

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA
GOIANO – CAMPUS RIO VERDE**

BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO COMPARATIVO DA ESTABILIDADE DE
EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTO ENTRE
LIGAÇÕES RIGÍDAS E SEMIRRÍGIDAS**

Autor: Guilherme Honorato Oliveira

Orientador: Prof. Dr. Heitor Cardoso Bernardes

RIO VERDE - GO

Junho – 2026

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA
GOIANO – CAMPUS RIO VERDE

BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO COMPARATIVO DA ESTABILIDADE DE
EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS ENTRE
LIGAÇÕES RÍGIDAS E SEMIRRÍGIDAS**

Autor: Guilherme Honorato Oliveira

Orientador: Prof. Dr. Heitor Cardoso Bernardes

Trabalho de Curso apresentado ao Instituto Federal Goiano – Campus Rio Verde, como requisito parcial para obtenção do Grau de Bacharel em Engenharia Civil.

RIO VERDE - GO

Junho - 2026

TERMO DE CIÊNCIA E DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAR PRODUÇÕES TÉCNICO-CIENTÍFICAS NO REPOSITÓRIO INSTITUCIONAL DO IF GOIANO

Com base no disposto na Lei Federal nº 9.610, de 19 de fevereiro de 1998, AUTORIZO o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia Goiano a disponibilizar gratuitamente o documento em formato digital no Repositório Institucional do IF Goiano (RIIF Goiano), sem ressarcimento de direitos autorais, conforme permissão assinada abaixo, para fins de leitura, download e impressão, a título de divulgação da produção técnico-científica no IF Goiano.

IDENTIFICAÇÃO DA PRODUÇÃO TÉCNICO-CIENTÍFICA

Tese (doutorado)

Dissertação (mestrado)

Monografia (especialização)

TCC (graduação)

Artigo científico

Capítulo de livro

Livro

Trabalho apresentado em evento

Produto técnico e educacional - Tipo:

Nome completo do autor:

Matrícula:

Título do trabalho:

RESTRIÇÕES DE ACESSO AO DOCUMENTO

Documento confidencial: Não Sim, justifique:

Informe a data que poderá ser disponibilizado no RIIF Goiano: / /

O documento está sujeito a registro de patente? Sim Não

O documento pode vir a ser publicado como livro? Sim Não

DECLARAÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO NÃO-EXCLUSIVA

O(a) referido(a) autor(a) declara:

- Que o documento é seu trabalho original, detém os direitos autorais da produção técnico-científica e não infringe os direitos de qualquer outra pessoa ou entidade;
- Que obteve autorização de quaisquer materiais inclusos no documento do qual não detém os direitos de autoria, para conceder ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia Goiano os direitos requeridos e que este material cujos direitos autorais são de terceiros, estão claramente identificados e reconhecidos no texto ou conteúdo do documento entregue;
- Que cumpriu quaisquer obrigações exigidas por contrato ou acordo, caso o documento entregue seja baseado em trabalho financiado ou apoiado por outra instituição que não o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia Goiano.

Local / /
Data

Assinatura do autor e/ou detentor dos direitos autorais

Ciente e de acordo:

Assinatura do(a) orientador(a)

Regulamento de Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) – IF Goiano - Campus Rio Verde

ANEXO V - ATA DE DEFESA DE TRABALHO DE CURSO

Aos 25 dias do mês de junho de dois mil e vinte e seis às 15 horas, reuniu-se a Banca Examinadora composta por: Prof. Heitor Cardoso Bernardes (orientador), Prof. Michell Macedo Alves (membro interno) e Prof. Marcel Willian Reis Sales (membro externo - IFGoiano Campus Trindade), para examinar o Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) intitulado “Estudo Comparativo da Estabilidade de Edifícios de Múltiplos Pavimentos Entre Ligações Monolíticas com ligações Semirrígidas” de Guilherme Honorato Oliveira, estudante do curso de Bacharelado em Engenharia Civil do IF Goiano – Campus Rio Verde, sob Matrícula nº 2017102200840267. A palavra foi concedida ao estudante para a apresentação oral do TC, em seguida houve arguição do candidato pelos membros da Banca Examinadora. Após tal etapa, a Banca Examinadora decidiu pela APROVAÇÃO do estudante. Ao final da sessão pública de defesa foi lavrada a presente ata, que, após apresentação da versão corrigida do TC, foi assinada pelos membros da Banca Examinadora.

Rio Verde, 25 de junho de 2026.

(Assinado eletronicamente)

Heitor Cardoso Bernardes

Orientador

(Assinado eletronicamente)

Michell Macedo Alves

Membro da Banca Examinadora

(Assinado eletronicamente)

Marcel Willian Reis Sales

Membro da Banca Examinadora

Documento assinado eletronicamente por:

- **Heitor Cardoso Bernardes, PROFESSOR ENS BASICO TECN TECNOLOGICO** , em 25/06/2026 16:32:24.
- **Michell Macedo Alves, PROFESSOR ENS BASICO TECN TECNOLOGICO** , em 25/06/2026 16:34:40.
- **Marcel Willian Reis Sales, PROFESSOR ENS BASICO TECN TECNOLOGICO** , em 25/06/2026 16:39:27.

Este documento foi emitido pelo SUAP em 25/06/2026. Para comprovar sua autenticidade, faça a leitura do QRCode ao lado ou acesse <https://suap.ifgoiano.edu.br/autenticar-documento/> e forneça os dados abaixo:

Código Verificador: 834962

Código de Autenticação: 50cd4760b0



**Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor, através do
Programa de Geração Automática do Sistema Integrado de Bibliotecas do IF Goiano - SIBi**

H774 Oliveira, Guilherme Honorato
ESTUDO COMPARATIVO DA ESTABILIDADE DE
EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS ENTRE
LIGAÇÕES RÍGIDAS E SEMIRRÍGIDAS / Guilherme
Honorato Oliveira. Rio Verde 2026.

75f. il.

Orientador: Prof. Dr. Heitor Cardoso Bernardes.
Tcc (Bacharel) - Instituto Federal Goiano, curso de 0220084 -
Bacharelado em Engenharia Civil - Integral - Rio Verde
(Campus Rio Verde).

I. Título.

GUILHERME HONORATO OLIVEIRA

**ESTUDO COMPARATIVO DA ESTABILIDADE DE EDIFÍCIOS DE
MÚLTIPLOS PAVIMENTOS ENTRE LIGAÇÕES RÍGIDAS E
SEMIRRÍGIDAS**

Trabalho de Curso DEFENDIDO e APROVADO em ____ de _____ de _____, pela
Banca Examinadora constituída pelos membros:

Prof. Dr. Michel Macedo
Instituto Federal Goiano -
Campus Rio Verde

Prof. Dr. Marcel Sales
Instituto Federal Goiano -
Campus Trindade

Prof. Dr. Heitor Cardoso Bernardes
Instituto Federal Goiano -
Campus Rio Verde

RIO VERDE – GO
Junho - 2026

RESUMO

OLIVEIRA, Guilherme Honorato. **Estudo Comparativo da Estabilidade de Edifícios de Múltiplos Pavimentos Entre Ligações Rígidas e Ligações Semirrígidas**. 2026. 75p. Monografia (Curso Bacharelado em Engenharia Civil). Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia Goiano – Campus Rio Verde, Rio Verde, GO, 2026.

A análise da instabilidade global em edifícios de múltiplos pavimentos é fundamental, em estruturas de concreto pré-moldado, que podem apresentar maior rigidez ou deslocabilidade em razão das ligações viga-pilar. Essas rigidezes podem reduzir a transmissão de momentos fletores, aumentando os deslocamentos horizontais e, conseqüentemente, influenciando os esforços na fundação, principalmente sob a ação de cargas de vento.

Esse trabalho tem como objetivo comparar o comportamento estrutural de modelos bidimensionais de pórticos planos pré-moldados, considerando duas condições de ligação: Rígida e semirrígida. A análise é realizada por meio da avaliação dos deslocamentos horizontais, da estabilidade global e dos momentos atuantes na fundação, utilizando os métodos do coeficiente γ_z , e da análise P- Δ para consideração dos efeitos de segunda ordem.

Os resultados obtidos indicam que a adoção de ligações semirrígidas reduz a rigidez global da estrutura, resultando em maiores deslocamentos laterais e aumento dos esforços na fundação quando comparados ao modelo rígido. Dessa forma, evidencia-se a importância da adequada modelagem da rigidez das ligações para a previsão realista do comportamento estrutural.

Conclui-se que a consideração dos efeitos de redistribuição de momentos associada à rigidez das ligações é essencial para a avaliação da estabilidade global em estruturas pré-moldadas, contribuindo para maior segurança e confiabilidade no dimensionamento estrutural.

PALAVRAS-CHAVE: concreto pré-moldado, instabilidade de edifícios, ligação viga-pilar.

ABSTRACT

OLIVEIRA, Guilherme Honorato. **Comparative study of the instability of multi-storey buildings between rigid connections and semi-rigid connections**. 2026.75p. Undergraduate Thesis (Bachelor's Degree in Civil Engineering). Federal Institute of Education, Science and Technology of Goiás – Rio Verde Campus, Rio Verde, GO, 2026.

Analyzing global instability in multi-story buildings is crucial for precast concrete structures, which may exhibit varying degrees of stiffness or sway depending on the beam-column connections. These connection stiffness characteristics can reduce bending moment transmission, thereby increasing horizontal displacements and influencing foundation forces—particularly under wind loads.

This study aims to compare the structural behavior of two-dimensional precast plane frame models under two connection conditions: rigid and semi-rigid. The analysis evaluates horizontal displacements, global stability, and foundation moments using the γ_z coefficient method and P- Δ analysis to account for second-order effects.

The results indicate that adopting semi-rigid connections reduces the structure's overall stiffness, leading to greater lateral displacements and increased foundation forces compared to a rigid model. This highlights the importance of accurately modeling connection stiffness to realistically predict structural behavior.

It is concluded that accounting for moment redistribution effects associated with connection stiffness is essential for assessing global stability in precast structures, thereby contributing to greater safety and reliability in structural design.

KEYWORDS: precast concrete, building instability, beam–column connection.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Comportamento das ligações quanto à rigidez (relação momento-rotação)	21
Figura 2. Trajetória das forças em uma ligação viga-pilar com consolo metálico embutido ...	23
Figura 3. Separação das trajetórias de forças na ligação viga-pilar com consolo Metálico	23
Figura 4. Modelo de ligação viga-pilar com consolo metálico embutido de seção laminada ...	25
Figura 5. Comportamento equivalente à ligação rígida	26
Figura 6. Mecanismos de deformação das ligações com armadura de continuidade	28
Figura 7. Fluxograma da metodologia	30
Figura 8. Planta simplificada do edifício	32
Figura 9. Elevação transversal do edifício	32
Figura 10. Valores mínimos do valor estatístico S3 da NBR 6123	35
Figura 11. Mapa das Isopletas	36
Figura 12. Coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência	38
Figura 13. Aplicação das ações do vento	39
Figura 14. Planta simplificada do edifício	41
Figura 15. Sistema de piso com laje alveolar protendida	43
Figura 16. Esquema estrutural para encontrar momentos	47
Figura 17. Configuração de momentos com $0,35EI$ para vigas	48
Figura 18. Configuração de momentos com $\gamma_{Mod}0,5*EI$ para vigas	55
Figura 19. Configuração de momentos com $0,5EI$ para vigas (estrutura rígida)	56
Figura 20. Esquema estrutural para encontrar os deslocamentos horizontais	59
Figura 21. Esquema estrutural para encontrar os deslocamentos pela ponderação das cargas .	63
Figura 22. Esquema estrutural para encontrar os momentos considerando a ponderação das cargas	64
Figura 23. Configuração de momentos com $0,35EI$ para vigas a partir da ponderação de cargas	65
Figura 24. Configuração de momentos com $\gamma_{Mod}0,5*EI$ para vigas considerando a ponderação das cargas (estrutura semirrígida)	66
Figura 25. Configuração de momentos com $0,5EI$ para vigas considerando a ponderação das cargas (estrutura rígida)	67
Figura 26. Esquema estrutural com a aplicação dos coeficientes de segurança	68

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Comparação entre os tipos de ligações viga–pilar quanto à rigidez e comportamento estrutural	19
Tabela 2. Seção transversal e material das vigas e pilares	33
Tabela 3. Dados da carga de vento	39
Tabela 4. Momento de tombamento	42
Tabela 5. Cargas verticais atuantes no edifício	46
Tabela 6. Momento devido à carga vertical e o deslocamento ao vento (rígida $0,5EI$)	60
Tabela 7. γ_z da estrutura rígida ($0,5*EI$)	60
Tabela 8. Momento devido à carga vertical e o deslocamento ao vento (estrutura semirrígida $\gamma_{Mod}*0,5EI$)	60
Tabela 9. γ_z da estrutura semirrígida ($\gamma_{Mod}0,5*EI$)	61
Tabela 10. Cargas aplicando os coeficientes de segurança principal e o secundário	62
Tabela 11. Dados para encontrar a rigidez secante	66
Tabela 12. Momento devido à carga vertical e o deslocamento ao vento na ponderação de cargas (rígida $0,5EI$)	69
Tabela 13. γ_z na ponderação de cargas (rígida $0,5EI$)	69
Tabela 14. Momento devido à carga vertical e o deslocamento ao vento na ponderação de cargas (pré-fabricada $\gamma_{Mod}*0,5EI$)	70
Tabela 15. γ_z na ponderação de cargas (pré-fabricada $\gamma_{Mod}*0,5EI$)	70

LISTA DE SÍMBOLOS

A_e = Área efetiva exposta ao vento (m^2)

A_s = Área de armadura (cm^2)

C_a = Coeficiente de arrasto (adimensional)

E = Módulo de elasticidade do material (GPa)

EI = Rigidez à flexão dos elementos estruturais ($kN \cdot cm^2$)

EI_{sec} = Rigidez secante da ligação ($kN \cdot cm^2$)

EP = Fator de engastamento parcial (adimensional)

F_a = Força de arrasto do vento (kN)

F_i = Força horizontal aplicada no pavimento i (kN)

f_{ck} = Resistência característica do concreto (MPa)

g = Ação permanente (kN/m ou kN/m²)

h_i = Altura do ponto de aplicação da força i em relação à base (m)

H = Altura total da edificação (m)

L = Comprimento ou vão estrutural (m)

M = Momento fletor ($kN \cdot m$)

$M_{1,tot,d}$ = Momento total de 1ª ordem ($kN \cdot m$)

M_{sd} = Momento solicitante de cálculo ($kN \cdot cm$ ou $kN \cdot m$)

M_t = Momento de tombamento ($kN \cdot m$)

$M_{y,lim}$ = Momento limite de escoamento da ligação ($kN \cdot cm$)

P_g = Carga permanente total (kN)

P_q = Carga variável total (kN)

q = Pressão dinâmica do vento (kN/m^2)

R_{sec} = Rigidez secante rotacional da ligação ($kN \cdot cm/rad$)

S_1 = Fator topográfico

S_2 = Fator de rugosidade do terreno e dimensões da edificação

S_3 = Fator estatístico

V_0 = Velocidade básica do vento (m/s)

V_k = Velocidade característica do vento (m/s)

z_i = Altura do pavimento i (m)

α_r = Fator de restrição à rotação (adimensional)

δ_h = Deslocamento horizontal (m)

$\Delta M_{tot,d}$ = Acréscimo de momento de 2ª ordem (kN·m)

γ_{mod} = Coeficiente de modificação da rigidez (adimensional)

γ_z = Coeficiente de estabilidade global (adimensional)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
2 OBJETIVOS	14
2.1 Objetivos específicos	14
3 REVISÃO DE LITERATURA	14
3.1 Estabilidade global das estruturas	15
3.2 Comportamento das ligações	17
3.3 Mecanismos de deformação das ligações viga-pilar	27
4 METODOLOGIA	29
4.1 Geometria e materiais	31
4.2 Determinação das ações de vento	33
4.2.1 Velocidade Característica do Vento V_k	33
4.2.1.1 Fator V_o	34
4.2.1.2 Fator S_1	34
4.2.1.3 Fator S_2	34
4.2.1.4 Fator S_3	35
4.2.2 Força de arrasto	36
4.2.2.1 Coeficiente de Arrasto	37
4.2.3 Momento de tombamento	41
5 Cargas verticais	42
5.1 Especificação da Laje	43
5.2 Cargas Permanentes	44
5.2.1 Sobrecarga	44
5.2.2 Cálculo das Cargas Permanentes	45
6 ANÁLISE ESTRUTURA RÍGIDA	46
6.1 Consideração de não linearidade física e momento negativo	46
7 ANÁLISE ESTRUTURA SEMIRRÍGIDA	48
7.1 Cálculo da armadura negativa necessária	49
7.2 Momento-Limite de Escoamento	49
7.3 Rigidez Secante	50
7.4 Fator de restrição à rotação	51
7.5 Fator de engastamento parcial	52
7.6 Coeficiente de modificação da rigidez	52

8 MODELAGEM DA ESTRUTURA SEMIRRÍGIDA	53
8.1 Ajuste da rigidez das vigas no Ftool	53
8.2 Ajuste das rigidezes das ligações no Ftool	54
8.2.1 Ajuste das rigidezes de ligações semirrígidas	54
8.2.2 Ajuste das rigidezes de ligações rígidas	55
8.3 Comparação de momentos por ligações	56
9 AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL	57
9.1 Determinação do momento de 1º ordem ($M_{1,tot,d}$)	57
9.2 Determinação do momento de 2º ordem ($\Delta M_{tot,d}$)	58
9.3 Cálculo do coeficiente de estabilidade global (γ_z)	58
9.4 Consideração das combinações de cargas	61
9.5 Consideração de não linearidade e momento da armadura negativa na combinação de cargas	63
9.6 Resultado de γ_z considerando a ponderação das ações	67
10 CONCLUSÃO	70

1 INTRODUÇÃO

Atualmente a construção civil dispõe de vários métodos e processos construtivos disponíveis, alguns deles possuem décadas de existência, em grande maioria recebendo atualizações de melhorias constantes, e outros são inovadores se enquadrando no parâmetro de desenvolvimento tecnológico. Dentre esses métodos, a construção civil oferece a possibilidade de escolha de elementos estruturais pré-moldados, comumente fabricados por empresas especializadas em seu local de instalação do empreendimento, ou no próprio canteiro de obras, onde será finalmente utilizado. A NBR 9062/2022 define que a estrutura pré-moldada possui fabricação fora da sua posição final.

De acordo com Sirtoli (2015), o sistema construtivo utilizando estruturas pré-moldadas entrega confiabilidade estrutural, economia para a obra e durabilidade. Pagoto e Camicia (2013), destaca que o uso de pré-moldados oferece vantagens essenciais, como a otimização de tempo em construções, em especial, de grande porte, possibilitando a diminuição de mão de obra necessária para a execução da construção civil. Nesse contexto, El Debs (2017) evidencia que o uso de pré-moldado é proporcional ao nível de desenvolvimento do país.

Apesar das vantagens existentes em torno da utilização de estruturas pré-moldadas, suas ligações estruturais são complexas do ponto de vista técnico. Segundo El Debs (2017), a dificuldade presente em calcular as reações dos esforços nas ligações resulta em um entrave na substituição dos métodos construtivos padrões.

Considerando a perspectiva do crescimento desse modelo de construção, fica notável o interesse de empresas, instituições, pesquisadores e projetistas, ao que se refere os modelos de cálculos referentes às ligações pré-moldadas, parâmetros de dimensionamento e verificação de rupturas, quando o assunto é projetar, uma vez que a escolha da ligação influencia diretamente no desempenho de todo o sistema estrutural.

A NBR 9062/2022, determina que as ligações em elementos pré-moldados devem ser parametrizadas, considerando a rigidez rotacional, visto que essa rigidez influencia no comportamento global da estrutura, ao definir regiões de descontinuidade, concentrações de tensões, deslocamentos (em sua maioria horizontais) e na redistribuição de esforços. A rigidez pode ser especificada em modelos desenvolvidos analiticamente com referências técnicas, ou em testes devidamente conduzidos em acordo com a norma.

O FIB Model Code (2020), cita que a rigidez das ligações se mostra determinante para a estabilidade do sistema estrutural pré-moldado, recomendando a utilização de ligações capazes de garantir a continuidade e ductilidade da estrutura em edifícios de múltiplos

pavimentos, que terão esforços horizontais. Em edifícios com maior esbelteza, faz-se necessário ter maior atenção na consideração do efeito de 2º ordem, que tende a ocorrer de forma excessiva.

Considerando o efeito que as ligações causam diretamente na capacidade de transição de momentos e na definição da rigidez global do quadro estrutural em sistemas de concreto pré-moldado, o PCI (2017), enfatiza que a mensuração da rigidez rotacional em decorrência dos tipos de ligações, é essencial para a projeção adequada do comportamento global da estrutura. Ligações rotuladas tendem a reduzir a rigidez lateral da estrutura, exigindo considerar sistemas adicionais de contraventamento, para garantir a estabilidade. Já as conexões com maior rigidez rotacional, tendem a se comportar como um pórtico monolítico, conseqüentemente tendo maior redistribuição de esforços, gerando maior controle dos deslocamentos horizontais (PCI, 2017).

