peças retangulares de concreto armado solicitadas à flexão reta.** Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 1987

YAGUI, T. **Análise de estruturas de edifícios constituídas de núcleo de concreto armado e pilares ou pendurais de aço (carregamento crítico de instabilidade geral).** Tese (Livre-docência) – Faculdade Engenharia de Limeira, Universidade Estadual de Campinas, Limeira. 1978.

APÊNDICE A – MANUAL DO PROGRAMA COMPUTACIONAL DESENVOLVIDO

O manual tem o objetivo de instruir o usuário para a correta utilização do programa computacional desenvolvido. A seguir serão explicitados os passos necessários para dimensionar um edifício de parede de concreto pré-moldado e o funcionamento de todos os objetos presentes no programa.

A.1 INICIANDO O PROGRAMA

O programa é constituído de uma interface principal (Figura A.1), na qual existem as abas superiores (*Arquivo*, *Edifício*, *Ajuda* e *Sobre*), um ambiente gráfico para a visualização dos dados que estão sendo inseridos, dois painéis para a definição de algumas propriedades da parede, um botão *Propriedade da Parede*, um painel para inserir os elementos e dois botões (*Alterar* e *Deletar*).

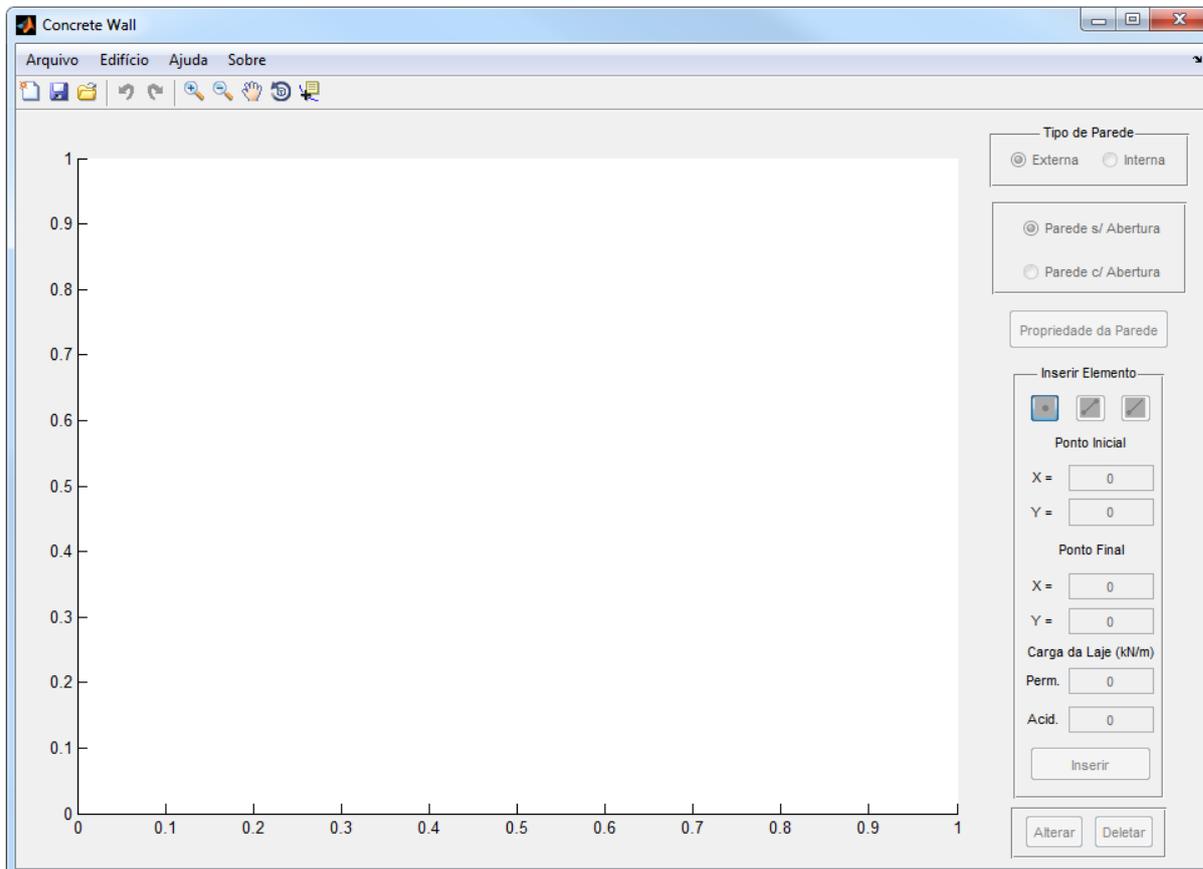


Figura A.1 – Tela inicial do programa.

No instante em que o programa é iniciado, a maioria das funções está desabilitada. Apenas as abas superiores estão habilitadas. Na aba *Arquivo*, Figura A.2, é possível abrir projetos salvos, salvar e fechar o programa. A Figura A.3 mostra a aba *Edifício*, na qual é possível editar todos os critérios do edifício, processar o modelo, visualizar os resultados e gerar o resumo do processamento global.



Figura A.2 – Expansão da aba superior *Arquivo*.

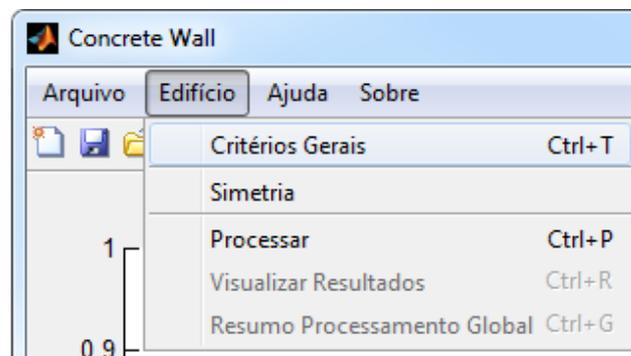


Figura A.3 – Expansão da aba superior *Edifício* e janela de propriedades do edifício.

Todas as funções da tela principal serão habilitadas quando um projeto já existente for aberto, ou após entrar com os dados dos critérios gerais do edifício, pela aba *Edifício* → *Critérios Gerais* (Figura A.4). Tem de definir as propriedades do edifício, os parâmetros para calcular a força de arrasto devida ao vento e as combinações que serão utilizadas.

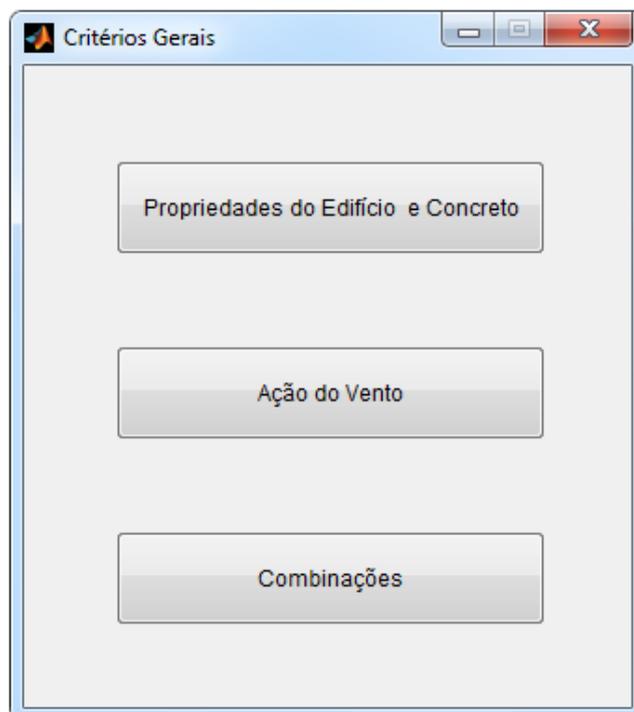


Figura A.4 – Janela *Critérios Gerais*.

a) Propriedades do Edifício e Concreto

Na janela das *Propriedades do Edifício e Concreto*, Figura A.5, o usuário deve entrar com: número de pavimentos, espessura das paredes internas, espessura das paredes externas, pé-direito, módulo de elasticidade do concreto (E), peso específico, f_{ck} , f_{ck8h} , f_{ct} , diferença entre a temperatura interna e a externa (ΔT), coeficiente de dilatação térmica (C). Caso seja utilizado concreto leve, deve-se entrar com o valor do fator de redução de resistência do concreto ($Lambda$), que varia entre 0,75 e 1, e caso seja concreto pré-moldado, deve-se definir a rigidez elástica de cisalhamento, o coeficiente de majoração para desmoldagem e a posição em que o painel estará antes da desmoldagem, do transporte e do içamento.

Apesar do programa ter sido desenvolvido para dimensionar paredes de concreto pré-moldadas, é possível realizar o lançamento e o processamento de paredes de concreto moldadas *in-loco*. Contudo as paredes portantes moldadas *in-loco* não são dimensionadas.

Propriedade do Edifício

Dados do Edifício

Número de Pavimentos: 0

Espessura das Paredes Internas (m): 0

Espessura das Paredes Externas (m): 0

Pé direito (m): 0

Dados do Edifício

Concreto Leve:

λ : 1

Concreto Pré-moldado:

Rigidez Elástica de Cisalhamento (kN/m): 0

Dados do Concreto

E (GPa): 0

ν : 0

Peso Específico (kN/m³): 0

fck (MPa): 0

fck_8h (MPa): 0

fct (MPa): 0

ΔT (°C): 0

C (°C⁻¹): 0

Desmoldagem

Vertical Horizontal $\gamma =$ 0

Transporte

Vertical Horizontal

Armazenamento / Içamento

Vertical Horizontal

Propriedades das Juntas

Ok

Figura A.5 – Janela *Propriedade do Edifício*.

