

UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS
CENTRO DE TECNOLOGIA
ENGENHARIA CIVIL

PEDRO VICTOR PEREIRA LEITE KOTOVICZ

**ANÁLISE ESTRUTURAL DO COMPORTAMENTO DE MODELOS DE PÓRTICOS
ESPACIAIS PARA EDIFÍCIOS COM PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO
CONSIDERANDO A INFLUÊNCIA DAS LIGACÕES ENTRE OS ELEMENTOS**

MACEIÓ

2020

PEDRO VICTOR PEREIRA LEITE KOTOVICZ

**ANÁLISE ESTRUTURAL DO COMPORTAMENTO DE MODELOS DE PÓRTICOS
ESPACIAIS PARA EDIFÍCIOS COM PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO
CONSIDERANDO A INFLUÊNCIA DAS LIGACÕES ENTRE OS ELEMENTOS**

Monografia apresentada ao corpo docente do curso de Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal de Alagoas, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof.^a Dr.^a Aline da Silva Ramos Barboza.

MACEIÓ

2020



Universidade Federal de Alagoas
Unidade Acadêmica Centro de Tecnologia
Curso de Engenharia Civil

Av. Lourival de Melo Mota – Tabuleiro do Martins Maceió –
AL, CEP: 57072-970, Tel: (82) 3214-1281



**ENCAMINHAMENTO DA VERSÃO FINAL DO TRABALHO DE
CONCLUSÃO DE CURSO**

Declaro que a Monografia de Conclusão de Curso intitulada ANÁLISE ESTRUTURAL DO COMPORTAMENTO DE MODELOS DE PÓRTICOS ESPACIAIS DE EDIFÍCIOS COM PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO CONSIDERANDO A INFLUÊNCIA DAS LIGACÕES ENTRE OS ELEMENTOS, de autoria de PEDRO VICTOR PEREIRA LEITE KOTOVICZ, foi revisada de acordo com as sugestões dadas pela banca examinadora no exame de defesa, estando apta a ser depositada em sua versão final.

Aline da Silva Ramos Barboza
Orientador(a) do Trabalho de Conclusão de Curso

Maceió, 11 / 09 / 2020

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Antonio Carlos e Carmosina, minha madrasta Paulinha, meus irmãos, Toninho, Clarinha, Enzo e Carol e minha querida namorada Tayná, agradeço imensamente pelo apoio dado não só durante essa importante fase de aprendizado, mas por toda a minha vida.

Agradeço também a todo corpo docente do Centro de Tecnologia (CTEC) da UFAL por todo o conhecimento passado no mais alto nível e competência durante todos esses anos de crescimento intelectual.

Um muito obrigado para minha excelente professora e orientadora Prof.^a Dr.^a Aline Ramos, por ter me orientado nesse trabalho da melhor forma possível, sendo sempre extremamente solícita e gentil, abdicando de parte do seu tempo para me ajudar sem medir esforços.

Agradeço imensamente ao engenheiro e mestre Diego Ferreira, por toda a ajuda oferecida, esclarecendo dúvidas até em dias de domingo e fazendo críticas construtivas para enriquecer mais ainda este trabalho.

Por fim, quero agradecer aos meus queridos amigos por terem feito que essa trajetória passasse de forma leve, em especial do grupo “Hss”, Henrique e Lucas, e do grupo “El Shadday”, Vitrola, Rafa, Fernando, Nelitinho e Diogo, além dos grandes amigos e companheiros de turma que a UFAL me deu do grupo “Formandos 2050”, Alessandro, Artur, Cava, Hugo, Ítalo, Jean, Pedro, Petrus, Renata, Roberto e Wilker. Um muito obrigado também aos demais que aqui não foram citados.

RESUMO

KOTOVICZ, P. V. P. L. Análise estrutural do comportamento de modelos de pórticos espaciais para o dimensionamento de edifícios com painéis pré-moldados de concreto considerando a influência das ligações entre os elementos. 2020. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação – Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Maceió.

Atualmente, existe um forte crescimento do setor industrial na construção civil. Em todo o mundo, especialmente em países em desenvolvimento, há uma grande necessidade por construções habitacionais, principalmente pela elevada taxa de crescimento populacional nesses locais e por uma tendência cada vez maior de migração da população de zonas rurais para os centros urbanos. Além disso, há nos dias de hoje uma alta demanda de obras sustentáveis, a qual vem exigindo que novos métodos construtivos viabilizem uma construção mais limpa e com menos desperdício. Para isso, estruturas com elementos pré-moldados vem se mostrando uma excelente opção, associando rapidez na execução com rígido controle na qualidade, além de apresentar um alto nível organizacional da produção e gerar menos resíduos para o meio ambiente. Nesse tipo de estrutura, a necessidade de realizar ligações entre os elementos é um dos principais fatores apresentados e, em geral, são as partes mais importantes no projeto. Portanto, este trabalho visou estudar e avaliar o comportamento estrutural de edificações com painéis e lajes de concreto pré-moldado, analisando edifícios de múltiplos pavimentos e considerando a influência das ligações entre os painéis, utilizando modelos de pórticos espaciais. Concluiu-se que o aumento da rigidez das ligações, resulta em valores menores de momento fletor na base e de deslocamentos horizontais no topo dos edifícios analisados. Por outro lado, o aumento dessa rigidez causou um acréscimo nos esforços axiais ao longo dos painéis. Ademais, foi possível inferir que o sistema de painéis pré-moldados apresenta naturalmente uma alta rigidez.

Palavras chave: Concreto pré-moldado. Pórticos espaciais. Ligação entre os elementos.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Esquema construtivo de CPM de canteiro utilizando o processo tilt-up..	20
Figura 2.2 - Processo construtivo Tilt-up.....	21
Figura 2.3 – Fator de restrição à rotação	24
Figura 2.4 – Esquema de lajes maciças com os eletrodutos posicionados.....	25
Figura 2.5 – Sistema completo de paredes	26
Figura 2.6 – Sistema de paredes no contorno.....	26
Figura 2.7 – Graus de liberdade de um elemento no modelo de pórtico espacial.....	27
Figura 2.8 – Representação do painel com abertura	28
Figura 2.9 - Representação do painel isolado	29
Figura 2.10 – Exemplo de pórtico espacial.....	29
Figura 2.11 – Exemplos de aplicação do método das charneiras plásticas	32
Figura 2.12 – Definições básicas do vento.....	33
Figura 2.13 – Isopletas de vento	34
Figura 2.14 – Ábaco para o coeficiente de arrasto (C_a) de edificações paralelepípedicas	38
Figura 2.15 – Área de projeção ortogonal (A_e) numa edificação	39
Figura 2.16– Pavimento trabalhando como diafragma rígido.....	40
Figura 2.17 – Exemplo de aplicação das cargas no processo P- Δ	42
Figura 3.1 – Planta baixa do térreo	48
Figura 3.2 – Planta baixa do apartamento tipo.....	49
Figura 3.3 – Forma dos pavimentos tipo	51
Figura 4.1 – Painéis dos pavimentos tipo.....	53
Figura 4.2 – Lintel entre pavimentos	55
Figura 4.2 – Lintel no último pavimento.....	56
Figura 4.4 – Linteis dos pavimentos tipo	56
Figura 4.5 – exemplo de viga de ligação (VL) rotulada	57
Figura 4.6 – exemplo de viga de ligação (VL) semirrígida com 50% de engastamento	58
Figura 4.7 – exemplo de viga de ligação (VL) engastada	58
Figura 4.8 – divisão das lajes	59
Figura 4.9 – Áreas de influência das lajes.....	60

Figura 4.10 – Vigas de travamento e modificação da rigidez	63
Figura 4.11 – Disposição das vigas de travamento no pavimento	64
Figura 4.12 – Deslocamento da estrutura após aplicação do vento.....	65
Figura 4.13 – Pórtico 3D representativo do edifício com 5 pavimentos.....	66
Figura 4.14 – Pórtico 3D representativo do edifício com 8 pavimentos.....	66
Figura 4.15 – Pórtico 3D representativo do edifício com 11 pavimentos.....	67
Figura 4.16 – Pórtico do edifício com 5 pavimentos	68
Figura 4.17 – Vista frontal (eixo x) do pórtico correspondente ao edifício de 5 pavimentos	69
Figura 4.18 – Vista lateral (eixo y) do pórtico correspondente ao edifício de 5 pavimentos	69
Figura 5.1 – Esforços axiais resultantes do edifício de 11 pavimentos com ligações rotuladas.....	79
Figura 5.2 – Esforços axiais resultantes do edifício de 8 pavimentos com ligações rotuladas.....	79
Figura 5.3 - Esforços axiais resultantes do edifício de 5 pavimentos com ligações rotuladas.....	80
Figura 5.4 - Esforços axiais resultantes do edifício de 11 pavimentos com ligações engastadas.....	80
Figura 5.5 - Esforços axiais resultantes do edifício de 8 pavimentos com ligações engastadas.....	81
Figura 5.6 - Esforços axiais resultantes do edifício de 5 pavimentos com ligações engastadas.....	81
Figura 5.7 - Esforços axiais resultantes do edifício de 11 pavimentos com ligações semirrígidas (50% de engastamento).....	82
Figura 5.8 - Esforços axiais resultantes do edifício de 8 pavimentos com ligações semirrígidas (50% de engastamento).....	82
Figura 5.9 - Esforços axiais resultantes do edifício de 5 pavimentos com ligações semirrígidas (50% de engastamento).....	83
Figura 5.10 – Momentos fletores resultantes do edifício de 11 pavimentos com ligações rotuladas	85
Figura 5.11 – Momentos fletores resultantes do edifício de 8 pavimentos com ligações rotuladas.....	86

Figura 5.12 – Momentos fletores resultantes do edifício de 5 pavimentos com ligações rotuladas.....	86
Figura 5.13 – Momentos fletores resultantes do edifício de 11 pavimentos com ligações engastadas.....	87
Figura 5.14 – Momentos fletores resultantes do edifício de 8 pavimentos com ligações engastadas.....	87
Figura 5.15 – Momentos fletores resultantes do edifício de 5 pavimentos com ligações engastadas.....	88
Figura 5.16 – Momentos fletores resultantes do edifício de 11 pavimentos com ligações semirrígidas (50% de engastamento).....	88
Figura 5.17 – Momentos fletores resultantes do edifício de 8 pavimentos com ligações semirrígidas (50% de engastamento).....	89
Figura 5.18 – Momentos fletores resultantes do edifício de 5 pavimentos com ligações semirrígidas (50% de engastamento).....	89

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Parâmetros b , Fr e p para a definição do fator de ponderação S_2	35
Tabela 2.2 – Fator S_2 de acordo com a altura, classe e categoria da edificação	36
Tabela 3.1 - Áreas dos cômodos e área total do apartamento tipo	50
Tabela 3.2 - Áreas dos apartamentos, hall, escada e área total do pavimento	50
Tabela 4.1 – Propriedades físicas do concreto utilizado	54
Tabela 4.2 – Propriedades geométricas dos painéis.....	54
Tabela 4.3 – Valores das áreas de influência.....	60
Tabela 4.4 – Carregamentos oriundos de cada material.....	61
Tabela 4.5 – Carregamentos nas lajes dos pavimentos tipo	62
Tabela 4.6 – Reações de apoio das lajes dos pavimentos tipo.....	62
Tabela 4.7 – Cargas dos lintéis	70
Tabela 4.8 – Forças verticais nos painéis	71
Tabela 4.9 – Cargas nas fundações.....	72
Tabela 4.10 – Cargas de vento no edifício com 5 pavimentos	73
Tabela 4.11 – Cargas de vento no edifício com 8 pavimentos	74
Tabela 4.12 – Cargas de vento no edifício com 11 pavimentos	74
Tabela 4.13 – Momentos de primeira e segunda ordem e coeficientes gama-Z.....	75
Tabela 4.14 – Esforços axiais resultantes das combinações de ações.....	76
Tabela 4.15 – Deslocamentos frequentes oriundos das duas combinações.....	77
Tabela 5.1 – Esforços axiais máximos	83
Tabela 5.2 – Momentos fletores máximos.....	90
Tabela 5.3 – Deslocamentos horizontais e limites permitidos no topo das edificações	92

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Classificação das formas de aplicação do CPM.....	19
Quadro 2.2 – Fator de ponderação S_3	37
Quadro 2.3 – Coeficientes de ponderação (γ).....	44
Quadro 2.4 – Fatores de redução (Ψ).....	44
Quadro 4.1 – dados para o cálculo das forças devido ao vento.....	73

LISTA DE ABREVIações

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CBIC	Câmara Brasileira da Indústria da Construção
CML	Concreto moldado <i>in loco</i>
CPM	Concreto Pré-moldado
CTEC	Centro de Tecnologia
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
PIB	Produto Interno Bruto
PP	Peso Próprio
UFAL	Universidade Federal de Alagoas
VL	Viga de Ligação
VT	Viga de Travamento

LISTA DE SÍMBOLOS

$(EI)_{sec}$	Rigidez secante da viga
$\Delta M_{tot,d}$	Momento total de cálculo
A_e	Área de projeção ortogonal
A_r	Fator de resistência à rotação
B_w	Largura da viga
C_a	Coefficiente de arrasto
F_a	Força de arrasto
F_d	Valor de cálculo das ações
$F_{d,ser}$	Valor de cálculo das ações para combinações de serviço
F_g	Carga permanente
F_{gik}	Ações permanentes diretas
F_{gk}	Ações permanentes diretas
F_q	Carga acidental
F_{q1k}	Ação variável principal
F_{qjk}	Demais ações variáveis
F_{qk}	Ações variáveis diretas
F_v	Força de vento
$F_{\epsilon gk}$	Ações permanentes indiretas como a retração
$F_{\epsilon qk}$	Ações variáveis como a temperatura
h	Altura da viga
K_{sec}	Rigidez secante ao momento fletor da ligação
K_{Φ}	Rigidez rotacional da ligação
L_{ef}	Vão efetivo entre apoios

L_x	Menor vão teórico da laje
L_y	Maior vão teórico da laje
M	Momento fletor na ligação
$M_{1,tot,d}$	Momento de tombamento
p	Carga uniformemente distribuída
q	Pressão dinâmica do vento
S_1, S_2 e S_3	Fatores de ponderação para o cálculo do vento
V_k	Velocidade característica do vento
V_o	Velocidade básica do vento
V_x e V'_x	Reações de apoio na direção do vão l_x
V_y e V'_y	Reações de apoio na direção do vão l_y
A_r	Fator de resistência à rotação
γ	Coefficientes de ponderação para combinações de ações
θ_1	Rotação da extremidade do elemento;
θ_2	Rotação combinada do elemento e da ligação.
$\lambda\Phi$	Flexibilidade
Φ	Rotação na ligação
Ψ_{0j} e $\Psi_{0\varepsilon}$	Fatores de redução para ELU
Ψ_1	Fator de redução para combinações frequentes
Ψ_2	Fator de redução para combinações quase permanentes

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
1.1 COMENTÁRIOS INICIAIS	16
1.2 OBJETIVO GERAL	17
1.3 JUSTIFICATIVA	17
2 REFERENCIAL TEÓRICO	19
2.1 CONCRETO PRÉ-MOLDADO	19
2.1.1 Formas de aplicação	19
2.1.2 Princípios básicos de projeto	21
2.1.3 Produção dos elementos	22
2.1.4 Ligações entre os elementos	22
2.3 SISTEMAS CONSTRUTIVOS DE PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS	24
2.3.1 Lajes prontas maciças	24
2.3.2 Paredes portantes	26
2.4 MODELO DE PÓRTICO ESPACIAL	27
2.5.1 Associação de estruturas de painéis pré-moldados com o modelo de pórtico espacial	28
2.6 MÉTODO DAS CHARNEIRAS PLÁSTICAS	30
2.6.1 Reações de apoio	30
2.7 FORÇAS DEVIDO AO VENTO	32
2.7.1 Cálculo das cargas de vento	33
2.7.1.1 Velocidade característica	33
2.7.1.2 Cálculo da força de arrasto	37
2.8 EFEITO DE DIAFRAGMA RÍGIDO	39
2.9 ESTABILIDADE GLOBAL DE UMA ESTRUTURA	40
2.9.1 Efeitos globais de 2ª ordem	40
2.9.2 Parâmetro α e coeficiente Gama-Z (γ_z)	41
2.9.3 Processo P-Delta ($P-\Delta$)	42
2.10 COMBINAÇÃO DE AÇÕES (ELU E ELS)	43
2.10.1 Combinações últimas	43
2.10.2 Combinações de serviço	45
3 METODOLOGIA	47

3.1 EDIFÍCIOS EM ESTUDO	47
3.1.1 PLANTA BAIXA UTILIZADA	47
3.1.2 PAINÉIS UTILIZADOS.....	50
4 CONCEPÇÃO E CÁLCULO DOS EDIFÍCIOS.....	52
4.1 MODELO DE CÁLCULO	52
4.2 SOLUÇÃO PARA PAINÉIS COM JANELAS	52
4.3 PROPRIEDADES DOS PAINÉIS	53
4.4 LINTEIS	55
4.5 LIGAÇÃO ENTRE OS PAINÉIS	57
4.6 CÁLCULO DAS LAJES	58
4.6.1 Áreas de influência.....	59
4.6.2 Espessura adotada	61
4.6.3 Carregamento	61
4.6.4 Reações de apoio	62
4.6.5 Solução para o travamento horizontal dos pavimentos.....	63
4.7 PÓRTICOS 3D	65
4.8 PÓRTICO ESPACIAL	67
4.9 FORÇAS VERTICAIS NOS PAINÉIS	70
4.10 CARGAS NA FUNDAÇÃO	71
4.11 FORÇAS DEVIDO AO VENTO.....	72
4.12 PROCESSO P-DELTA.....	75
4.13 COMBINAÇÃO DE AÇÕES	75
4.13.1 Combinações para os esforços internos solicitantes.....	75
4.13.2 Combinações para os deslocamentos horizontais	76
5 RESULTADOS E DISCUSSÃO	78
5.1 ESFORÇOS INTERNOS SOLICITANTES.....	78
5.1.1 Esforços Axiais.....	78
5.1.2 Momentos Fletores.....	85
5.2 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	92
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	94
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	95
7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	96

1 INTRODUÇÃO

1.1 COMENTÁRIOS INICIAIS

Atualmente, devido a uma crescente tendência mundial por sustentabilidade, há uma grande demanda de obras sustentáveis na área da construção civil, a qual vem exigindo que novos métodos construtivos viabilizem uma construção mais limpa e com menos desperdício. Um caminho para isto, é a utilização de técnicas construtivas com elementos pré-moldados, que além de gerar menos resíduos quando comparado com as técnicas de construções moldadas *in loco*, pode reduzir potencialmente o custo com materiais, principalmente ligados a forma e escoramento.

A denominação de concreto pré-moldado se diz respeito ao uso de elementos previamente moldados fora de sua posição definitiva que são posteriormente introduzidos no sistema estrutural. Seu uso apresenta basicamente duas diretrizes: a industrialização da construção e a racionalização da execução de estruturas de concreto. Suas características possibilitam diversos benefícios para a construção, como a redução do desperdício de material e do tempo de construção, além de oferecer um melhor controle dos componentes pré-moldados (EL DEBS, 2017).

A indústria de pré-moldados de concreto vem crescendo de forma considerável, impulsionando conseqüentemente o crescimento de sua variedade de produtos. Atualmente, observa-se que quase todos os componentes estruturais podem ser pré-moldados, tais como: pilares, lajes, vigas, estacas, painéis, entre outros (SIRTOLI, 2015).

No Brasil, devido a uma forte tradição na utilização de concreto na construção civil nos mais variados tipos de estrutura, a utilização do concreto pré-moldado vem tendo uma boa aceitação. Apesar disso, esse sistema construtivo ainda caminha lentamente rumo a uma maior adoção pelos profissionais da construção civil, devido a alguns entraves que impactam negativamente em sua difusão (SPADETO, 2011). De acordo com El Debs (2017), os principais motivos da lenta difusão do concreto pré-moldado no Brasil são: o sistema tributário, que encarece o emprego desse tipo de

elemento, a instabilidade econômica, que inviabiliza investimentos a longo prazo, o conservadorismo dos projetistas e empresários da construção civil e, por fim, a falta de conhecimento em alternativas utilizando esse tipo de material.

1.2 OBJETIVO GERAL

O presente trabalho tem como objetivo analisar, por meio de modelos de pórticos espaciais, o comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos construídos com painéis de concreto pré-moldado, considerando a influência das ligações entre os elementos.

1.3 JUSTIFICATIVA

A construção civil vem tendo um expressivo crescimento em sua participação no Produto Interno Bruto (PIB) brasileiro. Segundo a agência CBIC (2019), A análise do PIB do Brasil no 3º trimestre de 2019 aponta um aumento de 1,2% da economia brasileira com relação ao mesmo trimestre do ano anterior. Na mesma base de comparação, a construção civil foi o setor que registrou o maior acréscimo, com 4,4%.

Além disso, em todo o mundo, principalmente em países em desenvolvimento, existe uma crescente necessidade por construção habitacional. Isso se deve principalmente a uma elevada taxa de crescimento populacional nesses locais, além de uma propensão cada vez maior de migração da população de zonas rurais para os centros urbanos, o que gera uma maior concentração urbana. Por se tratar de uma questão social, deve-se procurar por soluções rápidas e econômicas, mas com garantia de qualidade (ORDONÉZ, DONIAK, 2010).

Para isso, estruturas com elementos pré-moldados vem se mostrando uma excelente opção, associando rapidez na execução com rígido controle na qualidade, além de apresentar um alto nível organizacional da produção (PAGOTO, CAMICIA, 2013).

Essa necessidade por uma maior industrialização nos processos construtivos na construção civil e a escassez de estudos envolvendo estruturas de painéis de concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos inspiraram a realização desse trabalho, que objetiva estudar de forma detalhada o comportamento desse tipo de estrutura.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 CONCRETO PRÉ-MOLDADO

A ABNT NBR 9062:2017 – Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-moldado, define as estruturas de concreto pré-moldado como aquelas nas quais os elementos estruturais são moldados previamente e fora do local definitivo da estrutura. Nela, estão estabelecidos os requisitos para o projeto, execução e controle desse tipo de estrutura. O concreto pré-moldado é um material versátil, possui diversas aplicações e diferentes tipos de sistemas construtivos.

2.1.1 Formas de aplicação

De acordo com a forma na qual os elementos são produzidos e concebidos, o Concreto Pré-moldado (CPM) pode ser classificado de diferentes formas, como representado no Quadro 2.1 a seguir.

Quadro 2.1 – Classificação das formas de aplicação do CPM

	Formas de aplicação do CPM	
Quanto ao local de produção dos elementos	Pré-moldado de fábrica	Pré-moldado de canteiro
Quanto a incorporação de CML para ampliar a seção resistente no local de utilização definitivo	Pré-moldado de seção completa	Pré-moldado de seção parcial
Quanto a categoria do peso dos elementos	Pré-moldado pesado	Pré-moldado leve
Quanto ao papel desempenhado pela aparência	Pré-moldado normal	Pré-moldado arquitetônico

Fonte: Adaptado de El Debs, 2017.

O concreto pré-moldado de fábrica é executado fora da obra, em instalações permanentes, e se atingido os critérios de controles de qualidade da NBR 9062:2017 pode chegar ao nível de pré-fabricado. O concreto pré-moldado de canteiro, por outro lado, é executado próximo a obra em instalações temporárias, que variam de acordo com a demanda da produção de cada obra. Geralmente, há uma tendência de se ter uma baixa produtividade nesse tipo de processo, porém, em contrapartida, não há necessidade de transporte a longa distância dos elementos.

No Brasil, o concreto pré-moldado de fábrica não é utilizado de forma ampla pois o processo de fabricação está sujeito a tributação específica, elevando o preço de produção.

Existe ainda um tipo específico de concreto pré-moldado de canteiro que é moldado no local definitivo de aplicação, porém não em sua posição final. Basicamente, após moldada e atingida a resistência projetada do concreto, a peça é colocada em sua posição final com auxílio de equipamento. Um exemplo desse tipo de aplicação é o processo conhecido como *tilt-up*, onde as paredes são moldadas e concretadas na posição horizontal no local de aplicação e, após atingida a resistência prevista, são içadas e colocadas em sua posição definitiva, como mostram as Figuras 2.1 e 2.2 (EL DEBS, 2017).

Figura 2.1 - Esquema construtivo de CPM de canteiro utilizando o processo *tilt-up*

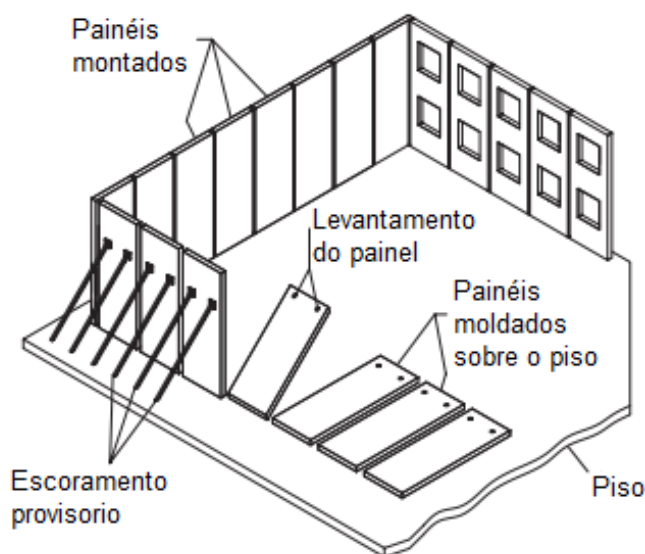


Figura 2.2 - Processo construtivo *Tilt-up*

Fonte: El debs (2017)

2.1.2 Princípios básicos de projeto

Para a realização de um projeto de CPM, devem ser consideradas as possibilidades, restrições e vantagens para sua aplicação, além de detalhes como produção, transporte, execução da montagem e estados de serviço. Na concepção do projeto, alguns pontos devem ser considerados, tais como: filosofia específica do projeto, que engloba sistemas de contraventamento, tamanho dos vãos e garantia da integridade estrutural; soluções padronizadas, aplicadas em modulação, fator primordial para esse tipo de construção, que permite uma rápida execução com garantia de qualidade; detalhes simples, a fim de evitar complicações na modelagem e execução; e consideração das tolerâncias dimensionais, pois podem ocorrer pequenas diferenças nas dimensões dos elementos que devem ser admitidas no projeto (ULMANN, 2014).

2.1.3 Produção dos elementos

Segundo El Debs (2017), em geral, no caso dos elementos pré-moldados de fábrica, a produção pode ser dividida em três partes: atividades preliminares, execução e atividades posteriores.

Nas atividades preliminares, estão presentes: a preparação dos materiais, que inclui o armazenamento de matéria-prima, dosagem e mistura do concreto, preparo da armadura e, eventualmente, sua montagem; e o transporte dos materiais ao local de trabalho, que abrange o transporte do concreto recém-misturado e da armadura até o local onde será realizada a moldagem. A fase da execução, refere-se à preparação da fôrma e da armadura, que compreende a limpeza da fôrma, aplicação de desmoldante, montagem da armadura ou, se for o caso, colocação da armadura já montada; colocação de peças complementares como, por exemplo, insertos metálicos; e por fim, quando necessário, aplicação da pré-tração na armadura. Finalmente, nas atividades posteriores, tem-se: o transporte interno, onde os elementos são levados do local de desmoldagem até o local de armazenamento; os acabamentos finais, onde são consertados possíveis defeitos nas peças; e o armazenamento, onde as peças são armazenadas em local apropriado e estarão prontas para serem enviadas a obra.

