

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA

NAYRA CONSENTINO FONTOURA

**INFLUÊNCIA DOS REDUTORES DE RIGIDEZ NA ANÁLISE DA
ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFICAÇÕES DE DOIS A QUATRO
PAVIMENTOS**

**Alegrete
2024**

NAYRA CONSENTINO FONTOURA

**INFLUÊNCIA DOS REDUTORES DE RIGIDEZ NA ANÁLISE DA
ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFICAÇÕES DE DOIS A QUATRO
PAVIMENTOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação *Stricto Sensu* em Engenharia da Universidade Federal do Pampa, como requisito parcial para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia, na área de concentração de Materiais e Estruturas.

Área de Concentração: Materiais e Estruturas

Orientador: Alisson Simonetti Milani

Alegrete

2024

Ficha catalográfica elaborada automaticamente com os dados fornecidos
pelo(a) autor(a) através do Módulo de Biblioteca do
Sistema GURI (Gestão Unificada de Recursos Institucionais) .

F677i Fontoura, Nayra Consentino

Influência dos redutores de rigidez na análise da
estabilidade global em edificações de dois a quatro
pavimentos. / Nayra Consentino Fontoura.

164 p.

Dissertação(Mestrado)-- Universidade Federal do Pampa,
MESTRADO EM ENGENHARIA, 2024.

"Orientação: Alisson Simonetti Milani".

1. Instabilidade global. 2. Coeficiente gama-z. 3. Processo
P-Delta. 4. Rigidez efetiva. 5. Análise não linear. I. Título.

NAYRA CONSENTINO FONTOURA

INFLUÊNCIA DOS REDUTORES DE RIGIDEZ NA ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFICAÇÕES DE DOIS A QUATRO PAVIMENTOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia, da Universidade Federal do Pampa, como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Engenharia.

Dissertação defendida e aprovada em: 16/02/2024

Banca examinadora:

Prof. Dr. Alisson Simonetti Milani
Orientador
Unipampa

Prof. Dr. Almir Barros da Silva Santos Neto
UFSM

Prof. Dr. André Lubeck
UFSM



Assinado eletronicamente por **André Lübeck, Usuário Externo**, em 21/02/2024, às 21:19, conforme horário oficial de Brasília, de acordo com as normativas legais aplicáveis.



Assinado eletronicamente por **ALISSON SIMONETTI MILANI, PROFESSOR DO MAGISTERIO SUPERIOR**, em 21/02/2024, às 21:34, conforme horário oficial de Brasília, de acordo com as normativas legais aplicáveis.



Assinado eletronicamente por **Almir Barros da Silva Santos Neto, Usuário Externo**, em 22/02/2024, às 08:47, conforme horário oficial de Brasília, de acordo com as normativas legais aplicáveis.



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site

[https://sei.unipampa.edu.br/sei/controlador_externo.php?](https://sei.unipampa.edu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0)

[acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0](https://sei.unipampa.edu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0), informando o código verificador **1375290** e o código CRC **86A1BD9C**.

AGRADECIMENTO

Gostaria de expressar minha sincera gratidão às pessoas que contribuíram para o desenvolvimento desse trabalho.

Em primeiro lugar, desejo agradecer aos meus pais e familiares pelo apoio incondicional ao longo deste caminho. Seu amor, encorajamento e compreensão foram fundamentais para mim durante todo o processo de pesquisa. Sem o seu apoio, esta conquista não seria possível.

Ao meu querido noivo, Lucas, agradeço por estar ao meu lado durante este período desafiador. Suas palavras de incentivo, paciência e apoio emocional foram essenciais para me manter motivada e focada em alcançar meus objetivos acadêmicos.

Agradeço especialmente ao meu orientador, Dr. Alisson Simonetti Milani, pela orientação, suporte e expertise fornecidos ao longo deste projeto. Seu comprometimento com a excelência acadêmica e sua dedicação em orientar meu trabalho foram inestimáveis. Sou profundamente grata pela sua orientação e incentivo durante todo o processo.

Por fim gostaria de expressar minha gratidão à Universidade Federal do Pampa e ao programa de Pós Graduação em Engenharia pela oportunidade de realizar este mestrado. Agradeço aos meus orientadores, colegas de turma e todos os membros da comunidade acadêmica que contribuíram de alguma forma para o meu crescimento pessoal e profissional.

RESUMO

O coeficiente γ_Z é um parâmetro de estabilidade amplamente utilizado, durante análise de estabilidade global. Contudo, sua aplicação é limitada em edificações com mais de 4 pavimentos. Por ser de fácil aplicação, torna-se um recurso frequentemente adotado em pesquisas que exploram a estabilidade global de estruturas altas e esbeltas. Sua aplicação é limitada, em razão do item 15.7.3 da NBR 6118 (2023), em que, os redutores de rigidez são aplicados como forma aproximada de considerar a não linearidade física do concreto armado. Dessa forma, Bueno (2014) e Moreira e Martins (2018) propuseram diferentes metodologias de fatores de redução de rigidez aplicáveis em edificações com menos de 4 pavimentos. Além disso, a edição atual do ACI 318 (2019) apresenta equações simplificadas para obtenção da rigidez efetiva dos elementos estruturais, sem limitações de altura na aplicação, considerando carga axial, excentricidade, taxa de armadura e resistência característica do concreto à compressão. Assim, o presente estudo explorou o impacto do coeficiente γ_Z nos efeitos de segunda ordem em edifícios de 2 a 4 pavimentos, usando diferentes abordagens para reduzir a rigidez dos modelos estruturais analisados. Através do software TQS, foram simulados 4 tipos distintos de edificações, variando o número de pavimentos de 2 a 4. A análise iniciou com a consideração do coeficiente γ_Z como método de estimativa os efeitos de 2ª ordem, ajustando os redutores de rigidez conforme valores de estudos anteriores como Bueno (2014), Moreira e Martins (2018), e normas reconhecidas como ACI 318 (2019), e NBR 6118 (2023). Para a validação dos resultados foi utilizado o processo P- Δ como método de estimativa dos efeitos de segunda ordem, por ser método mais refinado de estimativa dos esforços, em conjunto com o Pórtico Não Linear Físico Geométrico (PNLFG). A comparação entre os métodos buscou identificar como a variação da rigidez impacta na avaliação de estabilidade global do coeficiente γ_Z . Durante as análises dos resultados foi observado desempenho satisfatório do coeficiente γ_Z como método de estimativa os efeitos de 2ª ordem em edificações com menos de quatro pavimentos. Nos modelos analisados, ao empregar o coeficiente γ_Z , os fatores de redução de rigidez provenientes dos estudos de Moreira e Martins (2018) apresentaram uma estimativa mais precisa dos efeitos de 2ª ordem em edifícios com 2 e 3 pavimentos, em comparação aos modelos de validação.

Palavras-chave: Instabilidade global. γ_Z . P- Δ . Rigidez efetiva. Análise não linear.

ABSTRACT

The γ_Z coefficient is a widely used stability parameter in the analysis of global stability. However, its application is limited in buildings with more than 4 floors. Due to its ease of application, it is frequently employed in research exploring the global stability of tall and slender structures. Its application is restricted due to item 15.7.3 of NBR 6118 (2023), where rigidity reducers are applied as an approximate means to consider the physical nonlinearity of reinforced concrete. Therefore, Bueno (2014) and Moreira e Martins (2018) proposed different methodologies for rigidity reduction factors applicable to buildings with less than 4 floors. Additionally, the current edition of ACI 318 (2019) presents simplified equations for determining the effective stiffness of structural elements, without height limitations in application, considering axial load, eccentricity, reinforcement ratio, and characteristic compressive strength of concrete. Thus, this study explored the impact of the γ_Z coefficient on second-order effects in buildings with 2 to 4 floors, using different approaches to reduce the stiffness of the analyzed structural models. Through the TQS software, four distinct types of buildings were simulated, varying the number of floors from 2 to 4. The analysis began by considering the γ_Z coefficient as a method for estimating second-order effects, adjusting stiffness reducers based on previous studies such as Bueno (2014), Moreira e Martins (2018), and recognized standards like ACI 318 (2019) and NBR 6118 (2023). For result validation, the P- Δ process was used as a more refined method for estimating efforts, in conjunction with the Physical Geometric Nonlinear Portal (PNLFG). The comparison between methods aimed to identify how stiffness variation impacts the assessment of the global stability of the γ_Z coefficient. During the analysis of the results, satisfactory performance of the γ_Z coefficient as a method for estimating second-order effects was observed in buildings with less than four floors. In the studied models, it was found that, when applying the γ_Z coefficient, the stiffness reduction factors from the studies of Bueno (2014) provided a better estimate for buildings with 2 floors. As for the 3 floors models, the factors derived from the research of Moreira e Martins (2018) exhibited a better approximation compared to the validation models.

Keywords: Global instability. γ_Z . P- Δ . Effective stiffness. Nonlinear analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama momento-curvatura	20
Figura 2 – Relação Momento curvatura	21
Figura 3 – Modelos estrutural 1	25
Figura 4 – Modelo Estrutural 2	26
Figura 5 – Metodologia de análise de Bueno (2014)	27
Figura 6 – Modelo estrutural 1	29
Figura 7 – Modelo estrutural 2	29
Figura 8 – Metodologia de análise Moreira e Martins (2018).	31
Figura 9 – Fatores de redução de rigidez sugeridos por Kordina 1972	33
Figura 10 – Variação da rigidez da viga com a carga.	34
Figura 11 – Seção de pilares de concreto armado	37
Figura 12 – Seções transversais das vigas de concreto armado	39
Figura 13 – Pórtico plano em concreto armado analisado nos estudos de Gomes, Martha e Santos (2021).	45
Figura 14 – Barra Vertical com ação da NLG	46
Figura 15 – Efeito das iterações no deslocamento da estrutura	50
Figura 16 – Planta baixa modelo A	65
Figura 17 – Planta baixa modelo B	67
Figura 18 – Planta baixa modelo C	69
Figura 19 – Planta baixa modelo D	71
Figura 20 – Imperfeições geométricas globais	76
Figura 21 – Modelo PNLFG	80
Figura 22 – Diagrama M-N-1/r para rigidez dos pilares no PNLFG.	81
Figura 23 – Diagrama M-N-1/r para rigidez das vigas no PNLFG.	81
Figura 24 – Exemplo de resultados no PNLFG.	82
Figura 25 – Fluxograma metodologia empregada no PNLFG	83
Figura 26 – Modelo M1	85
Figura 27 – Interface PNLFG	86
Figura 28 – Fluxograma da metodologia de análise.	90
Figura 29 – Resultados estabilidade global Modelo A	100
Figura 30 – Resultados estabilidade global modelo B	102
Figura 31 – Resultados estabilidade global modelo C	104
Figura 32 – Resultados estabilidade global modelo D	106
Figura 33 – Esforço normal base pilar	108
Figura 34 – Momento fletor base do pilar	109
Figura 35 – Deslocamento horizontal no topo das edificações	111
Figura 36 – Somatório área de aço pilares	113

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Proposta final Bueno	28
Tabela 2 – Proposta final Moreira e Martins (2018)	32
Tabela 3 – Momentos de inércia e áreas de seção transversal permitidas para análise elástica.	42
Tabela 4 – Método alternativo do momento de inércia para análise elástica.	42
Tabela 5 – Nomenclatura dos Modelos	63
Tabela 6 – Dimensões vigas modelo A	65
Tabela 7 – Dimensões pilares modelo A	66
Tabela 8 – Dimensões vigas modelo B	67
Tabela 9 – Dimensões pilares modelo B	68
Tabela 10 – Dimensões vigas modelo C	70
Tabela 11 – Dimensões pilares modelo C	70
Tabela 12 – Dimensões vigas modelo D	72
Tabela 13 – Dimensões pilares modelo D	72
Tabela 14 – Modelos de 2 pavimentos	73
Tabela 15 – Modelos de 3 pavimentos	73
Tabela 16 – Modelos de 4 pavimentos	73
Tabela 17 – Nomenclatura do carregamento	78
Tabela 18 – Combinações do ELU consideradas	78
Tabela 19 – Critérios a serem adotados no redutor de rigidez	79
Tabela 20 – Resultados das iterações com correção A_S	87
Tabela 21 – Resultados das iterações sem correção de A_S	88
Tabela 22 – Redutores de Rigidez modelo A	93
Tabela 23 – Redutores de Rigidez modelo B	93
Tabela 24 – Redutores de Rigidez modelo C	94
Tabela 25 – Redutores de Rigidez modelo D	94
Tabela 26 – Redutores de Rigidez ACI Modelo A	95
Tabela 27 – Redutores de Rigidez ACI Modelo B	96
Tabela 28 – Redutores de Rigidez ACI Modelo C	97
Tabela 29 – Redutores de Rigidez ACI Modelo D	97
Tabela 30 – Redutores de rigidez por número de pavimento	98
Tabela 31 – Redutores de Rigidez modelo AP2 PNLFG	122
Tabela 32 – Redutores de Rigidez modelo AP3 PNLFG	123
Tabela 33 – Redutores de Rigidez modelo AP4 PNLFG	123
Tabela 34 – Redutores de Rigidez modelo BP2 PNLFG	124
Tabela 35 – Redutores de Rigidez modelo BP3 PNLFG	124
Tabela 36 – Redutores de Rigidez modelo BP4 PNLFG	124

Tabela 37 – Redutores de Rigidez modelo CP2 PNLFG	125
Tabela 38 – Redutores de Rigidez modelo CP3 PNLFG	125
Tabela 39 – Redutores de Rigidez modelo CP4 PNLFG	126
Tabela 40 – Redutores de Rigidez modelo DP2 PNLFG	126
Tabela 41 – Redutores de Rigidez modelo DP3 PNLFG	127
Tabela 42 – Redutores de Rigidez modelo DP4 PNLFG	127
Tabela 43 – Redutores de rigidez Pilares ACI modelo AP2	129
Tabela 44 – Redutores de rigidez ACI Pilares modelo AP3	130
Tabela 45 – Redutores de rigidez ACI Pilares modelo AP4	131
Tabela 46 – Redutores de rigidez ACI Vigas modelo AP2	132
Tabela 47 – Redutores de rigidez ACI Vigas modelo AP3	133
Tabela 48 – Redutores de rigidez ACI Vigas modelo AP4	134
Tabela 49 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo BP2	135
Tabela 50 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo BP3	136
Tabela 51 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo BP4	137
Tabela 52 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo BP4 continuação .	138
Tabela 53 – Redutores de rigidez ACI vigas modelo BP2	139
Tabela 54 – Redutores de rigidez ACI vigas modelo BP3	140
Tabela 55 – Redutores de rigidez ACI vigas modelo BP4	141
Tabela 56 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo CP2	142
Tabela 57 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo CP3	143
Tabela 58 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo CP4	144
Tabela 59 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo CP4 continuação .	145
Tabela 60 – Redutores de rigidez ACI vigas modelo CP2	146
Tabela 61 – Redutores de rigidez ACI vigas modelo CP3	147
Tabela 62 – Redutores de rigidez ACI vigas modelo CP4	148
Tabela 63 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo DP2	149
Tabela 64 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo DP3	150
Tabela 65 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo DP3 Continuação .	151
Tabela 66 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo DP4	152
Tabela 67 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo DP4 continuação .	153
Tabela 68 – Redutores de rigidez ACI vigas modelo DP2	154
Tabela 69 – Redutores de rigidez ACI vigas modelo DP3	155
Tabela 70 – Redutores de rigidez ACI vigas modelo DP4	156
Tabela 71 – Resultados modelo A dois pavimentos	157
Tabela 72 – Resultados modelo A três pavimentos	157
Tabela 73 – Resultados modelo A quatro pavimentos	158
Tabela 74 – Resultados modelo B dois pavimentos	158
Tabela 75 – Resultados modelo B três pavimentos	159
Tabela 76 – Resultados modelo B quatro pavimentos	159

Tabela 77 – Resultados modelo C dois pavimentos	159
Tabela 78 – Resultados modelo C três pavimentos	160
Tabela 79 – Resultados modelo C quatro pavimentos	160
Tabela 80 – Resultados modelo D dois pavimentos	160
Tabela 81 – Resultados modelo D três pavimentos	161
Tabela 82 – Resultados modelo D quatro pavimentos	161

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
A_S	Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
A'_S	Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão
E_C	Módulo de elasticidade inicial do concreto
EI	Rigidez
EI_{sec}	Rigidez secante
ELS	Estado limite de serviço
ELU	Estado limite ultimo
F	Vetor dos esforços externos
F_0	Vetor dos esforços nodais
F_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
F_d	Valores de cálculo das ações
F_{gk}	Ações permanente diretas
F_{q1k}	Ações variáveis principal
F_{qjk}	Ações variáveis secundárias
H_i	Carga lateral fictícia
h_i	Altura do pavimento
H_{TOT}	Altura total da estrutura
I_C	Momento de inércia da seção bruta de concreto
M-1/r	Momento curvatura
M-N-1/r	Momento normal curvatura
MPa	Mega pascal
$M_{tot,d}$	Momento de tombamento
n	Número de níveis
NLF	Não linearidade física
NLG	Não linearidade geométrica
N_{Rd}	Força normal de cálculo
P- Δ	Processo P-delta
P_i	Carregamento vertical
PNLFG	Pórtico não linear físico geométrico
V_i	Cortante fictício

LISTA DE SÍMBOLOS

α	Parâmetro de estabilidade alfa
α_E	Parâmetro em função da natureza do agregado
γ_g	Coefficiente de ponderação das ações permanentes
γ_q	Coefficiente de Ponderação das ações variáveis
γ_Z	Coefficiente de estabilidade gama-z
Δ	Diferença de deslocamento entre pavimentos
δ	Vetor deslocamento
Ψ_{0J}	Coefficiente redutor das ações variáveis secundárias

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	Objetivos	17
1.1.1	Objetivo geral	17
1.1.2	Objetivos específicos	17
1.2	Justificativa	17
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
2.1	Estabilidade Global	19
2.1.1	Não Linearidade Física	19
2.1.1.1	Não Linearidade Física Aproximada	22
2.1.1.2	Não Linearidade Física em Edificações de Pequeno Porte	24
2.1.1.3	Abordagem ACI Code	32
2.1.1.4	Evolução Não-Linearidade-Física em estudo brasileiros	42
2.2	Não Linearidade Geométrica	45
2.2.1	Coefficiente γ_z	46
2.2.2	Parâmetro P- Δ	49
2.2.2.1	Método da Carga Lateral Fictícia	50
2.2.3	P- Δ NO TQS	51
2.3	Evolução NLG	53
3	MATERIAIS E MÉTODOS	62
3.1	Descrição dos Modelos	63
3.1.1	Modelo A	64
3.1.2	Modelo B	66
3.1.3	Modelo C	68
3.1.4	Modelo D	70
3.1.5	Nomenclatura	73
3.2	Ações Atuantes	74
3.2.1	Peso Próprio	74
3.2.2	Carga das Lajes	74
3.2.3	Ações do Vento	74
3.2.4	Imperfeições Globais	75
3.3	Combinações	77
3.4	Consideração da Não Linearidade Física	78
3.4.1	Pórtico não linear físico geométrico (PNLFG)	80
3.4.2	Redutores de Rigidez PNLFG	82
3.4.2.1	Exemplo PNLFG com correção da área de aço	84

3.4.2.2	Exemplo PNLFG sem correção da área de aço	87
3.4.3	Redutores de Rigidez ACI	88
3.5	Análise Não Linearidade Geométrica	89
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	92
4.1	Não Linearidade Física	92
4.1.1	Modelos PNLFG	92
4.1.2	Modelos ACI	94
4.1.3	Redutores Finais	98
4.2	Não linearidade Geométrica	99
4.2.1	Modelo A	100
4.2.2	Modelo B	101
4.2.3	Modelo C	103
4.2.4	Modelo D	105
4.2.5	Esforço normal	106
4.2.6	Momento Fletor	108
4.2.7	Deslocamento topo dos pilares	110
4.2.8	Área aço pilares	112
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	114
5.1	Não Linearidade Física	114
5.2	Não Linearidade Geométrica	115
5.3	Sugestões Para Pesquisas Futuras	116
	REFERÊNCIAS	117
	APÊNDICE A – NLF PNLFG RESULTADOS	122
A.0.0.1	Modelo A PNLFG	122
A.0.1	Modelo B PNLFG	123
A.0.2	Modelo C PNLFG	125
A.0.3	Modelo D PNLFG	126
	APÊNDICE B – NLF ACI RESULTADOS	128
B.0.1	Modelo A ACI	128
B.0.2	Modelo B ACI	135
B.0.3	Modelo C ACI	142
B.0.4	Modelo D ACI	149
	APÊNDICE C – NLG RESULTADOS	157
C.1	Modelo A	157
C.2	Modelo B	158

C.3	Modelo C	159
C.4	Modelo D	160

1 INTRODUÇÃO

A estabilidade de uma estrutura pode ser entendida como a sua capacidade de manter o equilíbrio sob a incidência de ações verticais e horizontais (LIMA, 2001). Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), os esforços calculados a partir da geometria inicial da estrutura, sem considerar as deformações, são denominados efeitos de 1ª ordem e após o surgimento das deformações são considerados como efeitos de 2ª ordem.

Com o intuito de facilitar a consideração dos efeitos de segunda ordem no dimensionamento das estruturas, a NBR 6118 (2023) delimita as estruturas em nós fixos ou nós móveis. Quando os efeitos globais de 2ª ordem são inferiores a 10% dos respectivos efeitos de 1ª ordem, a estrutura é classificada como nós fixos. Em vista disso, os efeitos de 2ª ordem apresentam pequena influência nos efeitos globais de estabilidade, podendo ser desconsiderado. De modo contrário, quando a estrutura é classificada como de nós móveis, os efeitos de 2ª ordem são superiores a 10% dos respectivos efeitos de 1ª ordem. Assim, a estrutura apresenta um comportamento mais flexível e os deslocamentos horizontais são significativos. Portanto, os efeitos globais de 2ª ordem representam uma parcela importante dos esforços finais, não podendo ser desprezados (MONCAYO, 2011).

Como forma de avaliar o comportamento da estrutura em relação aos efeitos de 2ª ordem, a NBR 6118 (2023) orienta a utilização de parâmetros de instabilidade α e o coeficiente γ_z . Logo, o parâmetro α indica a necessidade de considerar os efeitos de 2ª ordem em estruturas de concreto, conforme seus limites pré-estabelecidos (PINTO, 1997). Por outro lado, o coeficiente γ_z , além de indicar a sensibilidade da estrutura em relação aos efeitos de segunda ordem, também estima com boa aproximação os esforços de segunda ordem, resultando em uma análise simplificada (CARMO, 1995). O coeficiente γ_z por apresentar uma abordagem mais simplificada dos efeitos de segunda ordem, é frequentemente utilizado nas análises de estabilidade global das estruturas.

No entanto, a aplicação do coeficiente γ_z é limitada em estruturas com no mínimo 4 pavimentos. Essa limitação tem origem na aplicabilidade dos redutores de rigidez indicados no item 15.7.3 da NBR 6118 (2023) que são válidos apenas

para estruturas superiores a 4 pavimentos. Visto que, a utilização desses redutores de rigidez pode conduzir a resultados contra a segurança, pois a estrutura apresenta valores de rigidez menores e, portanto, os efeitos globais de 2ª ordem são maiores (IBRACON, 2015).

Diversos autores conduziram estudos com intuito de encontrar uma maneira mais eficiente de considerar os efeitos da não linearidade física (NLF) na análise de segunda ordem de estruturas. Franco e Vasconcellos (1991) orientaram que na aplicação do coeficiente γ_z , inicialmente, a rigidez dos membros estruturais deveria ser reduzida em 70% da rigidez bruta da estrutura como um todo, ou para uma análise mais refinada considerar 50% da rigidez bruta das vigas e 80% dos pilares. Atualmente os redutores de rigidez indicados no item 15.7.3 da NBR 6118 (2023) foram baseados nos estudos de MacGregor (1993), que também foram aplicados na revisão de 1995 do ACI 318 "Building code". Já na revisão da ACI 318 (2008) foram incluídas equações simplificadas para obtenção da rigidez efetiva dos elementos estruturais, baseadas nos estudos de Khuntia e Ghosh (2004a), em que as equações forneciam valores mais refinados da rigidez dos elementos, levando em consideração a carga axial, excentricidade, taxa de armadura e a resistência característica do concreto a compressão.

A NBR 6118 (2023) limita a aplicação de redutores de rigidez em estruturas que possuem, no mínimo, 4 pavimentos. Essa restrição dificulta a aplicação do coeficiente γ_z na análise da estabilidade global da estrutura, obrigando aplicação de metodologias mais complexas na avaliação da estabilidade global. Além disso, a aplicação forçada do coeficiente γ_z , pode gerar resultados menores do que esperado e comprometer a segurança da estrutura. Em função dessas limitações, Bueno (2014) e Moreira e Martins (2018) realizaram estudos para avaliar os valores dos redutores de rigidez em edificações com menos de quatro pavimentos, com o objetivo de possibilitar a aplicação do coeficiente γ_z na análise da estabilidade global dessas edificações. Entretanto, os fatores de redução de rigidez propostos por esses autores carecem de estudos abrangentes, incluindo diferentes concepções estruturais, além das estruturas utilizadas para identificar esses valores.

No presente estudo, a avaliação dos efeitos de segunda ordem do co-

eficiente γ_Z foi realizada mediante a utilização de diferentes abordagens na redução da rigidez. Para tal, foram comparados com a rigidez real de cada modelo estrutural, identificada através da ferramenta de Pórtico Não Linear Físico Geométrico (PNLFG) presente no software TQS.

Por meio do sistema TQS, a estabilidade foi analisada considerando o coeficiente γ_Z como método de estimativa dos efeitos de segunda ordem. Em seguida, para cada modelo, os redutores de rigidez da estrutura foram modificados conforme os valores indicados em estudos anteriores, tais como os de Bueno (2014), Moreira e Martins (2018), além dos métodos da norma NBR 6118 (2023) e do código ACI 318 (2019). Foi realizada uma comparação entre as variações do coeficiente γ_Z na estimativa dos efeitos de 2ª ordem, assim como sua influência no momento fletor na base dos pilares.

Para validação dos resultados, a estrutura foi processada iterativamente através do PNLFG até a determinação do redutor de rigidez para cada modelo estudado. Com base nesses resultados, foi aplicada a rigidez equivalente a cada estrutura. Posteriormente, uma análise estrutural foi conduzida considerando o processo P- Δ como método para estimar os efeitos de 2ª ordem. A comparação entre ambos os processos de estimativa de efeitos de 2ª ordem foi realizada, visando identificar a influência da variação da rigidez na avaliação da estabilidade global da estrutura.

O objetivo principal deste estudo foi avaliar a estimativa dos efeitos de segunda ordem do coeficiente γ_Z por meio de diferentes métodos de aplicação de redutores de rigidez, explorando sua utilização em diferentes concepções estruturais. Foram considerados quatro tipos distintos de edificações para verificar sua real influência no dimensionamento estrutural.

É relevante destacar que os estudos de Bueno (2014) e Moreira e Martins (2018) visaram principalmente encontrar redutores de rigidez para atender às necessidades de edificações com menos de quatro pavimentos, uma vez que a norma NBR 6118 (2023) não aborda soluções para esse contexto específico. Embora, esses estudos tenham apresentado resultados promissores sobre a aplicação do coeficiente γ_Z em edificações menores, não abordaram sua aplicabilidade em diferentes concepções estruturais. Além disso, não compararam a estimativa dos efeitos de segunda ordem do coeficiente γ_Z com outros métodos,

como o processo P- Δ . Portanto, este trabalho propôs avaliar a aplicabilidade desses coeficientes de redução de rigidez em diferentes concepções estruturais para estimar os efeitos de segunda ordem do coeficiente γ_Z , além de comparar os resultados com o processo P- Δ .

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

O objetivo principal deste trabalho é avaliar a estimativa dos efeitos de segunda ordem do coeficiente γ_Z em edificações de concreto armado com menos de quatro pavimentos, considerando a variação dos redutores de rigidez em diferentes edificações.

1.1.2 Objetivos específicos

- Avaliar a estimativa dos efeitos de segunda ordem em edificações com menos de quatro pavimentos, através da comparação do processo P- Δ e do coeficiente γ_Z ;
- Identificar os fatores de redução de rigidez de cada modelo estrutural idealizado, por meio do PNLFG;
- Avaliar aplicação das equações de redução de rigidez presentes no código ACI 318 (2019);
- Avaliar a influência da variação do método de consideração da NLF na estimativa dos efeitos de 2ª ordem do coeficiente γ_Z ;

1.2 Justificativa

A norma NBR 6118 (2023), no item 15.7.1, cita a obrigatoriedade da análise dos efeitos de segunda ordem em estruturas classificadas como de nós móveis. O coeficiente γ_Z é comumente empregado na avaliação da estabilidade global, destacando-se por sua abordagem simplificada, que avalia a sensibilidade da edificação em relação aos efeitos de segunda ordem. Pois,

avalia a sensibilidade da edificação aos efeitos de segunda ordem e amplifica os efeitos de primeira ordem, resultando nos efeitos de segunda ordem. Embora seja amplamente utilizado em edifícios altos, seu uso é limitado em edificações menores, requerendo um mínimo de quatro pavimentos para aplicação.

Essa limitação está diretamente associada à restrição da aplicação dos redutores de rigidez indicados no item 15.7.3 da NBR 6118 (2023), que direciona a realização de uma avaliação específica em edificações com menos de quatro pavimentos.

Diante disso, os autores como Bueno (2014) e Moreira e Martins (2018) desenvolveram fatores de redução de rigidez distintos, aplicáveis a edificações com menos de quatro pavimentos. Entretanto, esses fatores não foram avaliados em diversas concepções estruturais. Assim, no presente estudo foi realizado um comparativo de desempenho estrutural ao empregar os fatores de redução de rigidez identificados nos trabalhos de Bueno (2014) e Moreira e Martins (2018), em contraposição aos fatores derivados da análise do PNLFG. Adicionalmente, avaliou-se o desempenho na estimativa dos efeitos de segunda ordem das estruturas por meio de outros dois métodos: os fatores de redução de rigidez da NBR 6118 (2023) e os fatores derivados das equações de análise elástica do código ACI 318 (2019). Essas análises têm como finalidade avaliar a estimativa dos efeitos de segunda ordem do coeficiente γ_z quando aplicado em estruturas com menos de quatro pavimentos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Estabilidade Global

A avaliação da estabilidade global é um dos principais fatores que permite a verificação da segurança da estrutura em relação a perda da capacidade resistente (DELALIBERA et al., 2014). Ocorrem devido as deformações geradas através das ações horizontais e verticais, e resultam em uma perda da capacidade resistente das estruturas. Desse modo, o equilíbrio geométrico inicial da estrutura não deformada é obtido por meio de uma análise de primeira ordem. Assim, entende-se que os esforços variam linearmente. Já os efeitos de segunda ordem surgem quando o estudo do equilíbrio da estrutura é efetuado considerando a configuração deformada, ou seja, quando os deslocamentos são levados em conta na análise (KIMURA, 2018; OLIVEIRA et al., 2017).

Em vista disso, os efeitos de segunda ordem consideram que o concreto armado apresenta um comportamento não linear, em que os esforços não são proporcionais aos deslocamentos. À medida que o carregamento é aplicado em uma estrutura, ocorrem dois fatores que geram o comportamento não linear, sendo eles a não linearidade física (NLF) e a não linearidade geométrica (NLG).

2.1.1 Não Linearidade Física

A NBR 6118 (2023) cita a obrigatoriedade na consideração da não linearidade física na análise estrutural, uma vez que, a mesma está diretamente associada ao comportamento dos materiais constituintes. No caso do concreto armado, as propriedades dos materiais sofrem alterações à medida que são submetidos ao carregamento. Consequentemente, quando uma carga é aplicada sobre um elemento, sua deformação não será proporcional à carga solicitada. Essa não linearidade entre as ações e deformações está relacionada com a variação da rigidez do concreto armado, sendo influenciada pela fissuração, fluência, escoamento do aço e magnitude do carregamento, resultando em um comportamento não linear no deslocamento da estrutura.

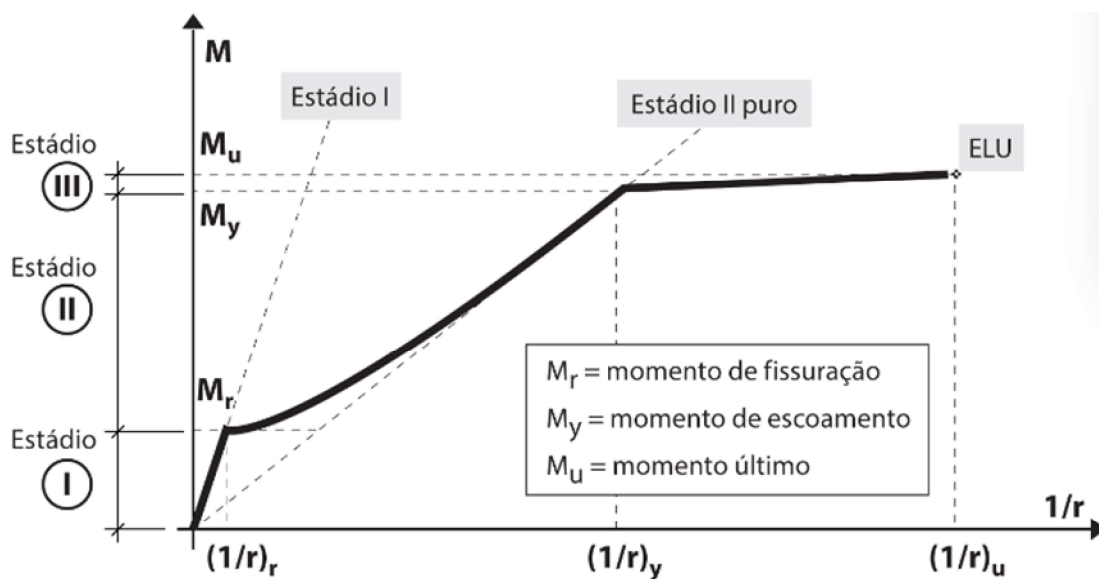
Esse comportamento pode ser avaliado através da construção da relação momento-curvatura ($M-1/r$), construído a partir da seção transversal de cada

elemento da estrutura. Por meio da equação diferencial da linha elástica, é possível relacionar a rigidez da seção transversal com a curvatura da barra analisada. Sendo possível calcular a curvatura resultante dessa solicitação através da Equação 2.1.

$$\frac{1}{r} = \frac{d^2y}{dx^2} = \pm \frac{M}{EI} \quad (2.1)$$

Em que a curvatura da barra vai depender da diferença entre a deformação total e a deformação da fibra situada no nível do centro de gravidade da seção (FUSCO, 1985). A montagem do diagrama de momento curvatura requer conhecimento prévio da seção transversal, um vez que, é influenciado pela configuração da armadura e a seção transversal do concreto. A Figura 1 apresenta um exemplo de diagrama de momento curvatura de um trecho de concreto armado submetido a flexão.

Figura 1 – Diagrama momento-curvatura



Como pode ser observado na Figura 1, apenas o trecho inicial do diagrama apresenta um comportamento linear determinado por uma rigidez (EI)

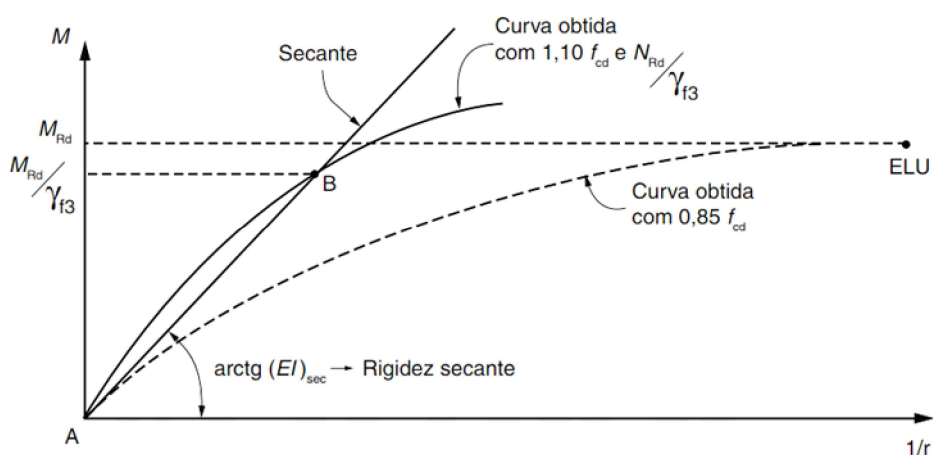
constante. Que compreende o Estádio I, no qual o concreto ainda resiste a tração com seção não fissurada, sendo delimitado pelo momento de fissuração (M_r) (KIMURA, 2018).