Diante disso, percebe-se que o uso de ligações rígidas ou semirrígidas pode proporcionar ao conjunto estrutural pré-moldado maior estabilidade global, em comparação a sistemas que empregam majoritariamente ligações rotuladas, uma vez que a transferência de esforços pelas ligações, limita a deslocabilidade da estrutura. Dessa forma, além da análise da rigidez rotacional das ligações, este trabalho propõe a avaliação dos deslocamentos horizontais da estrutura, considerando os efeitos de segunda ordem por meio dos métodos do coeficiente γ_z e da análise P- Δ . A comparação entre esses procedimentos permite verificar a influência das ligações semirrígidas na estabilidade global da estrutura e na amplificação dos deslocamentos laterais, contribuindo para uma melhor compreensão do comportamento estrutural em sistemas pré-moldados.

De forma específica, o comportamento das ligações viga-pilar semirrígidas são objetos de preocupação, tanto que a ABNT NBR 9062:2022, propõe diferentes tipologias de ligações semirrígidas, no total de 6 (seis), onde seus mecanismos podem ser mais explorados de forma experimental e com formulação analítica, para melhor confiabilidade na segurança, além de busca de economia.

Nesse contexto, é notável a necessidade de melhor compreensão das modelagens do comportamento das ligações rígidas e semirrígidas, quando utilizadas em estruturas pré-moldadas, especialmente em relação à sua influência na rigidez global, assim como na estabilidade estrutural.

Esse trabalho tem como objetivo analisar a influência da rigidez rotacional de ligações viga-pilar entre ligações rígidas e semirrígidas no comportamento da estabilidade global de estruturas de concreto pré-moldado, considerando parâmetros normativos e modelos de cálculo aplicáveis no âmbito estrutural.

Os resultados obtidos por esse trabalho mostram que a consideração da rigidez rotacional das ligações semirrígidas exerce influência significativa na estabilidade global da estrutura, especialmente no que se refere à redução dos deslocamentos horizontais e à redistribuição dos esforços internos. Nesse sentido, a adequada modelagem dessas ligações se mostra fundamental para uma previsão realista do comportamento estrutural em sistemas pré-moldados.

2 OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo geral analisar a estabilidade global de estruturas pré-moldadas de múltiplos pavimentos, comparando o comportamento de ligações rígidas e semirrígidas do tipo 1, conforme a ABNT NBR 9062:2022, por meio de modelagem bidimensional de pórticos planos.

A análise é realizada com o auxílio de software de cálculo estrutural, permitindo avaliar e comparar os efeitos da rigidez das ligações nos esforços globais da estrutura modelo bidimensional do pórtico analisado, com ênfase na determinação do coeficiente de estabilidade global γ_z e efeitos P- Δ .

2.1 Objetivos específicos

- Determinar o coeficiente de estabilidade global (γ_z) para estruturas com ligações rígidas e semirrígidas;
- Avaliar os momentos fletores na base da fundação do modelo bidimensional do pórtico analisado;
- Especificar as rigidezes rotacionais das ligações rígidas e semirrígidas no modelo bidimensional de pórtico plano;
- Determinar os deslocamentos horizontais da estrutura e analisar a influência da rigidez equivalente;
- Comparar os esforços solicitantes e deslocamentos entre estruturas com diferentes condições de ligação (rígidas e semirrígidas);
- Avaliar a influência da semirrigidez das ligações na estabilidade global da estrutura.

3 REVISÃO DE LITERATURA

Através da revisão bibliográfica é possível fundamentar o trabalho através dos conceitos obtidos através de estudos referentes ao assunto.

Considerando a relevância do parâmetro da estabilidade global das estruturas no dimensionamento de edifícios de múltiplos pavimentos, considera-se de extrema importância o estudo e análise desse tópico como uma etapa para o alcance do objetivo do trabalho, para entendimento de como a rigidez da ligação rígida e semirrígida, determina a distribuição de esforços, deslocamentos laterais e sensibilidade aos efeitos de segunda ordem. Sendo assim, o comportamento das ligações em questão ao trabalho, deve ser analisado dentro das normativas e referências bibliográficas, a fim de estabelecer a relação entre a estabilidade global da estrutura com as ligações rígidas e semirrígidas.

As ligações viga-pilar podem sofrer diversos tipos de esforços quando submetidas a carregamentos estruturais, influenciando diretamente o comportamento global do pórtico estrutural. Desta forma é preciso considerar analiticamente a ação dos esforços presentes na estrutura, e como as ligações vão reagir, permitindo uma busca fidedigna do comportamento das ligações.

3.1 Estabilidade global das estruturas

A estabilidade global das estruturas é um aspecto fundamental no dimensionamento de edifícios de múltiplos pavimentos, incluindo edifícios de concreto pré-moldado, a necessidade de verificação e análise desse fator, vem dos esforços horizontais e verticais, que podem ocorrer simultaneamente ou não.

A ABNT NBR 6118:2023 estabelece que a estabilidade global está relacionada à capacidade da estrutura em resistir às ações dos esforços sem apresentar deslocamentos excessivos que comprometam a segurança. A norma possui um enfoque nos procedimentos de análise, dimensionamento e verificação dos Estados Limites últimos (ELU), garantindo que a estrutura não colapse ao ser submetida sob as cargas previstas. Em complemento, a ABNT NBR 9062:2022 enfatiza que o projetista deve avaliar a participação das ligações na estabilidade global e nos efeitos de segunda ordem, especialmente em sistemas onde o pórtico contribui para o contraventamento, a fim de resistir aos esforços horizontais, onde as ligações atuam como limitadoras de deslocamentos excessivos, influenciando diretamente a rigidez rotacional e a distribuição dos esforços existentes na estrutura. A norma brasileira também enfatiza que a avaliação da integridade e segurança estrutural, conseqüentemente garante conforto dos usuários e inteireza de elementos estruturais secundários.

A rigidez da estrutura está vinculada diretamente a sua estabilidade global. As ligações existentes entre vigas e pilares, desempenham um papel essencial no aumento da rigidez. Estruturas mais rígidas apresentam menores deslocamentos, reduzindo os efeitos de segunda ordem e aumentando a segurança da estrutura (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Os esforços que comumente influenciam a estabilidade global, são devidos as cargas permanentes (peso próprio estrutural), cargas variáveis (sobrecargas de uso) e cargas advindas dos ventos. Dentre essas cargas, a carga de vento proporciona maior ação de deslocamento horizontal, impactando significativamente na estabilidade global da estrutura (HIBBELER, 2013).

Em um trabalho publicado por Daniel de Lima (2006), é especificado que as ligações entre vigas e pilares exercem papel determinante no comportamento global da estrutura, visto que condicionam a rigidez rotacional, o grau de continuidade entre os elementos e a capacidade da estrutura pré-moldada de resistir tanto a ações verticais, quanto horizontais, também é dito que ligações com menor rigidez, tendem a aumentar os deslocamentos horizontais, diminuindo a estabilidade global do pórtico.

Uma concepção importante a se considerar, é a esbeltez estrutural. Estruturas mais esbeltas (altas e com menor seção transversal), tendem a ser mais suscetíveis à instabilidade global, pois apresentam menor momento de inércia, aumentando a influência dos deslocamentos laterais, sendo de suma importância o dimensionamento adequado dos elementos estruturais e a adoção de sistemas eficientes de contraventamento, a fim de garantir um comportamento estável da estrutura (ARAÚJO, 2010).

A análise da estabilidade global pode ser realizada tanto por métodos simplificados (como parâmetros de estabilidade γz ou $P - \Delta$) ou por análises não lineares, que apresentam mais complexidade. A escolha do tipo de análise depende da esbeltez da estrutura, e da norma (NBR 6118), que exige métodos mais rigorosos quando os esforços adicionais ultrapassam 10%. Com o avanço dos softwares de cálculo estrutural, tornou-se mais comum a utilização de modelos computacionais que consideram os efeitos de primeira e segunda ordem de forma assertiva, sendo assim, permitindo uma avaliação precisa da estabilidade global da estrutura (MACGREGOR; WIGHT, 2012).

Nesse contexto, o coeficiente γz é utilizado como um dos principais parâmetros de mensuração para a estabilidade global, avaliando a suscetibilidade da estrutura a instabilidade, considerando os efeitos de segunda ordem (NBR 6118:2023). O coeficiente γz também determina se a estrutura possui nós fixos ou nós móveis. Segundo Vieira (2017), o coeficiente γz teve sua formulação deduzida e desenvolvida pelos engenheiros Brasileiros Mário Franco e

Augusto Carlos Vasconcelos. A NBR 6118:2023 determina que o coeficiente γ_z seja utilizado a partir de uma análise linear de 1º ordem, onde esse coeficiente atua como uma majoração aos esforços de 1º ordem, permitindo uma avaliação da magnitude desses esforços, estabelecendo valores gabaritados, que quando ultrapassados, se torna necessário a verificação dos efeitos dos efeitos de 2º ordem globais. Determinação da NBR 6118:

- $\gamma_z \leq 1,10 \rightarrow$ efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados (estrutura considerada estável).
- $1,10 < \gamma_z \leq 1,30 \rightarrow$ efeitos de 2ª ordem devem ser considerados de forma aproximada.
- $\gamma_z > 1,30 \rightarrow$ estrutura instável ou muito sensível, exigindo análise mais rigorosa.

De forma simplificada o coeficiente γ_z com um valor baixo, representa uma estrutura firme, e com valor alto indica uma estrutura de certa forma flexível, com baixa estabilidade global, que deve ter uma amplificação de esforços.

A aplicação desse coeficiente é válida em estruturas reticuladas de no mínimo quatro pavimentos, que possuem classificação de nós móveis. Os esforços de 2º ordem podem ou não ser considerados, sendo dispensados no dimensionamento da estrutura desde que não ultrapassem 10% das solicitações de 1º ordem.

Segundo José Milton (2010) a análise da estabilidade global pode demonstrar se o pórtico estrutural em questão é constituído inteiramente ou em sua maioria por ligação rígidas, semirrígidas ou articuladas, sendo essa determinação fundamental para determinar a necessidade de considerar efeitos de segunda ordem no dimensionamento estrutural.

3.2 Comportamento das ligações

O comportamento das ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado constitui um dos aspectos fundamentais que determinam a estabilidade global de uma estrutura de concreto pré-moldado. Essas ligações são responsáveis por assegurar a continuidade estrutural, transferindo esforços (momentos fletores, forças cortantes e normais) para buscar a estabilidade global. Contudo, essa continuidade pode variar entre ligações rígidas (engastadas), semirrígidas ou articuladas, a depender do projeto e obra em si (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

O tipo das ligações viga-pilar está associado diretamente a rigidez rotacional envolvendo os elementos estruturais do tipo viga-pilar. Considerando essa característica, as ligações podem apresentar desde um comportamento semelhante ao de um engaste perfeito com boa transmissibilidade de momento), até um comportamento de uma articulação (onde a rotação ocorre com pequena ou nenhuma resistência) (FUSCO, 2013).

De acordo com o FIB Model Code (2020), as ligações do tipo articulada entre elementos estruturais pré-moldados possuem reações com redistribuição mínima de momentos, sendo assim, possuindo uma maior tendência a sofrer instabilidade global. A NBR 9062:2022 cita que ligações rígidas ou semirrígidas possuem como característica a capacidade de transmissão de momentos fletores.

No contexto normativo, diferentes critérios são utilizados para classificar as ligações quanto à sua rigidez. A ABNT NBR 9062:2022 estabelece a classificação por meio do fator de restrição à rotação (α_r), que relaciona a rigidez da ligação com a rigidez dos elementos estruturais conectados. De acordo com a norma, ligações com α_r inferior a 0,15 são consideradas articuladas, aquelas com α_r entre 0,15 e 0,90 são classificadas como semirrígidas, e ligações com α_r superior ou igual a 0,90 são consideradas rígidas (ABNT NBR 9062, 2022).

A influência de cada tipo de ligação no comportamento global da estrutura pode ser sintetizada da seguinte forma:

- **Ligações Rígidas:** possui continuidade do concreto e das armaduras entre viga e pilar, sendo típica de estruturas moldadas in loco ou em sistemas pré-moldados. Possui alta restrição à rotação entre as peças. O ângulo original entre os elementos (geralmente 90 graus) permanece praticamente inalterado após a aplicação de cargas. Essa ligação transmite boa parte dos esforços, incluindo o momento fletor, entre os elementos estruturais. Embora comumente as ligações rígidas sejam associadas ao comportamento das ligações rígidas, essa equivalência não pode ser considerada uma regra, pois o comportamento real da ligação rígida depende da sua rigidez efetiva, podendo em algumas situações apresentar comportamento semirrígido. Para fins de análise estrutural, a classificação deve ser baseada em parâmetros mecânicos, como a rigidez rotacional, em conformidade com os critérios normativos.
- **Ligações articuladas:** proporcionam mínima rigidez ao pórtico, exigindo sistemas externos de contraventamento e tornando a estrutura mais vulnerável a efeitos de segunda ordem.

- Ligações semirrígidas: oferecem rigidez intermediária, suficiente para melhorar significativamente o desempenho global da estrutura sem exigir o nível de complexidade das ligações rígidas; sendo assim, são as mais utilizadas em edifícios pré-moldados.
- Ligações rígidas: apresentam maior rigidez global, melhor controle de deslocamentos e melhor resistência a ações horizontais; porém, são mais difíceis e caras de se executarem.

A Tabela 1 apresenta uma comparação entre os diferentes tipos de ligações viga–pilar com base em sua rigidez rotacional e capacidade de transmissão de momentos fletores:

Tabela 1. Comparação entre os tipos de ligações viga–pilar quanto à rigidez e comportamento estrutural

Tipo de ligação	Definição	Rigidez rotacional	Transmissão de momento fletor	Rotação relativa	Exemplo típico
Rígida	Impede a rotação relativa entre os elementos	Alta	Total ou quase total	Desprezível	Engastamento viga–pilar moldado in loco
Semirrígida	Com rigidez intermediária	Média	Parcial	Moderada	Ligações parafusadas deformáveis
Articulada	Permite rotação livre	Baixa (praticamente nula)	Nula ou desprezível	Elevada	Apoio simples (pino/neoprene)

Fonte: Própria Autoria (2026)

Elliot (2002) diz que a eficiência e desempenho das ligações está diretamente relacionada a estabilidade global, custos, aparência, e até mesmo a proteção de incêndio. Sendo assim é preciso escolher corretamente o tipo de ligação para o projeto estrutural, considerando todas as influências que podem ser ocasionadas no projeto e em sua execução.

Em um trabalho publicado por Alves (2017), fica evidenciado através de cálculos que estruturas pré-moldadas com ligações viga-pilar articuladas não apresentam estabilidade global satisfatória em edificações acima de quatro pavimentos, devido aos deslocamentos horizontais e aos efeitos de segunda ordem. Apesar disso, permanecem adequadas para edifícios de menor porte, especialmente em um contexto em que ligações semirrígidas não são amplamente difundidas.

Ainda segundo Alves (2017) para mitigar os efeitos dos esforços horizontais e de segunda ordem que ocorrem geralmente em estruturas com ligações articuladas, pode ser empregado contraventamentos horizontais. Sendo alternativamente plausível a consideração de escolha de ligações semirrígidas, devido ao amparo dos avanços normativos e tecnológicos na área, apresentando melhor desempenho em edifícios mais altos, nos parâmetros de estabilidade global.

Através de modelagem numérica, Oliveira (2015) demonstrou que a consideração da semirrígidez das ligações viga-pilar influencia significativamente a resposta global de pórticos, alterando a distribuição de esforços internos, os fluxos tensões em pontos nodais e a estabilidade da estrutura. Resultados semelhantes foram obtidos por Bortolotto (2019), que verificou diferenças relevantes entre modelos estruturais com ligações rígidas e semirrígidas, mesmo em edificações usuais de concreto armado. Em síntese, os resultados das pesquisas indicam que a fidelidade dos modelos depende diretamente da consideração da rigidez rotacional das ligações.

O PCI (2017) destaca a relevância da escolha de ligações semirrígidas em sistemas onde há necessidade de compatibilizar eficiência estrutural e economia de fabricação.

As ligações semirrígidas entre vigas e pilares é caracterizada por apresentar um comportamento momento de rotação não linear e rigidez rotacional parcial, a NBR 9062:2022 define que essas ligações devem ser avaliadas quanto à sua capacidade resistente e sua influência na estabilidade de segunda ordem, tendo em vista sua participação no comportamento global da estrutura (ABNT, 2022).

O uso de ligações rígidas em análises de projetos estruturais de pórticos de concreto pré-moldado é existente, especialmente em estruturas moldadas in loco. Sendo considerada na maioria dos modelos computacionais e métodos de cálculo convencionais, nos quais se

considera a continuidade entre vigas e pilares como perfeita, resultando em engastamento total na ligação (ALVA et al., 2018; SANTOS, 2016).

A NBR 6118:2023, apresenta uma análise estrutural baseada na hipótese de continuidade entre elementos estruturais, admitindo compatibilidade de deformações e redistribuição de esforços ao longo da estrutura. Embora a norma não classifique explicitamente as ligações viga-pilar como rígidas, a adoção do modelo de pórtico contínuo, representa indiretamente, a consideração de engastamento entre vigas e pilares, caracterizando uma idealização de ligação rígida no modelo estrutural.

A Figura 1 a seguir demonstra graficamente os comportamentos das ligações:

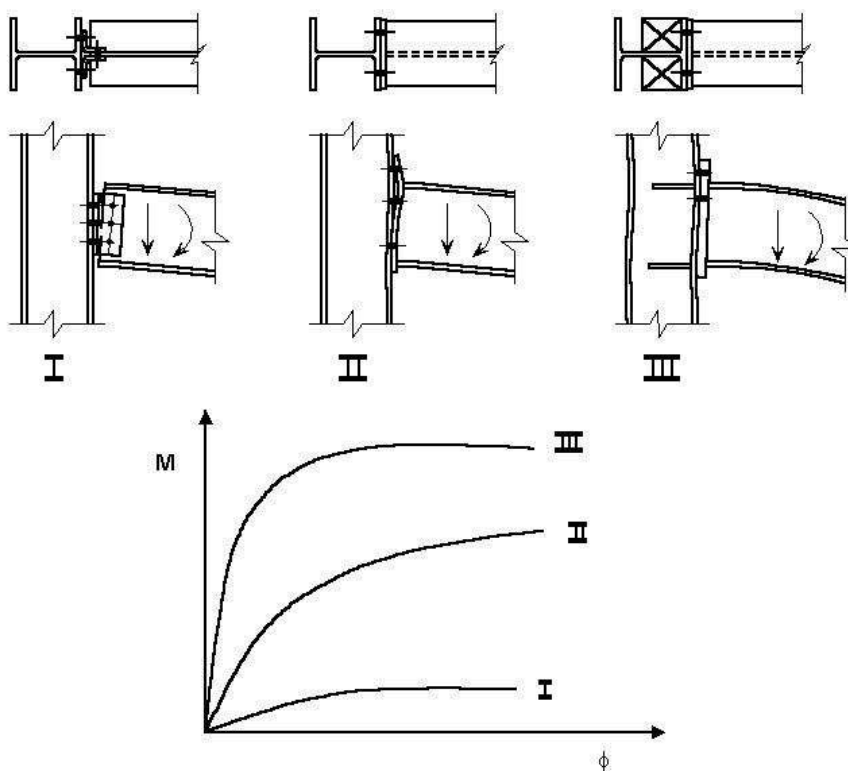


Figura 1. Comportamento das ligações quanto à rigidez (relação momento-rotação)
Fonte: Elliott (2002)

A figura representa diagramas de momento-rotação ($M-\phi$) para ligação rígida, semirrígida e articulada. Graficamente, as curvas descrevem o comportamento da rigidez diretamente com a capacidade de transmitir momentos fletores. Nota-se que a rotação relativa a cada ligação implica diretamente em sua rigidez. Também pode ser observado que ligações integralmente rígidas ou articuladas são idealizações teóricas, pois na prática a maioria das ligações apresentam comportamento semirrígido.

Tipos de ligações representadas na figura:

- Curva I – Ligação Articulada: Possui a menor inclinação inicial da curva, e menor capacidade de transmissão de momentos fletores, permitindo uma rotação livre da viga em relação ao pilar;
- Curva II – Ligação Semirrígida: Apresenta uma rigidez intermediária, transmitindo uma parcela de momentos fletores, ao mesmo tempo que sofre uma rotação relativa. A inclinação da curva do gráfico depende da característica mecânica da ligação, como espessura de chapa/parafusos;
- Curva III: - Ligação rígida/Rígida: Possui a maior inclinação inicial da curva (maior rigidez inicial), tendo alta resistência aos momentos fletores, mantendo o ângulo original dos elementos (geralmente 90°). Os momentos são transferidos em boa parte da viga para o pilar.

A relação entre momento-rotação ($M-\phi$) presente nas ligações é fundamental para a análise do comportamento global das estruturas, uma vez que a rigidez rotacional das ligações está diretamente relacionada a estabilidade, a redistribuição de esforços e aos deslocamentos da edificação (ELLIOT, 2002). Ligações com maior rigidez restringem as rotações, reduzindo os deslocamentos laterais da estrutura, contribuindo para a diminuição dos efeitos de segunda ordem ($P-\Delta$). Por outro lado, ligações semirrígidas ou articuladas permitem maiores deformações, aumentando os deslocamentos e, conseqüentemente, os momentos adicionais induzidos pelas cargas horizontais. Dessa forma, a consideração adequada do comportamento das ligações é essencial para uma análise estrutural realista, especialmente em edifícios de múltiplos pavimentos, onde a estabilidade global é fortemente influenciada pela rigidez das conexões.