Se o edifício lançado for pré-moldado, é preciso definir as propriedades das juntas verticais e horizontais. A Figura A.6 mostra a janela em que se pode definir: a resistência à compressão do material da junta horizontal e da vertical (f_{ck}); o coeficiente de minoração de resistência ($\gamma_{c,a}$); a espessura da junta horizontal (T_a); a altura da laje (h_{laje}), caso haja laje entre os painéis (Figura 4.9b); os valores de β para as paredes internas e externas; os valores de c e μ , de acordo com a Tabela 4.2; a largura da junta vertical (L).

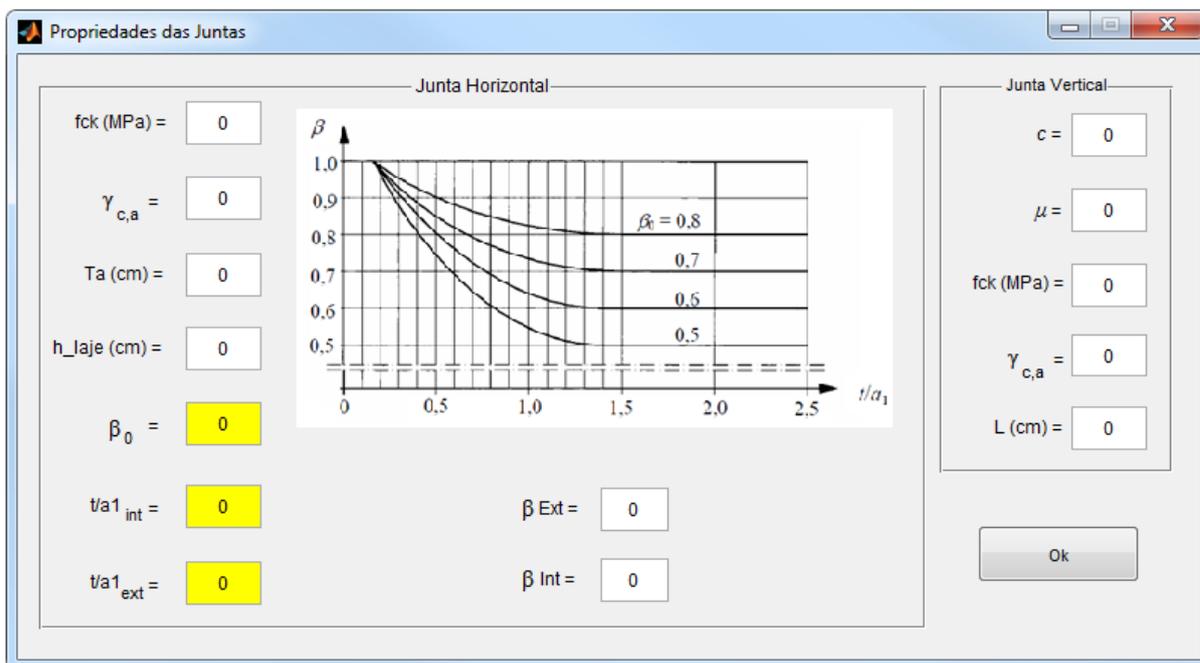


Figura A.6 – Janela para definir as propriedades das juntas verticais e horizontais.

b) Ação do Vento

A ação do vento é definida e calculada de acordo com o que preconiza a ABNT NBR 6123:1988. Para editar as características recomendadas pela norma, o usuário deve pressionar o botão *Ação do Vento* nos *Crítérios Gerais* (Figura A.4). Assim a janela apresentada na Figura A.7 é aberta e nela é possível determinar as variáveis necessárias para o cálculo da força do vento, tais como: velocidade básica, fator topográfico, rugosidade do terreno, classe da edificação, fator estatístico. É indispensável a definição das distâncias equivalentes à projeção do edifício, assim como os coeficientes de arrasto nas direções de 0° e 90° . É importante ressaltar que este programa está limitado a calcular apenas os esforços de vento provenientes das direções 0° e 90° . Da Figura A.8 a A.11 são mostradas as janelas em que são determinadas as variáveis citadas anteriormente.

The 'Vento' window contains the following parameters and controls:

- V0 - Velocidade básica:** 30
- S1 - Fator do terreno:** 1
- S2 - Categoria de rugosidade:** I
- S2 - Classe da edificação:** A
- S3 - Fator estatístico:** 1
- Projeção do edifício:** A diagram showing a rectangular building footprint with dimensions $a = 0$ and $b = 0$.
- Coefficiente de arrasto para ângulo de 0° :** 1
- Coefficiente de arrasto para ângulo de 90° :** 1
- Buttons:** 'Calcular força do vento' and 'Abacos de CA'.

Figura A.7 – Janela para o cálculo dos esforços provenientes do vento.

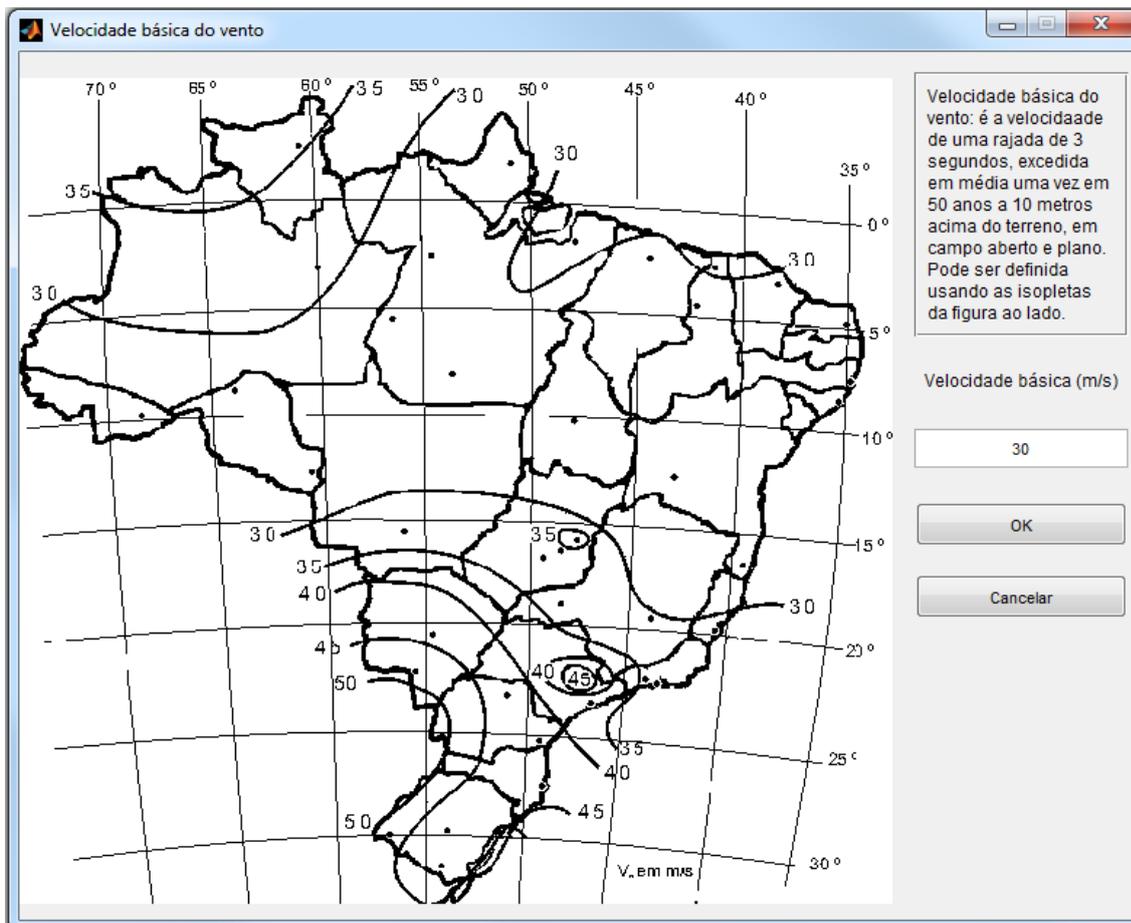


Figura A.8 – Janela para auxiliar a definição da velocidade básica (V_0). [Fonte da imagem: ABNT NBR 6123:1988]

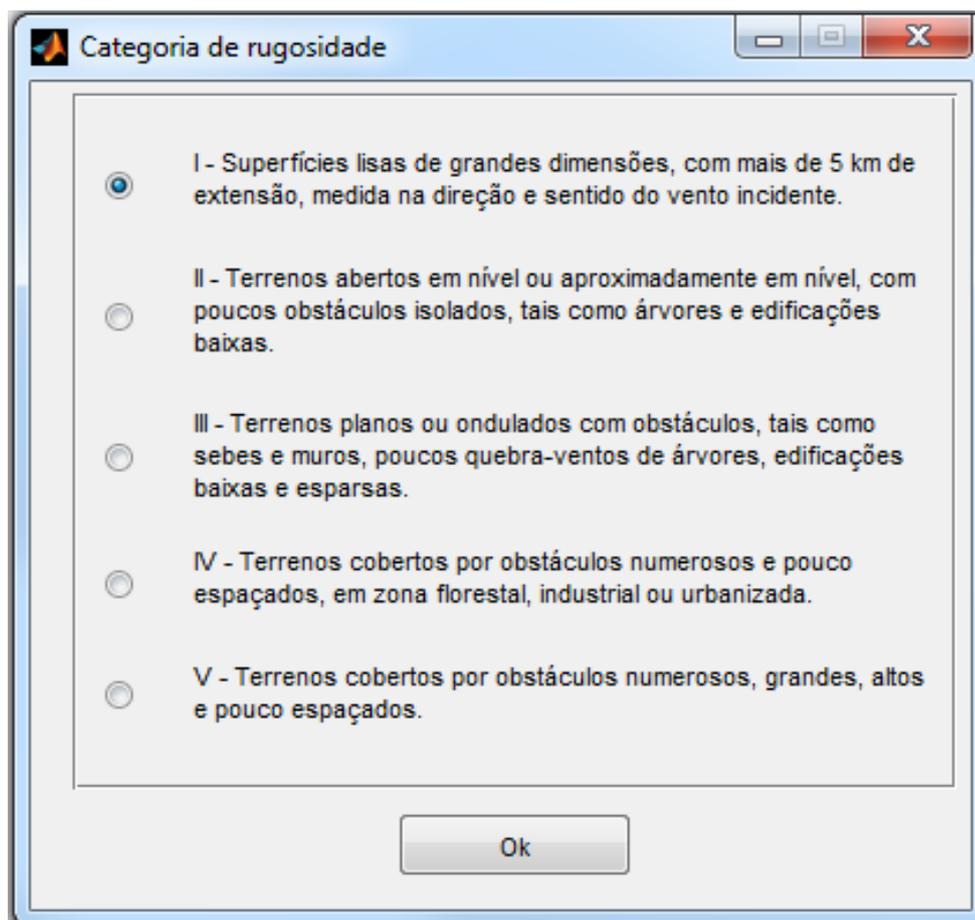


Figura A.9 – Janela para determinar a rugosidade do terreno (S_2).