Já no segundo trecho da Figura 1 o concreto encontra-se no Estádio II com seção fissurada, nessa região inicia-se o comportamento não linear, contudo a lei de Hooke continua sendo aplicável a região comprimida. O diagrama é representado por uma curva, resultando em uma rigidez (EI) variável, sendo delimitado pelo momento de escoamento (M_y).

O último trecho do diagrama apresenta um aumento na curvatura com pequeno acréscimo de momento, resultando uma pequena rigidez (EI) da seção. Nesse caso o concreto encontra-se no Estádio III, com comportamento não-linear e tensões não proporcionais as deformações.

De modo geral as estruturas convencionais de concreto armado trabalham parte no Estádio I e parte Estádio II, dessa forma, o diagrama pode apresentar diversos formatos, em razão da influência da configuração da armadura e solicitações (KIMURA, 2018). A Figura 2 apresenta o diagrama $M-1/r$ utilizado pela NBR 6118 (2023), a relação é obtida considerando a força resistente normal última N_{Rd} e o coeficiente de ponderação das ações γ_{f3} definido como 1,10, em que a curva AB caracteriza a rigidez secante da seção, podendo ser linearizada pela reta AB.

Figura 2 – Relação Momento curvatura



Fonte: NBR 6118 (2023, p.101).

Para elaboração do diagrama $M-1/r$ é essencial a consideração de algumas hipóteses, no qual é desprezada a resistência do concreto à tração, sendo todo o esforço resistido pela região tracionada. Não há variação de seção após deformações, não existe deslizamento entre as barras de aço e o concreto, considera-se aderência total entre os materiais, e os esforços atuantes são aplicados no centroide da seção (GOMES; MARTHA; SANTOS, 2021).

Desse modo, a utilização da relação $M - 1/r$ apresenta grande vantagem, por meio dele pode-se obter diretamente a rigidez (EI). No entanto, só pode ser utilizada com auxílio de softwares, pois a construção do diagrama é extremamente trabalhosa (MONCAYO, 2011).

2.1.1.1 Não Linearidade Física Aproximada

Uma maneira de considerar os efeitos da não-linearidade física em uma estrutura de concreto armado é alterar diretamente o valor da rigidez dos elementos que a compõem a estrutura (KIMURA, 2018).

Como forma aproximada de considerar a NLF nos efeitos de segunda ordem a NBR 6118 (2003) passou a adotar as equações de redução de rigidez estudadas por MacGregor (1993). Além disso, permitia a consideração de 70% da rigidez dos elementos estruturais, quando a estrutura fosse composta exclusivamente por vigas e pilas e com coeficiente γ_z menor que 1,3. Atualmente, o item 15.7.3 da NBR 6118 (2023) apresenta considerações sobre os efeitos da não linearidade física aproximada, sendo consideradas seguintes equações para o cálculo da rigidez dos elementos estruturais.

$$Lajes : EI_{sec} = 0,3E_cI_c \quad (2.2)$$

$$Vigas : EI_{sec} = 0,4E_cI_c, \quad \text{para } A'_s \neq A_s \quad (2.3)$$

$$EI_{sec} = 0,5E_cI_c, \quad \text{para } A'_s = A_s \quad (2.4)$$

$$Pilares : EI_{sec} = 0,8E_cI_c \quad (2.5)$$

Sendo:

EI_{sec} – Rigidez secante minorada;

I_c – Momento de inércia da seção bruta de concreto incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;

E_C – Módulo de deformação secante;

A_s – Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

A'_s – Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão;

De acordo com o item 8.2.8 NBR 6118 (2023, p. 24), o módulo de elasticidade (E_{Ci}) pode ser obtido por meio de ensaio estabelecido pela NBR 8522 (2021) ou, estimado por meio das expressões 2.6 e 2.7.

$$E_{Ci} = \alpha_E \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} - \text{ para } f_{ck} \text{ de } 20 \text{ MPa a } 50 \text{ MPa}; \quad (2.6)$$

$$E_{Ci} = 21,5 \cdot 10^3 \times \alpha_e \times \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.7)$$

Em que:

$\alpha_E=1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E=1$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E=0,90$ para calcário;

$\alpha_E=0,70$ para arenito.

Sendo:

α_E - Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade;

f_{ck} - Resistência característica à compressão do concreto em MPa.

Para as Equações 2.2, 2.3 e 2.4 MacGregor (1993) orientava adoção de um fator de redução, no qual considerava a variabilidade nas deflexões e as incertezas quanto aos valores reais de E_c e I_{ef} , essa redução era dada por $\theta = 0,875$. Contudo, essa diminuição da rigidez não foi aplicada na (NBR 6118, 2003), visto que, apenas apresentava relevância quando aplicada na norma ACI 318/89 (PINTO, 1997).

Atualmente a NBR 6118 (2023) orienta que em estruturas com menos de quatro pavimentos em que os esforços verticais nos pilares sejam pequenos ($N_{Sd} < A_c f_{cd}$), a redução de rigidez dos elementos estruturais deve ser avaliada de forma específica.

2.1.1.2 Não Linearidade Física em Edificações de Pequeno Porte

A NBR 6118 (2023) enfatiza que a redução da rigidez em elementos estruturais com menos de quatro pavimentos deve ser avaliada de modo específico. Uma vez que, a rigidez da estrutura pode apresentar valores menores do que os calculados pelo processo aproximado, comprometendo a segurança da estrutura (IBRACON, 2015).

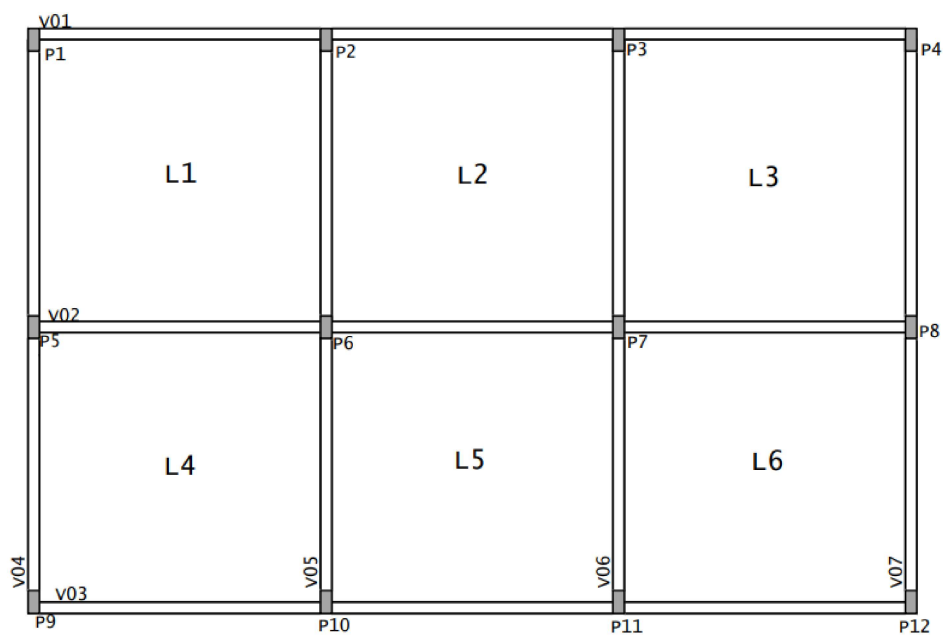
Com o objetivo de investigar a aplicabilidade da NLF em edifícios de pequeno porte, Bueno (2014) e Moreira e Martins (2018) desenvolveram um procedimento distinto para criação de coeficientes de redução de rigidez tanto para vigas quanto pilares.

Bueno (2014) propôs para análise de estabilidade global a utilização dos redutores de rigidez $EI_{secvigas} = \alpha E_c I_c$ para vigas e $EI_{secpilares} = \alpha E_c I_c$ para pilares. Através do estudo paramétrico considerando dois modelos estruturais apresentados nas Figuras 3 e 4. Foram alteradas as seguintes características dos modelos estudados

- Número de pavimentos : 2, 4, 5 e 8;
- Seção dos pilares: 20x40 cm e 25x60 cm;
- Seção das Vigas: 20x40 cm e 20x65 cm;

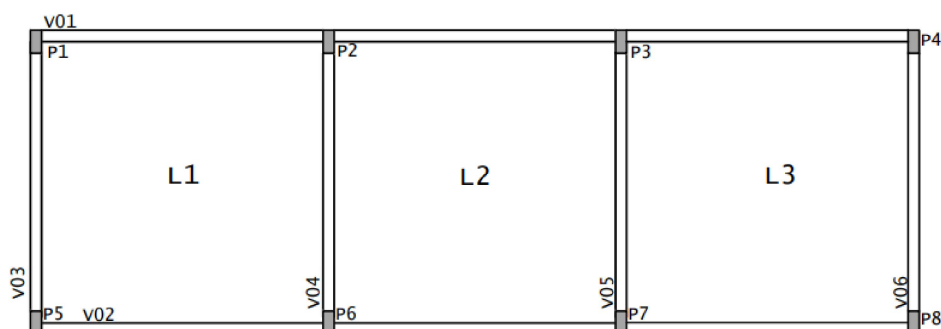
- Altura do pé direito: 3 m, 4 m e 5 m;
- Vão das vigas: 4 m e 6 m;
- Velocidade característica do vento: 35 m/s e 45 m/s;
- Carregamento permanente: 2 KN/m² e 5 KN/m²;
- Carregamento acidental: 3 KN/m² e 5 KN/m²;
- Direção dos pilares: 0° e 90°;
- Resistência característica do concreto: 25 MPa e 50 MPa.

Figura 3 – Modelos estrutural 1



Fonte: Adaptado Bueno (2014)

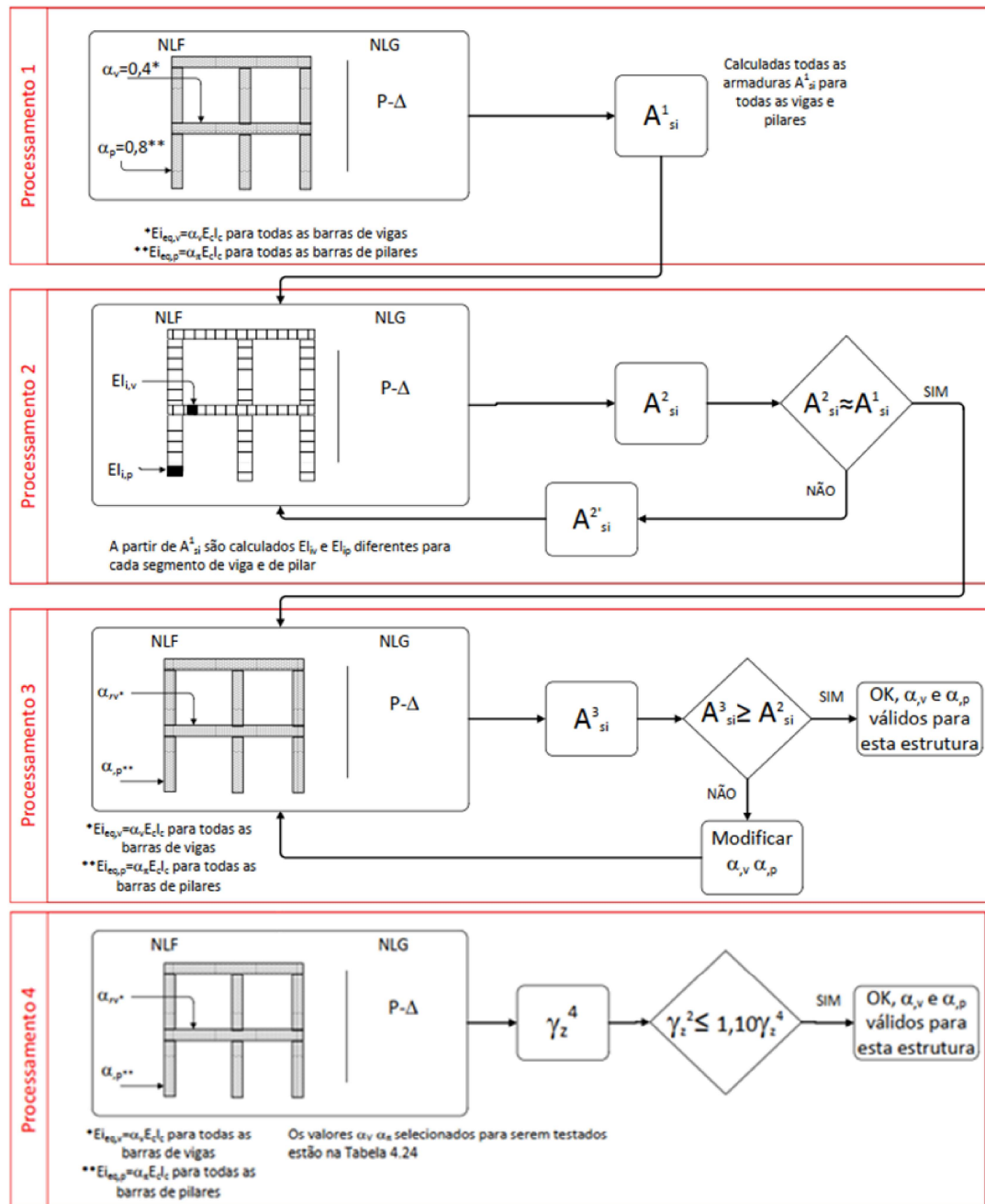
Figura 4 – Modelo Estrutural 2



Fonte: Adaptado Bueno (2014)

A metodologia aplicada é ilustrada na Figura 5, no qual o processamento 1 corresponde ao lançamento e dimensionamento dos modelos analisados. Para o dimensionamento preliminar, a NLF foi considerada por meio meio dos redutores de rigidez indicados pela NBR 6118 no item 2.2.1, e a NLG foi estimada através do processo $P - \Delta$.

Figura 5 – Metodologia de análise de Bueno (2014)



Fonte: Adaptado Bueno (2014)

No segundo processamento com a estrutura já dimensionada Bueno (2014) utilizou o Pórtico Não-Linear Físico Geométrico (PNLFG) do sistema

TQS para realizar uma análise refinada da estrutura. No qual, a estrutura foi representada como um pórtico espacial composto por elementos de barra com comprimento de 50 cm que simulavam vigas e pilares. Em cada barra discretizada foi determinada a rigidez equivalente por meio do diagrama M-1/r, em que com esses dados o próprio sistema gerou um relatório com a rigidez média de vigas e pilares.

O processamento 3 inicialmente seria utilizado para validação dos dados, em que seria alterado os valores da rigidez na estrutura e repetido de forma iterativa os processos 1 e 2, até que não ocorresse variações nos coeficientes de rigidez médios obtidos no PNLFG. Contudo o autor percebeu que conduzia ao erro, visto que ao alterar a rigidez dos elementos iterativamente até que encontrasse o equilíbrio geraria plastificação das seções próximas aos apoios nas vigas. Esse erro, resultaria em uma diminuição drástica na rigidez das vigas.

Como forma de solucionar o problema encontrado no processo 3, Bueno (2014) desconsiderou o processamento 3 e substituiu pelo processamento 4, em que, os redutores de rigidez obtidos por meio do processamento 2 foram aplicados no coeficiente γ_Z e comparados os resultados com o coeficiente γ_Z da estrutura inicial. Os valores que apresentaram uma diferença de até 10% foram considerados como os valores dos coeficientes redutores de rigidez para vigas ($EI_{sec} = \alpha_v E_c I_c$) e pilares ($EI_{sec} = \alpha_p E_c I_c$).

Consequentemente, Bueno (2014) conclui que, dentre as hipóteses avaliadas, as propostas mais adequadas para os valores de redutor de rigidez para vigas e pilares são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Proposta final Bueno

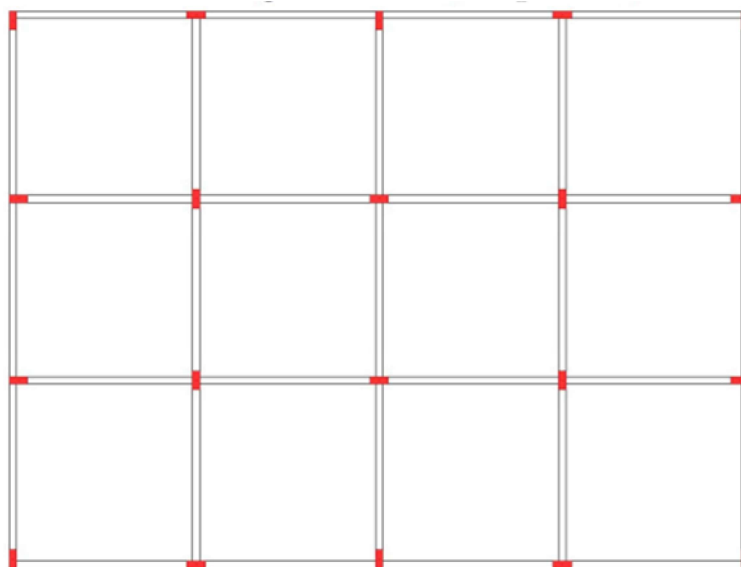
Pavimentos	α_V	α_P	$\gamma_{Z,lim}$
1	0,20	0,60	1,30
2	0,30	0,60	
3	0,30	0,70	
4 a 10	0,40	0,80	

Fonte: Bueno (2014, p.135)

Moreira e Martins (2018) também avaliaram a NLF em edifícios com menos de 4 pavimentos por meio do software CAD/TQS versão 18.11.53, no

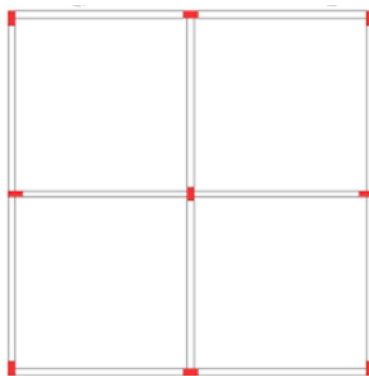
qual foram analisados dois modelos estruturais apresentados nas Figuras 6 e 7, variando de um a três pavimentos.

Figura 6 – Modelo estrutural 1



Fonte: Moreira e Martins (2018)

Figura 7 – Modelo estrutural 2



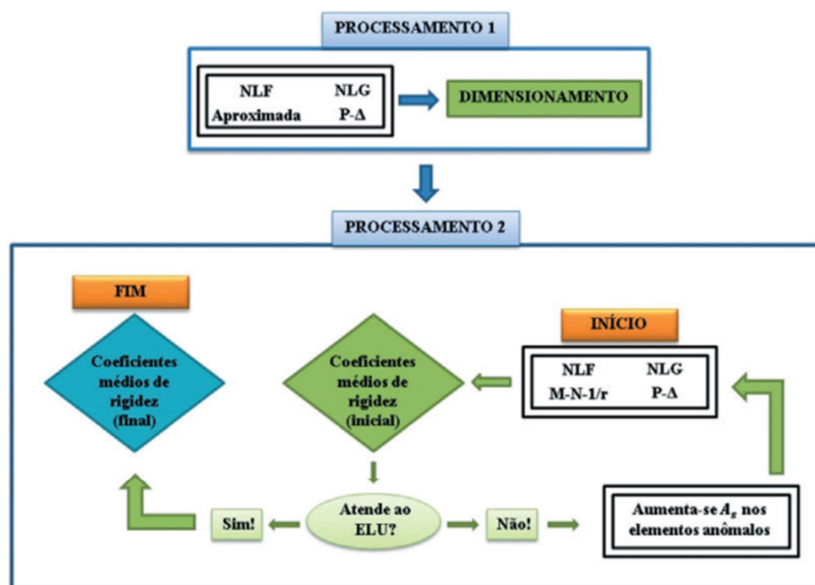
Fonte: Moreira e Martins (2018)

Com objetivo definir um redutor de rigidez α para determinar a rigidez para vigas ($EI_{sec} = \alpha_v E_c I_c$) e pilares ($EI_{sec} = \alpha_p E_c I_c$), o autor avaliou diversos fatores que gerassem modelos com diferentes taxas de armadura, foram alterados os seguintes critérios:

- Número de pavimentos: 1, 2 e 3;
- Seção dos pilares: 15x25 cm, 15x40 cm, 20x35 cm, 20x40 cm;
- Seção das vigas: 15x30 cm, 15x40 cm, 20x40 cm, 20x50 cm;
- Vão das vigas: 3 m e 5 m;
- Altura do pé direito: 3 m e 4 m;
- Velocidade característica do vento: 30 m/s e 50 m/s;
- Resistência característica do concreto: 25 MPa e 50 MPa.

A Figura 8 apresenta a metodologia utilizada no trabalho de Moreira e Martins (2018), inicialmente a estrutura foi dimensionada considerando os redutores de rigidez indicados pela NBR 6118 (2014) no item 2.2.1 utilizando uma análise não linear geométrica através do processo P- Δ , no qual, foram avaliados os esforços globais e locais, de 1^a e 2^a ordem. Posteriormente com o auxílio do PNLFG, Moreira e Martins (2018) efetuaram a avaliação da NLF por meio dos diagramas de M-1/r e M-N-1/r (momento-normal-curvatura) para as vigas e pilares, da mesma maneira, a NLG é avaliada pelo processo P- Δ .

Figura 8 – Metodologia de análise Moreira e Martins (2018).



Fonte: Moreira e Martins (2018, p.18).

De acordo com os autores, o processamento 2 consiste em uma verificação quanto ao estado limite ultimo (ELU), possibilitando a obtenção dos valores de rigidez de cada elemento de barra discretizado das vigas e pilares. Além disso, as barras que não atenderam ao ELU, foram acrescentadas às áreas de aço e realizadas novas as análises de NLF e NLG por meio do PNLFG até que atendessem ao ELU.

Em sequência, Moreira e Martins (2018) anotaram os valores médios de rigidez fornecidos pelo software, substituiu os valores iniciais dos redutores de rigidez indicados pela NBR 6118 (2014) e repetiu o procedimento de forma iterativa até que os valores de cada iteração se repetissem com precisão de duas casas decimais.

Dessa forma, os autores concluíram que diante da homogeneidade dos dados, os valores representados na Tabela 2, são sugeridos como valores de rigidez para vigas ($EI_{sec} = \alpha_V E_c I_C$) e pilares ($EI_{sec} = \alpha_P E_c I_C$) na consideração da NLF de forma aproximada.

Tabela 2 – Proposta final Moreira e Martins (2018)

Pavimento	α_V	α_P
1	0,17	0,66
2	0,15	0,71
3	0,14	0,72

Fonte: Moreira e Martins (2018).

Tanto Moreira e Martins (2018) quanto Bueno (2014) realizaram estudos com intuito de identificar redutores de rigidez que tivessem aplicabilidade em edificações com menos de 4 pavimentos. Pode-se observar certas similaridades entres os trabalhos, os modelos de pavimentos utilizados apresentavam características semelhantes, como a utilização de modelo genéricos pouco usuais e estruturas robustas. Sendo a principal diferença entre os trabalhos o método de validação dos dados. Além disso, Bueno (2014) realizou a modelagem de estruturas de 2, 4, 5 e 8 pavimentos, no qual os resultados apresentados para as estruturas de 1 e 3 pavimentos são baseados nessas simulações, podendo servir como justificativa para a interferência da plastificação nos apoios. Já para Moreira e Martins (2018) não relataram a interferência da plastificação nos apoios no momento de validação dos resultados.

2.1.1.3 Abordagem ACI Code

Diversos estudos foram realizados com intuito de simplificar o processo NLF em pórticos espaciais. Em 1995 uma revisão do ACI 318 "Building code" adotou valores de redutores de inércia para análise de estrutura de 2ª ordem, conforme os estudos de MacGregor (1993). Esses estudos foram baseados nos trabalhos de Kordina (1972) e Hage (1974) no qual avaliaram a variação da a rigidez para vários tipos de membros de estruturas submetidos a momentos fletores devido a carregamentos verticais, horizontais e combinações de ambos os casos (MACGREGOR, 1993). Em 2008 houve alteração na ACI 318 sendo adicionados os estudos realizados por Khuntia e Ghosh (2004b) no processo de análise da NLF.

Em 1972, Kordina desenvolveu fatores de redução de rigidez para elementos estruturais presentes em pórticos. As equações descritas geram valores

aproximados com base em parâmetros como o tipo da geometria da seção transversal, carregamento e disposição da armadura (BUENO, 2014). Além disso, são consideradas equações distintas nas análises do ELU e ELS, como pode ser observado na Figura 9.

Figura 9 – Fatores de redução de rigidez sugeridos por Kordina 1972

Carregamento	Aplicação	Disposição da armadura	Seção retangular	Viga T
Momento + carga axial de compressão	ELU	simétrica	$0,2 + 15 \left(\frac{A_s + A'_s}{A_c} \right)$	-
	ELS		$0,6 + 15 \left(\frac{A_s + A'_s}{A_c} \right)$	-
Momento	ELU	apenas em um lado	$0,3 + 10 \left(\frac{A_s}{A_c} \right)$	0,45
	ELS		$0,6 + 10 \left(\frac{A_s}{A_c} \right)$	0,65
Momento + carga axial de tração	ELU	simétrica	$15 \left(\frac{A_s + A'_s}{A_c} \right)$	-
	ELS		$15 \left(\frac{A_s + A'_s}{A_c} \right)$	-

Fonte: Bueno (2014)

Sendo:

A_s é considerado área de aço da armadura positiva;

A'_s área de aço da armadura negativa;

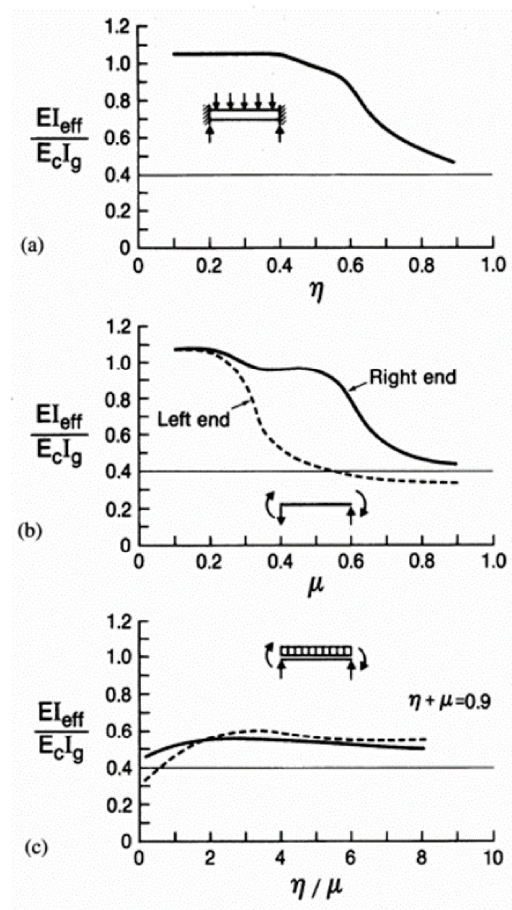
A_c área de concreto da seção bruta.

Contudo, os fatores de rigidez indicados por Kordina (1972) são apenas para carregamentos a curto prazo, e não consideram rotações excessivas nas ligações entre membros da estrutura (BUENO, 2014).

Hage e Macgregor (1974) basearam-se no trabalho de Kordina (1972)

para estudar a variação da rigidez em diversos tipos de membros estruturais submetidos a momentos derivados de cargas gravitacionais, laterais e a combinações de ambos os casos. MacGregor (1993) propôs alterações no código ACI 318 de 1995, que consideravam a inclusão de redutores de rigidez para análise de segunda ordem em pórticos estruturais. No qual avaliaram vigas e pilares com diversas características geométricas, em que cada modelo foi discretizado em pequenos segmentos para aplicação de cargas contantes. A Figura 10 apresenta a variação da rigidez efetiva (EI_{eff}) para uma viga T à medida que o nível de carregamento é incrementado.

Figura 10 – Variação da rigidez da viga com a carga.



Fonte: MacGregor (1993)

Na Figura 10 (a) representa um viga com momentos devidos a carga-

mentos gravitacionais, e o termo η representa a relação entre o momento de engastamento perfeito e momento nominal resistido pela viga (M_n), dado pela equação 2.8.

$$\eta = \frac{\frac{wl^2}{12}}{M_n} \quad (2.8)$$

Para pequenos carregamentos, devido a presença de armadura a EI_{ef} excede ligeiramente a rigidez da seção bruta ($E_C I_g$), a medida que o valor de η aumenta, em razão da abertura de fissuras, a EI_{ef} se aproxima de $0,4E_C I_g$. (MACGREGOR, 1993) (HAGE; MACGREGOR, 1974).

Para Figura 10(b), a viga sofre com momentos devido a cargas laterais, dessa forma o μ é o quociente entre o momento na extremidade devido ao carregamento lateral e o momento nominal resistido pela viga. Como pode ser observado, novamente a EI_{ef} se aproxima de $0,4E_C I_g$, à medida que μ se aproxima de 1,0.

Na Figura 10(C), a viga sofre com momentos devido aplicação de cargas gravitacionais e laterais combinadas, desse modo é possível observar que não houve variação no valor da rigidez com diferentes taxas de η/μ , aproximando dos valores encontrados nos casos anteriores de $0,4E_C I_g$.

Já para os pilares, Hage e Macgregor (1974) avaliaram três tipos de seções: duas retangulares, sendo uma com distribuição da armadura em apenas 2 faces e a segunda com distribuição da armadura nas quatro faces, e uma circular. Além disso, os autores também avaliaram cinco valores de rigidez de vigas e oito valores de taxas de esbeltez diferentes para pilares, os quais variavam de 5 a 40.

Hage e Macgregor (1974) concluíram que a estimativa de valores para a redução da EI na análise de segunda ordem, como sendo: $I=0,4I_g$ para vigas e $I=0,8I_g$ para pilares.

MacGregor (1993) sugeriu a utilização de um fator de redução de resistência (θ), com intuito de considerar a variabilidade nas deflexões laterais resultante das simplificações de cálculos referente ao modelo estrutural e aos valores assumidos de E e I. Sendo recomendado pelo autor a consideração de $\theta = 0,875$ na multiplicação pelos redutores de rigidez apresentados nas Equações 2.9 e 2.10 durante a análise de pórticos.

$$Vigas = 0,875 \times 0,40 = 0,35I_g \quad (2.9)$$

$$Pilares = 0,875 \times 0,80 = 0,70I_g \quad (2.10)$$

Sendo I_g o momento de inércia da seção bruta de concreto.

Para determinação da rigidez dos elementos deve-se multiplicar o valor I_g pelo módulo de elasticidade indicado na respectiva norma.

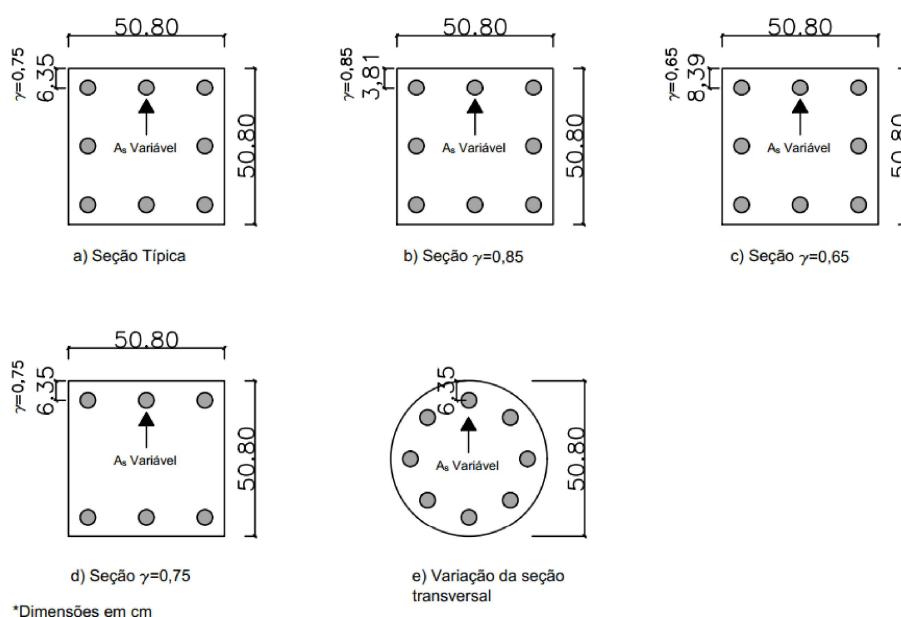
Khuntia e Ghosh (2004b) realizaram uma revisão das considerações do código ACI 318-02 sobre rigidez efetiva (EI_{ef}) de vigas e pilares, discutindo os principais fatores que influenciavam a redução do momento de inércia dos elementos de pórticos estruturais. Com base em estudos paramétricos, foram identificadas as principais variáveis que influenciavam na EI_{ef} . Os autores propuseram expressões aplicáveis para todos os níveis de carregamento, sem delimitação de número mínimo ou máximo de pavimentos. Das quais são válidas tanto para estados limites últimos quanto para estados limites de serviço.

Com intuito de avaliar a influencia da rigidez efetiva (EI_{ef}) na estabilidade dos pilares de concreto armado Khuntia e Ghosh (2004b) analisaram os seguintes parâmetros

- Taxa de armadura (ρ_g) - Entre 1% e 3%;
- Resistência característica do concreto f_{ck} - ente 27,60 MPa e 82,70 MPa;
- Relação da carga axial/carga última (P/P_0) - entre (0 e 0,80);
- Variação da excentricidade e/h - entre 0,10 a 0,80);
- Influencia do cobrimento, utilizando parâmetro γ , relação entre a distancia de eixo a eixo das barras mais externas em uma direção e a dimensão da seção, na mesma direção;
- Disposição das armaduras, conforme a Figura 11.

Para todos os casos apresentados na Figura 11, os autores adotaram uma resistência à tração do aço de 413,7 MPa (60 ksi). E a rigidez efetiva foi determinada por meio do diagrama normal-momento-curvatura (N-M-1/r), em que o ponto de escoamento da armadura foi definido pelos esforços solicitantes (KHUNTIA; GHOSH, 2004a).

Figura 11 – Seção de pilares de concreto armado



Fonte: Adaptado Khuntia e Ghosh (2004a)

Conforme as análises apresentadas por Khuntia e Ghosh (2004a) foi observado as seguintes resultados para rigidez efetiva em pilares de concreto armado:

- A EI_{ef} aumenta com o acréscimo da ρ_g , quanto maior a ρ_g maior é a EI_{ef} ;
- O aumento do f_{CK} resulta no aumento da EI_{ef} ;
- O aumento da taxa de P/P_0 leva à redução da EI_{ef} , pois a desproporcionalidade entre o aumento da carga axial e a deformação ocorre na fibra mais externa, resultando em deformações maiores consequentemente, reduzindo a rigidez efetiva para pilares.

- A redução da EI_{ef} está relacionado com a e/h , uma vez que valores elevados na excentricidade da carga gera maiores momentos, resultando no aumento das fissuras de flexão e conseqüentemente na redução da rigidez efetiva da seção;
- Observaram que a variação do cobrimento efetivo, distribuição das armaduras e o tipo de seção transversal, não geram influência significativa na rigidez efetiva dos pilares, podendo ser ignorados.