No mesmo trabalho Elliot (2002) mostra o desenvolvimento que envolve a aplicação (embutimento) de consolos metálicos em vigas, onde é possível observar as trajetórias de forças na ligação viga-pilar semirrígida. Segundo o autor, esse tipo de ligação se assemelha ao modelo idealizado de bielas e tirantes apresentado na figura 2:

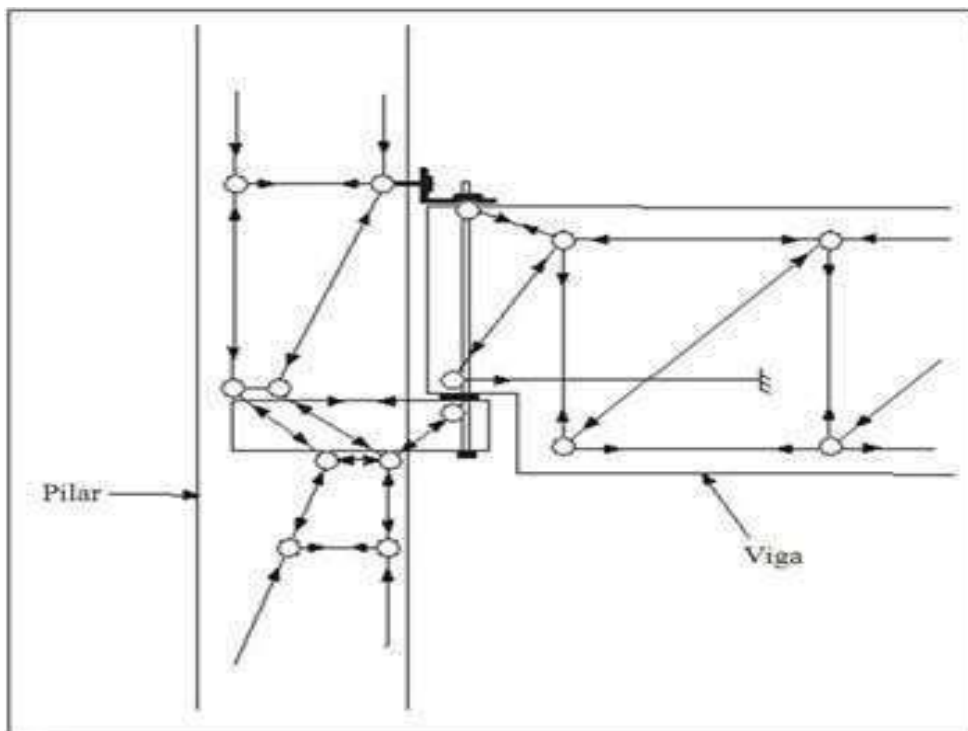


Figura 2. Trajetória das forças em uma ligação viga-pilar com consolo metálico embutido
 Fonte: Elliott (2002)

Para Elliot (2002) esse comportamento pode ser solidarizado após a montagem, e possui três partes chamadas X, Y e Z, conforme mostra a figura 3:

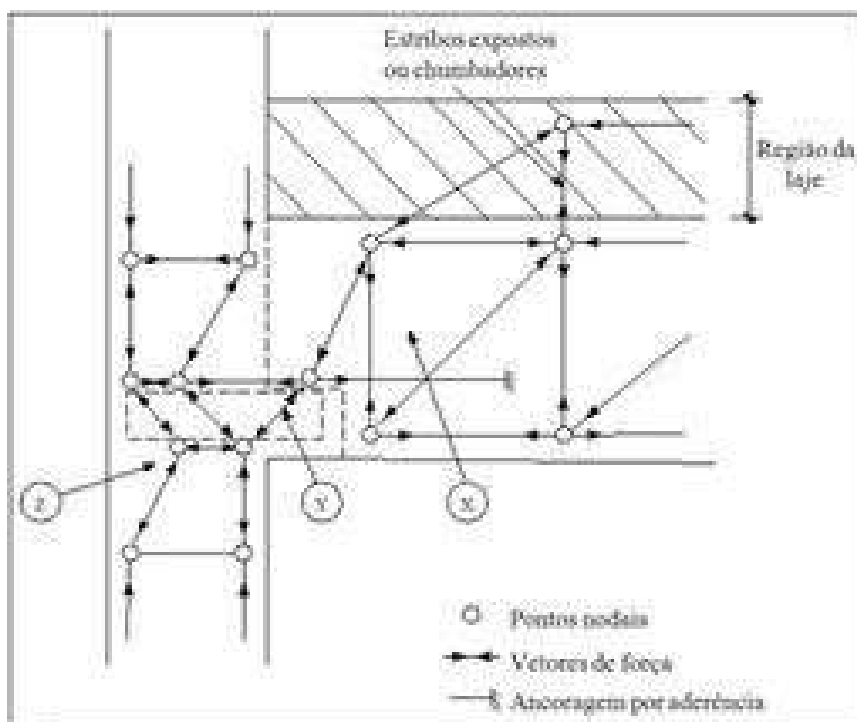


Figura 3. Separação das trajetórias de forças na ligação viga-pilar com consolo Metálico
 Fonte: Elliott (2002)

A trajetória de forças se consolida dessa forma após a secagem do concreto e a ligação do sistema viga-pilar com o consolo metálico. Ocorre a separação em três partes das trajetórias, nomeadas como X, Y e Z. Sendo a trajetória X responsável por transferir o esforço cortante através dos estribos, a trajetória Y resiste ao cisalhamento existente entre a viga e o pilar, por último a trajetória Z transfere os carregamentos de compressão para o concreto do pilar.

O entendimento da trajetória de forças em ligações viga-pilar é fundamental para a análise e o dimensionamento de estruturas de concreto pré-moldado, onde as ligações desempenham influência direta no comportamento global. Diferentemente das regiões contínuas dos elementos estruturais, as ligações são caracterizadas como regiões de descontinuidade geométrica e estática.

Nesse contexto, a análise do fluxo de forças permite identificar os mecanismos internos responsáveis pela transferência de esforços entre os elementos estruturais. As figuras analisadas anteriormente representam de forma esquemática, os caminhos das forças atuantes nos elementos estruturais, evidenciando como as ações provenientes da viga são transmitidas ao pilar por meio de trajetórias específicas que tendem a garantir o equilíbrio do sistema.

Ligações viga-pilar são especificadas como regiões de descontinuidade (D-regions), uma vez que traz redirecionamento significativo no campo de tensões devido a descontinuidades geométricas e de carregamento. Nessas regiões de descontinuidade, o modelo de bielas e tirantes proporciona uma análise estrutural mais fidedigna, conforme estabelecido pelo FIB Model Code (2020). A NBR 6118:2023 reconhece essa condição ao recomendar a utilização do modelo de bielas e tirantes para a análise dessas regiões, nas quais o direcionamento de forças deve ser representado por trajetórias de compressão e tração interligadas por nós.

De acordo com a ABNT NBR 9062:2022, as ligações entre viga-pilar devem ser analisadas a partir da consideração do seu comportamento real em função a rigidez e capacidade de transmissão de esforços., seja esforços normais, cortante e momentos fletores.

A figura 4 representa um detalhamento estrutural de uma ligação viga-pilar, que através da NBR 9062:2022 se enquadra como uma ligação semirrígida:

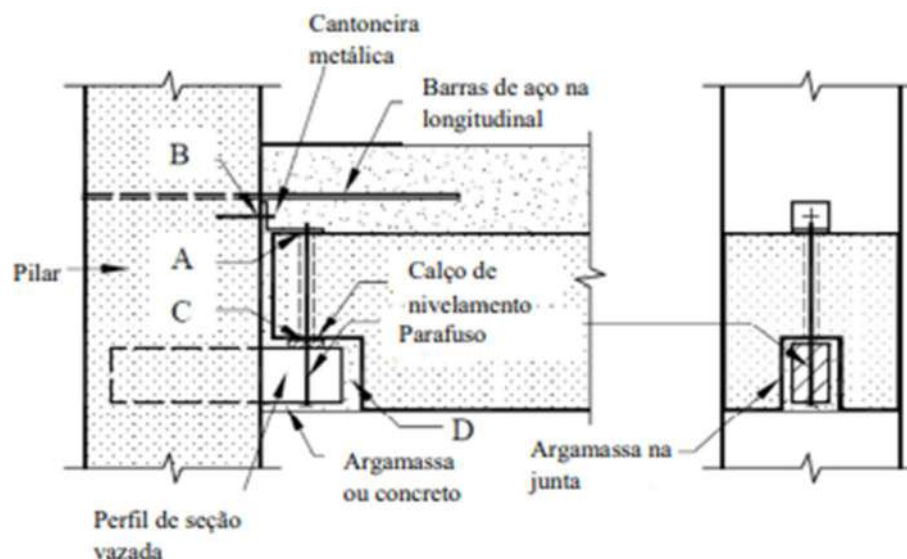


Figura 4. Modelo de ligação viga-pilar com consolo metálico embutido de seção laminada
Fonte: FIB (2020)

Na figura 4 a tem-se a representação de um pino fixado em um furo de espera presente no pilar, sendo a viga apoiada em um consolo metálico do pilar, formado por um perfil retangular vazado preenchido com argamassa, o apoio da viga é realizado com a fixação de uma cantoneira na parte superior da viga pré-moldada (para transmitir os esforços de compressão provenientes das cargas atuantes na viga), e complementado por um calço de nivelamento para garantir o correto posicionamento da viga durante a montagem, garantindo o alinhamento estrutural. Em (A) existe uma região de contato entre a viga e o sistema de apoio do pilar, onde ocorre a transferência dos esforços de carregamento da viga para a cantoneira metálica e posteriormente ao concreto do pilar (havendo concentração de tensões nas bordas do apoio), em (B) existe resistência a força de tração no parafuso (ou chumbador) em decorrência do momento fletor negativo, na indicação (C) existe resistência do parafuso (ou chumbador) vertical ao cisalhamento, transferindo esse esforço cortante, sendo uma região crítica para garantir que a viga não deslize. Por fim, em (D) tem-se a transferência de compressão através do preenchimento de argamassa ou graute (aumentando e uniformizando a área de contato), funcionando como um apoio complementar. A presença de barras de aço na região longitudinal tem como intuito de resistir na resistência a esforços de tração, especialmente associados a momentos fletores negativos na interface superior do sistema. Ainda se tem a presença de um perfil de seção vazada embutido no pilar, atuando como um consolo metálico, que facilita a montagem e garante a transferência de esforços de compressão para o interior do pilar.

Estruturalmente, a ligação viga-pilar indicada pela figura 4 possui diferentes mecanismos de resistência e transferência de esforços, como: Apoio direto, ancoragem, atrito,

aderência, e transmissão de momento fletor. Pela determinação do método de análise da NBR 9062:2022, que determina que as ligações em estruturas pré-moldadas devem ser analisadas considerando sua rigidez efetiva e capacidade de transmissão de esforços, a ligação viga-pilar apresentada pela figura 4, composta por cantoneira metálica, chumbador e graute, não garante continuidade rígida entre os elementos, apresentando deformabilidade na interface e capacidade parcial de transmissão de momentos fletores. Dessa forma, enquadra-se como uma ligação semirrígida, devendo ser modelada com rigidez rotacional finita na análise estrutural, a fim de representar adequadamente seu comportamento e garantir a segurança e o desempenho global da estrutura.

A figura 5 a seguir representa um detalhamento estrutural de uma ligação viga-pilar, que em consonância com a NBR 9062:2022, se enquadra como uma ligação rígida:

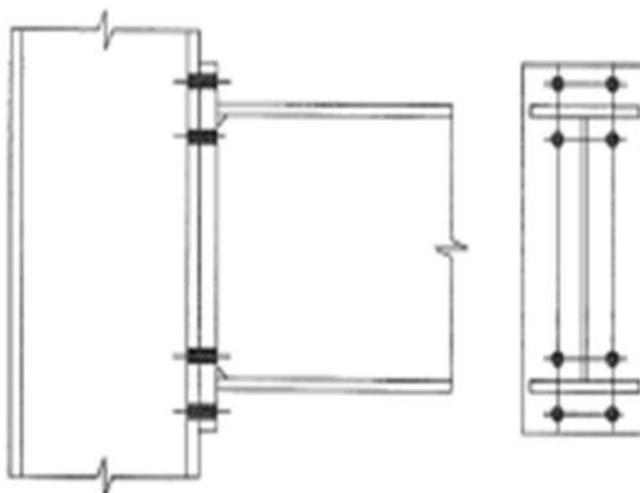


Figura 5. Comportamento equivalente à ligação rígida
Fonte: Andrade (2008)

A figura 5 representa uma ligação viga-pilar, demonstrando uma vista longitudinal e seção transversal do pilar. A conexão entre esses dois elementos estruturais ocorre por chapas parafusadas na parte inferior e superior da viga. Dessa forma a transferência de esforços na ligação acontece de maneira contínua, sem a presença de descontinuidades físicas. Logo, a ligação apresenta um alto índice de rigidez rotacional, restringindo significativamente as rotações relativas entre viga e pilar.

Do ponto de vista da análise estrutural, esse tipo de ligação é idealizado como rígida, pois proporciona elevada capacidade de transmissão de momentos fletores entre os elementos conectados. Essa definição está em conformidade com os princípios adotados pela NBR 6118:2023, que considera a continuidade dos elementos estruturais em pórticos de concreto

pré-moldado. Portanto, a ligação apresentada é representativa de sistemas moldados in loco, nos quais se busca maximizar a continuidade estrutural e a eficiência na transferência de esforços, definida como rígida.

3.3 Mecanismos de deformação das ligações viga-pilar

De acordo com o PCI (2017), o comportamento das ligações viga-pilar pode ser compreendido a partir dos mecanismos de deformação associados à capacidade da armadura de continuidade, à resistência ao cisalhamento e ao funcionamento do modelo de bielas e tirantes, podendo envolver situações em que a ligação apresenta capacidade equivalente, inferior ou crítica em relação aos elementos conectados. Sendo assim é possível entender que basicamente a ligação viga-pilar possui quatro modos de comportamento de deformações:

- i. A armadura de continuidade da ligação é projetada com capacidade à flexão semelhante à dos elementos conectados;
- ii. A armadura de continuidade da ligação que atravessa a interface viga-pilar é projetada com capacidade à flexão inferior à dos elementos conectados;
- iii. A armadura de cisalhamento projetada para a ligação é insuficiente;
- iv. A viga e o consolo são projetados com armadura de tirantes insuficiente, comprometendo o equilíbrio do fluxo de tensões.

O primeiro tipo de deformação (i) é considerada ideal, pois nela ocorre a formação de rótula plástica. Na segunda (ii) ocorre a formação de uma fissura na interface da ligação viga-pilar e a extremidade da viga age como um corpo rígido em rotação relativa à face do pilar. No terceiro tipo de deformação (iii) ocorre a formação de uma fissura na estrutura do concreto pré-moldado devido a ineficácia dos estribos. Na quarta deformação ocorre o fendilhamento nos cantos do consolo e da viga por causa da falta de tirantes no consolo da viga. A Figura 6 demonstra todas as deformações citadas:

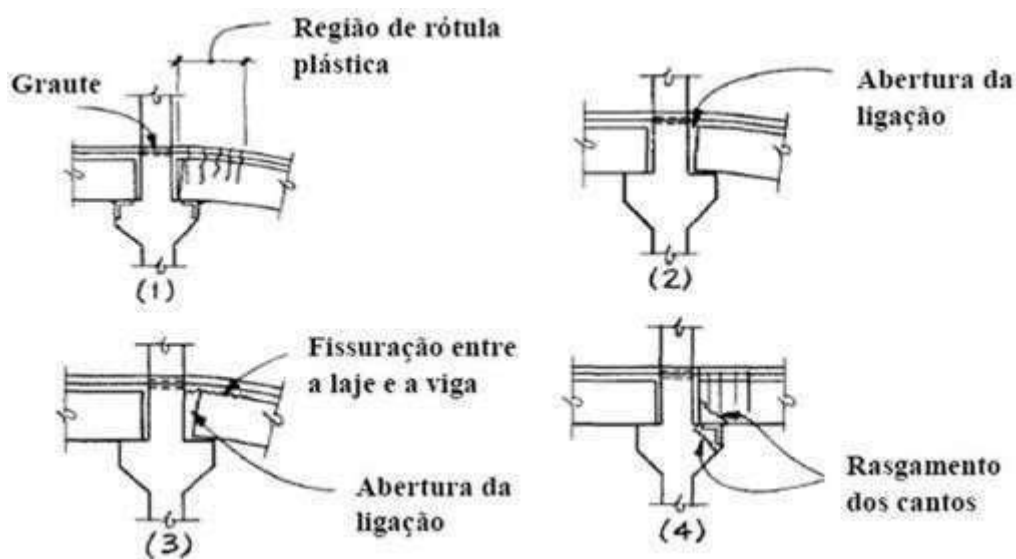


Figura 6. Mecanismos de deformação das ligações com armadura de continuidade
 Fonte: Ferreira (2001)

A análise dos modos de deformação em ligações viga–pilar pode ser diretamente associada ao modelo de bielas e tirantes preconizado pela NBR 6118:2023, uma vez que essas regiões são caracterizadas como zonas de descontinuidade, nas quais a hipótese de distribuição linear de tensões não é válida. Nesse contexto, o comportamento estrutural passa a ser interpretado com base nos esforços internos existentes em determinada ligação, representado por bielas que são comprimidas, tirantes tracionados e nós responsáveis pela transferência e equilíbrio das forças atuantes. À medida que a ligação é solicitada, os diferentes modos de deformação como formação de rótulas plásticas, abertura da interface, fissuração e até ruptura localizada, indicam uma falha no sistema estrutural da ligação viga-pilar. Sendo assim, a progressão do dano está relacionada diretamente como um comportamento inesperado do sistema de bielas e tirantes, seja pela perda de capacidade dos tirantes (armaduras), pelo esmagamento das bielas comprimidas ou pela falha das regiões nodais. Dessa forma, a aplicação desse modelo não apenas permite a verificação da segurança à ruptura, mas também contribui para a compreensão do comportamento global da ligação, incluindo sua rigidez, capacidade de redistribuição de esforços e ductilidade, aspectos fundamentais para o desempenho estrutural de edificações em concreto armado.

Realizar uma análise das ligações viga-pilar considerando em conjunto a NBR 6118:2023 e a NBR 9062:2022, permite ter um adequado dimensionamento dessas ligações, que podem estar presentes em estruturas pré-moldadas. Enquanto a NBR 6118 entrega uma

base teórica para o entendimento e previsão do fluxo de tensões por meio do modelo de bielas e tirantes, permitindo realizar verificações de segurança das regiões nodais, a NBR 9062 entrega um estudo com procedimentos importantes acerca dos sistemas construtivos e sobre o comportamento das ligações a partir de sua rigidez, deformabilidade e transferência de esforços. Dessa forma, o uso conjunto dessas normas possibilita um estudo e execução mais fiel quanto a resistência e desempenho global da estrutura, auxiliando na prevenção de modos de deformação indesejáveis, que podem ocorrer de formas apresentadas anteriormente nesse trabalho.

A determinação e verificação da deformabilidade das ligações viga-pilar também podem ser determinadas através de experimentações de ensaios físicos em laboratórios, ou por modelagem matemática através de softwares ou literatura clássica, como por exemplo em “JASPART & MAQUOI (1992)”, que apresenta procedimentos e formulações para o dimensionamento das deformabilidades. Comumente, o uso de ensaios em laboratórios apresenta um alto custo, sendo pouco utilizados, prevalecendo na realidade prática o uso de formulações matemáticas.

4 METODOLOGIA

O presente trabalho tem como objetivo avaliar a influência da rigidez das ligações viga-pilar na estabilidade global de estruturas pré-moldadas, por meio da comparação entre um modelo com ligações rígidas e outro com ligações semirrígidas, conforme a NBR 9062:2022.

A análise estrutural foi realizada com o auxílio do Ftool, considerando pórticos planos representativos da estrutura.