2.1.4 Ligações entre os elementos

A necessidade de realizar ligações entre os elementos de uma estrutura de pré-moldados é um dos principais fatores apresentados para esse tipo de estrutura e, em geral, são as partes mais importantes no projeto (EL DEBS, 2017).

O bom desempenho desse tipo de estrutura depende diretamente das ligações entre seus elementos. Todos os detalhes para as ligações devem ser considerados à risca, visto que, estruturalmente, isso é o que diferencia as estruturas de concreto pré-moldado das estruturas de concreto convencionais (SANTOS *et al*, 2014).

De acordo com El Debs (2017), ligações mais simples causam uma maior solicitação de momento fletor na estrutura mas, por outro lado, ligações mais

complexas, que visam transmitir os esforços de momento fletor pelos elementos, são trabalhosas executivamente falando, o que reduz uma das principais vantagens do CPM quando comparado ao concreto convencional: rapidez na execução.

É fundamental que o projetista entenda a interação entre os elementos estruturais nas ligações pois além de resistir às forças atuantes, deve resistir também às ações indiretas ocasionadas, por exemplo, pela fluência, retração ou dilatação térmica. Além disso, é necessário garantir que pontos importantes como rigidez, ductilidade e durabilidade da edificação estejam assegurados com a escolha das ligações. (BORGES, 2018)

As ligações podem ser classificadas, de acordo com o tipo de vinculação, como: articulada ou rotulada (não há transferência de momento fletor), rígida ou engastada (há a transferência total de momento fletor) e semirrígida (há transferência parcial de momento fletor). Segundo Queiros (2007), a rigidez da ligação está relacionada com sua deformabilidade, e o parâmetro K_{ϕ} (rigidez rotacional da ligação) é definido pela Equação 2.1. O inverso da rigidez, chamado de flexibilidade (λ_{ϕ}), é definido pela Equação 2.2.

$$K_{\phi} = M/\phi \quad (\text{Equação 2.1})$$

$$\lambda_{\phi} = \phi/M \quad (\text{Equação 2.2})$$

Onde:

- M = momento fletor na ligação;
- ϕ = rotação na ligação.

Além disso, a ABNT NBR 9062:2017 define um parâmetro denominado de fator de resistência à rotação (α_r), calculado através da Equação 2.3, que trata da rigidez relativa de uma ligação e pode assumir valores entre 0 e 1, sendo 0 para ligações rotuladas e 1 para ligações engastadas.

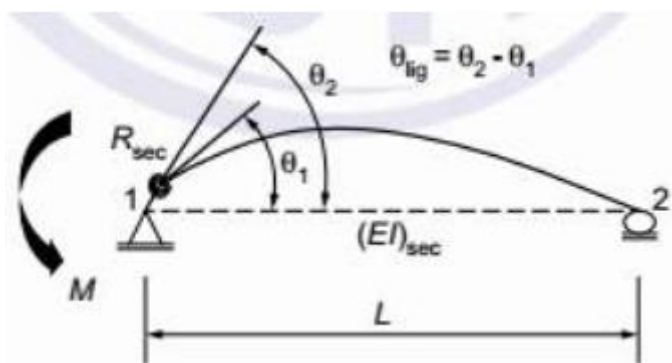
$$\alpha_r = \frac{1}{1 + \frac{3(EI)_{sec}}{K_{sec}L_{ef}}} = \frac{\theta_1}{\theta_2} \quad (\text{Equação 2.3})$$

Onde:

- $(EI)_{sec}$ = rigidez secante da viga;
- L_{ef} = vão efetivo entre apoios;
- K_{sec} = rigidez secante ao momento fletor da ligação (obtido através dos diagramas de momento por rotação);
- θ_1 = rotação da extremidade do elemento;
- θ_2 = rotação combinada do elemento e da ligação.

A Figura 2.3 ilustra esse processo.

Figura 2.3 – Fator de restrição à rotação



Fonte: ABNT NBR 9062:2017

2.3 SISTEMAS CONSTRUTIVOS DE PAINÉIS PRÉ-MOLDADOS

Nos sistemas construtivos de painéis pré-moldados, os elementos desempenham simultaneamente papéis estruturais e de vedação. As lajes podem ser empregadas de diferentes formas: lajes moldadas *in loco*, pré-lajes ou lajes prontas maciças. (FERREIRA, 2013).

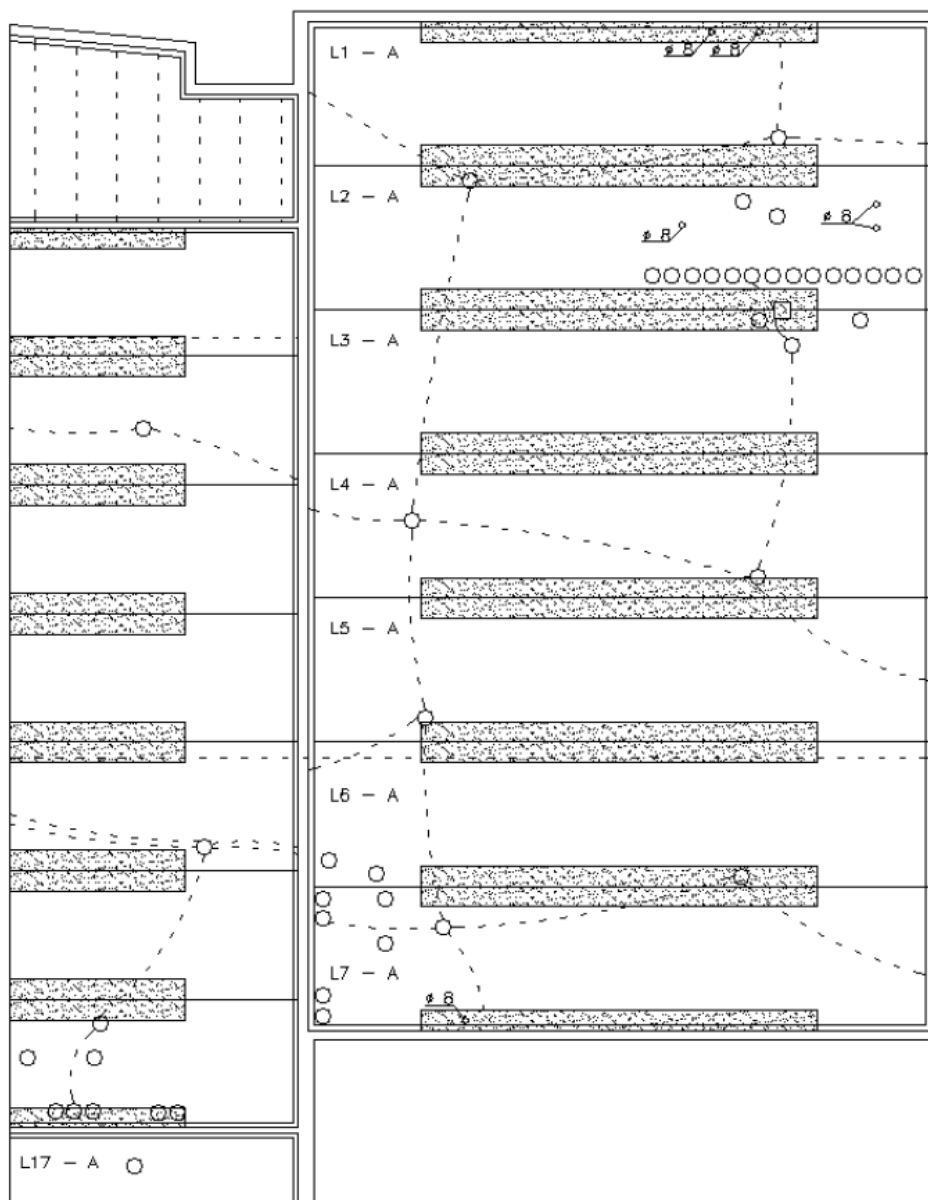
2.3.1 Lajes prontas maciças

As lajes prontas maciças apresentam algumas vantagens quando comparadas aos outros tipos de lajes aplicáveis para esse tipo de estrutura, tais como:

melhor desempenho na redistribuição dos esforços e a não necessidade de realizar cimbramento na obra, reduzindo o número de concretagens no local (DORNELES, 2014; FERREIRA, 2013).

Devido ao fato desse tipo de laje não necessitar de nenhum tipo de retrabalho na sua montagem, deve haver uma compatibilização previa das instalações elétricas e hidráulicas. A figura 2.4 mostra um esquema de lajes maciças com os eletrodutos posicionados.

Figura 2.4 – Esquema de lajes maciças com os eletrodutos posicionados

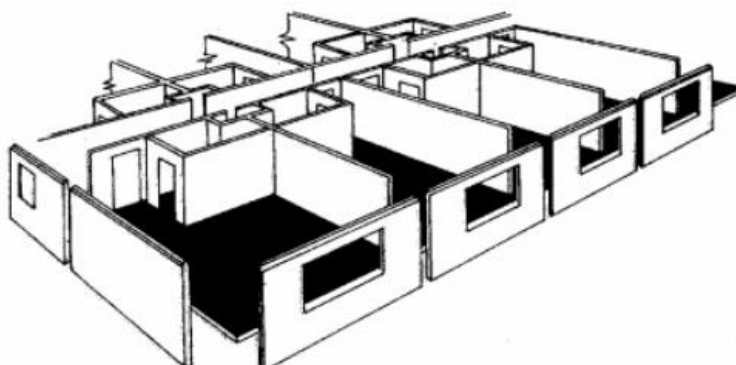


Fonte: Ferreira (2013), adaptado de Melo (2007).

2.3.2 Paredes portantes

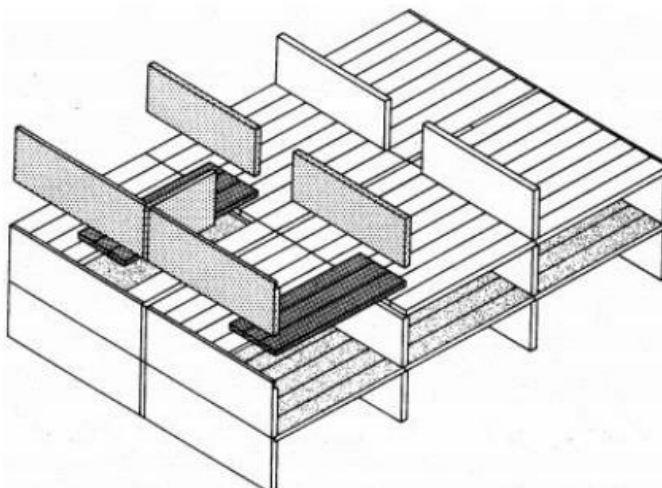
As paredes de painéis portantes de concreto pré-moldado tem a função estrutural de transmitir as cargas verticais para a fundação e podem ser divididos em duas categorias: o sistema completo de paredes, onde todas as paredes da edificação são constituídas por painéis; e o sistema de paredes no contorno, onde apenas as paredes nos contornos dos apartamentos são constituídas por painéis, deixando espaços livres nos apartamentos o que possibilita futuras modificações. As figuras 2.5 e 2.6 ilustram essas duas categorias (BORGES, 2018).

Figura 2.5 – Sistema completo de paredes



Fonte: Borges (2018), adaptado de Acker (2012)

Figura 2.6 – Sistema de paredes no contorno



Fonte: Borges (2018), adaptado de Acker (2012)

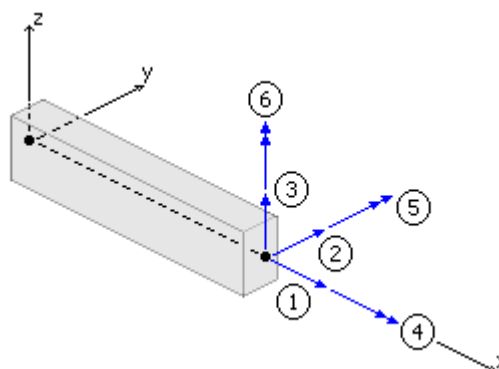
Ainda há um terceiro tipo de sistema, utilizado para edificações com vãos e cargas distintas como por exemplo, prédios com estacionamento no subsolo, pontos comerciais (galerias) no primeiro pavimento e apartamentos tipos nos demais. Esse tipo de sistema é composto por esqueleto no subsolo e terreo e de paredes portantes nos demais pavimentos (BORGES, 2018).

2.4 MODELO DE PÓRTICO ESPACIAL

O modelo de pórtico espacial é um modelo de cálculo mais completo quando comparado aos demais, como os de pórticos planos ou de vigas contínuas. Isso se deve ao fato de que, neste modelo, todos os esforços presentes em cada elemento são englobados em seu processo de cálculo, permitindo determinar de forma precisa esforços normais e cortantes e momentos de torção e flexão de cada componente da estrutura.

Este modelo requer o uso de ferramentas computacionais específicas, devido a uma complexa formulação decorrente da grande quantidade de nós e graus de liberdade em cada um deles: cada nó possui seis graus de liberdade, compreendendo translações e rotações nos três eixos (LINS, 2010).

Figura 2.7 – Graus de liberdade de um elemento no modelo de pórtico espacial



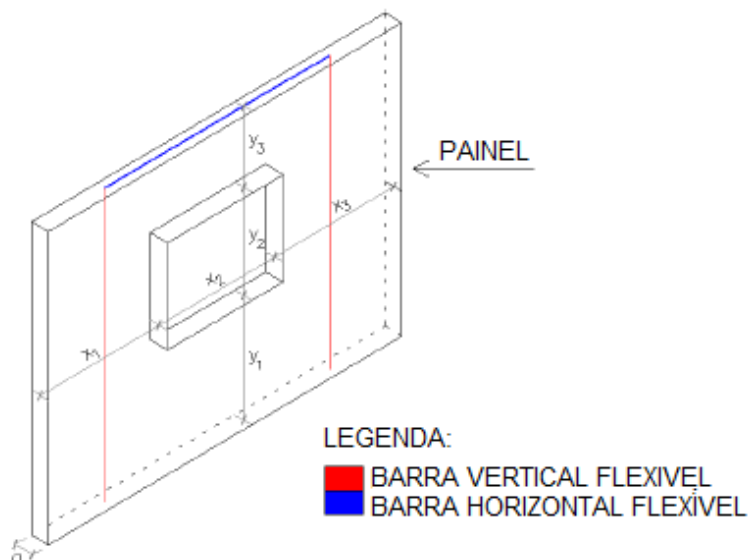
Fonte: TQS Docs, 2019

2.5.1 Associação de estruturas de painéis pré-moldados com o modelo de pórtico espacial

Para o cálculo de estruturas com painéis de concreto pré-moldado, pode ser feita uma analogia através do modelo de pórtico espacial, onde os painéis são substituídos por barras, processo permitido pela ABNT NBR 6118:2014, desde que seja levada em consideração a deformação por cisalhamento e que a rigidez seja bem determinada.

Para painéis com aberturas para janelas, a representação do painel como uma barra não se aplica. Logo, painéis que apresentem aberturas superiores a 1m^2 devem ser representados como um pórtico onde as duas barras verticais representam as partes sólidas e a barra horizontal representa o lintel formado pela abertura, como representado na Figura 2.8 (FERREIRA, 2013).

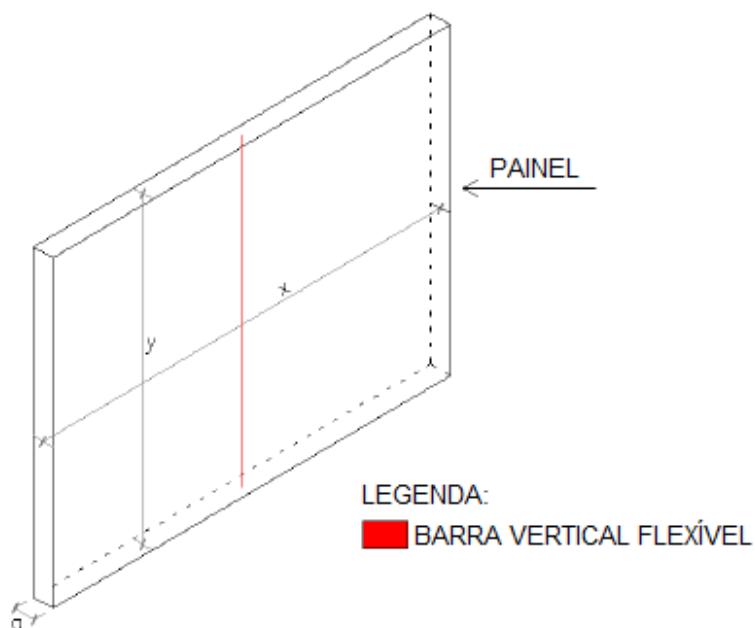
Figura 2.8 – Representação do painel com abertura



Fonte: adaptado de Ferreira, 2013.

Ainda segundo Ferreira (2013), para os demais painéis, a representação pode ser feita através de uma barra vertical flexível, com as mesmas características geométricas do painel, como mostra a figura 2.9.

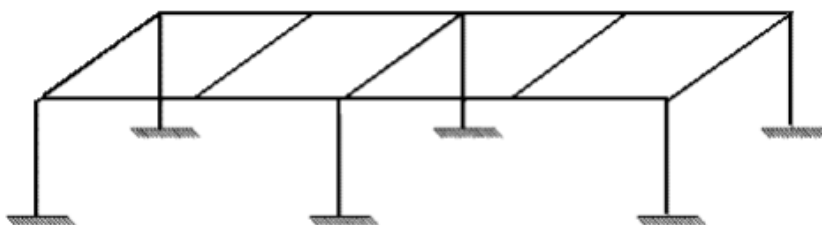
Figura 2.9 - Representação do painel isolado



Fonte: adaptado de Ferreira, 2013.

A combinação das barras e pórticos que representam os painéis sólidos e painéis com janelas, respectivamente, constituem um pórtico espacial, como o exemplificado na Figura 2.10, permitindo assim a utilização deste modelo de cálculo para esse tipo de estrutura.

Figura 2.10 – Exemplo de pórtico espacial



Fonte: Bernardi, 2007.

2.6 MÉTODO DAS CHARNEIRAS PLÁSTICAS

De acordo com Gonzalez (1997), as lajes podem alcançar a ruína de duas maneiras: quando superarmadas ou quando subarmadas. No primeiro caso, conhecido também como ruptura frágil, a ruína acontece por ruptura do concreto à compressão sem que a armadura da laje se encontre em escoamento. Já no segundo caso, a ruptura acontece com o aço em escoamento. As peças superarmadas devem ser evitadas pois não apresentam sinais antes da ruína e possuem um custo mais elevado, logo, as lajes são usualmente subarmadas, sendo mais seguras e econômicas.

Para o método das charneiras plásticas ou método das linhas de ruptura, assume-se que as seções transversais da laje possuem comportamento plástico, isto é, a partir de determinada rotação o momento resistente passa a ser o de plastificação, que permanece constante. O método consiste na aplicação do teorema do limite superior do cálculo plástico e conseqüentemente fornece um valor de carga igual ou superior à de ruína, no entanto, resultados experimentais comprovam que a carga obtida pelo método é menor que a carga de ruína, tornando-o seguro para ser utilizado.

O primeiro passo quando se utiliza o método das charneiras plásticas é definir as linhas de ruptura da laje e para isso alguns pontos devem ser considerados: as linhas devem ser retas, formando eixos de rotação; os apoios das lajes também consistem em eixos de rotação e, no caso de um lado da laje ser engastado, pode se formar uma linha neste apoio; uma linha deve passar pela interseção do eixo de rotação de segmentos adjacentes da laje (BANKI *et al.*, 2013).

2.6.1 Reações de apoio

A ABNT NBR 6118:2014 possibilita, em seu item 14.7.6.1, o cálculo das reações de apoio de lajes maciças retangulares com carga uniforme, atendendo às cargas correspondentes dos triângulos e trapézios formados por retas inclinadas

traçadas de acordo com os apoios da laje. As inclinações das referidas retas devem ser de:

- 45° entre apoios do mesmo tipo;
- 60° a partir do apoio engastado, se o outro for simplesmente apoiado;
- 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

A Figura 2.11 ilustra esse procedimento. Nela se encontram representados também as respectivas reações de apoio, encontradas através das Equações 2.4, 2.5, 2.6 e 2.7 mostradas abaixo, onde:

- p = carga uniformemente distribuída;
- L_x = menor vão teórico da laje;
- L_y = maior vão teórico da laje;
- V_x e V'_x = reações de apoio na direção do vão l_x ;
- V_y e V'_y = reações de apoio na direção do vão l_y ;
- A_x , A'_x , A_y e A'_y = áreas correspondentes.

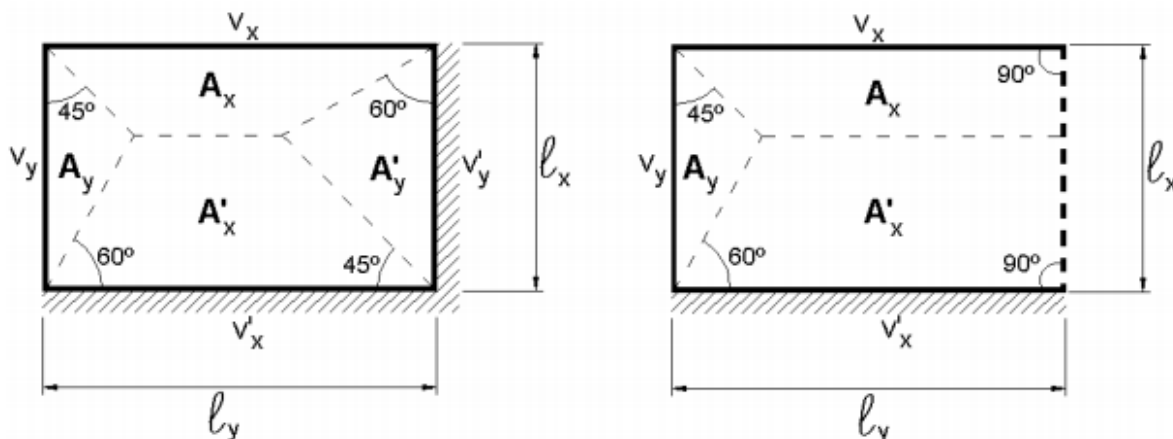
$$V_x = \frac{p * A_x}{l_y} \quad (\text{Equação 2.4})$$

$$V'_x = \frac{p * A'_x}{l_y} \quad (\text{Equação 2.5})$$

$$V_y = \frac{p * A_y}{l_x} \quad (\text{Equação 2.6})$$

$$V'_y = \frac{p * A'_y}{l_x} \quad (\text{Equação 2.7})$$

Figura 2.11 – Exemplos de aplicação do método das charneiras plásticas



Fonte: Pinheiro *et al.* (2003)

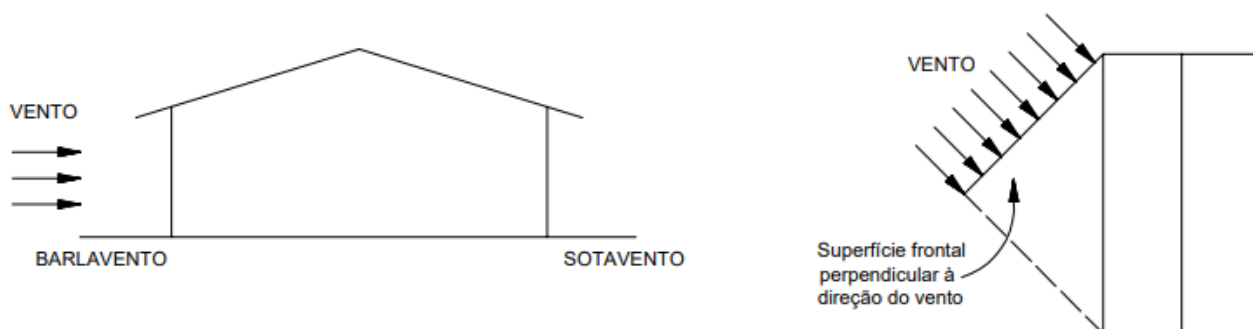
Vale destacar que as reações de apoio obtidas representam uma simplificação de cálculo pois são consideradas como uniformemente distribuídas, o que não condiz com a realidade, onde geralmente as forças são maiores no meio do apoio e seguem reduzindo até as extremidades (PINHEIRO *et al.*, 2003).

2.7 FORÇAS DEVIDO AO VENTO

Para estruturas de pequenas alturas como residências ou edifício de poucos pavimentos o vento não exerce uma ação considerável, entretanto, para edificações esbeltas, se torna uma das ações mais importantes no cálculo estrutural. A ABNT NBR 6123:1988 define como devem ser determinadas as forças devido ao vento numa edificação.

O termo barlavento é definido como a região de onde o vento está soprando em direção a estrutura e sotavento a região oposta. Quando o vento sopra sobre uma superfície ocasiona o que é chamado de sobrepressão e quando o inverso ocorre, resulta em sucção. As forças de vento atuam sempre perpendicularmente à superfície na qual ele está atuando (CHAMBERLAIN, 2007).

Figura 2.12 – Definições básicas do vento



Fonte: Chamberlain, 2007

2.7.1 Cálculo das cargas de vento

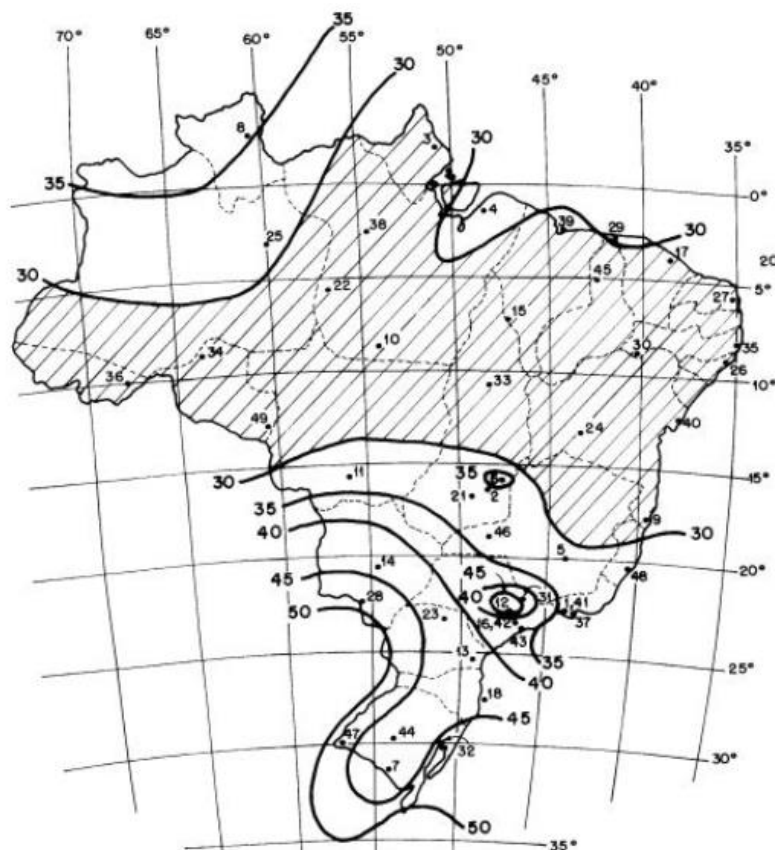
O cálculo das cargas de vento é feito em duas etapas: primeiramente deve ser definida a velocidade característica do vento e então calculadas as forças resultantes na estrutura.