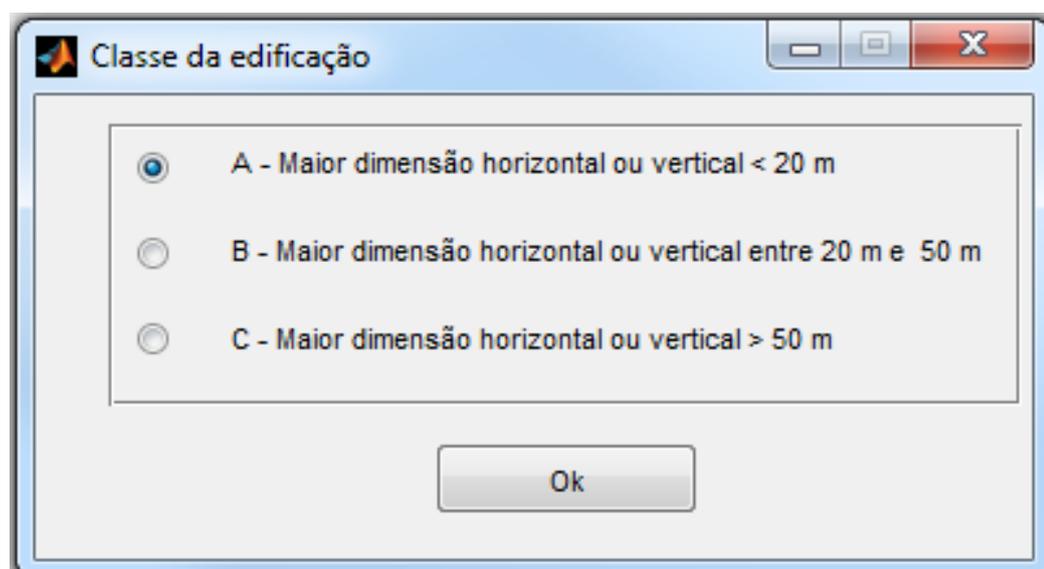


Figura A.10 – Janela para determinar a classe da edificação (S_2).

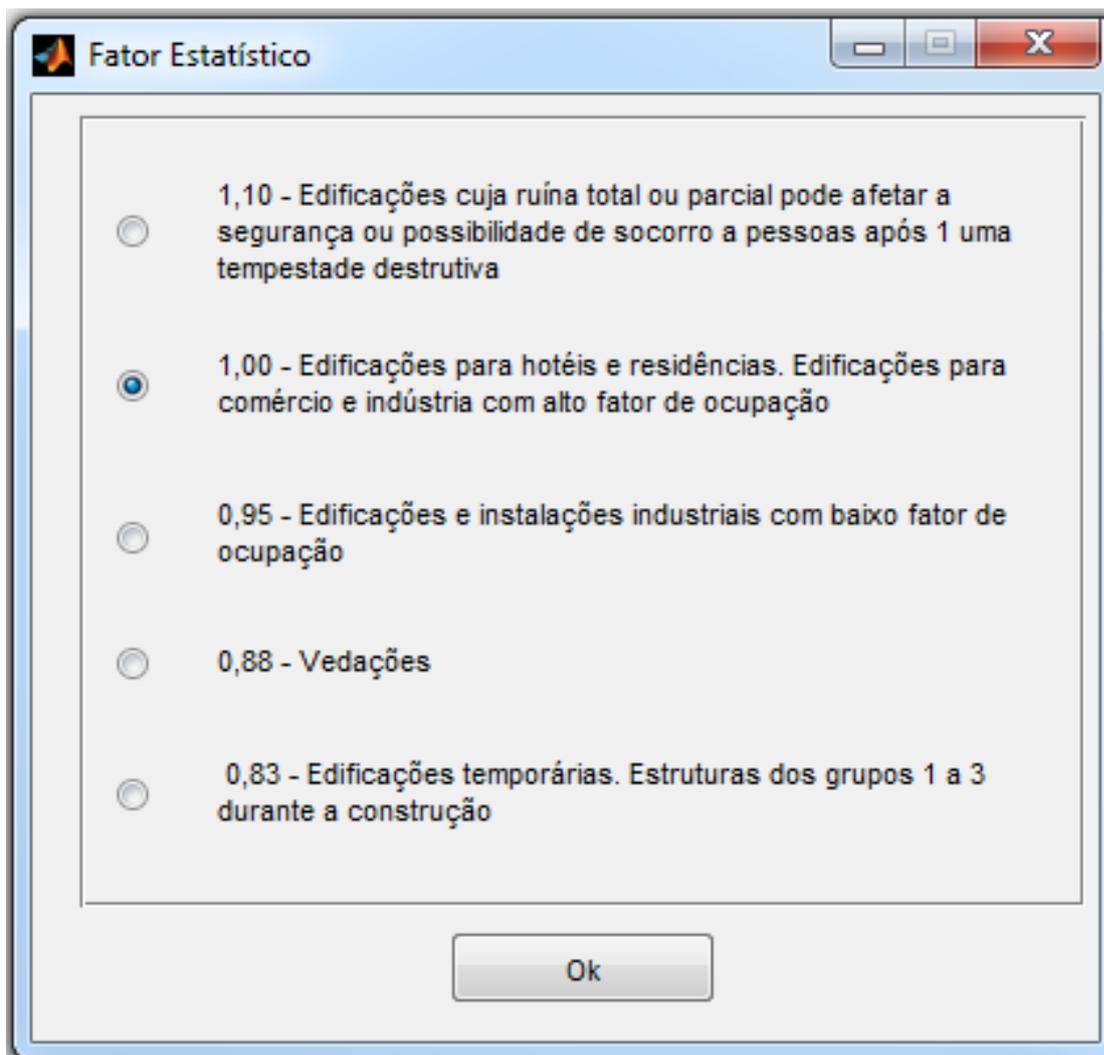


Figura A.11 – Janela para determinar o fator estático (S3).

Na janela de *Ações do Vento* existe um botão, *Ábacos CA*, que serve para auxiliar o usuário no cálculo do coeficiente de arrasto. Ao pressionar esse botão, a janela mostrada na Figura A.12 é aberta e nela se podem consultar os ábacos de alta e baixa turbulência disponíveis na NBR 6123:1988. Obtém-se, a partir dos ábacos, o coeficiente de arrasto.

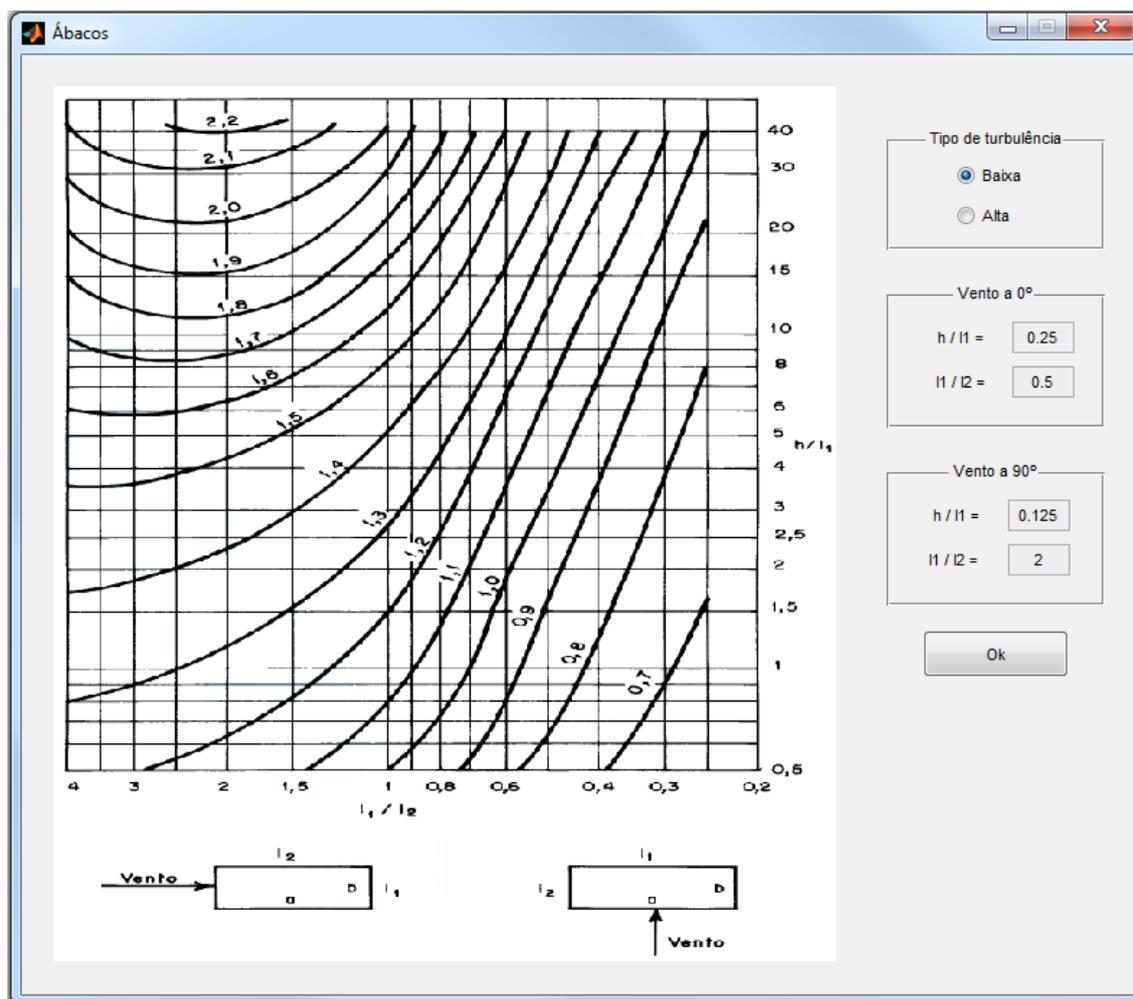


Figura A.12 – Janela dos ábacos para definição do coeficiente de arrasto.