O fluxograma apresentado na Figura 7 demonstra os passos realizados para a elaboração do trabalho:

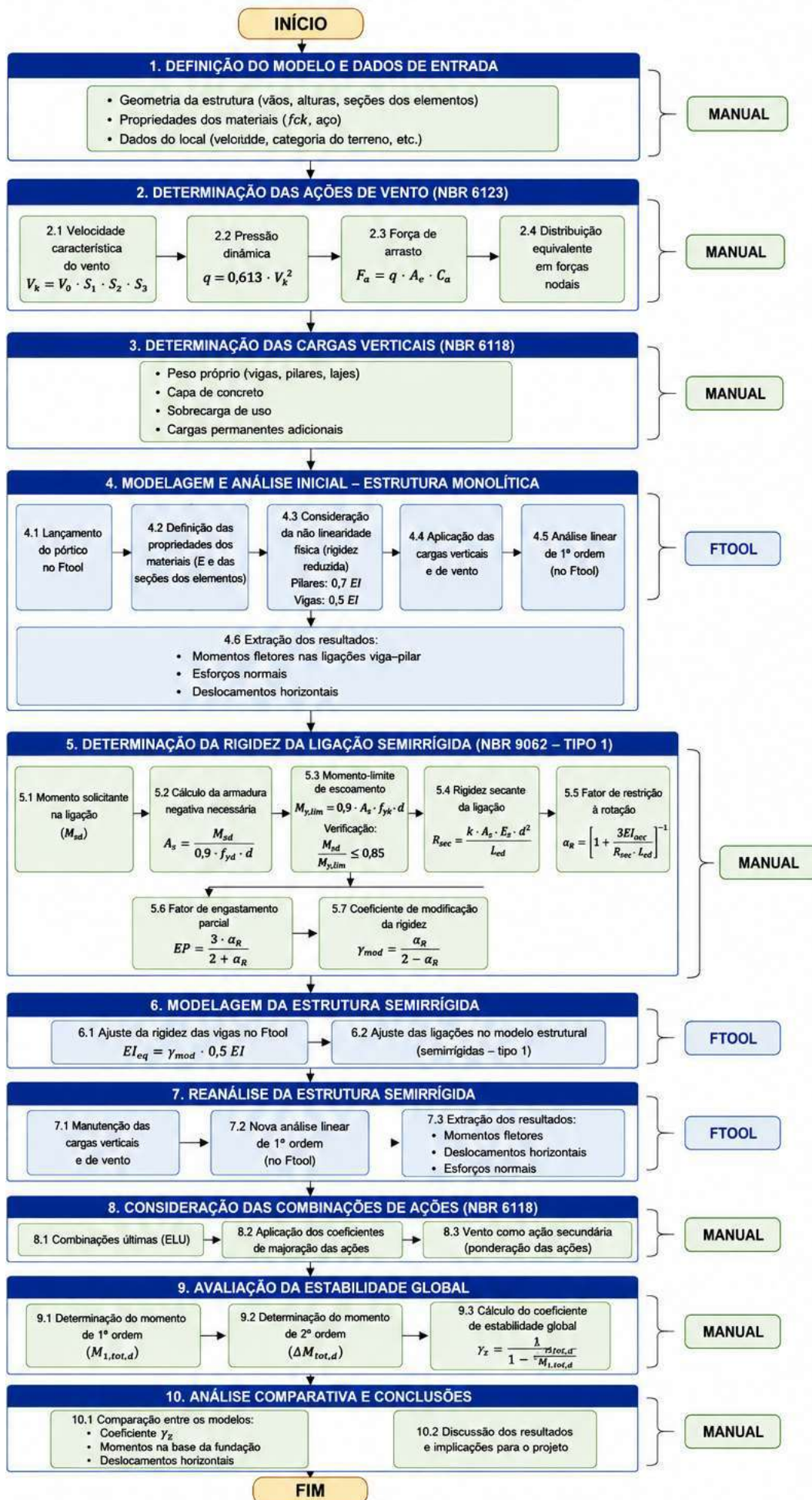


Figura 7. Fluxograma da metodologia
Fonte: Própria autoria (2026)

4.1 Geometria e materiais

A estrutura analisada consiste em um edifício de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado, com as seguintes características:

- Número de pavimentos: 5 + cobertura
- Altura entre pavimentos: 3,50 m (térreo: 4,00 m)
- Seção transversal das vigas: 40 x 60 cm
- Seção transversal dos pilares: 50 x 50 cm
- Concreto: $f_{ck} = 50$ MPa
- Módulo de elasticidade: $E = 33,7$ GPa
- Vento = 42m/s
- $F_{ck} = 50$ MPa
- Sobrecarga: 5kN/m²
- Capa de concreto sobre a laje – espessura $h = 5$ cm
- Laje tipo alveolar (piso e cobertura) – espessura $h = 20$ cm

A Figura 8 abaixo ilustra a planta simplificada do edifício considerado nesse trabalho:

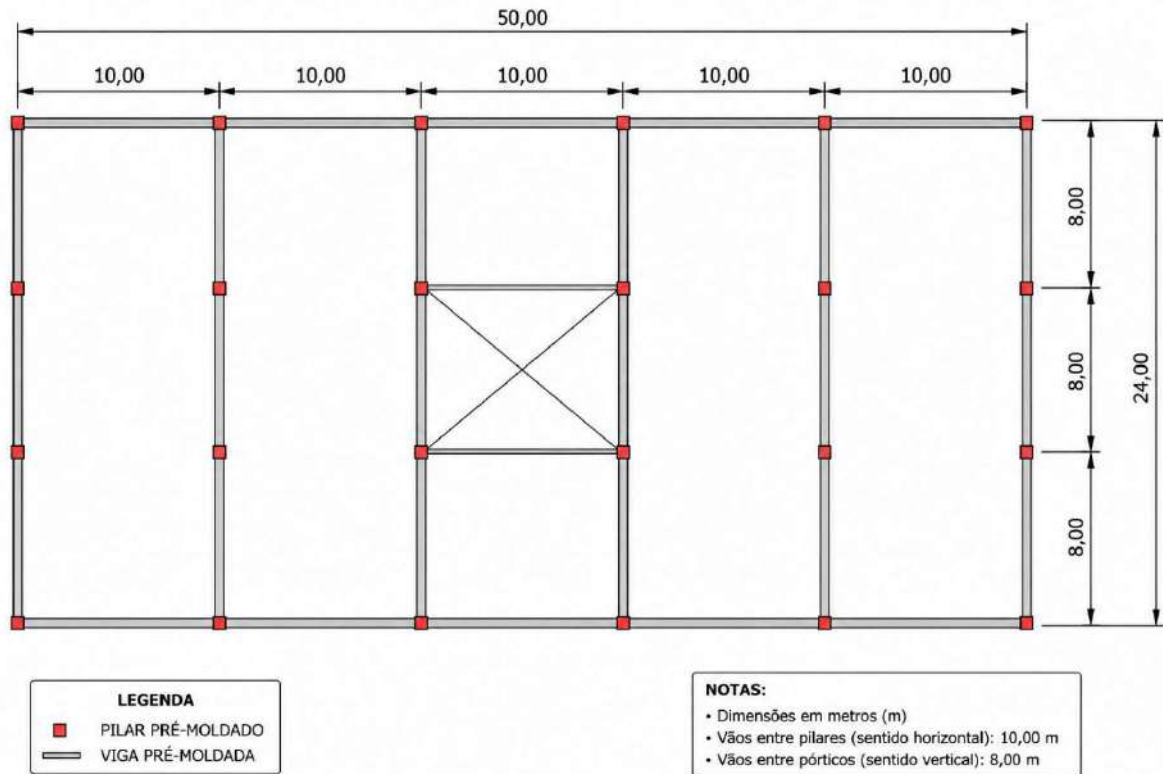


Figura 8. Planta simplificada do edifício
 Fonte: Própria autoria (2026)

A elevação transversal do edifício a ser considerado está representado pela figura 9:

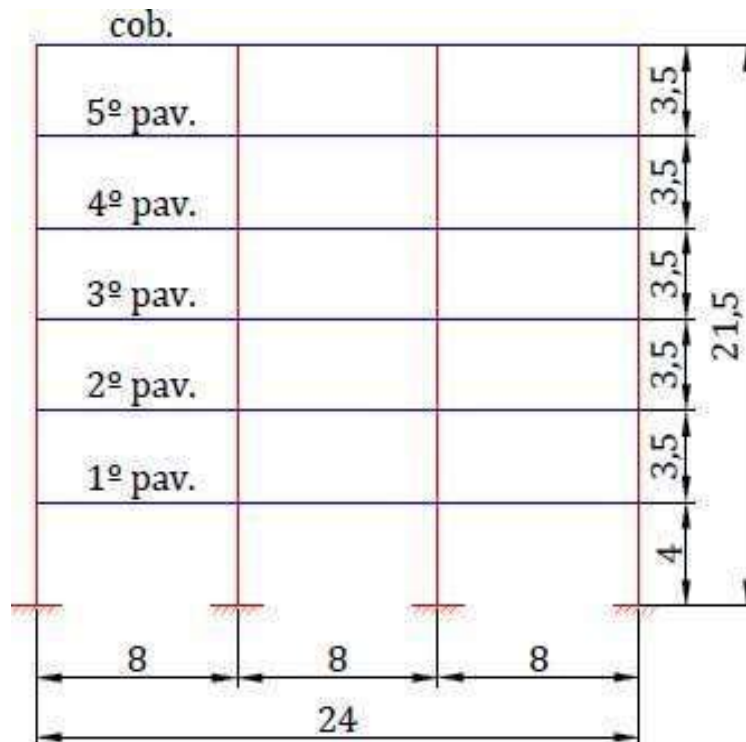


Figura 9. Elevação transversal do edifício
 Fonte: Própria autoria (2026)

O edifício possui altura de piso a piso igual a 3,50m, com exceção do térreo, onde a altura até o 1º pavimento é de 4,00m (3,50m mais 50 cm referente a distância do piso acabado ao topo do cálice), conforme ilustrado na Figura 9. Os pilares possuem 50x50x350 cm e as vigas 800x40x60cm. Os vãos entre pórticos são de 10 metros e dos pilares de cada pórtico são de 8 metros. As geometrias e material das vigas e dos pilares estão descritas na Tabela 2. Os vãos existentes entre os pórticos possuem distância de 10 metros, e os vãos entre os pilares de cada pórtico possui 8 metros, conforme ilustra a Figura 9.

A Tabela 2 a seguir descreve as dimensões, resistência do concreto (fck) e módulo de elasticidade das vigas e pilares:

Tabela 2. Seção transversal e material das vigas e pilares

Seção transversal	b (cm)	h (cm)	fck MPa	E (GPa)
Viga	40,0	60,0	50,0	33,7
Pilar	50,0	50,0	50,0	33,7

Fonte: Própria Autoria (2026)

4.2 Determinação das ações de vento

As ações de vento consideradas, foram mensuradas conforme a norma NBR 6123 (2023), que define sequências de cálculos para uma avaliação das forças do vento presente em edificações. A norma estabelece a velocidade média do vento e fatores, que são relacionados diretamente à rugosidade do terreno, topografia, possibilitando a determinação da pressão dinâmica atuante na estrutura. As ações horizontais do vento influenciam proporcionalmente a estabilidade global dos pórticos, sendo fundamental a análise desses esforços solicitantes nas ligações viga–pilar. Como referência de local foi considerado uma estrutura em um terreno plano, na região norte da Universidade Federal de São Carlos- UFSCar, sendo a velocidade do vento de 42 m/s aproximadamente.

4.2.1 Velocidade Característica do Vento V_k

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

Onde,

V0: velocidade básica do vento;

S1: fator topográfico;

S2: rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

S3: fator estatístico.

4.2.1.1 Fator Vo

Segundo a NBR 6123 (2023), a velocidade básica do vento é um fator determinado através do mapa das isopletras.

4.2.1.2 Fator S1

Conforme a NBR 6123 (2023), é um fator que leva em consideração as características topográficas do terreno. Para o dimensionamento em questão considera o fator da norma:

- a) Terrenos planos ou pouco acidentados: 1,00.

4.2.1.3 Fator S2

A NBR 6123 (2023) determina S2 como um fator que leva em consideração a combinação entre a rugosidade do terreno, variação da velocidade de acordo com a altura acima do terreno e as dimensões da edificação.

- a) Rugosidade do Terreno

Foi considerado para esse trabalho a seguinte categoria:

Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçada, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas árvores; cidades pequenas e seus arredores; subúrbios densamente construídos de grandes cidades; áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m. Esta categoria também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser consideradas na categoria V.

- b) Dimensões da edificação

Considerou-se a seguinte classe para esse trabalho:

Classe B: A maior dimensão da edificação, vertical ou horizontal, entre 20 e 50m. Ao estabelecer a categoria e classe da edificação é possível obter os valores de S2 de acordo com a NBR 6123 (2023).

4.2.1.4 Fator S3

O fator S3 é um valor que avalia a vida útil e o grau de segurança da edificação.

Para fins de cálculos da carga de vento desse trabalho, foi considerado o grupo 2 para “S3”:

Grupo	Descrição	S ₃
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.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
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 dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Figura 10. Valores mínimos do valor estatístico S3 da NBR 6123
Fonte: NBR 6123

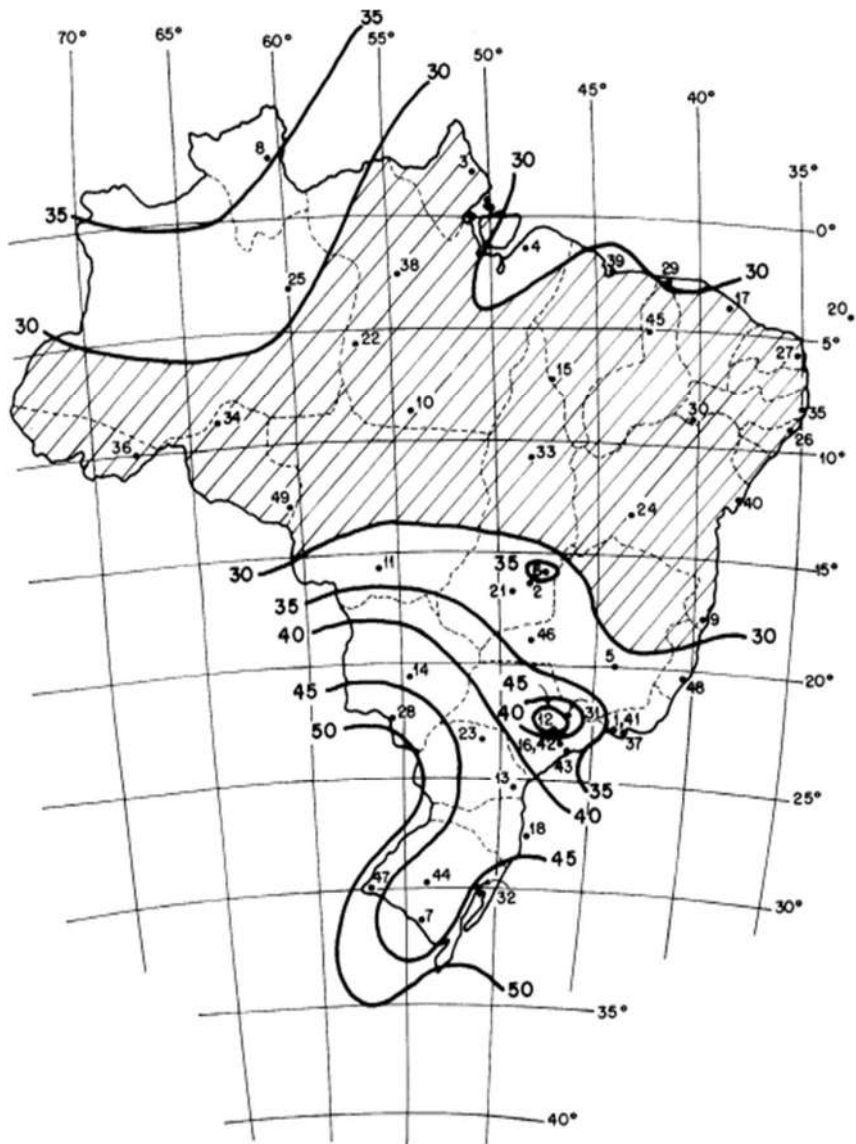


Figura 11. Mapa das Isopletas
 Fonte: NBR 6123

A pressão dinâmica do vento representa a energia cinética do vento transformada em pressão sobre uma superfície. Segundo a NBR 6123:

$$* q = 0,613 \cdot V_k^2 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

Onde:

q = pressão dinâmica do vento (N/m²)

V_k = velocidade característica do vento (m/s)

4.2.2 Força de arrasto

A resultante de força no mesmo sentido da direção do vento, é denominada como força de arrasto (Carvalho e Pinheiro, 2009). Ainda segundo os autores para calcular a força de arrasto em cada andar, é preciso considerar a área da superfície externa dos respectivos andares, onde é considerado a largura e altura de cada pavimento. No pavimento mais alto (cobertura) a força de arrasto é reduzida pela metade, por não haver contribuição de cargas acima do topo da edificação, não sendo considerada a divisão de cargas com pavimento acima, como realizado nos outros pontos nodais.

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

Onde:

F_a : Força de Arrasto (KN);

C_a : Coeficiente de Arrasto;

q : Pressão Dinâmica do Vento (KN/m²);

A_e : Área Efetiva (m²).

4.2.2.1 Coeficiente de Arrasto

Segundo Carvalho & Pinheiro (2009), o coeficiente de arrasto é utilizado na avaliação da força global do vento atuante na estrutura, que ocorre perpendicularmente a esta. Seu valor pode variar entre 0,7 e 2,2, conforme a geometria da edificação. Os coeficientes de arrasto são obtidos a partir das relações H/L_1 e L_1/L_2 (apenas para edificações retangulares), onde H é a altura da edificação acima do terreno, medida até o topo da platibanda ou nível do beiral, L_1 é a largura da edificação (dimensão perpendicular à direção do vento) e L_2 é a profundidade da edificação (dimensão paralela a direção do vento).

De acordo com a NBR 6123:2023, o coeficiente de força global para edificações retangulares pode ser obtido por meio das curvas apresentadas pela figura 12, as quais correlacionam os parâmetros geométricos da edificação com o comportamento aerodinâmico do escoamento de ventos. Esses coeficientes permitem avaliar de forma simplificada os efeitos globais do vento na edificação, sendo utilizados na determinação das forças horizontais aplicadas na análise estrutural de edifícios.

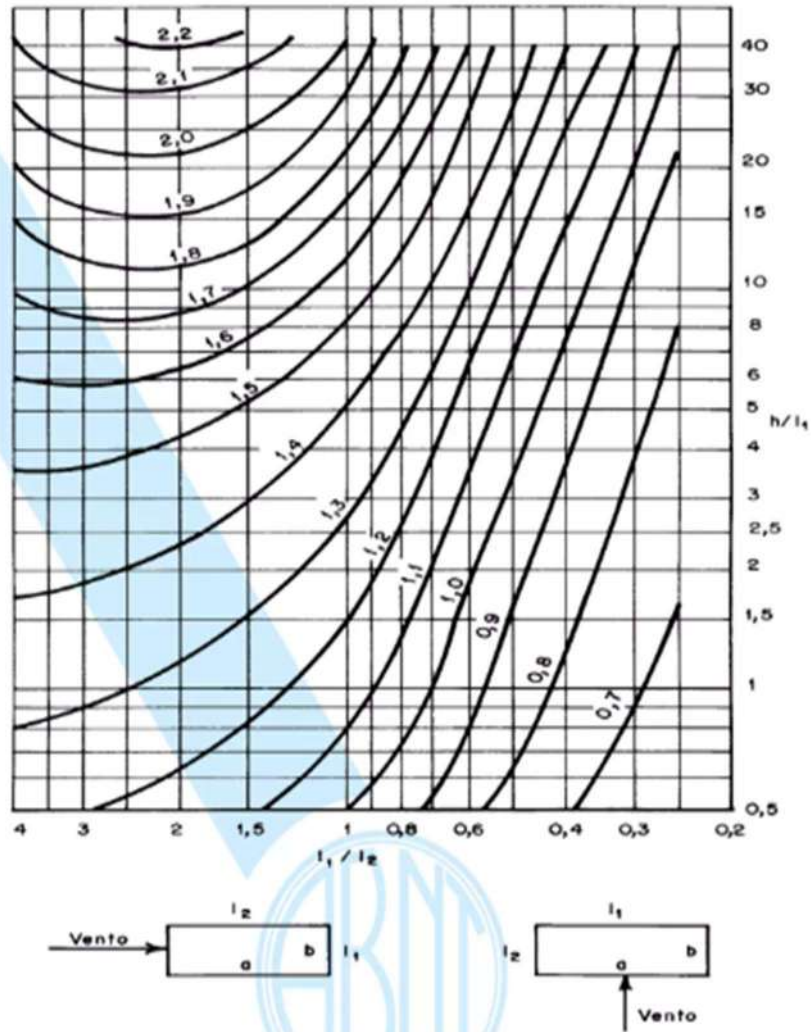


Figura 12. Coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência

Fonte: NBR 6123 (2023)

A partir da NBR 6123(2023) foi calculado o coeficiente de arrasto:

$$H1/L1 = 21,50/50,00 = 0,43 \text{ (adotado } 0,5)$$

$$L1/L2 = 50,00/24,00 = 2,08$$

O valor obtido pelo ábaco (figura 10) para o coeficiente de arrasto (C_a) é igual a 1,00.

É importante citar que a força de arrasto foi dividida por 6 pórticos, pois estes estão em paralelo. A largura da edificação considerada no cálculo da área efetiva foi de 50 m, obtida a partir do número de vãos entre os pórticos transversais.

Considerando que a estrutura é composta por 6 pórticos espaçados em 10 m, tendo um total de 5 vãos, a largura total fica em um total de 50m. Essa dimensão corresponde à largura da fachada perpendicular à direção do vento, sendo utilizada no cálculo da área efetiva (A_e).