2.7.1.1 Velocidade característica

A velocidade característica do vento (V_k) é calculada (Equação 2.8) com base na velocidade básica do vento (V_o), obtida através das isopletras de vento (Figura 2.13), e dos fatores de ponderação S_1 , S_2 e S_3 .

$$V_k = V_o * S_1 * S_2 * S_3 \quad (\text{Equação 2.8})$$

Figura 2.13 – Isopletas de vento



Fonte: ABNT NBR 6123:1998

O fator S1, depende do tipo de terreno sobre o qual a edificação será construída, definido por:

- S1 = 1,1 (para encostas e cristas de morros onde ocorre a aceleração do vento ou vales com afinilamento);
- S1 = 0,9 (para vales profundos, protegidos do vento);
- S1 = 1,0 (para os demais casos).

O fator S2, é definido pela Equação 2.9 e depende da rugosidade do terreno e das dimensões horizontais e verticais da edificação. A rugosidade é definida por categorias, da seguinte forma:

- Categoria I: mar calmo, lagos, rios etc.;
- Categoria II: zonas costeiras, fazendas, pântanos com vegetação rala etc.;

- Categoria III: granjas, subúrbios, fazendas, casas de campo etc.;
- Categoria IV: zonas de parques, bosque, cidades pequenas, zonas industriais etc.;
- Categoria V: florestas, centros de grandes cidades etc.

A classe da edificação, referente as dimensões horizontais e verticais é definida por:

- Classe A: a maior dimensão horizontal ou vertical é menor que 20m;
- Classe B: a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal está entre 20m e 50m;
- Classe C: a maior dimensão horizontal ou vertical excede 50m.

$$S2 = b * Fr * \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (\text{Equação 2.9})$$

Os parâmetros b, Fr e p são determinados a partir da Tabela 2.1, sendo Fr sempre correspondente à categoria II e Zg define o contorno superior da camada atmosférica.

Tabela 2.1 – Parâmetros b, Fr e p para a definição do fator de ponderação S2

Categoria	Zg (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		Fr	1,00	0,98	0,95
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: ABNT NBR 6123:1988

Para facilitar a determinação do fator S2, a norma traz uma tabela (Tabela 2.2) com os valores de S2 definidos pela classe, categoria e altura (z).

Tabela 2.2 – Fator S2 de acordo com a altura, classe e categoria da edificação

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: ABNT NBR 6123:1988

Por fim, o fator S3 é um fator estatístico que leva em consideração o grau de segurança e a vida útil da edificação e é definido de acordo com o Quadro 2.2 a seguir.

Quadro 2.2 – Fator de ponderação S3

Grupo	Descrição	S3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação etc.)	1,1
2	Edificações para hotéis e residências e edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas do grupo 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: ABNT NBR 6123:1988

Após definida a velocidade característica do vento (V_k), inicia-se o cálculo das forças de vento (forças de arrasto).

2.7.1.2 Cálculo da força de arrasto

Primeiramente, deve-se determinar a pressão dinâmica do vento (Equação 2.10).

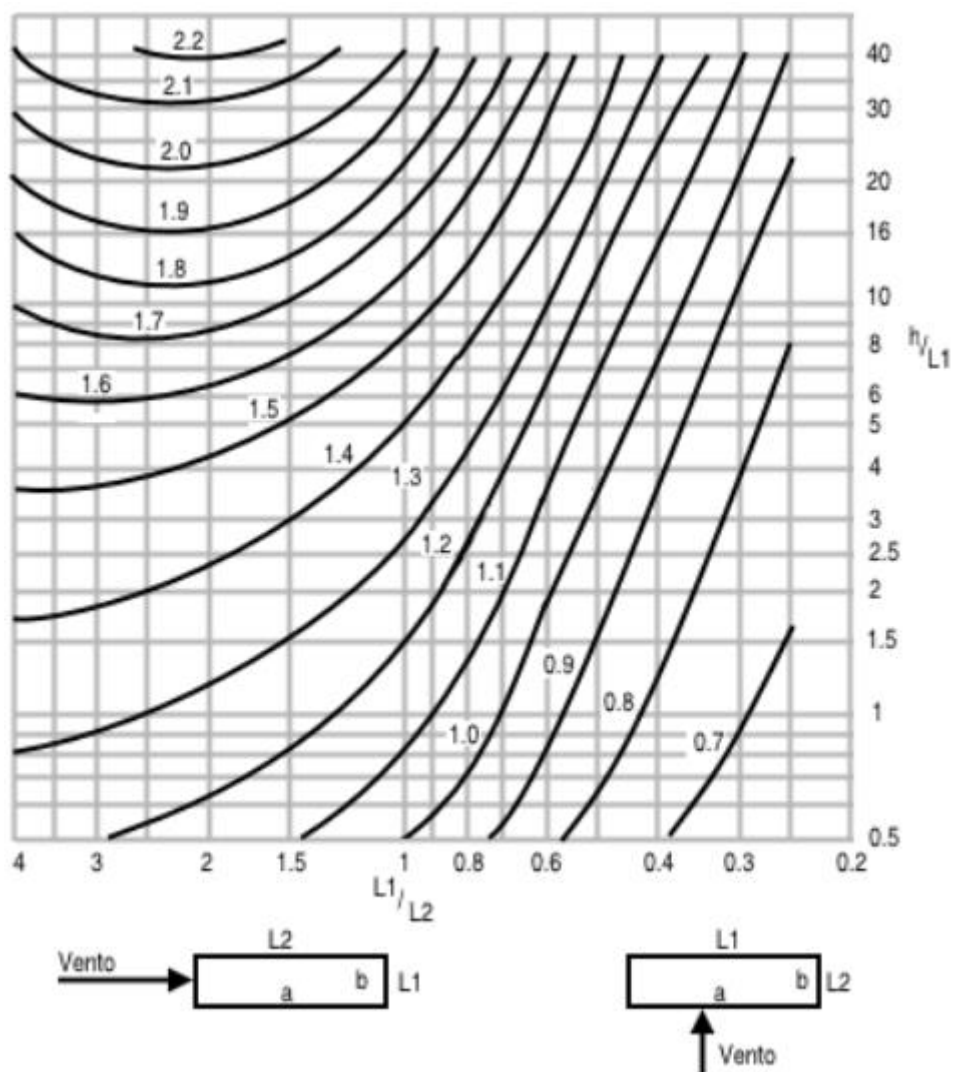
$$q = 0,613 * V_k^2 \quad (\text{Equação 2.10})$$

Com o valor da pressão dinâmica (q), deve-se definir o valor da força de arrasto (F_a) na direção do vento (Equação 2.11).

$$F_a = C_a * q * A_e \quad (\text{Equação 2.11})$$

O valor de do coeficiente de arrasto (C_a) pode ser encontrado de forma simplificada num ábaco (Figura 2.14) fornecido pela norma. Vale ressaltar que este ábaco deve ser utilizado para edificações paralelepípedicas.

Figura 2.14 – Ábaco para o coeficiente de arrasto (C_a) de edificações paralelepípedicas

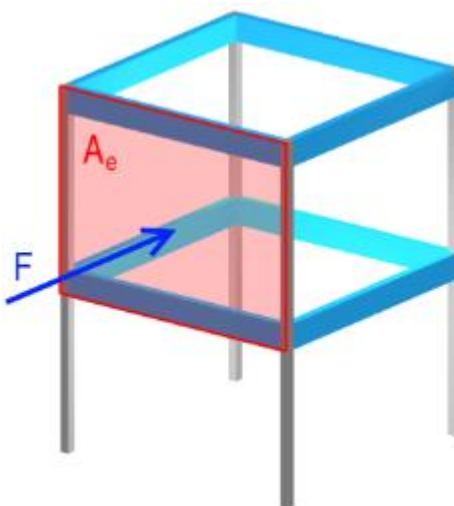


Fonte: ABNT NBR 6123:1988

Os valores de $L1$ e $L2$ dependem do eixo de aplicação do vento e representam as dimensões da edificação em planta. O valor de h é relacionado com a cota do pavimento em que se está calculando.

Por fim, o valor da área de projeção ortogonal (A_e) da edificação é a área da fachada do pavimento onde a carga de vento será aplicada, como ilustrado na Figura 2.15.

Figura 2.15 – Área de projeção ortogonal (A_e) numa edificação



Fonte: Longo, 2019

2.8 EFEITO DE DIAFRAGMA RÍGIDO

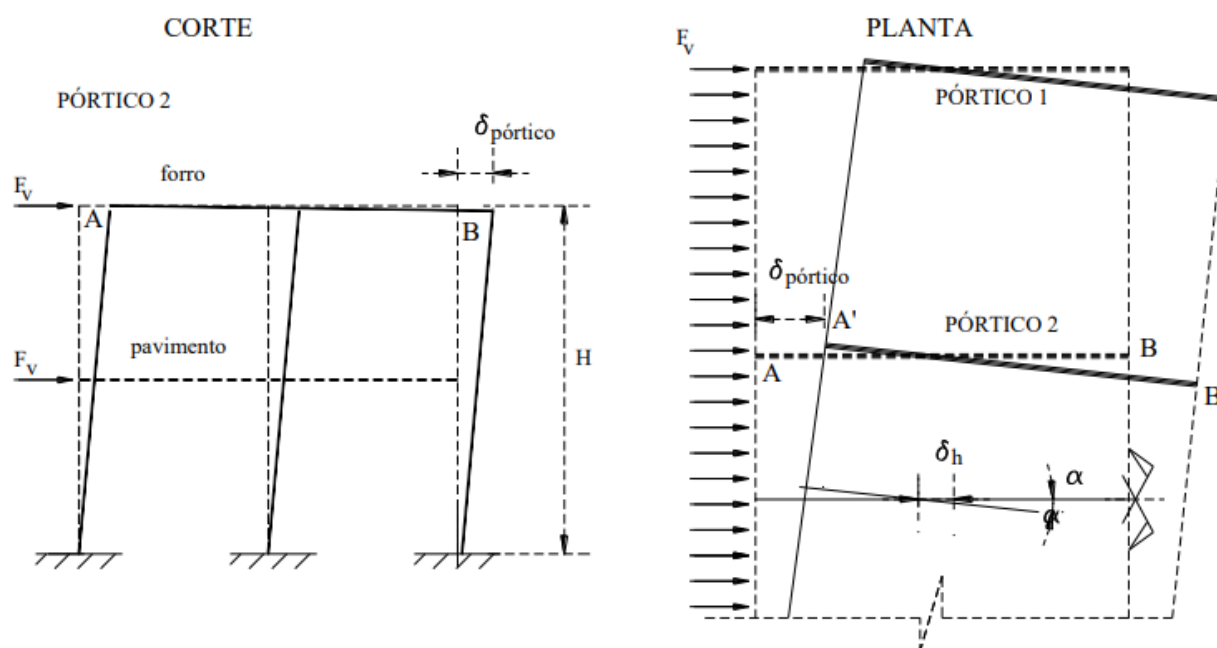
Pode-se definir como diafragma rígido elementos os quais a rigidez é excepcionalmente maior que a dos outros elementos de uma edificação, isso implica que o pavimento funcionará como um elemento infinitamente rígido em seu plano. Sem deformações, o elemento age de forma que há compatibilização dos deslocamentos no plano. (BUZO, 2017)

Para o cálculo dos esforços e deslocamentos devidos as forças horizontais oriundas do vento para estruturas concebidas com lajes maciças, leva-se e conta que o pavimento trabalha como um diafragma rígido. A partir disto, é possível definir as ações nos elementos de contraventamento.

A consideração de um pavimento como diafragma rígido significa que, após a aplicação das forças horizontais, o deslocamento entre dois pontos no pavimento é

igual, como representado na Figura 2.16 a seguir, o que significa que o pavimento tem deslocamento de um corpo rígido. (RAYMUNDO, 2012)

Figura 2.16– Pavimento trabalhando como diafragma rígido



Fonte: Raymundo, 2012

2.9 ESTABILIDADE GLOBAL DE UMA ESTRUTURA

2.9.1 Efeitos globais de 2ª ordem

Uma análise de 1ª ordem de uma estrutura resulta em deslocamentos horizontais dos nós que a compõem. Quando esses deslocamentos são significativos, apenas a análise de 1ª ordem pode não ser suficiente. Isso se deve ao fato de que os deslocamentos resultantes geram um desalinhamento da estrutura e conseqüentemente uma excentricidade da aplicação das cargas verticais em sua configuração deformada, resultando em deslocamentos horizontais maiores.

Quando se considera a configuração deformada da estrutura na análise de seu equilíbrio, aparecem os efeitos de 2ª ordem, denominados pela ABNT NBR

6118:2014 por “efeitos globais de 2ª ordem”, que são somados aos efeitos de 1ª ordem obtidos na configuração indeformada (CHINEM, 2010).

2.9.2 Parâmetro α e coeficiente Gama-Z (γ_z)

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, o parâmetro α só pode ser aplicado em estruturas reticuladas e simétricas, logo, na maioria dos casos esse parâmetro não é apropriado para a análise dos efeitos de 2ª ordem pois as estruturas são geralmente assimétricas, tanto em relação à geometria quanto ao carregamento. Portanto, é indicado para os efeitos de 2ª ordem que seja analisado o coeficiente γ_z .

O coeficiente γ_z é calculado através de uma análise elástica, levando em consideração a não linearidade física dos elementos mediante aos seus valores de rigidez. Em seu item 15.4.2, a referida norma classifica uma estrutura segundo à deslocabilidade dos nós da seguinte forma:

- Estrutura de nós fixos ($\gamma_z \leq 1,1$): os efeitos globais de 2ª ordem são menores que 10% dos efeitos de 1ª ordem e por isso podem ser desconsiderados;
- Estrutura de nós móveis ($\gamma_z > 1,1$): os efeitos globais de 2ª ordem são maiores que 10% dos efeitos de 1ª ordem e, portanto, são importantes e devem ser considerados.

O valor de γ_z é calculado pela Equação 2.12 mostrada abaixo.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (\text{Equação 2.12})$$

Onde:

- $\Delta M_{tot,d}$ = soma dos produtos das forças verticais atuantes na estrutura (valores de cálculo) pelos deslocamentos horizontais dos seus respectivos pontos de aplicação, obtidos através da análise de 1ª ordem;
- $M_{1,tot,d}$ = momento de tombamento (soma dos momentos das forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura).

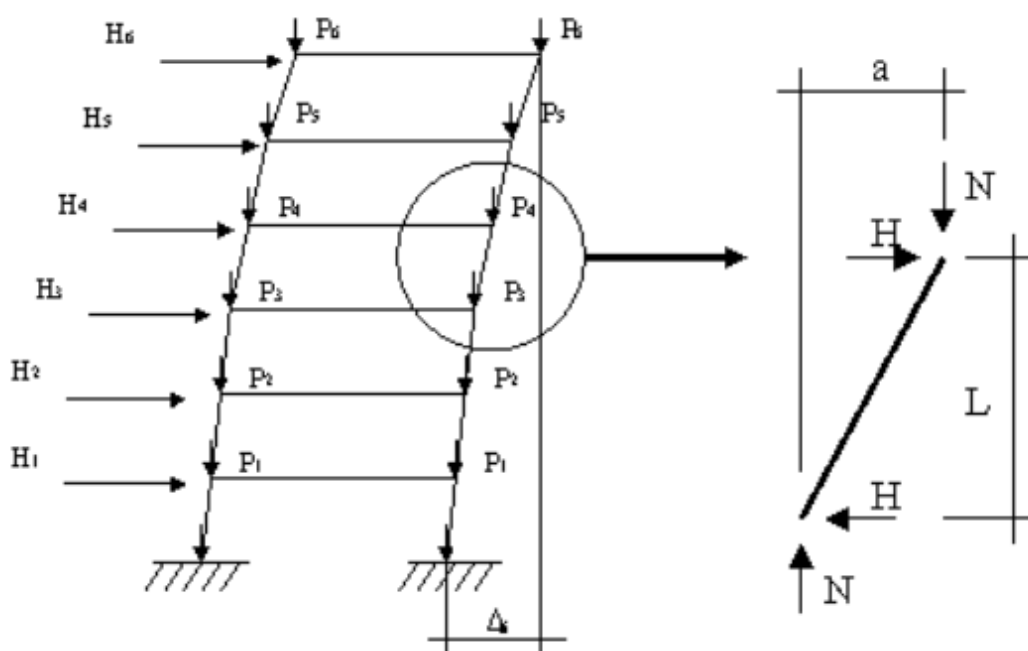
2.9.3 Processo P-Delta (P- Δ)

Nos casos em que a estrutura seja considerada de nós móveis ($\gamma_z > 1,1$), é necessária uma análise que considere as não-linearidades geométricas e físicas de todo o conjunto. Diferente das estruturas de nós fixos, não é possível considerar cada pilar separadamente, porém, é permitido a utilização de métodos aproximados como o processo P- Δ que possibilita esse tipo de consideração.

O processo P- Δ (Figura 2.17) permite analisar a interferência dos esforços de segunda ordem em relação aos de primeira. O processo consiste na aplicação das forças horizontais e verticais na estrutura indeformada, verificando a posição deformada. Essa deformação faz com que as cargas sejam aplicadas fora do eixo do pilar, gerando um binário de forças (Equação 2.13).

$$M = N * a \quad (\text{Equação 2.13})$$

Figura 2.17 – Exemplo de aplicação das cargas no processo P- Δ



Fonte: Longo, 2019

Este momento (Equação 2.13) é equilibrado pelas cargas horizontais de forma que estas sofrem um acréscimo δH (Equação 2.14).

$$\delta H = M/L \quad (\text{Equação 2.14})$$

Este novo carregamento, é aplicado na estrutura indeformada e então os deslocamentos são recalculados levando em consideração esse aumento. O processo é repetido até que os valores de deformação do edifício convirjam, obtendo-se, por fim, o carregamento final da estrutura. No caso de não haver convergência no processo, mesmo após inúmeras iterações, pode-se dizer que a estrutura está excessivamente deslocável, sendo necessário tomar ações para enrijecê-la (LONGO, 2019).

2.10 COMBINAÇÃO DE AÇÕES (ELU E ELS)

Segundo o item 11.8 da ABNT NBR 6118:2014, um carregamento é estabelecido de acordo com uma combinação das forças atuantes, que podem agir conjuntamente na estrutura, de forma que sejam estabelecidos os efeitos mais desfavoráveis.

Para as verificações dos estados limites últimos (ELU) e estado limite de serviço (ELS), as combinações são denominadas combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

2.10.1 Combinações últimas

Existem três tipos de combinações últimas, são elas: normais, especiais e excepcionais. As combinações normais englobam as ações permanentes, a ação variável principal e as demais ações variáveis, todas com seus devidos coeficientes de ponderação (Quadro 2.3) e fatores de redução (Quadro 2.4).

Quadro 2.3 – Coeficientes de ponderação (γ)

Combinação de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Sendo D desfavorável, F favorável, G cargas variáveis em geral e T temperatura.

Quadro 2.4 – Fatores de redução (Ψ)

Ações		Ψ_1	Ψ_2	Ψ_3
Cargas acidentais de edifícios	Locais onde não há predominância de pesos de equipamentos que ficam fixos por um longo período, nem de elevadas concentrações de pessoas (edifícios residenciais em geral)	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que ficam fixos por longos períodos, ou de elevada concentração de pessoas (edifícios comerciais e públicos, escritórios etc.)	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, garagens e oficinas	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Para o presente trabalho, na verificação do ELU, serão utilizadas apenas as combinações últimas normais, logo, as equações para as especiais e excepcionais não serão mostradas.

O cálculo das combinações últimas normais para o esgotamento da capacidade resistente dos elementos é realizado através da Equação 2.15 representada abaixo.

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (2.15)$$

Onde:

- F_d = valor de cálculo das ações;
- F_{gk} = ações permanentes diretas;
- $F_{\varepsilon gk}$ = ações permanentes indiretas como a retração;
- $F_{\varepsilon qk}$ = ações variáveis como a temperatura;
- F_{qk} = ações variáveis diretas (F_{q1k} é a ação variável principal);
- γ_g , $\gamma_{\varepsilon g}$, γ_q e $\gamma_{\varepsilon q}$ = coeficientes de ponderação (Quadro 2.3);
- ψ_{0j} e $\psi_{0\varepsilon}$ = Fatores de redução (Quadro 2.4).

2.10.2 Combinações de serviço

As combinações de serviço são classificadas como: quase permanentes, frequentes e raras. As quase permanentes atuam basicamente em quase todo o tempo de vida da estrutura e é utilizada para a verificação do estado-limite de deformações excessivas. As frequentes, por sua vez, se repetem inúmeras vezes ao longo do tempo de vida da estrutura e é utilizada na verificação dos estados-limites de formação e abertura de fissuras e de vibrações excessivas. As combinações de serviço raras, por fim, ocorrem apenas poucas vezes durante o tempo de vida da estrutura e pode ser empregada para a verificação do estado-limite de formação de fissuras.

Para este estudo, serão usadas somente as combinações de serviço frequentes (Equação 2.16), portanto, as equações das demais combinações não serão especificadas.

$$F_{d, ser} = \sum F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \sum \psi_{2j} F_{qjk} \quad (2.16)$$

Onde:

- $F_{d, ser}$ = valor de cálculo das ações para combinações de serviço;
- F_{gik} = ações permanentes diretas;
- F_{q1k} = ação variável principal;
- F_{qjk} = demais ações variáveis;
- ψ_1 = fator de redução para combinações frequentes (Quadro 2.4);
- ψ_2 = fator de redução para combinações quase permanentes (Quadro 2.4).

3 METODOLOGIA

A fim de alcançar os objetivos propostos, foi inicialmente realizado um levantamento de referências com relação aos sistemas construtivos utilizando pré-moldados, elementos de lajes prontas maciças e painéis portantes pré-moldados, além de modelos de pórticos espaciais e processos de cálculo que envolvem este trabalho.

Utilizando o *software* de cálculo estrutural Eberick 2020, foram estabelecidos nove modelos de pórticos representativos de um edifício multifamiliar com cinco, oito e onze pavimentos, construído com painéis pré-moldados de concreto, e para cada um deles, definidos três modelos de ligações entre os painéis (rotuladas, engastadas e semirrígidas com 50% de engastamento), a fim de avaliar e comparar o comportamento estrutural com diferentes alturas e tipos de ligações.

3.1 EDIFÍCIOS EM ESTUDO

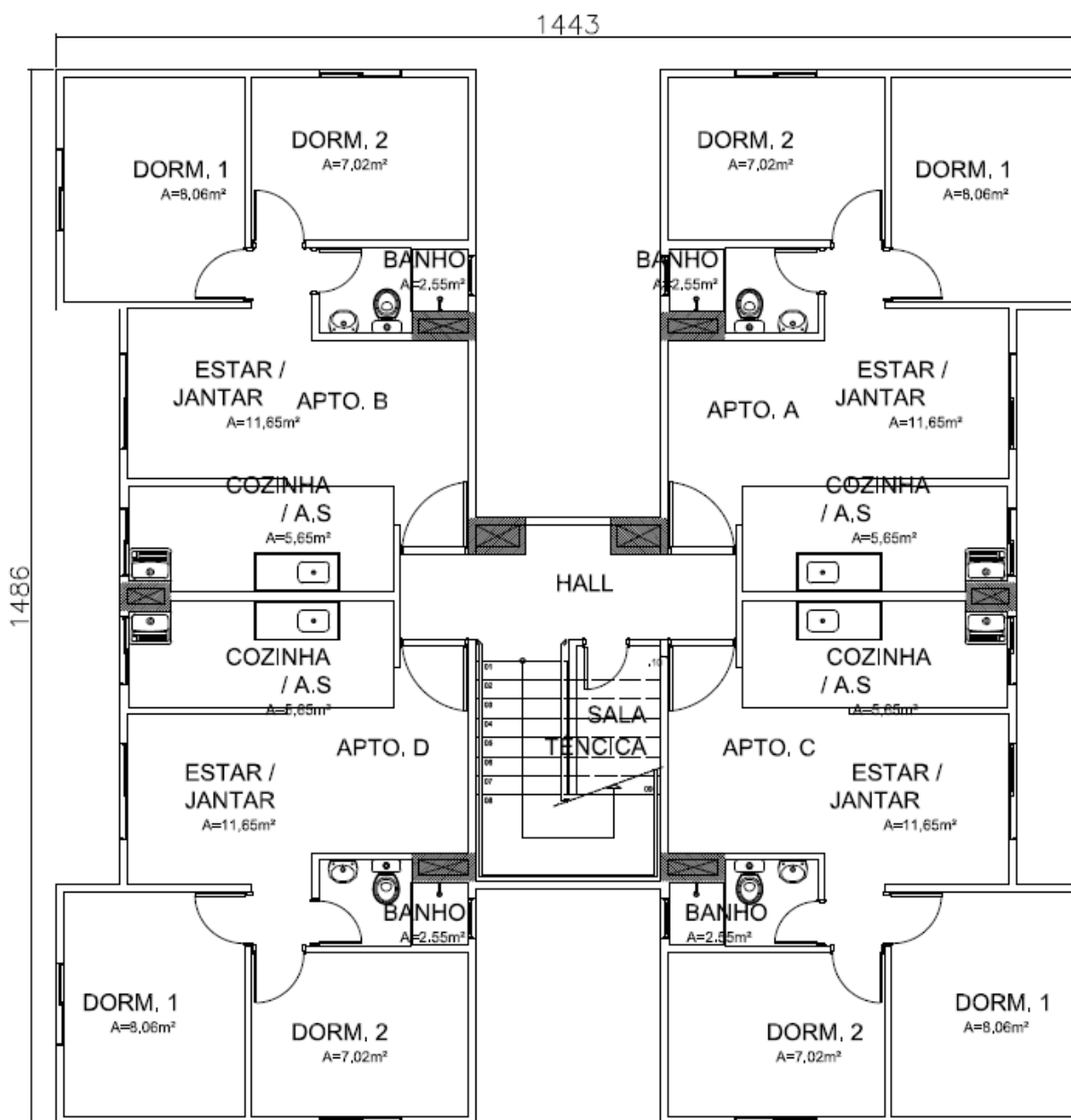
Será utilizado o mesmo projeto arquitetônico para todos os edifícios do presente estudo. Eles são constituídos por pavimentos tipo (incluindo o térreo) com pé-esquerdo (pisos a pisos) de 2,66 metros e cada pavimento é composto por quatro apartamentos de distribuição e dimensões iguais e um hall comum, como detalhado no Tópico 3.1.1 a seguir.

O projeto foi concedido pelo engenheiro Diego de Vasconcelos Gonçalves Ferreira, que o utilizou em 2013 para sua tese de mestrado pela Escola de Engenharia de São Carlos.