Conforme a avaliação dos fatores que influenciaram na redução EI_{ef} , Khuntia e Ghosh (2004b) recomendaram a utilização da Equação 2.11 no cálculo da determinação da rigidez efetiva para pilares.

$$EI_{ef} = E_C I_g \times (0,80 + 0,25\rho_g) \times \left(1 - \frac{e}{h} - \frac{P_u}{P_0}\right) \quad (2.11)$$

Sendo:

EI_{ef} - Rigidez efetiva em pilares;

E_C - Módulo de elasticidade do concreto;

I_g - Momento de inércia seção bruta;

ρ_g - Taxa de armadura seção bruta;

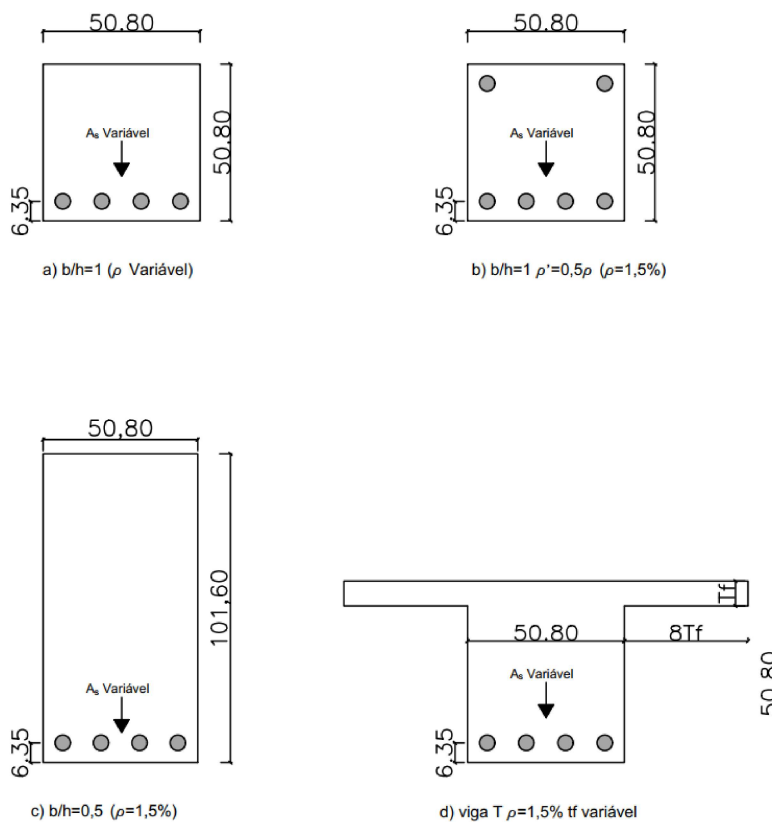
P_u - Carga axial;

P_0 - Carga última.

Em relação a rigidez efetivas das vigas de concreto armado (KHUNTIA; GHOSH, 2004a) avaliaram modelos com dimensões representadas na Figura 12, considerando a influencia dos seguintes parâmetros:

- Taxa de armadura tracionada (ρ) entre 0,5% a 2,5%;
- Resistência do concreto à compressão f_{ck} ;
- Presença de armadura de compressão (ρ') entre 0 e 0,5%;
- Relação base e altura b/h - 0,5 e 1;
- Nos modelos analisados com seções T, com avaliada a variação da relação entre a espessura da mesa e a altura da viga - entre 0 a 0,25.

Figura 12 – Seções transversais das vigas de concreto armado



*Dimensões em cm

Fonte: Adaptado Khuntia e Ghosh (2004a)

De acordo com os parâmetros e modelos analisados por Khuntia e Ghosh (2004a), as seguintes conclusões foram obtidas:

- A ρ' em vigas não resultou alteração nos valores da EI_{ef} , podendo ser desprezada;
- Vigas com baixos valores de b/h possuem maior EI_{ef} em comparação com as taxas maiores de b/h , para mesma taxa de armadura e largura da seção transversal;
- A variação f_{ck} do concreto influenciou na determinação da EI_{ef} das vigas, uma vez que maiores f_{ck} resulta em uma maior profundidade de fissuras de flexão (a profundidade da linha neutra é menor para manter o equilíbrio

das forças), levando a uma redução do momento de inércia efetivo da peça. Logo, os resultados encontrados demonstram que vigas com elevado f_{ck} a EI_{ef} é menor em comparação com elementos de menor resistência, principalmente para baixas taxas de armaduras;

- Nas vigas em seção T as análises demonstraram quanto maior a espessura da mesa, maior a EI_{ef} do elemento. No entanto, no caso de vigas T invertidas, observou que a mesa tracionada não influenciou no resultado da EI_{ef} , resultando em um comportamento semelhante a de uma seção retangular.

Com bases nos estudos realizados, Khuntia e Ghosh (2004b) recomendaram a utilização da Equação 2.12 no cálculo da determinação da rigidez efetiva para vigas de seção retangular com $f_{ck} \leq 41,4MPa$. Os autores também observaram que os resultados obtidos pelo método da rigidez efetiva são semelhantes aos resultados obtidos com momento de inércia da sessão fissurada I_{Cr} , através da Equação 2.13. Contudo o método I_{Cr} torna-se mais complexo em relação EI_{ef} , visto que requer o cálculo da profundidade do eixo neutro

$$EI_{ef} = E_c I_g \times (0,10 + 25\rho_g) \times (1,2 - 0,2\frac{b}{d}) < 0,6 \times E_c I_g \quad (2.12)$$

$$I_{cr} = \frac{b \times c^3}{3} + n \times A_s \times (d - c)^2 \quad (2.13)$$

Para vigas retangulares com $f_{ck} \geq 41,4MPa$ Khuntia e Ghosh (2004b) recomendaram a Equação 2.14, e para vigas com seção T e mesa comprimida a rigidez efetiva pode ser determinada pela Equação 3.1.

$$EI_{ef} = E_c I_g \times (0,10 + 25\rho_g) \times (1,2 - 0,2\frac{b}{d}) \times [1,15 - (4.10^{-5}) \times f'_c] < 0,6 \times E_c I_g \quad (2.14)$$

$$\frac{EI_{efT}}{EI_{ef}} = (1 + 0,2 \times \frac{t_f}{h}) \leq 1,4 \quad (2.15)$$

Sendo:

EI_{ef} - Rigidez efetiva da viga;

$E_c I_g$ - Rigidez da seção bruta;

ρ_g - Taxa de armadura;

b - Largura da base da viga;

d - Altura útil da seção;

c - Profundidade da linha neutra;

n - Relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto;

A_s - Área de aço da armadura positiva.

f'_c - Área de aço da armadura positiva

$t_f h$ - Largura mesa, seção T;

h - altura da seção.

Por fim Khuntia e Ghosh (2004a) recomendam que na análise de primeira ordem de pórticos, seja realizada inicialmente considerando os valores de $EI=0,35E_c I_g$ para vigas e $EI = 0,70E_c I_g$ para pilares. Posteriormente, a EI_{ef} para vigas e pilares deve ser recalculada de acordo com as Equações 2.11 e 2.12 respectivamente. Se os valores da EI_{ef} apresentarem uma variação superior a 15% em comparação com os valores iniciais, os autores orientam realizar novamente as análises conforme os valores das Equações 2.11 e 2.12.

Atualmente o código ACI 318 (2019) viabiliza aplicação de duas abordagens de redução de rigidez para "análise elástica de segunda ordem". A primeira abordagem é apresentada como um método simplificado de aplicação de redutores de rigidez, e tem como referência os trabalhos de Hage e Macgregor (1974) e MacGregor (1993), conforme apresentado na Tabela 3.

A segunda abordagem do código ACI 318 (2019) é apresentada como método alternativo refinado, sendo os redutores de rigidez fundamentados nos estudos de Khuntia e Ghosh (2004a) e Khuntia e Ghosh (2004b). Esse método é aplicável tanto para os casos de estado limite último (ELU) quanto para o estado limite de serviço (ELS), e os valores correspondentes são detalhados na Tabela 4

Tabela 3 – Momentos de inércia e áreas de seção transversal permitidas para análise elástica.

Membro e condição	Momento de inércia	Área da seção transversal para deformações axiais	Área da seção transversal para deformações por cisalhamento
Pilares	$0,70 I_g$		
Paredes	Não Fissurada	$1,0 A_g$	$b_w h$
	Fissurada		
Vigas	$0,35 I_g$		
Lajes Planas / Lajes cogumelo	$0,25 I_g$		

Fonte: Adaptado ACI 318 (2019)

Tabela 4 – Método alternativo do momento de inércia para análise elástica.

Membro	Valor alternativo do I para análise elástica		
	Mínimo	I	Máximo
Pilares e paredes	$0,35 I_g$	$\left(0,80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0,5 \frac{P_u}{P_0}\right) I_g$	$0,875 I_g$
Vigas, lajes planas e lajes cogumelo	$0,25 I_g$	$(0,10 + 25\rho) \left(1,2 - 0,2 \frac{b_w}{d}\right) I_g$	$0,5 I_g$

Fonte: Adaptado ACI 318 (2019)

Sendo:

 A_{st} - Área total de armadura na seção; A_g - Área bruta da seção de concreto; M_u - Momento de cálculo atuante na seção;

h - Altura da seção;

 P_u - Esforço normal de cálculo atuante na seção; P_0 - Esforço normal resistente da seção sem excentricidade; b_w - Largura da seção;

d - Altura útil da seção;

 ρ - Taxa de armadura da seção; I_g - Momento de inércia da seção bruta.

2.1.1.4 Evolução Não-Linearidade-Física em estudo brasileiros

Quando Franco e Vasconcellos (1991) realizaram apresentação do coeficiente γ_z , uma das premissas na sua aplicação foi a consideração aproxi-

mada da não-linearidade física. Desse modo, os autores sugeriram adoção da $EI_{ef} = 0,5E_cI_g$ para vigas e $EI_{ef} = 0,80E_cI_g$ para pilares, além disso, também seria possível considerar 70% da rigidez inicial da estrutura. A NBR 6118 (2003) até sua atualização em 2007, permitia a consideração de 70% da rigidez da estrutura inicial, como forma de análise aproximada da NLF.

Pinto e Ramalho (2002) avaliaram a rigidez de vigas e pilares através da análise de elementos finitos. Inicialmente os autores analisaram vigas e pilares de maneira isolada. No caso das vigas foi verificado a influência da variação da posição da linha neutra na EI_{ef} , variando entre o domínio 2 ($\beta_x = 0,28$) até o domínio 4 ($\beta_x = 0,628$). Os autores observaram que no caso das vigas biapoidas a localização da linha neutra influenciou na redução de rigidez das vigas, quando a linha neutra se aproxima do domínio 2 o valor da $EI_{ef} = 0,4E_cI_g$ a medida que a linha neutra se aproxima do domínio 4 a EI_{ef} se aproxima de $0,5E_cI_g$. No caso das vigas biengastadas não houve variação significativa dos valores de EI_{ef} , uma vez que os resultados se encontraram entre $0,60E_cI_g$ e $0,64E_cI_g$. Segundo Pinto e Ramalho (2002) o aumento da armadura reduziu o aparecimento de fissuras, causando uma menor redução de inércia nas peças de concreto armado. Desse modo as vigas com armaduras posicionadas tanto na face inferior quanto na superior apresentaram menor redução de inércia comparadas com as vigas de armaduras simples.

Já para o caso dos pilares Pinto e Ramalho (2002) analisaram modelos submetidos a flexo-compressão, dimensionados no domínio 4 e com vinculação engastado na base e livre no topo. Os autores observaram que quando os esforços de momentos fletores são menores em relação à normal, não há uma redução de inércia significativa, no entanto quando os esforços de momento fletores são superiores ao esforço normal, há uma maior redução de rigidez. Esse fator ocorre em razão do momento fletor produzir um grau maior fissuração nas peças de concreto armado em relação ao esforço normal, reduzindo a rigidez dos elementos.

Além disso Pinto e Ramalho (2002) também avaliaram a redução de rigidez por meio de análise de elementos finitos em um pórtico de 13 pavimentos, identificando o resultado de $EI_{ef} = 0,4E_cI_g$ para vigas e $EI_{ef} = 1E_cI_g$ para pilares.

Oliveira (2004) deu continuidade aos estudos iniciados por França 1991, no qual o autor desenvolveu ábacos para determinação da rigidez de pilares para análise de segunda ordem local. Através da linearização da relação momento-curvatura, que permitiu a construção de ábacos de iteração momento-normal-rigidez secante tanto para seções retangulares quanto circulares, sendo a seção cheia ou vazada. Os ábacos fornecem diretamente a rigidez secante da peça, determinando o arranjo e o valor da armadura. Com esse estudo Oliveira (2004) observou que aplicação dos ábacos é mais vantajosa pois permitem a aplicação em qualquer situação de carregamento e condições de vínculos de pilares.

Araújo (2010) estudou valores nominais de rigidez de vigas, pilares e pilares-paredes, em pórticos planos de 10 pavimentos. Por meio da aplicação do coeficiente β , que correlaciona a rigidez secante específica de um determinado elemento com a rigidez geral do concreto $\beta = (EI)_{sec}/E_{cs}I_g$. Com intuito facilitar a ponderação da não linearidade física em uma análise estrutural do parâmetro de instabilidade α e do coeficiente γ_z . A rigidez dos pilares é afetada pela taxa de armadura, resistência à compressão do concreto e pelo esforço normal reduzido. No caso da rigidez das vigas a resistência a compressão do concreto pode ser desconsiderada, contudo a taxa de armadura exerce uma influência mais significativa na rigidez. Desse modo Araújo (2010) recomenda-se adotar $EI = 0,35E_{cs}I_g$ para vigas e $EI = 0,70E_{cs}I_g$ para pilares.

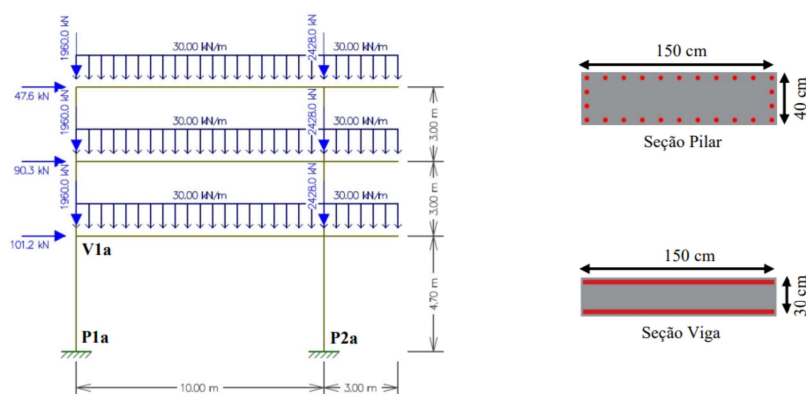
Gomes et al. (2018) implementaram no programa base Ftool uma ferramenta de análise não linear física do concreto armado. Com objetivo de identificar a redução de rigidez após fissuração das peças de concreto armado, processo que ocorre durante a transição entre Estádio I para o Estádio II. No qual a rigidez dos elementos é avaliada de forma iterativa por meio da do cálculo da rigidez secante obtido através dos diagramas de momento-curvatura.

Segundo Gomes (2019) o processo envolve o dimensionamento das seções de concreto armado, incluindo a definição e disposição das armaduras, seguidamente é realizada a análise da influência da não-linearidade física na estrutura de concreto armado. O processo de análise ocorre de forma iterativa calculando o diagrama de momento-curvatura para cada seção. O diagrama de momento fletor atua como um indicador de convergência, sendo recalculado

repetidamente até que não haja mais variações.

Os autores concluíram que o sistema Ftool foi capaz de incorporar a análise não-linear, Gomes, Martha e Santos (2021) avaliaram aplicação da ferramenta por meio da análise de um pórtico com três pavimentos, o modelo utilizado é apresentado na Figura 13. No modelo analisado os autores identificaram reduções de rigidez maiores do que as sugeridas na NBR 6118 (2023). No caso dos pilares a redução apresentou fator de 0,30 e para vigas fator de 0,179. Segundo os autores essa redução de inércia apresentou influencia direta nos efeitos de segunda ordem, aumentando o deslocamento do pórtico analisado.

Figura 13 – Pórtico plano em concreto armado analisado nos estudos de Gomes, Martha e Santos (2021).



Fonte: Gomes, Martha e Santos (2021)

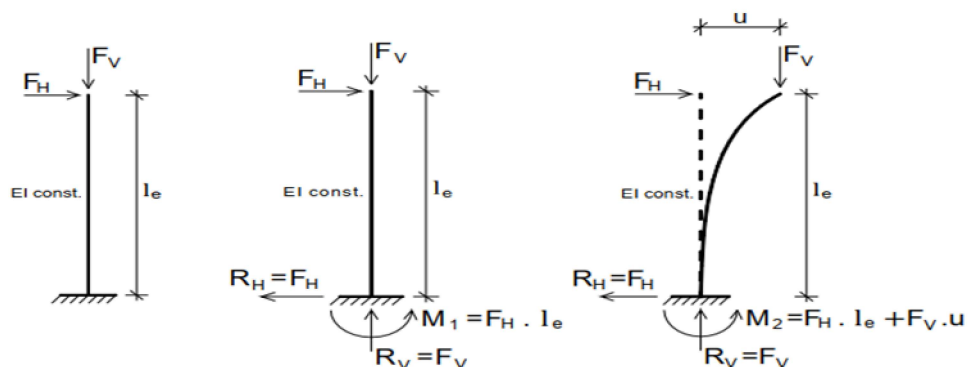
2.2 Não Linearidade Geométrica

De acordo com Kimura (2018), a não linearidade geométrica ocorre devido às mudanças na geometria dos elementos estruturais à medida que o carregamento é aplicado ao edifício. Dessa forma, os efeitos resultantes da NLG são avaliados com a estrutura na condição deformada, e não apenas na condição geométrica inicial (DELALIBERA et al., 2014).

Segundo Cotta (2007), a atuação em conjunto das ações horizontais e verticais ocasiona os deslocamentos dos nodais da estrutura. As forças horizontais tendem ampliar os deslocamentos, gerando um momento externo resultante do produto da ação vertical com o deslocamento. Denominando-se

efeito de segunda ordem quando passa a existir uma não linearidade entre ações e deslocamentos, como pode ser observado na Figura 14.

Figura 14 – Barra Vertical com ação da NLG



Fonte: Moncayo (2011, p.28 29)

Assim, a consideração da não linearidade geométrica é fundamental na avaliação da estabilidade global de um edifício (KIMURA, 2018). Logo, uma possível maneira de analisar esses efeitos, é por meio de parâmetros de estabilidade, no qual têm o intuito de avaliar a sensibilidade da estrutura em relação aos efeitos de segunda ordem.

A NBR 6118 (2023) orienta a utilização dos processos aproximados de classificação da estrutura como forma de verificação da estabilidade global, sendo eles, o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z . Outro método que pode ser utilizado como um cálculo mais rigoroso dos efeitos de segunda ordem, é o processo P- Δ , no qual é um processo de análise não-linear geométrica iterativo.

2.2.1 Coeficiente γ_z

O coeficiente de instabilidade γ_z foi proposto inicialmente por Franco e Vasconcelos em 1991, surgiu com a intenção de simplificar o processo de obtenção dos esforços de segunda ordem, uma vez que, por meio do mesmo é possível detectar se a estrutura apresenta nós fixos ou móveis sem a necessidade de realizar uma análise de segunda ordem criteriosa, além de estimar com boa aproximação os esforços de segunda ordem, quando relevantes (CARMO,

1995). Em teoria o parâmetro γ_Z foi desenvolvido com base na combinação do processo iterativo P- Δ com a hipótese de sucessivas linhas elásticas obtidas no processo de convergência são curvas afins, em que os deslocamentos evoluem obedecendo uma progressão geométrica de razão (r) menor que 1.

O coeficiente γ_Z foi estabelecido a partir de uma análise linear na qual as ações horizontais resultam no cálculo do momento de primeira ordem M_1 em relação à base da estrutura e dos deslocamentos horizontais de cada pavimento (PINTO; RAMALHO; CORRÊA, 2005). A interação desses deslocamentos horizontais com as ações verticais provoca o surgimento de incrementos nos momentos ΔM_2 , que, por sua vez, induzem novos deslocamentos. Esse processo é repetido de forma iterativa até que os incrementos se tornem insignificantes, levando a uma configuração estável da estrutura (PINTO, 1997). Os momentos finais de segunda ordem são então determinados, conforme expresso na Equação 2.16.

$$M_2 = M_1 + \Delta M_2 + \Delta M_3 + \dots + \Delta M_J \quad (2.16)$$

Em que, M_1 é considerado a primeira iteração e J o número de iterações. Conforme orientações do CEB-FIP Manual of Buckling and Instability (1978) os momentos M_1, M_2, M_3, M_J constituem uma progressão geométrica decrescente de razão $r' \leq 1$ (CARMO, 1995). Como representa a Equação 2.17

$$r = \frac{\Delta M_2}{M_1} = \frac{\Delta M_3}{\Delta M_2} = \dots = \frac{\Delta M_J}{\Delta M_{J-1}} \quad (2.17)$$

Considerando que $\Delta M_J = r \cdot \Delta M_{J-1}$ a Equação 2.16 torna-se:

$$M_2 = (1 + r + r^2 + r^3 + \dots + r^{J+1})M_1 \quad (2.18)$$

A soma da progressão do segundo membro da Equação 2.17, no limite para J tendendo ao infinito, vale:

$$\lim_{J \rightarrow \infty} (1 + r' + r'^2 + r'^3 + \dots + r'^{j-1})M_1 = \frac{1}{1 - r}M_1 \quad (2.19)$$

Em que a razão $r = \frac{\Delta M_J}{\Delta M_{J-1}}$ pode ser representada como $r' = \frac{\Delta M}{M_1}$, pois, considera-se J como a primeira análise linear, tem-se que $\Delta M_2 = \Delta M$ e

$\Delta M_1 = M_1$, considerando os valores de cálculo das grandezas envolvidas a equação pode ser expressa como:

$$M_{2d} \cong \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} M_1 \quad (2.20)$$

Denominando-se γ_Z a fração $\frac{M_{2d}}{M_1}$, tem-se:

$$\gamma_Z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} \quad (2.21)$$

Desse modo, a partir da Equação 2.21 pode-se obter uma aproximação dos esforços de segunda ordem, com uma análise simplificada de primeira ordem. De acordo com Franco e Vasconcellos (1991) a estrutura pode ser considerada nós fixos se o coeficiente $\gamma_Z \leq 1,1$, caso contrário, deve ser realizada uma análise de segunda ordem iterativa.

Atualmente o item 15.3.3 da NBR 6118 (2023) fornece orientações sobre a determinação do coeficiente γ_Z com base nos resultados de uma análise linear de segunda ordem para cada situação de carregamento, conforme expresso na Equação 2.22. Esse método é aplicável a estruturas reticuladas com no mínimo quatro pavimentos.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{T_{od}}}{M_{1,T_{od,d}}}} \quad (2.22)$$

Em que:

$M_{1,tot,d}$ – É o momento de tombamento, ou seja, a soma de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$ – É 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 da análise de 1ª ordem.

Desse modo, a NBR 6118 (2023) ressalva caso o coeficiente $\gamma_Z \leq 1,1$ a estrutura pode ser considerada como de 'nós fixos', dispensando, assim, a análise de esforços globais de segunda ordem. Caso contrário, se $\gamma_Z \geq 1,1$ a

estrutura é classificada como de 'nós móveis', em que deve-se obrigatoriamente considerar os efeitos globais e locais de segunda ordem.

Consequentemente, quanto maior o valor de γ_Z , mais significativos são os efeitos de segunda ordem, tornando a estrutura mais suscetível a instabilidades (KIMURA, 2018). No entanto, vários autores enfatizam que, para obter uma estimativa segura dos efeitos de segunda ordem, é aconselhável projetar estruturas com um coeficiente γ_Z inferior ou igual a 1,2. Além disso, a NBR 6118 (2023), no item 15.7.2, apresenta uma solução aproximada para estimar os esforços finais (1ª ordem mais os de 2ª ordem) por meio da majoração adicional das ações horizontais em 0,95 vezes γ_Z . É importante ressaltar que essa abordagem é aplicável somente quando γ_Z é menor ou igual a 1,3.

Também é importante mencionar que a NBR 6118 (2023) restringe a aplicabilidade do coeficiente γ_Z a estruturas reticuladas que possuam no mínimo quatro andares. Essa limitação está relacionada com a falta de estudos na consideração aproximada da não linearidade física para estruturas retículas baixas (FRANÇA, 2012 apud BUENO, 2014). Nos estudos conduzido por Franco e Vasconcellos (1991), não foram identificadas restrições quanto à aplicação do coeficiente γ_Z relacionadas à altura da edificação. Ademais, Vasconcelos (2000) destaca diversos cenários nos quais a aplicação do coeficiente γ_Z resulta em erros de estimativa, sendo que nenhum desses casos mencionados se encontra associado à altura da estrutura.

2.2.2 Parâmetro P- Δ

O processo P- Δ é um método utilizado quando se requer um cálculo mais preciso dos efeitos de 2ª ordem, pois os processos aproximados, apresentados anteriormente, apenas indicam a necessidade da análise de 2ª ordem, ou ainda, estimam os acréscimos gerados pelos esforços.

Dessa forma, pode-se dizer que o parâmetro P- Δ é uma análise NLG que considera os efeitos da deslocabilidade horizontal nas estruturas, assim, o P- Δ é um efeito de segunda ordem que associa a magnitude da carga axial "P" ao deslocamento " Δ " (LOPES; SANTOS; SOUZA, 2005).

De acordo com Moncayo (2011, p.51), "na literatura há diversos métodos

que levam em conta este processo, tais como: Método de Dois Ciclos Iterativos, Método da Carga Lateral Fictícia, Método da Carga de Gravidade Iterativa e Método da Rigidez Negativa”, entre outros. Inicialmente neste trabalho será apresentado análise estrutural utilizando o método da carga lateral fictícia, por ser uma metodologia simples de análise do processo P- Δ amplamente conhecido, por fim será abordado o processo P- Δ utilizado no sistema CADTQS.

2.2.2.1 Método da Carga Lateral Fictícia

Segundo (MONCAYO, 2011) processo P- Δ consiste em realizar uma análise de 1ª ordem da estrutura sob a ação de forças verticais e horizontais, seguido de sucessivas iterações. Dessa análise pode-se determinar os deslocamentos laterais relativos de cada pavimento (SILVA, 1996), conforme demonstra a Figura 15.

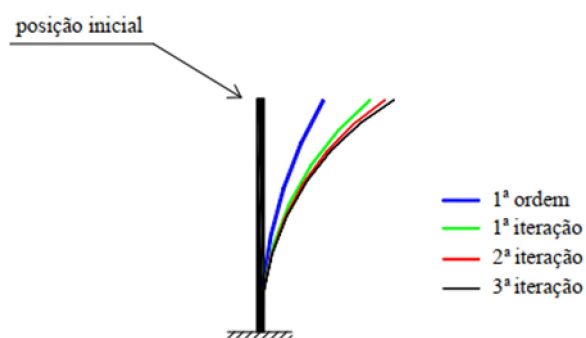


Figura 15 – Efeito das iterações no deslocamento da estrutura

Fonte: Lima (2001, p.81)

Ao avaliar esses deslocamentos em conjunto com aplicação de forças verticais de cada pavimento, geram momentos relativos ao deslocamento, que podem ser substituídos por binários equivalentes, constituídos de forças horizontais fictícias. As forças horizontais fictícias são adicionadas às forças horizontais iniciais atuantes nos nós da estrutura e uma nova análise é realizada, dados pelas Equações 2.23 e 2.24 (LIMA, 2001) (COTTA, 2007).

$$V_i = \frac{\sum P_i \times \Delta}{h_i} \quad (2.23)$$

$$H_i = V_{i-1} - V_i \quad (2.24)$$

Sendo:

V_i - Cortante fictício;

$\sum P_i$ - Carregamento vertical;

Δ - Diferença de deslocamento entre pavimentos;

h_i - Altura do pavimento i ;

H_i - Carga lateral fictícia.

Esse processo é repetido até que os deslocamentos obtidos encontrem uma tolerância pré estabelecida. Segundo Silva (1996) duas ou três ciclos de iteração são suficientes para convergência dos resultados em estruturas aperticadas com uma rigidez razoável. Nos estudos Koerich e Loriggio (2015) o número de iterações depende da precisão adotada para o controle da convergência, normalmente 3 a 5 iterações são suficientes. Já para Macgregor e Wight (2011), o processo deve ser repetido até que os deslocamentos sejam inferiores a 2,5% da iteração anterior.

Além disso, para levar em consideração a não linearidade física e obter uma maior precisão das iterações, seria necessário corrigir a rigidez (EI) das barras a cada iteração, o que tornaria o processo mais trabalhoso. Como alternativa, a não linearidade física é considerada de maneira simplificada, reduzindo a rigidez de vigas e pilares (BUENO, 2009).

2.2.3 P- Δ NO TQS

O processo P- Δ implementado no sistema CAD/TQS é um método numérico rigoroso baseado nos estudos de Medeiros e França (1989) (MON-CAYO, 2011). O processo utiliza o método iterativo que busca a posição final de equilíbrio da estrutura, realizando sucessivas correções na matriz de rigidez geométrica para identificar os esforços adicionais à medida que a estrutura se deforma (TQS INFORMÁTICA, 2020).

O processo P- Δ utiliza a matriz de rigidez secante da estrutura (K_s), que é baseada na hipótese de análise cinemática estrutural de Navier-Bernoulli, nas pequenas deformações e rotações moderadas, e no uso do método dos

elementos finitos como ferramentas de discretização. A matriz K_S é dada pela equação 2.25, que consiste na soma das matrizes de rigidez elástica (K_e), de rigidez geométrica (K_g) e de forças axiais decorrentes dos deslocamentos nodais (K_L) (MEDEIROS, 1999).

$$K_S = K_e + K_g + K_L \quad (2.25)$$

Medeiros (1999) enfatiza que a Equação 2.25 é um sistema não linear que foi resolvido utilizando o método Newton-Raphson modificado, que utiliza a matriz de rigidez elástica em conjunto com a matriz de rigidez geométrica e considera o vetor força apenas como um incremento, podendo ser desconsiderado.

No sistema TQS, existe também o método "P- Δ em dois passos", que simula os efeitos construtivos em sua análise. Dessa forma, as modelagens de pórtico espaciais analisam a estrutura como um todo, em que as cargas verticais são aplicadas simultaneamente no modelo, como se todos os pavimentos fossem construídos de uma vez. No entanto, na realidade, os edifícios de concreto armado de múltiplos pavimentos são construídos por etapas e as cargas verticais são aplicadas gradativamente conforme a estrutura é erguida (KIMURA, 2018).

Como forma de considerar os efeitos construtivos, os sistemas computacionais aumentam a área da seção transversais dos pilares, com intuito de aumentar a sua rigidez. No sistema TQS é utilizado o fator denominado MULAXI, que é responsável pelo aumento da área dos pilares, utilizado no coeficiente γ_Z (TQS INFORMÁTICA, 2020). No entanto, ao considerar esse fator na análise P- Δ , os deslocamentos resultantes das ações horizontais apresentam resultados menores do que os reais, o que compromete a segurança (JUNGES; ROVERE; LORIGGIO, 2012).

Conforme o TQS Informática (2020) o método P- Δ em dois passos consiste em duas etapas:

1. Executar o cálculo linear da estrutura sem interações, aplicando as cargas verticais e majorando a rigidez axial dos pilares para considerar os efeitos construtivos. Nessa etapa, são armazenados os esforços nos elementos e a distribuição das forças normais para montar a matriz de rigidez geométrica.

2. Realizar o cálculo não linear iterativo apenas com as cargas horizontais. Assim, na primeira iteração são consideradas as deformações da matriz de rigidez geométrica obtida na primeira etapa. Nas iterações seguintes, a matriz é corrigida com o acréscimo de esforços normais gerados pelas cargas horizontais.

Esse processo é repetido até o equilíbrio final da estrutura, e o resultado final é a soma dos dois passos. Esse processo resulta apenas nos esforços solicitantes finais de 2ª ordem, em comparação ao coeficiente γ_Z que permite avaliar o grau de sensibilidade da estrutura em relação aos efeitos de 2ª ordem. Assim com intuito de possibilitar avaliação da estabilidade global por meio do processo P- Δ o sistema CADTQS criou a relação RM2M1, dada pela equação 2.26

$$RM2M1 = 1 + \frac{M2}{M1} \quad (2.26)$$

Sendo:

- RM2M1 – Coeficiente que avalia a instabilidade;
- M1 – É o momento das forças horizontais em relação à base do edifício;
- M2 - É a somatória das forças verticais multiplicadas pelo deslocamento dos nós da estrutura sob ação das forças horizontais, resultante do cálculo de P-delta em uma combinação não-linear.

2.3 Evolução NLG

O coeficiente γ_Z , introduzido por Franco e Vasconcellos (1991), foi proposto como uma abordagem simplificada para a análise dos efeitos de segunda ordem, sendo capaz de fornecer ao mesmo tempo uma estimativa aproximada dos efeitos de segunda ordem. Os autores ilustraram a aplicação desse parâmetro em estruturas de 8 a 36 pavimentos, evidenciando a obtenção de estimativas satisfatórias para os esforços de segunda ordem.

De acordo com Vasconcelos (2000), a utilização do coeficiente γ_Z para a estimativa dos efeitos de segunda ordem demonstra uma precisão com erro infe-

rior a 5%. Entretanto, existem situações excepcionais em que a hipótese formulada apresenta uma probabilidade aumentada de imprecisão na sua aplicação, destacando-se:

1. Topo de edifícios: Pilares que suportam lajes de tamanho reduzido ou caixas d'água. Os pilares têm uma seção transversal mínima em relação às vigas ou paredes da caixa d'água. Desse modo, o pilar apresenta deformações relativamente grandes, com valores acima dos observados nos andares típicos;
2. Mudança brusca de inércia entre pavimentos: Alteração das dimensões dos pilares entre pavimentos pode atrapalhar a regularidade da progressão geométrica e resultar em valores menores de γ_z do que os corretos;
3. Diferença significativa de pé-direito entre os pavimentos: A variação do pé-direito entre pavimentos gera aumento da esbeltes dos pilares, resultando aumento dos deslocamentos. Essa variação pode provocar um valor de γ_z menor do que o verdadeiro;
4. Transição de pilares em vigas: A transição de pilares em vigas gera uma descontinuidade no pilar, contrariando a hipótese principal de aplicação do coeficiente, que exige que os deslocamentos evoluam obedecendo a uma hipótese de progressão geométrica;
5. Transição por rotação de 90° de pilares: Segundo Vasconcelos (2000), este caso é ainda mais grave do que o anterior e requer uma análise criteriosa dos efeitos de segunda ordem;
6. Uso de fatores de redução de inércia de pilares e vigas: Ao entrar no Estádio II, as vigas sofrem maiores reduções de inércia em comparação aos pilares. A utilização de fatores de redução de inércia influencia muito pouco no resultado final. No entanto, adotar a inércia no estágio I é contra a segurança, especialmente no caso de pilares esbeltos;
7. Estruturas que possuem dissociabilidades com cargas verticais: De acordo com Vasconcelos (2000), o critério simplificado da NB-1 (2000) que corrige

a razão da P.G levando em conta os deslocamentos devido à carga vertical não possui correção linear, mas apresenta uma aproximação razoável;

8. Torções do pórtico espacial: Quando as lajes sofrem não apenas translações, mas também rotações sob a ação do vento ou mesmo da carga vertical sozinha, o cálculo do parâmetro γ_Z deve se referir aos deslocamentos de um eixo vertical fictício passando pelo centro de torção dos pilares. Dessa forma, não é possível garantir que o coeficiente de amplificação de momentos seja constante em todo o edifício. Portanto, trata-se de um caso em que é necessário estabelecer limitações ao seu uso;
9. Recalques não uniformes nas fundações: A influência de recalques não uniformes nas fundações afeta a rigidez das ligações pilar-bloco e, conseqüentemente, os deslocamentos horizontais da estrutura.