Posteriormente, a força total de arrasto obtida na edificação, foi dividida entre os 6 pórticos, para obter uma distribuição uniforme das ações horizontais. A Figura 13 e a Tabela 3 indicam as ações de vento:

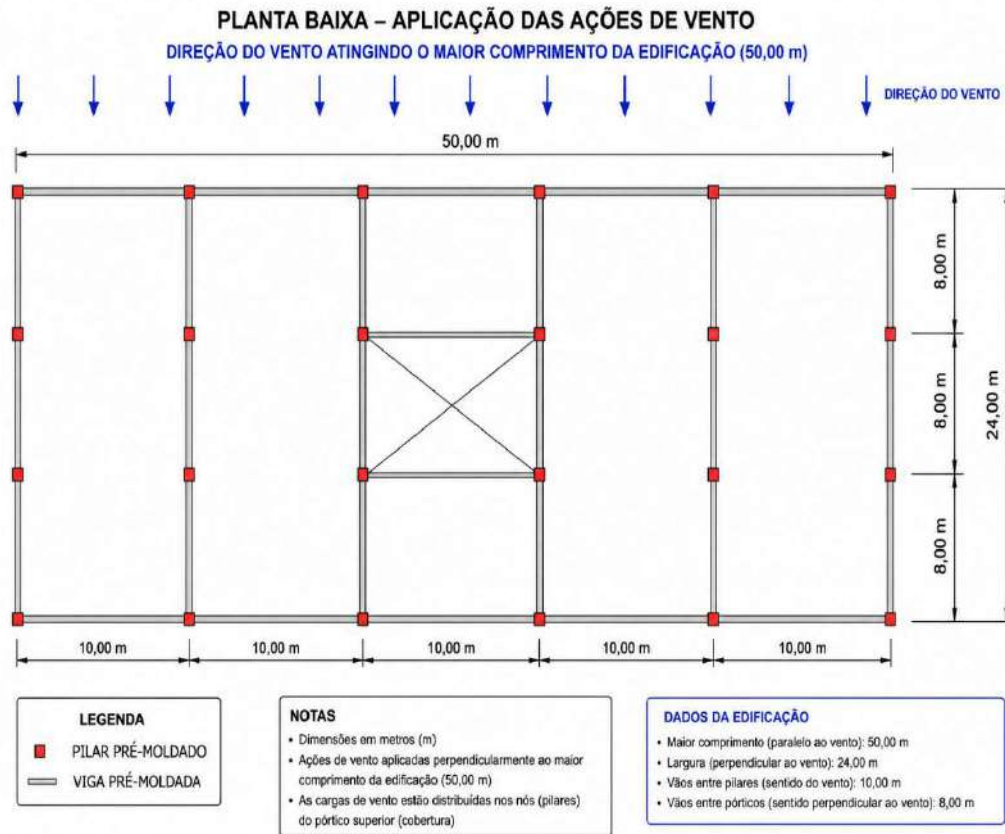


Figura 13. Aplicação das ações do vento
Fonte: Própria Autoria (2026)

Tabela 3. Dados da carga de vento

Pavto	H (m)	S2	Vk (m/s)	q (kN/m ²)	Ae (m ²)	Altura de influência (m)	Fa (kN)	Por Pórtico Fa/6
1	4,00	1,06	42,40	1,10	187,50	3,75	206,63	34,44
2	7,50	1,10	44,00	1,19	175,00	3,50	207,68	34,61
3	11,00	1,10	44,00	1,19	175,00	3,50	207,68	34,61
4	14,50	1,13	45,20	1,25	175,00	3,50	219,17	36,53
5	18,00	1,13	45,20	1,25	175,00	3,50	219,17	36,53
Cobertura	21,50	1,15	46,00	1,30	87,50	1,75	113,50	18,92

Fonte: Própria autoria (2026)

A ação do vento em edificações representa um carregamento perpendicular distribuído ao longo da altura da estrutura, sendo normalmente representada por pressões aplicadas sobre a superfície externa, conforme preconizado pela NBR 6123. No entanto, para fins de análise estrutural em programas computacionais, especialmente os que se baseiam em métodos matriciais, a representação de carregamentos distribuídos é adaptada.

No presente trabalho, a ação do vento foi modelada por meio da simplificação do carregamento distribuído em razão das forças horizontais do vento, presentes nos pavimentos. Esse procedimento consiste na transformação da carga distribuída em um conjunto de forças nodais equivalentes, mantendo a equivalência estática do sistema estrutural, ou seja, preservando a resultante e os momentos produzidos pelo carregamento original.

Esse modelo de abordagem é comumente utilizado em análises estruturais, nas quais carregamentos distribuídos são convertidos em vetores de forças nodais equivalentes para viabilizar a solução das equações de equilíbrio do sistema. Conforme destacado por COOK et al. (2001), as cargas distribuídas podem ser representadas por forças nodais equivalentes, sendo assim, garantindo uma correta reprodução dos efeitos estruturais. De forma complementar, SMITH, GRIFFITHS e MARGETTS (2013) reforçam que a discretização de carregamentos contínuos em forças aplicadas em nós, é um procedimento padrão na formulação matricial, sendo válido para análise de estruturas reticuladas.

Dessa forma, a aplicação de forças horizontais concentradas em cada nível da estrutura representa uma aproximação adequada para a análise global do edifício, especialmente no que se refere à avaliação da estabilidade global e dos deslocamentos laterais.

O pórtico com as cargas de ventos aplicadas em pontos nodais, está representado pela Figura 14.

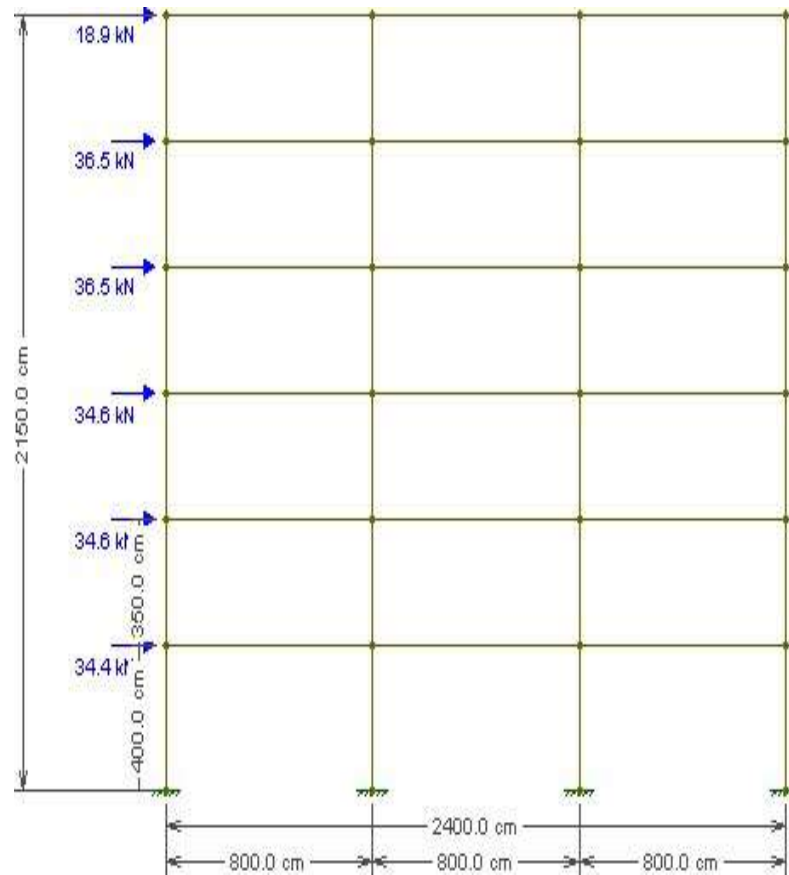


Figura 14. Planta simplificada do edifício
Fonte: Própria autoria (2026)

4.2.3 Momento de tombamento

O momento de tombamento sintetiza o efeito global das ações horizontais na estrutura, sendo um parâmetro fundamental para a avaliação do equilíbrio global (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014). Sua magnitude influencia diretamente os deslocamentos laterais da estrutura. Portanto, a suscetibilidade da estrutura a esses efeitos depende também de características particulares, como rigidez e esbeltez, conforme os critérios de avaliação de estabilidade global estabelecidos pela NBR 6118:2023. O momento de tombamento foi determinado a partir do somatório dos momentos das forças horizontais atuantes em cada pavimento, considerando-se o produto entre a força de arrasto do vento em cada nível e sua respectiva altura em relação à base da estrutura, conforme a expressão:

$$M_t = \sum (F_i \cdot z_i)$$

Onde:

F_i = Força horizontal;

Z_i = distância/altura (m).

Na Tabela 4 se encontra os valores do momento de tombamento encontrados a partir da fórmula:

Tabela 4. Momento de tombamento

Fa (kN)	Fa Por Pórtico	Altura de cada pilar (m)	$F_i \cdot Z_i$ (kN.m)
206,6	34,44	4,0	137,8
207,7	34,61	7,5	259,6
207,7	34,61	11,0	380,8
219,2	36,53	14,5	529,7
219,2	36,53	18,0	657,5
113,5	18,92	21,5	406,7
			$\Sigma = 2372,0$

Fonte: Própria autoria (2026)

5 Cargas verticais

As cargas verticais que atuam em uma estrutura, possuem influência direta na análise de estabilidade global de edifícios, pois representam uma certa determinação do comportamento estrutural, em relação às ações de cargas horizontais, como por exemplo o vento. Essas cargas verticais, compostas predominantemente por ações permanentes e variáveis, são responsáveis pela geração de esforços normais nos elementos estruturais verticais, especialmente nos pilares, afetando tanto a rigidez quanto a segurança da estrutura (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Um dos principais aspectos a serem considerados devido à relevância das cargas verticais, é a consideração dos efeitos de segunda ordem. Esses efeitos ocorrem pela interação entre os esforços normais e os deslocamentos laterais da estrutura, resultando em acréscimos de momentos fletores, definidos como “P- Δ ”. Nesse contexto, quanto maiores forem as cargas verticais atuantes, maior será a intensificação desses efeitos, podendo comprometer a estabilidade global caso não sejam devidamente considerados (ABNT NBR 6118:2023).

As cargas verticais também atuam de forma a favorecer à estabilidade da estrutura em geral, pois atuam como forças estabilizantes em relação ao momento de tombamento da estrutura. Ao gerar um momento resistente que se opõe ao momento de tombamento provocado

por ações horizontais, essas cargas aumentam a segurança global do edifício, especialmente em estruturas esbeltas e mais suscetíveis a deslocamentos laterais significativos (CHING; ONOUYE; ZUBERBUHLER, 2014).

Dessa forma, observa-se que as cargas verticais possuem uma atuação em duas vias na estabilidade global, ao mesmo tempo que intensificam os efeitos de segunda ordem, também contribuem para o aumento da resistência ao tombamento. Essa dualidade exige uma avaliação criteriosa no processo de análise estrutural, a fim de garantir que ambos os efeitos sejam adequadamente dimensionados e considerados.

A NBR 6118:2023 determina que a verificação da estabilidade global, deve considerar os efeitos de segunda ordem, podendo ser realizada por meio de parâmetros simplificados, como o coeficiente γ_z . A correta consideração das cargas verticais nas combinações de ações é indispensável para a representação fiel do comportamento estrutural e para a garantia da segurança da edificação.

Dessa forma, este trabalho calculou as cargas verticais atuantes na estrutura.

5.1 Especificação da Laje

Foi considerado na edificação o sistema de laje alveolar protendida, que são comumente como sistemas de piso em edificações pré-moldadas, em função de sua elevada eficiência estrutural, rapidez de execução e capacidade de vencer grandes vãos (COSTA, 2023).

O peso próprio da laje alveolar protendida foi adotado como $2,5 \text{ kN/m}^2$, valor compatível com elementos pré-moldados com altura aproximada de 20 cm e geometria alveolar típica, considerando a redução de material devido à presença de vazios internos, conforme prática corrente de projeto e literatura técnica. A determinação do peso específico do concreto seguiu as recomendações da NBR 6118:2023.

A figura 15 esquematiza a consideração dessas cargas na laje alveolar protendida:

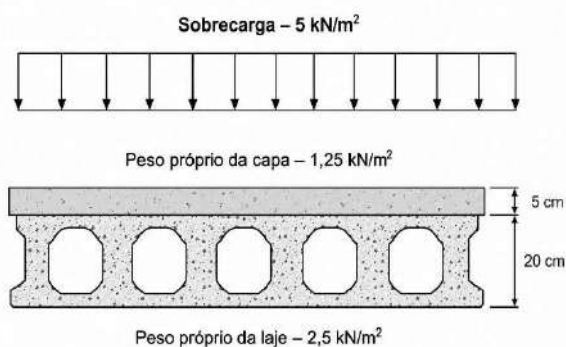


Figura 15. Sistema de piso com laje alveolar protendida

Fonte: Adaptado de literatura técnica.

5.2 Cargas Permanentes

As cargas permanentes são fundamentais em análises de estabilidade global, pois contribuem simultaneamente para o aumento dos esforços de segunda ordem (efeito P- Δ), e para a resistência ao tombamento da estrutura, sendo indispensáveis nas verificações normativas conforme a ABNT NBR 6118:2023. Para os cálculos, o peso específico do concreto foi considerado igual a 25kN/m³.

- Peso próprio da viga de seção 40x60 cm (carga distribuída linearmente):

$$g_1 = 0,4 \text{ m} * 0,6 \text{ m} * 25,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 6,0 \text{ kN/m}$$

- Peso próprio da laje alveolar:

Considerando largura de influência de 10 m (distância entre pórticos):

$$g_2 = 10,0 \text{ m} * 2,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 25,0 \text{ kN/m}$$

- Peso próprio da capa de concreto sobre laje:

$$g_3 = 10,0 \text{ m} * 1,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 12,5 \text{ kN/m}$$

- Pilares de seção 50x50 cm – cargas concentradas nos nós do pórtico (peso próprio de um volume de concreto):

$$g_4 = 3,5 \text{ m} * 0,5 \text{ m} * 0,5 \text{ m} * 25,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 21,875 \text{ kN}$$

Para o pavimento térreo com altura de 4,0 m:

$$g_4' = 4,0 \text{ m} * 0,5 \text{ m} * 0,5 \text{ m} * 25,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 25,0 \text{ kN}$$

5.2.1 Sobrecarga

As cargas acidentais foram adotadas conforme a ABNT NBR 6120, considerando uma sobrecarga de utilização de 5kN/m². Para aplicação no modelo estrutural, as cargas superficiais foram convertidas em cargas lineares atuantes nas vigas, considerando a largura de influência de 10,0 m

$$q = 10,0 \text{ m} * 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 50,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Na cobertura (6º pavimento) não deve ser considerado o peso próprio dos pilares e considera-se apenas metade da sobrecarga total.

$$q = \frac{50}{2} = 25,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

5.2.2 Cálculo das Cargas Permanentes

Para o cálculo das cargas, foi considerando a largura perpendicular ao vento de 24m.

- Cargas Permanentes no pavimento tipo:

$$P_g = 24,0 * (g_1 + g_2 + g_3) + (4 * g_4)$$

$$P_{g(\text{exceto } 1^\circ \text{ pavto})} = 24,0 * (6,0 + 25,0 + 12,5) + (4 * 21,875) = 1131,5 \text{ kN}$$

$$P_{g(1^\circ \text{ pavto})} = 24,0 * (6,0 + 25,0 + 12,5) + (4 * 25,0) = 1144,0 \text{ kN}$$

- Cargas Permanentes na cobertura:

$$P_g = 24,0 * (g_1 + g_2 + g_3)$$

$$P_g = 24,0 * (6,0 + 25,0 + 12,5) = 1044,0 \text{ kN}$$

- Carga Acidental no pavimento tipo:

$$P_q = 24,0 * q$$

$$P_q = 24,0 * 50,0 = 1200 \text{ kN}$$

- Carga Acidental na cobertura:

$$P_q = 24,0 * \frac{q}{2}$$

$$P_q = 24,0 * \frac{50}{2} = 600 \text{ kN}$$

Tabela 5. Cargas verticais atuantes no edifício

Pavimento	Carga Permanente P_g (kN)	Carga Acidental P_q (kN)
1º Pavimento	1144,0	1200,0
Pavimento Tipo	1131,5	1200,0
Cobertura	1044,0	600,0

Fonte: Própria autoria (2026)

As cargas verticais obtidas foram posteriormente distribuídas nos nós do pórtico analisado, através do Ftool, convertendo as cargas distribuídas em forças nodais equivalentes, garantindo compatibilidade com o modelo de análise estrutural adotado.

6 ANÁLISE ESTRUTURA RÍGIDA

A análise da estrutura rígida foi realizada admitindo-se que as ligações viga-pilar possuem comportamento rígido, garantindo a continuidade total das rotações entre os elementos estruturais. Essa parametrização define que não há deformações significativas nas conexões, resultando em uma maior rigidez global do sistema.

6.1 Consideração de não linearidade física e momento negativo

Para a determinação dos esforços solicitantes, foi considerada uma ação variável de uso de 5,0 kN/m², aplicada sobre a laje e transferida à viga por meio de uma largura de influência de 10,0 m. Dessa forma, a carga superficial foi convertida em carga distribuída linear atuante na viga, resultando em $q=50,0\text{kN/m}$, conforme mostrado na figura 16:

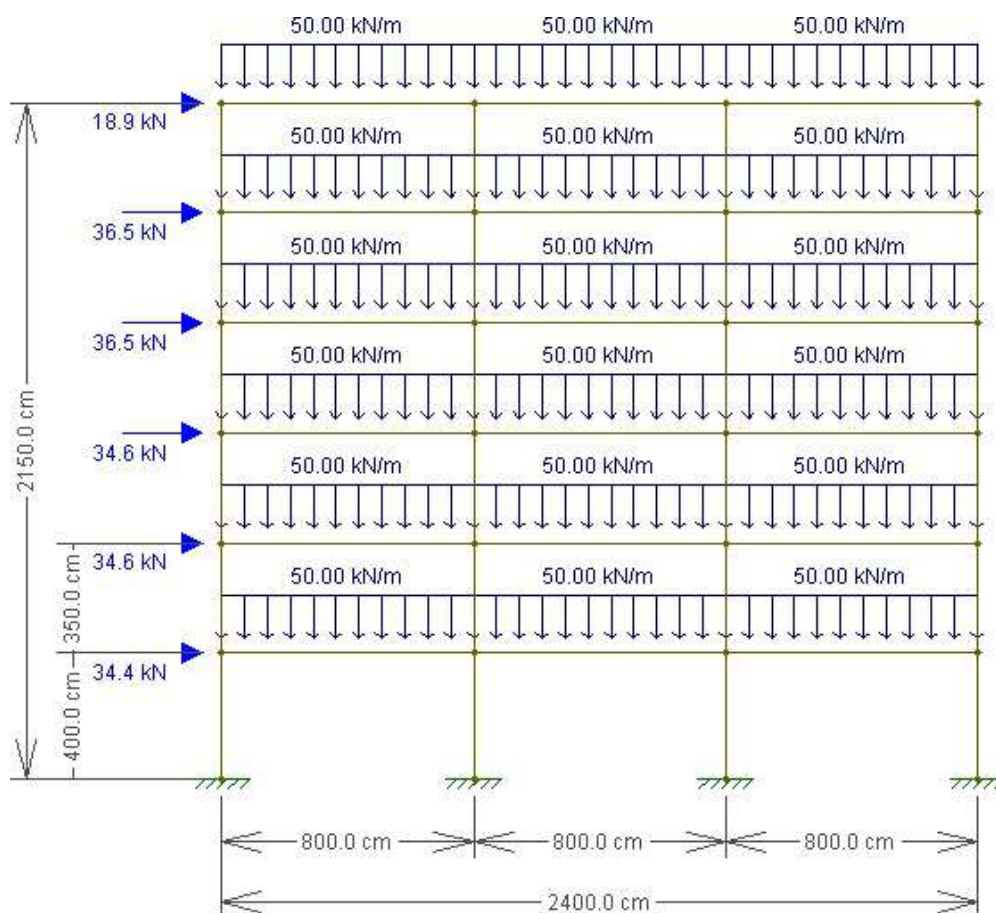


Figura 16. Esquema estrutural para encontrar momentos
 Fonte: Própria autoria (2026)

Para consideração da não linearidade física da estrutura, adotou-se a redução da rigidez dos elementos estruturais conforme especificações presentes na NBR 6118:2023, que permite a utilização de rigidez reduzida para simular o comportamento fissurado do concreto.

Dessa forma, adotou-se, de forma simplificada e conforme prática consagrada na literatura técnica, a rigidez dos pilares igual a $0,7EI$, valor amplamente utilizado em análises globais de estabilidade.

Para a determinação dos momentos fletores negativos utilizados no dimensionamento das vigas, foi adotado uma redução adicional da rigidez flexional, considerando-se o valor de $0,35EI$.

Nessas regiões, a presença predominante de esforços de tração no concreto promove a formação de fissuras, reduzindo significativamente a rigidez à flexão do elemento. Dessa forma, a adoção de uma inércia reduzida permite uma estimativa mais conservadora dos momentos fletores.