3.1.1 PLANTA BAIXA UTILIZADA

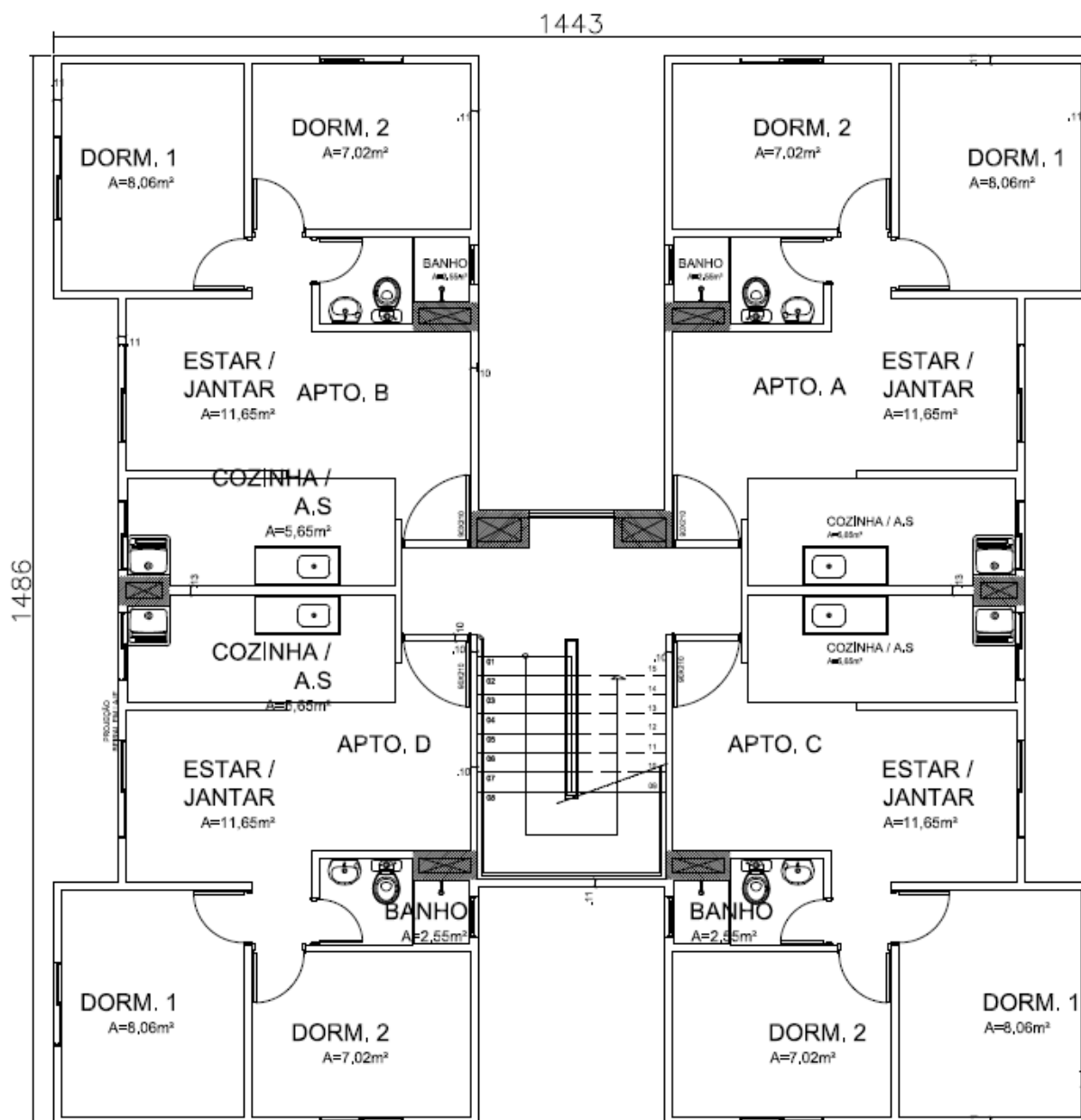
Cada apartamento possui dois dormitórios, um banheiro, sala e cozinha com área de serviço conjugada. O térreo se diferencia dos demais pavimentos apenas pela presença de uma sala técnica localizado embaixo das escadas.

Figura 3.1 – Planta baixa do térreo



Fonte: Adaptado de Ferreira, 2013.

Figura 3.2 – Planta baixa do apartamento tipo



Fonte: Adaptado de Ferreira, 2013.

As áreas dos apartamentos e de seus respectivos cômodos, estão descritas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Áreas dos cômodos e área total do apartamento tipo

Cômodo	Área (m²)
Dormitório 1	8,06
Dormitório 2	7,02
Estar/Jantar	11,65
Cozinha/Área de serviço	5,65
Banho	2,55
Total do apartamento tipo	34,93

Fonte: Autor, 2020.

A Tabela 3.2 apresenta a área total de cada pavimento, considerando as áreas dos apartamentos, hall e escada.

Tabela 3.2 - Áreas dos apartamentos, hall, escada e área total do pavimento

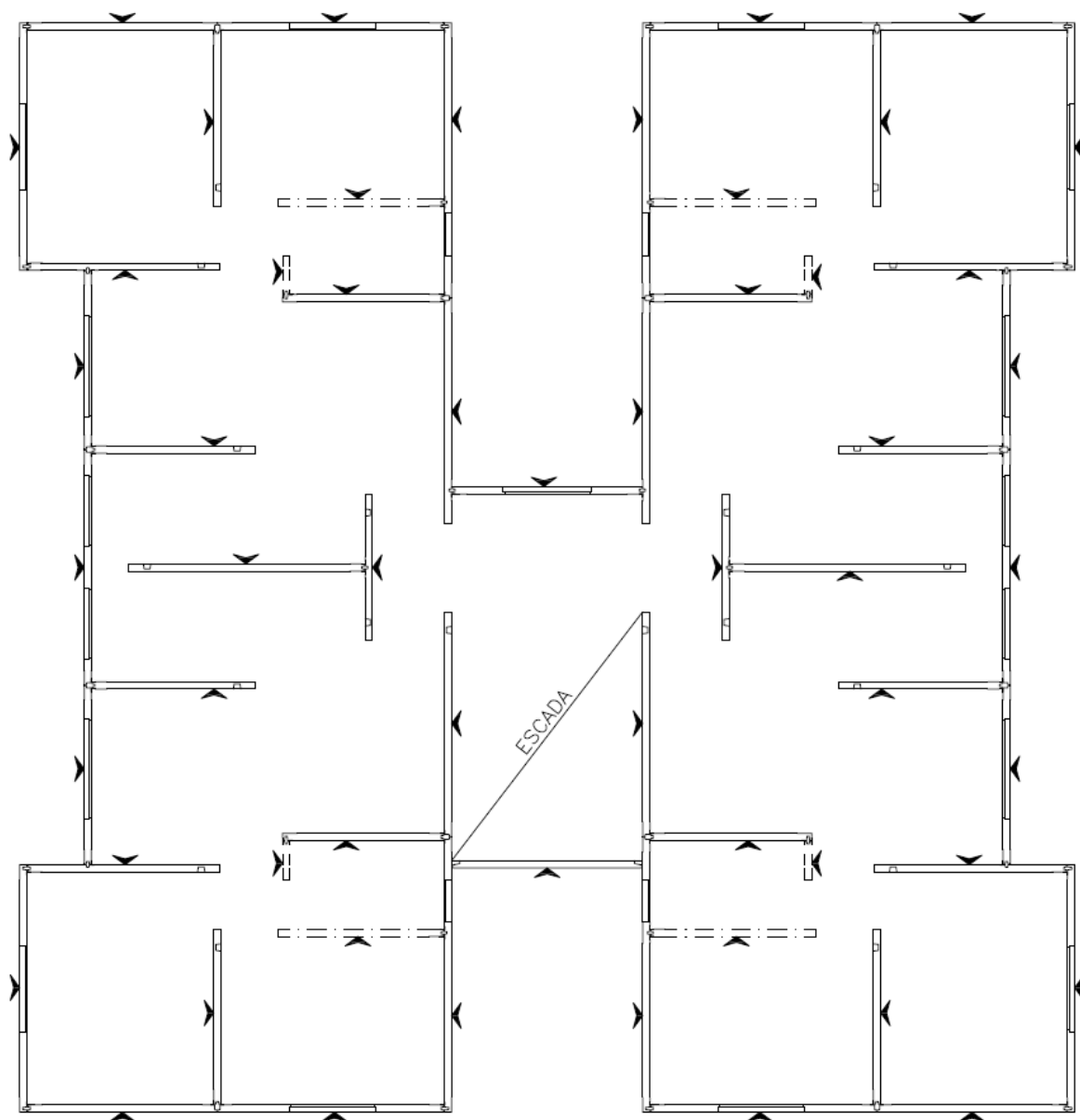
Ambiente	Área (m²)
Apartamentos A, B, C e D	139,72
Hall	6,14
Área da Escada	8,89
Total do pavimento	154,75

Fonte: Autor, 2020.

3.1.2 PAINÉIS UTILIZADOS

Os painéis utilizados possuem 2,56m de altura, 10cm de espessura e comprimento variado. A Figura 3.3 a seguir mostra como estão dispostos os painéis no projeto, indicados por setas. Os que se encontram tracejados são painéis de divisória de *drywall* logo não possuem função estrutural.

Figura 3.3 – Forma dos pavimentos tipo



Fonte: Autor, 2020.

4 CONCEPÇÃO E CÁLCULO DOS EDIFÍCIOS

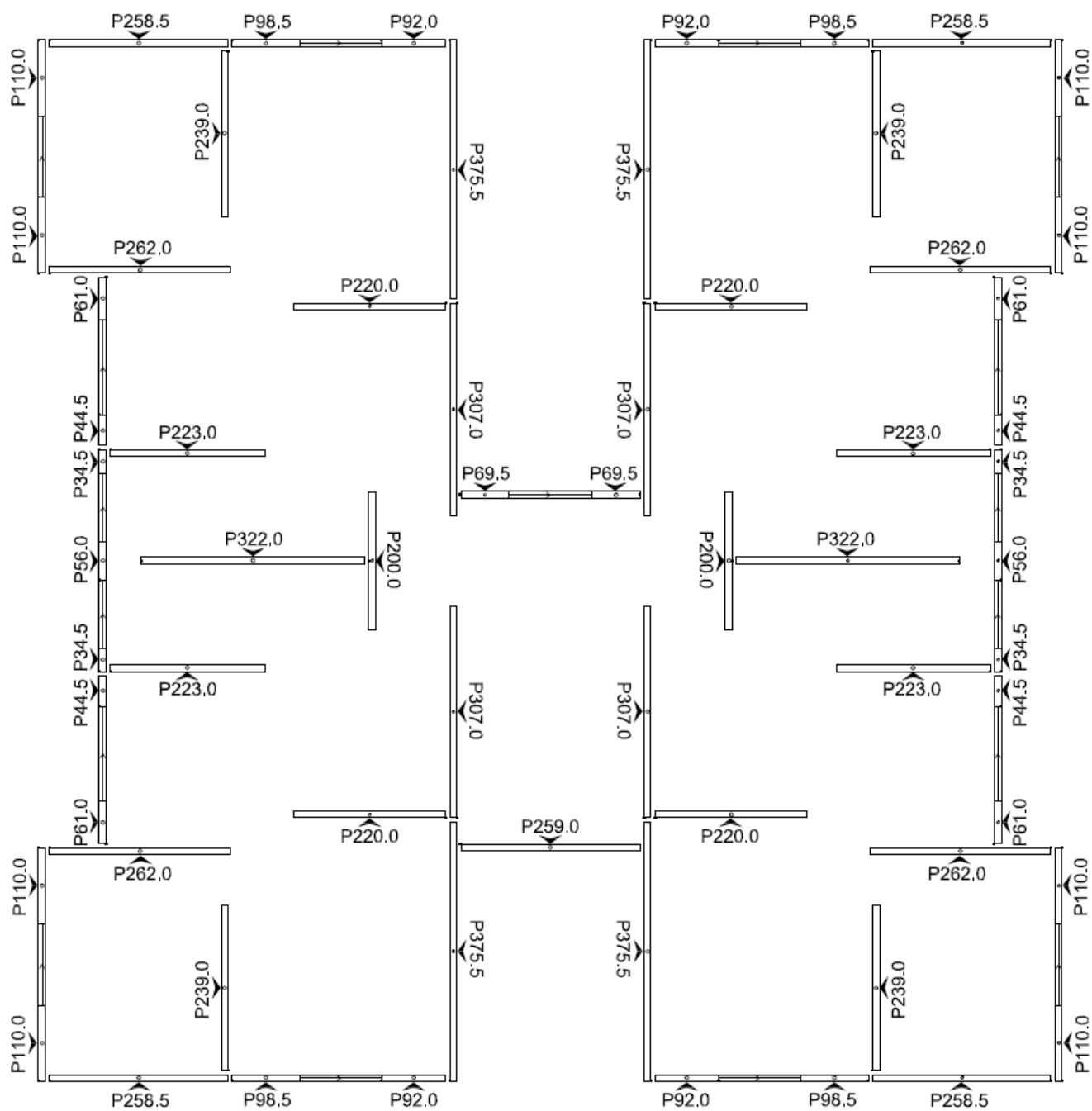
4.1 MODELO DE CÁLCULO

Para este estudo, foi utilizado o modelo de cálculo de pórtico espacial. As forças de reação das lajes foram obtidas manualmente através do método das charneiras plásticas e transferidas para os painéis portantes e linteis que compõem o pórtico espacial. A fundação é rígida, sem ocorrência de deformações.

4.2 SOLUÇÃO PARA PAINÉIS COM JANELAS

Como visto anteriormente (Tópico 2.4), painéis que apresentem aberturas superiores a 1m^2 devem ser representados por um pórtico onde as duas barras verticais representam as partes sólidas e a barra horizontal representa o lintel formado pela abertura. Logo, para possibilitar o lançamento representativo da estrutura, os painéis com as referidas aberturas foram divididos em dois novos painéis, com uma viga (lintel) de comprimento igual à abertura da janela os ligando. Todos painéis, incluindo estes últimos, estão representados na Figura 4.1. A nomenclatura dada a cada um representa seus respectivos comprimentos, em centímetros.

Figura 4.1 – Painéis dos pavimentos tipo



Fonte: Autor, 2020

4.3 PROPRIEDADES DOS PAINÉIS

Os painéis foram cadastrados individualmente no *software* Eberick 2020, com suas dimensões reais de projeto. As propriedades físicas do concreto utilizado são as

do concreto C25, descritas na Tabela 4.1, e as propriedades geométricas (Tabela 4.2) foram calculadas automaticamente pelo programa após a inclusão de cada painel.

Tabela 4.1 – Propriedades físicas do concreto utilizado

Classe	Peso Específico (kgf/m ³)	Módulo E (kgf/m ³)	Módulo G (kgf/cm)	Coef. de dilatação (kgf/cm)
C25	2500	241500	100625	0,00001

Fonte: Autor, 2020.

Tabela 4.2 – Propriedades geométricas dos painéis

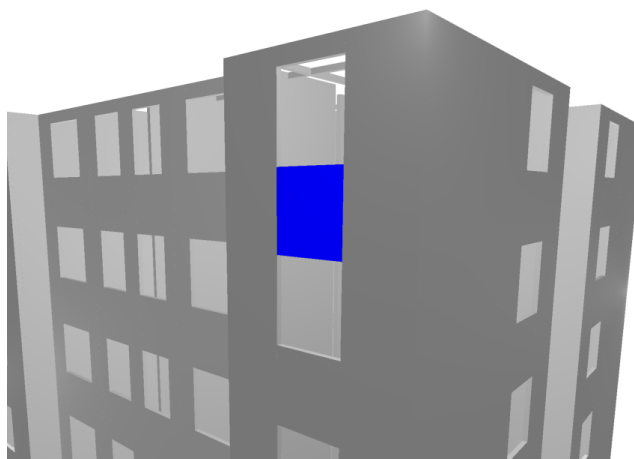
Nomenclatura	Seção (cm)	Área (cm ²)	Ixx (cm ⁴)	Iyy (cm ⁴)	J (cm ⁴)	Peso linear (kgf/m)
P110.0	110x10	1100	1.109.166	9.166	1.118.333	275
P200.0	200x10	2000	6.666.666	16.666	6.683.333	500
P220.0	220x10	2200	8.873.333	18.333	8.891.666	550
P223.0	223x10	2230	9.241.305	18.583	9.259.889	557,5
P239.0	239x10	2390	1.1376.599	19.916	11.396.515	597,5
P258.5	258,5x10	2580,5	14.319.582	21.504	14.341.086	645,13
P259.0	259x10	2590	14.478.315	21.583	14.499.899	647,5
P262.0	262x10	2620	14.987.273	21.833	15.009.106	655
P307.0	307x10	3070	24.112.035	25.583	24.137.619	767,5
P34.5	34,5x10	345	34.219	2.875	37.094	86,25
P375.5	375,5x10	3755	44.121.328	31.291	44.152.619	938,75
P44.5	44,5x10	445	73.434	3.708	77.142	111,25
P56.0	56x10	560	146.346	4.666	151.013	140
P61.0	61x10	610	189.150	5.083	194.234	152,5
P92.0	92x10	920	648.906	7.666	656.573	230
P98.5	98,5x10	985	796.393	8.208	804.601	246,25

Fonte: Autor, 2020.

4.4 LINTEIS

Para a representação dos linteis, foram criadas vigas de largura igual à dos painéis. A altura dos linteis (128cm) representa a distância entre a parte inferior da janela do pavimento localizado acima do lintel e a parte superior da janela do pavimento abaixo, como ilustrado na Figura 4.2, onde a região em azul representa um dos linteis da edificação. O comprimento do lintel varia de acordo com a abertura da janela sobre a qual ele está inserido.

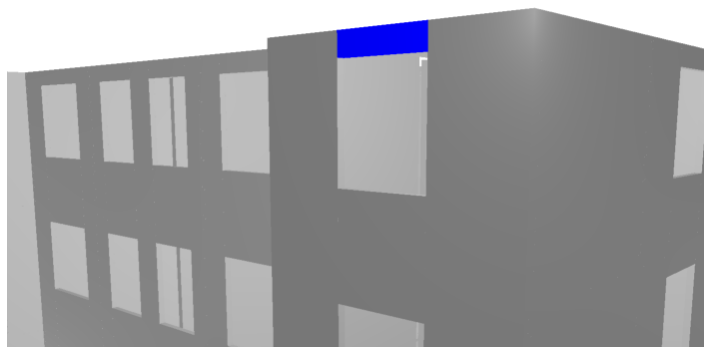
Figura 4.2 – Lintel entre pavimentos



Fonte: Autor, 2020

Já para os linteis localizados no último pavimento, sua altura (28cm) equivale à distância da parte superior da janela até o topo da estrutura, como representado na Figura 4.3.

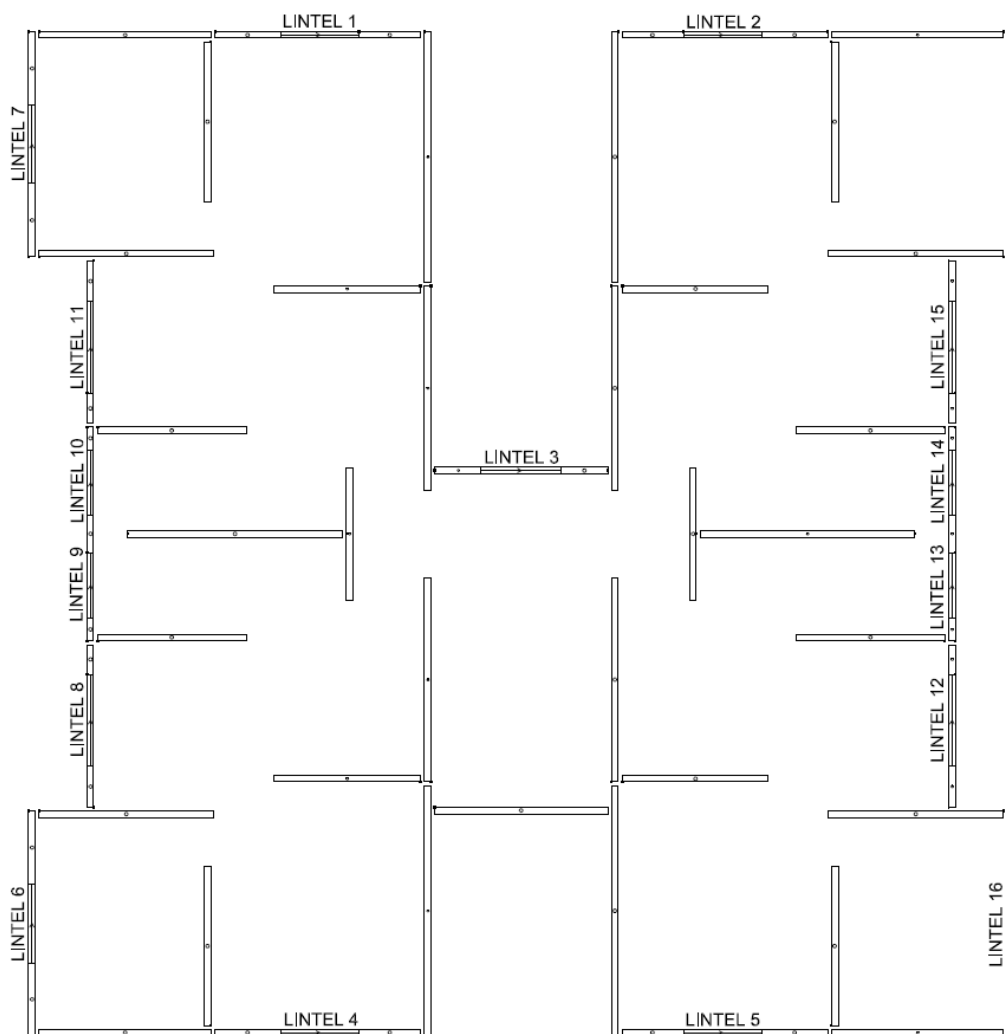
Figura 4.3 – Lintel no último pavimento



Fonte: Autor, 2020

A Figura 4.4 exibe como estão dispostos os linteis no pavimento em planta.

Figura 4.4 – Linteis dos pavimentos tipo



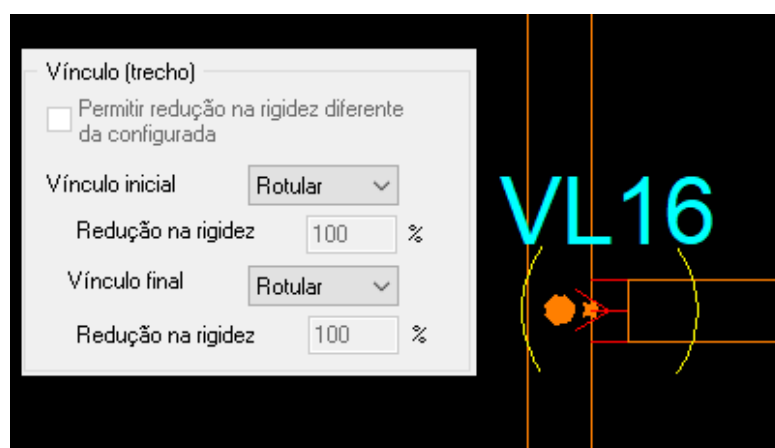
Fonte: Autor, 2020

4.5 LIGAÇÃO ENTRE OS PAINÉIS

Para a representação da ligação entre os painéis, foram criadas vigas de ligação (VL) de altura e largura iguais às dos painéis e comprimento equivalente a distância entre os painéis conectados. Logo, todas as vigas de ligação possuem as mesmas dimensões, com altura (h) de 256cm, largura (bw) de 10cm e comprimento de 5cm.

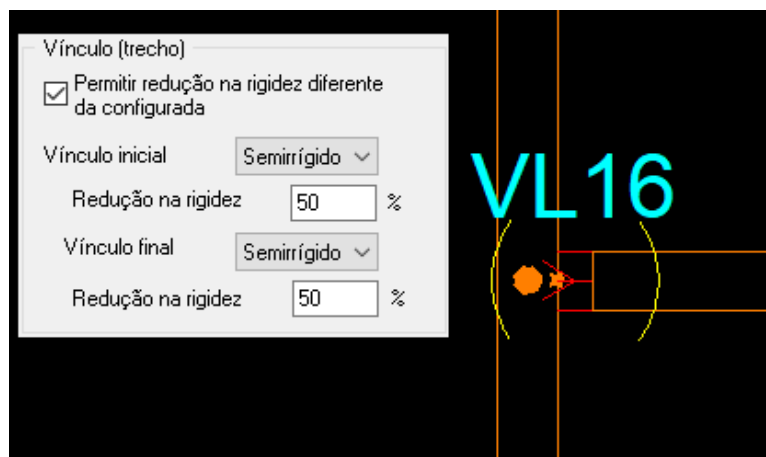
Obedecendo à metodologia adotada para o estudo, foram criados três modelos distintos para as vigas de ligação dos edifícios: ligações rotuladas, semirrígidas (50% de engastamento) e engastadas.