Definidas todas as variáveis e propriedades, basta pressionar o botão *Calcular Força do Vento*. Se todos os dados estiverem corretos, aparecerá uma janela de confirmação de que a força de arrasto foi calculada (Figura A.13).

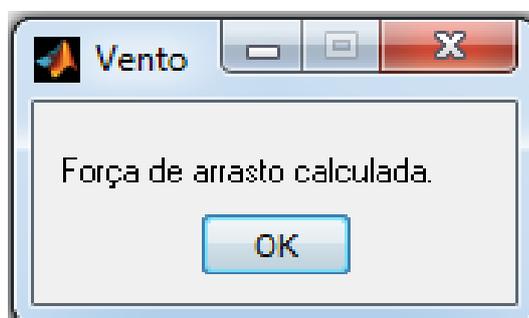


Figura A.13 – Janela de confirmação do cálculo correto da força de arrasto.

c) Combinações

Os esforços solicitantes são definidos a partir de combinações que majoram e determinam estatisticamente a possibilidade da simultaneidade dos carregamentos atuantes. É aconselhável seguir as recomendações da ABNT NBR 6118:2014, mas o usuário está livre para inserir qualquer combinação que desejar.

A Figura A.14 mostra a janela que surge ao pressionar o botão Combinações. Nas colunas C deve ser inserido o coeficiente γ ou o produto dos coeficientes $\gamma \cdot \psi_{ij}$, e nas colunas V, a respectiva ação que será multiplicada pelo coeficiente da coluna C.

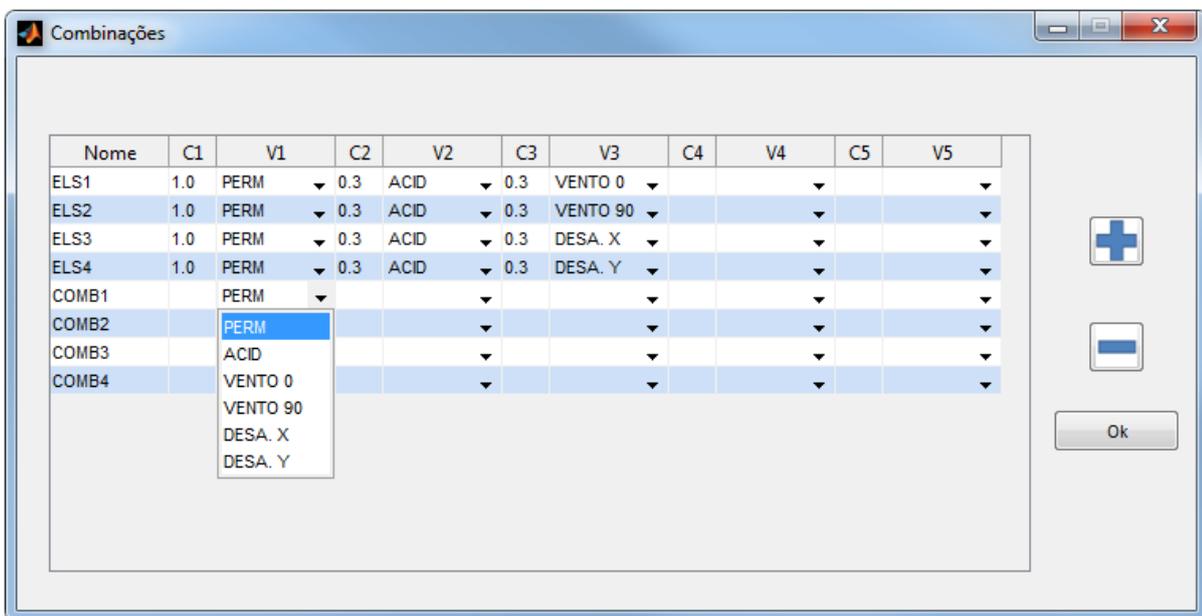


Figura A.14 – Janela de combinações.

Após a definição de todos os critérios, as funções da tela principal são habilitadas. Deste modo, torna-se possível iniciar o lançamento do edifício.

A.2 LANÇAMENTO DO EDIFÍCIO

O painel *Tipo de Parede* permite determinar se a parede que será inserida é interna ou externa. Logo abaixo, define-se a existência ou não de aberturas. Caso a parede tenha abertura, como porta e janelas, é necessário definir a posição delas, pressionando o botão *Propriedades da Parede* (Figura A.15).

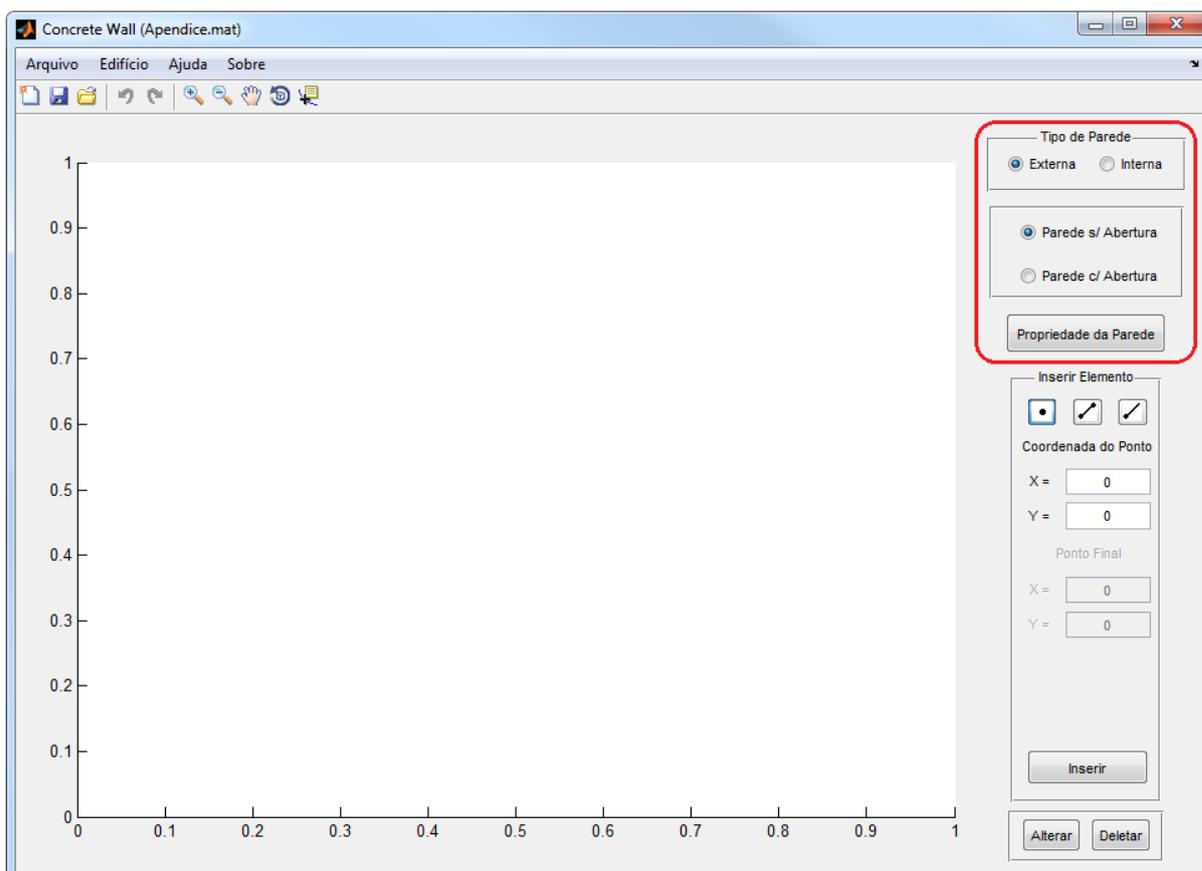


Figura A.15 – Em destaque onde se pode editar as propriedades da parede a ser inserida.

Ao pressionar o botão *Propriedades da Parede*, uma janela se abrirá, como a indicada na Figura A.16. Então nela se pode alterar a espessura dessa parede específica, sem que as demais sofram quaisquer alterações; existe uma lista em que é definido que tipo de abertura a parede tem, que pode ser: uma janela, duas janelas ou uma porta; e por fim há algumas caixas de texto que possibilitam o posicionamento das aberturas, nas quais todos os dados de entrada solicitados são explicados por meio de imagens que se alteram, dependendo do tipo de abertura, como se observa nas Figuras A.16 a A.18.