Esse procedimento está em acordo com a NBR 6118:2023, que admite a consideração de rigidezes efetivas reduzidas para representação da não linearidade física, bem como na literatura técnica, que destaca a redução da rigidez em elementos fissurados como fator relevante na redistribuição de esforços (EL DEBS, 2017). A figura 17 demonstra os resultados obtidos:

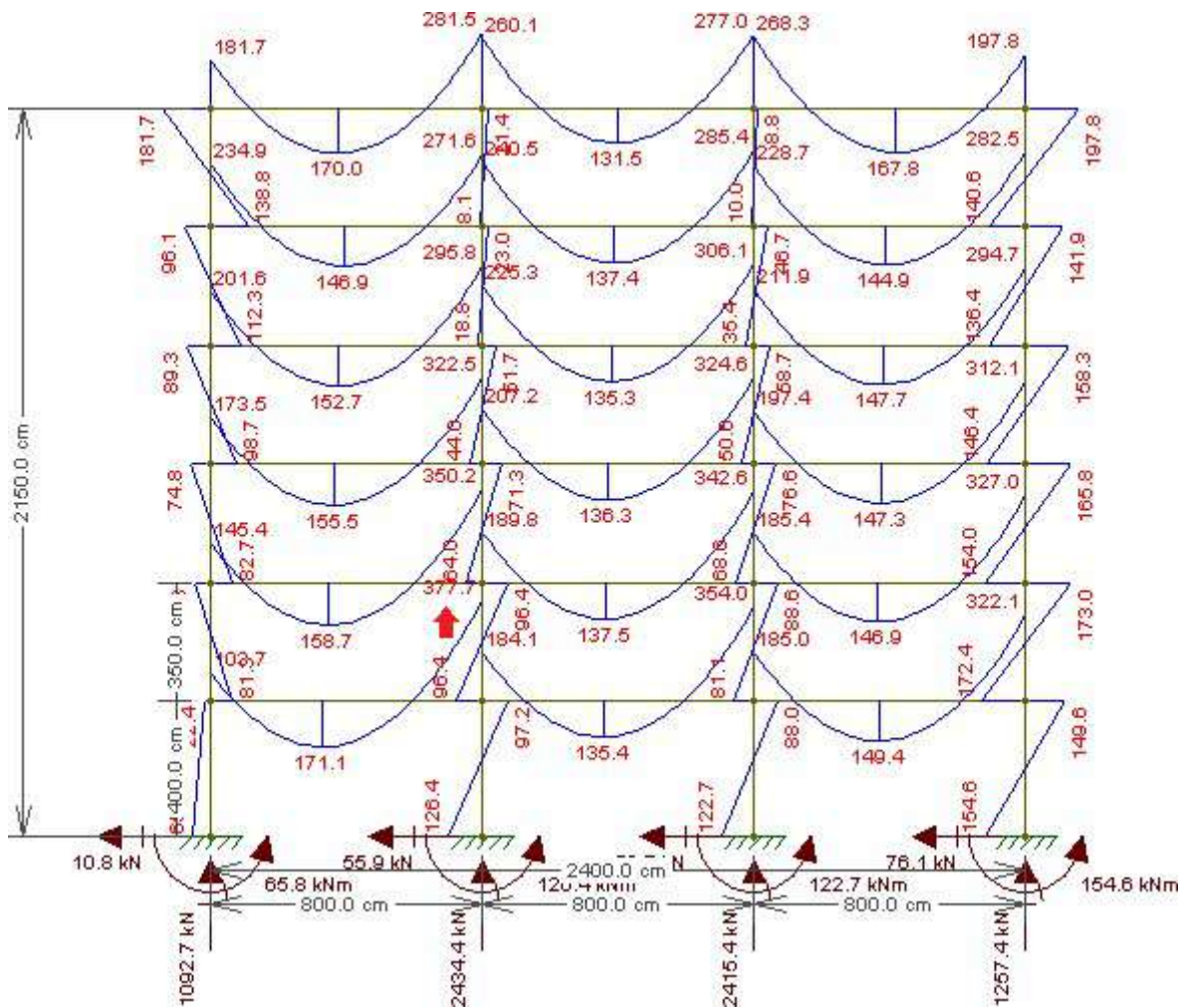


Figura 17. Configuração de momentos com 0,35EI para vigas
Fonte: Própria autoria (2026)

A partir da análise, foi obtido o diagrama de momentos fletores, sendo o valor máximo negativo no apoio da viga igual a 377,70 kNm. Sendo assim, o momento solicitante elástico de projeto é $M_{sd} = 377,70 \text{ kN.m}$

7 ANÁLISE ESTRUTURA SEMIRRÍGIDA

A análise da estrutura semirrígida foi realizada considerando a influência da flexibilidade das ligações viga-pilar, conforme os critérios estabelecidos pela NBR 9062. Diferentemente do modelo monolítico, no qual as ligações são idealizadas como perfeitamente rígidas, o comportamento semirrígido admite rotações relativas nas conexões, reduzindo a rigidez global da estrutura.

7.1 Cálculo da armadura negativa necessária

A partir do diagrama de momentos fletores obtido para a estrutura, verifica-se que o momento solicitante elástico na ligação viga-pilar é igual a $M_{Sd} = 377,70 \text{ kN. m}$.

Para o dimensionamento da armadura negativa na região da ligação, adota-se a utilização de barras longitudinais com diâmetro de 25 mm, cuja área equivalente por barra é $A_{sw} = 5 \text{ cm}^2$.

$$d = h_{viga} + h_{laje} + h_{capa} - C_{nom}$$
$$d = 60 + 20 + 5 - 3 = 82 \text{ cm} = 0,82 \text{ m}$$

Em seguida é possível realizar o cálculo da armadura negativa necessária na ligação:

$$A_s = \frac{M_d}{0,9 * f_{yd} * d}$$

Onde:

A_s = Área de armadura (cm^2);

M_d = Momento de cálculo (kN.cm);

f_{yd} = Resistência de cálculo do aço – Aço CA-50 (Mpa);

d = Altura útil da viga (cm);

$$A_s = \frac{37770}{0,9 * 50 * 82} \approx 10,2 \text{ cm}^2$$

Foram consideradas 3 barras de 25 mm de diâmetro, totalizando uma área de aço de 15 cm^2 .

7.2 Momento-Limite de Escoamento

O momento-limite de escoamento (M_y) representa o valor do momento fletor a partir do qual a armadura longitudinal atinge a tensão de escoamento, caracterizando o início do comportamento plástico da seção.

Esse parâmetro é de suma importância na definição da rigidez à rotação da ligação viga-pilar, delimitando a transição entre o comportamento aproximadamente linear e o regime não linear da ligação.

A partir do momento de escoamento, a capacidade de transmissão de momentos passa a depender da deformação da armadura, resultando em redução da rigidez e aumento das rotações na ligação.

$$M_{y,lim} = 0,9 * A_s * f_{yd} * d$$

Onde:

$M_{y,lim}$ = Momento resistente limite;

A_s = Área de armadura (cm²);

f_{yd} = Resistência de cálculo do aço – Aço CA-50 (Mpa);

d = Altura útil da viga (cm);

$$M_{y,lim} = 0,9 * 15 * 50 * 0,82 = 553,50 \text{ kN.m}$$

De acordo com a NBR 9062, a razão entre o momento solicitante elástico de projeto e o momento limite de escoamento deve obedecer a relação:

$$\frac{M_{sd,rig}}{M_{y,lim}} \leq 0,85$$

$$\frac{377,70}{553,50} = 0,68 < 0,85$$

Conclui-se que não haverá escoamento da armadura negativa, o dispositivo de continuidade na ligação permanece em regime elástico de tensões para qualquer combinação de ações no ELU.

Assim, pode-se continuar a análise do pórtico para se determinar a porcentagem de engastamento nas ligações semirrígidas.

7.3 Rigidez Secante

Para a avaliação da rigidez rotacional de ligações semirrígidas com armadura de continuidade, a NBR 9062 estabelece que a rigidez secante pode ser determinada por:

$$R_{sec} = \frac{k * A_s * E_s * d^2}{L_{ed}}$$

Onde:

R_{sec} = rigidez secante da ligação (kN·m/rad);

k = coeficiente de ajuste da rigidez (adimensional, fornecido pela norma – Tipologia 1, para “La” que representa distância da face do pilar até o centro de rotação no consolo que possui 30 cm de comprimento);

A_s = área de armadura de continuidade (cm²)

E_s = módulo de elasticidade do aço (kN/cm²)

d = altura útil da seção (cm);

L_{ed} = comprimento efetivo de deformação da armadura (cm).

$$R_{sec} = \frac{0,75 * 15 * 21000 * 82^2}{78} \approx 2,035 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{cm/rad} \approx 203,50 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$$

A rigidez secante da ligação foi determinada conforme a ABNT NBR 9062, considerando o comportamento da armadura de continuidade e seu comprimento efetivo de deformação. Substituindo-se os valores adotados no projeto, obteve-se $R_{sec} = 203,50 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$

Este valor representa a rigidez rotacional efetiva da ligação viga–pilar e será utilizado na determinação do grau de engastamento parcial da estrutura e na redistribuição dos momentos fletores.

7.4 Fator de restrição à rotação

O fator de restrição à rotação (α_R) das ligações viga-pilar é determinado com base na rigidez relativa entre os elementos conectados, conforme expressão apresentada na NBR 9062:

$$\alpha_R = \left[\frac{1 + 3(EI)_{sec}}{R_{sec} * L_{ef}} \right]^{-1}$$

Onde:

α_R = fator de restrição à rotação;

$(EI)_{sec}$ = rigidez secante da viga;

R_{sec} = rigidez secante da ligação ($kN \cdot cm/rad$);

L_{ef} = comprimento efetivo da viga (cm).

$$\alpha_R = \left[\frac{1 + 3 * (7,08 \times 10^9)}{(2,04 \times 10^7) * 720} \right]^{-1} = 0,69$$

7.5 Fator de engastamento parcial

O fator de engastamento parcial (γ_{EP}) é definido pela NBR 9062 como uma classificação das ligações, para aplicação nos métodos analíticos de redistribuição de momentos. A relação matemática entre o fator de engastamento γ_{EP} e o fator de restrição α_R vem das equações de equilíbrio de rotação de uma viga com restrições elásticas nas extremidades, expressa pela seguinte Equação:

$$\gamma_{EP} = \frac{3 * \alpha_R}{2 + \alpha_R}$$

Onde:

α_R = fator de restrição à rotação.

$$\gamma_{EP} = \frac{3 * 0,69}{2 + 0,69} = 0,77$$

De acordo com a NBR 9062, este fator permite enquadrar a ligação em três grandes domínios de comportamento estrutural:

- Articulada: $\gamma_{EP} \leq 0,15$
- Semirrígida: $0,15 < \gamma_{EP} < 0,90$
- Rígida: $\gamma_{EP} \geq 0,90$

Sendo assim conclui-se que a ligação atual analisada se encontra em domínio semirrígido.

7.6 Coeficiente de modificação da rigidez

Para a transposição do comportamento semirrígido real da ligação para os softwares de análise estrutural global (que muitas vezes operam apenas com nós rigidamente conectados ou perfeitamente articulados), utiliza-se o coeficiente de modificação da rigidez (γ_{mod}).

$$\gamma_{mod} = \frac{\alpha_R}{2 - \alpha_R}$$

Onde:

γ_{mod} = coeficiente de modificação da rigidez;

α_R = fator de restrição à rotação.

$$\gamma_{mod} = \frac{0,69}{2 - 0,69} = 0,53$$

O coeficiente γ_{mod} foi aplicado como um fator de modificação da rigidez das vigas, sendo utilizado na multiplicação do momento de inércia (EI). Com a inércia modificada ($EI \cdot \gamma_{mod}$), tem-se uma nova distribuição de esforços internos, especialmente dos momentos fletores, mais compatível com o comportamento real da estrutura semirrígida.

8 MODELAGEM DA ESTRUTURA SEMIRRÍGIDA

A modelagem da estrutura semirrígida foi realizada seguindo os seguintes procedimentos listados nos tópicos abaixo.

8.1 Ajuste da rigidez das vigas no Ftool

A consideração do comportamento semirrígido das ligações pode ser realizada por meio da utilização de uma rigidez equivalente na análise estrutural global. De acordo com a NBR 9062:2022, é permitida a utilização da rigidez secante da ligação para representar seu comportamento na análise linear aproximada. Dessa forma, a influência da ligação pode ser incorporada ao modelo estrutural por meio da modificação da rigidez à flexão dos elementos conectados, resultando em uma rigidez equivalente reduzida. Esse procedimento é amplamente adotado na literatura técnica para representar o comportamento intermediário entre ligações rígidas e articuladas, permitindo avaliar de forma mais realista a redistribuição de esforços e deslocamentos na estrutura.

Sendo assim, o coeficiente de modificação da rigidez (γ_{mod}) é utilizado para reduzir a rigidez à flexão da viga, por meio da relação:

$$EI_{mod} = \gamma_{mod} * EI$$
$$EI_{mod} = 0,53 * 7,08 \times 10^9 = 3,75 \times 10^9 \text{ kN} * \text{cm}^2$$

Essa rigidez modificada, reduzida em 53%, foi inserida na matriz de rigidez da estrutura (no Ftool), permitindo a consideração do comportamento semirrígido das ligações. Sendo

assim, obtendo-se uma nova configuração de momentos fletores para a estrutura pré-moldada, equivalente a uma estrutura de comportamento intermediário entre articulado e rígido (semirrígida).

8.2 Ajuste das rigidezes das ligações no Ftool

O ajuste das rigidezes aplicadas nas ligações rígidas e semirrígidas presentes na análise do Ftool, traz como resultado o diagrama de momentos fletores obtido após a multiplicação da inércia das vigas pelo γ_{mod} . A aplicação do multiplicador γ_{mod} na inércia das vigas se baseia como um recurso de modelagem por rigidez equivalente. Em estruturas pré-moldadas, a flexibilidade decorrente do comportamento semi-rígido das conexões viga-pilar altera diretamente a linha elástica da viga. Dessa forma, o elemento horizontal reproduz de maneira satisfatória o acréscimo de deslocamentos e a redistribuição de momentos fletores preconizados pelos critérios de engastamento parcial da NBR 9062, sem a necessidade de introdução de elementos de complexos (molas) no modelo de análise global.

Para a obtenção da configuração real de esforços da estrutura pré-fabricada, foi definido um refinamento na consideração da rigidez flexional dos elementos. Inicialmente, adota-se o parâmetro simplificado de $0,35EI$, conforme recomendações usuais para consideração da não linearidade física do concreto fissurado. Contudo, para aproximar o modelo do comportamento real do sistema, esse parâmetro linear foi substituído pela formulação $\gamma_{mod} * 0,5EI$.

Nessa abordagem, a rigidez base da viga é considerada como $0,5EI$, e corrigida diretamente pelo multiplicador de inércia γ_{mod} . Esse procedimento permite que o software processe a matriz de rigidez global considerando simultaneamente a não-linearidade física do material e a deformabilidade localizada das ligações, conforme os preceitos de restrição à rotação da ABNT NBR 9062. O resultado desse ajuste, traz o diagrama de momentos fletores reais apresentados abaixo, na análise de cada ligação (rígida e semirrígida), garantindo maior precisão no detalhamento estrutural e na verificação dos estados-limites (verificados posteriormente).

8.2.1 Ajuste das rigidezes de ligações semirrígidas

Para encontrar essa nova configuração, além de multiplicar a Inércia por γ_{Mod} ainda deve-se mudar o parâmetro $0,35EI$ para $\gamma_{Mod} * 0,5EI$, para encontrar a configuração real da estrutura pré-moldada com ligações rígidas entre viga-pilar (Figura 18).

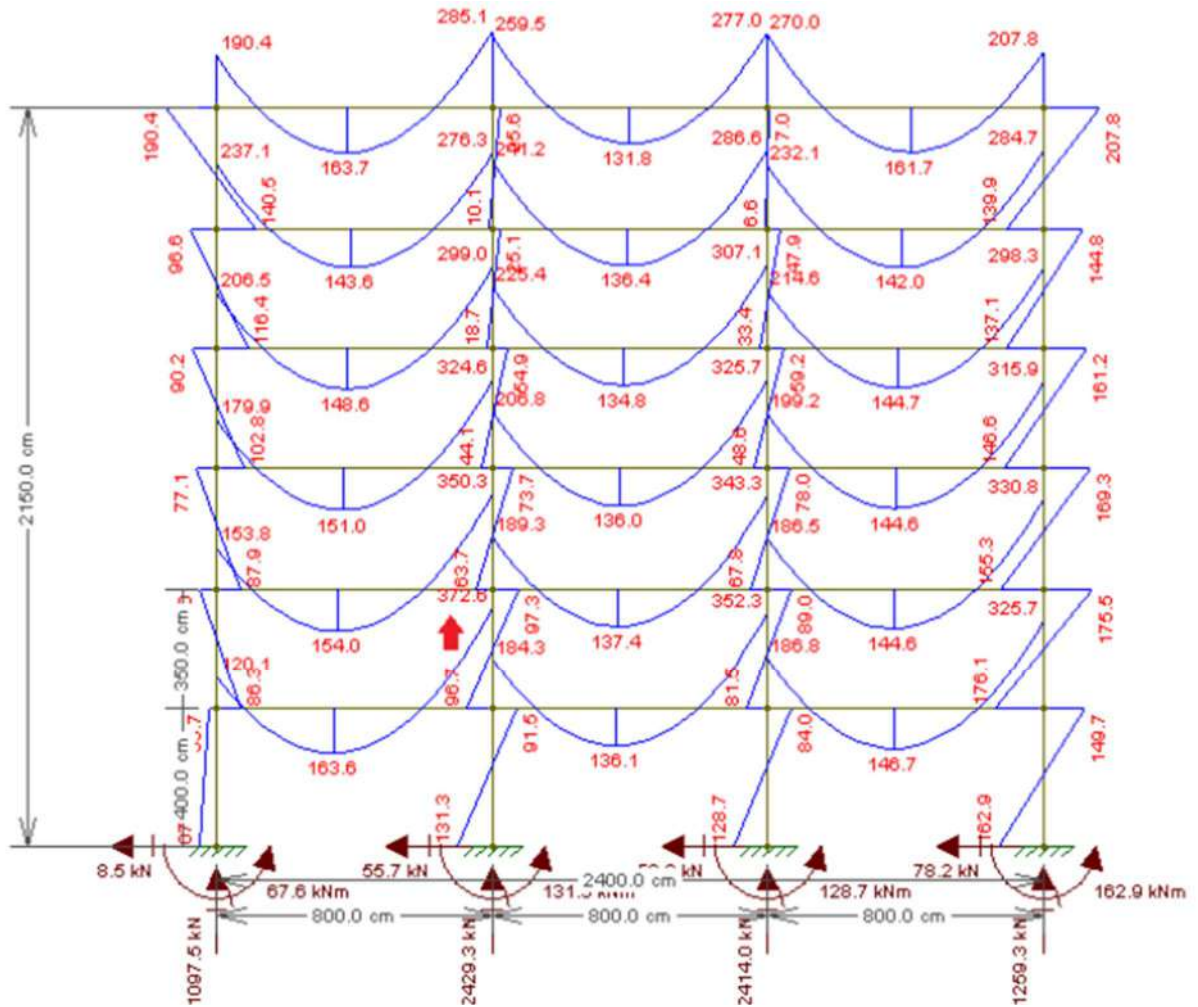


Figura 18. Configuração de momentos com $\gamma_{Mod}0,5*EI$ para vigas

Fonte: Própria autoria (2026)

Para encontrar essa nova configuração, além de multiplicar a Inércia por γ_{Mod} ainda deve-se mudar o parâmetro $0,35EI$ para $\gamma_{Mod}*0,5EI$, encontrando a configuração real da estrutura.

8.2.2 Ajuste das rigidezes de ligações rígidas

O mesmo procedimento anterior foi aplicado na estrutura com ligações semirrígidas entre viga-pilar, mas desconsiderando a multiplicação pelo fator γ_{Mod} (Figura 19).

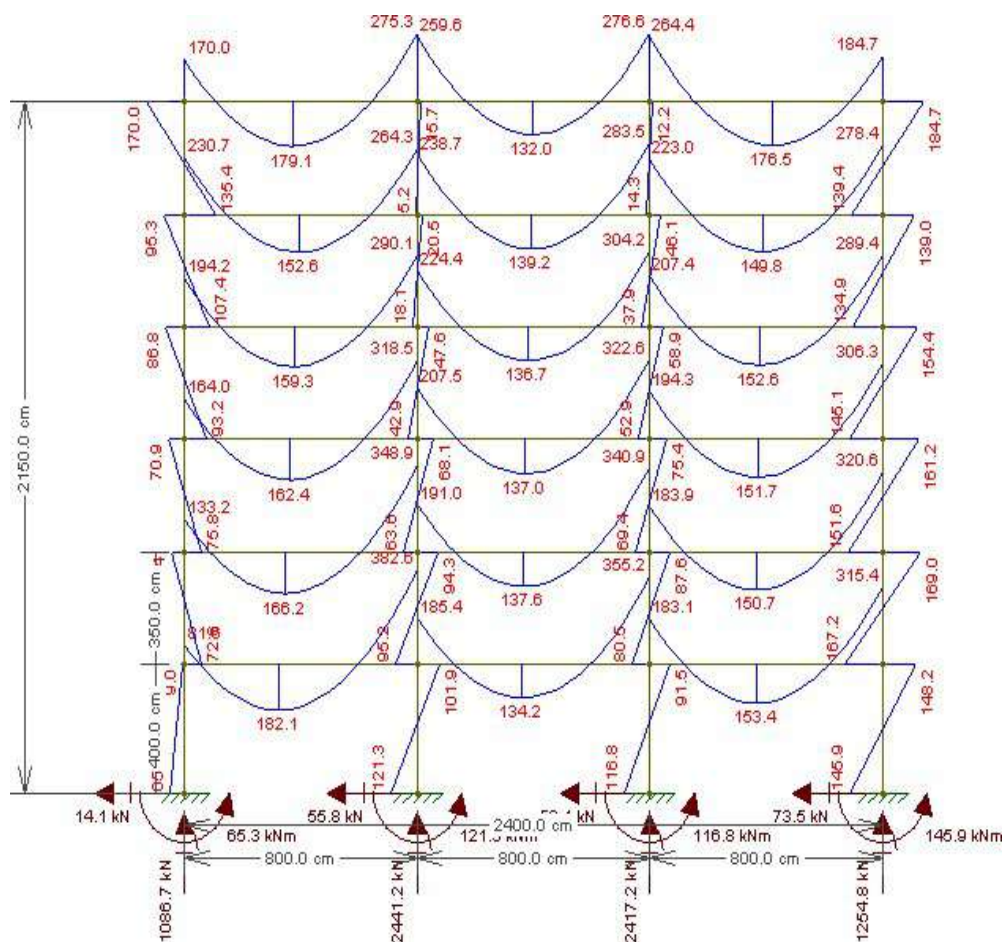


Figura 19. Configuração de momentos com 0,5EI para vigas (estrutura rígida)

Fonte: Própria autoria (2026)

8.3 Comparação de momentos por ligações

Na etapa inicial do projeto, o parâmetro 0,35EI foi utilizado de forma simplificada. Contudo, para a determinação do comportamento real da estrutura pré-fabricada, fez-se necessário aplicar um refinamento analítico, onde a configuração de esforços é determinada pelo parâmetro $\gamma_{Mod} \cdot 0,5EI$.