Figura 18 – exemplo de viga de ligação (VL) rotulada



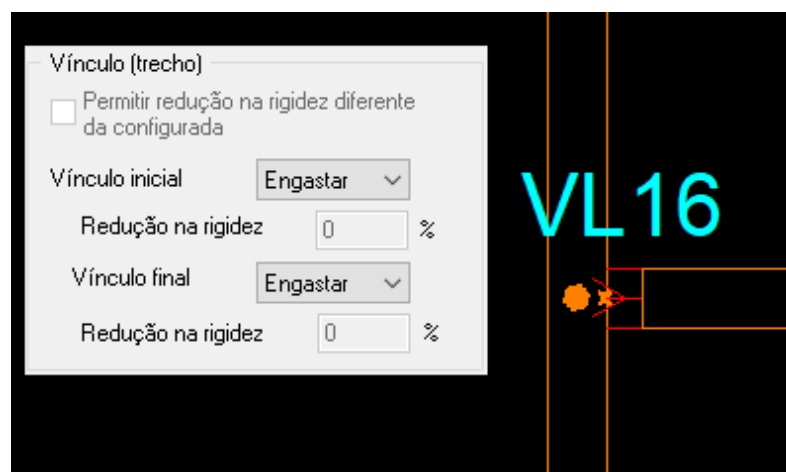
Fonte: Autor, 2020

Figura 4.6 – exemplo de viga de ligação (VL) semirrígida com 50% de engastamento



Fonte: Autor, 2020

Figura 4.7 – exemplo de viga de ligação (VL) engastada



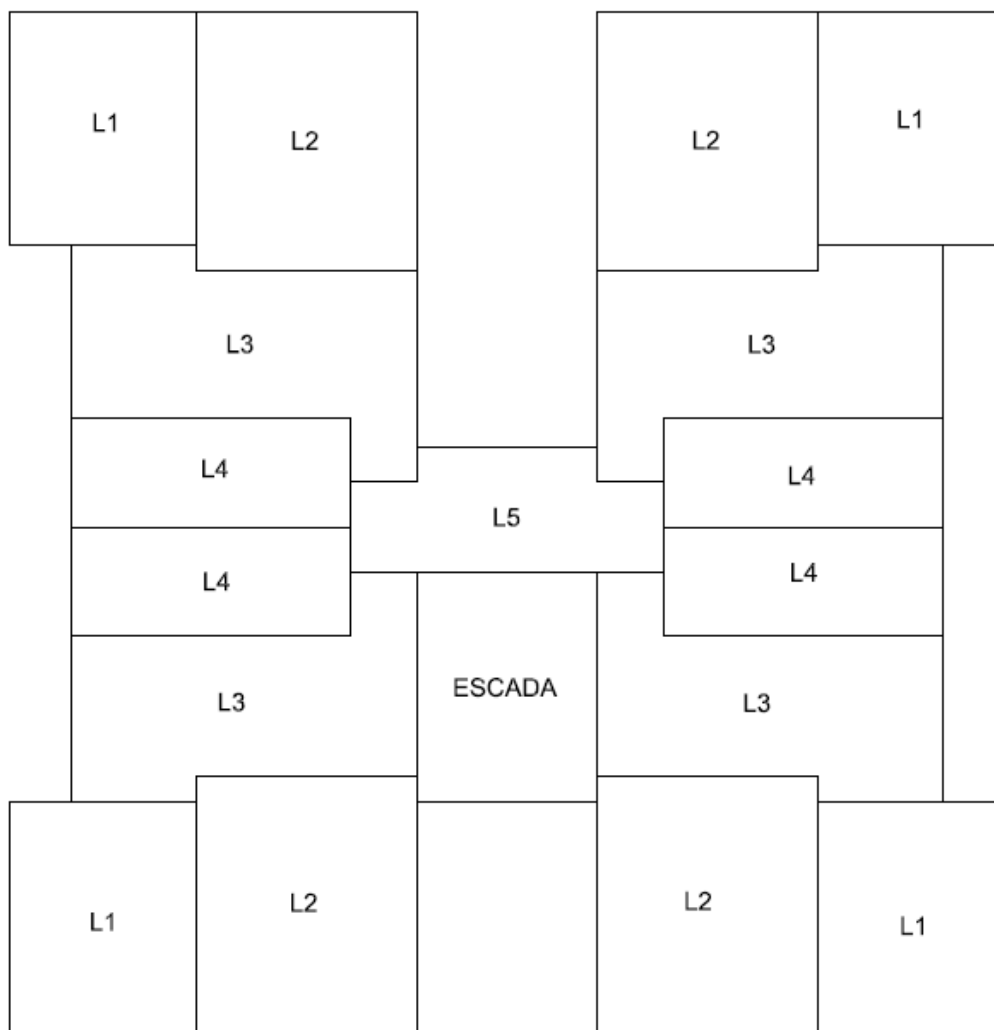
Fonte: Autor, 2020

4.6 CÁLCULO DAS LAJES

As forças de reação das lajes foram calculadas separadamente, de forma manual, e então aplicadas como forças concentradas nos eixos dos painéis e forças lineares nos linteis.

Na figura 4.8 estão representadas as lajes dos pavimentos tipo.

Figura 4.8 – Lajes dos pavimentos tipo

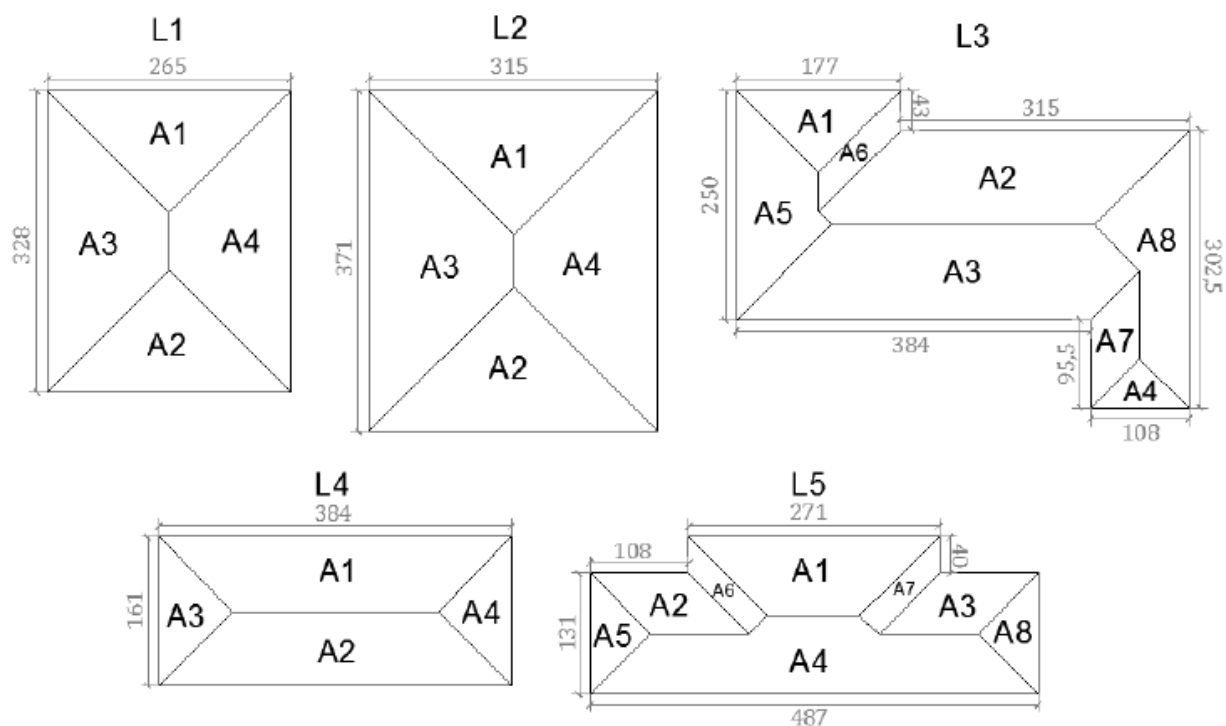


Fonte: Autor, 2020

5.6.1 Áreas de influência

A Figura 4.9 a seguir demonstra a divisão pelas áreas de influência de cada laje dos pavimentos tipo, de acordo com o método das charneiras plásticas, previsto na ABNT NBR 6118:2014, considerando as lajes simplesmente apoiadas.

Figura 4.9 – Áreas de influência das lajes



Fonte: adaptado de Ferreira, 2013

Os valores das áreas de influência de cada laje tais como suas áreas totais estão dispostos na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Valores das áreas de influência

Lajes	Áreas de influência das cargas (m ²)								TOTAL
	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	
L1	1,756	1,756	2,590	2,590	—	—	—	—	8,692
L2	2,481	2,481	3,363	3,363	—	—	—	—	11,688
L3	0,783	3,232	3,734	0,292	1,452	0,378	0,516	1,587	11,974
L4	2,443	2,443	0,648	0,648	—	—	—	—	6,182
L5	1,586	0,707	0,707	3,001	0,429	0,302	0,302	0,429	7,463

Fonte: Autor, 2020

4.6.2 Espessura adotada

No item 13.2.4.1, da ABNT NBR 6118:2014, estão definidos os valores mínimos de espessura para lajes maciças em diferentes casos:

- a) 7cm para lajes de cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de pisos não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN.

Para o presente trabalho, foi adotada uma espessura de 10 cm para todas as lajes da estrutura.

4.6.3 Carregamento

Por meio do peso específico adotado para cada material, em concordância com a ABNT NBR 6120:2019, foram obtidos seus respectivos carregamentos, conforme mostra a Tabela 4.4 a seguir.

Tabela 4.4 – Carregamentos oriundos de cada material

Material	Peso específico (kN/m ³)	Espessura (m)	Carregamento (kN/m ²)
Concreto	24	0,10	2,40
Argamassa de assentamento	17	0,01	0,17
Revestimento do piso	20	0,05	1,0

Fonte: Autor, 2020

O valor adotado de carregamento devido à sobrecarga, também em conformidade com a referida norma, foi de 1,5 kN/m². Por fim, devido a presença de paredes de divisória de *drywall* sobre a laje L2, foi inserida na mesma uma carga adicional de 0,5 kN/m².

Todos os carregamentos estão apresentados na Tabela 4.5, onde:

- PP: peso próprio, oriundo do peso do concreto;
- Piso: referente a argamassa de assentamento e ao revestimento do piso;
- q: sobrecarga;
- Outros: carga adicional das paredes *drywall*.

Tabela 4.5 – Carregamentos nas lajes dos pavimentos tipo

Lajes	Carregamentos nas lajes (kN/m ²)					Carga (kN)
	PP	Piso	q	Outros	TOTAL	
L1	2,40	1,17	1,50	—	5,07	44,07
L2	2,40	1,17	1,50	0,50	5,57	65,11
L3	2,40	1,17	1,50	—	5,07	60,71
L4	2,40	1,17	1,50	—	5,07	31,34
L5	2,40	1,17	1,50	—	5,07	37,84

Fonte: Autor, 2020

4.6.4 Reações de apoio

Através dos carregamentos, das áreas de influência e das dimensões lineares de cada laje, foram obtidas suas respectivas reações de apoio. Os resultados estão representados na Tabela 4.6 abaixo.

Tabela 4.6 – Reações de apoio das lajes dos pavimentos tipo

Lajes	Reações de apoio (kN/m)							
	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
L1	3,36	3,36	4,00	4,00	—	—	—	—
L2	4,39	4,39	5,05	5,05	—	—	—	—
L3	2,24	5,20	4,93	1,37	2,94	4,46	2,74	2,66
L4	3,23	3,23	2,04	2,04	—	—	—	—
L5	2,97	3,32	3,32	3,12	1,66	3,82	3,82	1,66

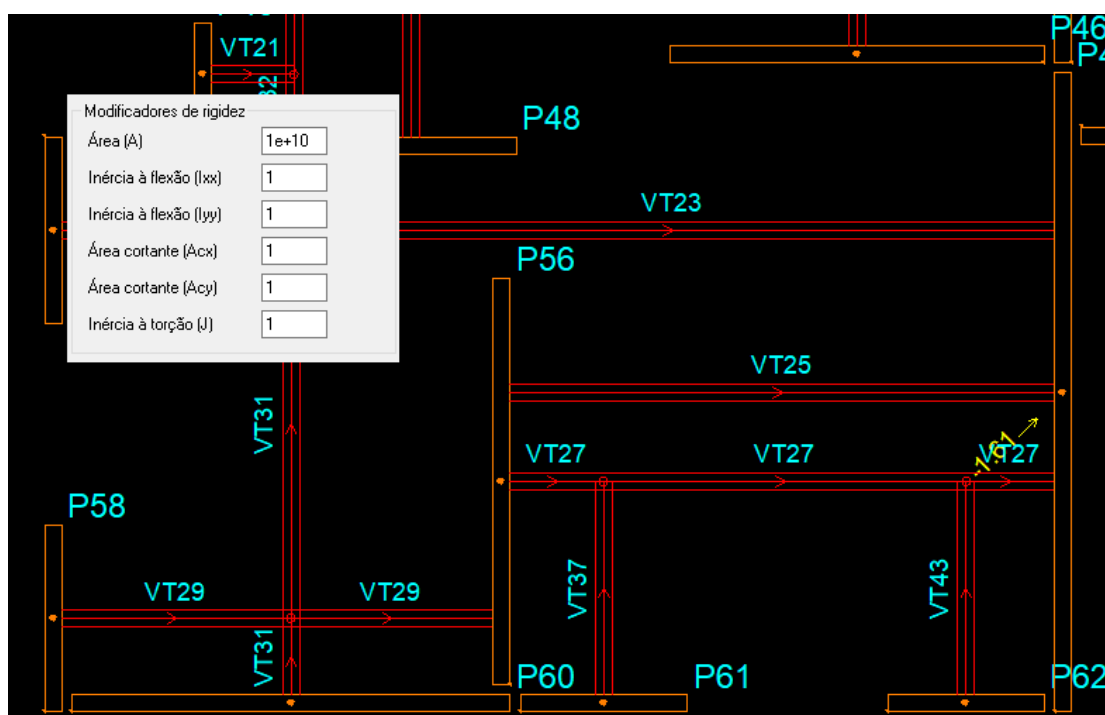
Fonte: Autor, 2020

4.6.5 Solução para o travamento horizontal dos pavimentos

Para a inserção do efeito de diaphragma rígido proporcionado na estrutura com as lajes, foram inseridas vigas de travamento (VT) que simulam o efeito citado, posicionadas no eixo de cada painel, como mostra a Figura 4.10. As referidas vigas possuem seção de 10x10 cm de modo que seu peso próprio não interfira consideravelmente na estrutura.

A rigidez das vigas de travamento (VT) foi alterada para um valor infinitamente grande, como ilustrado também na Figura 5.10, com o propósito de funcionarem como barras rígidas, garantindo deslocamento igual para os painéis nos quais estão inseridas.

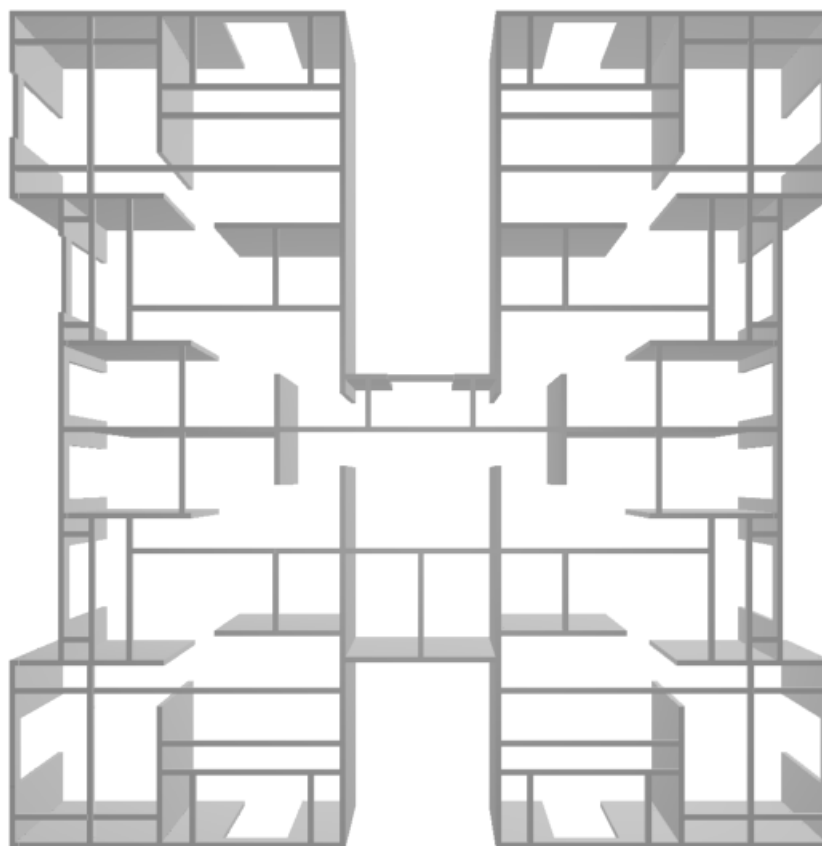
Figura 4.10 – Vigas de travamento e modificação da rigidez



Fonte: Autor, 2020

Na Figura 4.11 abaixo, é possível ver como ficaram dispostas as vigas de travamento nos pavimentos.

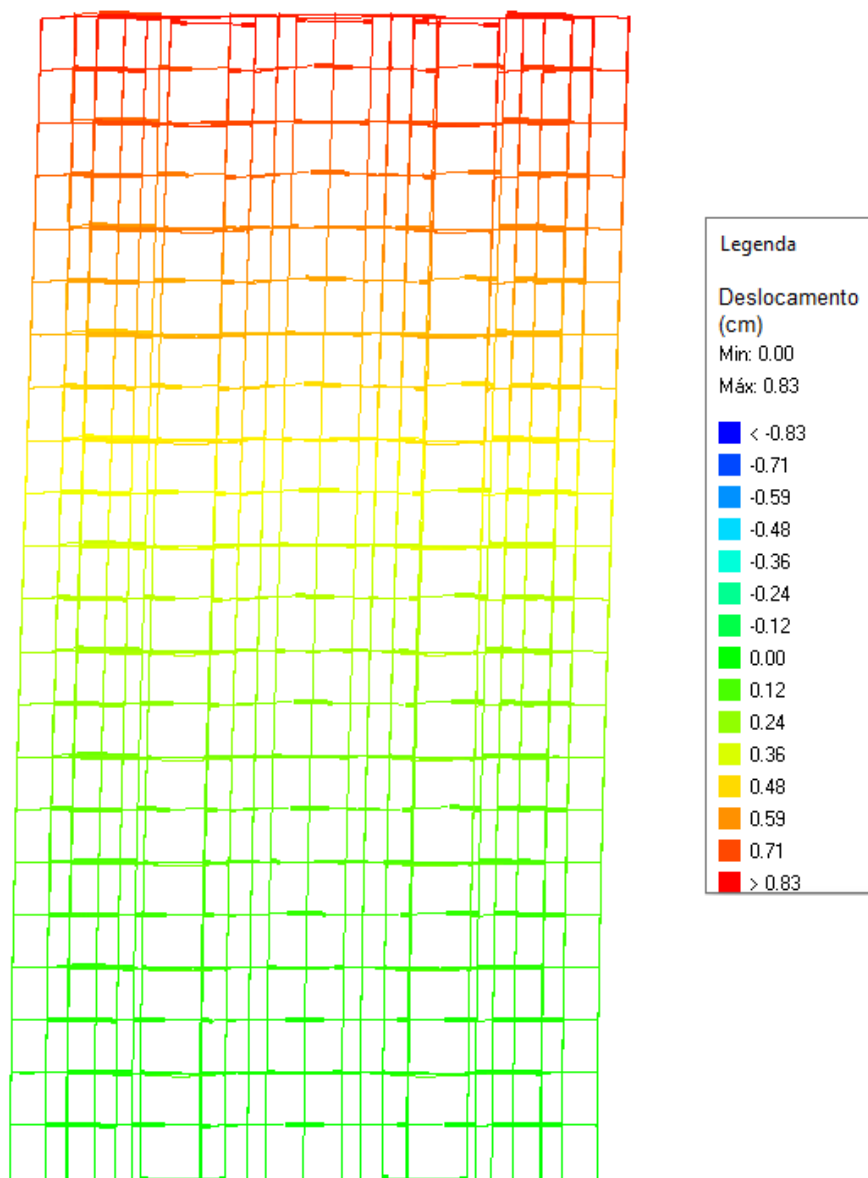
Figura 4.11 – Disposição das vigas de travamento nos pavimentos



Fonte: Autor, 2020

A Figura 4.12 a seguir mostra o comportamento de um dos edifícios em estudo após a aplicação de um vento genérico a fim de testar o desempenho das vigas de travamento. Nota-se que cada pavimento se desloca de maneira uniforme, comprovando assim seu funcionamento como diafragma rígido.

Figura 4.12 – Deslocamento da estrutura após aplicação do vento

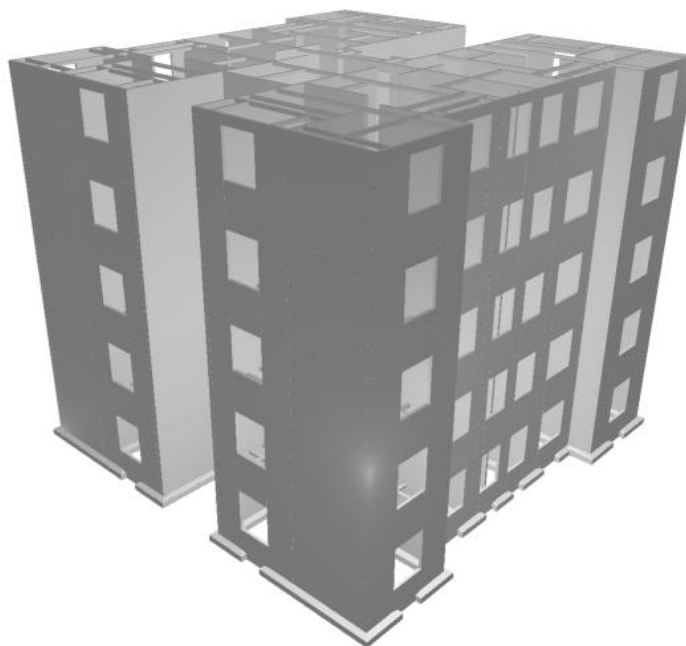


Fonte: Autor, 2020

4.7 PÓRTICOS 3D

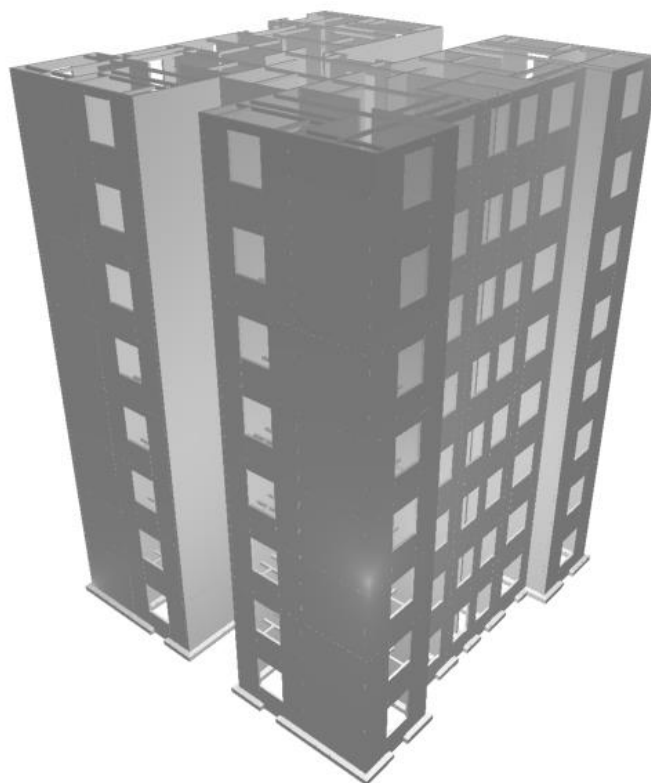
Com o lançamento da estrutura no *software*, foi possível obter pórticos 3D representativos, a fim de visualizar melhor a concepção estrutural e detectar possíveis erros que podem não ser facilmente vistos apenas pelo croqui ou pelo pórtico espacial.

Figura 4.13 – Pórtico 3D representativo do edifício com 5 pavimentos



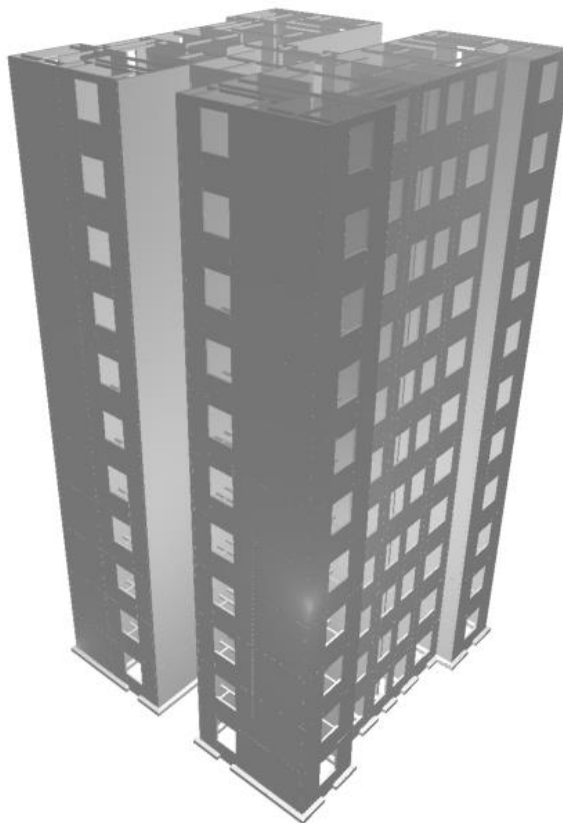
Fonte: autor, 2020.

Figura 4.14 – Pórtico 3D representativo do edifício com 8 pavimentos



Fonte: autor, 2020.

Figura 4.15 – Pórtico 3D representativo do edifício com 11 pavimentos

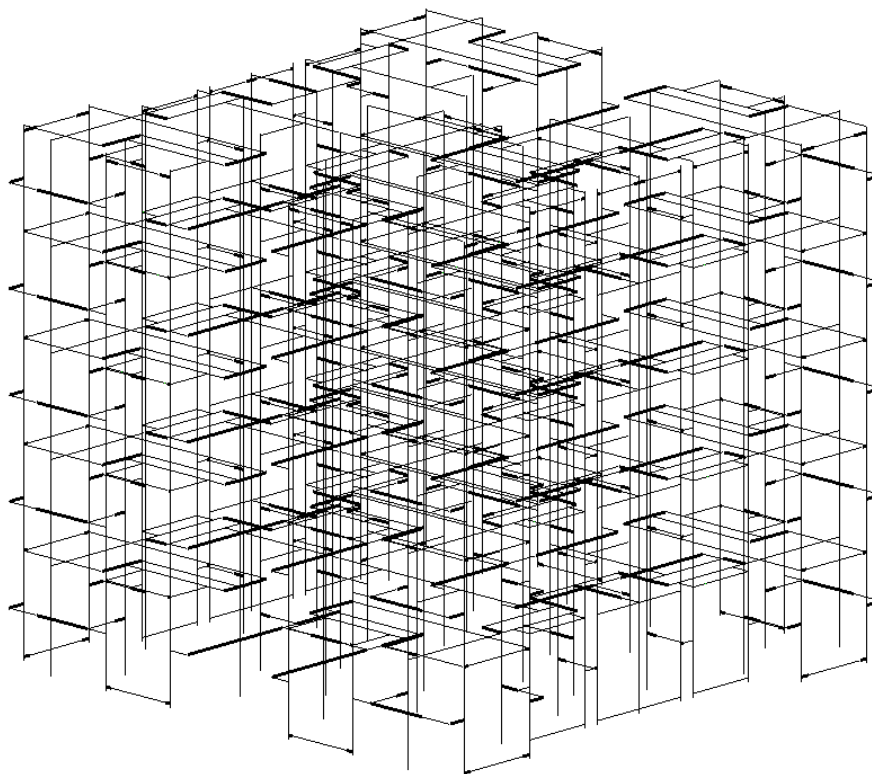


Fonte: autor, 2020.

4.8 PÓRTICO ESPACIAL

Além dos pórticos 3D, foram obtidos os pórticos espaciais dos referidos edifícios. Devido à grande quantidade de barras que formam o pórtico, a visualização espacial (Figura 4.16) se torna difícil.