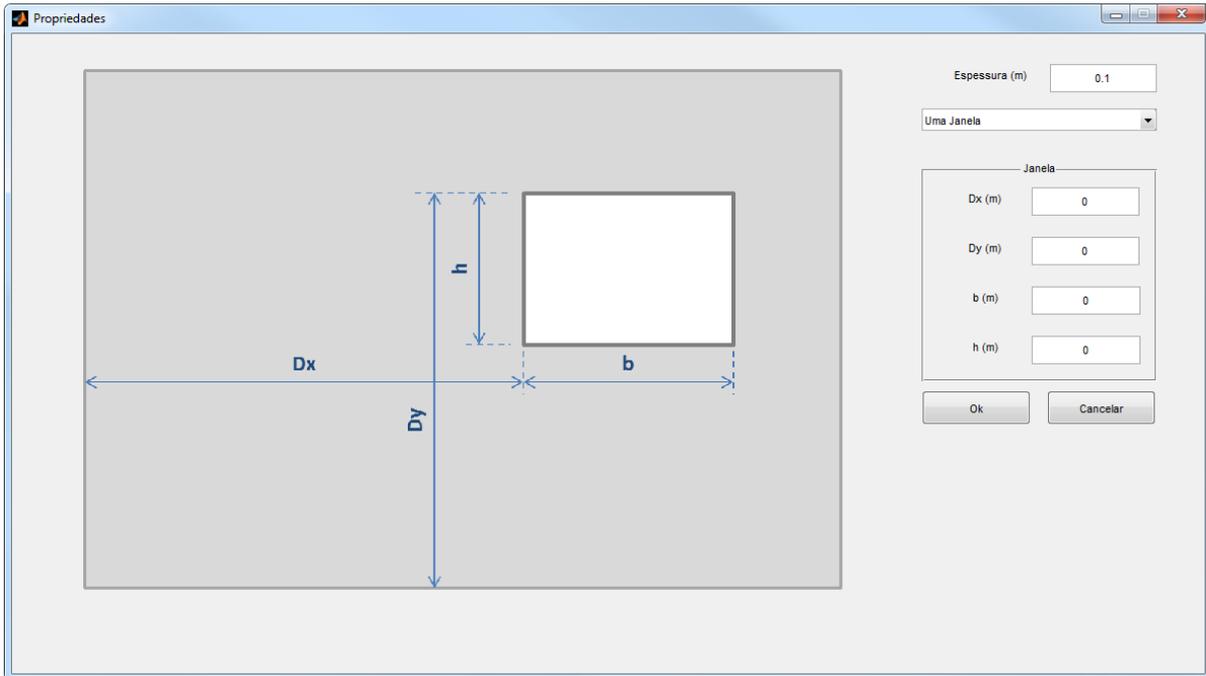


Figura A.16 – Janela de propriedades das paredes para uma janela.

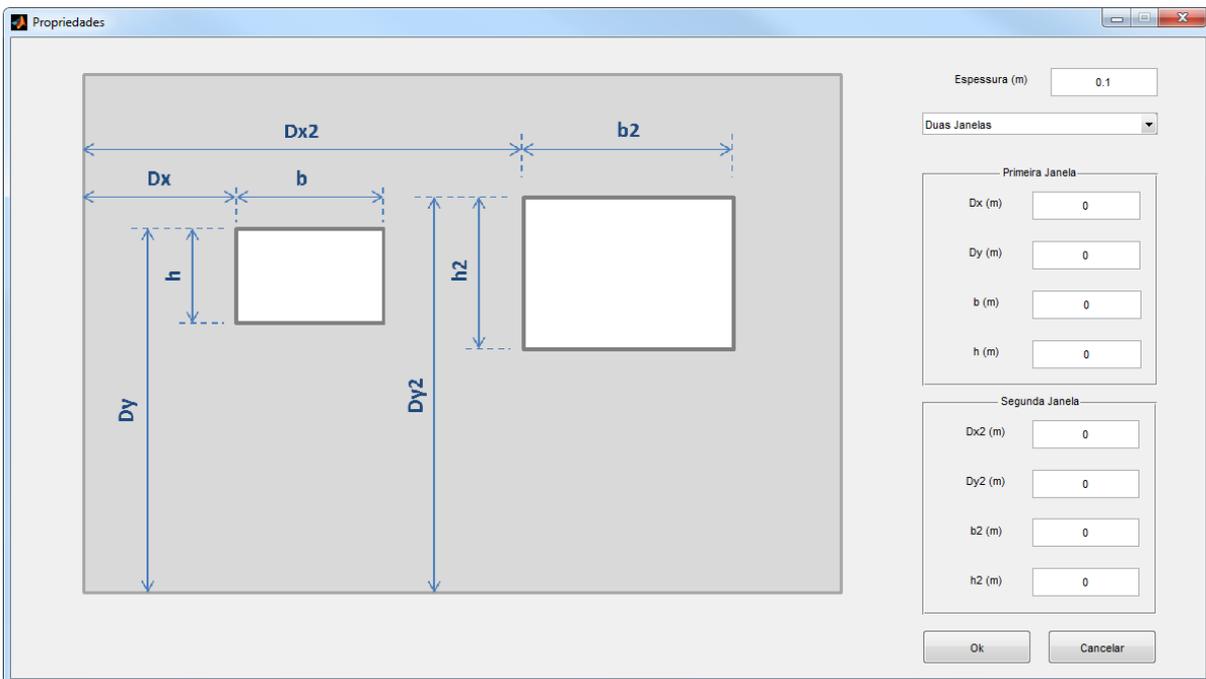


Figura A.17 – Janela de propriedades das paredes para duas janelas.

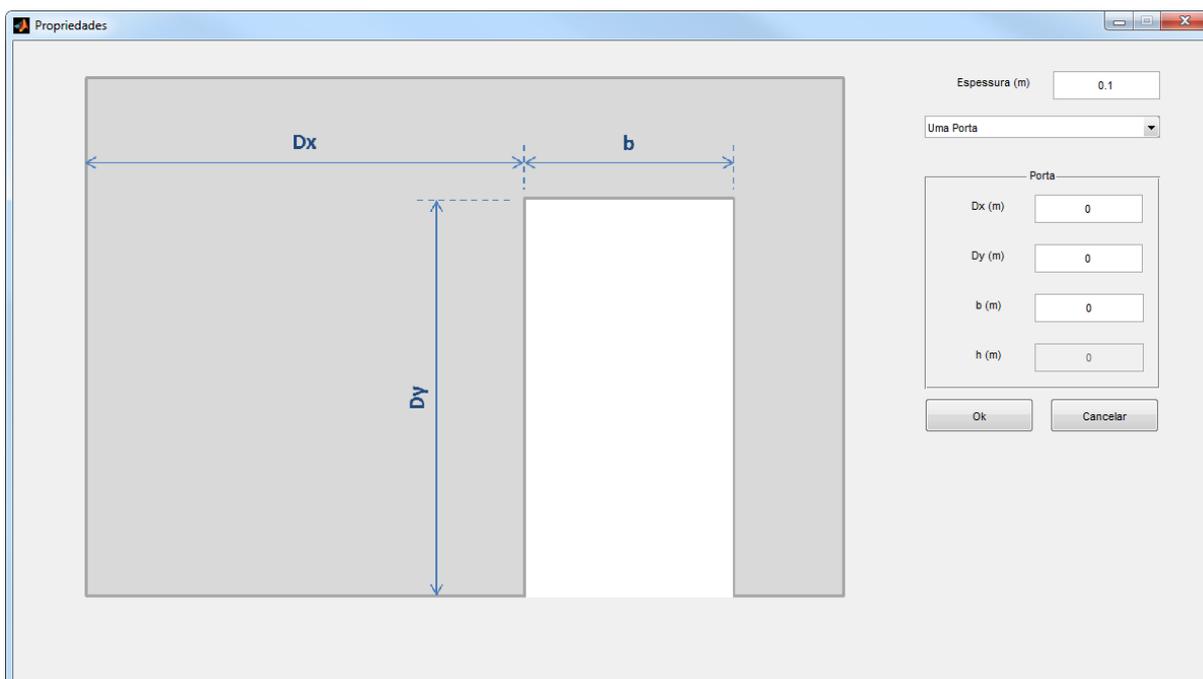


Figura A.18 – Janela de propriedades das paredes para uma porta.

No painel *Inserir Elemento* existem três formas de inserir os elementos, e estes podem ser pontos ou elementos de parede. Para inserir um ponto, Figura A.19a, deve-se pressionar o botão *Ponto*, entrar com as coordenadas do ponto e pressionar o botão *Inserir*. Há dois meios para inserir um elemento de parede: o primeiro é a partir de dois pontos já existentes (Figura A.19b), e o segundo em que é necessário informar qual o primeiro ponto e a coordenada do segundo ponto (Figura A.19c). Quando for inserido um elemento do tipo parede, aparecerá uma caixa de texto, solicitando o carregamento distribuído permanente e o acidental proveniente da laje do pavimento que estará atuando sobre aquela parede.