Para fins de análise comparativa do sistema estrutural, o coeficiente de modificação $\gamma_{Mod} \cdot 0,5EI$, pode ser desconsiderado o que conduz à configuração de momentos para um cenário de uma estrutura totalmente rígida (moldada in loco), sob o parâmetro 0,5EI.

Ao comparar os dois cenários, observa-se que a configuração rígida resulta na transmissão de maiores magnitudes de momentos fletores negativos através das ligações e, conseqüentemente, para a fundação, em relação à estrutura pré-moldada. Esse comportamento decorre diretamente da maior rigidez rotacional das ligações rígidas, enquanto as conexões

semirrígidas apresentam liberação parcial de rotação, conforme os critérios de flexibilidade estabelecidos pela ABNT NBR 9062.

No modelo bidimensional analisado, a transição do comportamento monolítico para o comportamento real da estrutura pré-fabricada é representada por meio da redução da rigidez dos elementos, implementada pela aplicação do coeficiente modificador $\gamma_{Mod} * 0,5EI$.

9 AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL

A estabilidade global da estrutura é avaliada por meio do coeficiente γ_z , que permite mensurar a influência dos efeitos de segunda ordem, que são decorrentes da interação entre esforços verticais e deslocamentos horizontais. A partir dos valores obtidos para cada combinação de carregamento, é feita a verificação conforme os critérios estabelecidos em norma.

Para esse trabalho o cálculo do coeficiente γ_z é realizado para os dois tipos de ligações, onde esses resultados serão posteriormente comparados.

9.1 Determinação do momento de 1º ordem ($M_{1,tot,d}$)

O momento de tombamento de primeira ordem $M_{1,tot,d}$ é obtido pela soma dos momentos gerados por todas as forças horizontais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, em relação à base (nível de fundação), conforme a expressão:

$$M_{1,tot,d} = \sum H_{vi} \cdot h_i$$

Onde:

- H_{vi} = força horizontal de cálculo atuante no nível i , proveniente das ações laterais (como vento);
- h_i = altura do ponto de aplicação da força $H_{v,i}$ em relação à base da estrutura.

Para a determinação de $M_{1,tot,d}$, as forças horizontais $H_{v,i}$ devem ser obtidas a partir das combinações de carregamento de cálculo, considerando todos os níveis da estrutura. O somatório deve ser realizado de forma consistente com o mesmo modelo estrutural adotado na

análise de primeira ordem, garantindo coerência entre os esforços e os deslocamentos utilizados no cálculo do coeficiente γ_z .

9.2 Determinação do momento de 2º ordem ($\Delta M_{tot,d}$)

O momento adicional de segunda ordem $\Delta M_{tot,d}$ é determinado a partir dos efeitos globais do tipo P- Δ , considerando a atuação das forças verticais combinadas com os deslocamentos horizontais obtidos na análise de primeira ordem. Sua expressão é dada por:

$$\Delta M_{tot,d} = \sum_i^n (1,4 \cdot P_{gi} + 1,4 \cdot P_{qi}) \cdot \delta_{hi}$$

Onde:

- P_{gi} : parcela de carga permanente atuante no nível i ;
- P_{qi} : parcela de carga variável atuante no nível i ;
- δ_{hi} : deslocamento horizontal do nível i , obtido na análise de primeira ordem;
- n : número total de níveis considerados na estrutura.

O termo $\Delta M_{tot,d}$ representa o acréscimo de momentos devido aos efeitos de segunda ordem global, resultantes da interação entre as cargas verticais e os deslocamentos laterais da estrutura. Esse efeito tende a amplificar os esforços solicitantes, sendo fundamental na verificação da estabilidade global.

9.3 Cálculo do coeficiente de estabilidade global (γ_z)

O coeficiente de estabilidade global γ_z é utilizado para avaliar a influência dos efeitos de segunda ordem na estrutura, sendo determinado a partir da relação entre o momento adicional de segunda ordem e o momento de primeira ordem:

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

Onde:

- $M_{1,tot,d}$: corresponde ao momento de tombamento da estrutura, obtido pela soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

- $\Delta M_{tot,d}$: representa a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada (com seus valores de cálculo), pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos a partir da análise de primeira ordem.

A configuração estrutural utilizada é demonstrada na figura 20:

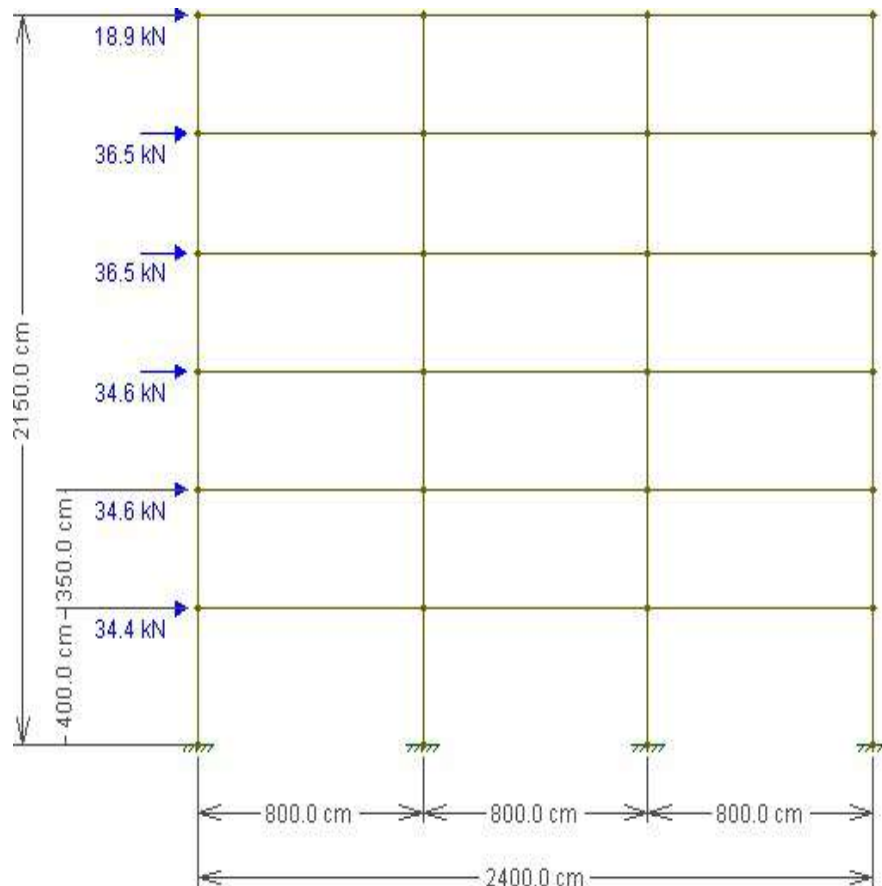


Figura 20. Esquema estrutural para encontrar os deslocamentos horizontais
Fonte: Própria autoria (2026)

A Tabela 6 abaixo apresenta os valores dos momentos adicionais de segunda ordem, obtidos a partir das cargas verticais e dos deslocamentos horizontais da estrutura rígida, considerando a rigidez equivalente de $0,5EI$:

Tabela 6. Momento devido à carga vertical e o deslocamento ao vento (rígida 0,5EI)

Pavto	Peso (kN)	Coef.	dhi (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)	Hvi (kN)	hi (m)	M1,tot,d (kN.m)
1	2344,0	1	0,311	7,29	34,44	4,00	137,8
2	2331,5	1	0,581	13,55	34,61	7,50	259,6
3	2331,5	1	0,795	18,54	34,61	11,00	380,7
4	2331,5	1	0,951	22,17	36,53	14,50	529,7
5	2331,5	1	1,048	24,43	36,53	18,00	657,5
Cobertura	1644,0	1	1,088	17,89	18,92	21,50	406,8
			Σ	103,87		Σ	2372,1

Fonte: Própria autoria (2026)

A partir desses resultados, determina-se o coeficiente γ_z , conforme apresentado na Tabela 7.

Verifica-se que, para a estrutura rígida, $\gamma_z < 1,10$, indicando que os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados na análise global.

Tabela 7. γ_z da estrutura rígida (0,5*EI)

$\Delta M_{1,av}$ kN*m	$\Delta M_{tot,d}$ kN*m	γ_z
2372,0	103,9	1,05

Fonte: Própria autoria (2026)

Para a estrutura semirrígida, os deslocamentos horizontais são apresentados na tabela 8:

Tabela 8. Momento devido à carga vertical e o deslocamento ao vento (estrutura semirrígida $\gamma_{Mod} * 0,5EI$)

Pavto	Peso (kN)	Coef.	dhi (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)	Hvi (kN)	hi (m)	M1,tot,d (kN.m)
1	2344,0	1	0,380	8,91	34,44	4,00	137,8
2	2331,5	1	0,746	17,39	34,61	7,50	259,6
3	2331,5	1	1,080	25,18	34,61	11,00	380,7
4	2331,5	1	1,310	30,54	36,53	14,50	529,7
5	2331,5	1	1,450	33,81	36,53	18,00	657,5
Cobertura	1644,0	1	1,510	24,82	18,92	21,50	406,8

□	140,65	S	2372,1
---	---------------	----------	---------------

Fonte: Própria autoria(2026)

Considerando a estrutura como semirrígida, aplicando o parâmetro $\gamma_{Mod} \cdot 0,5EI$, é possível encontrar a o parâmetro γ_z , dado pela tabela 9 a seguir:

Tabela 9. γ_z da estrutura semirrígida ($\gamma_{Mod} \cdot 0,5EI$)

$\Delta M_{1,av}$ kN*m	$\Delta M_{tot,d}$ kN*m	γ_z
2372,0	140,7	1,06

Fonte: Própria autoria (2026)

Verifica-se que $\gamma_z < 1,10$.

Percebe-se que a estrutura semirrígida apresenta maior sensibilidade aos efeitos de instabilidade, em razão de sua menor rigidez global, o que resulta em maiores deslocamentos horizontais e, conseqüentemente, em maiores valores do momento adicional de segunda ordem.

O acréscimo no valor de γ_z foi relativamente pequeno, o que pode ser atribuído ao número de pavimentos da edificação. Em estruturas com mais pavimentos e altura, é esperado que resulte em valores maiores do coeficiente γ_z .

9.4 Consideração das combinações de cargas

Os carregamentos considerados nas etapas anteriores não contemplaram a aplicação dos coeficientes de majoração nem as combinações de cálculo. Para a verificação no Estado Limite Último (ELU), torna-se necessário combinar as ações atuantes por meio dos coeficientes de ponderação, conforme os critérios estabelecidos pela NBR 6118.

A combinação geral das ações pode ser expressa por:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{g,i} \cdot F_{g,i,k}) + \gamma_{q,1} \cdot F_{q,1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{q,j} \cdot \varphi_{0,j} \cdot F_{q,j,k})$$

Onde:

- $F_{g,i,k}$: ações permanentes características;
- $F_{q,1,k}$: ação variável principal;
- $F_{q,j,k}$: ações variáveis secundárias;

- γ_g, γ_q : coeficientes de majoração das ações;
- φ_0 : coeficiente de combinação para ações variáveis secundárias.

No presente trabalho, adotou-se:

- $\gamma_g = \gamma_q = 1,4$, conforme recomendação normativa (NBR 6118) para ELU;
- $\varphi_0 = 0,5$ para a ação do vento, considerada como ação variável secundária.

Dessa forma, as cargas atuantes na estrutura foram devidamente majoradas e combinadas, resultando nos valores apresentados na Tabela 10. Além disso a tabela 10 apresenta as forças horizontais equivalentes aplicadas em cada pavimento, e alturas correspondentes dos pontos de aplicação, utilizadas na determinação dos esforços globais da estrutura.

Tabela 10. Cargas aplicando os coeficientes de segurança principal e o secundário

Pavimento	Fa (kN)	Altura de cada pilar (m)		
		Pórtico		
1	144,6	24,10	4,0	96,4
2	174,5	29,08	7,5	218,1
3	174,5	29,08	11,0	319,9
4	153,4	25,57	14,5	370,7
5	153,4	25,57	18,0	460,2
Cobertura	79,5	13,25	21,5	284,9
			Total	1750,2

Fonte: Própria Autoria (2026)

O modelo estrutural adotado para a análise dos deslocamentos horizontais, considerando a ponderação das cargas, está representado na figura 21.

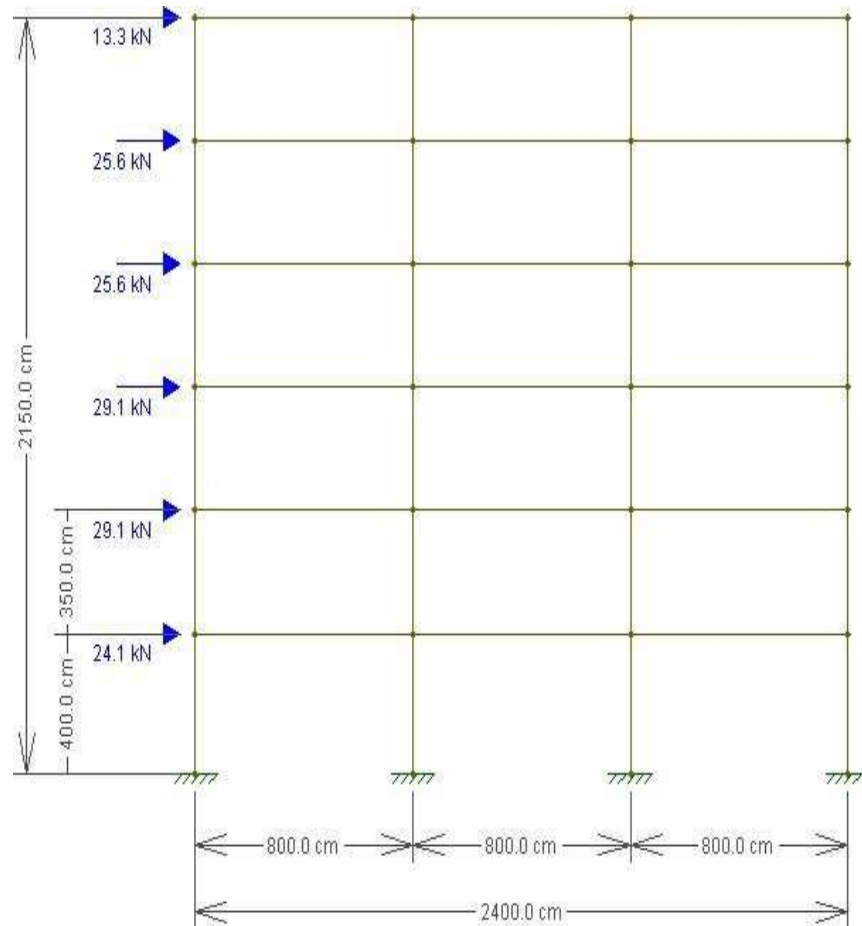


Figura 21. Esquema estrutural para encontrar os deslocamentos pela ponderação das cargas
 Fonte: Própria Autoria (2026)

9.5 Consideração de não linearidade e momento da armadura negativa na combinação de cargas

A análise dos esforços solicitantes considerando as combinações de cargas foi realizada com base na ponderação das ações atuantes, e considerando a não linearidade física dos elementos estruturais.

Para essa análise foi usado a carga vertical de 70 kN/m considerando carga variável de uso de 700 kg/m² e 10 metros de influência dessa carga na viga, conforme representado na figura 22:

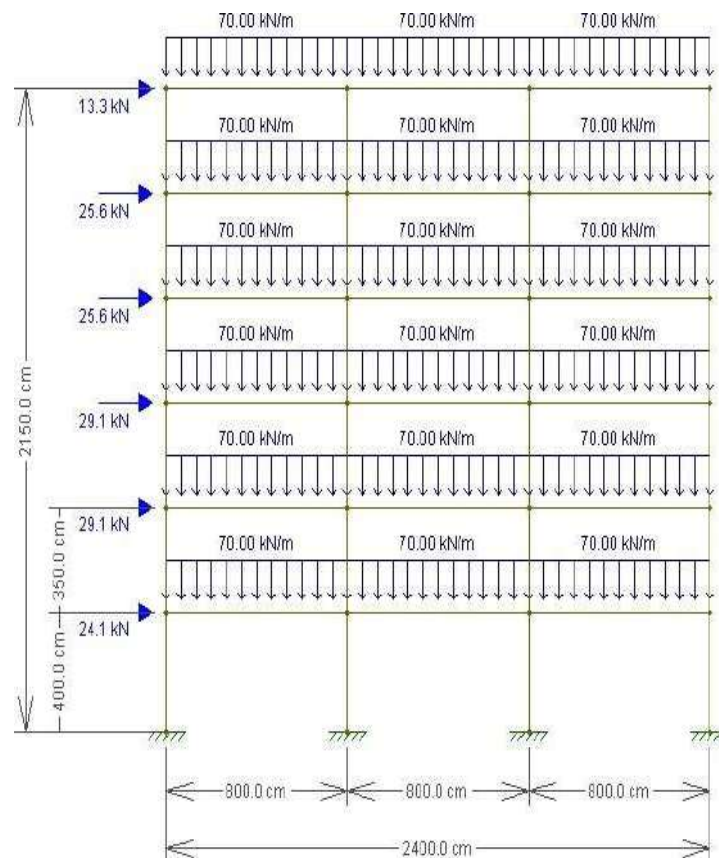


Figura 22. Esquema estrutural para encontrar os momentos considerando a ponderação das cargas

Fonte: Própria Autoria (2026)

A Figura 23 apresenta a configuração dos momentos fletores obtida a partir da redução da rigidez das vigas para $0,35EI$, com o objetivo de representar de forma mais realista o comportamento da estrutura em regime fissurado.

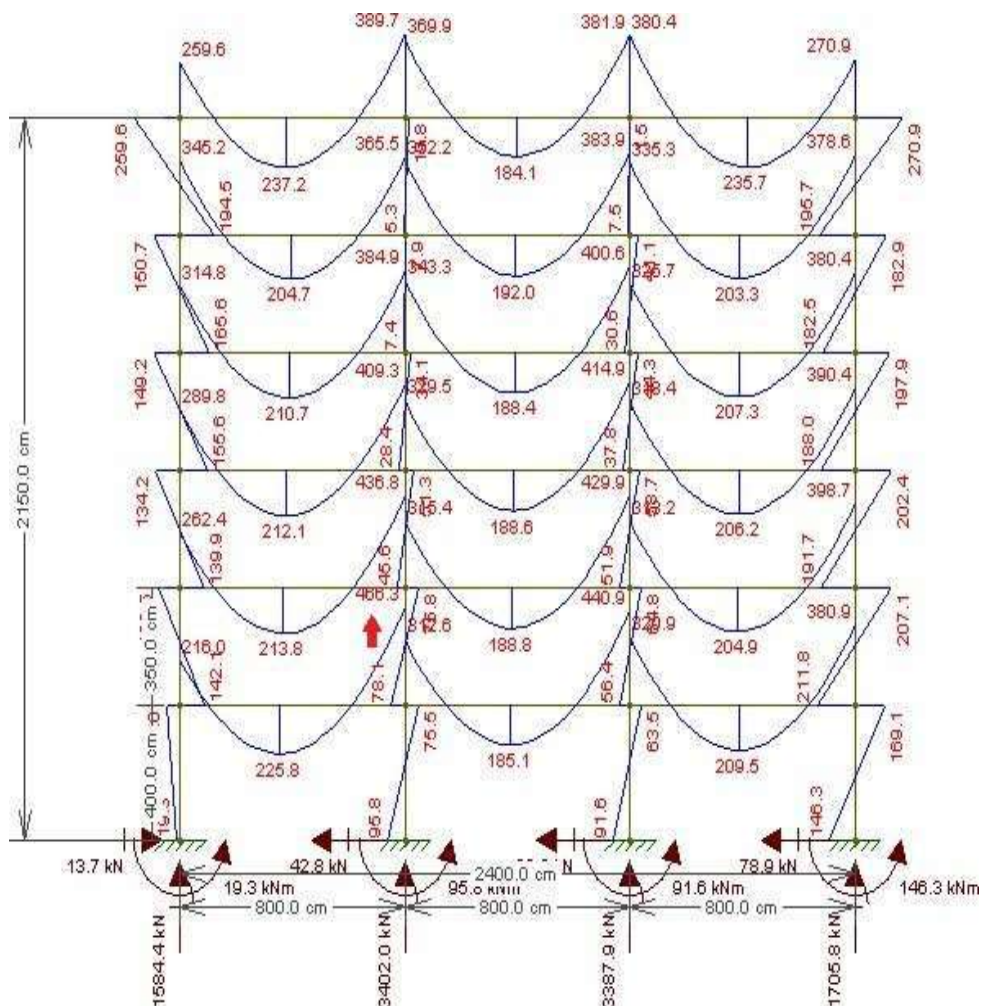


Figura 23. Configuração de momentos com 0,35EI para vigas a partir da ponderação de cargas
 Fonte: Própria Autoria (2026)

A adoção dessa redução de rigidez permite uma redistribuição dos esforços internos, resultando em valores mais representativos dos momentos negativos atuantes nas ligações viga-pilar. Sendo assim, o momento solicitante elástico de projeto é $M_{Sd,rig2} = 473,00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Com base no momento fletor negativo obtido, procedeu-se ao dimensionamento da armadura longitudinal. Onde são necessárias três barras de 25 mm, totalizando assim uma área de aço $A_s = 15 \text{ cm}^2$. Esse valor atende às exigências de resistência no Estado Limite Último (ELU).

Conforme descrito anteriormente, foi determinado o coeficiente de modificação da rigidez γ_{mod} , utilizado para representar o comportamento semirrígido das ligações na estrutura pré-moldada.