Conforme observado nas publicações de Franco e Vasconcellos (1991) e Vasconcelos (2000), a restrição na utilização do coeficiente γ_Z em edificações com no mínimo quatro pavimentos não parece revelar condições que impeçam a aplicabilidade do mesmo nesse contexto. No entanto, segundo França, como citado por Bueno (2014, p. 11), "Essa limitação do número de pavimentos para a utilização do γ_Z está relacionada com a falta de estudos na consideração aproximada da NLF para estruturas reticuladas de baixa altura, pois essa limitação impacta diretamente nos valores de deslocamento que gerarão efeitos adicionais na estrutura". Também é importante destacar que a avaliação da estabilidade global em edificações com menos de quatro pavimentos é um tema pouco explorado no meio acadêmico.

Carmo (1995) avaliou a eficácia do coeficiente γ_Z na estimativa dos efeitos de segunda ordem em comparação com o coeficiente α e o parâmetro P- Δ . Como método de validação dos resultados, eles também foram comparados com dados obtidos por meio de análises de elementos finitos, um procedimento denominado pelo autor como "processo rigoroso". Em seu estudo, foram avaliadas 30 estruturas de edifícios regulares, variando de 11 a 25 pavimentos.

O autor concluiu que o coeficiente γ_Z apresentou um desempenho superior em relação ao coeficiente α , uma vez que permite estimar os esforços finais,

incluindo os efeitos de segunda ordem. Comparando com o processo rigoroso, o coeficiente γ_Z demonstrou uma estimativa satisfatória dos efeitos de segunda ordem. Dessa forma, o autor sugeriu elevar o limite do γ_Z de 1,20 para 1,30.

No entanto, Carmo (1995) utilizou o método aproximado na consideração da NLF, no qual foi empregado o fator de 0,70 para a redução de rigidez, tanto para vigas quanto para pilares. Entretanto, uma análise detalhada revelou a necessidade de adotar diferentes redutores de rigidez para vigas e pilares, devido ao estado de fissuração dos elementos ser distinto, devido às diferentes solicitações a que são submetidos. Por fim, recomendou a utilização dos redutores de rigidez propostos nos estudos de MacGregor (1993).

Pinto, Ramalho e Corrêa (2005) conduziram uma análise da capacidade de previsão dos efeitos de segunda ordem do coeficiente γ_Z . Compararam uma abordagem simplificada, na qual os esforços de primeira ordem são ampliados pelo parâmetro γ_Z , com uma metodologia mais rigorosa que leva em conta a não linearidade geométrica (NLG) por meio de modificações incrementais da matriz de rigidez. No âmbito de seu estudo, examinaram 25 edificações de concreto armado, abrangendo ambas as direções de incidência do vento, totalizando 50 modelos estruturais quando se considera o sistema de contraventamento. As alturas dessas estruturas variaram de 14 a 30 pavimentos. Os autores concluíram que o coeficiente γ_Z proporcionou uma estimativa satisfatória dos efeitos de segunda ordem. E observaram que a utilização desse parâmetro para valores acima de 1,25 deve ser evitada. Essa precaução se deve a um erro de estimativa de 5% observado para valores entre 1,25 e 1,30 do coeficiente, e para valores acima de 1,30, prevê-se um erro de até 17%, limitando a aplicação do coeficiente γ_Z em estimativas de até 1,25.

Delalibera et al. (2005) investigaram os efeitos da interação solo-estrutura na estabilidade global de edifícios construídos com concreto armado. O estudo compreendeu a modelagem de dois edifícios, um de 10 pavimentos e outro de 17 pavimentos, em duas configurações distintas. Na primeira configuração, consideraram os apoios dos modelos como fixos, e a análise dos efeitos de segunda ordem foi conduzida utilizando o processo P- Δ e o coeficiente γ_Z . Na segunda configuração, incorporaram a interação solo-estrutura com fundação flexível no estudo. Os autores constataram que a consideração da interação

solo-estrutura desempenha um papel crucial na avaliação das deformações da edificação. Os modelos que incorporaram a fundação flexível apresentaram alterações significativas nos resultados dos esforços solicitantes e nos deslocamentos da estrutura quando comparados com os resultados obtidos em modelos com fundação rígida.

Moncayo (2011) abordou a análise estrutural de sete edifícios, variando entre 14 e 22 pavimentos, com o propósito de avaliar os efeitos de segunda ordem, tendo como foco o coeficiente γ_Z em relação ao parâmetro P- Δ . Além disso, investigou a influência da não linearidade física (NLF), explorando a redução da rigidez para 0,8 em pilares e 0,4 em vigas, em comparação com um valor uniforme de 0,7 para ambos os elementos. Os resultados dessa investigação indicaram que o uso exclusivo do coeficiente γ_Z proporcionou estimativas mais precisas dos efeitos de segunda ordem em comparação com a aplicação de um fator de correção de 0,95. As análises também revelaram que a redução uniforme da rigidez para vigas e pilares tornou as estruturas mais rígidas, o que poderia levar a uma classificação inadequada dos nós como fixos, em vez de móveis, eliminando, assim, a necessidade de conduzir análises de segunda ordem. Moncayo (2011) também enfatizou que a prática de estimar os esforços de segunda ordem somente quando excedem 10% dos esforços de primeira ordem pode ser abandonada, uma vez que a utilização de ferramentas computacionais torna essa consideração viável em termos de esforço e recursos. Preservar essa prática unicamente por razões econômicas compromete a precisão e segurança das análises estruturais.

O estudo conduzido por Oliveira et al. (2013) envolveu uma investigação comparativa da aplicação dos coeficientes γ_Z e B_2 na avaliação da estabilidade global de estruturas de concreto armado. Similarmente ao coeficiente γ_Z , o coeficiente B_2 avalia a sensibilidade dos efeitos de segunda ordem da estrutura, a partir de uma análise de primeira ordem, em estruturas metálicas. Além disso, permite a estimativa global e local dos efeitos de segunda ordem. Para efetuar a comparação entre esses coeficientes, dois modelos de edifícios de concreto armado foram avaliados, com alturas de 16 e 18 pavimentos, resultando em um total de 10 modelos estruturais. Cada edifício passou por análises com variações nas dimensões das vigas e pilares, empregando o software de

simulação ANSYS.

Oliveira et al. (2013) concluíram que os valores médios do coeficiente B_2 demonstraram uma significativa proximidade em relação ao coeficiente γ_Z , em todos os casos avaliados. Os autores ressaltam que o coeficiente γ_Z gera um único valor para toda a estrutura. No entanto, os efeitos de segunda ordem variam ao longo da estrutura. Portanto, ao utilizar o coeficiente γ_Z como um fator amplificador dos efeitos de segunda ordem, pode ocorrer uma superestimação dos momentos finais em alguns pavimentos e uma subestimação em outros. Diante disso, Oliveira et al. (2013) recomendam a utilização de ambos os coeficientes na análise da estabilidade global, uma vez que o coeficiente B_2 possibilita a avaliação da estabilidade em cada pavimento.

Em um estudo subsequente Oliveira et al. (2014), prosseguiram as investigações relativas à estimativa dos efeitos de segunda ordem em estruturas de concreto armado. Nesse trabalho, foram analisados 10 edifícios de médio porte. Os resultados da pesquisa indicaram que ambos os coeficientes, γ_Z e $B_{2\text{méd}}$, demonstraram eficácia semelhante na avaliação da estabilidade global, com uma diferença máxima nas estimativas de aproximadamente 3,4% entre os coeficientes. Diante desses resultados, os autores exploraram a viabilidade de uma equação que relacionasse os efeitos de segunda ordem por pavimento, usando as equações dos coeficientes γ_Z e $B_{2\text{méd}}$. Essa relação é representada pela Equação 2.27.

$$\gamma_{est} = \frac{B_{2i}}{B_{2med}} \cdot \gamma_Z \quad (2.27)$$

Sendo B_{2i} o coeficiente que relaciona os efeitos de segunda ordem em cada pavimento, e B_{2med} o coeficiente de instabilidade para toda a altura da edificação. A avaliação dessa relação foi realizada por meio da análise da razão $\frac{\gamma}{\gamma_Z}$, na qual, γ representa o fator pelo qual os momentos de primeira ordem devem ser multiplicados para determinar os momentos finais. Oliveira et al. (2014) observaram que o coeficiente $\frac{\gamma}{\gamma_Z}$ apresentou a capacidade de estimar com precisão os efeitos de segunda ordem, com erros de estimativa inferiores a 5%. Além disso, constaram que a razão produziu resultados menores que 1,05 em 77% dos casos para pilares e em 83% para vigas.

Bueno e Loriggio (2016) conduziram uma investigação de natureza qualitativa, na qual realizaram uma comparação na avaliação da estabilidade global de um pórtico plano. Para isso, compararam a aplicação de um método refinado baseado na matriz de rigidez geométrica e o método simplificado que utiliza o coeficiente γ_z , na estimativa dos efeitos de segunda ordem do modelo analisado. Os resultados indicaram que o método simplificado obteve um desempenho satisfatório quando comparado ao método refinado. Os autores enfatizaram que o coeficiente γ_z proporciona uma estimativa adequada dos efeitos de segunda ordem, enquanto apresenta uma aplicação simplificada que dispensa cálculos complexos.

Por meio da análise de estruturas idealizadas, Vieira, Rodrigues e Veloso (2017) conduziram uma análise comparativa entre o coeficiente γ_z e o fator de carga crítica global de flambagem (λ), com o propósito de estabelecer uma relação entre esses parâmetros. As estruturas examinadas mantiveram uma configuração de forma idêntica, variando apenas as seções dos pilares e o número de pavimentos, a fim de criar diferentes valores de γ_z . Nesse contexto, os autores desenvolveram a Equação 2.28, como uma expressão aproximada para estimar o fator de carga crítica a partir do coeficiente γ_z .

$$\lambda = \frac{\gamma_z}{\gamma_z - 1} \quad (2.28)$$

Segundo Vieira, Rodrigues e Veloso (2017), Equação 2.28 pode ser aplicada entre o intervalo γ_z entre 1 e 1,50. Os autores concluem que a equação permite estimar o grau de afastamento que a estrutura apresenta em relação ao ponto crítico de instabilidade. Nos casos que o coeficiente $\gamma_z > 1,30$ o erro encontrado do fator λ foi de 15%, já para os casos do coeficiente $\gamma_z \leq 1,30$ o erro do λ foi de 10%.

Além disso, Vieira, Rodrigues e Veloso (2017) aplicaram a Equação 2.28 em três modelos de edificações reais com o intuito de verificar a aplicabilidade da equação proposta. Os autores constataram que os resultados obtidos foram satisfatórios para o fator λ , quando comparados aos resultados obtidos pela análise de estabilidade elástica realizada no SAP2000. Contudo, os pesquisadores observaram que o coeficiente γ_z pode não apresentar resultados satisfatórios em casos de torção na estrutura.

No estudo conduzido por Andrade e Nóbrega (2021), foi realizada uma avaliação da sensibilidade do coeficiente γ_Z em relação aos efeitos de torção presentes em estruturas de edificações. Além disso, investigou-se a aplicação do coeficiente γ_θ como uma alternativa mais apropriada para considerar os efeitos de torção de segunda ordem, ocasionados pelos deslocamentos rotacionais em tais edificações.

De acordo com Andrade e Nóbrega (2021), o coeficiente γ_θ , proposto por Franco em 2003, tem como principal objetivo estimar os efeitos de segunda ordem decorrentes das rotações ocorridas nos pavimentos de uma edificação, de maneira análoga ao coeficiente γ_Z , buscando estimar esses efeitos. Os pesquisadores realizaram a avaliação em um total de sete modelos de edificações, dos quais cinco foram classificados como regulares. Nesses modelos, variou-se o número de pavimentos e a seção transversal dos pilares. Os outros dois modelos foram considerados irregulares, sendo que o modelo 6 possuía 25 pavimentos, com uma redução da área dos pavimentos a partir do 16º andar, e o modelo 7 tinha uma configuração em forma de "L".

Andrade e Nóbrega (2021) concluíram que, embora o coeficiente γ_Z seja comumente utilizado para medir a magnitude dos efeitos globais de segunda ordem, em casos nos quais a torção causa impactos mais significativos nos efeitos de segunda ordem, esse coeficiente não se mostrou capaz de detectar esses efeitos, fornecendo resultados imprecisos e insatisfatórios. Além disso, os pesquisadores destacaram que a utilização do coeficiente γ_θ resultou em erros variando de 1,7% a 10,6%, o que é considerado aceitável para um método simplificado.

Avaliação da estabilidade global por meio do coeficiente γ_Z tem sido amplamente estudada por diversos autores, conforme evidenciado na literatura revisada. No entanto, a maioria dos estudos se concentra principalmente na sua aplicação em edificações com mais de quatro pavimentos.

Alguns pesquisadores têm buscado integrar o coeficiente γ_Z com outros métodos para aprimorar a precisão da estimativa, embora essas tentativas ainda não tenham explorado sua aplicação em edificações de pequeno porte. Além disso, há escassez de estudos que investiguem situações excepcionais capazes de impactar a precisão do coeficiente, sobretudo no que diz respeito à variação

da altura do pé-direito e à variação de inércia entre pavimentos

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Com o objetivo de avaliar a eficácia do coeficiente γ_Z na estimativa de efeitos de segunda ordem em edifícios de dois a quatro pavimentos, este estudo fundamenta-se na hipótese discutida por Bueno (2014) e Moreira e Martins (2018). A limitação percebida na aplicação do coeficiente γ_Z em edificações com menos de 4 pavimentos está vinculada à utilização dos redutores de rigidez indicados pela norma NBR 6118 (2023) no item 15.7.3, como uma aproximação na análise da não linearidade física da estrutura.

Os modelos em análise foram categorizados em dois tópicos distintos. O primeiro abordou a análise em relação à Não Linearidade Física (NLF) dos modelos, enquanto o segundo se dedicou à aplicação de estudos sobre redutores de rigidez na análise da Não Linearidade Geométrica (NLG) de cada modelo.

Na avaliação da NLF, inicialmente, a redução de rigidez de cada modelo foi identificada pela construção dos diagramas M-1/r e M-N-1/r. Para isso, utilizou-se o Pórtico Não Linear Físico Geométrico (PNLFG) do sistema TQS. Esse sistema determina a rigidez de cada elemento com base em sua geometria, armadura e esforços solicitantes, resultando em redutores de rigidez característicos para vigas (α_V) e pilares (α_P) em cada modelo.

Além disso, no contexto da análise da NLF, foram aplicadas as equações do método alternativo de redução de momento de inércia, conforme prescrito pelo código ACI 318 (2019). Essas equações, derivadas dos estudos de (KHUNTIA; GHOSH, 2004b), consideram a influência da seção transversal, taxa de armadura e as solicitações que cada elemento sofre na estrutura. Os redutores de rigidez resultantes para vigas (α_V) e pilares (α_P) foram característicos de cada modelo.

A análise da NLG foi realizada por meio do sistema TQS, em que os coeficientes redutores de rigidez obtidos na fase da NLF foram aplicados em todos os modelos avaliados, utilizando o coeficiente γ_Z como método de estimativa de efeitos de segunda ordem. O objetivo foi avaliar a capacidade do coeficiente γ_Z em estimar esses efeitos, comparando os resultados com as reduções de rigidez propostas por Bueno (2014) e Moreira e Martins (2018), bem como os redutores de rigidez indicados pela norma NBR 6118 (2023). Isso permitiu analisar a

influência da variação dos redutores de rigidez na aplicação do coeficiente γ_z em modelos de dois a quatro pavimentos.

Como validação dos resultados obtidos pela variação da metodologia da rigidez efetiva, aplicou-se os resultados obtidos com o PNLFG no processo P- Δ , como método mais rigoroso na verificação dos efeitos de segunda ordem da estrutura, comparando-os com as abordagens dos demais autores.

3.1 Descrição dos Modelos

Foram elaborados 4 modelos de concepções estruturais distintas, com intuito de avaliar a estimativa dos efeitos de segunda ordem do coeficiente γ_z , quando realizada a variação da rigidez da edificação, em edificações com até quatro pavimentos. Os modelos foram separados em quatro grupos denominados "A", "B", "C" e "D", cada grupo foi subdividido em 3 modelos, referentes ao número de pavimentos, nesse trabalho foi realizada a simulação em níveis de dois, três e quatro pavimentos, denominados P2, P3 e P4 respectivamente. A Tabela 5 apresenta a nomenclatura dos modelos.

Tabela 5 – Nomenclatura dos Modelos

Nomenclatura	Modelo	Nº de Pavimentos
AP2	A	2
AP3	A	3
AP4	A	4
BP2	B	2
BP3	B	3
BP4	B	4
CP2	C	2
CP3	C	3
CP4	C	4
DP2	D	2
DP3	D	3
DP4	D	4

Além disso, o mesmo modelo analisado pode apresentar variação nas dimensões da seção das vigas e pilares, no qual os elementos presentes nos

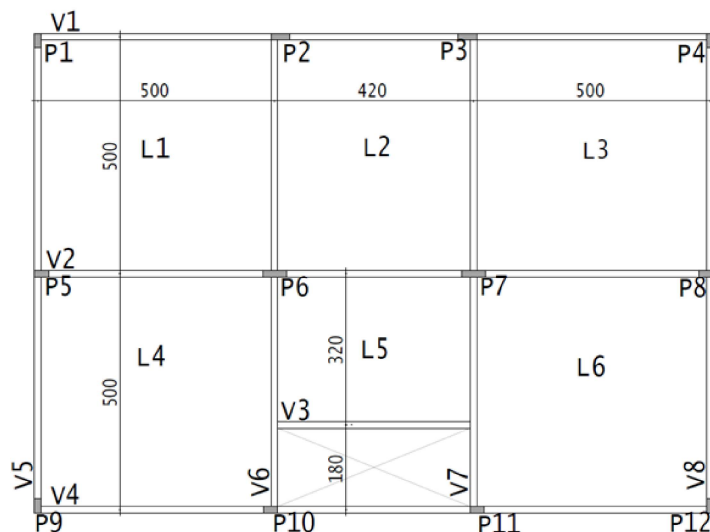
modelos de dois pavimentos são mais esbeltos em comparação ao mesmo modelo analisado com três e quatro pavimentos.

Esse fator foi contemplado devido a necessidade de analisar a variação da rigidez nos elementos estruturais. Ao adotar as mesmas dimensões dos elementos de uma estrutura de 4 pavimentos em uma estrutura de dois pavimentos, a estrutura torna-se superdimensionada e os efeitos de segunda ordem apresentam pouca influência na análise de estabilidade global. No entanto abordagem oposta torna-se impraticável, uma vez que, ao considerar dimensões suficientemente esbeltas para que os efeitos de segunda ordem apresentem uma influência significativa nas estruturas de dois pavimentos, ao aplicar a mesma concepção nas estruturas de quatro pavimentos o dimensionamento dos elementos estruturais se torna inviável, prejudicando a verificação da rigidez dos elementos.

3.1.1 Modelo A

O Modelo A, ilustrado na Figura 16, é concebido de forma retangular, e incorpora um conjunto de 8 vigas e 12 pilares, com pé direito de 3 m. Esse modelo foi submetido a análises em alturas de dois, três e quatro pavimentos, exigindo ajustes nas dimensões de certos elementos estruturais para viabilizar o dimensionamento das seções.

Figura 16 – Planta baixa modelo A



Fonte: Elaboração própria.

Em relação às vigas, a maioria dos elementos do Modelo "A" possui base de 14 cm e altura de 50 cm nos arranjos de dois e três pavimentos. No entanto, no caso do modelo com quatro pavimentos, foi necessário ampliar a largura das vigas V1, V2 e V4 para 19 cm, mantendo a altura constante de 50 cm. As demais vigas permaneceram com dimensões inalteradas, independentemente do número de pavimentos, a Tabela 6 detalha as dimensões das vigas em função do número de pavimentos.

Tabela 6 – Dimensões vigas modelo A

Vigas	2 Pavimentos		3 Pavimentos		4 Pavimentos	
	Base (cm)	Altura (cm)	Base (cm)	Altura (cm)	Base (cm)	Altura (cm)
V1	14	50	14	50	19	50
V2	14	50	19	50	19	50
V3	14	40	14	40	14	40
V4	14	50	14	50	19	50
V5	14	50	14	50	14	50
V6	14	50	14	50	14	50
V7	14	50	14	50	14	50
V8	14	50	14	50	14	50

Fonte: Elaboração própria.

No que diz respeito aos pilares, ajustes dimensionais foram realizados à

medida que os pavimentos foram adicionados, conforme detalhado na Tabela 7. Por exemplo, o pilar P1 mantém base de 14 cm, mas sua altura é aumentada de 30 para 40 centímetros quando o número de pavimentos atinge 4. Da mesma forma, os pilares P2, P4, P6 e P9 exibem variação nas bases, de 14 ou 19 centímetros, enquanto a altura permanece constante em diferentes configurações de pavimentos. Além disso, manteve-se o alinhamento entre os pilares e vigas, com ajustes das dimensões das vigas quando paralelas aos pilares.

Tabela 7 – Dimensões pilares modelo A

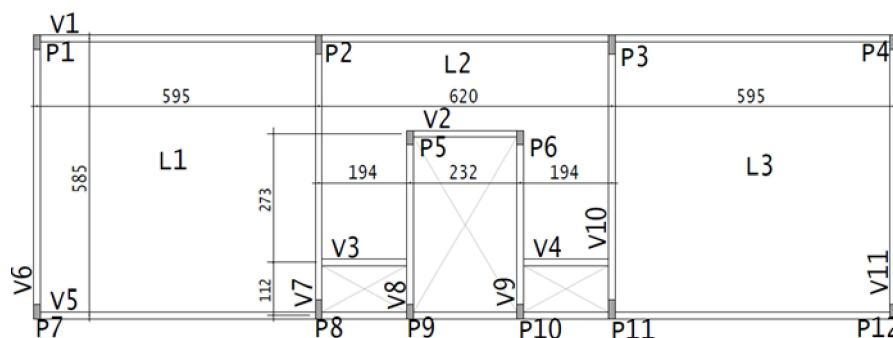
Pilares	2 Pavimentos		3 Pavimentos		4 Pavimentos	
	Base (cm)	Altura (cm)	Base (cm)	Altura (cm)	Base (cm)	Altura (cm)
P1	14	30	14	30	14	40
P2	14	40	14	40	19	40
P3	14	40	19	50	19	40
P4	14	30	19	50	14	40
P5	14	30	14	40	19	30
P6	14	50	14	30	19	50
P7	14	50	19	50	19	50
P8	14	30	19	30	19	30
P9	14	30	14	30	14	40
P10	14	30	14	40	19	40
P11	14	30	14	40	19	40
P12	14	30	14	30	14	40

Fonte: Elaboração própria.

3.1.2 Modelo B

O modelo B, ilustrado na Figura 17, adaptado dos estudos de Bacarji e Pinheiro (1996), foi submetido a simulações com dois, três e quatro pavimentos, sendo que cada pavimento possui o pé direito de 3 m. Esse modelo adota uma configuração retangular, com 11 vigas e 12 pilares.

Figura 17 – Planta baixa modelo B



Fonte: Elaboração própria.

Em relação às vigas do Modelo B, alguns desses elementos mantiveram suas dimensões constantes, independentemente do número de pavimentos, enquanto, outras tiveram suas larguras modificadas. A Tabela 8 apresenta as variações na dimensões das vigas do modelo B, em função do número de pavimentos.

Tabela 8 – Dimensões vigas modelo B

Vigas	2 Pavimentos		3 Pavimentos		4 Pavimentos	
	Base (cm)	Altura (cm)	Base (cm)	Altura (cm)	Base (cm)	Altura (cm)
V1	14	50	14	50	19	50
V2	14	35	14	35	14	35
V3	14	35	14	35	14	35
V4	14	35	14	35	14	35
V5	14	50	14	50	14	50
V6	14	50	19	50	19	50
V7	14	50	19	50	19	50
V8	14	50	14	50	19	50
V9	14	50	14	50	19	50
V10	14	50	19	50	19	50
V11	14	50	19	50	19	50

Fonte: Elaboração própria.

No que diz respeito aos pilares, as dimensões do Modelo B também variaram conforme o número de pavimentos. Alguns pilares, como P1, P4, P5, P9 e P10, mantiveram suas dimensões inalteradas, independentemente do número de pavimentos. No entanto, os pilares P2, P3, P7, P8 e P11 apresentaram alterações em suas bases e alturas. A Tabela 9 detalha a variação das

dimensões dos pilares em centímetros conforme o número de pavimentos. É importante destacar que foi mantido o alinhamento entre pilares e vigas que compartilhavam a mesma direção, sendo que as dimensões das vigas também foram ajustadas conforme necessário.

Tabela 9 – Dimensões pilares modelo B

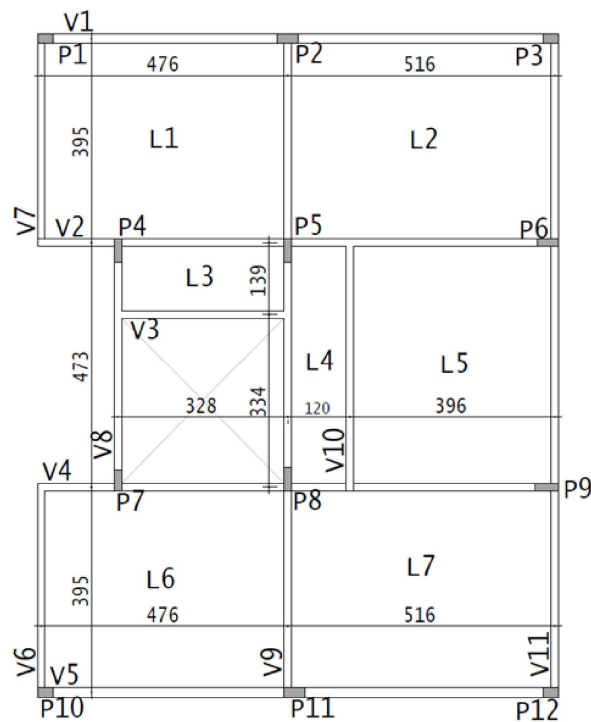
Pilares	2 Pavimentos		3 Pavimentos		4 Pavimentos	
	Base (cm)	Altura (cm)	Base (cm)	Altura (cm)	Base (cm)	Altura (cm)
P1	14	30	19	40	14	40
P2	14	40	19	50	19	60
P3	14	40	19	50	19	60
P4	14	30	19	40	19	40
P5	14	30	14	30	14	30
P6	14	40	14	30	14	30
P7	14	30	19	40	19	40
P8	14	30	19	50	19	60
P9	14	30	14	30	14	60
P10	14	30	14	30	14	30
P11	14	40	19	50	19	60
P12	14	30	19	40	19	40

Fonte: Elaboração própria.

3.1.3 Modelo C

O Modelo C, representado A Figura 18, apresenta a planta baixa de uma construção retangular. Assim como seus antecessores, foi submetido a simulações em configurações de dois, três e quatro pavimentos, mantendo uma altura constante de 3 metros.

Figura 18 – Planta baixa modelo C



Fonte: Elaboração própria.

Este modelo é composto por um total de 11 vigas, e 12 pilares, com as variações das dimensões das vigas detalhadas na Tabela 10, e dos pilares na Tabela 11. Da mesma maneira que os modelos anteriores, o modelo C também manteve-se o alinhamento entre os pilares e as vigas que compartilhavam a mesma direção.

Tabela 10 – Dimensões vigas modelo C

Vigas	2 Pavimentos		3 Pavimentos		4 Pavimentos	
	Base (cm)	Altura (cm)	Base (cm)	Altura (cm)	Base (cm)	Altura (cm)
V1	14	50	14	50	19	50
V2	14	50	14	50	14	50
V3	14	50	14	50	14	50
V4	14	50	14	50	14	50
V5	14	50	14	50	19	50
V6	14	40	14	40	14	40
V7	14	40	14	40	14	40
V8	14	50	14	50	14	50
V9	14	50	14	50	14	50
V10	14	50	14	50	14	50
V11	14	40	14	40	14	40

Fonte: Elaboração própria.

Tabela 11 – Dimensões pilares modelo C

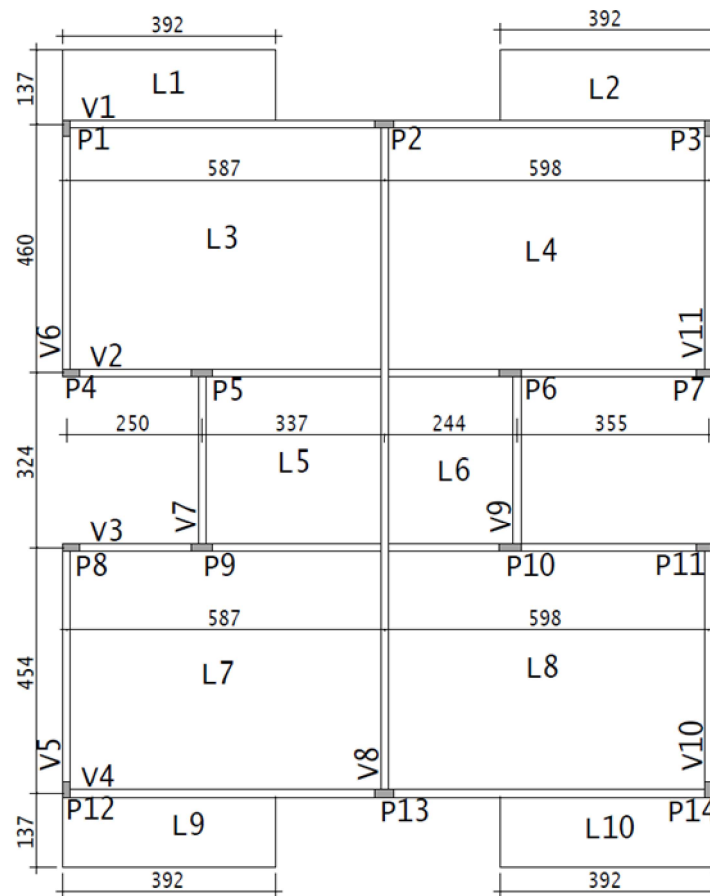
Pilares	2 Pavimentos		3 Pavimentos		4 Pavimentos	
	Base (cm)	Altura (cm)	Base (cm)	Altura (cm)	Base (cm)	Altura (cm)
P1	14	30	14	30	19	30
P2	14	40	14	40	19	40
P3	14	30	14	30	19	30
P4	14	40	14	40	19	40
P5	14	45	19	45	19	45
P6	14	35	14	35	19	40
P7	14	40	14	40	19	40
P8	14	45	19	45	19	45
P9	14	45	14	45	19	40
P10	14	30	14	30	19	30
P11	14	40	14	40	19	40
P12	14	30	14	30	19	30

Fonte: Elaboração própria.

3.1.4 Modelo D

O Modelo D, representado na Figura 19, configura-se como uma estrutura quase quadrada. Esse modelo é composto por 11 vigas e 14 pilares, apresentando um pé direito de 3 metros. Ademais, o modelo também foi submetido a análises em configurações de dois, três e quatro pavimentos.

Figura 19 – Planta baixa modelo D



Fonte: Elaboração própria.

De maneira geral, as dimensões das vigas permaneceram consistentes em todas as configurações de pavimento, contudo, as vigas V1, V2, V3 e V4 tiveram suas dimensões de base alteradas, conforme o incremento de pavimentos. A Tabela 12 detalha as dimensões das vigas em função do número de pavimentos

Tabela 12 – Dimensões vigas modelo D

Vigas	2 Pavimentos		3 Pavimentos		4 Pavimentos	
	Base (cm)	Altura (cm)	Base (cm)	Altura (cm)	Base (cm)	Altura (cm)
V1	14	55	19	55	19	55
V2	14	40	19	40	19	40
V3	14	40	19	40	19	40
V4	14	55	19	55	19	55
V5	14	40	14	40	14	40
V6	14	40	14	40	14	40
V7	14	35	14	35	14	35
V8	14	50	14	50	14	50
V9	14	35	14	35	14	35
V10	14	40	14	40	14	40
V11	14	40	14	40	14	40

Fonte: Elaboração própria.

Em relação aos pilares, suas dimensões foram ajustadas de acordo com o aumento do número de pavimentos, visando o dimensionamento adequado dos elementos estruturais, além disso, manteve-se o alinhamento entre os pilares e as vigas que apresentavam a mesma direção. A Tabela 13 detalha os acréscimos realizados no Modelo D.

Tabela 13 – Dimensões pilares modelo D

Pilares	2 Pavimentos		3 Pavimentos		4 Pavimentos	
	Base (cm)	Altura (cm)	Base (cm)	Altura (cm)	Base (cm)	Altura (cm)
P1	14	30	14	40	14	45
P2	14	35	19	40	19	40
P3	14	30	14	40	14	45
P4	14	30	19	35	19	35
P5	14	40	19	40	19	40
P6	14	40	19	40	19	40
P7	14	30	19	35	19	35
P8	14	30	19	35	19	35
P9	14	40	19	40	19	40
P10	14	40	19	40	19	40
P11	14	30	19	35	19	35
P12	14	30	14	30	14	45
P13	14	35	19	35	19	35
P14	14	30	14	30	14	45

Fonte: Elaboração própria.

3.1.5 Nomenclatura

Com intuito de avaliar a influência da análise aproximada da NLF na estimativa dos efeitos de segunda ordem, foram alterados os redutores de rigidez conforme o método de estudo aplicado. Sendo considerados os redutores de rigidez indicados na NBR 6118 (2023), as equações da análise elástica do ACI 318 (2019), e os redutores de rigidez encontrados nos estudos de Bueno (2014) e nos estudos de Moreira e Martins (2018). Dessa forma, conforme a metodologia de estudo foram consideradas as seguintes nomenclaturas apresentadas na Tabela 14 para edificações de 2 pavimentos, na Tabela 15 para edificações de 3 pavimentos, e na tabela 16 para edificações de 4 pavimentos.

Tabela 14 – Modelos de 2 pavimentos

Rigidez	NBR 6118	ACI 318	Bueno (2014)	Moreira (2018)	PNLFG	
MODELOS	γ_Z	γ_Z	γ_Z	γ_Z	γ_Z	P- Δ
A	AP2 N	AP2 ACI	AP2 B	AP2 M	AP2 PNLFG γ_Z	AP2 PNLFG P- Δ
B	BP2 N	BP2 ACI	BP2 B	BP2 M	BP2 PNLFG γ_Z	BP2 PNLFG P- Δ
C	CP2 N	CP2 ACI	CP2 B	CP2 M	CP2 PNLFG γ_Z	CP2 PNLFG P- Δ
D	DP2 N	DP2 ACI	DP2 B	DP2 M	DP2 PNLFG γ_Z	DP2 PNLFG P- Δ

Fonte: Elaboração própria.

Tabela 15 – Modelos de 3 pavimentos

Rigidez	NBR 6118	ACI 318	Bueno (2014)	Moreira (2018)	PNLFG	
MODELOS	γ_Z	γ_Z	γ_Z	γ_Z	γ_Z	P- Δ
A	AP3 N	AP3 ACI	AP3 B	AP3 M	AP3 PNLFG γ_Z	AP3 PNLFG P- Δ
B	BP3 N	BP3 ACI	BP3 B	BP3 M	BP3 PNLFG γ_Z	BP3 PNLFG P- Δ
C	CP3 N	CP3 ACI	CP3 B	CP3 M	CP3 PNLFG γ_Z	CP3 PNLFG P- Δ
D	DP3 N	DP3 ACI	DP3 B	DP3 M	DP3 PNLFG γ_Z	DP3 PNLFG P- Δ

Fonte: Elaboração própria.

Tabela 16 – Modelos de 4 pavimentos

Rigidez	NBR 6118	ACI 318	PNLFG			
MODELOS	γ_Z	γ_Z	γ_Z	γ_Z	γ_Z	P- Δ
A	AP4 N	AP4 ACI	AP4 PNLFG γ_Z	AP4 PNLFG γ_Z	AP4 PNLFG γ_Z	AP4 PNLFG P- Δ
B	BP4 N	BP4 ACI	BP4 PNLFG γ_Z	BP4 PNLFG γ_Z	BP4 PNLFG γ_Z	BP4 PNLFG P- Δ
C	CP4 N	CP4 ACI	CP4 PNLFG γ_Z	CP4 PNLFG γ_Z	CP4 PNLFG γ_Z	CP4 PNLFG P- Δ
D	DP4 N	DP4 ACI	DP4 PNLFG γ_Z	DP4 PNLFG γ_Z	DP4 PNLFG γ_Z	DP4 PNLFG P- Δ

Fonte: Elaboração própria.