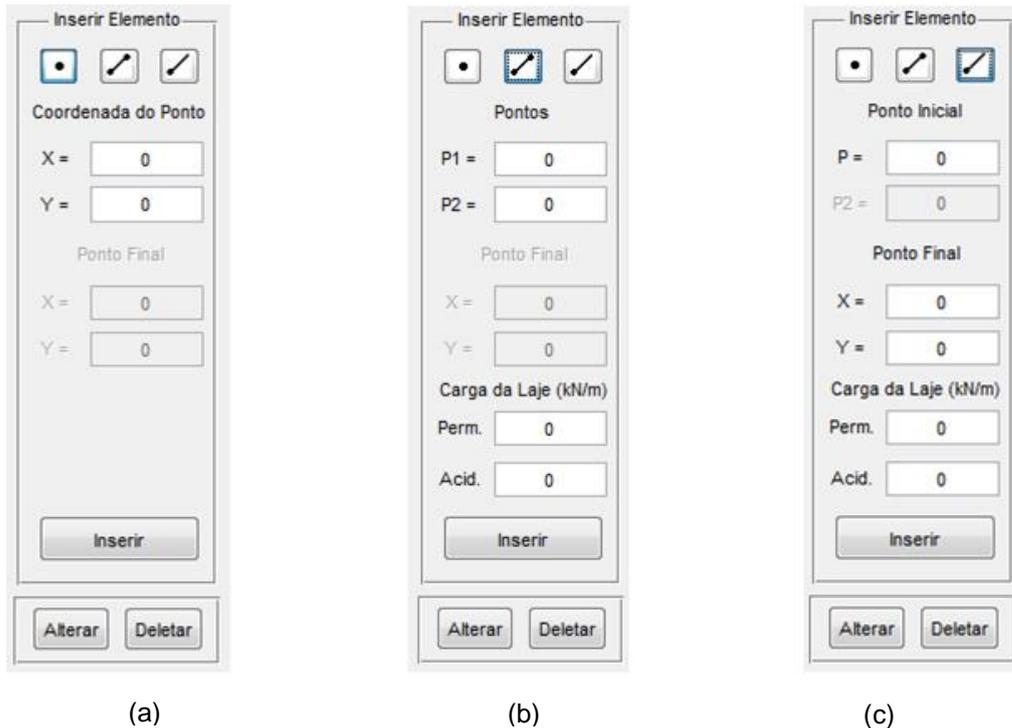


Figura A.19 – Variações do painel *Inserir Elemento*.

Ao inserir um elemento é possível visualizá-lo no ambiente de desenho; todos os elementos são vistos em planta. Foi considerado, para o desenvolvimento deste programa, que todos os pavimentos são iguais ao tipo e têm o mesmo pé-direito. Portanto, é necessário inserir apenas o primeiro pavimento tipo; os outros pavimentos serão gerados automaticamente.

A Figura A.20 mostra uma parede sem abertura, na qual os pontos P1 e P2 foram inseridos pelo usuário, e o ponto P3 assim como as barras L1 e L2 foram geradas automaticamente. As barras L1 e L2 representam as barras horizontais rígidas, e o ponto P3 indica onde está a barra vertical flexível.

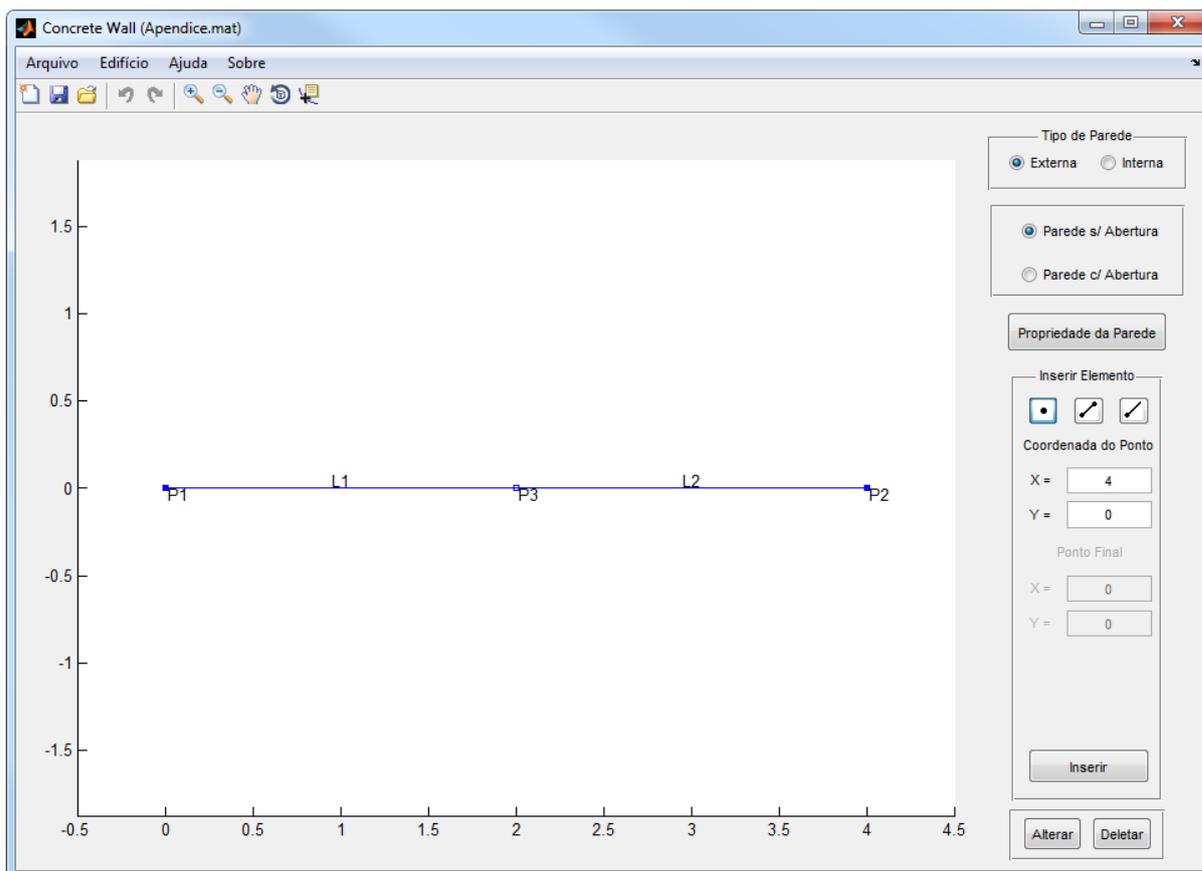


Figura A.20 – Parede sem abertura vista em planta.

Com o intuito de deixar mais claro, a Figura A.21 expõe a elevação da parede apresentada na Figura A.20.

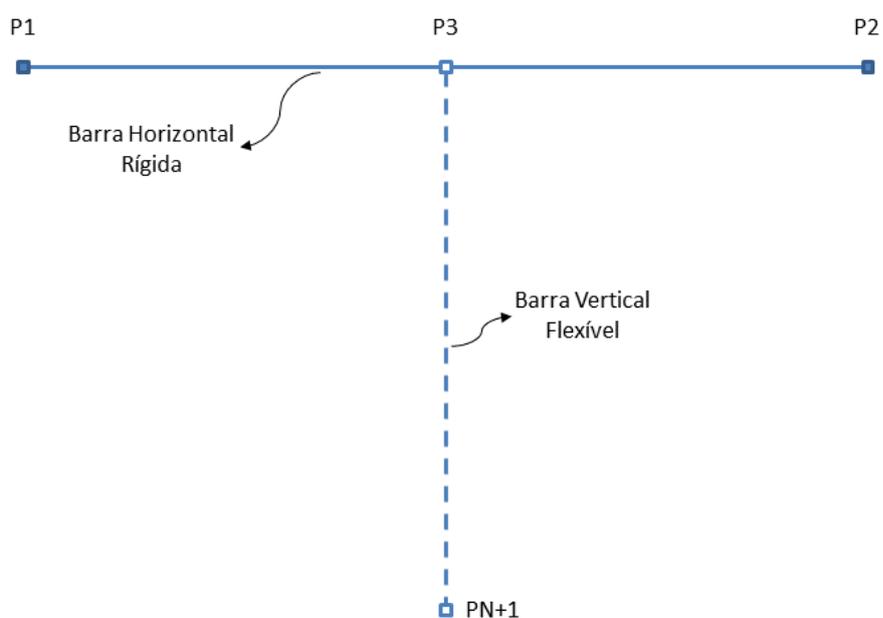


Figura A.21 – Elevação de uma parede sem abertura.

No caso da existência de alguma abertura na parede, os lintéis serão inseridos automaticamente, como se pode observar na Figura A.22, que mostra uma parede com abertura. Da mesma forma que foi explicada anteriormente, somente os pontos P1 e P2 foram inseridos pelo usuário, uma vez que todos os outros pontos, barras e lintéis, são gerados automaticamente. Na Figura A.23 é exibida a elevação da parede apresentada na Figura A.22.