Figura 4.16 – Pórtico do edifício com 5 pavimentos

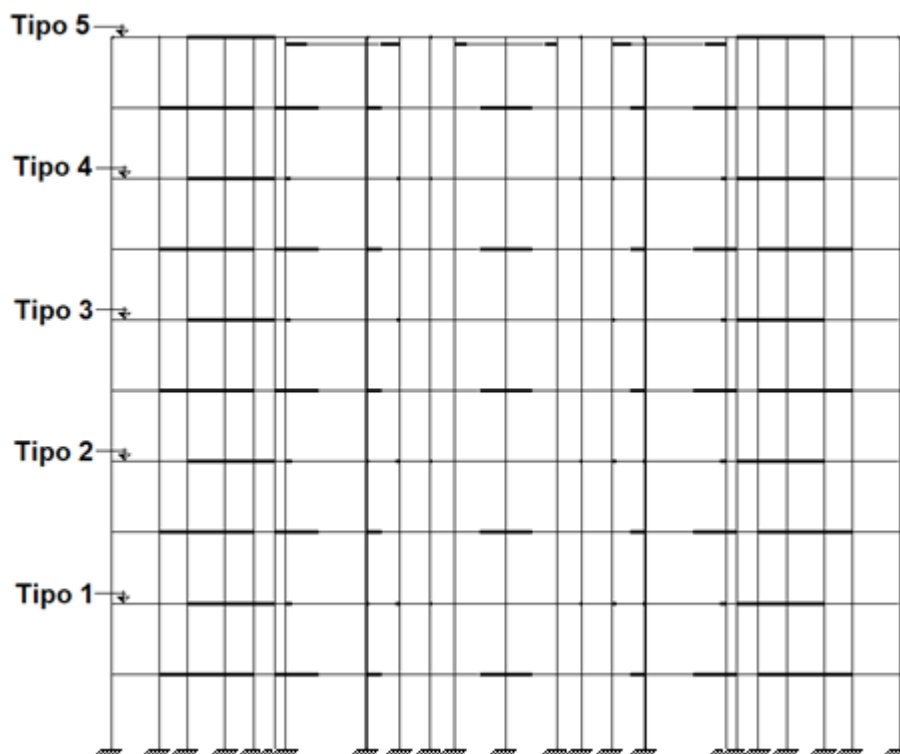


Fonte: Autor, 2020

Portanto, a fim de facilitar a visualização, estão apresentados a seguir (Figuras 4.17 e 4.18) apenas as vistas frontais (eixo x) e laterais (eixo y). Além disso, com o intuito de evitar repetição, apenas o pórtico referente ao edifício de 5 pavimentos será exibido, visto que as únicas diferenças entre os edifícios em estudo é o número de pavimentos e o tipo de ligação, sendo que esta última não está ilustrada no pórtico.

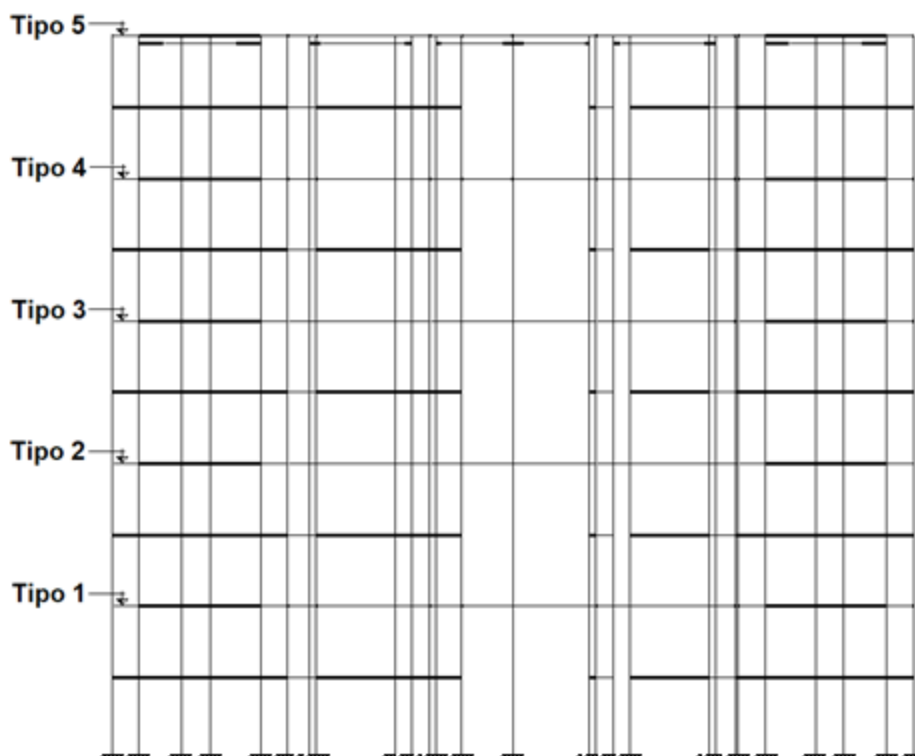
As barras que compõem o pórtico foram lançadas no eixo dos elementos os quais elas representam. Assim, as barras que caracterizam as vigas de ligação foram lançadas num nível equivalente à metade do pé esquerdo dos pavimentos. As barras que constituem as vigas de travamento foram lançadas no nível das lajes. Por fim, o nível das barras que representam os linteis coincide com o das vigas de travamento, exceto no último pavimento, onde se encontram 14cm abaixo das vigas de travamento.

Figura 4.17 – Vista frontal (eixo x) do pórtico correspondente ao edifício de 5 pavimentos



Fonte: Autor, 2020

Figura 4.18 – Vista lateral (eixo y) do pórtico correspondente ao edifício de 5 pavimentos



Fonte: Autor, 2020

4.9 FORÇAS VERTICAIS NOS PAINÉIS

As forças verticais nos painéis são oriundas de seu peso próprio e das reações de apoio das lajes. Para o cálculo das cargas provenientes das reações das lajes, utilizou-se os valores definidos anteriormente na Tabela 4.6.

Para os painéis com a presença de lintel, além das cargas de laje aplicadas diretamente nos painéis, há outra parcela de carga que é transmitida das lajes para os linteis e então para os respectivos painéis.

Os valores das cargas dos linteis estão descritos na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Cargas dos linteis

Lintel	Comprimento (m)	Carga de PP (tf/m)	Carga da Laje (tf/m)	Carga linear do lintel (tf/m)	Carga total do lintel (tf)
Linteis 1, 2, 4 e 5	1,18	0,32	0,44	0,76	0,90
Linteis 6, 7, 16 e 17	1,18	0,32	0,40	0,72	0,85
Lintel 3	1,20	0,32	0,30	0,62	0,74
Linteis 8, 11, 12 e 15	1,38	0,32	0,29	0,61	0,84
Linteis 9, 10, 13 e 14	0,98	0,32	0,20	0,52	0,51

Fonte: Autor, 2020

Na Tabela 5.8 estão dispostos os valores das forças verticais em cada painel.

Tabela 4.8 – Forças verticais nos painéis

Painel	Carga de PP (tf)	Carga da Laje (tf)	Carga do lintel (tf)	Carga total no Painel (tf)
P110.0	0,30	0,44	0,42	1,16
P200.0	1	0,73	-	1,73
P220.0	1,21	3,02	-	4,23
P223.0	1,23	3,13	-	4,36
P239.0	1,42	2,97	-	4,39
P258.5	1,67	0,89	-	2,56
P259.0	1,68	-	-	1,68
P262.0	1,71	1,47	-	3,18
P307.0	2,36	0,82	-	3,18
P322.0	2,59	2,48	-	5,07
P34.5	0,03	0,07	0,25	0,35
P375.5	3,52	1,90	-	5,42
P44.5	0,05	0,13	0,42	0,60
P56.0	0,08	0,11	0,25	0,44
P61.0	0,09	0,18	0,42	0,69
P69.5	0,12	0,21	0,37	0,70
P92.0	0,21	0,40	0,45	1,06
P98.5	0,24	0,43	0,45	1,12

Fonte: Autor, 2020

4.10 CARGAS NA FUNDAÇÃO

Por meio das cargas verticais obtidas em cada painel, foram determinadas as cargas nas fundações dos edifícios em estudo. Os resultados estão representados na Tabela 4.9 a seguir.

Tabela 4.9 – Cargas nas fundações

Painel	Quantidade p/ pavimento	Carga no painel (tf)	Carga na fundação (tf)		
			5 pav.	8 pav.	11 pav.
P110.0	8	1,16	46,4	74,24	102,08
P200.0	2	1,73	17,3	27,68	38,06
P220.0	4	4,23	84,6	135,36	186,12
P223.0	4	4,36	87,2	139,52	191,84
P239.0	4	4,39	87,8	140,48	193,16
P258.0	4	2,56	51,2	81,92	112,64
P259.0	1	1,68	8,4	13,44	18,48
P262.0	4	3,18	63,6	101,76	139,92
P307.0	4	3,18	63,6	101,76	139,92
P322.0	2	5,07	50,7	81,12	111,54
P34.5	4	0,35	7	11,2	15,4
P375.5	4	5,42	108,4	173,44	238,48
P44.5	4	0,6	12	19,2	26,4
P56.0	2	0,44	4,4	7,04	9,68
P61.0	4	0,69	13,8	22,08	30,36
P69.5	2	0,7	7	11,2	15,4
P92.0	4	1,06	21,2	33,92	46,64
P98.5	4	1,12	22,4	35,84	49,28
Carga Total na Fundação			757	1211,2	1665,4

Fonte: Autor, 2020

4.11 FORÇAS DEVIDO AO VENTO

A velocidade básica do vento adotada foi de 40 m/s, obtida através das isopletras de vento, considerando o maior valor possível no território brasileiro, com exceção a algumas áreas na região sul do país.

Para o cálculo das forças devido ao vento considerou-se vento estático e foram definidos os seguintes dados, de acordo com a ABNT NBR 6123:1988:

Quadro 4.1 – dados para o cálculo das forças devido ao vento

Dado	Valor
Velocidade básica (V_0)	40 m/s
Fator topográfico (S1)	1
Fator estatístico (S3)	1
Razão de amortecimento crítico	0,02
Rugosidade do terreno	Categoria II
Turbulência	Baixa

Fonte: Autor, 2020

Após introduzir no *software* os valores mostrados acima, foram calculadas as forças de arrasto no topo de cada pavimento da estrutura. Os resultados estão exibidos na Tabela 4.10, 4.11 e 4.12 a seguir.

Tabela 4.10 – Cargas de vento no edifício com 5 pavimentos

Pavimento	Nível (m)	S2	Coeficiente de arrasto	Força de arrasto (tf)	
				Eixo X	Eixo Y
Tipo 5	13,30	1,02	1,12	2,34	2,28
Tipo 4	10,64	1,00	1,12	4,55	4,43
Tipo 3	7,98	0,98	1,12	4,32	4,21
Tipo 2	5,32	0,95	1,12	4,03	3,92
Tipo 1	2,66	0,88	1,12	3,52	3,43

Fonte: Autor, 2020

Tabela 4.11 – Cargas de vento no edifício com 8 pavimentos

Pavimento	Nível (m)	S2	Coeficiente de arrasto	Força de arrasto (tf)	
				Eixo X	Eixo Y
Tipo 8	21,28	1,06	1,20	2,73	2,64
Tipo 7	18,62	1,05	1,20	5,37	5,19
Tipo 6	15,96	1,04	1,20	5,23	5,06
Tipo 5	13,30	1,02	1,20	5,07	4,90
Tipo 4	10,64	1,00	1,20	4,88	4,72
Tipo 3	7,98	0,98	1,20	4,64	4,49
Tipo 2	5,32	0,95	1,20	4,32	4,18
Tipo 1	2,66	0,88	1,20	3,77	3,65

Fonte: Autor, 2020

Tabela 4.12 – Cargas de vento no edifício com 11 pavimentos

Pavimento	Nível (m)	S2	Coeficiente de arrasto	Força de arrasto (tf)	
				Eixo X	Eixo Y
Tipo 11	29,26	1,09	1,25	3,00	2,92
Tipo 10	26,60	1,09	1,25	5,92	5,77
Tipo 9	23,94	1,08	1,25	5,81	5,67
Tipo 8	21,28	1,06	1,25	5,70	5,55
Tipo 7	18,62	1,05	1,25	5,57	5,43
Tipo 6	15,96	1,04	1,25	5,42	5,29
Tipo 5	13,30	1,02	1,25	5,26	5,12
Tipo 4	10,64	1,00	1,25	5,06	4,93
Tipo 3	7,98	0,98	1,25	4,81	4,69
Tipo 2	5,32	0,95	1,25	4,48	4,37
Tipo 1	2,66	0,88	1,25	3,91	3,81

Fonte: Autor, 2020

4.12 PROCESSO P-DELTA

Na Tabela 4.13 a seguir, estão apresentados os valores dos momentos de primeira e segunda ordem de cálculo dos edifícios, tais como seus respectivos coeficientes gama-Z.

Tabela 4.13 – Momentos de primeira e segunda ordem e coeficientes gama-Z

Edifício	Número de pavimentos	Tipo de ligação	Momento de 1ª ordem (tf.m)		Momento de 2ª ordem (tf.m)		Coeficiente Gama-Z	
			eixo x	eixo y	eixo x	eixo y	eixo x	eixo y
Edifício 1	11		873,27	510,59	23,56	11,81	1,03	1,02
Edifício 2	8	Rotulada	265,89	257,36	3,07	2,68	1,01	1,01
Edifício 3	5		98,66	96,12	0,33	0,35	1,00	1,00
Edifício 4	11		1105,23	646,21	4,81	2,53	1,00	1,00
Edifício 5	8	Engastada	560,87	325,72	1,34	0,78	1,00	1,00
Edifício 6	5		208,10	121,65	0,19	0,14	1,00	1,00
Edifício 7	11		1105,23	646,21	6,09	2,95	1,00	1,00
Edifício 8	8	Semirrígida (50%)	560,87	325,72	1,69	0,89	1,00	1,00
Edifício 9	5		208,10	121,65	0,24	0,18	1,00	1,00

Fonte: Autor, 2020

Em todos os casos o coeficiente Gama-Z foi menor que 1,10, logo, o processo P-Delta não se aplica, portanto, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis e podem ser desconsiderados.

4.13 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

4.13.1 Combinações para os esforços internos solicitantes

Foram avaliadas, em conformidade com a ABNT NBR 6118:2014, duas combinações para o cálculo das solicitações para o estado limite último: a primeira

(equação 4.1) considerando a carga acidental (F_q) como ação variável principal e a segunda (equação 4.2) considerando o vento (F_v) como ação variável principal. Foi utilizado o vento na direção x por ser o que resulta numa maior força. Ainda, como explicita a referida norma, o coeficiente de majoração γ_g pode ser reduzido de 1,4 para 1,3 quando se trata de elementos pré-moldados.

$$F_d = 1,3F_g + 1,4(F_q + 0,6F_v) \quad (\text{equação 4.1})$$

$$F_d = 1,3F_g + 1,4(F_v + 0,5F_q) \quad (\text{equação 4.2})$$

A fim de se obter a combinação que resulta num maior esforço axial, as equações foram aplicadas para um dos edifícios em estudo, o de 11 pavimentos com ligações rotuladas. Os resultados estão mostrados na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 – Esforços axiais resultantes das combinações de ações

Combinação	Esforço axial máximo (tf)
Equação 5.1	100,77
Equação 5.2	88,32

Fonte: Autor, 2020

O esforço axial máximo foi obtido utilizando a primeira combinação (equação 4.1), resultando num valor de 100,77tf, logo, esta será adotada para o cálculo dos esforços internos solicitantes dos edifícios em estudo.

4.13.2 Combinações para os deslocamentos horizontais

Para os deslocamentos horizontais no topo das edificações, devem calculados os deslocamentos característicos e frequentes. O primeiro, calculado

apenas com a aplicação das cargas de vento, já o segundo, calculado utilizando as combinações frequentes.

Foram avaliadas duas combinações para o cálculo dos deslocamentos frequentes, como mostra as Equações 5.3 e 5.4 a seguir.

$$F_d = F_g + 0,4F_q + 0,3F_v \quad (\text{Equação 4.3})$$

$$F_d = F_g + 0,3F_v \quad (\text{Equação 4.4})$$

Aplicando as equações para o edifício de 11 pavimentos com ligações rotuladas, obteve-se os deslocamentos frequentes oriundos das duas combinações, como mostra a Tabela 4.15.

Tabela 4.15 – Deslocamentos frequentes oriundos das duas combinações

Combinação	Deslocamento frequente (cm)
Equação 5.3	0,53
Equação 5.4	0,68

Fonte: Autor, 2020

O maior valor foi obtido com a segunda combinação (Equação 4.4), resultando em 0,68cm, logo, esta será a combinação utilizada para o cálculo dos deslocamentos frequentes dos edifícios em estudo.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste tópico, serão mostrados os valores de esforços axiais e de momentos fletores e os deslocamentos horizontais no topo das edificações em estudo, resultantes da aplicação das cargas verticais e de vento com as devidas combinações de ações, valores estes calculados anteriormente no Tópico 5.

Serão mostrados os resultados dos edifícios na seguinte sequência: com ligações rotuladas, engastadas e semirrígidas (50% de engastamento).

5.1 ESFORÇOS INTERNOS SOLICITANTES

5.1.1 Esforços Axiais

Nas figuras a seguir, estão representados os valores de esforços axiais resultantes ao longo dos edifícios.

Figura 5.1 – Esforços axiais resultantes do edifício de 11 pavimentos com ligações rotuladas

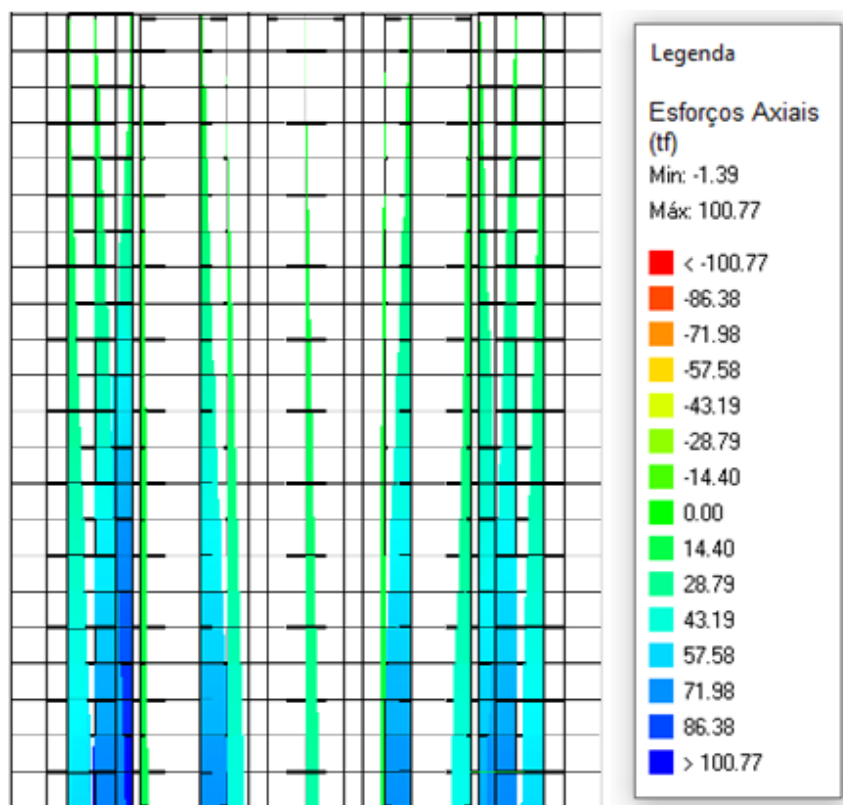


Figura 5.2 – Esforços axiais resultantes do edifício de 8 pavimentos com ligações rotuladas

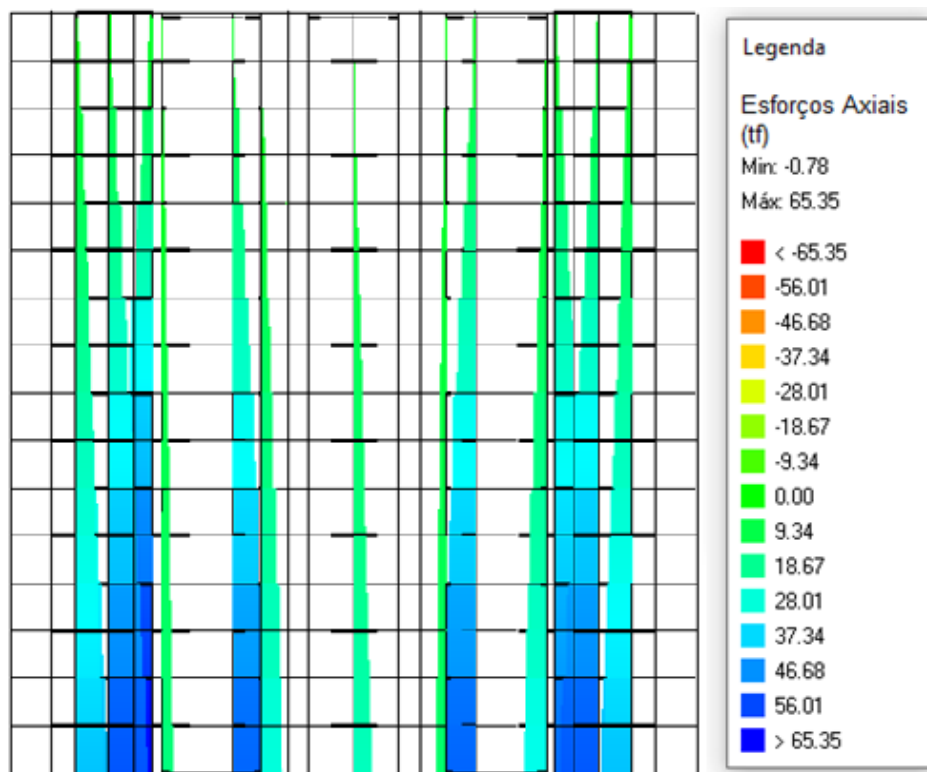


Figura 5.3 - Esforços axiais resultantes do edifício de 5 pavimentos com ligações rotuladas

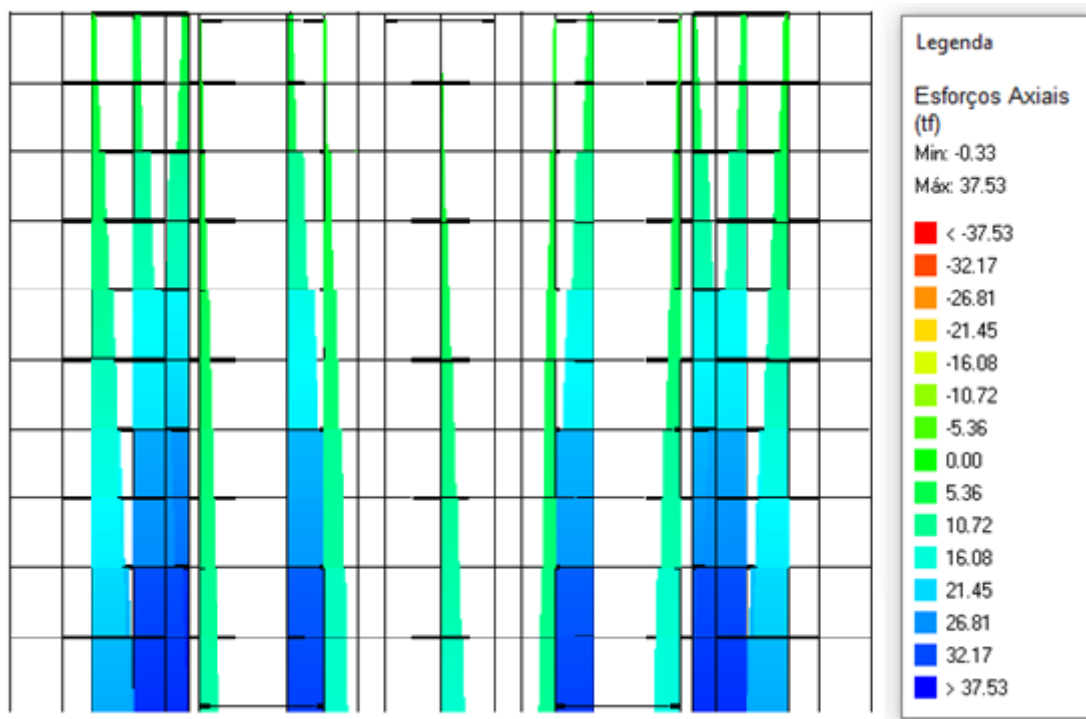
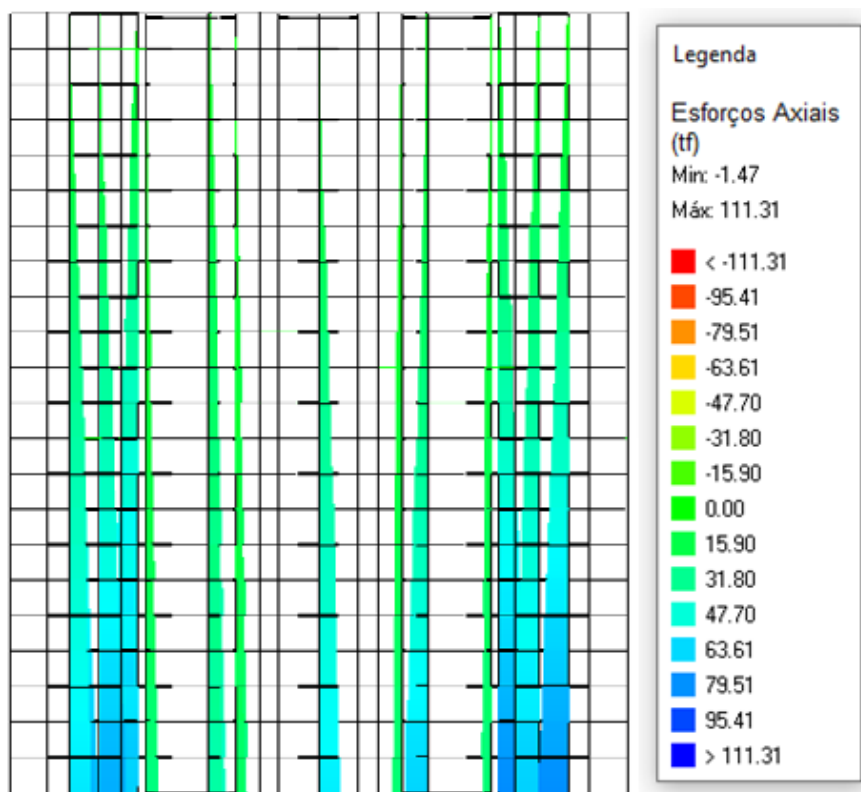


Figura 5.4 - Esforços axiais resultantes do edifício de 11 pavimentos com ligações engastadas



Fonte: Autor, 2020

Figura 5.5 - Esforços axiais resultantes do edifício de 8 pavimentos com ligações engastadas