Os parâmetros utilizados para sua obtenção estão apresentados na seguinte Tabela 11:

Tabela 11. Dados para encontrar a rigidez secante

αR	γE	$M_s \cdot \gamma E$	γMod	$b \cdot \gamma Mod$
0,69	0,77	35896,36	0,53	21,09

Fonte: Própria Autoria (2026)

Dessa forma, o valor de $b \cdot \gamma Mod$ é usado para encontrar a nova inércia da viga. Esta é inserida na matriz de rigidez para encontrar a nova configuração de momentos, tornando a matriz de rigidez da estrutura rígida em uma matriz de rigidez semirrígida da estrutura pré-moldada.

A Figura 24 apresenta a configuração de momentos para a estrutura pré-moldada, considerando a rigidez modificada $\gamma Mod 0,5EI$:

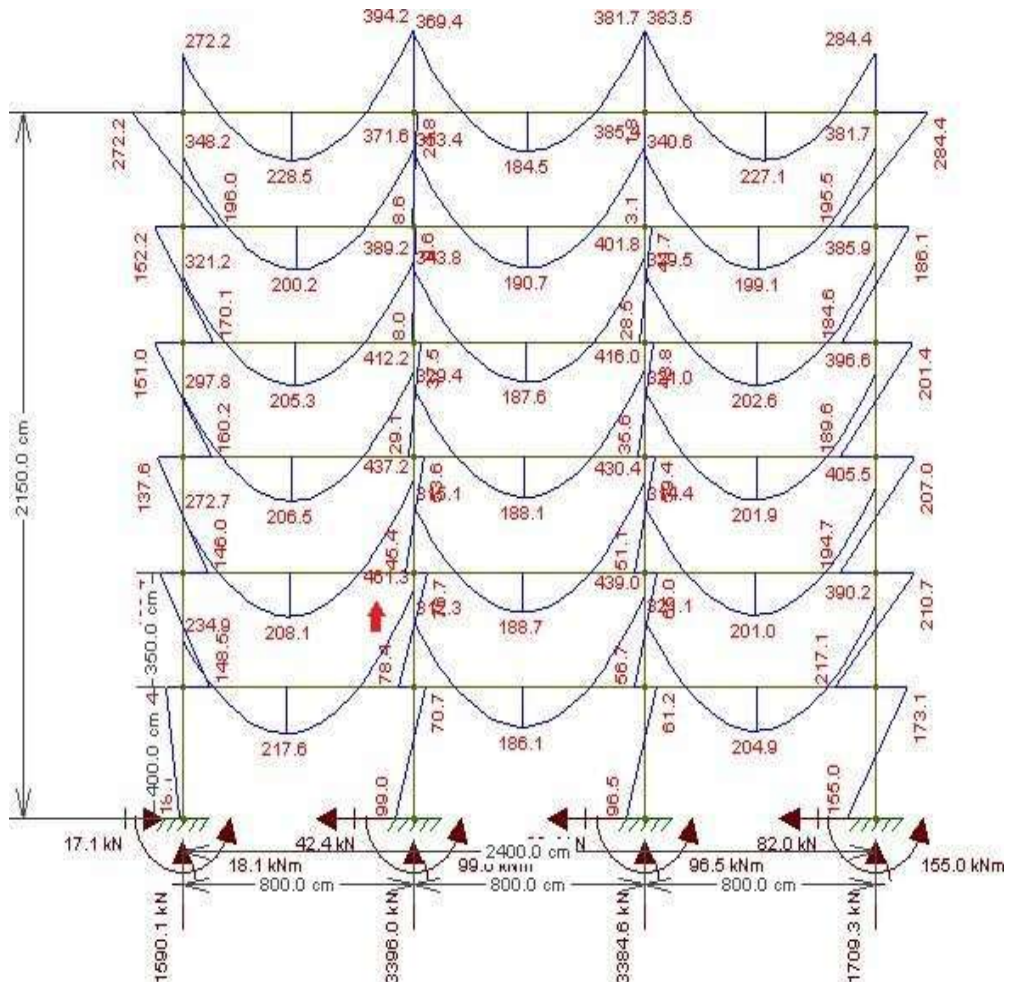


Figura 24. Configuração de momentos com $\gamma Mod 0,5 \cdot EI$ para vigas considerando a ponderação das cargas (estrutura semirrígida)
Fonte: Própria Autoria (2026)

A figura 25 apresenta o comportamento da estrutura rígida com rigidez 0,5EI:

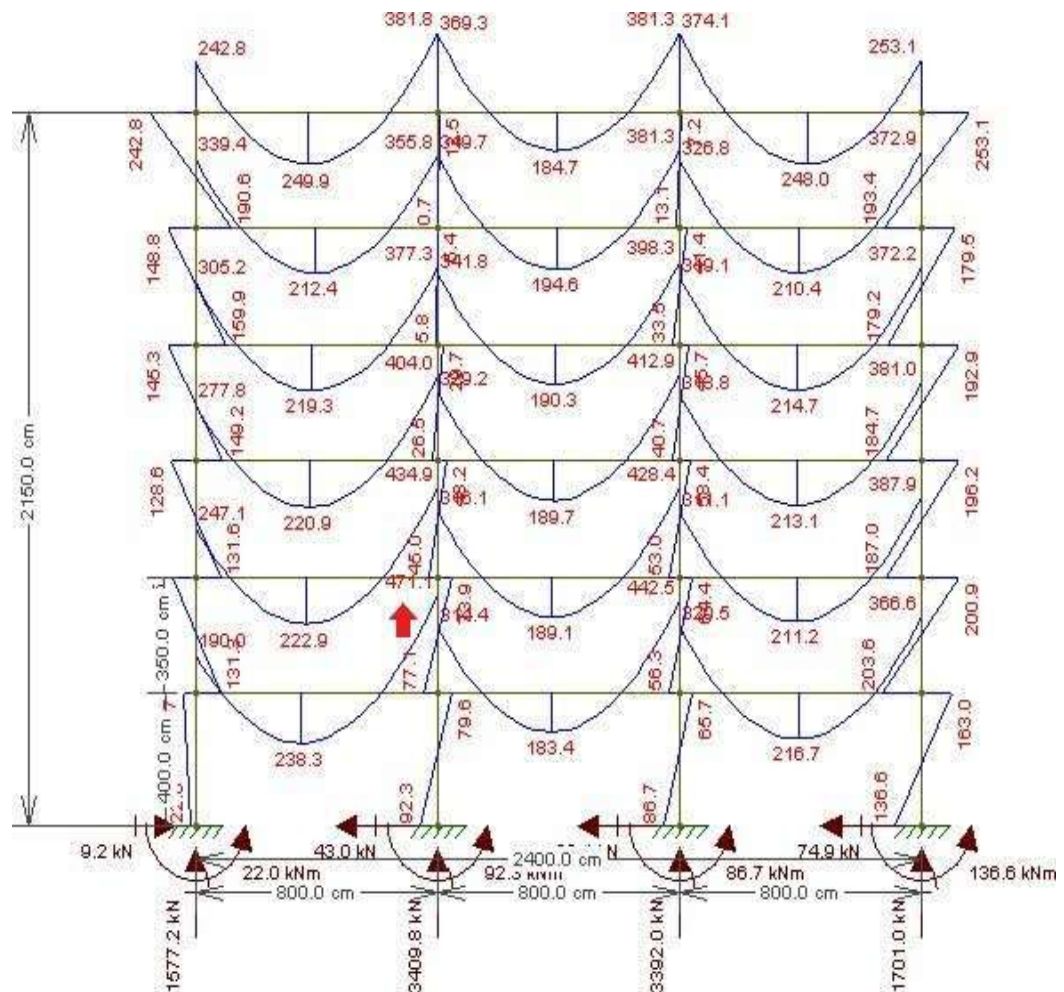


Figura 25. Configuração de momentos com 0,5EI para vigas considerando a ponderação das cargas (estrutura rígida)
 Fonte: Própria Autoria (2026)

Percebe-se que a estrutura rígida transmite maiores momentos negativos através das ligações e para a fundação, quando comparada à estrutura pré-moldada. Esse comportamento decorre da maior rigidez das ligações rígidas, que restringem a rotação entre os elementos estruturais.

Por outro lado, na estrutura semirrígida, a liberação parcial de rotação reduz a transmissão de momentos negativos, resultando em uma redistribuição dos esforços ao longo da estrutura.

9.6 Resultado de γz considerando a ponderação das ações

Nesta seção é apresentada a análise da estabilidade global da estrutura por meio do coeficiente γ_z , considerando as combinações de carregamento no Estado Limite Último (ELU), com a ação do vento tratada como variável secundária. A Figura 26 ilustra o modelo estrutural adotado para a análise, já com a aplicação dos coeficientes de majoração das ações.

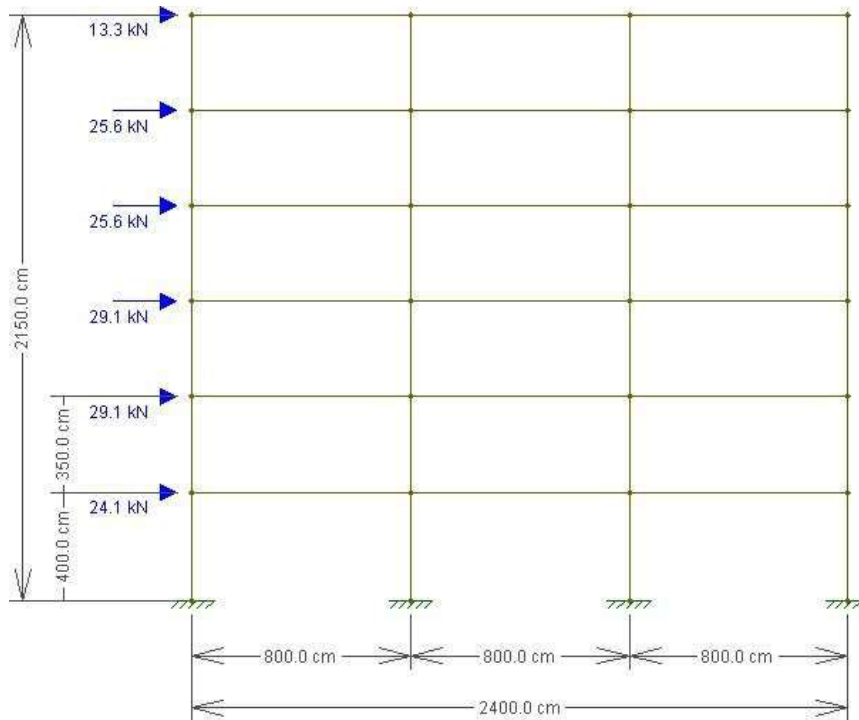


Figura 26. Esquema estrutural com a aplicação dos coeficientes de segurança
 Fonte: Própria Autoria (2026)

Inicialmente, foram determinadas as cargas verticais atuantes em cada pavimento, considerando a majoração das ações permanentes e variáveis. A estrutura analisada é composta por seis pavimentos, incluindo a cobertura.

A Tabela 12 abaixo apresenta os valores dos momentos adicionais de segunda ordem $\Delta M_{tot,d}$ e dos momentos de primeira ordem $M_{1,tot,d}$, obtidos para a estrutura rígida, considerando rigidez equivalente de $0,5EI$.

Tabela 12. Momento devido à carga vertical e o deslocamento ao vento na ponderação de cargas (rígida 0,5EI)

Pavto	Peso (kN)	Coef.	dhi (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)	Hvi (kN)	hi (m)	$M_{1,tot,d}$ (kN.m)
1	2344,0	1,4	0,230	7,55	24,10	4,00	96,4
2	2331,5	1,4	0,439	14,33	29,08	7,50	218,1
3	2331,5	1,4	0,597	19,49	29,08	11,00	319,9
4	2331,5	1,4	0,708	23,11	25,57	14,50	370,8
5	2331,5	1,4	0,775	25,30	25,57	18,00	460,3
Cobertura	1644,0	1,4	0,804	18,50	13,25	21,50	284,9
				□	108,28	S	1750,3

Fonte: Própria Autoria (2026)

Com base nesses resultados, determina-se o coeficiente de estabilidade global γ_z , conforme apresentado na tabela 13:

Tabela 13. γ_z na ponderação de cargas (rígida 0,5EI)

$\Delta M_{1,av}$ kN*m	$\Delta M_{tot,d}$ kN*m	γ_z
1750,3	108,3	1,07

Fonte: Própria Autoria (2026)

Para a estrutura pré-moldada, considerando o efeito da semirrígidez das ligações por meio do coeficiente γ_{mod} , os valores de $\Delta M_{tot,d}$ e $M_{1,tot,d}$ são apresentados na Tabela 14:

Tabela 14. Momento devido à carga vertical e o deslocamento ao vento na ponderação de cargas (pré-fabricada $\gamma_{Mod} \cdot 0,5EI$)

Pavto	Peso (kN)	Coef.	dhi (cm)	$\Delta M_{tot,d}$ (kN.m)	Hvi (kN)	hi (m)	$M1_{tot,d}$ (kN.m)
1	2344,0	1,4	0,287	9,42	24,10	4,00	96,4
2	2331,5	1,4	0,579	18,90	29,08	7,50	218,1
3	2331,5	1,4	0,811	26,47	29,08	11,00	319,9
4	2331,5	1,4	0,974	31,79	25,57	14,50	370,8
5	2331,5	1,4	1,074	35,06	25,57	18,00	460,3
Cobertura	1644,0	1,4	1,117	25,71	13,25	21,50	284,9
			Σ	147,35		Σ	1750,3

Fonte: Própria Autoria (2026)

A partir desses dados, calcula-se o coeficiente γ_z para a estrutura semirrígida, conforme indicado na Tabela 15:

Tabela 15. γ_z na ponderação de cargas (pré-fabricada $\gamma_{Mod} \cdot 0,5EI$)

$\Delta M1_{av}$ kN*m	$\Delta M_{tot,d}$ kN*m	γ_z
1750,3	147,3	1,09

Fonte: Própria Autoria (2026)

Observa-se que a estrutura pré-moldada apresenta valores superiores de deslocamentos horizontais, o que resulta em maiores valores do momento adicional de segunda ordem $\Delta M_{tot,d}$, quando comparada à estrutura rígida.

Essa diferença está diretamente associada à menor rigidez global da estrutura semirrígida, decorrente da liberação parcial de rotação nas ligações viga-pilar.

Apesar disso, os valores obtidos para o coeficiente γ_z permanecem inferiores ao limite de 1,10 em ambas as configurações estruturais.

10 CONCLUSÃO

Esse trabalho teve como objetivo analisar a influência da rigidez das ligações no

comportamento global de estruturas de concreto pré-moldado, com ênfase na comparação entre ligações viga-pilar do tipo rígidas e semirrígidas em sistemas pré-moldados, utilizando como parâmetro de avaliação o coeficiente de estabilidade global γ_z , conforme procedimento da NBR 6118.

Inicialmente, foram dimensionadas as ações atuantes na estrutura, em seguida a aplicação das combinações de carregamento no Estado Limite Último (ELU), com a devida consideração dos coeficientes de majoração e da participação das ações variáveis principais e secundárias. Em seguida, foi realizada a análise estrutural considerando a não linearidade física do concreto pré-moldado, por meio da redução da rigidez dos elementos estruturais.

A introdução do coeficiente de modificação da rigidez γ_{mod} permitiu simular o comportamento semirrígido das ligações em estruturas pré-moldadas, possibilitando a obtenção de uma matriz de rigidez equivalente, e conseqüentemente, uma distribuição realista dos momentos. Observou-se que a redução da rigidez das ligações resulta em maior deformabilidade da estrutura, onde se tem um aumento dos deslocamentos horizontais e dos momentos adicionais de segunda ordem.

A análise comparativa entre os sistemas evidenciou que a estrutura rígida apresentou maior rigidez global, resultando em maiores momentos negativos transmitidos entre as vigas e pilares, e conseqüentemente para a fundação do pórtico. Por outro lado, a estrutura pré-moldada com ligações semirrígidas apresentou mais redistribuição dos esforços, com redução dos momentos negativos e aumento dos deslocamentos laterais.

Apesar das diferenças relacionadas as rigidezes, os valores obtidos do coeficiente γ_z para os dois tipos de ligações permaneceram inferiores ao limite de 1,10, tanto antes quanto após a consideração das combinações de cargas. De acordo com os critérios normativos, esse resultado indica que os efeitos de segunda ordem global podem ser desprezados, não sendo necessária a realização de análises mais rigorosas para a estrutura estudada.

Entretanto, verificou-se que a estrutura semirrígida apresenta maior sensibilidade aos efeitos de instabilidade global, evidenciada pelo aumento dos valores de γ_z em relação ao sistema monolítico. Esse comportamento tende a se intensificar em estruturas com maior número de pavimentos, onde os deslocamentos horizontais são mais significativos e os efeitos de segunda ordem tornam-se mais relevantes.

Dessa forma, conclui-se que a consideração da semirrígidez das ligações é fundamental para uma análise estrutural mais realista e assertiva, especialmente em sistemas pré-moldados, influenciando diretamente a distribuição dos esforços internos e a avaliação da estabilidade global. Do ponto de vista prático, destaca-se que a utilização de ligações semirrígidas pode

apresentar vantagens relevantes em sistemas pré-moldados, como a maior capacidade de redistribuição de esforços, redução dos momentos negativos nas ligações viga-pilar e, conseqüentemente, potencial otimização do dimensionamento das armaduras nessas regiões.

A metodologia adotada mostrou-se adequada para a análise proposta, permitindo uma compreensão clara das diferenças de comportamento entre os sistemas estruturais estudados.

Por fim, destaca-se que a utilização do coeficiente γ_z como ferramenta de avaliação da estabilidade global, constitui um recurso eficiente e prático, tendo enorme importância técnica em aplicações nos projetos estruturais.

Como sugestão para trabalhos futuros, recomenda-se a análise de estruturas com maior altura e diferentes tipologias de ligação, comparação com análises experimentais, utilização do modelo em outro softwares de análises estruturais, de modo a aprofundar a investigação sobre a influência da semirrígidez no comportamento global das estruturas.

REFERÊNCIAS

ALVA, G.M.S.; SANTOS, J.B.; SILVA, T.J. Influência da rigidez das ligações viga-pilar na análise estrutural de edifícios em concreto armado. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, 2018.

ANDRADE, A. M. S. F. **Análise do comportamento de ligações viga-pilar com chapa de extremidade estendida**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2008.

ALVES, R. S. **Análise da estabilidade global de edifícios em elementos pré-moldados de concreto com ligações articuladas e semirrígidas**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2017.

ANDRADE, J. J. O. **Durabilidade das estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062** – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2022. 86p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118:2023**. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2023.

BORTOLOTTO, M. **Estudo da influência da semirrígidez das ligações viga-pilar no comportamento global de edifícios de concreto armado**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2019.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, José Roberto. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. São Carlos: EduFSCar, 2014.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. São Paulo: Pini, 2009.

CHING, F. D. K.; ONOUYE, B. S.; ZUBERBUHLER, D. **Sistemas estruturais ilustrados**. 2. ed. Porto Alegre: Bookman, 2014.

COOK, R. D. et al. **Concepts and Applications of Finite Element Analysis**. 4. ed. New York: John Wiley & Sons, 2001

COSTA, V. V. **Análise de deformações em lajes alveolares**. UFMG, 2023

LIMA, Daniel. **Análise do comportamento de ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2006.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: Fundamentos e aplicações**. 2. Ed. São Paulo: Oficina de textos, 2017.

ELLIOTT, K. S. **Precast Concrete Structures**. 1. ed. Oxford: Butterworth Heinemann, 2002. 375 p. 2002.

FERREIRA, A. M. **Estruturas de concreto armado**. São Paulo, 2001.

FIB — Fédération Internationale du Béton. **fib Model Code for Concrete Structures 2020**. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2020.

FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto: Fundamentos do Projeto Estrutural**. São Paulo: Cengage Learning, 2013.

HIBBELER, R. C. **Resistência dos Materiais**. 8. ed. São Paulo: Pearson, 2013.

JASPART, J. P.; MAQUOI, R. **Plastic analysis of semi-rigid connections**. Journal of Constructional Steel Research, v. 21

JOSE MILTON DE ARAUJO – **Curso de concreto Armado 2010**, Editora Dunas, 3º Edição

MACGREGOR, J. G.; WIGHT, J. K. **Reinforced Concrete: Mechanics and Design**. 6. ed. Boston: Pearson, 2012.

OLIVEIRA, J. P. de. **Análise Numérica de Pórticos de Concreto Armado com Ligações Viga-Pilar Semirrígidas**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2015.

PAGOTO, Marcos Vinícius; CAMICIA, Rodrigo Junior da Motta. **Avaliação dos aspectos técnicos e econômicos entre estruturas pré-fabricadas e moldadas in loco**. 2013. 47 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2013.

PCI — Precast/Prestressed Concrete Institute. **PCI Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete**. 8th ed. Chicago: PCI, 2017.

SANTOS, J.B. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado.** Dissertação (Mestrado) – UFU, 2016.

SIRTOLI, D. **Análise comparativa entre sistemas construtivos: concreto armado moldado in loco e concreto pré-moldado.** 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade do Extremo Sul Catarinense (UNESC), Criciúma, 2015.

SMITH, I. M.; GRIFFITHS, D. V.; MARGETTS, L. **Programming the Finite Element Method.** 5. ed. Chichester: Wiley, 2013.

VIEIRA, F. M. **Análise da estabilidade global de edifícios de concreto armado: considerações sobre o emprego do coeficiente γ_z .** 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2017.