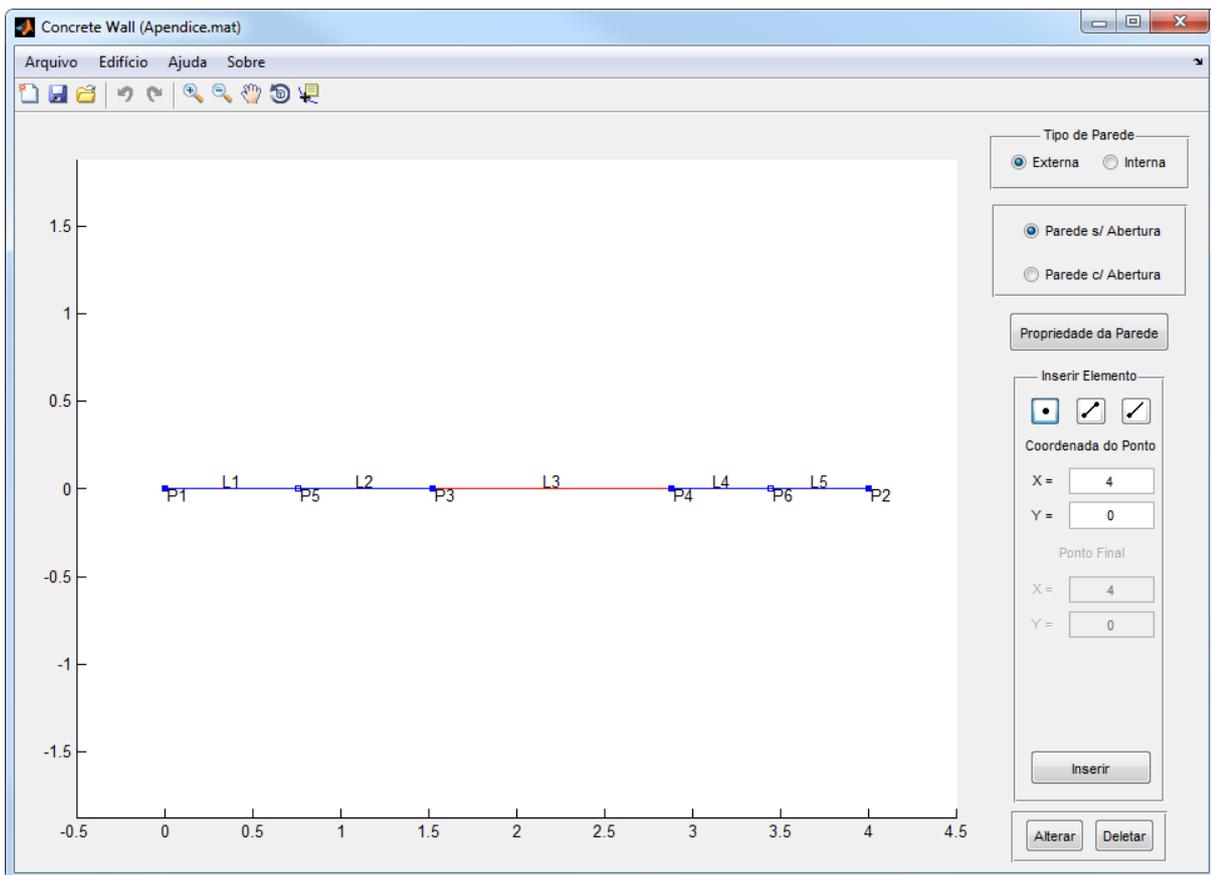


Figura A.22 – Parede com abertura vista em planta.

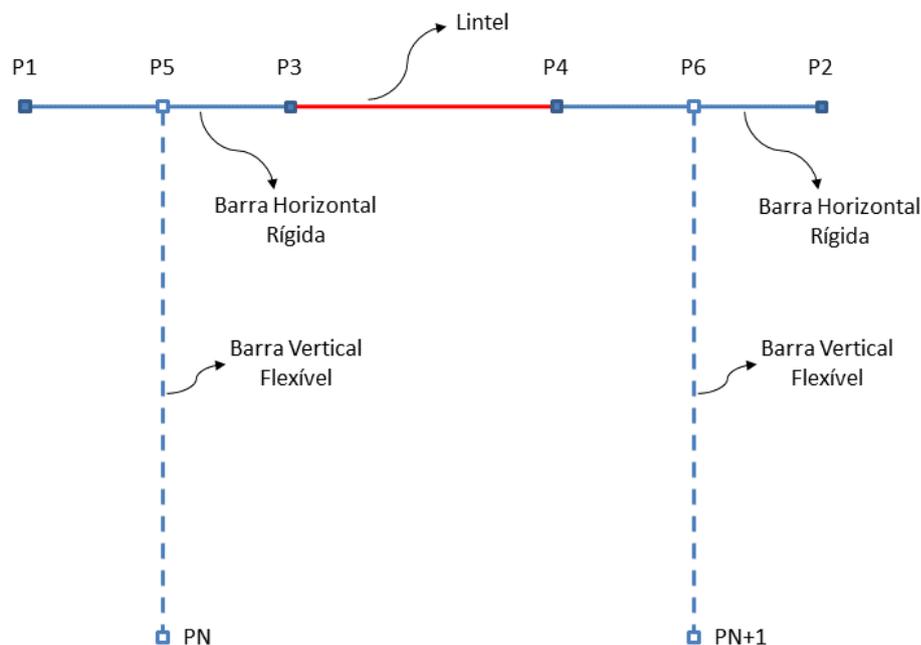


Figura A.23 – Elevação de uma parede com abertura.

A.3 GERAÇÃO DO MODELO

Uma vez definidas as propriedades do edifício, a força de arrasto do vento e as combinações, e inseridas as paredes, é possível gerar o modelo de todos os pavimentos. Como já foi comentado anteriormente, quando se faz a inserção dos elementos de parede, esses elementos referem-se apenas ao primeiro pavimento tipo, então não é preciso criar os elementos dos demais pavimentos.

Pelo caminho *Edifício* → *Processar* (Figura A.24), é possível: gerar o modelo, processar e/ou dimensionar. Vale ressaltar que para processar o edifício é necessário ter gerado o modelo, e para dimensionar, é preciso ter o modelo processado.

A geração do modelo consiste em copiar todos os elementos do pavimento tipo, de forma ordenada, resultando na modelagem de todo o edifício e, em seguida, lançar todas as informações para serem analisadas no programa comercial SAP 2000. O processamento consiste em fazer a análise e em obter os esforços e os deslocamentos dos elementos de barra. Se for selecionada a opção *Dimensionar*, todas as paredes portantes serão verificadas para os esforços atuantes e dimensionadas.

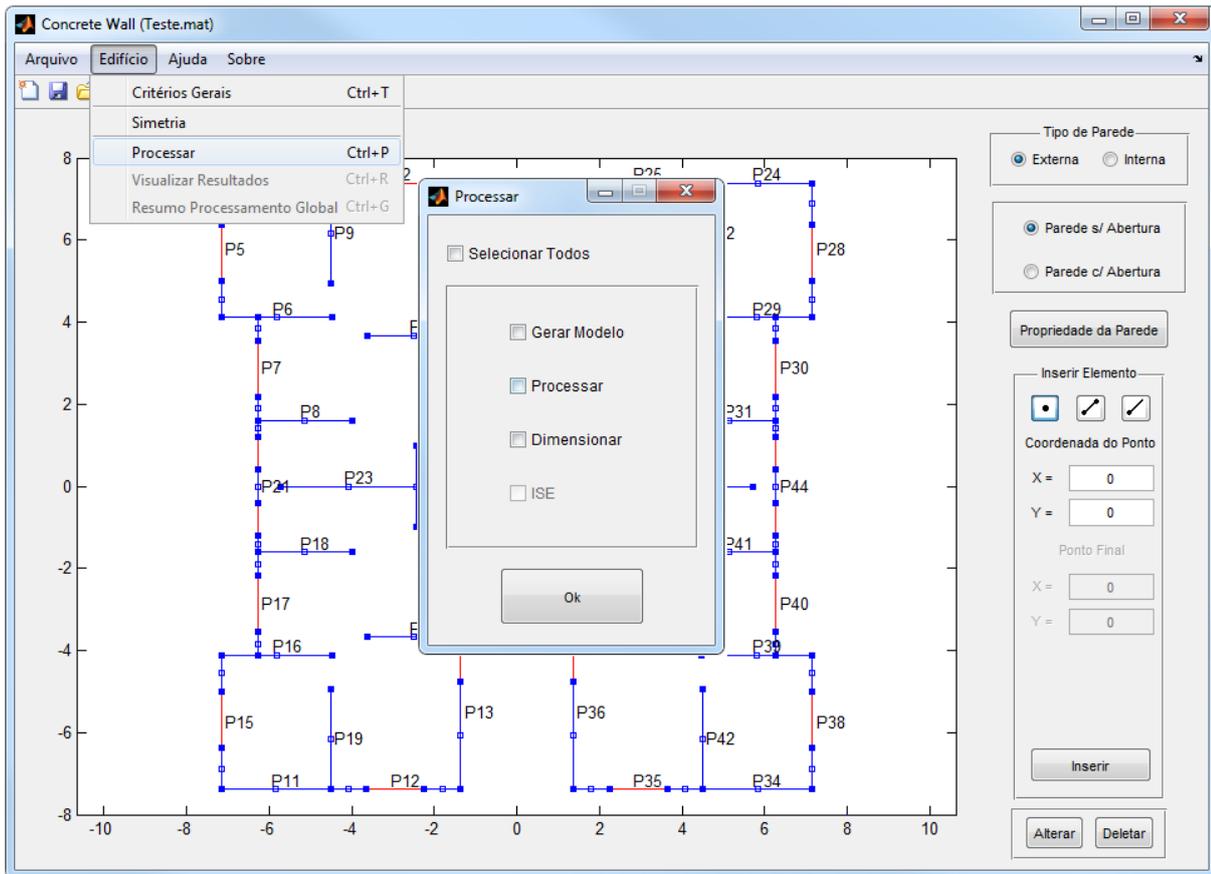


Figura A.24 – Janela para gerar o modelo, processar e dimensionar o edifício.

A interação do programa desenvolvido com o SAP 2000® é feita por uma rotina que usa as funções previamente disponíveis no SAP 2000®. Primeiramente o programa abre o SAP 2000®, define as propriedades do material, os casos de carregamentos e as combinações a serem utilizadas. Depois são inseridos todos os pontos, já definindo aqueles que atuarão como diafragma e apoio. Em seguida são definidas as propriedades geométricas das barras, inseridas essas barras e atribuídas suas condições de apoio. Então são inseridos os pontos de aplicação da força do vento. Se o item Processar for selecionado, a estrutura é processada e os resultados são armazenados.

Caso o item Dimensionar tenha sido selecionado, todas as paredes portantes são verificadas e dimensionadas conforme apresentado nos Itens 3, 4 e 5. Só então será possível ter acesso à visualização dos resultados.

A.4 VISUALIZAÇÃO DOS RESULTADOS

Após o processamento do edifício, os itens *Visualizar Resultados* e *Resumo Processamento Global*, da aba *Edifício*, estarão habilitados.

O resumo do processamento global é apresentado pelo arquivo de texto “PROGLOBAL.dat” gerado. Nele é possível verificar os critérios utilizados, propriedades do edifício, do concreto e do vento (Figura A.25), além das combinações utilizadas, e os resultados da análise global da estrutura, gama z, deslocamento máximo de topo e deslocamento máximo entre os pavimentos (Figura A.26).

Na janela *Visualizar Resultados*, Figura A.27, existem duas listas, uma de pavimentos e outra de paredes. É possível controlar o conteúdo disposto nas listas pelos botões: *Todas*, quando pressionado, estarão listadas todas as paredes; *Dimensionadas*, quando pressionado, estarão listadas apenas as paredes que foram dimensionadas; e *Com Erro*, quando pressionado, estarão listadas apenas as paredes que apresentarem erro. Também são expostas as propriedades geométricas da parede, os resultados da verificação do efeito de segunda ordem e, se a parede passar, a armadura que deve ser usada.