Como representado na Tabela 16, os modelos com 4 pavimentos não foram realizadas simulações considerando os redutores de rigidez dos estudos

de Bueno (2014) e Moreira e Martins (2018), visto que os autores não indicaram valores para edificações com 4 pavimentos, uma vez que a norma já apresenta solução para aplicação da NLF aproximada.

3.2 Ações Atuantes

No item 11.2.1 da NBR 6118 (2023, p.56), orienta que qualquer análise estrutural deve considerar a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos na estrutura, levando em conta os estados limites últimos e os de serviço. Dessa forma, nesta seção serão apresentadas as considerações das ações que serão utilizadas na análise estrutural.

3.2.1 Peso Próprio

Por definição o software calcula de forma automática os pesos próprios dos elementos estruturais conforme as dimensões dadas as peças no modelador estrutural. Dessa forma, o sistema considera por definição o valor de 2,5 tf/m³ para massa específica do concreto armado, conforme a NBR 6118 (2023, p.22).

3.2.2 Carga das Lajes

Para as cargas atuantes nas lajes, foram consideradas os valores conforme a norma NBR 6120 (2019). Em que, foi definido o carregamento permanente de 0,10 tf/m² e o carregamento acidental de 0,15 tf/m², em todos os pavimentos dos modelos analisados.

3.2.3 Ações do Vento

Para o cálculo das ações devida à força do vento foi realizado conforme os parâmetros estabelecidos pela NBR 6123 (2023). O software TQS apresenta uma ferramenta que facilita a entrada de dados relacionados a edificação e aos fatores utilizados na determinação da força estática devido ao vento. O sistema permite avaliar o ângulo de incidência do vento em diversas direções, dessa forma, neste estudo optou-se pela direção horizontal definidas pelos ângulos 0° e 180°, e pela direção vertical através dos ângulos 90° e 270°.

Em todos os modelos analisados foi definido o valor de 45 m/s como a velocidade básica do vento, conforme a sua localização próximo a cidade de Alegrete/RS, no gráfico das isopletas obtido na NBR 6123 (2023). Os seguintes critérios foram considerados nos modelos analisados:

- Fator topográfico (S1): $S1=1$ referente a terrenos planos ou fracamente acidentado;
- Fator relativo à rugosidade do terreno (S2): Foi considerado a categoria IV, referente a terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zonas florestal, industrial ou urbanizada;
- Fator S2 relativo à classe da edificação: Foi definido a classe A. De acordo com a NBR 6123 (2023), representa “toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m”;
- Fator estatístico (S3): Foi considerado $S3=1$, que correspondente a edificações como hotéis e residências, comércio e indústria com alta taxa de ocupação.

Após realizada a determinação dos fatores e o lançamento das plantas estruturais, o sistema CAD/TQS estima as dimensões da face do edifício e realiza o cálculo do coeficiente de arrasto (C_a) em relação ao ângulo de incidência.

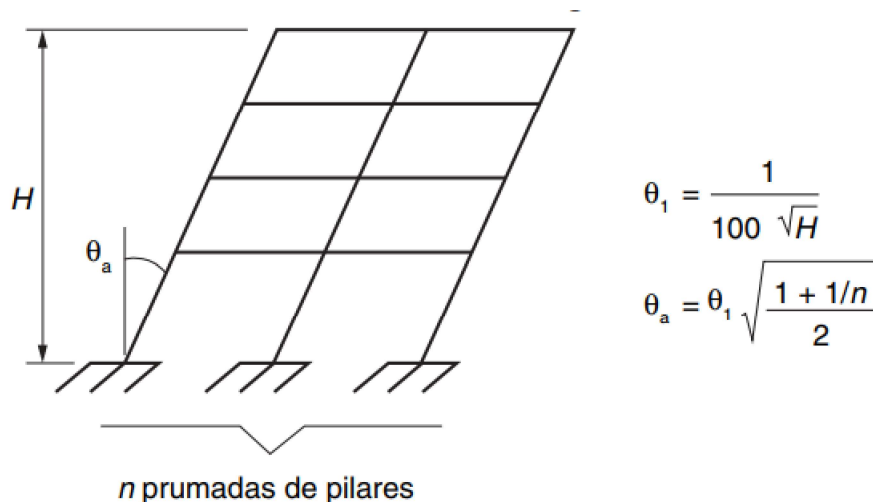
3.2.4 Imperfeições Globais

A NBR 6118 (2023) orienta que durante a verificação do ELU em estrutura reticuladas deve ser considerado as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada, essas imperfeições são divididas em dois grupos, sendo imperfeições globais e imperfeições locais.

Em razão do presente estudo avaliar a sensibilidade dos parâmetros de estabilidade globais, foi considerado nas análises apenas a influência das imperfeições geométricas globais. Em razão das imperfeições geométricas locais estarem relacionadas ao cálculo de um lance isolado de pilares, sendo dispensada análise desse caso.

De acordo com a NBR 6118 (2023) o desaprumo dos elementos verticais em estruturas contraventadas ou não, pode ser considerado conforme exemplifica a Figura 20.

Figura 20 – Imperfeições geométricas globais



Fonte: NBR 6118 (2023)

Sendo, $\theta_{1min} = \frac{1}{300}$ e $\theta_{1max} = \frac{1}{200}$ para estruturas reticuladas e imperfeições locais, "H" a altura total da edificação, expressa em metros. E "n" o número de pilares verticais que contribuem para o efeito do desaprumo global e associados à altura H adotada.

No entanto, a norma destaca que as ações devido ao desaprumo e ao vento não podem ser sobrepostas, devendo considerar as seguintes condições:

1. Quando 30% da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento.
2. Quando a ação do vento for inferior a 30% da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração de que θ_{1min} .
3. Nos demais casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração do θ_{1min} . Nessa combinação, admite-se considerar

ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, portanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

Contudo, todos os modelos avaliados enquadraram-se no caso 1, em que 30% da ação do vento foi maior que a ação do desaprumo, considerando somente a ação do vento.

3.3 Combinações

A norma NBR 6118 (2023) orienta que as combinações das ações devem ser determinadas de modo que identifique os efeitos mais desfavoráveis na estrutura. Dessa forma, com o propósito de avaliar a estabilidade global dos modelos estudados, foram consideradas as combinações últimas normais, conforme especificado pela norma e ilustrado na Equação 3.1.

$$F_d = \gamma_g \times F_{gk} + \gamma_g (F_{gk} + \sum \Psi_{0j} \times F_{qjk}) \quad (3.1)$$

Sendo:

F_d - Valor calculado das ações;

F_{gk} - Ações permanentes diretas;

F_{q1k} - Ação variável principal;

F_{qjk} - Ação variável secundária;

γ_g - Coeficiente de ponderação das ações permanentes no ELU;

γ_q - Coeficiente de ponderação das ações variáveis no ELS;

Ψ_{0j} - Coeficiente redutor das ações variáveis secundárias no ELU.

Os valores dos coeficientes de ponderação para ações permanentes, ações variáveis e do coeficiente de redução foram extraídos das Tabelas 11.1 e 11.2 da NBR 6118 (2023). Sendo considerado o valor de 1,4 como coeficiente de ponderação das ações variáveis e das ações permanentes. Enquanto o coeficiente redutor das ações variáveis secundárias foi considerado o valor de 0,5 para sobrecarga e 0,6 para pressão dinâmica do vento nas estruturas

Para avaliar os parâmetros de estabilidade global neste estudo, foram selecionadas oito combinações de carregamento. A tabela 17 descreve a

nomenclatura utilizada para identificar as combinações, enquanto a tabela 18 detalha as combinações específicas consideradas neste trabalho.

Tabela 17 – Nomenclatura do carregamento

Nomenclatura	Descrição
PP	Peso Próprio
PERM	Carga Permanente
ACID	Carga Variável
VENT1	Vento 90°
VENT2	Vento 270°
VENT3	Vento 0°
VENT4	Vento 180°

Fonte: Elaboração própria.

Tabela 18 – Combinações do ELU consideradas

Caso	Combinação
C1	PP+PERM+ACID+0.6VENT1
C2	PP+PERM+ACID+0.6VENT2
C3	PP+PERM+ACID+0.6VENT3
C4	PP+PERM+ACID+0.6VENT4
C5	PP+PERM+0.8ACID+VENT1
C6	PP+PERM+0.8ACID+VENT2
C7	PP+PERM+0.8ACID+VENT3
C8	PP+PERM+0.8ACID+VENT4

Fonte: Elaboração própria.

3.4 Consideração da Não Linearidade Física

Na abordagem da não linearidade física, a norma NBR 6118 (2023) preconiza a aplicação da rigidez aproximada na análise da estabilidade global da estrutura. Essa rigidez é definida por meio da redução da rigidez bruta ($E_c I_c$), ajustada conforme o tipo de elemento da estrutura. O sistema TQS possui um critério que determina o valor a ser utilizado como multiplicador para a consideração aproximada da não linearidade física em vigas e pilares. Os resultados obtidos com esses multiplicadores são empregados na avaliação

da estabilidade global do edifício e no dimensionamento das armaduras (TQS INFORMÁTICA, 2020).

Dessa forma, a consideração aproximada da não linearidade física foi conduzida por meio de três abordagens distintas. No primeiro método, foram adotados valores dos redutores de rigidez conforme prescrito pela norma NBR 6118 (2023), juntamente com referências adicionais provenientes dos estudos conduzidos por Bueno (2014) e Moreira e Martins (2018). Esses valores foram diretamente incorporados no software para a análise da não linearidade global, e os parâmetros utilizados estão detalhados na Tabela 19.

Tabela 19 – Critérios a serem adotados no redutor de rigidez

Metodologia	2 PAV.		3 PAV.		4 PAV.	
	α_V	α_P	α_V	α_P	α_V	α_P
NBR 6118 (2023)	0,40	0,80	0,40	0,80	0,40	0,80
Bueno (2014)	0,30	0,60	0,30	0,70	-	-
Moreira (2018)	0,15	0,71	0,14	0,72	-	-

Fonte: Elaboração própria.

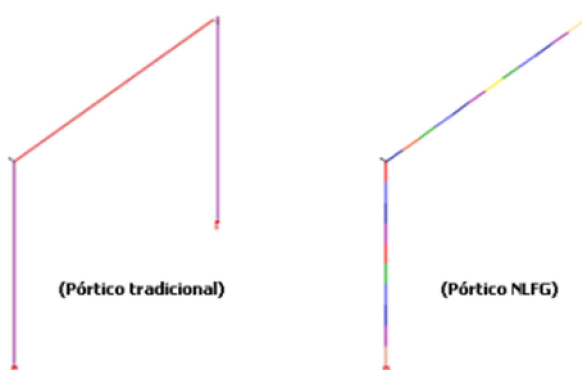
No segundo cenário, utilizou-se o Pórtico Não Linear Físico e Geométrico (PNLFG) como ferramenta para obter os valores médios de rigidez de cada modelo analisado. Esse procedimento foi fundamentado na metodologia empregada no estudo conduzido por Moreira e Martins (2018), conforme apresentado no Capítulo 2 deste trabalho. Ao empregar o PNLFG em conjunto com processos iterativos, com o objetivo de determinar os valores médios dos redutores de rigidez de cada modelo analisado, o próximo segmento abordará detalhadamente esse procedimento.

O terceiro caso de consideração aproximada da Não Linearidade Física (NLF) envolve a aplicação das equações do método alternativo de determinação do momento de inércia para análise elástica, conforme indicado por ACI 318 (2019), para a determinação da rigidez efetiva de vigas e pilares, conforme apresentado na Tabela 4 da Seção 2.1.3. O próximo segmento desse trabalho detalhará a metodologia de aplicação do método.

3.4.1 Pórtico não linear físico geométrico (PNLFG)

O pórtico não linear físico e geométrico (PNLFG) é um modelo espacial composto por vigas e pilares, utilizado para verificar as solicitações normais do estado limite último (TQS INFORMÁTICA, 2020). Nesse modelo, realiza-se uma discretização mais refinada, na qual cada vão de viga e lance de pilar é dividido em inúmeras barras, conforme ilustrado na Figura 21.

Figura 21 – Modelo PNLFG

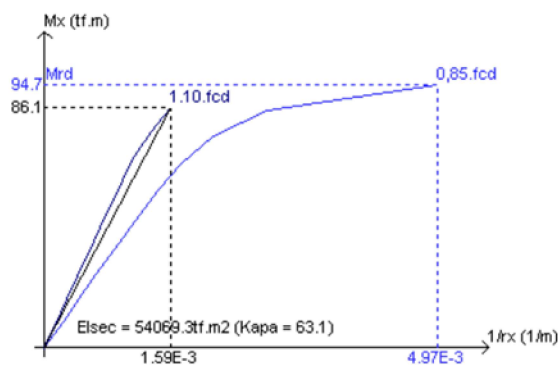


Fonte: TQS Informática (2020).

A não linearidade física presente nas vigas e pilares é considerada por meio do cálculo da rigidez à flexão (EI), obtida a partir das relações momento-curvatura ($M-1/r$) e momento-normal-curvatura ($M-N-1/r$) em cada seção do pórtico espacial (TQS INFORMÁTICA, 2020). A rigidez de cada barra discretizada é determinada de acordo com sua geometria, armaduras detalhadas em cada elemento estrutural e esforços solicitantes obtidos durante o processamento. Dessa forma, a consideração aproximada apresentada nos itens anteriores é substituída por um cálculo mais refinado.

Para realizar análises utilizando o PNLFG é necessário processar os esforços, dimensionar e detalhar armaduras nas vigas e pilares. No caso dos pilares, conforme ilustrado na Figura 22, a rigidez à flexão é calculada em ambas as direções (EI_y e EI_z), seguindo o item 15.3.1 da NBR 6118 (2023) e considerando a resistência de cálculo igual a $1,1 f_{cd}$ e $\gamma_{f3} = 1,1$ (TQS INFORMÁTICA, 2020)

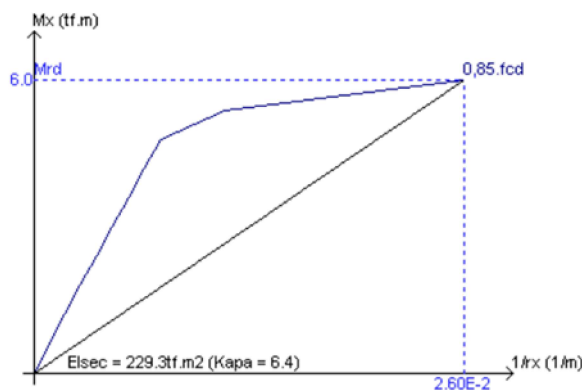
Figura 22 – Diagrama M-N-1/r para rigidez dos pilares no PNLFG.



Fonte: TQS Informática (2020).

Em relação às vigas, apenas a rigidez EI_y é calculada com base no diagrama M-N-1/r, levando em consideração $0,85 f_{cd}$, $\gamma_{f3} = 1$ e os esforços normais da viga, conforme apresentado na Figura 23 (TQS INFORMÁTICA, 2020).

Figura 23 – Diagrama M-N-1/r para rigidez das vigas no PNLFG.



Fonte: TQS Informática (2020).

Ao término do processamento, o PNLFG gera um relatório abrangente que inclui informações sobre verificações do ELU, bem como, o resultado dos redutores de rigidez médios para vigas e pilares, simplificando a análise dos dados, conforme ilustrado na Figura 24.

Figura 24 – Exemplo de resultados no PNLFG.

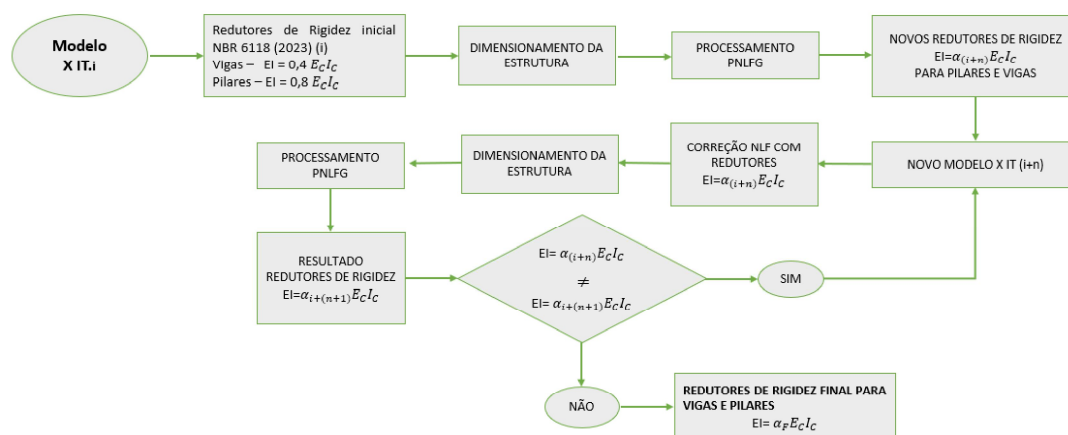


Fonte: Adaptado TQS Informática (2020)

3.4.2 Redutores de Rigidez PNLFG

O segundo método de abordagem aproximada da NLF utilizou o PNLFG para obter os valores médios de rigidez de cada modelo analisado. Essa abordagem baseou-se na metodologia empregada no estudo de Moreira e Martins (2018), conforme apresentado na seção 2.1.3 deste trabalho. Utilizando o PNLFG em conjunto com processos iterativos, com o objetivo de determinar os valores médios dos redutores de rigidez de cada modelo analisado. A Figura 25 ilustra o fluxograma da metodologia adotada neste estudo.

Figura 25 – Fluxograma metodologia empregada no PNLFG



Fonte: Elaboração própria

Após a modelagem da estrutura conforme o item 3.2 e a aplicação do carregamento, procedeu-se ao processamento global dos esforços e armaduras da estrutura. Considerando inicialmente os redutores de rigidez definidos pela NBR 6118 (2023) como método aproximado de abordagem da NLF.

Posteriormente, realizou-se o processamento do PNLFG, no qual a estrutura foi discretizada em elementos de barras com comprimento de 50 cm para vigas e pilares. A partir dos diagramas M-1/r e M-N-1/r, obtiveram-se os valores médios dos redutores de EI das vigas e pilares.

Logo após o processamento do PNLFG, o sistema realizou uma análise para verificar se todos os elementos atendiam à verificação de Estado Limite Último (ELU) em todas as combinações.

Inicialmente, caso os elementos verificados não atendessem à verificação do ELU, adicionava-se área de aço a cada elemento que não atendesse à verificação, e o PNLFG era reprocessado. Esse procedimento era repetido até que todos os elementos do pórtico atendessem ao ELU.

Contudo, a correção da área de aço não resultou em influência significativa nos resultados finais, especialmente considerando que a verificação do ELU não era atendida apenas nos elementos de barra das vigas. Estes elementos eram trechos pequenos em relação à dimensão do vão livre da estrutura, de no

máximo trechos de 50 cm em uma viga com vão livre de 4 m.

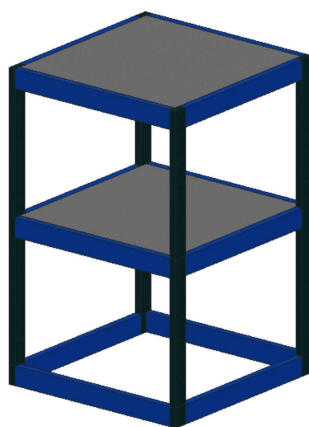
Dessa forma, definiu-se que após o processamento do PNLFG verificava-se a variação de rigidez obtida no processamento com o valor de dimensionamento da estrutura. Observada a variação entre os dois valores, a estrutura era novamente dimensionada com a rigidez definida no PNLFG. Em seguida, após o dimensionamento da estrutura, o PNLFG era processado novamente. Esse procedimento foi realizado de forma iterativa, até que não fosse observada variação entre a rigidez de dimensionamento e o valor resultante do PNLFG.

Os itens a seguir apresentam dois exemplos: um modelo considerando alteração na área de aço na definição dos redutores de rigidez, e o segundo exemplo sem considerar a correção da área de aço na definição da rigidez dos elementos.

3.4.2.1 Exemplo PNLFG com correção da área de aço

Neste item, apresenta-se um exemplo do processo realizado para a identificação dos coeficientes redutores de rigidez por meio do PNLFG, no qual ocorre a correção da área de aço. A Figura 26 apresenta o modelo hipotético "M1" utilizado no exemplo, o qual possui dois pavimentos e pé direito de 3 m. O modelo conta com uma laje maciça de 10 cm de espessura com vão livre de 4 m em ambas as direções, pilares com dimensões de 14 x 30 cm e vigas de 14 x 35 cm. Esse modelo foi estabelecido devido à quantidade reduzida de componentes estruturais, o que otimizou o processamento de modificação da área de aço.

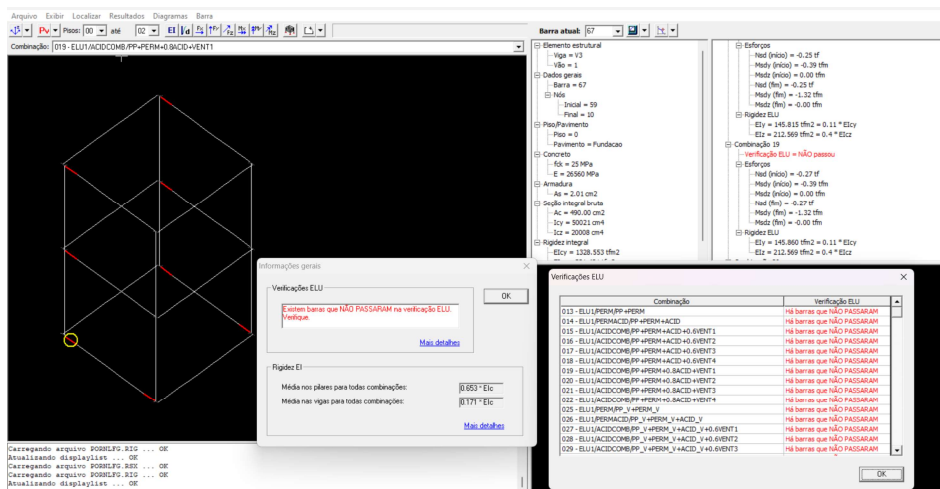
Figura 26 – Modelo M1



Fonte: Elaboração própria

Dessa forma, após modelada a estrutura, os redutores de rigidez indicados na NBR 6118 (2023) foram considerados durante o primeiro dimensionamento, visando a obtenção dos esforços e armaduras necessários. Posteriormente ao dimensionamento inicial da estrutura, procedeu-se ao processamento no PNLFG. Ao abrir a interface do sistema, as informações gerais foram automaticamente apresentadas, incluindo dados da rigidez média em vigas e pilares, assim como a verificação do ELU para as barras segmentadas. A representação tridimensional do pórtico da estrutura permitiu identificar visualmente as barras que satisfizeram a verificação do ELU, conforme ilustrado na Figura 27.

Figura 27 – Interface PNLFG



Fonte: Adaptado TQS Informática (2020)

Desse modo, após o processamento PNLFG foi verificado se todos os elementos atendiam ao ELU. Caso algum elemento de barra não atendesse ao ELU, era acrescentada área de aço nesse elemento e realizado processamento do PNLFG, até que todos os elementos atendessem ao ELU. Após verificar que todos os elementos de segmento de barra do pórtico espacial atenderam ao ELU era obtido os valores de redução de rigidez para vigas e pilares. Com os valores dos redutores de rigidez da estrutura, foi criado outro edifício com as mesmas características e aplicado os valores de redução de rigidez dos elementos encontrados na iteração anterior. Esse processo era repetido até que não ocorressem variações significativas nos resultados em relação a iteração anterior.

No primeiro processamento do PNLFG, foi obtida a rigidez média das vigas de $EI_{ef} = 0,171 \times EI_c$ e $EI_{ef} = 0,653 \times EI_c$ para pilares. Nesse processamento alguns segmentos de barras não atenderam ao ELU, sendo realizada a correção da área da armaduras. Essa correção foi realizada nos segmentos de barras das vigas próximo aos apoios dos pilares, em todos os níveis da estrutura. Depois de acrescentada área de aço a rigidez média das vigas passou para 0,174 e os pilares manteve-se o mesmo valor de 0,653. A Tabela 20 apresenta os resultados obtidos nos processamento de todas as iterações.

Tabela 20 – Resultados das iterações com correção A_S

Iterações	Antes Correção A_S		Depois Correção A_S	
	α_V	α_P	α_V	α_P
IT0	0,171	0,653	0,174	0,653
IT1	0,171	0,700	0,178	0,700
IT2	0,172	0,701	0,179	0,701
IT3	0,177	0,699	0,184	0,699
IT4	0,173	0,701	0,180	0,701
IT5	0,173	0,699	0,179	0,699
IT6	0,175	0,699	0,177	0,699
IT7	0,178	0,698	0,179	0,698
IT8	0,178	0,698	0,179	0,698

Fonte: Elaboração própria

Com os resultados obtidos na Tabela 20 é possível observar que acréscimo de armadura nas vigas gera um aumento na rigidez das vigas. E quando processada a estrutura dimensionada com a rigidez resultante do acréscimo de área, o valor da rigidez diminui novamente. Tornando-se necessário um maior número de iterações durante esse processo.

3.4.2.2 Exemplo PNLFG sem correção da área de aço

Da mesma maneira que o item anterior, apresenta-se um exemplo do processo realizado para a identificação dos coeficientes redutores de rigidez por meio do PNLFG, no entanto, nesse processo não é realizado a correção da área de aço.

Após modelada a estrutura, com os redutores de rigidez indicados na NBR 6118 (2023) para dimensionamento inicial da estrutura, foi realizado o processamento do PNLFG, e obtido o redutor de rigidez médio para vigas de $EI_{ef} = 0,171 \times EI_c$ e $EI_{ef} = 0,653 \times EI_c$ para pilares. O mesmo valor identificado no exemplo anterior, contudo como pode ser observado na Tabela 21, em um número menor de iterações foi possível encontrar o mesmo resultado, resultando em uma correção de rigidez de 0,179 para vigas e 0,698 para pilares.

Tabela 21 – Resultados das iterações sem correção de A_s

Iterações	Redutores de Rigidez	
	α_V	α_P
IT0	0,171	0,653
IT1	0,175	0,699
IT2	0,176	0,698
IT3	0,179	0,698
IT4	0,179	0,698

Fonte: Elaboração própria

Ao analisar os resultados obtidos tanto na Tabela 20 quanto na Tabela 21, a maior variação de rigidez foi observada nas vigas. Sendo que ambas as estruturas dimensionadas inicialmente com redutores de rigidez $\alpha_V = 0,40$ e $\alpha_P = 0,80$, e com valores finais de $\alpha_V = 0,179$ e $\alpha_P = 0,698$. Além disso, nota-se que a estabilização dos valores ocorre mais rapidamente sem a correção da armadura.

3.4.3 Redutores de Rigidez ACI

O terceiro método aproximado da NLF baseia-se na técnica de análise elástica proposta por ACI 318 (2019), o qual é utilizada para o cálculo da redução de rigidez em elementos estruturais. As equações correspondentes a esse método foram discutidas no Item 2.1.1.3, trata-se de uma abordagem alternativa para o cálculo do momento de inércia e fundamenta-se nas investigações paramétricas conduzidas por Khuntia e Ghosh (2004a), os quais desenvolveram equações para a redução de rigidez em vigas e pilares. Desse modo, neste estudo foram adotadas as equações adaptadas pelo ACI 318 (2019).

Nos pilares, os cálculos foram realizados individualmente, por meio da Equação 3.2, para cada elemento estrutural em cada lance de pilar. Cada modelo analisado apresentou quantidade expressiva de resultados. Dessa forma, após o cálculo da redução de rigidez de cada elemento, foi aplicada a média aritmética, com intuito de obter um valor representativo da redução de rigidez no modelo estudado, respeitando os limites estabelecidos pelo código, sendo $0,35I_g$ como mínimo e $0,85I_g$ como máximo.

$$EI_{P_{ef}} = \left(0,80 + 25\frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0,5\frac{P_u}{P_0}\right) I_g \quad (3.2)$$

No contexto das vigas, foi empregada a Equação 3.3. Novamente, o cálculo foi conduzido separadamente para cada elemento estrutural, e o valor final foi determinado pela média aritmética dos resultados obtidos por cada elemento. Estabeleceram-se limites de $0,25I_g$ como mínimo e $0,5I_g$ como máximo para o cálculo de cada elemento.

$$EI_{V_{ef}} = (0,10 + 25\rho) \left(1,2 - 0,2\frac{b_w}{d}\right) I_g \quad (3.3)$$

Sendo:

A_{st} - Área total de armadura na seção;

A_g - Área bruta da seção de concreto;

M_u - Momento de cálculo atuante na seção;

h - Altura da seção;

P_u - Esforço normal de cálculo atuante na seção;

P_0 - Esforço normal resistente da seção, sem excentricidade;

b_w - Largura da seção;

d - Altura útil da seção;

ρ - Taxa de armadura da seção;

I_g - Momento de inércia da seção bruta.

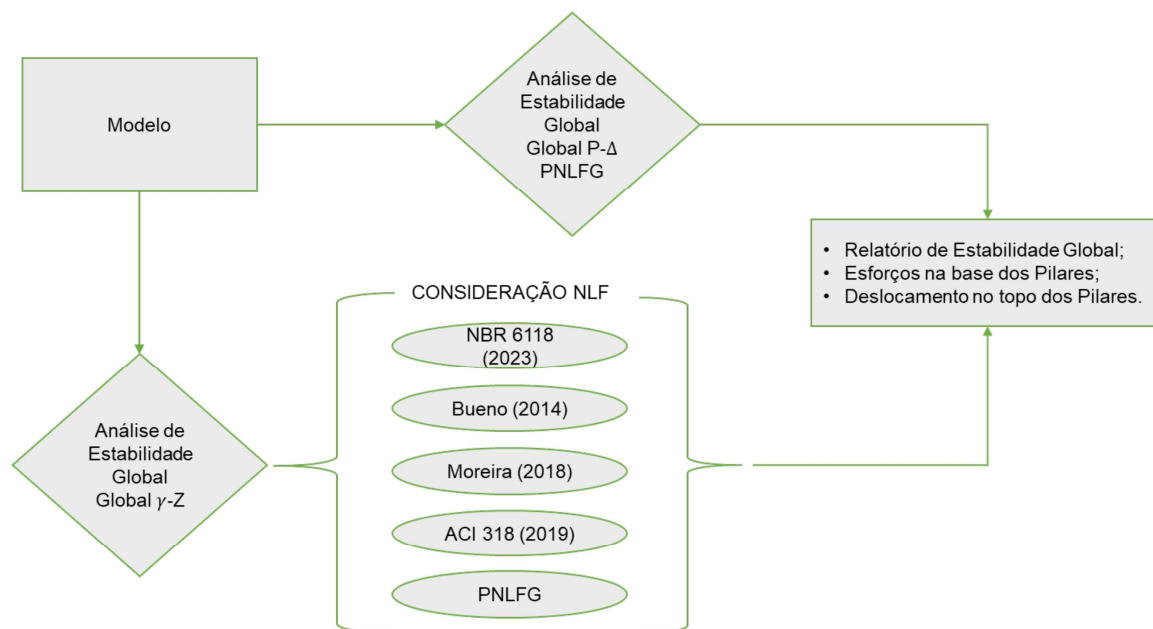
3.5 Análise Não Linearidade Geométrica

Com o intuito de avaliar a capacidade do coeficiente γ_Z em estimar os efeitos de segunda ordem em edificações com menos de 4 pavimentos, foram dimensionados os modelos A, B, C e D no sistema TQS.

As simulações foram realizadas de duas maneiras, primeiramente foi considerado o coeficiente γ_Z como método de estimativa dos efeitos de segunda ordem, e alterado os valores de redutores de rigidez, conforme apresentado anteriormente. Conforme ilustra a Figura 28, a modelagem dos elementos foi seguida pelo processamento global da estrutura. Durante esse processo, o

coeficiente γ_z foi considerado como estimativa dos efeitos de segunda ordem, no qual foi alterado apenas a consideração dos redutores de rigidez.

Figura 28 – Fluxograma da metodologia de análise.



Como segunda metodologia de simulação, o processo P- Δ foi utilizado como estimativa dos efeitos de segunda ordem. Trata-se de um processo numérico rigoroso que busca a posição final de equilíbrio da estrutura de forma iterativa por meio de sucessivas correções na matriz de rigidez geométrica. Ele identifica os esforços adicionais à medida que a estrutura se deformava (TQS INFORMÁTICA, 2020). A estimativa dos efeitos de segunda ordem do processo P- Δ foi mensurada por meio do fator RM2M1, descrito no Capítulo 2 deste trabalho. No qual, permitiu quantificar globalmente os resultados da análise P- Δ .

Após realizado o processamento global da estrutura por meio do sistema TQS, foi gerado o relatório de estabilidade global. Nesse relatório, foi possível avaliar a influência do coeficiente γ_z e do processo P- Δ na estimativa dos efeitos de segunda ordem. A partir das estruturas simuladas foi avaliado os resultados dos coeficientes de estabilidade global, como também os esforços na base dos pilares dos modelos analisados e o deslocamento no topo da estrutura.

Com auxílio do relatório de esforços de pórticos foi possível avaliar a influência dos efeitos de segunda ordem nos esforços da base dos pilares, e no seu deslocamento de topo.

No qual, foi escolhido os pilares com maior carregamento de cada modelo, e comparado o mesmo caso de combinação com o mesmo modelo com número de pavimentos idênticos, mas com variação na consideração da NLF. Por exemplo, no caso do modelo "A" com dois pavimentos "AP2" foi comparado os pilares P1 e P4, nos casos: AP2N, AP2ACI, AP2B, AP2M, AP2PNLFG. A partir dos dados analisados, foi possível verificar a influencia da redução de rigidez na estimativa dos efeitos de segunda ordem em edificações com menos de 4 pavimentos utilizando o coeficiente γ_z como majorador desses efeitos.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 Não Linearidade Física

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos através das simulações no software TQS para os modelos descritos na metodologia. Inicialmente serão abordados os resultados referentes a análise do PNLFG, com os valores dos redutores de rigidez obtidos em cada modelo estudado. Em sequencia será apresentado os resultados obtidos por meio das equações de redução de inércia da análise elástica propostas pelo ACI 318 (2019).

4.1.1 Modelos PNLFG

Os resultados obtidos ao longo das iterações do processamento do PNLFG são detalhados no Apêndice A da Tabela 31 até a Tabela 42, abrangendo todos os modelos simulados.

A Tabela 22 expõe os resultados definitivos dos redutores de rigidez do modelo A, obtidos por meio do PNLFG. Em relação às vigas, observou uma diminuição da rigidez à medida que o número de pavimentos aumenta. O fator de redução de rigidez do modelo AP2 registrou um valor igual a 0,172. Já o modelo AP3 apresentou fator de redução de 0,162, com uma variação de aproximadamente de 6,4% em relação aos modelos AP2 e AP3. O modelo AP4 revelou o menor fator de redução de rigidez, cerca de 0,150 com uma variação de 6,80% em relação ao modelo AP3 e de 12,80% em relação ao modelo AP2.

No caso dos pilares, constatou-se uma descontinuidade nos resultados finais. A rigidez do modelo AP3 é superior aos demais modelos, embora apresente uma variação inferior a 5% entre os resultados. Essa descontinuidade, evidenciada nos resultados, pode ser atribuída a variação nas dimensões dos elementos estruturais. Com o aumento do número de pavimentos, foi necessário ampliar as dimensões de alguns pilares para viabilizar o dimensionamento dos elementos.

Tabela 22 – Redutores de Rigidez modelo A

Modelo	PNLFG	
	VIGAS	PILARES
AP2	0,172	0,718
AP3	0,161	0,725
AP4	0,150	0,695

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 23 apresenta os valores simulados no modelo B. Ao analisar os resultados, observa-se que o modelo BP3 exibiu o menor fator de redução de rigidez, tanto nas vigas quanto nos pilares.