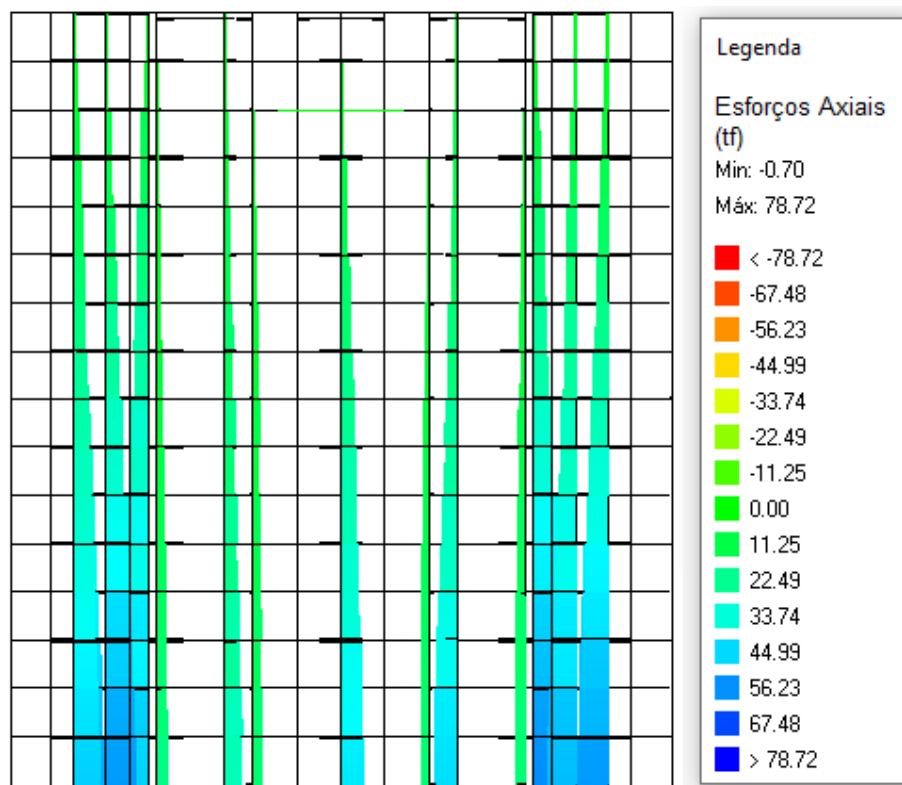
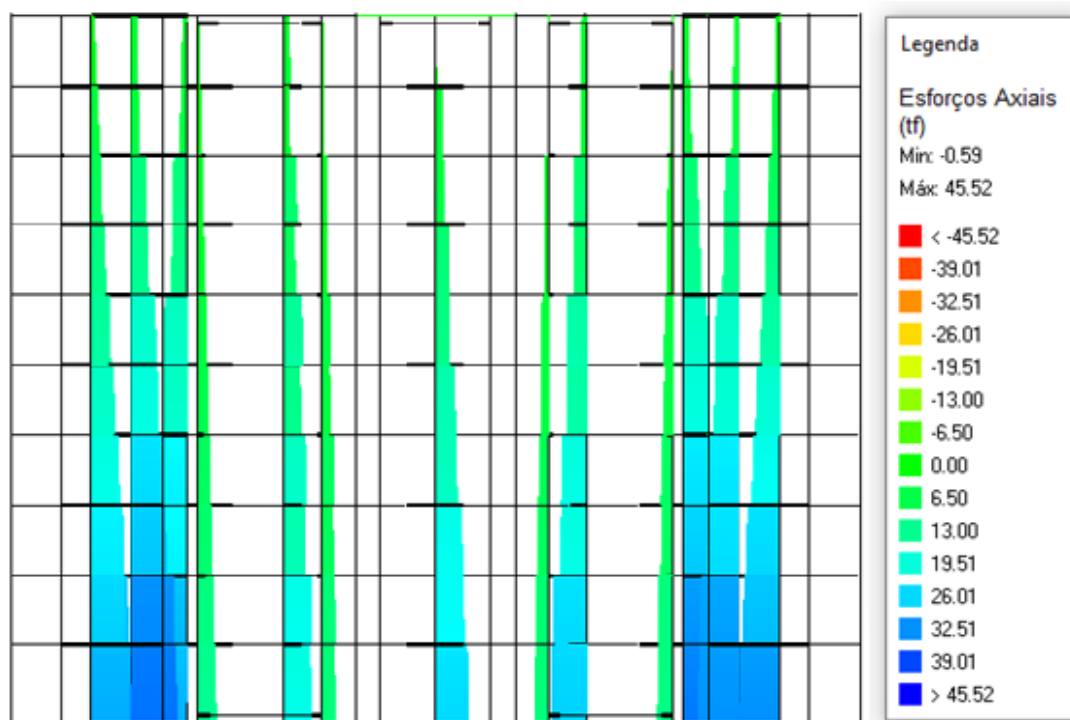


Figura 5.6 - Esforços axiais resultantes do edifício de 5 pavimentos com ligações engastadas



Fonte: Autor, 2020

Figura 5.7 - Esforços axiais resultantes do edifício de 11 pavimentos com ligações semirrígidas (50% de engastamento)

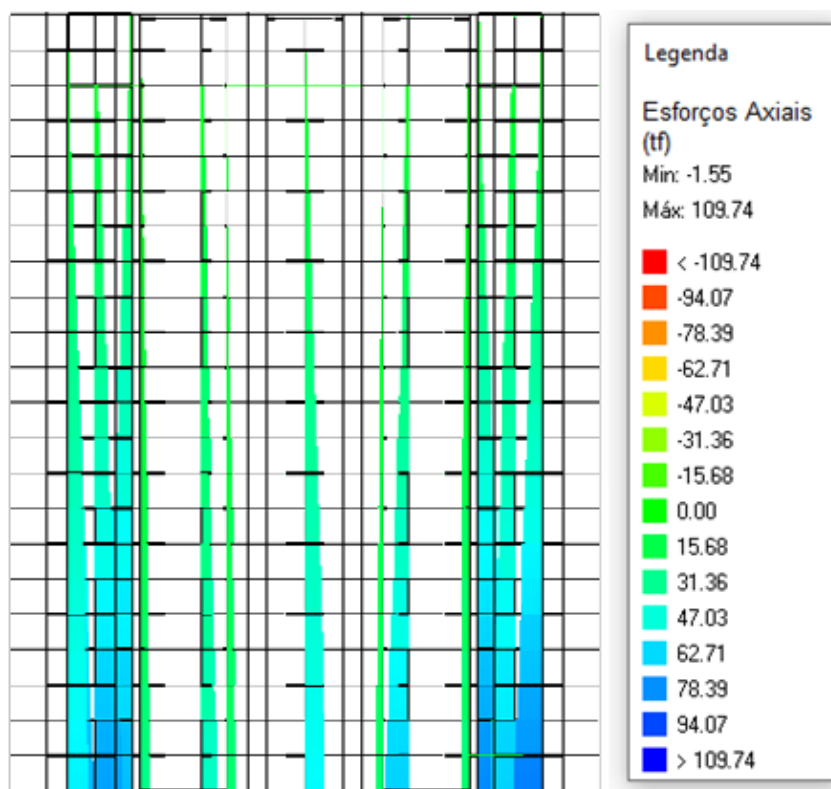


Figura 5.8 - Esforços axiais resultantes do edifício de 8 pavimentos com ligações semirrígidas (50% de engastamento)

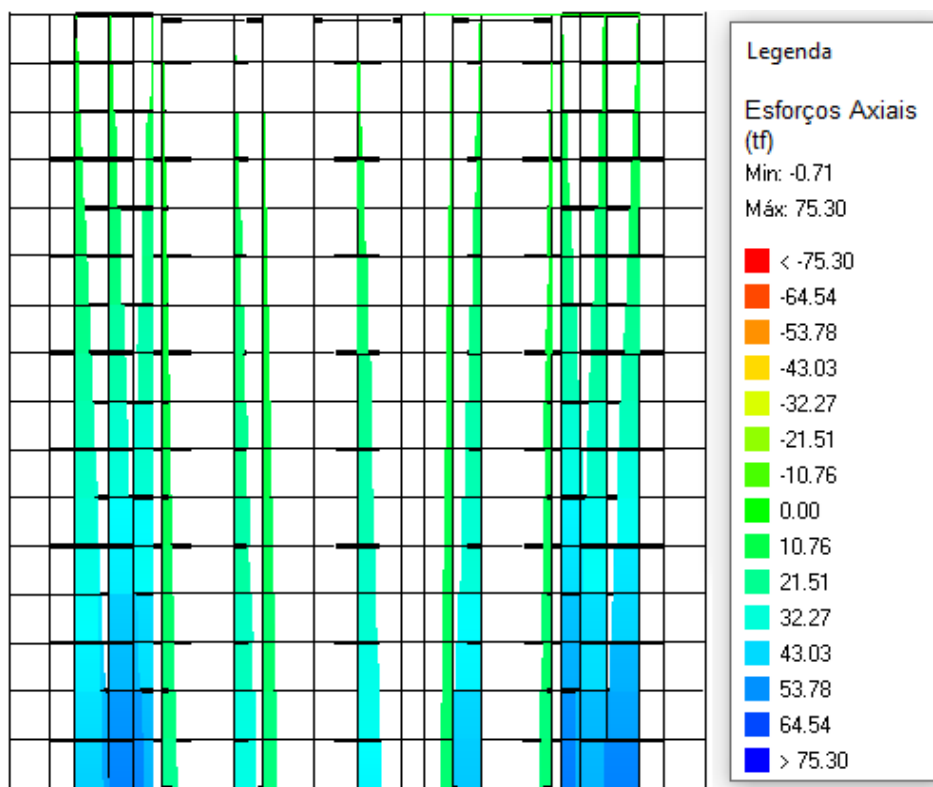
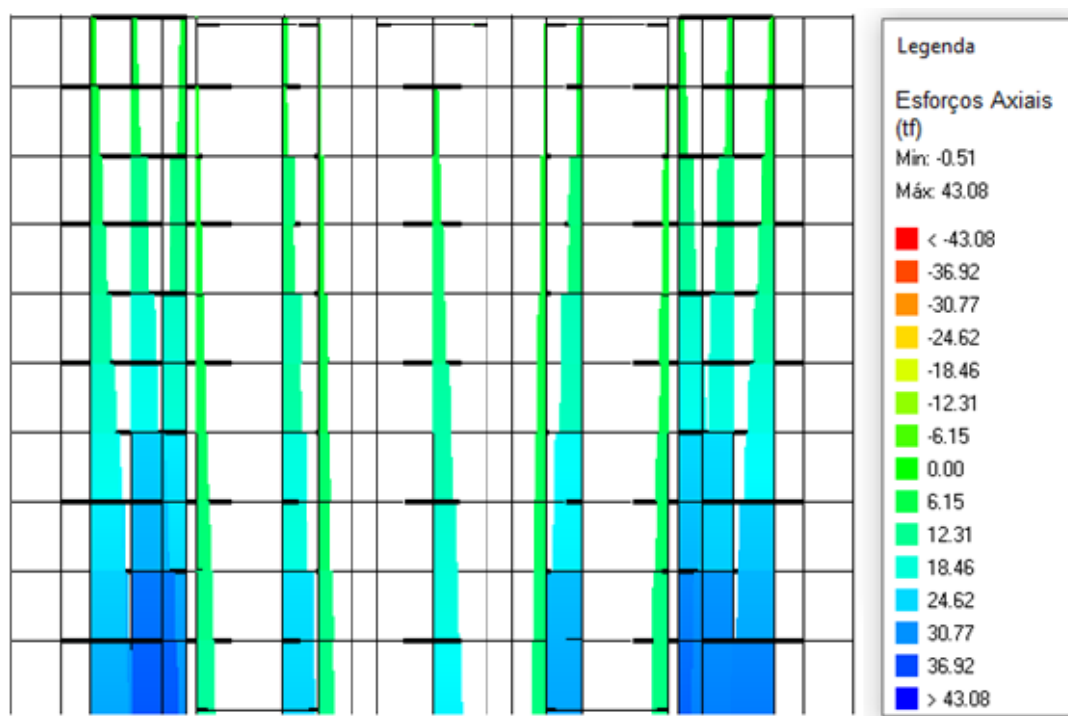


Figura 5.9 - Esforços axiais resultantes do edifício de 5 pavimentos com ligações semirrígidas (50% de engastamento)



Fonte: Autor, 2020

Na Tabela 5.1, estão representados os valores de esforços axiais máximos obtidos.

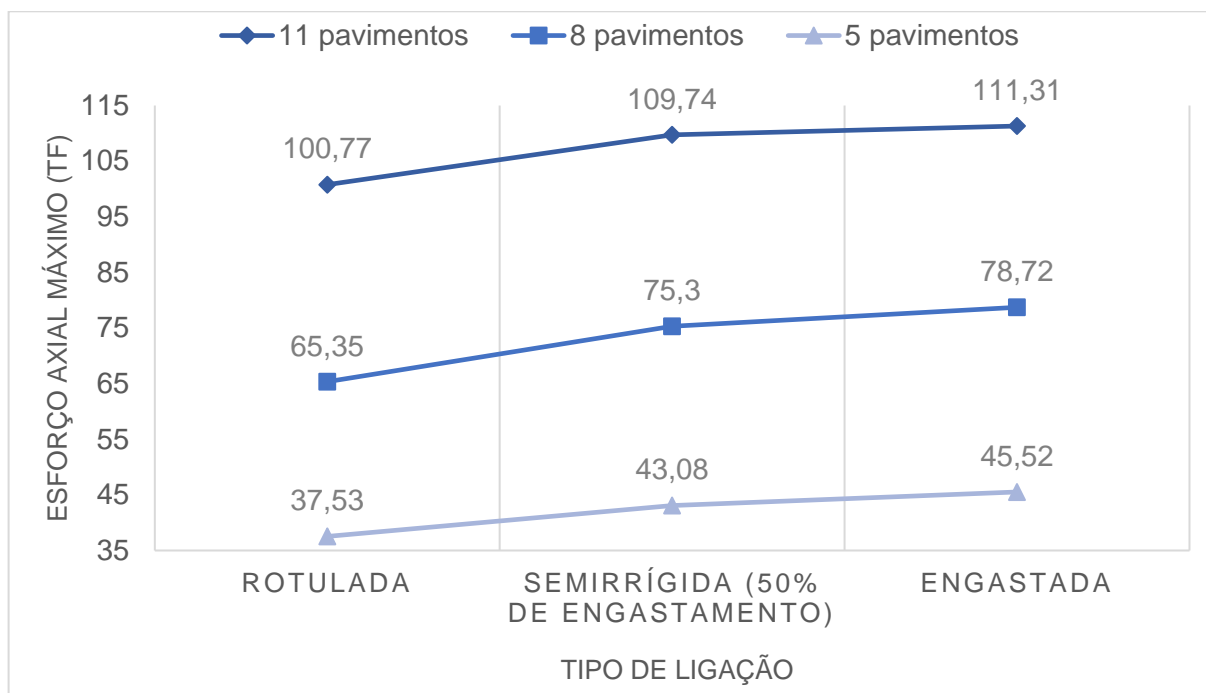
Tabela 5.1 – Esforços axiais máximos

Edifício	Número de pavimentos	Tipo de ligação	Esforço axial máximo (tf)
Edifício 1	11		100,77
Edifício 2	8	Rotulada	65,35
Edifício 3	5		37,53
Edifício 4	11		111,31
Edifício 5	8	Engastada	78,72
Edifício 6	5		45,52
Edifício 7	11		109,74
Edifício 8	8	Semirrígida (50%)	75,3
Edifício 9	5		43,08

Fonte: Autor, 2020

No Gráfico 5.1, é possível visualizar a tendência de aumento dos esforços axiais de acordo com o aumento da rigidez das ligações entre os painéis.

Gráfico 5.1 – Aumento dos esforços axiais conforme a rigidez das ligações



Fonte: Autor, 2020

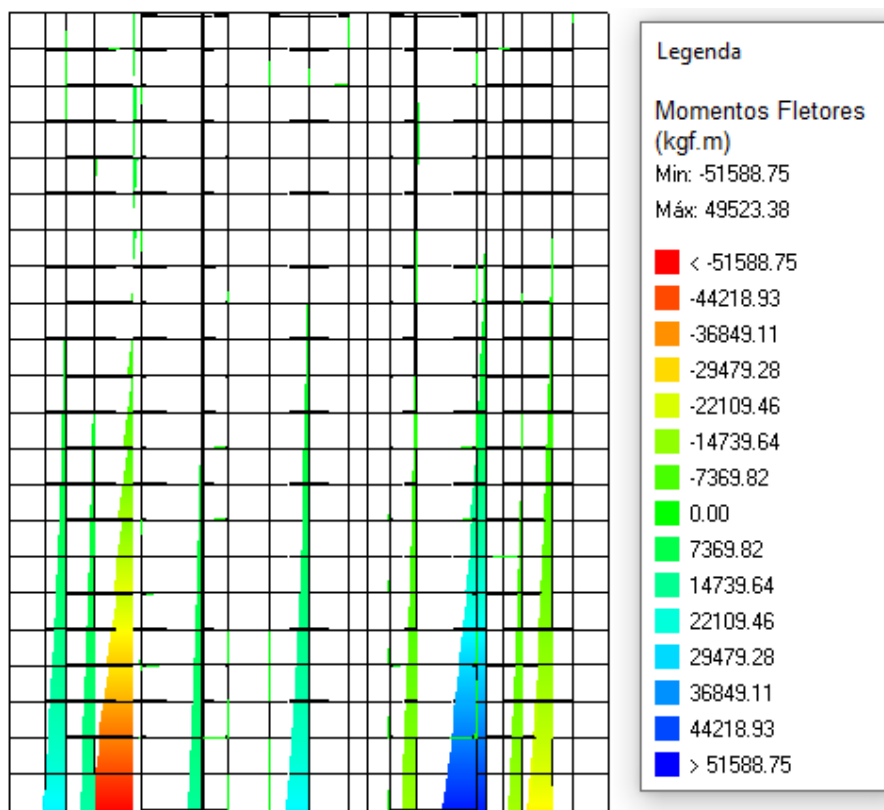
O aumento dos esforços axiais se deve pela alteração na estabilidade global das edificações causada pela alteração dos vínculos. Em outras palavras, a mudança de rigidez interfere nas condições de contraventamento dos pórticos e conseqüentemente na carga axial distribuída em cada prumada da estrutura, resultando assim em cargas maiores para os modelos mais rígidos.

Percebe-se ainda que o aumento dos esforços axiais é consideravelmente maior entre os modelos de ligações rotuladas e semirrígidas quando comparado com o aumento entre os de ligações semirrígidas e engastadas.

5.1.2 Momentos Fletores

Nas figuras a seguir, estão representados os valores de momentos fletores ao longo dos edifícios.

Figura 5.10 – Momentos fletores resultantes do edifício de 11 pavimentos com ligações rotuladas



Fonte: Autor, 2020

Figura 5.11 – Momentos fletores resultantes do edifício de 8 pavimentos com ligações rotuladas

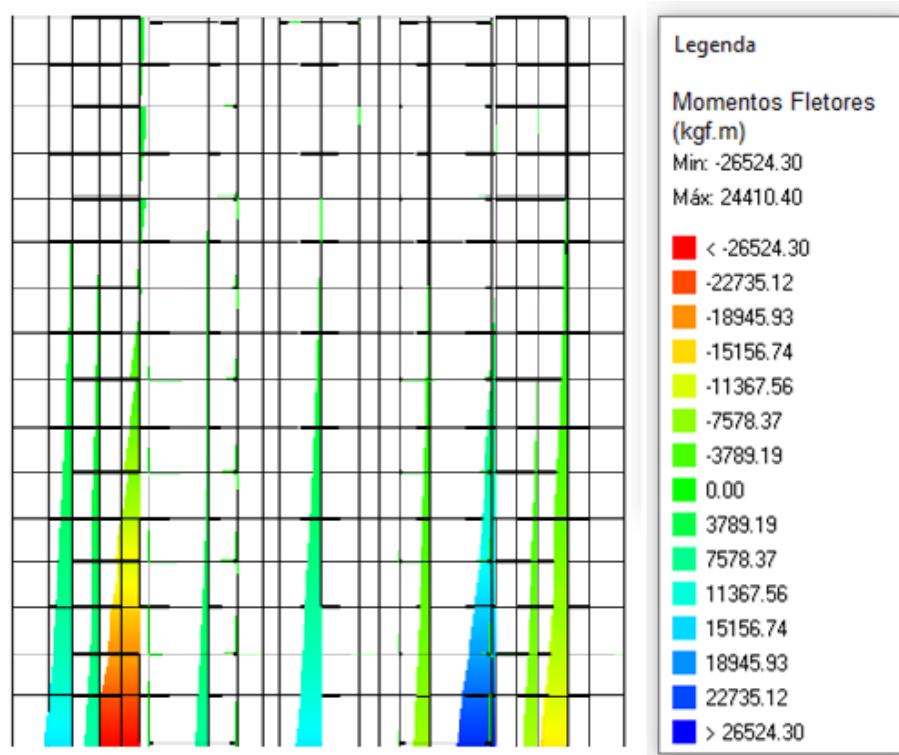
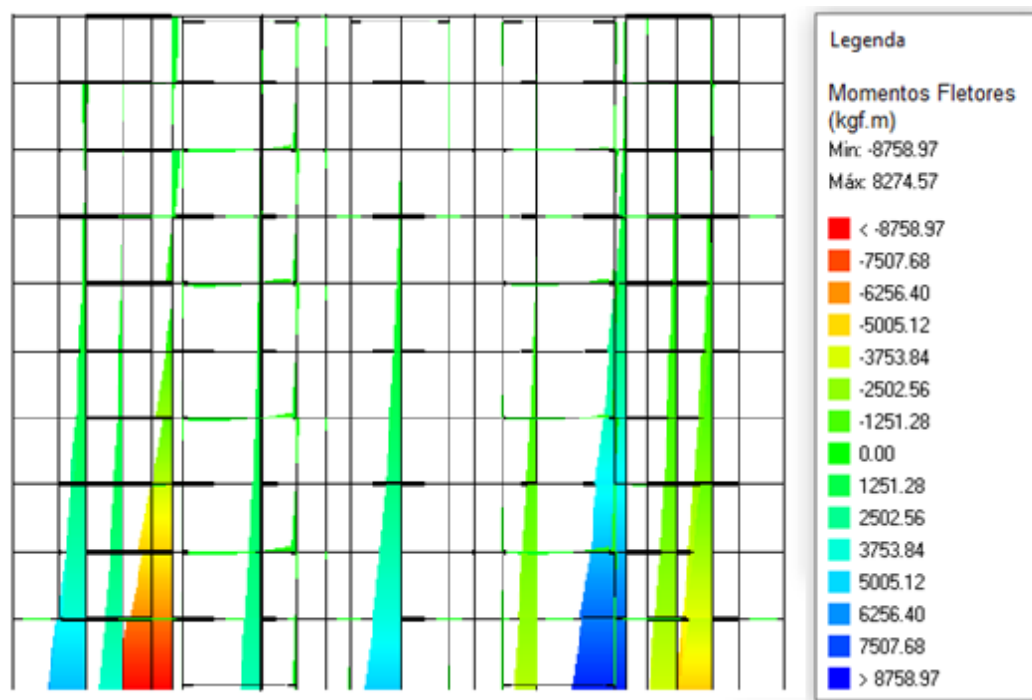


Figura 5.12 – Momentos fletores resultantes do edifício de 5 pavimentos com ligações rotuladas



Fonte: Autor, 2020

Figura 5.13 – Momentos fletores resultantes do edifício de 11 pavimentos com ligações engastadas

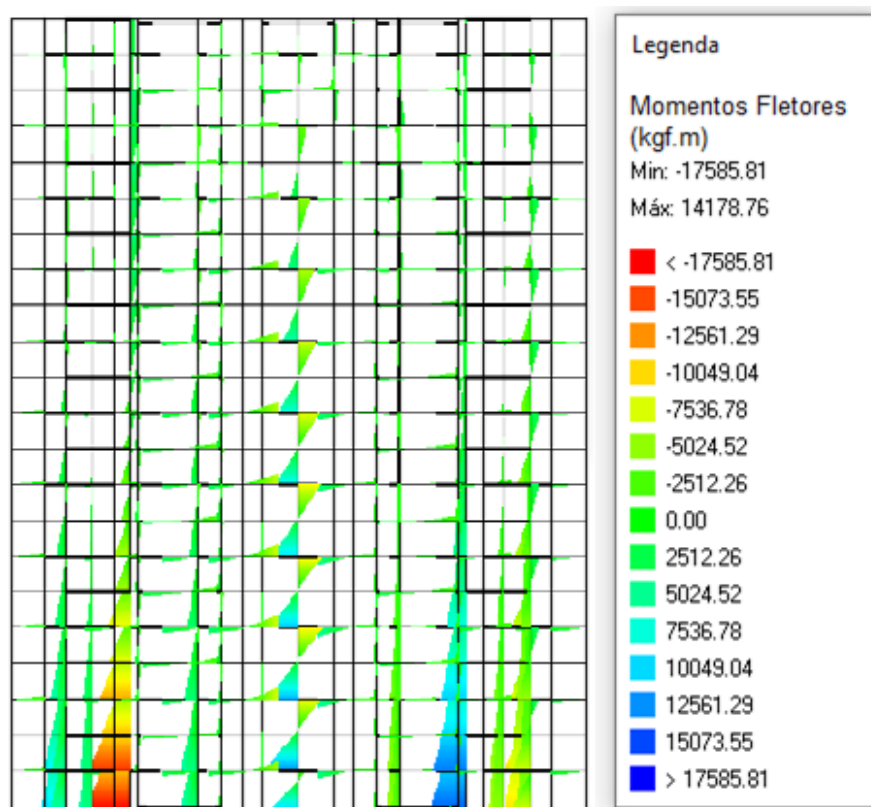


Figura 5.14 – Momentos fletores resultantes do edifício de 8 pavimentos com ligações engastadas

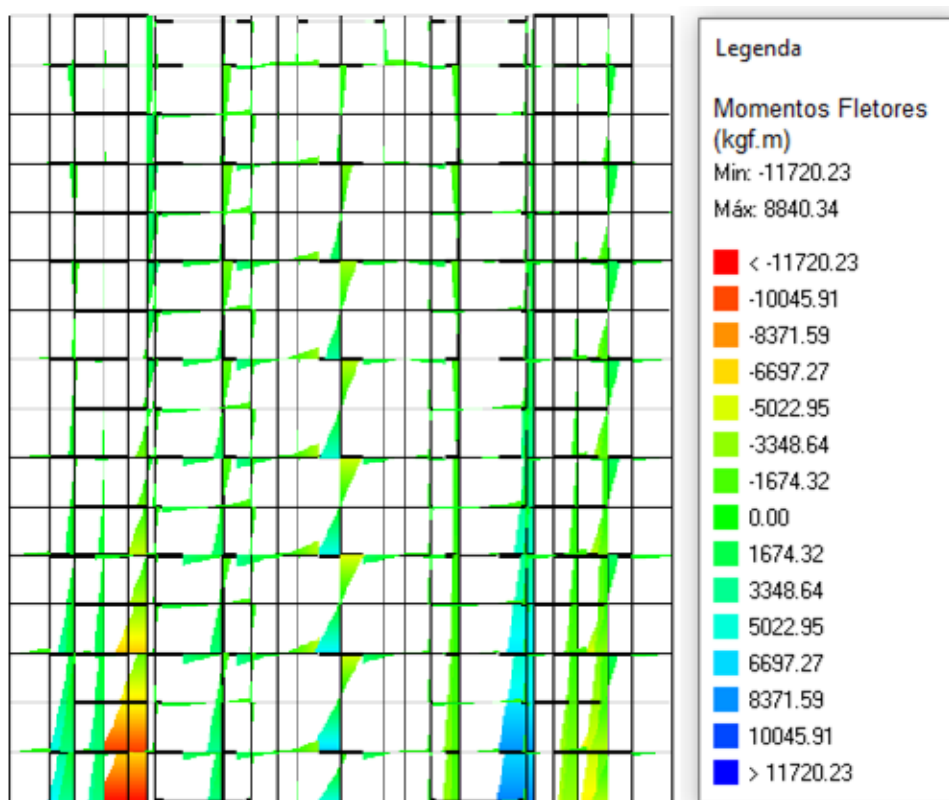


Figura 5.15 – Momentos fletores resultantes do edifício de 5 pavimentos com ligações engastadas