É possível gerar um relatório de todas as paredes em um arquivo de texto “PAREDE.dat”, no qual são mostradas todas as informações para realizar o dimensionamento da parede e todos os resultados. Os resultados dos cálculos das juntas horizontais, das juntas verticais e da fase transitória são apresentados apenas neste relatório, como se pode observar nas Figuras 7.14 e 7.16.

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO - USP ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS - EESC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS	
CONCRETE WALL	
PROGRAMA DESENVOLVIDO PARA OBTENÇÃO DO TÍTULO DE MESTRE DO ENG. RICARDO SAMPAIO ROMÃO FILHO	
ORIENTADOR: DR. LIBÂNIO MIRANDA PINHEIRO	
PROCESSAMENTO GLOBAL	
DADOS DO EDIFÍCIO	DADOS DO CONCRETO
Nº PAVIMENTOS = 7	E = 24.0 GPa
ESPESSURA PAREDE INT. = 10 cm	POISSON = 0.2
ESPESSURA PAREDE EXT. = 10 cm	GAMAc = 25.0 kN/m ³
PÉ DIREITO = 2.70 m	FCK = 25.0 MPa
CONCRETO ULTRALEVE - NÃO	FCK_dia = 12.0 MPa
CONCRETO PRÉ-MOLDADO - SIM	deltaT = 10.0 °C
COEF. DE CISCALHAMENTO = 0.0	alfa = 1.00e-005
VENTO	
V0 (VELOCIDADE BASICA) = 40 m/s	
S1 (FATOR TERRENO) = 1.00	
S2 (CATEGORIA DE RUGOSIDADE) = I	
S2 (CATEGORIA DE RUGOSIDADE) = V	
S2 (CLASSE DO EDIFÍCIO) = A	
S3 (FATOR ESTATISTICO) = 1.00	
a = 14.45	
b = 14.90	
Ca 0° = 1.14	
Ca 90° = 1.10	

Figura A.25 – Resumo do processamento. Dados do edifício, do concreto e do vento.

COMBINAÇÕES	
ELS1	= 1.0 PERM + 0.3 ACID + 0.3 VENTO 0
ELS2	= 1.0 PERM + 0.3 ACID + 0.3 VENTO 90
ELS3	= 1.0 PERM + 0.3 ACID + 0.3 DESA. X
ELS4	= 1.0 PERM + 0.3 ACID + 0.3 DESA. Y
COMB1	= 1.4 PERM + 0.7 ACID + 1.4 VENTO 0 + 0.84 DESA. X

ESTABILIDADE GLOBAL	
ALTURA TOTAL (H)	= 18.90 m
ALTURA ENTRE PISO (Hi)	= 2.70 m
GAMA Z EM X	= 1.002
GAMA Z EM Y	= 1.002
VALORES MÁXIMOS PERMITIDO DO DESLOCAMENTO	
HORIZONTAL DE TOPO	= H/1700
HORIZONTAL ENTRE PAVIMENTOS	= Hi/850
DESLOCAMENTO DE TOPO MÁXIMO:	
Direção x	= 0.08 cm Relativo = H/23713
Direção y	= 0.06 cm Relativo = H/30595
DESLOCAMENTO MÁXIMO ENTRE PAVIMENTOS:	
Direção x	= 0.01 cm Relativo = H/18902
Direção y	= 0.01 cm Relativo = H/24511

Figura A.26 – Resumo do processamento. Combinações utilizadas e resultados da estabilidade global.

Na janela de visualização de resultados (Figura A.27), pressionando a aba *Verificar Armadura*, pode-se fazer a verificação para outros tipos de armadura além da sugerida. Pode-se, também, escolher entre malhas e barras de aço e a resistência do aço à tração. Caso a espessura da parede seja maior ou igual que 15 cm, pode-se usar armadura dupla, sempre apresentando o diagrama de interação para a solução escolhida, como mostra a Figura A.28.

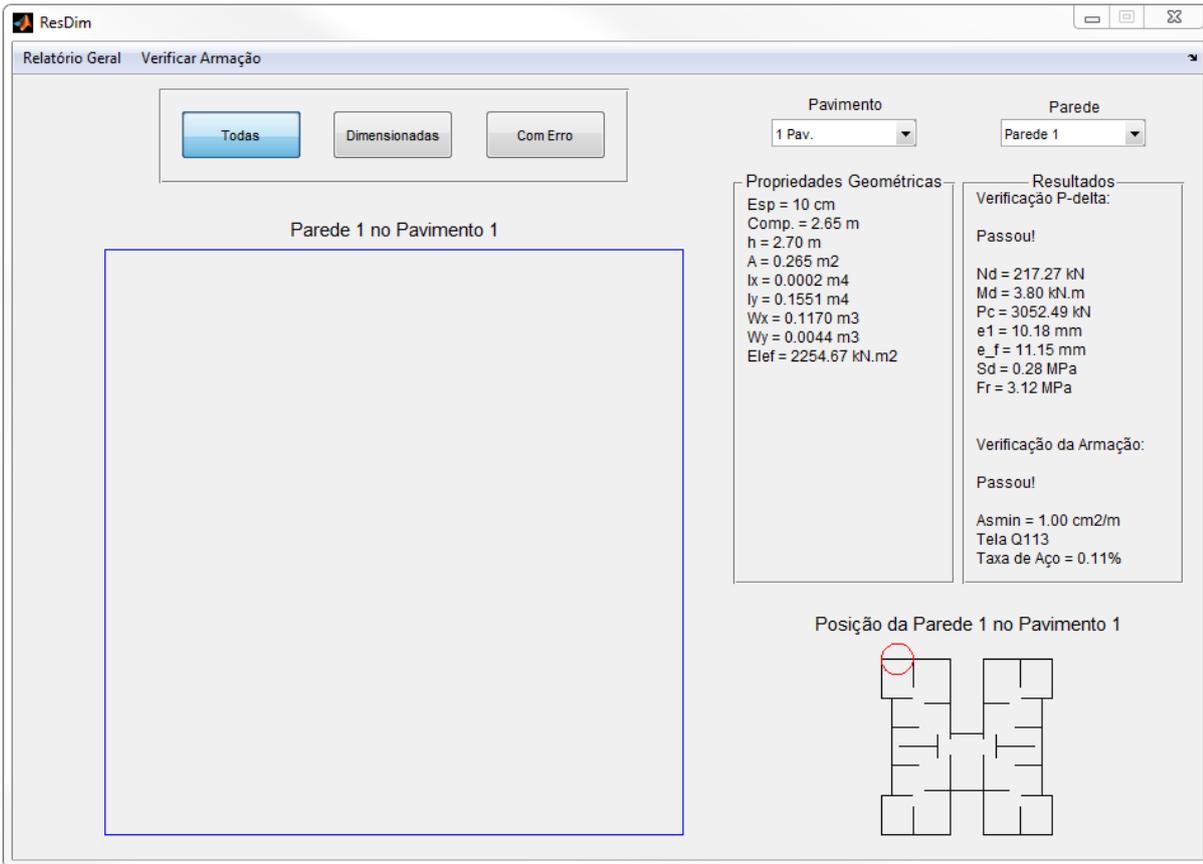


Figura A.27 – Janela de visualização de resultados.

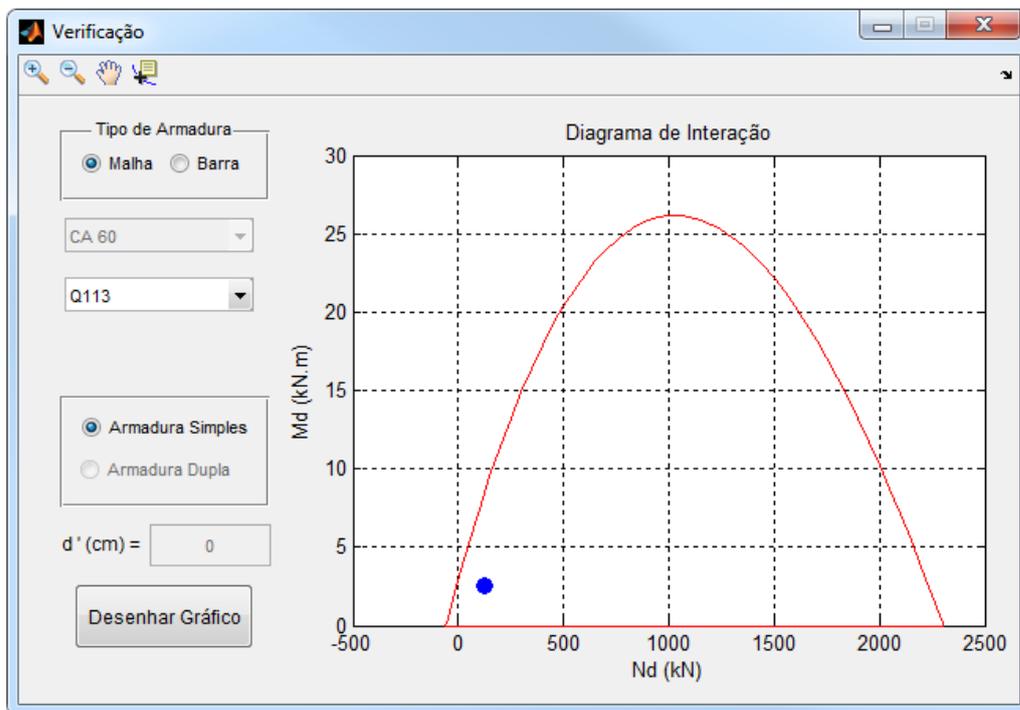


Figura A.28 – Janela de verificação de armadura.