No que se refere às vigas, esse modelo obteve o valor de 0,159, representando uma diferença de 17,19% em relação ao modelo BP2 e de 5,36% em relação ao modelo BP4. Quanto aos pilares, o BP3 registrou um valor de 0,672, apresentando uma variação de 4,14% em relação ao modelo BP4 e uma variação de 5,08% em comparação ao modelo BP2.

Tabela 23 – Redutores de Rigidez modelo B

Modelo	PNLFG	
	VIGAS	PILARES
BP2	0,192	0,708
BP3	0,159	0,672
BP4	0,168	0,701

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 24 exhibe os resultados correspondentes às simulações do modelo C. No que se refere aos redutores de rigidez das vigas, nota-se uma pequena variação em comparação aos modelos CP2 e CP3, aproximadamente 4,91%. Entretanto, o coeficiente de redução de rigidez permaneceu inalterado entre os modelos CP3 e CP4, com um valor de 0,155. No contexto dos pilares, o modelo CP4 demonstrou o menor coeficiente de redução de rigidez, com um valor de 0,685, apresentando uma variação de 5,91% em relação ao modelo CP2 e de 6,16% em comparação ao modelo CP3.

Tabela 24 – Redutores de Rigidez modelo C

Modelo	PNLFG	
	VIGAS	PILARES
CP2	0,163	0,728
CP3	0,155	0,730
CP4	0,155	0,685

Fonte: Elaboração própria

Os resultados correspondentes as simulações do modelo D são apresentados na Tabela 25. Ao avaliar os resultados obtidos, constata-se que o modelo DP3, tanto nas vigas quanto nos pilares, exibiu o menor coeficiente de redução de rigidez entre os modelos analisados. No caso das vigas, os modelos DP3 e DP4 apresentaram valores praticamente idênticos, com um valor de 0,217 para o DP3 e 0,218 para o DP4, em relação ao modelo DP2, obteve uma variação de aproximadamente 11,07%. No que diz respeito aos pilares, apresentaram uma variação menos significativa, sendo o modelo DP3 o que o menor coeficiente de redução de rigidez com um valor de 0,662, seguido pelo modelo DP4 com um valor de 0,685. A maior variação entre os modelos de pilares analisados foi observada entre os modelos DP2 e DP3 com uma variação de aproximadamente 6,63%, os demais modelos apresentaram uma variação inferior a 5%.

Tabela 25 – Redutores de Rigidez modelo D

Modelo	PNLFG	
	VIGAS	PILARES
DP2	0,244	0,709
DP3	0,217	0,662
DP4	0,218	0,685

Fonte: Elaboração própria

4.1.2 Modelos ACI

Os resultados dos redutores de rigidez para vigas e pilares de cada modelo analisado, obtidos através das equações de análise elástica do código ACI 318 (2019), são apresentados nas Tabelas 43 a 70 no apêndice B, que apresenta o detalhamento das equações aplicadas.

A rigidez de cada segmento de pilar da estrutura foi determinada conforme a Equação 3.2, levando em consideração as características geométricas e de armadura em cada segmento dos pilares. Já para as vigas, foi utilizada a Equação 3.3 que apresenta uma abordagem simplificada para o cálculo da rigidez, no qual considera apenas a taxa de armadura longitudinal, a largura das vigas e a altura útil da seção.

Os resultados obtidos com aplicação das equações de análise elástica do modelo A são ilustrados na Tabela 26. Os dados da coluna "ACI C/ Verif." correspondem aos valores que foram considerados os limites indicados pelo código ACI 318 (2019), enquanto a coluna "ACI S/ Verif." apresenta os valores resultantes da aplicação direta das equações. A análise dos resultados do modelo A indicou que a consideração dos limites teve uma influência insignificante na variação da rigidez. No que diz respeito às vigas, em todos os modelos analisados, essa variação foi inferior a 5%. Já para os pilares, a variação foi ainda menor, atingindo no máximo 4,26% no modelo com dois pavimentos, e não apresentou variações nos modelos de três e quatro pavimentos.

Ao avaliar a rigidez considerando o acréscimo de pavimentos, nas vigas nota-se um aumento progressivo conforme o número de pavimentos aumenta. A variação entre o modelo com dois e três pavimentos foi de 3,20%, entre os modelos de três e quatro pavimentos foi de 4,81%, e entre os modelos de dois e quatro pavimentos atingiu 7,86%. Quanto aos pilares do modelo A, observou-se uma redução na rigidez. O modelo com dois pavimentos apresentou um valor de 0,726, enquanto o modelo com quatro pavimentos registrou um valor de 0,673, representando uma variação de aproximadamente 7,27%.

Tabela 26 – Redutores de Rigidez ACI Modelo A

Modelo	ACI C/ Verif.		ACI S/ Verif.	
	VIGAS	PILARES	VIGAS	PILARES
AP2	0,278	0,726	0,264	0,758
AP3	0,287	0,679	0,276	0,679
AP4	0,301	0,673	0,287	0,674

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 27 apresenta os resultados decorrentes das análises elásticas

aplicadas ao modelo B. A imposição dos limites máximo e mínimo estabelecidos pelo código revelou variações pouco significativas em comparação aos dois conjuntos de resultados. Em relação às vigas, a variação máxima foi de 4,58%, enquanto nos pilares foi de 3,07%. Em ambos os casos, a maior variação ocorreu no modelo BP3.

No contexto do acréscimo de pavimentos, destaca-se, principalmente nos pilares, um aumento nos coeficientes, com o menor fator de redução de rigidez obtido no modelo BP2 e o valor mais elevado no BP4. Observa-se uma variação de 1,59% entre os modelos BP2 e BP4. No caso das vigas, o modelo BP3 apresenta uma descontinuidade, com o menor valor observado entre os modelos analisados, registrando um fator de 0,286. Apesar disso, a variação entre os valores analisados é pequena, sendo de 3,63% entre os modelos BP3 e BP4 e de 0,7% entre os modelos BP2 e BP3.

Tabela 27 – Redutores de Rigidez ACI Modelo B

Modelo	ACI C/ Verif.		ACI S/ Verif.	
	VIGAS	PILARES	VIGAS	PILARES
BP2	0,288	0,665	0,283	0,665
BP3	0,286	0,674	0,273	0,695
BP4	0,297	0,676	0,286	0,686

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 28 apresenta os resultados da aplicação das equações da análise elástica nos modelos de planta C. Em relação aos limites estabelecidos pelo código, as vigas do modelo CP2 apresentaram uma variação notável entre os modelos analisados, com o modelo que aplicou os limites alcançando valores de 0,266, enquanto o modelo com a aplicação direta da equação registrou 0,250, representando uma variação de aproximadamente 6%. Esse comportamento pode ser relacionado com a aplicação do limite, no qual, proporcionou um acréscimo nos valores analisados. Em relação aos pilares, a maior variação também foi identificada no modelo CP2, com uma diferença de 2,40% entre os modelos. Em relação ao acréscimo no número de pavimentos, as vigas apresentaram aumento nos coeficientes de rigidez à medida que o número de pavimentos aumentava, com uma diferença máxima de 4,27% entre os modelos

DP4 e DP2. No caso dos pilares, foi observado um decréscimo na rigidez conforme o número de pavimentos aumentava, com variações de 3,55% entre os modelos CP2 e CP3, 6,77% entre CP3 e CP4, e 10,08% entre CP4 e CP2.

Tabela 28 – Redutores de Rigidez ACI Modelo C

Modelo	ACI C/ Verif.		ACI S/ Verif.	
	VIGAS	PILARES	VIGAS	PILARES
CP2	0,266	0,775	0,250	0,794
CP3	0,271	0,747	0,257	0,764
CP4	0,278	0,696	0,267	0,697

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 29 exibe os resultados das equações de análise elástica aplicadas ao modelo D. A consideração dos limites estabelecidos pelo código não revelou variação significativa nas vigas, embora o modelo DP2 tenha demonstrado a maior variação entre os modelos analisados, totalizando aproximadamente 3,14%. No caso dos pilares, o modelo DP2 apresentou uma variação de cerca de 7,16%, indicando que neste modelo ocorreu um número maior de fatores superiores ao limite estabelecido de 0,875. Em relação ao aumento no número de pavimentos, as vigas do modelo DP3 exibiram o menor fator de redução de rigidez em comparação aos demais modelos, registrando uma variação de 7,20% em relação ao modelo DP4 e 1% em relação ao modelo DP2. Para os pilares, observa-se um acréscimo no fator de redução de rigidez conforme o número de pavimentos aumenta, no entanto, essa variação é pequena, totalizando cerca de 1,65% em relação aos modelos analisados.

Tabela 29 – Redutores de Rigidez ACI Modelo D

Modelo	ACI C/ Verif.		ACI S/ Verif.	
	VIGAS	PILARES	VIGAS	PILARES
DP2	0,311	0,634	0,321	0,683
DP3	0,308	0,643	0,302	0,651
DP4	0,331	0,644	0,328	0,657

Fonte: Elaboração própria

4.1.3 Redutores Finais

A Tabela 30 apresenta um resumo dos resultados dos coeficientes redutores de rigidez obtidos por meio do processo do PNLFG e pela aplicação das equações derivadas do código ACI 318 (2019). Ao realizar uma comparação entre os resultados, nota-se que a aplicação da equação referente às vigas apresentou uma variação significativa. No caso dos modelos com dois pavimentos a variação média atingiu 33%, para os modelos de três pavimentos, a variação foi de 41%, enquanto nos modelos com quatro pavimentos, a variação alcançou 43%. Contudo, no contexto dos pilares, as equações de redução de rigidez apresentaram uma maior proximidade com os valores obtidos pelo PNLFG, apresentando uma variação média inferior a 3%.

Tabela 30 – Redutores de rigidez por número de pavimento

Mod.	PNLFG		ACI		Mod.	PNLFG		ACI		Mod.	PNLFG		ACI	
	VIG.	PIL.	VIG.	PIL.		VIG.	PIL.	VIG.	PIL.		VIG.	PIL.	VIG.	PIL.
AP2	0,172	0,718	0,278	0,726	AP3	0,161	0,725	0,287	0,679	AP4	0,150	0,695	0,301	0,673
BP2	0,192	0,708	0,288	0,665	BP3	0,159	0,672	0,286	0,674	BP4	0,168	0,701	0,297	0,676
CP2	0,163	0,728	0,266	0,775	CP3	0,155	0,730	0,271	0,747	CP4	0,155	0,685	0,278	0,696
DP2	0,244	0,709	0,311	0,634	DP3	0,217	0,662	0,331	0,644	DP4	0,218	0,685	0,331	0,644
Méd	0,193	0,716	0,286	0,700	Méd	0,173	0,697	0,294	0,686	Méd	0,173	0,692	0,302	0,672

Fonte: Elaboração própria

No contexto das vigas, quando aplicada da Equação 3.3, observa-se que a taxa de armadura de tração (ρ) e a relação entre a base e a altura útil da seção (b_w/d) são os fatores determinantes na magnitude dos redutores. Além disso, a ρ demonstrou ter maior influência nos cálculos, indicando que quanto maior a taxa de armadura das vigas, maior será o fator de redução de rigidez. Contudo, no contexto da análise dos dados, os resultados obtidos apresentaram uma variação expressiva em relação aos dados do PNLFG.

Em relação aos pilares, a Equação 3.2 exibiu valores mais próximos aos resultados do PNLFG. Além disso, os limites de valores contribuíram para uma maior aproximação com os resultados do PNLFG. Ao analisar a Equação 3.2, é possível notar um maior número de variáveis na determinação dos fatores que influenciam a magnitude dos redutores de rigidez. Essa equação estabelece uma relação entre a geometria dos elementos e os esforços, sendo estes últimos o fator preponderante na redução da rigidez dos pilares.

Ao comparar os resultados derivados do processamento do PNLFG, nota-se uma média de redução de rigidez para as vigas de 0,193 nas estruturas de dois pavimentos e de 0,173 nas estruturas de três e quatro pavimentos. Entretanto, em todos os níveis dos modelos da categoria "D" exibiram coeficientes superiores em comparação aos demais. Por exemplo, o modelo DP2 apresentou um redutor de 0,244, enquanto o DP3 registrou 0,217 e o DP4 0,218. Essa disparidade pode ser relacionada à taxa de armadura das vigas de cada modelo analisado. Conforme ressaltado por Khuntia e Ghosh (2004b), a rigidez efetiva de uma viga está diretamente associada à quantidade de armadura, pois reduz a profundidade das fissuras causadas pela flexão.

No contexto dos resultados dos pilares obtidos pelo PNLFG, observa-se uma diminuição média da rigidez à medida que ocorre o acréscimo de pavimentos, resultante do aumento das solicitações. Entretanto, ao analisar os modelos de maneira isolada, nota-se uma descontinuidade entre o acréscimo de pavimentos e a redução de rigidez. Esse comportamento pode ser associado à variação das dimensões dos elementos estruturais. Uma vez que, com o aumento do número de pavimentos foi necessário aumentar as dimensões de alguns pilares para viabilizar o dimensionamento dos elementos, exercendo influência na rigidez.

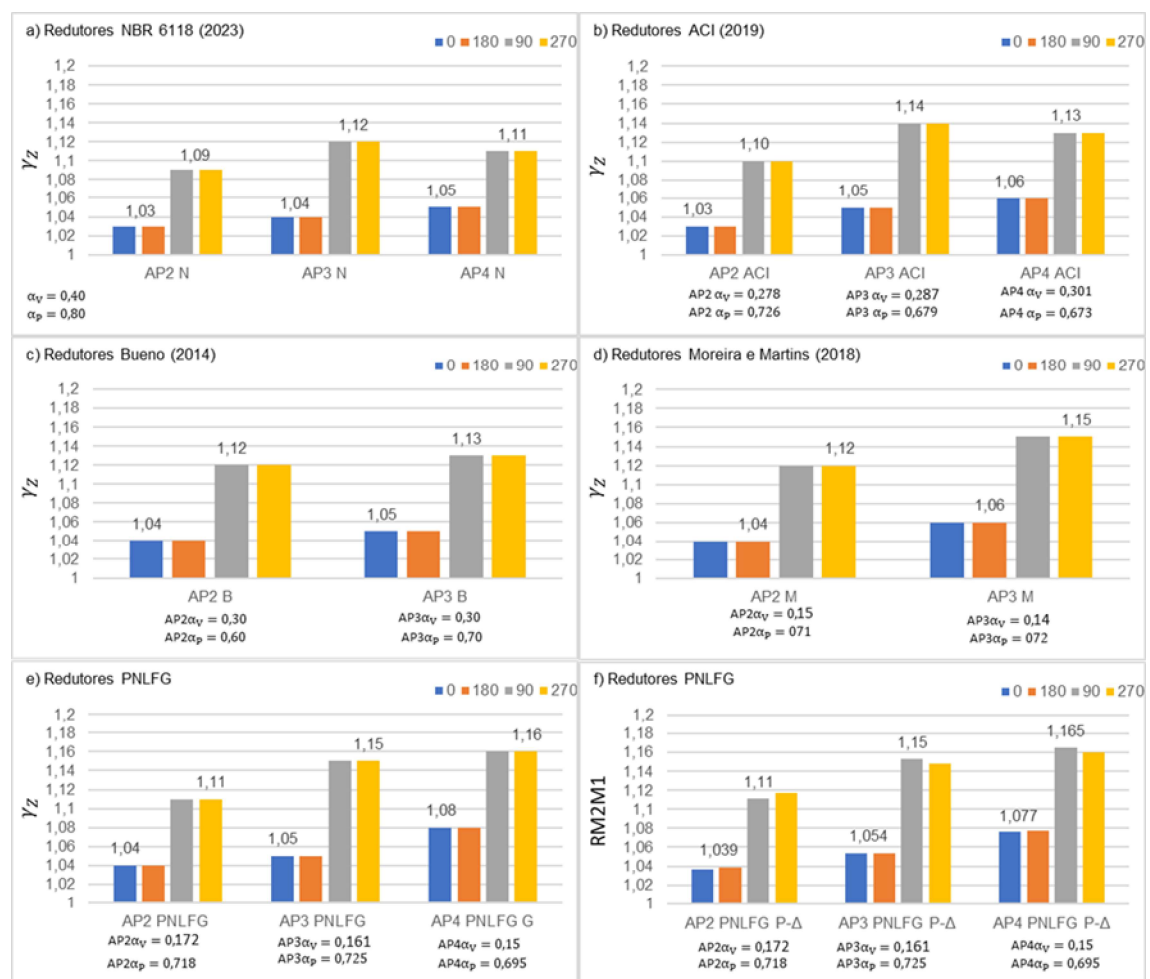
4.2 Não linearidade Geométrica

O presente item aborda a análise da não linearidade geométrica nos modelos estudados. Após a determinação dos coeficientes de redução de rigidez, procedeu à avaliação dos efeitos decorrentes destes sobre a estabilidade global e os parâmetros associados à mesma. Neste contexto, investigaram-se os impactos da variação dos redutores de rigidez no coeficiente γ_z , nos esforços normais na base dos pilares, assim como nos momentos fletores. Adicionalmente, efetuou-se uma análise do impacto sobre os deslocamentos no topo dos pilares e sobre o dimensionamento destes elementos. Os resultados com os dados e detalhamento dos modelos simulados são ilustrados no Apêndice C, da Tabela 71 a Tabela 82.

4.2.1 Modelo A

A Figura 29 ilustra os parâmetros de estabilidade derivados do modelo A, composto pelas estruturas de dois (AP2), três (AP3) e quatro (AP4) pavimentos. Nesses modelos, a direção vertical (ângulos de 90° e 270°) demonstrou maior suscetibilidade à instabilidade em comparação à direção horizontal (ângulos de 0° e 180°). No qual todos os modelos com três e quatro pavimentos exibiram estruturas com maior instabilidade, sendo classificadas como "nós móveis".

Figura 29 – Resultados estabilidade global Modelo A



Fonte: Elaboração própria

No caso dos modelos AP2N e AP2ACI, apresentam coeficiente γ_z igual a

1,09 e 1,10 respectivamente, sendo as estruturas classificadas como "nós fixos", resultando na desconsideração dos efeitos de segunda ordem no dimensionamento da estrutura. O cenário oposto foi evidenciado nas demais estruturas analisadas, em que os modelos AP2B (Figura 29c) e AP2M (Figura 29d), foram classificados como "nós móveis" com coeficiente γ_Z igual a 1,12. Além disso, o modelo de validação, ilustrado na Figura 29f, apresentou coeficiente RM2M1 igual a 1,11. Contudo, a maior diferença foi observada entre os modelos AP4N e AP4PNLFG P- Δ , com variação de cerca de 4,31%.

É importante destacar que em todos os modelos com quatro pavimentos não foi avaliada a estimativa dos efeitos de segunda ordem utilizando os fatores de redução de rigidez dos estudos de Bueno (2014) e Moreira e Martins (2018), em razão dos fatores serem aplicáveis em edificações de até três pavimentos. Dessa forma, nos modelos de quatro pavimentos foi comparado os resultados obtidos com redutores da NBR 6118 (2023), e as equações de análise elástica do código ACI 318 (2019), com os valores obtidos meio do processamento do PNLFG.

4.2.2 Modelo B

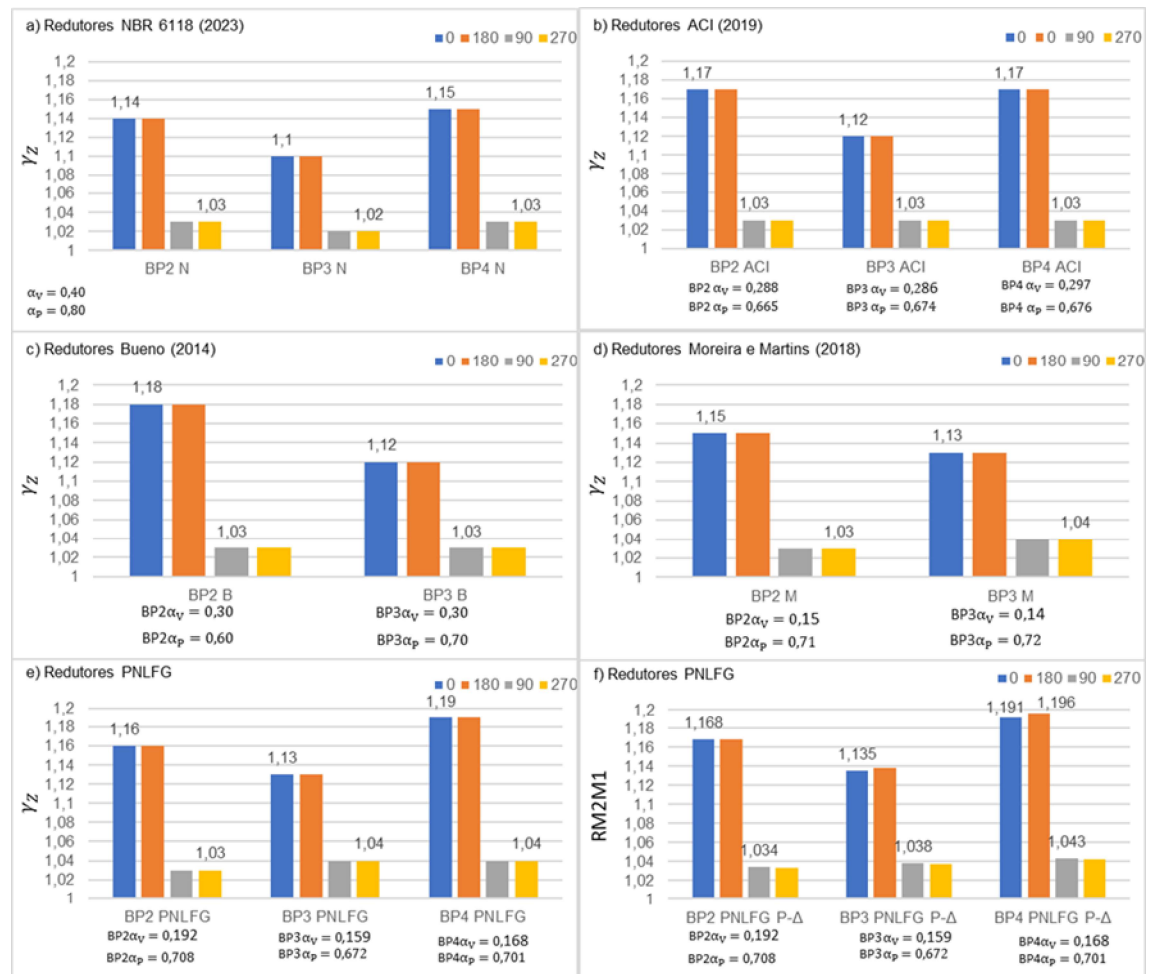
Os parâmetros de estabilidade relativos ao modelo B são ilustrados na Figura 30. Nesse modelo, as direções 0° e 180° apresentaram maior instabilidade em comparação com as direções 90° e 270°, sendo classificada como nós móveis em todas as análises realizadas.

Ao comparar os resultados dos parâmetros de estabilidade entre os modelos BP3 e BP2, os valores dos parâmetros de estabilidade do modelo BP3 demonstraram-se inferiores em relação ao modelo BP2. Essa divergência ocorreu em função da necessidade de ajustar as dimensões dos pilares, viabilizando o dimensionamento das seções. Como resultado desse processo, a estrutura referente ao modelo BP3 se mostrou mais robusta em comparação ao modelo BP2, evidenciando uma adaptação estrutural para atender aos requisitos de dimensionamento. No contexto dos resultados obtidos nos parâmetros de estabilidade, observou-se um incremento nos valores do coeficiente γ_Z ao variar os fatores de redução de rigidez de cada modelo. Entre os modelos analisados,

os modelos BP-M e BP-PNLFG foram os que mais se aproximaram do modelo de validação (B PNLFG P- Δ).

Embora os modelos tenham exibido coeficientes γ_z elevados, a maior variação foi identificada na estrutura BP4N, com uma discrepância de 3,85% em relação ao modelo BP4 PNLFGP- Δ .

Figura 30 – Resultados estabilidade global modelo B



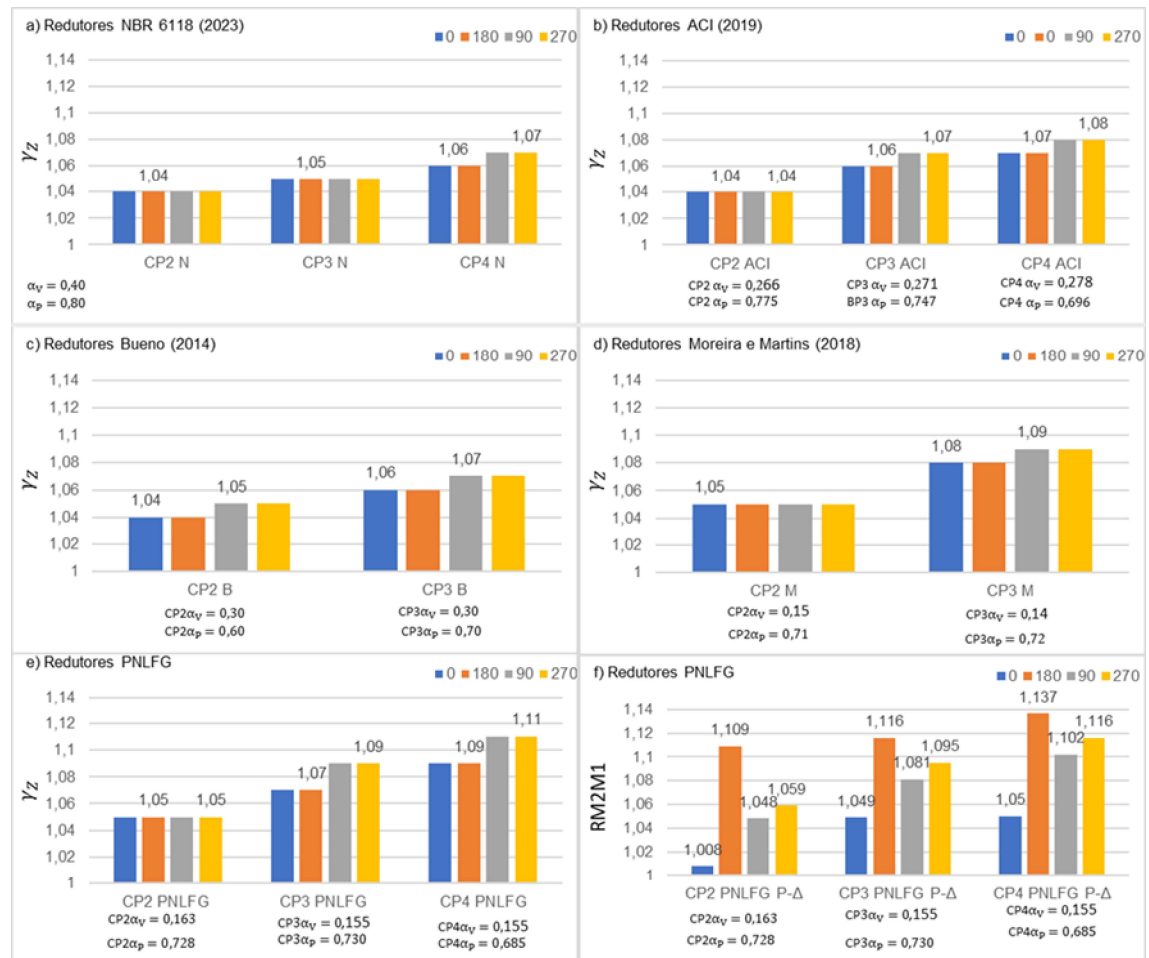
Fonte: Elaboração própria

4.2.3 Modelo C

A Figura 31 ilustra os parâmetros de estabilidade derivados do modelo C com dois (CP2), três (CP3) e quatro (CP4) pavimentos. Observa-se que, todos os modelos que o coeficiente γ_z foi empregado como método de estimativa dos efeitos de segunda ordem, as estruturas permaneceram abaixo de 1,10, sendo categorizadas como "nós fixos". Nota-se, uma ligeira variação dependendo da aplicação do redutor de rigidez. Por exemplo, no modelo CP3M, a direção vertical apresentou um γ_z de 1,09, em contraste com o modelo CP3N, que obteve γ_z de 1,05 em ambas as direções. A maior instabilidade do modelo CP3M pode ser associada ao menor fator de redução de rigidez.

Por outro lado, o modelo CP4 PNLFG, caracterizado pelo menor fator de redução de rigidez em comparação com os demais modelos do CP4 examinados, revelou uma maior instabilidade na direção vertical (90° e 270°), classificada como "nós móveis", com um valor de γ_z igual a 1,11. Já a direção horizontal apresentou um valor de γ_z igual a 1,09, sendo classificada como "nós fixos".

Figura 31 – Resultados estabilidade global modelo C



Fonte: Elaboração própria

Ao examinar os resultados obtidos por meio do método P- Δ , nota-se que a direção horizontal no ângulo de 180° exibiu maior instabilidade em comparação ao ângulo de 0°. Com um coeficiente $RM2M1$ de 1,137 para o ângulo de 180° e 1,05 para o eixo 0°. Na direção vertical, essa variação foi menos intensa, sendo o ângulo de 90° com $RM2M1$ igual a 1,102 e o eixo 270° com $RM2M1$ igual a 1,116. Esta tendência de maior instabilidade, observada no modelo C em todos os níveis analisados, pode ser atribuída à torção da estrutura. Conforme mencionado por Vasconcelos (2000), as rotações induzidas pela ação do vento ou pelas cargas verticais podem ampliar a imprecisão do coeficiente γ_z na

estimativa dos efeitos de segunda ordem.

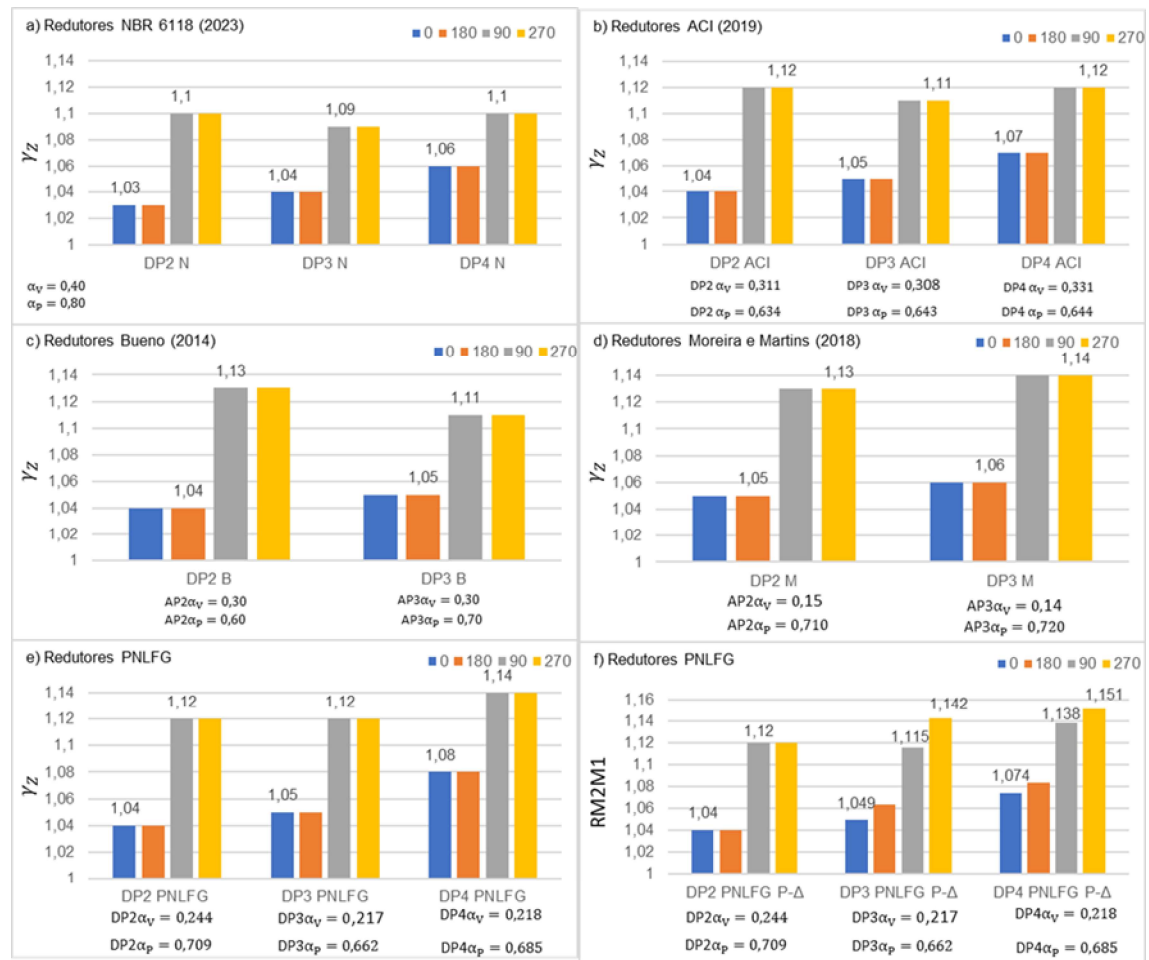
4.2.4 Modelo D

A Figura 32 ilustra os resultados dos parâmetros de estabilidade do modelo D com dois (DP2), três (DP3) e quatro (DP4) pavimentos. Nesse modelo, a direção vertical (90° e 270°) demonstraram maior suscetibilidade à instabilidade em comparação com a direção horizontal (0° e 180°). Na maioria dos casos examinados, a direção horizontal foi categorizada como "nós móveis". Apenas os modelos que utilizaram os redutores de rigidez derivados da NBR 6118 (2023) (Figura 32a) foram classificados como "nós fixos", devido ao coeficiente γ_Z ser menor ou igual a 1,10.

Os modelos que utilizaram os fatores de redução de rigidez derivados dos estudos de Bueno (2014) (Figura 32c) Moreira e Martins (2018) (Figura 32d) exibiram maior instabilidade em comparação com o modelo de validação, evidenciando coeficientes γ_Z superiores ao do modelo de validação. Tal comportamento pode estar associado à magnitude do redutor de rigidez dos pilares, uma vez os redutores de rigidez dos pilares de ambos modelos analisados são menores que o modelo de referência (DP PNLFG).

No entanto, a avaliação realizada por meio do processo P- Δ revelou resultados diferentes no mesmo eixo de avaliação. Por exemplo, no eixo 0° o DP3 PNLFG P- Δ apresentou RM2M1 igual a 1,049, enquanto no eixo 180° foi de 1,063, representando uma variação de cerca de 1,32%. Ambos foram classificados como "nós fixos". Porém, na direção vertical, o modelo DP3 PNLFG P- Δ exibiu maior instabilidade, sendo o eixo 270° o de maior valor de RM2M1, com um valor de 1,142. No eixo 90°, o valor foi de 1,115, indicando uma variação de aproximadamente 2,36%. O mesmo comportamento foi observado na direção vertical do modelo DP4 PNLFG P- Δ , em que o fator RM2M1 apresentou valores de 1,138 para o ângulo de 90° e 1,151 para o ângulo de 270°, resultando em uma variação de aproximadamente 1,13% entre valores da mesma direção. O mesmo padrão foi observado na direção horizontal, embora com uma variação insignificante.