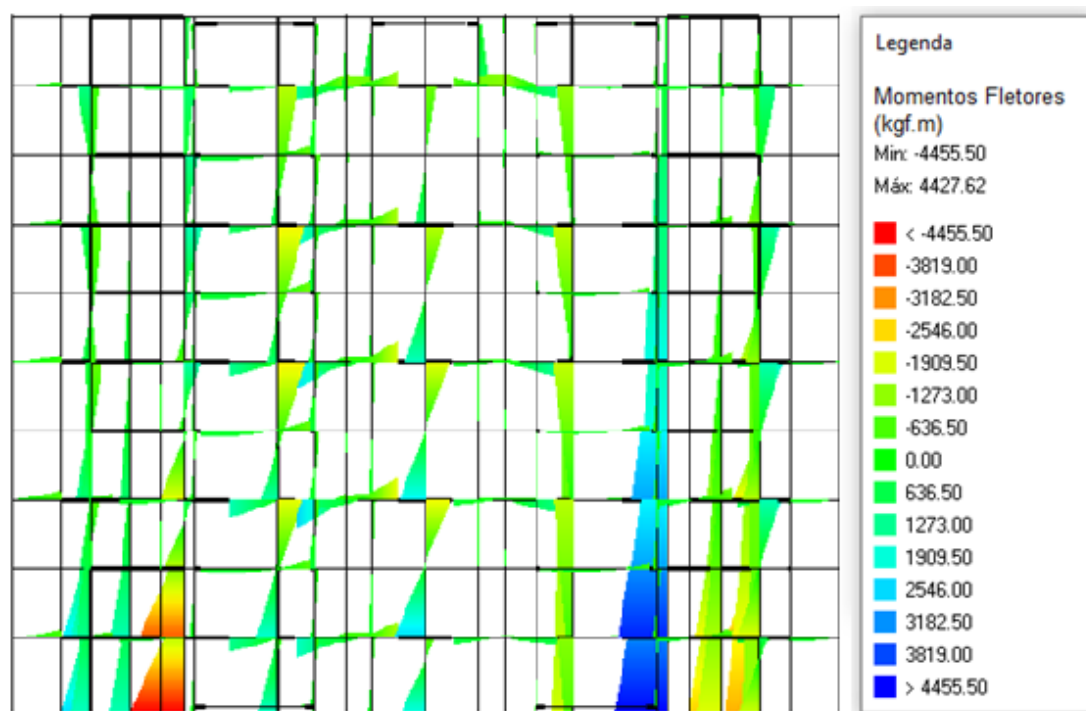


Figura 5.16 – Momentos fletores resultantes do edifício de 11 pavimentos com ligações semirrígidas (50% de engastamento)

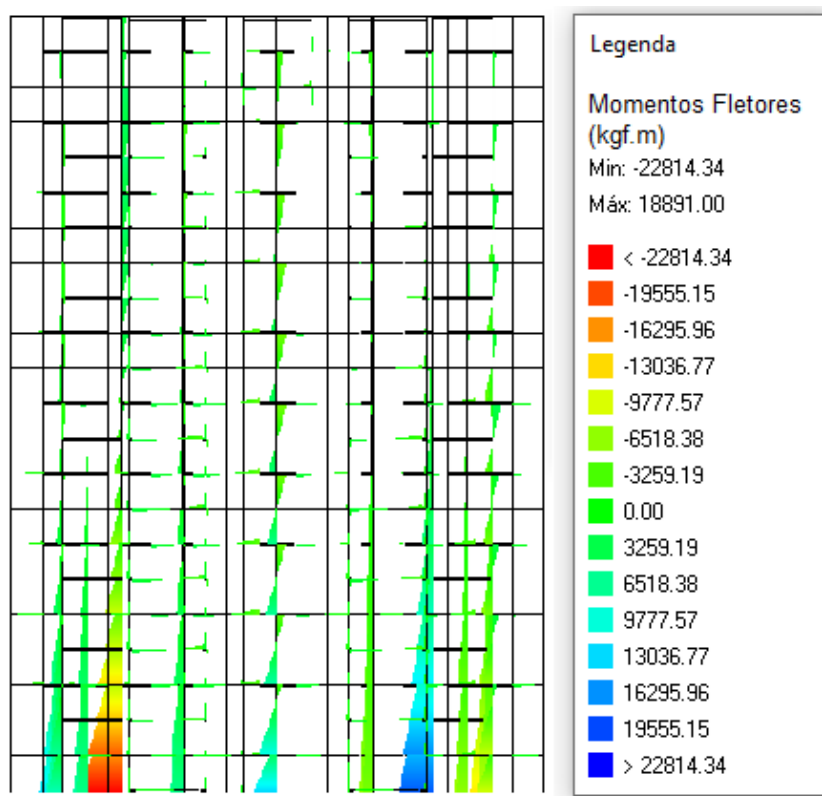


Figura 5.17 – Momentos fletores resultantes do edifício de 8 pavimentos com ligações semirrígidas (50% de engastamento)

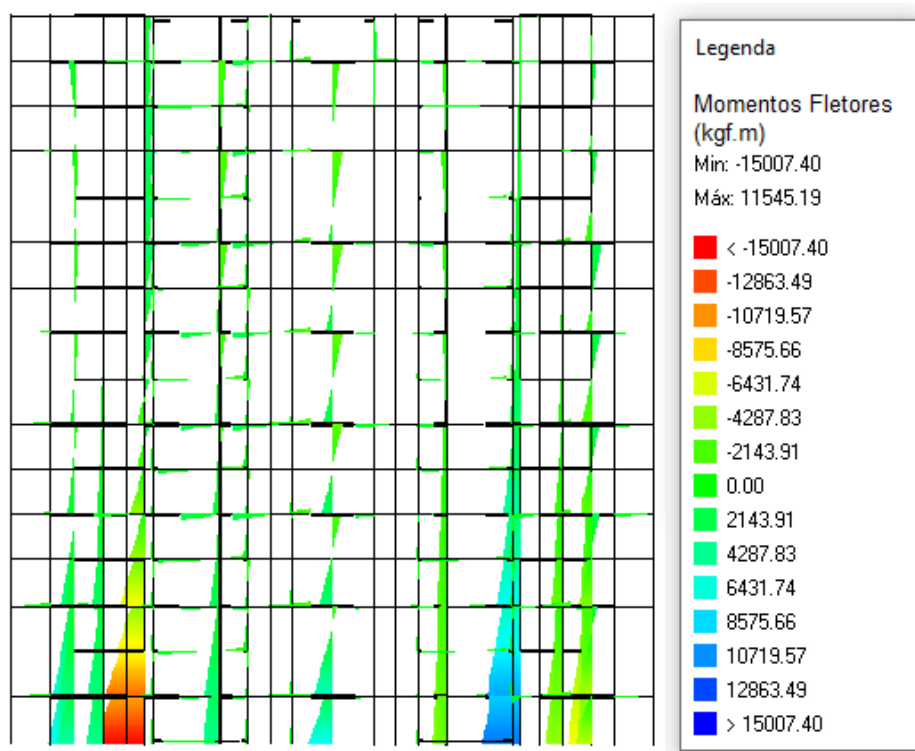
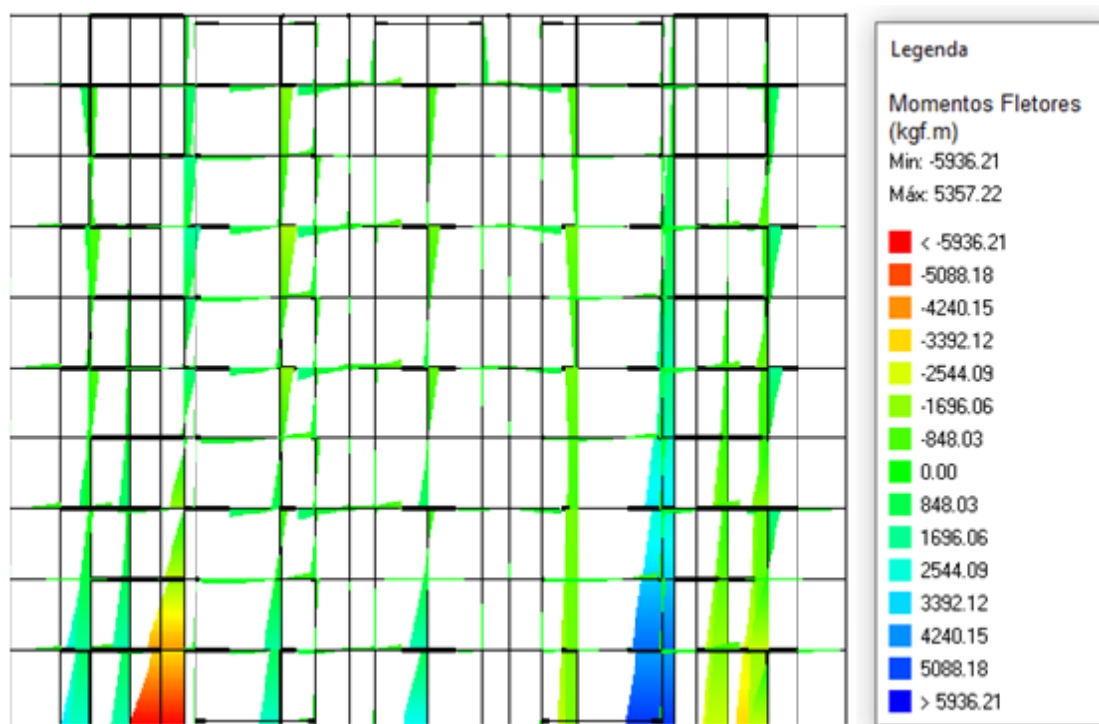


Figura 5.18 – Momentos fletores resultantes do edifício de 5 pavimentos com ligações semirrígidas (50% de engastamento)



Na Tabela 5.2, estão descritos os valores de momentos fletores máximos obtidos, localizados nas bases dos edifícios.

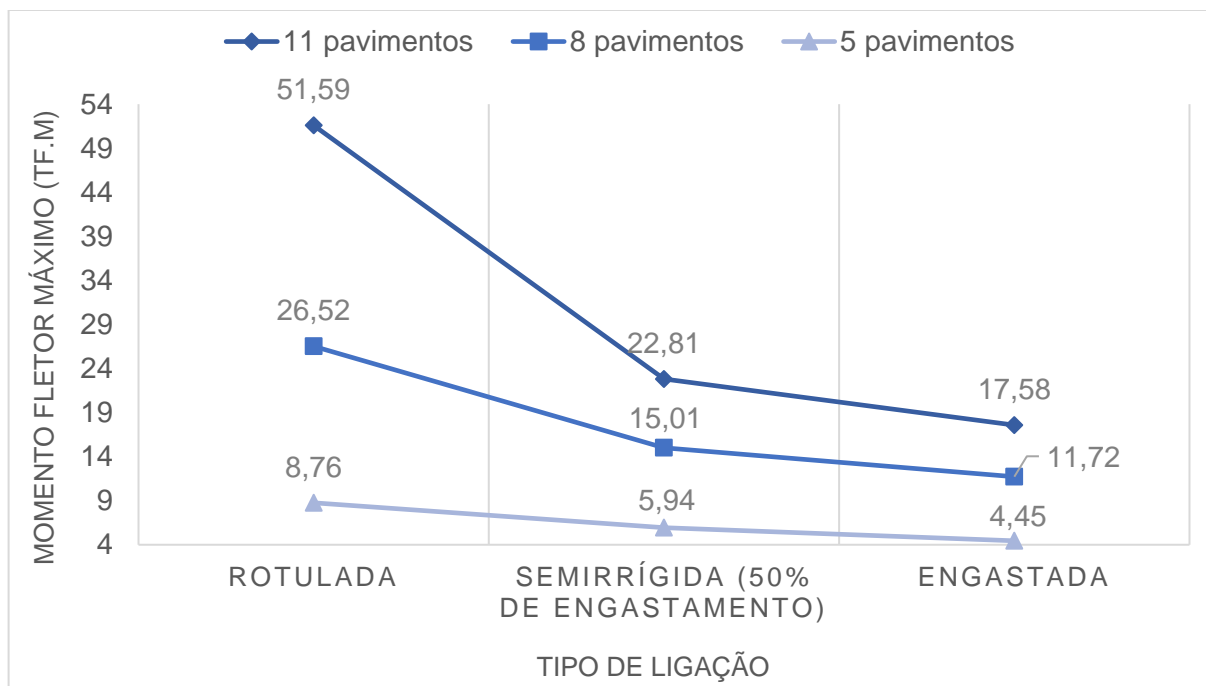
Tabela 5.2 – Momentos fletores máximos

Edifício	Número de pavimentos	Tipo de ligação	Momento fletor máximo (tf.m)
Edifício 1	11		51,59
Edifício 2	8	Rotulada	26,52
Edifício 3	5		8,76
Edifício 4	11		17,58
Edifício 5	8	Engastada	11,72
Edifício 6	5		4,45
Edifício 7	11		22,81
Edifício 8	8	Semirrígida (50%)	15,01
Edifício 9	5		5,94

Fonte: Autor, 2020

No Gráfico 5.2, é possível visualizar a tendência de diminuição dos esforços de momento fletor nas bases de acordo com o aumento rigidez das ligações entre os painéis.

Gráfico 5.2 – Diminuição dos esforços de momento fletor nas bases conforme a rigidez das ligações



Fonte: Autor, 2020

Essa diminuição dos esforços de momento fletor nas bases dos edifícios é decorrente da absorção de parte desses esforços pelas ligações mais rígidas. Para os edifícios com ligações rotuladas entre os painéis, não há momento fletor nas ligações e todo o esforço é transmitido para os painéis que compõem a estrutura, resultando em valores maiores em suas bases e, conseqüentemente, numa fundação mais cara que seja capaz de combater esses esforços. Nos edifícios com ligações engastadas entre os painéis, boa parte desses esforços são absorvidos pelas ligações, como é possível visualizar nas Figuras 5.13, 5.14 e 5.15 mostradas anteriormente, e, portanto, os valores de momento fletor na base são consideravelmente menores, resultando assim numa fundação mais economicamente viável. O mesmo acontece para os edifícios com ligações semirrígidas que, apesar de possuir apenas 50% de engastamento, acabam absorvendo grande parte dos esforços de momento e geram valores máximos nas bases próximos aos de ligações engastadas.

5.2 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Na tabela 5.3, estão dispostos os valores de deslocamentos frequentes e característicos no topo das edificações, além dos deslocamentos limites permitidos pela NBR ABNT 6118:2014.

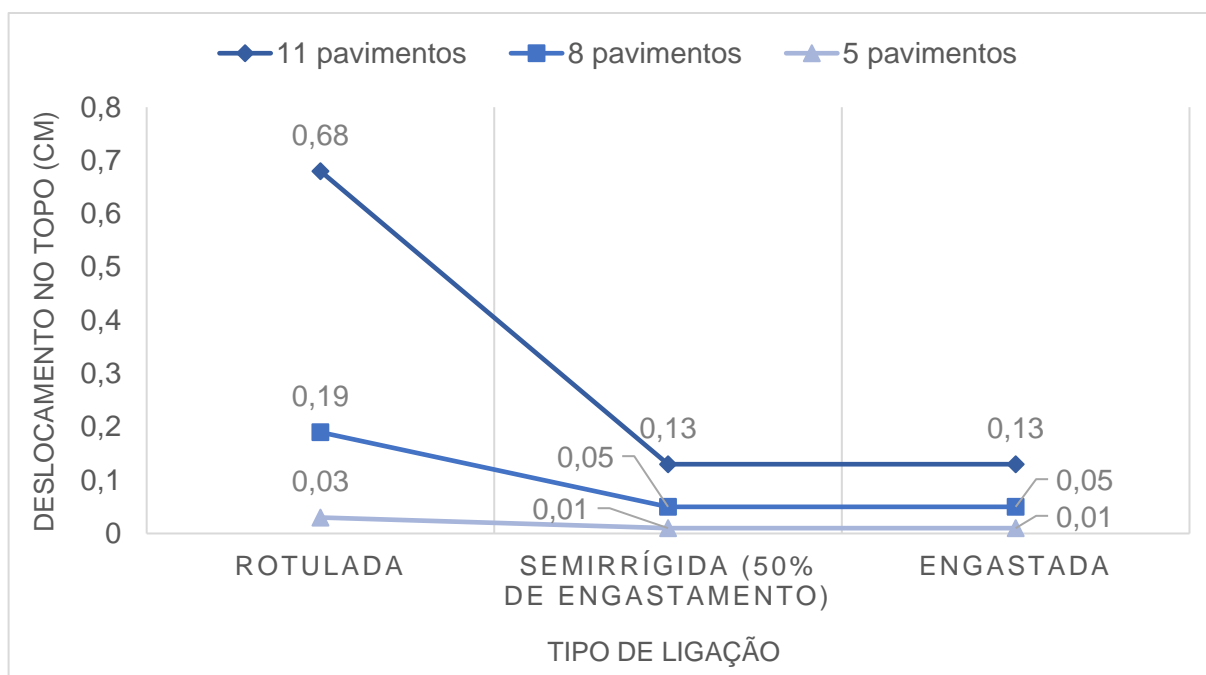
Tabela 5.3 – Deslocamentos horizontais e limites permitidos no topo das edificações

Edifício	Número de pavimentos	Tipo de ligação	Deslocamento característico (cm)	Deslocamento Frequente (cm)	Deslocamento limite (cm)
Edifício 1	11		2,28	0,68	1,88
Edifício 2	8	Rotulada	0,65	0,19	1,41
Edifício 3	5		0,11	0,03	0,94
Edifício 4	11		0,42	0,13	1,88
Edifício 5	8	Engastada	0,16	0,05	1,41
Edifício 6	5		0,03	0,01	0,94
Edifício 7	11		0,42	0,13	1,88
Edifício 8	8	Semirrígida (50%)	0,16	0,05	1,41
Edifício 9	5		0,03	0,01	0,94

Fonte: Autor, 2020

No Gráfico 5.3, é possível visualizar o comportamento dos deslocamentos horizontais no topo das estruturas em relação ao aumento rigidez das ligações entre os painéis.

Gráfico 5.3 – Deslocamento horizontal no topo das estruturas conforme a rigidez das ligações entre os painéis



Fonte: Autor, 2020

Percebe-se que não houve mudança no deslocamento no topo dos edifícios quando comparado ligações semirrígidas e engastadas. O resultado esperado seria de diminuição desses deslocamentos como houve entre os edifícios de ligações rotuladas e semirrígidas pois quanto mais rígida é a estrutura, menor é o deslocamento após aplicação das forças horizontais, no entanto, esse resultado não foi obtido. Isso ocorreu devido a adoção das vigas de travamento ao modelo, criadas para simular o diafragma rígido, que fazem com que a estrutura se desloque em bloco independente da vinculação viga-pilar.

Nota-se ainda que mesmo nos edifícios com ligações rotuladas, os deslocamentos obtidos foram expressivamente menores do que os deslocamentos limites, como evidenciado na Tabela 5.3. Isso se deve ao fato de que os painéis possuem comprimento elevado quando comparado aos pilares de estruturas de concreto convencionais, portanto, possuem uma inércia relativamente alta e conseqüentemente os contraventamentos combatem de forma mais intensa os deslocamentos horizontais devido às forças de vento.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho buscou analisar o comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos construídos com painéis de concreto pré-moldado, considerando a influência das ligações entre os elementos.

Na fase de projeto, os carregamentos provenientes das lajes foram calculados manualmente, de acordo com a ABNT NBR 6120:2019 e NBR 6118:2014, e as reações de apoio obtidas foram introduzidas no *software* comercial Eberick 2020, onde todos os outros elementos que compunham as estruturas foram devidamente inseridos em concordância com o projeto arquitetônico apresentado.

Na fase de análise estrutural, foi utilizado também o referido *software* que forneceu, por meio do modelo de pórticos espaciais, resultados de esforços internos solicitantes (esforços axiais e de momento fletor) e deslocamentos horizontais satisfatórios. À fins comparativos, foram concebidos nove modelos de pórticos espaciais, com diferentes alturas e rigidezes nas ligações entre os painéis, tornando possível uma boa interpretação dos resultados mostrando a tendência de mudança dos esforços e deslocamentos de acordo com a rigidez das ligações.

Percebeu-se que quanto mais rígidas as ligações entre os painéis, menores são os valores resultantes de momento fletor na base e os deslocamentos horizontais no topo dos edifícios analisados. Por outro lado, o aumento dessa rigidez causa um acréscimo nos esforços axiais ao longo dos painéis.

Como esperado, as maiores variações dos valores de esforços internos solicitantes e deslocamento horizontal obtidos foram evidenciadas entre os edifícios com ligações rotuladas e engastadas: para o esforço axial máximo, houve um acréscimo médio de 15,7%, já os momentos fletores máximos, reduziram numa média de 61%. A maior diferença ocorreu para os deslocamentos horizontais, com uma redução média de 79% do valor entre os referidos edifícios. Quando comparados os resultados dos edifícios com ligações rotuladas e semirrígidas, as diferenças obtidas também são expressivas: os esforços axiais máximos tiveram um acréscimo médio de 12%, e os esforços de momentos fletores máximos reduziram em média 49,6%. Entretanto, ao comparar os resultados dos edifícios com ligações semirrígidas e engastadas, essa variação reduz consideravelmente: houve um aumento de apenas

3,3% dos esforços axiais máximos e uma redução de 22,9% dos esforços de momento fletor máximos. Como mencionado no tópico anterior, não houve variação nos resultados de deslocamento horizontal entre os edifícios com ligações semirrígidas e engastadas devido às vigas de travamento adotadas para o modelo a fim de simular o diafragma rígido.

Ademais, foi possível inferir que o sistema de painéis pré-moldados apresenta naturalmente uma alta rigidez, principalmente devido à elevada inércia provocada pelas dimensões horizontais dos painéis. Percebeu-se que mesmo nos edifícios com ligações rotuladas, os deslocamentos horizontais resultantes das cargas de vento foram consideravelmente inferiores que os limites estipulados pela ABNT NBR 6118:2014.

Por fim, pode-se concluir que os objetivos estipulados para este trabalho foram alcançados e os resultados foram pertinentes.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

As seguintes sugestões podem ser utilizadas para trabalhos posteriores:

- Flexibilização das ligações entre pilares de pavimentos adjacentes;
- Estudos mais aprofundados envolvendo o controle da rigidez das ligações na execução;
- Maior conhecimento sobre o material em estudo a fim de validar as hipóteses adotadas;
- Dimensionamento e detalhamento dos elementos de edifícios com painéis e lajes de concreto pré-moldado.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **ABNT NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

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

_____. **ABNT NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.

BANKI, A. L.; COELHO, J. D.; LORIGGIO, D. D. **Análise das lajes pelo método das charneiras plásticas**. Altoqi.com.br, 2013. Disponível em: faq.altoqi.com.br/content/245/586/pt-br/an%C3%A1lise-de-lajes-pelo-metodo-das-charneiras-pl%C3%A1sticas.html. Acesso em: 15/04/2020.

BORGES, Cayque Sousa. **Dimensionamento de painéis pré-moldados de concreto autoportante**. Monografia, Escola de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Goiás, 2018.

BRUMATTI, Dioni. **Uso de pré-moldados – estudo e viabilidade**. Monografia, Universidade Federal de Minas Gerais, 2008.

BUZO, H. A. G. **Estudo do comportamento de diafragma rígido de lajes maciças**. Monografia, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 2017.

CBIC. **Construção cresce mais de 4% e ajuda a elevar o PIB**. Câmara Brasileira da Indústria da Construção, 2019. Disponível em: <https://cbic.org.br/construcao-cresce-mais-de-4-e-ajuda-a-elevar-o-pib/>. Acesso em: 09/01/2020.

CHAMBERLAIN, Zacarias. **Ações do vento em edificações**. Upf.br, 2007. Disponível em: http://usuarios.upf.br/~zacarias/acoes_vento.pdf. Acesso em: 07/02/2020.

CHINEM, Rodolpho Mendonça. **Avaliação da estabilidade global de edifícios**. Monografia, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, 2010.

DORNELES, Douglas Medeiros. **Lajes na construção civil brasileira: estudo de caso em edifício residencial em Santa Maria - RS**. Monografia, Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, 2014.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

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

GONZALEZ, R. L. M. **Análise de lajes pela teoria das charneiras plásticas e comparação de custos entre lajes maciças e treliçadas**. Dissertação (mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1997.

LINS, F. F. V. **Comparativos entre modelos estruturais integrados de análise, formados por pórtico espacial e grelha, aplicados em estruturas de concreto armado de múltiplos pavimentos**. Monografia, Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil, Universidade Federal do Ceará, 2010.

LONGO, Luis Felipe. **Como avaliar a estabilidade global da estrutura**. Altoqi.com.br, 2020. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115001189434-Como-%C3%A9-calculado-o-coeficiente-p-Delta->. Acesso em: 12/03/2020.

OLIVEIRA, Daniel Freitas Caputo. **Concreto pré-moldado: processos executivos e análise de mercado**. Monografia, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 2015.

OLIVEIRA, Valéria Faria. O papel da Indústria da Construção Civil na organização do espaço e do desenvolvimento regional. **Congresso Internacional de Cooperação Universidade-Indústria**. Taubaté (SP), 2012.

ORDONEZ, D. F.; DONIAK, I. L. O. Industrialização em concreto – solução para o desenvolvimento habitacional. **Revista Concreto & Construções**, v. 59, n. 1, p. 21, set, 2010.

PAGOTO, M. V.; CAMICIA, R. J. M. **Avaliação dos aspectos técnicos e econômicos entre estruturas pré-fabricadas e moldadas *in loco***. Monografia, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 2013.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Lajes maciças de concreto armado**. Monografia – Departamento de Engenharias e Estruturas, Universidade de São Paulo, 2003.

QUEIROS, L. O. A. D. **Análise estrutural de galpões pré-moldados em concreto considerando a rigidez nas ligações viga-pilar**. Dissertação (mestrado), Universidade Federal de Alagoas, 2007.

RAYMUNDO, Henrique. **Análise de pavimentos de edifícios em concreto pré-moldado fabricado considerando o efeito diafragma**. Dissertação (pós-graduação), Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia, Universidade Federal de São Carlos, 2012.

SANTOS, C. H.; CIRILO, R. E.; SOUZA, R. F. Estudo das ligações de montagem em estruturas pré-fabricadas de concreto. **Revista Pensar Engenharia**, v. 2, n. 1, p. 3, jan, 2014.

SIRTOLI, Alex Sandro Souto. **Industrialização da construção civil, sistemas pré-fabricados de concreto e suas aplicações**. Monografia, Universidade Federal de Santa Maria, 2015.

SPADETO, Tatiana Freitas. **Industrialização na construção civil – uma contribuição à política de utilização de estruturas pré-fabricadas em concreto**. Dissertação (pós-graduação), Centro tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, 2011.

ULMANN, Mario Nestor. **Concreto estrutural pré-moldado**. Monografia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Planalto Catarinense, 2014.