Figura 32 – Resultados estabilidade global modelo D



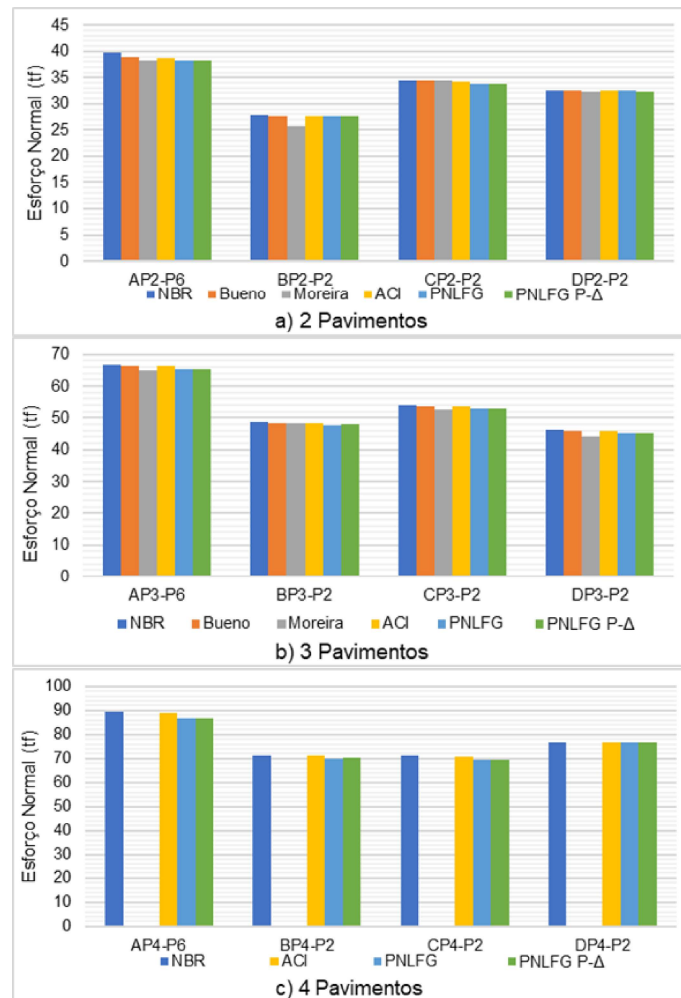
Fonte: Elaboração própria

4.2.5 Esforço normal

A Figura 33 apresenta os resultados dos esforços normais na base dos pilares nos modelos analisados. Sendo a Figura 33a os resultados referentes aos modelos com dois pavimentos, a Figura 33b com três pavimentos, e para Figura 33c com quatro pavimento. De maneira geral, observa-se uma variação pouco expressiva entre os casos examinados. Por exemplo, no modelo DP2 (Figura 33 a) considerando o pilar P2, o valor para DP2N no pilar foi de 32,5 tf, enquanto no modelo de referência DP2PNLFG P- Δ foi de 32,41 tf. Além disso, o DP2N apresentou um γ_z de 1,10, revelando maiores esforços em

comparação com o modelo DP2M, que, com γ_z de 1,13, obteve um esforço normal de 32,40 tf. Conforme destacado no trabalho de Pinto (1997), em edificações convencionais de concreto armado, esse comportamento pode ser justificado pelo fato de que o esforço normal nos pilares ser predominantemente influenciado pelo carregamento vertical exercido sobre a estrutura. Geralmente, esse tipo de carga não sofre alterações significativas devido aos efeitos de segunda ordem. Portanto, considerando que os esforços normais decorrentes das ações horizontais são substancialmente menores em comparação aos esforços verticais, qualquer aumento no valor global dos esforços normais causado pelas ações horizontais torna-se insignificante.

Figura 33 – Esforço normal base pilar

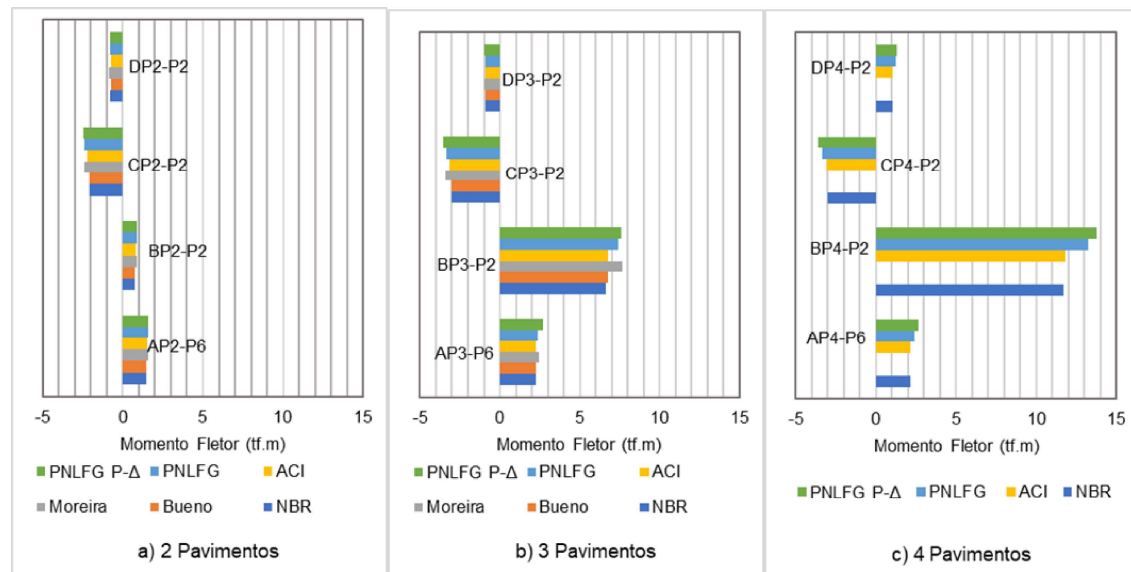


Fonte: Elaboração própria

4.2.6 Momento Fletor

A Figura 34 ilustra os resultados relativos ao momento fletor nos pilares de cada modelo analisado. Sendo a Figura 34a referente aos modelos com dois pavimentos, a Figura 34 b para três pavimentos, e a Figura 34c para os modelos com quatro pavimentos. Desse forma, foi comparado o mesmo elemento estrutural, por exemplo, nos modelos CP3 foi comparado os pilares P2 e P5 em relação a variação da rigidez dos modelos analisado (CP3N, CP3B, CP3M, CP3 ACI, CP3PNLFG e CP3 PNLFG P-Δ).

Figura 34 – Momento fletor base do pilar



Fonte: Elaboração própria

Os resultados na Figura 34 evidenciaram a influência do coeficiente γ_Z nos valores de momento fletor na base dos pilares. Por exemplo, no modelo BP3N (Figura 34b), que possui um coeficiente γ_Z de 1,10, o menor entre os modelos BP3 examinados, apresenta também o menor momento fletor na base do pilar, aproximadamente 6,64 tf.m. Em contrapartida, o modelo BP3M com $\gamma_Z = 1,13$ registrou um momento fletor de 7,67 tf.m. Ao comparar esses resultados com o modelo de validação (AB3 PNLFG P- Δ), que apresentou $RM2M1=1,138$ e um momento fletor de 7,60 tf.m, observa-se uma variação de cerca de 12,60% em relação ao modelo AP3N, e 0,9% em relação ao modelo AP3M.

Também, constatou-se que esse comportamento é recorrente nas demais concepções, com diferentes números de pavimentos. Os modelos que incorporaram os fatores de redução de rigidez propostos por Moreira e Martins (2018) demonstraram valores mais próximos aos seus respectivos modelo de validação.

Avaliando o universo de dados estudados, esse comportamento pode ser relacionado com o fator de redução de rigidez das vigas proposto por Moreira

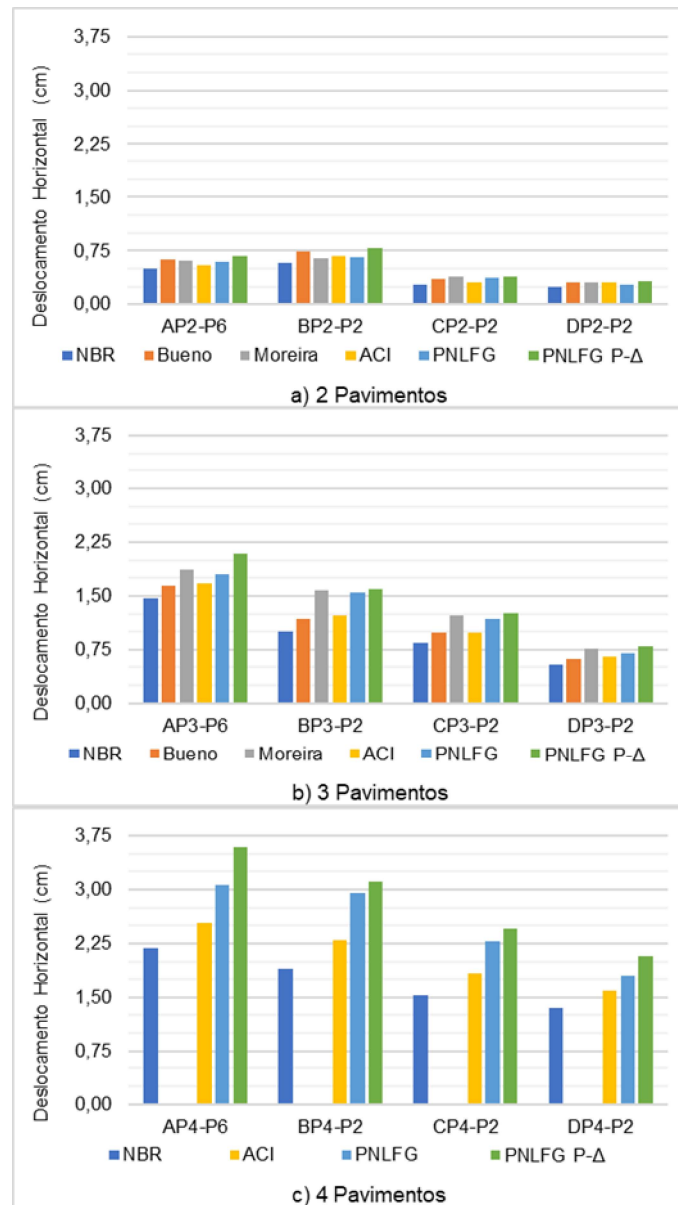
e Martins (2018) ser inferior em relação ao valor identificado no PNLFG na maioria dos modelos estudados, como por exemplo no modelo BP2 PNLFG possui $\alpha_V = 0,192$ e o valor sugerido nos estudos de Moreira e Martins (2018) ser igual a 0,15.

4.2.7 Deslocamento topo dos pilares

A Figura 35 exibe os resultados relativos ao deslocamento horizontal no topo das edificações para cada modelo analisado. Sendo a Figura 35a dedicada aos modelos com dois pavimentos, a Figura 35b aos modelos com três pavimentos, e a Figura 35c aos modelos com quatro pavimentos. Ao examinar os modelos, destaca-se uma relação inversa entre os deslocamentos e os coeficientes de redução de rigidez. Quanto maior o deslocamento, menor a aplicação dos fatores de redução de rigidez no modelo.

Por exemplo, para os modelos de três pavimentos (Figura 35b), o modelo BP3N apresentou um deslocamento de 1 cm com $\gamma_Z = 1,10$. Os fatores de redução de rigidez utilizados foram $\alpha_V = 0,4$ e $\alpha_P = 0,80$. Já o modelo BP3M registrou um deslocamento de 1,57 cm com $\gamma_Z = 1,13$ e aplicou os valores de $\alpha_V = 0,14$ e $\alpha_P = 0,72$. Comparativamente, o modelo de referência BP3 PNLFG P- Δ obteve um deslocamento no topo do pilar P2 de 1,60 cm e RM2M1 igual a 1,135, com fatores de redução de rigidez de $\alpha_V = 0,159$ e $\alpha_P = 0,672$. Nota-se, assim, uma variação de aproximadamente 1,88% em relação ao modelo BP3M e ao modelo de referência. Comportamento similar observado nos modelos AP3, CP3 e DP3.

Figura 35 – Deslocamento horizontal no topo das edificações



Fonte: Elaboração própria

No contexto dos modelos de dois pavimentos, conforme apresentado na Figura 35a, o modelo BP2B revelou um deslocamento de 0,74 cm com $\gamma_Z = 1,18$, empregando os fatores de redução de rigidez $\alpha_V = 0,3$ e $\alpha_P = 0,6$. Em contrapartida, o modelo BP2N obteve um deslocamento de 0,58 cm com $\gamma_Z = 1,14$. O modelo BP2M registrou um deslocamento de 0,64 cm com

$\gamma_Z = 1,15$, adotando os fatores de redução de rigidez $\alpha_V = 0,15$ e $\alpha_P = 0,71$. Em comparação com o modelo de referência, BP2 PNLFG P- Δ apresentou um deslocamento de 0,78 cm e RM2M1 igual a 1,168, utilizando fatores de redução de rigidez de $\alpha_V = 0,192$ e $\alpha_P = 0,708$. Desse modo, evidencia-se uma variação em relação ao modelo de referência de 5,13% para o modelo BP2B, 17,95% para o modelo BP2M e 25,64% para o modelo BP2N, padrão de comportamento similar também observado nos modelos AP2 e DP2.

Portanto, nos modelos analisados observa-se que as estruturas de dois pavimentos apresentam maior deslocabilidade quando utilizados os redutores de rigidez derivados do estudo de Bueno (2014). No caso das estruturas de três pavimentos, os fatores de redução de rigidez propostos por Moreira e Martins (2018) resultaram em uma maior deslocabilidade.

4.2.8 Área aço pilares

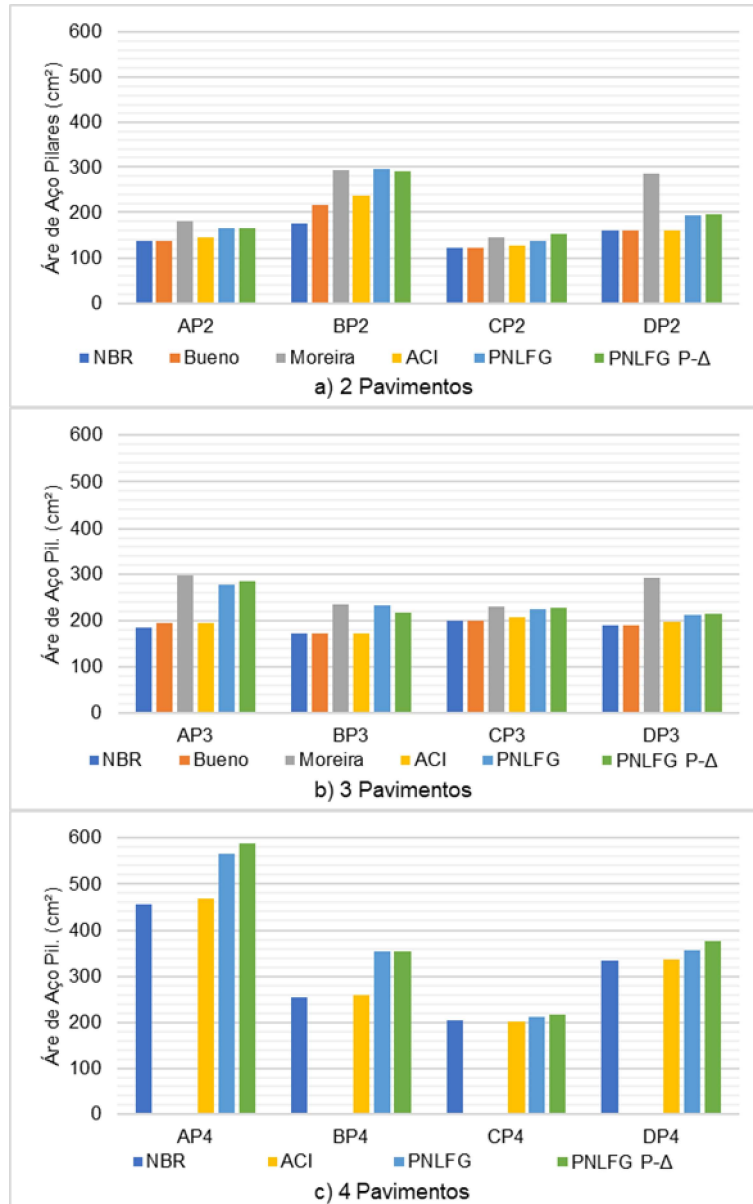
A Figura 36 apresenta a soma da área de aço dos pilares para cada modelo examinado. Ao analisar os resultados obtidos entre os modelos investigados, é evidente que o fator de redução de rigidez exerceu influência significativa nos esforços, deslocamentos e no dimensionamento da estrutura. Os modelos que apresentaram menores fatores de redução de rigidez, não apenas manifestaram maiores esforços e deslocamentos, mas também exibiram uma ampliação na área de aço, em decorrência do aumento das solicitações.

Tanto na Figura 36a quanto na Figura 36b, relacionadas aos modelos de dois e três pavimentos, respectivamente, observa-se a aplicação dos fatores de redução de rigidez derivados dos estudos conduzidos por Moreira e Martins (2018), resultaram em um dimensionamento equivalente ou superior ao modelo de referência (PNLFG-P Δ).

Além disso, ao examinar os modelos simulados com quatro pavimentos, ilustrados na Figura 36c, verifica-se que a aplicação dos fatores de redução de rigidez, indicados pela norma NBR 6118 (2023), resultou em uma variação significativa em relação ao modelo de referência, quando comparado aos demais modelos analisados, em que o modelo AP4N apresentou uma variação de cerca de 22,29%, o modelo BP4N, 28,13%, CP4N, 6%, e o modelo DP4N, 11,23%.

Demonstrando a influência que os redutores de rigidez geram nos esforços e consequentemente no dimensionamento da estrutura.

Figura 36 – Somatório área de aço pilares



Fonte: Elaboração própria

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo principal a análise do desempenho do coeficiente γ_z como método para estimar os efeitos de segunda ordem em edificações de até 4 pavimentos. Durante a investigação, constatou-se que a análise de estabilidade global é limitada devido aos fatores de redução de rigidez aplicados a esse coeficiente. Desse modo, o capítulo atual retrata as conclusões obtidas através das análises realizadas nesse trabalho, além disso, apresenta algumas sugestões para a continuidade do tema proposto.

5.1 Não Linearidade Física

Nesse contexto, foi realizada uma comparação do desempenho do coeficiente, considerando diferentes valores de rigidez das estruturas. Para isso, utilizou-se o processo P- Δ em conjunto com o Pórtico Não Linear Físico Geométrico (PNLFG) como ferramenta para identificar a rigidez de cada modelo estrutural analisado, avaliando a influência nos esforços e deslocamentos de cada estrutura.

O estudo foi dividido em duas etapas, abordando a análise da não linearidade física (NLF) e a análise da não linearidade geométrica (NLG). A NLF foi realizada aplicando o processo PNLFG para identificar a rigidez de cada modelo estrutural. Observou-se uma variação significativa, especialmente nas vigas, em relação aos fatores redutores de rigidez indicados pela norma NBR 6118 (2023).

A rigidez das vigas variou de 0,150 a 0,244, dependendo do modelo analisado. Verificou-se que a rigidez das vigas é influenciada pelos esforços e pela taxa de armadura, sendo que uma menor taxa de armadura resultou em menor rigidez das vigas. Quanto aos pilares, a variação foi menor em relação aos valores normativos, variando de 0,685 a 0,718, dependendo do modelo avaliado, sendo influenciados principalmente pelos esforços atuantes.

A utilização das equações de redução de rigidez derivadas do código ACI 318 (2019) revelou valores distantes dos identificados pelo PNLFG, especialmente no caso das vigas. Adicionalmente, notou-se que a consideração dos

limites indicados no código ACI 318 (2019), resultaram em um acréscimo dos valores da rigidez das vigas e um decréscimo na rigidez dos pilares. Contudo, a variação média entre aplicação dos limites e sua desconsideração no mesmo modelo ficou de 3,65% para as vigas, e de 2,15% nos pilares. Além disso, constataram uma estimativa inferior ao modelo de referência quando aplicadas ao coeficiente γ_z .

5.2 Não Linearidade Geométrica

Conforme evidenciado nos resultados do Capítulo 4, a aplicação do coeficiente γ_z como ferramenta para estimar os efeitos de segunda ordem em edificações com menos de 4 pavimentos é satisfatória. Contudo, dentro do conjunto de modelos analisados, é perceptível que a variação de rigidez exerce influência significativa no desempenho do referido coeficiente.

Ao comparar o desempenho das estruturas utilizando o coeficiente γ_z e o método P- Δ , ambos empregando o mesmo redutor de rigidez, nota-se uma variação de até 5% no coeficiente γ_z , enquanto os esforços apresentaram variações de até 15%, dependendo do modelo estrutural analisado.

Os redutores de rigidez propostos por Bueno (2014) e Moreira e Martins (2018) destacaram-se mais em relação aos esforços e deslocamentos da estrutura, se comparados aos outros modelos analisados. Contudo, os redutores de rigidez indicados pela norma NBR 6118 (2023) e os derivados das equações do código ACI 318 (2019) evidenciaram valores com maiores discrepância em relação aos modelos de validação na estimativa dos efeitos de 2ª ordem quando aplicados ao coeficiente γ_z . Durante a análise da Não Linearidade Geométrica (NLG) em edificações de dois e três pavimentos, a aplicação do coeficiente γ_z evidenciou que os redutores de rigidez propostos por Moreira e Martins (2018) apresentaram resultados mais próximos aos valores de referência na estimativa dos efeitos de 2ª ordem.

Em segundo plano, os redutores proposto por Bueno (2014) também demonstraram uma maior convergência em relação aos valores de referência, quando analisado os modelos de dois pavimentos. Esse comportamento, pode ser atribuído ao menor fator de redução de rigidez, quando comparados aos

outros modelos analisados.

No contexto das edificações de dois pavimentos, entre os modelos analisado, os valores propostos por Bueno (2014) se destacaram na análise dos deslocamentos, por apresentarem o menor redutor referente aos pilares ($\alpha_P = 0,60$). Contudo, durante análise dos esforços de momento fletor e do coeficiente γ_Z , a aplicação dos redutores de rigidez propostos nos estudos Moreira e Martins (2018) revelou uma maior concordância com os valores de validação, devido ao menor fator de redução de rigidez as vigas ($\alpha_V = 0,15$). Assim, a utilização dos redutores propostos por Moreira e Martins (2018) nos modelos resultou em esforços mais próximos ao modelo de validação. Como decorrência, o dimensionamento da estrutura demonstrou valores mais próximos dos modelos de referência, evidenciando a eficácia desses redutores, especialmente em modelos de dois e três pavimentos.

5.3 Sugestões Para Pesquisas Futuras

Conforme os resultados obtidos na pesquisa, apresentam-se algumas recomendações para investigações futuras:

1. Explorar aplicação dos redutores de rigidez estudados em modelos com diferentes f_{ck} de concreto, avaliando a estimativa dos efeitos de segunda ordem a estimativa dos efeitos de 2ª ordem, em edificações com menos de 4 pavimentos, visando ampliar o escopo de estudo.
2. Analisar o impacto das situações excepcionais mencionadas por Vasconcelos (2000) que provocam maior imprecisão na aplicação do coeficiente. Essas situações incluem variações na altura do pé-direito entre pavimentos, alterações nas dimensões dos pilares entre pavimentos e a transição de pilares em vigas. Investigar a aplicabilidade do coeficiente γ_Z nessas circunstâncias específicas.
3. Examinar a redução da rigidez em edificações com um maior número de pavimentos, uma vez que, os modelos de 4 pavimentos apresentaram discrepâncias significativas em relação aos valores normativos.

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary**. [S.l.], 2008.

_____. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary**. [S.l.], 2019.

ANDRADE, R. B.; NÓBREGA, P. G. B. d. Second-order torsion effects in concrete buildings. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto, v. 14, n. 1, p. e14105, 2021. ISSN 1983-4195.

ARAÚJO, J. M. de. Avaliação do parâmetro de instabilidade para os edifícios altos. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, n. 15, p. 41–53, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

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

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

_____. **NBR 8522**: Concreto endurecido - determinação dos módulos de elasticidade e de deformação - parte 1: Módulos estáticos à compressão. Rio de Janeiro, 2021.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2023.

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2023.

BACARJI, E.; PINHEIRO, L. M. Estabilidade global de edifícios. In: **Congresso de Engenharia Civil da Uffj**. Juiz de Fora, MG: Uffj, 1996.

BUENO, J. R.; LORIGGIO, D. D. Analysis of second order effects: case study. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto, v. 9, n. 4, p. 494–501, Jul 2016. ISSN 1983-4195.

BUENO, M. M. E. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade Global em estruturas de concreto armado**. 130 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) — Universidade de Brasília - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília - DF, 2009.

BUENO, M. M. E. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**. 251 p. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) — Universidade de Brasília - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília - DF, 2014.

CARMO, R. M. d. S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 135 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) — Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos -SP, 1995.

CARVALHO, R.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2**. [S.l.]: Pini, 2009. ISBN 9788552661881.

COTTA, I. F. S. **Desenvolvimento de programa livre para análise de pórtico tridimensionais considerando-se a não linearidade geométrica**. 264 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) — Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2007.

DELALIBERA, R. G.; BUTTLER, A. M.; NOGUEIRA, C. G.; CORREA, M. S.; S., G. J. Estabilidade global de edifícios de concreto armado: análise dos métodos p - δ e γ_z considerando a deformabilidade da fundação. In: **Anais do 47 Congresso Brasileiro do concreto**. São Paulo: IBRACON, 2005.

DELALIBERA, R. G.; SILVA, W. A. D.; LACERDA, M. M. S.; FLORÊNCIO, C. Avaliação dos critérios para análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado: estudo de caso. **REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 9, n. 2, out. 2014.

FRANCO, M.; VASCONCELLOS, A. C. Practical assessment of second order effects in tall buildings. **Colloquium on the CEB-FIP MC90, Rio de Janeiro Proceedings**, COPPE/UFRJ, p. 307–323, 1991.

FUSCO, P. **Estruturas De Concreto: SOLICITAÇÕES NORMAIS**. [S.l.]: LTC, 1985. ISBN 9788570300775.

GOMES, B. C. **Ferramenta gráfico-interativa para análise não linear física de pórticos planos de concreto armado considerando o diagrama momento-curvatura**. 142 p. Tese (Mestrado em Engenharia Civil - Área de COncentração:Estruturas) — PUC-Rio, 2019.

GOMES, B. C.; MARTHA, L. F.; HAMPSHIRE, S.; MIRANDA, F. Ferramenta gráfico-iterativa para o dimensionamento em regime de serviço de pórticos planos de concreto armado considerando a redução da rigidez por fissuração.

In: 60 CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 60., 2018, Foz do Iguaçu - PR. **Anais**. [S.l.], 2018.

GOMES, B. C.; MARTHA, L. F.; SANTOS, S. H. C. Análise não-linear física de pórticos em concreto armado com redução da rigidez pelo método aproximado normativo e método iterativo com diagrama momento-curvatura. In: XXII CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 12., 2021, Rio de Janeiro- RJ. **Anais**. [S.l.], 2021.

HAGE, S. e.; MACGREGOR, J. G. **The second-order analysis of reinforced concrete frames**. 331 f. Dissertação (Master of science) — University of Alberta, Edmonton, Alberta- Canada, 1974.

IBRACON. **ABNT NBR6118:2014 - comentários e exemplos de aplicação**. São Paulo - SP, 2015. 480 p.

JUNGES, E.; ROVERE, H. L. L.; LORIGGIO, D. D. Análise de segunda ordem global de estruturas de concreto armado utilizando programas computacionais de dimensionamento. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 54., 2012, Maceió. **Anais**. Alagoas: Anais do 54 congresso Brasileiro do concreto, 2012.

KHUNTIA, M.; GHOSH, S. K. Flexural stiffness of reinforced concrete columns and beams: analytical approach. **Structural Journal**, ACI, v. 101, n. 3, p. 351–363, 2004.

_____. Flexural stiffness of reinforced concrete columns and beams: Experimental verification. **Structural Journal**, ACI, v. 101, n. 3, p. 364–374, 2004.

KIMURA, A. **Informática aplicada a estruturas de concreto armado**. [S.l.]: Oficina de Textos, 2018. ISBN 9788579753114.

KOERICH, R. B.; LORIGGIO, D. D. Análise da estrutura com a consideração dos efeitos globais de 2^a ordem através do processo p- δ . **ABNT NBR 6118:2014 Comentários e Exemplos de aplicação**, IBRACON, n. 1, p. 244–257, 2015.

LIMA, J. **Verificações da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas**. 249 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) — Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos -SP, 2001.

LOPES, A. P.; SANTOS, G. O.; SOUZA, A. L. A. C. Estudos sobre diferentes métodos de análise p- δ . **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, Editora Dunas, v. 5, n. 7, p. 9–19, 2005.

MACGREGOR, J. G. Design of slender concrete columns-revisited. **ACI Structural Journal**, ACI, v. 90, n. 3, p. 302–309, 1993.

MACGREGOR, J. G.; WIGHT, J. K. **Reinforced Concrete: Mechanics and design**. [S.l.]: Pearson Prentice Hall, 2011.

MEDEIROS, S. R. P. Módulo tqs para análise não linear geométrica de pórticos espaciais. **TQSNews Jornal**, n. 12, p. 15–18, fev. 1999. TQS. Disponível em: <http://download.tqs.com.br:8080/download/JornalTQS12.pdf>.

MONCAYO, W. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 221 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) — Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos -SP, 2011.

MOREIRA, L. M.; MARTINS, C. H. Estruturas de pequeno porte em concreto armado: consideração aproximada da não-linearidade física para análise da estabilidade global. **Revista IBRACON - Estruturas e Materiais**, v. 11, n. 1, p. 1–25, fev. 2018. IBRACON.

OLIVEIRA, D. M.; SILVA, N. A.; BREMER, C. F.; INOUE, H. Considerations about the determination of γ_z coefficient. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto, v. 6, n. 1, p. 75–100, Feb 2013. ISSN 1983-4195.

OLIVEIRA, D. M.; SILVA, N. A.; NEY, A.; OLIVEIRA, P. M. Análise estatística da variação dos efeitos de segunda ordem com a altura dos pavimentos nos edifícios de concreto armado. **Revista IBRACON - Estruturas e Materiais**, v. 10, n. 2, p. 333–357, Abr 2017. IBRACON.

OLIVEIRA, D. M.; SILVA, N. A.; OLIVEIRA, P. M.; RIBEIRO, C. C. Evaluation of second order moments in reinforced concrete structures using the γ_z and b_2 coefficients. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto, v. 7, n. 3, p. 329–348, May 2014. ISSN 1983-4195.

OLIVEIRA, P. **Processo aproximado para consideração da não-linearidade física de pilares em concreto armado**. 208 p. Tese (Dissertação (Mestrado)) — Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

PINTO, R. S. **Não Linearidade Física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. 130 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) — Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos-SP, 1997.

PINTO, R. S.; RAMALHO, M. Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado. **Caderno de Engenharia de Estruturas**, SET–EESC–USP, v. 2, n. 19, p. 171–206, 2002.

PINTO, R. S.; RAMALHO, M.; CORRÊA, M. R. S. Utilização do parâmetro γ_z para estimar esforços de segunda ordem em edifícios de concreto armado. **Revista IBRACON - Estruturas e Materiais**, v. 1, n. 2, p. 1–13, dez. 2005. IBRACON.

SILVA, R. M. **Análise não-linear de pórticos planos de concreto armado: modelagem numérica e avaliação dos métodos aproximados**. 290 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) — Universidade de São Paulo - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos-SP, 1996.

TQS INFORMÁTICA. **Manual do usuário do CAD/TQS: análise estrutural**. São Paulo - SP, 2020. Disponível em: <http://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3177&language=pt-BR>.

VASCONCELOS, A. C. **Em que caso não se deve aplicar o GamaZ**. [S.l.], 2000. São Paulo: TQS Informática, 5 jul. 2000. TQS DOCS.

VIEIRA, V. V. S.; RODRIGUES, S. J.; VELOSO, L. A. C. M. Global stability analysis of reinforced concrete buildings using the γ_z coefficient. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto, v. 10, n. 5, p. 1113–1140, Sep 2017. ISSN 1983-4195.

APÊNDICE A – NLF PNLFG RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados dos redutores de rigidez obtidos através do processamento do PNLFG, detalhando os valores identificados em cada etapa do processo de simulação no sistema TQS.

A.0.0.1 Modelo A PNLFG

A Tabela 31 apresenta os redutores de rigidez obtidos por meio do processamento do PNLFG na edificação do modelo A, com dois pavimentos. A estrutura foi inicialmente dimensionada de acordo com os critérios estabelecidos pela norma NBR 6118 (2023), considerando um fator de redução de rigidez de 0,4 para vigas e 0,8 para pilares. Nessa configuração, a estrutura foi classificada como de "nós fixos" em ambas as direções. Após iterações, foram obtidos os seguintes valores para o fator de redução de rigidez: 0,172 para vigas e 0,718 para pilares, resultando na classificação da estrutura com "nós móveis" na direção vertical.

Tabela 31 – Redutores de Rigidez modelo AP2 PNLFG

Iteração	Redutores		γ_z		P- Δ	
	Vigas	Pilares	0 - 180	90 - 270	0 - 180	90 - 270
AP2	0,40	0,80	1,03	1,09	1,031	1,092
AP2 IT01	0,158	0,776	1,04	1,11	1,038	1,113
AP2 IT02	0,165	0,716	1,04	1,11	1,040	1,118
AP2 IT03	0,176	0,707	1,04	1,11	1,039	1,118
AP2 IT04	0,172	0,715	1,04	1,11	1,037	1,117
AP2 IT05	0,172	0,718	1,04	1,11	1,037	1,117
AP2 IT05	0,172	0,718	1,04	1,11	1,037	1,117

Fonte: Elaboração própria

Os resultados do processamento do modelo A com três pavimentos são apresentados na Tabela 32. Nesse caso, a estrutura inicial já possuía classificação de "nós móveis" na direção vertical. Ao final do processamento do PNLFG, foram obtidos fatores de redução de rigidez de 0,161 para vigas e 0,725 para pilares.

Tabela 32 – Redutores de Rigidez modelo AP3 PNLFG

Iteração	Redutores		γ_z		P- Δ	
	Vigas	Pilares	0 - 180	90 - 270	0 - 180	90 - 270
AP3	0,40	0,80	1,04	1,12	1,039	1,121
AP3 IT01	0,164	0,768	1,05	1,14	1,052	1,147
AP3 IT02	0,160	0,727	1,05	1,15	1,054	1,153
AP3 IT03	0,161	0,725	1,05	1,15	1,054	1,153
AP3 IT04	0,161	0,725	1,05	1,15	1,050	1,153

A Tabela 33 ilustra os resultados obtidos pelo modelo A com quatro pavimentos, no qual a estrutura final obteve redutores de 0,15 para vigas e 0,695 para pilares.

Tabela 33 – Redutores de Rigidez modelo AP4 PNLFG

Iteração	Redutores		γ_z		P- Δ	
	Vigas	Pilares	0 - 180	90 - 270	0 - 180	90 - 270
AP4	0,40	0,80	1,05	1,11	1,051	1,113
AP4 IT01	0,164	0,741	1,07	1,15	1,072	1,154
AP4 IT02	0,149	0,693	1,08	1,16	1,076	1,166
AP4 IT03	0,150	0,695	1,08	1,16	1,077	1,165
AP4 IT04	0,150	0,695	1,08	1,16	1,077	1,165

Fonte: Elaboração própria

A.0.1 Modelo B PNLFG

simulação utilizando o PNLFG para a estrutura do modelo B de dois pavimentos. Inicialmente, o dimensionamento do modelo seguiu os parâmetros estabelecidos pela norma NBR 6118 (2023), adotando um fator de redução de rigidez de 0,4 para vigas e 0,8 para pilares. Após sucessivas iterações, foram determinados os valores finais dos redutores de rigidez, sendo 0,192 para vigas e 0,708 para pilares.

Tabela 34 – Redutores de Rigidez modelo BP2 PNLFG

Iteração	Redutores		γ_z		P- Δ	
	Vigas	Pilares	0 - 180	90 - 270	0 - 180	90 - 270
BP2	0,40	0,80	1,14	1,03	1,147	1,027
BP2 IT01	0,203	0,713	1,16	1,03	1,166	1,033
BP2 IT02	0,193	0,714	1,16	1,03	1,167	1,034
BP2 IT03	0,192	0,708	1,16	1,03	1,167	1,034
BP2 IT04	0,192	0,708	1,16	1,03	1,167	1,034

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 35 apresenta os resultados decorrentes do processamento do PNLFG para o modelo B de três pavimentos. O procedimento foi realizado de maneira análoga aos modelos anteriores, resultando em redutores de rigidez finais de 0,159 para vigas e 0,672 para pilares.

Tabela 35 – Redutores de Rigidez modelo BP3 PNLFG

Iteração	Redutores		γ_z		P- Δ	
	Vigas	Pilares	0 - 180	90 - 270	0 - 180	90 - 270
BP3	0,40	0,80	1,10	1,02	1,05	1,024
BP3 IT01	0,170	0,697	1,13	1,04	1,330	1,037
BP3 IT02	0,160	0,675	1,13	1,04	1,137	1,038
BP3 IT03	0,159	0,672	1,13	1,04	1,138	1,038
BP3 IT04	0,159	0,672	1,13	1,04	1,138	1,038

Fonte: Elaboração própria

Já os resultados da análise pelo PNLFG para o modelo B de quatro pavimentos estão detalhados na Tabela 36, revelando valores de 0,168 para vigas e 0,701 para pilares.

Tabela 36 – Redutores de Rigidez modelo BP4 PNLFG

Iteração	Redutores		γ_z		P- Δ	
	Vigas	Pilares	0 - 180	90 - 270	0 - 180	90 - 270
BP4	0,4	0,8	1,15	1,03	1,152	1,028
BP4 IT01	0,177	0,717	1,18	1,04	1,191	1,042
BP4 IT02	0,169	0,703	1,19	1,04	1,195	1,043
BP4 IT03	0,168	0,701	1,19	1,04	1,196	1,043
BP4 IT04	0,168	0,701	1,19	1,04	1,196	1,043

Fonte: Elaboração própria

A.0.2 Modelo C PNLFG

Na Tabela 37, são ilustrados os resultados para o Modelo C de dois pavimentos. Inicialmente dimensionada conforme norma NBR 6118 (2023), no qual foi considerado o fator de redução de rigidez de 0,4 para vigas e 0,8 para os pilares. Após as iterações, os redutores de rigidez finais foram de 0,163 para vigas e 0,728 para pilares.

Tabela 37 – Redutores de Rigidez modelo CP2 PNLFG

Iteração	Redutores		γ_z		P- Δ	
	Vigas	Pilares	0 - 180	90 - 270	0 - 180	90 - 270
CP2	0,40	0,80	1,04	1,04	1,072	1,044
CP2 IT01	0,151	0,803	1,04	1,05	1,108	1,057
CP2 IT02	0,160	0,718	1,05	1,05	1,110	1,060
CP2 IT03	0,163	0,726	1,05	1,05	1,109	1,059
CP2 IT04	0,163	0,728	1,05	1,05	1,109	1,059
CP2 IT05	0,163	0,728	1,05	1,05	1,109	1,059

Fonte: Elaboração própria

Já na Tabela 38, são apresentados os resultados do modelo C de três pavimentos, com um fator final de redução de rigidez de 0,155 para vigas e 0,730 para pilares.

Tabela 38 – Redutores de Rigidez modelo CP3 PNLFG

Iteração	Redutores		γ_z		P- Δ	
	Vigas	Pilares	0 - 180	90 - 270	0 - 180	90 - 270
CP3	0,40	0,80	1,05	1,06	1,080	1,065
CP3 IT01	0,154	0,797	1,07	1,08	1,110	1,091
CP3 IT02	0,155	0,728	1,07	1,09	1,116	1,096
CP3 IT03	0,155	0,73	1,07	1,09	1,116	1,095
CP3 IT04	0,155	0,73	1,07	1,09	1,116	1,095

Fonte: Elaboração própria

Por fim, a análise do modelo C de quatro pavimentos é detalhada na Tabela 39, evidenciando valores finais de 0,155 para vigas e 0,685 para pilares.

Tabela 39 – Redutores de Rigidez modelo CP4 PNLFG

Iteração	Redutores		γ_z		P- Δ	
	Vigas	Pilares	0 - 180	90 - 270	0 - 180	90 - 270
CP4	0,40	0,80	1,06	1,07	1,090	1,074
CP4 IT01	0,160	0,736	1,09	1,10	1,131	1,111
CP4 IT02	0,155	0,685	1,06	1,11	1,137	1,116
CP4 IT03	0,155	0,686	1,09	1,11	1,136	1,116
CP4 IT04	0,155	0,685	1,09	1,11	1,136	1,116

Fonte: Elaboração própria

A.0.3 Modelo D PNLFG

Na Tabela 40, são exibidos os redutores de rigidez obtidos em cada iteração para o Modelo D de dois pavimentos. Inicialmente, a estrutura foi dimensionada seguindo os parâmetros da norma NBR 6118 (2023), com fatores de redução de rigidez de 0,4 para vigas e 0,8 para pilares. Após iterações, os valores finais dos redutores de rigidez foram de 0,244 para vigas e 0,709 para pilares.

Tabela 40 – Redutores de Rigidez modelo DP2 PNLFG

Iteração	Redutores		γ_z		P- Δ	
	Vigas	Pilares	0 - 180	90 - 270	0 - 180	90 - 270
DP2	0,40	0,80	1,03	1,10	1,043	1,100
DP2 IT01	0,262	0,728	1,04	1,11	1,050	1,116
DP2 IT02	0,245	0,716	1,04	1,12	1,051	1,119
DP2 IT03	0,244	0,708	1,04	1,12	1,052	1,120
DP2 IT04	0,244	0,709	1,04	1,12	1,052	1,120
DP2 IT05	0,244	0,709	1,04	1,12	1,052	1,120

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 41 ilustra os redutores de rigidez obtidos para o Modelo D de três pavimentos. Inicialmente, a estrutura já foi configurada com valores de "nós fixos". Após o processamento pelo PNLFG, os valores finais de redutores de rigidez foram de 0,217 para vigas e 0,662 para pilares, resultando em uma estrutura de "nós móveis".

Tabela 41 – Redutores de Rigidez modelo DP3 PNLFG

Iteração	Redutores		γ_z		P- Δ	
	Vigas	Pilares	0 - 180	90 - 270	0 - 180	90 - 270
DP3	0,40	0,80	1,04	1,09	1,048	1,106
DP3 IT01	0,219	0,698	1,05	1,12	1,062	1,138
DP3 IT02	0,215	0,66	1,05	1,12	1,064	1,143
DP3 IT03	0,217	0,662	1,05	1,12	1,063	1,142
DP3 IT04	0,217	0,662	1,05	1,12	1,063	1,142

Fonte: Elaboração própria

Os resultados obtidos para o Modelo D de quatro pavimentos são detalhados na Tabela 42. A estrutura apresentou valores finais de 0,218 para vigas e 0,685 para pilares após as iterações do PNLFG.

Tabela 42 – Redutores de Rigidez modelo DP4 PNLFG

Iteração	Redutores		γ_z		P- Δ	
	Vigas	Pilares	0 - 180	90 - 270	0 - 180	90 - 270
DP4	0,40	0,80	1,06	1,10	1,066	1,110
DP4 IT01	0,219	0,717	1,08	1,14	1,086	1,147
DP4 IT02	0,219	0,684	1,08	1,14	1,088	1,150
DP4 IT03	0,218	0,686	1,08	1,14	1,088	1,151
DP4 IT04	0,218	0,685	1,08	1,14	1,088	1,151
DP4 IT05	0,218	0,685	1,08	1,14	1,088	1,151

Fonte: Elaboração própria

APÊNDICE B – NLF ACI RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos através das equações de redução de inércia da análise elástica propostas pelo ACI 318 (2019), no qual foram determinados redutores de rigidez para vigas e pilares.

B.0.1 Modelo A ACI

Os resultados dos redutores de rigidez para vigas e pilares do modelo A, obtidos através das equações de análise elástica do código ACI 318 (2019), são apresentados nas Tabelas 43 a 48.

A rigidez de cada segmento de pilar da estrutura foi determinada conforme a Equação 3.2, levando em consideração as características geométricas e de armadura em cada segmento dos pilares. No caso de M_u (coluna 7), foram considerados os valores característicos do momento fletor utilizados no dimensionamento de cada seção. O mesmo procedimento foi adotado para P_u (coluna 8). Em relação a P_0 (coluna 9), inicialmente foram considerados os valores do esforço normal da seção, levando em conta apenas as cargas permanentes e acidentais. No entanto, os resultados revelaram valores extremamente baixos em comparação com os obtidos no PNLFG do modelo em estudo. Esse valor foi obtido pela divisão do esforço normal atuante (coluna 8) pela relação $\frac{S_d}{R_d}$ (coluna 6), resultando em um valor mais próximo do PNLFG.

Adicionalmente, o código ACI 318 (2019) estabelece um intervalo de 0,35 a 0,875 para a redução de rigidez nos pilares, sendo aplicado a cada elemento calculado. Na análise do modelo, os resultados obtidos diretamente pela equação são apresentados na coluna 10, enquanto os resultados após a verificação do intervalo são exibidos na coluna 11. Os valores inferiores a 0,35 foram substituídos por esse limite mínimo, adotando-se a mesma abordagem para os valores superiores a 0,875

Os cálculos dos redutores de rigidez médios para os pilares do modelo A com dois pavimentos (AP2) são ilustrados na Tabela 43, obtendo o valor final para estrutura de 0,726.

Tabela 43 – Redutores de rigidez Pilares ACI modelo AP2

Pilar Lance	Lado A	Lado B	h	Ast	Ag	Sd/Rd	M.Sd	Pu	P0(tf)	Redutores	
	(cm) (1)	(cm) (2)	(m) (3)	(cm ²) (4)	(cm ²) (5)	(6)	(Tf/m) (7)	(tf) (8)	(tf) (9)	Calc. (10)	Verif. (11)
P1L1	14	30	3	4,9	420	0,64	1,97	10,28	16,062	0,672	0,672
P1L2	14	30	3	3,1	420	0,54	0,69	4,19	7,759	0,664	0,664
P2L1	14	40	3	4,7	560	0,67	0,66	17,69	26,402	0,658	0,658
P2L2	14	40	3	4,7	560	0,53	1,14	7,41	13,981	0,690	0,690
P3L1	14	40	3	4,7	560	0,69	0,13	18,25	26,44	0,659	0,659
P3L2	14	40	3	4,7	560	0,53	-1,10	7,47	14,094	0,791	0,791
P4L1	14	30	3	4,9	420	0,8	1,96	10,09	12,612	0,584	0,584
P4L2	14	30	3	3,1	420	0,54	0,67	4,10	7,592	0,665	0,665
P5L1	14	30	3	7,9	420	0,61	0,43	21,35	35,00	0,874	0,874
P5L2	14	30	3	3,1	420	0,48	-0,84	9,31	19,395	0,777	0,777
P6L1	14	50	3	25,1	700	0,50	0,68	38,24	76,480	1,2622	0,875
P6L2	14	50	3	4,7	700	0,37	1,45	15,32	41,405	0,758	0,758
P7L1	14	50	3	25,1	700	0,50	0,68	38,94	77,88	1,262	0,875
P7L2	14	50	3	4,7	700	0,41	-1,44	15,67	38,219	0,799	0,799
P8L1	14	30	3	7,9	420	0,61	0,43	21,04	34,491	0,874	0,874
P8L2	14	30	3	3,1	420	0,47	0,79	9,12	19,404	0,724	0,724
P9L1	14	30	3	4,9	420	0,81	-1,99	10,46	12,913	0,718	0,718
P9L2	14	30	3	3,1	420	0,66	-0,75	4,30	6,515	0,716	0,716
P10L1	14	30	3	3,1	420	0,73	-0,53	16,02	21,945	0,636	0,636
P10L2	14	30	3	3,1	420	0,66	0,53	6,04	9,151	0,630	0,630
P11L1	14	30	3	3,1	420	0,73	-0,53	16,27	22,287	0,635	0,635
P11L2	14	30	3	3,1	420	0,66	-0,45	6,04	9,151	0,684	0,684
P12L1	14	30	3	4,9	420	0,81	-1,97	10,4	12,839	0,718	0,718
P12L2	14	30	3	3,1	420	0,63	-0,71	4,27	6,777	0,728	0,728
Redutor Médio Final										0,757	0,726

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 44 apresenta os resultados dos redutores de rigidez obtidos por meio da de redução de inércia da análise elástica para o modelo A com três pavimentos (AP3 ACI), com resultado final de 0,679.

Tabela 44 – Redutores de rigidez ACI Pilares modelo AP3

Pilar Lance	Lado A	Lado B	h	Ast	Ag	Sd/Rd	M.Sd	Pu	P0(tf)	Redutores	
	(cm) (1)	(cm) (2)	(m) (3)	(cm ²) (4)	(cm ²) (5)	(6)	(Tf/m) (7)	(tf) (8)	(tf) (9)	Calc. (10)	Verif. (11)
P1L1	14	30	3	8	420	0,91	2,86	16,87	18,538	0,623	0,623
P1L2	14	30	3	4,9	420	0,69	1,40	10,40	15,072	0,666	0,666
P1L3	14	30	3	3,1	420	0,50	0,67	4,20	8,400	0,686	0,686
P2L1	14	40	3	12,3	560	0,78	0,93	28,52	36,564	0,808	0,808
P2L2	14	40	3	4,7	560	0,85	1,05	17,79	20,929	0,560	0,560
P2L3	14	40	3	4,7	560	0,58	0,93	7,23	12,465	0,673	0,673
P3L1	14	40	3	12,3	560	0,78	0,94	28,88	37,025	0,808	0,808
P3L2	14	40	3	4,7	560	0,86	-1,02	18,03	20,965	0,594	0,594
P3L3	14	40	3	4,7	560	0,59	-0,89	7,34	12,440	0,752	0,752
P4L1	14	30	3	8	420	0,9	2,84	16,65	18,500	0,629	0,629
P4L2	14	30	3	3,1	420	0,79	1,37	10,26	12,987	0,551	0,551
P4L3	14	30	3	3,1	420	0,49	0,63	4,13	8,428	0,693	0,693
P5L1	19	30	3	3,1	570	0,94	1,60	35,00	37,234	0,481	0,481
P5L2	19	30	3	3,1	570	0,66	-0,95	22,04	33,393	0,640	0,640
P5L3	19	30	3	3,1	570	0,34	-0,82	9,14	26,882	0,804	0,804
P6L1	19	50	3	4,7	950	0,94	2,49	63,61	67,670	0,477	0,477
P6L2	19	50	3	4,7	950	0,54	1,47	39,62	73,370	0,662	0,662
P6L3	19	50	3	4,7	950	0,24	1,36	15,67	65,291	0,786	0,786
P7L1	19	50	3	4,7	950	0,94	2,49	64,64	68,765	0,477	0,477
P7L2	19	50	3	4,7	950	0,54	-1,52	40,31	74,648	0,685	0,685
P7L3	19	50	3	4,7	950	0,24	-1,41	16,01	66,708	0,839	0,839
P8L1	19	30	3	3,1	570	0,94	1,59	34,52	36,723	0,481	0,481
P8L2	19	30	3	3,1	570	0,65	0,92	21,72	33,415	0,618	0,618
P8L3	19	30	3	3,1	570	0,33	0,78	8,97	27,181	0,754	0,754
P9L1	14	30	3	8	420	0,91	-2,83	16,68	18,329	0,767	0,767
P9L2	14	30	3	4,9	420	0,7	-1,39	10,31	14,728	0,758	0,758
P9L3	14	30	3	3,1	420	0,53	-0,66	4,20	7,924	0,775	0,775
P10L1	14	40	3	9,8	560	0,84	-0,96	27,29	32,488	0,732	0,732
P10L2	14	40	3	4,7	560	0,89	-0,86	16,63	18,685	0,577	0,577
P10L3	14	40	3	4,7	560	0,6	0,7	6,14	10,233	0,668	0,668
P11L1	14	40	3	9,8	560	0,83	-0,95	27,47	33,096	0,738	0,738
P11L2	14	40	3	4,7	560	0,85	-0,82	16,76	19,717	0,597	0,597
P11L3	14	40	3	4,7	560	0,55	-0,65	6,21	11,290	0,767	0,767
P12L1	14	30	3	8	420	0,9	-2,83	16,53	18,366	0,774	0,774
P12L2	14	30	3	4,9	420	0,69	-1,37	10,21	14,797	0,763	0,763
P12L3	14	30	3	3,1	420	0,52	-0,64	4,15	7,980	0,779	0,779
Redutor de Rigidez Médio										0,679	0,679

Fonte: Elaboração própria

Os resultados dos redutores de rigidez para pilares do modelo A com quatro pavimentos (AP4 ACI) são ilustrados na Tabela 45, obtendo valor final de rigidez dos pilares de 0,673.

Tabela 45 – Redutores de rigidez ACI Pilares modelo AP4

Pilar Lance	Lado A (cm) (1)	Lado B (cm) (2)	h (m) (3)	Ast (cm ²) (4)	Ag (cm ²) (5)	Sd/Rd (6)	M.Sd (Tf/m) (7)	Pu (tf) (8)	P0(tf) (tf) (9)	Redutores	
										Calc. (10)	Verif. (11)
P1L1	14	40	3	16,1	560	0,98	5,55	25,51	26,030	0,664	0,664
P1L2	14	40	3	7,4	560	0,76	2,77	18,31	24,092	0,643	0,643
P1L3	14	40	3	4,7	560	0,54	1,58	11,26	20,851	0,689	0,689
P1L4	14	40	3	4,7	560	0,43	-0,26	4,46	10,372	0,812	0,812
P2L1	19	40	3	4,7	760	0,86	2,03	42,2	49,069	0,528	0,528
P2L2	19	40	3	4,7	760	0,81	1,84	30,57	37,740	0,548	0,548
P2L3	19	40	3	4,7	760	0,58	1,26	19,02	32,793	0,656	0,656
P2L4	19	40	3	4,7	760	0,49	1,03	7,77	15,857	0,678	0,678
P3L1	19	40	3	4,7	760	0,87	2,04	42,87	49,275	0,524	0,524
P3L2	19	40	3	4,7	760	0,82	1,87	31,07	37,890	0,544	0,5440
P3L3	19	40	3	4,7	760	0,58	1,29	19,35	33,362	0,656	0,656
P3L4	19	40	3	4,7	760	0,5	-1,00	7,93	15,86	0,756	0,756
P4L1	19	40	3	16,1	760	0,98	5,53	25,33	25,846	0,581	0,581
P4L2	19	40	3	7,4	760	0,76	2,73	18,17	23,907	0,594	0,594
P4L3	19	40	3	4,7	760	0,54	1,55	11,17	20,685	0,652	0,652
P4L4	19	40	3	4,7	760	0,43	0,81	4,42	10,279	0,691	0,691
P5L1	19	30	3	6,3	570	0,89	1,49	45,68	51,325	0,585	0,585
P5L2	19	30	3	3,1	570	0,89	1,30	33,30	37,415	0,507	0,507
P5L3	19	30	3	3,1	570	0,58	-0,87	20,99	36,189	0,677	0,677
P5L4	19	30	3	3,1	570	0,35	-0,85	8,70	24,857	0,802	0,802
P6L1	19	50	3	16,1	950	0,82	2,27	85,33	104,061	0,711	0,711
P6L2	19	50	3	4,7	950	0,78	1,64	61,94	79,410	0,555	0,555
P6L3	19	50	3	4,7	950	0,49	1,26	38,65	78,877	0,687	0,687
P6L4	19	50	3	4,7	950	0,24	1,40	15,32	63,833	0,784	0,784
P7L1	19	50	3	16,1	950	0,83	2,27	86,69	104,444	0,705	0,705
P7L2	19	50	3	4,7	950	0,79	1,64	62,96	79,696	0,550	0,550
P7L3	19	50	3	4,7	950	0,49	-1,29	39,33	80,265	0,707	0,707
P7L4	19	50	3	4,7	950	0,24	-1,43	15,66	65,25	0,840	0,840
P8L1	19	30	3	6,3	570	0,89	1,49	45,11	50,685	0,585	0,585
P8L2	19	30	3	3,1	570	0,88	1,29	32,87	37,352	0,511	0,511
P8L3	19	30	3	3,1	570	0,57	0,74	20,7	36,315	0,658	0,658
P8L4	19	30	3	3,1	570	0,34	-0,29	8,56	25,176	0,787	0,787
P9L1	19	40	3	16,1	760	0,97	-5,49	25,25	26,030	0,781	0,781
P9L2	19	40	3	7,4	760	0,75	-2,71	18,14	24,186	0,704	0,704
P9L3	19	40	3	4,7	760	0,54	-1,54	11,19	20,722	0,740	0,740
P9L4	19	40	3	4,7	760	0,44	-0,84	4,49	10,204	0,804	0,804
P10L1	19	40	3	4,7	760	0,86	-2,06	41,31	48,034	0,559	0,559
P10L2	19	40	3	4,7	760	0,81	-1,95	29,64	36,592	0,588	0,588
P10L3	19	40	3	4,7	760	0,59	-1,38	18,06	30,610	0,697	0,697
P10L4	19	40	3	4,7	760	0,52	-0,91	6,77	13,019	0,749	0,749
P11L1	19	40	3	4,7	760	0,85	-2,05	41,38	48,682	0,564	0,564
P11L2	19	40	3	4,7	760	0,79	-1,92	29,7	37,594	0,598	0,598
P11L3	19	40	3	4,7	760	0,57	-1,35	18,1	31,754	0,706	0,706
P11L4	19	40	3	4,7	760	0,16	-0,83	6,94	43,375	0,916	0,875
P12L1	19	40	3	16,1	760	0,97	-5,49	24,89	25,659	0,782	0,782
P12L2	19	40	3	7,4	760	0,74	-2,68	17,87	24,148	0,709	0,709
P12L3	19	40	3	4,7	760	0,53	-1,52	11,01	20,773	0,745	0,745
P12L4	19	40	3	4,7	760	0,43	-0,81	4,39	10,209	0,808	0,808
Redutor de Rigidez Médio										0,674	0,673

Fonte: Elaboração própria

Para o fator de redução de rigidez das vigas foi empregada a Equação 3.3 da análise elástica propostas pelo código ACI 318 (2019). Essa equação apresenta uma abordagem mais simples em termos de cálculo quando comparada à Equação 3.2, que é utilizada para análise dos pilares. No qual, considera apenas a taxa de armadura longitudinal, a largura das vigas e a altura útil da seção para seu cálculo. Similar à equação dos pilares, a fórmula das vigas também possui limites definidos, estabelecendo um valor mínimo de 0,25 e um valor máximo de 0,5. Desse modo, os valores dos redutores calculados (coluna 4) são referentes aplicação da fórmula, e os valores verificados (coluna 5) o resultado referente a verificação do intervalo.

A Tabela 46 apresenta os valores dos redutores de rigidez das vigas do modelo A com dois pavimentos (AP2 ACI), sendo obtido o valor final de 0,278.

Tabela 46 – Redutores de rigidez ACI Vigas modelo AP2

Viga	ρ %	bw (cm)	d (cm)	REDUTORES	
				Calculado (4)	Verificado (5)
V1F	0,335	14	45,7	0,209	0,250
V2F	0,335	14	45,7	0,209	0,250
V3F	0,390	14	35,7	0,221	0,250
V4F	0,410	14	45,7	0,230	0,250
V5F	0,335	14	45,7	0,209	0,250
V6F	0,365	14	45,7	0,217	0,250
V7F	0,415	14	45,7	0,232	0,250
V8F	0,415	14	45,7	0,232	0,250
V9F	0,365	14	45,7	0,217	0,25
V1S	0,530	14	45,7	0,265	0,265
V2S	0,710	14	45,7	0,315	0,316
V3S	0,460	14	35,7	0,241	0,250
V4S	0,430	14	35,7	0,232	0,250
V5S	0,560	14	45,7	0,273	0,273
V6S	1,085	14	45,7	0,422	0,423
V7S	1,085	14	45,7	0,422	0,423
V8S	0,560	14	45,7	0,273	0,273
V1C	0,425	14	45,7	0,234	0,250
V2C	0,695	14	45,7	0,311	0,312
V3C	0,525	14	35,7	0,259	0,259
V4C	0,430	14	45,7	0,236	0,250
V5C	0,420	14	45,7	0,233	0,250
V6C	0,720	14	45,7	0,318	0,319
V7C	0,720	14	45,7	0,318	0,319
V8C	0,505	14	45,7	0,257	0,258
Redutor de Rigidez Médio Vigas				0,264	0,278

Fonte: Elaboração própria

Os resultados dos redutores de rigidez para as vigas do modelo A com três pavimentos (AP3 ACI) são ilustrados na Tabela 47, obtendo valor final de rigidez das vigas de 0,287.

Tabela 47 – Redutores de rigidez ACI Vigas modelo AP3

Viga	ρ %	bw (cm)	d (cm)	REDUTORES	
				Calculado (4)	Verificado (5)
V1F	0,335	14	45,7	0,209	0,250
V2F	0,31	19	45,7	0,198	0,250
V3F	0,41	14	35,7	0,227	0,250
V4F	0,335	14	45,7	0,209	0,250
V5F	0,365	14	45,7	0,217	0,250
V6F	0,43	14	45,7	0,236	0,250
V7F	0,43	14	45,7	0,236	0,250
V8F	0,365	14	45,7	0,217	0,250
V1S1	0,53	14	45,7	0,265	0,265
V2S1	0,58	19	45,7	0,273	0,274
V3S1	0,46	14	35,7	0,241	0,250
V4S1	0,515	14	45,7	0,260	0,260
V5S1	0,675	14	45,7	0,306	0,306
V6S1	1,085	14	45,7	0,422	0,423
V7S1	1,185	14	45,7	0,451	0,451
V8S1	0,675	14	45,7	0,306	0,306
V1S2	0,53	14	45,7	0,264	0,265
V2S2	0,58	19	45,7	0,273	0,274
V3S2	0,46	14	35,7	0,241	0,250
V4S2	0,5	14	45,7	0,256	0,256
V5S2	0,655	14	45,7	0,300	0,300
V6S2	1,085	14	45,7	0,422	0,423
V7S2	1,085	14	45,7	0,422	0,423
V8S2	0,6	14	45,7	0,284	0,285
V1C	0,425	14	45,7	0,234	0,250
V2C	0,455	19	45,7	0,238	0,250
V3C	0,525	14	35,7	0,259	0,259
V4C	0,405	14	45,7	0,229	0,250
V5C	0,605	14	45,7	0,286	0,286
V6C	0,66	14	45,7	0,301	0,302
V7C	0,72	14	45,7	0,318	0,319
V8C	0,42	14	45,7	0,233	0,250
Redutor de Rigidez Médio				0,276	0,287

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 48 apresenta os resultados dos redutores de rigidez das vigas obtidos por meio da de redução de inércia da análise elástica para o modelo A com quatro pavimentos (AP4 ACI), com resultado final de 0,287.

Tabela 48 – Redutores de rigidez ACI Vigas modelo AP4

Viga	ρ %	bw (cm)	d (cm)	REDUTORES	
				Calculado (4)	Verificado (5)
V1F	0,305	19	45,7	0,196	0,250
V2F	0,31	19	45,7	0,198	0,250
V3F	0,41	14	45,7	0,230	0,250
V4F	0,25	19	35,7	0,177	0,250
V5F	0,365	14	45,7	0,217	0,250
V6F	0,415	14	45,7	0,232	0,250
V7F	0,415	14	45,7	0,232	0,250
V8F	0,365	14	45,7	0,217	0,250
V1S1	0,47	19	45,7	0,242	0,250
V2S1	0,685	19	45,7	0,302	0,303
V3S1	0,46	14	35,7	0,241	0,250
V4S1	0,41	19	45,7	0,226	0,250
V5S1	0,975	14	45,7	0,391	0,391
V6S1	1,205	14	45,7	0,456	0,457
V7S1	1,415	14	45,7	0,516	0,500
V8S1	0,975	14	45,7	0,391	0,391
V1S2	0,42	19	45,7	0,228	0,250
V2S2	0,58	19	45,7	0,273	0,274
V3S2	0,46	14	35,7	0,241	0,250
V4S2	0,38	19	45,7	0,217	0,250
V5S2	0,945	14	45,7	0,382	0,383
V6S2	1,175	14	45,7	0,448	0,448
V7S2	1,17	14	45,7	0,446	0,447
V8S2	0,945	14	45,7	0,382	0,383
V1S3	0,395	19	45,7	0,221	0,250
V2S3	0,58	19	45,7	0,273	0,274
V3S3	0,46	14	35,7	0,241	0,250
V4S3	0,38	19	45,7	0,217	0,250
V5S3	0,61	14	45,7	0,287	0,288
V6S3	1,095	14	45,7	0,425	0,426
V7S3	1,095	14	45,7	0,425	0,426
V8S3	0,61	14	45,7	0,287	0,288
V1C	0,33	19	45,7	0,203	0,250
V2C	0,455	19	45,7	0,238	0,250
V3C	0,525	14	35,7	0,259	0,259
V4C	0,31	19	45,7	0,198	0,250
V5C	0,505	14	45,7	0,257	0,258
V6C	0,65	14	45,7	0,298	0,299
V7C	0,65	14	45,7	0,298	0,299
V8C	0,505	14	45,7	0,257	0,258
Redutor de Rigidez Médio				0,287	0,301

Fonte: Elaboração própria

B.0.2 Modelo B ACI

Os resultados dos fatores de redução de rigidez do modelo B são apresentados da Tabela 49 até a Tabela 55. A redução de rigidez de cada segmento de pilar da estrutura foi determinada utilizando a Equação 3.2, enquanto a de cada trecho de viga foi calculada através da Equação 3.3.

Os fatores de redução de rigidez média para o modelo B de dois pavimentos (BP2) são exibidos na Tabela 49. Já a Tabela 50 detalha os resultados para o modelo B de três pavimentos (BP3). As Tabelas 51 e 52 apresentam os resultados referentes ao modelo de quatro pavimentos (BP4).

Tabela 49 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo BP2

Pilar Lance	Lado A	Lado B	h	Ast	Ag	Sd/Rd	M.Sd	Pu	P0(tf)	Redutores	
	(cm)	(cm)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(6)	(Tf/m)	(tf)	(tf)	Calc.	Verif.
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)		(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
P1L1	14	30	3	8	420	0,81	2,41	16,28	20,098	0,696	0,696
P1L2	14	30	3	8	420	0,93	2	6,67	7,172	0,555	0,555
P2L1	14	40	3	12,3	560	0,89	3,74	29,03	32,617	0,690	0,690
P2L2	14	40	3	7,4	560	0,82	2,85	11,58	14,121	0,574	0,574
P3L1	14	40	3	12,3	560	0,9	3,76	29,46	32,733	0,684	0,684
P3L2	14	40	3	7,4	560	0,84	2,94	11,8	14,047	0,561	0,561
P4L1	14	30	3	8	420	0,81	2,4	16,1	19,876	0,695	0,695
P4L2	14	30	3	8	420	0,94	2	6,58	7,00	0,547	0,547
P5L1	14	30	3	3,1	420	0,72	0,45	5,99	8,319	0,605	0,605
P5L2	14	30	3	3,1	420	0,3	0,5	2,09	6,966	0,758	0,758
P6L1	14	30	3	3,1	420	0,73	-0,45	5,82	7,972	0,650	0,650
P6L2	14	30	3	3,1	420	0,28	0,47	2,00	7,142	0,769	0,769
P7L1	14	30	3	8	420	0,82	-2,37	16,53	20,158	0,813	0,813
P7L2	14	30	3	8	420	0,96	-1,97	6,77	7,052	0,787	0,787
P8L1	14	40	3	12,1	560	0,83	-3,67	28,12	33,879	0,842	0,842
P8L2	14	40	3	7,4	560	0,87	-2,76	11,14	12,804	0,732	0,732
P9L1	14	30	3	4,9	420	0,86	-0,49	2,07	2,406	0,708	0,708
P9L2	14	30	3	4,9	420	0,66	-0,34	-0,11	-0,166	-0,393	0,35
P10L1	14	30	3	4,9	420	0,86	0,49	1,89	2,197	0,527	0,527
P10L2	14	30	3	4,9	420	0,66	-0,33	-0,18	-0,272	0,0642	0,35
P11L1	14	40	3	12,3	560	0,89	-3,7	28,48	32,00	0,807	0,807
P11L2	14	40	3	7,4	560	0,89	-2,86	11,32	12,719	0,722	0,722
P12L1	14	30	3	8	420	0,81	0,62	15,68	19,358	0,742	0,742
P12L2	14	30	3	8	420	0,95	-1,96	6,68	7,031	0,794	0,794
Redutor de Rigidez Médio										0,622	0,665

Fonte: Elaboração própria

Tabela 50 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo BP3

Pilar Lance	Lado A	Lado B	h	Ast	Ag	Sd/Rd	M.Sd	Pu	P0(tf)	Redutores	
	(cm) (1)	(cm) (2)	(m) (3)	(cm ²) (4)	(cm ²) (5)	(6)	(Tf/m) (7)	(tf) (8)	(tf) (9)	Calc. (10)	Verif. (11)
P1L1	19	40	3	4,7	760	0,94	4,92	27,9	29,681	0,45	0,450
P1L2	19	40	3	7,4	760	0,83	3,68	17,32	20,867	0,537	0,537
P1L3	19	40	3	7,4	760	0,66	2,29	7,06	10,697	0,586	0,586
P2L1	19	50	3	4,7	950	0,86	6,64	48,63	56,547	0,484	0,484
P2L2	19	50	3	4,7	950	0,63	4,53	30,16	47,873	0,586	0,586
P2L3	19	50	3	4,7	950	0,46	2,79	12,15	26,413	0,641	0,641
P3L1	19	50	3	4,7	950	0,86	6,65	48,87	56,826	0,485	0,485
P3L2	19	50	3	4,7	950	0,63	4,57	30,33	48,143	0,586	0,586
P3L3	19	50	3	4,7	950	0,46	2,84	12,24	26,609	0,64	0,640
P4L1	19	40	3	4,7	760	0,94	4,93	28,06	29,851	0,45	0,450
P4L2	19	40	3	7,4	760	0,83	3,72	17,42	20,988	0,536	0,536
P4L3	19	40	3	7,4	760	0,66	2,33	7,11	10,773	0,585	0,585
P5L1	14	30	3	3,1	420	0,52	0,99	11,63	22,365	0,701	0,701
P5L2	14	30	3	3,1	420	0,38	0,79	6,69	17,605	0,759	0,759
P5L3	14	30	3	3,1	420	0,13	0,35	1,92	14,769	0,861	0,861
P6L1	14	30	3	3,1	420	0,52	0,99	11,46	22,038	0,7	0,700
P6L2	14	30	3	3,1	420	0,37	0,77	6,58	17,784	0,764	0,764
P6L3	14	30	3	3,1	420	0,17	0,33	1,86	10,941	0,843	0,843
P7L1	19	40	3	4,7	760	0,93	-4,87	28,41	30,548	0,565	0,565
P7L2	19	40	3	7,4	760	0,85	-3,6	17,64	20,753	0,671	0,671
P7L3	19	40	3	7,4	760	0,69	-2,26	7,17	10,391	0,793	0,793
P8L1	19	50	3	4,7	950	0,85	-6,54	45,47	53,494	0,575	0,575
P8L2	19	50	3	4,7	950	0,7	-4,42	28,13	40,186	0,649	0,649
P8L3	19	50	3	4,7	950	0,55	-2,76	11,37	20,673	0,744	0,744
P9L1	14	30	3	3,1	420	0,47	-0,99	7,24	15,404	0,798	0,798
P9L2	14	30	3	3,1	420	0,45	-0,81	3,75	8,333	0,834	0,834
P9L3	14	30	3	3,1	420	0,37	-0,4	0,34	0,919	1,188	0,875
P10L1	14	30	3	3,1	420	0,35	-0,99	7,13	20,371	0,858	0,858
P10L2	14	30	3	3,1	420	0,45	-0,81	3,69	8,2	0,835	0,835
P10L3	14	30	3	3,1	420	0,13	-0,4	0,32	2,462	1,331	0,875
P11L1	19	50	3	4,7	950	0,85	-6,55	45,51	53,541	0,575	0,575
P11L2	19	50	3	4,7	950	0,7	-4,47	28,16	40,229	0,649	0,649
P11L3	19	50	3	4,7	950	0,56	-2,81	11,39	20,339	0,741	0,741
P12L1	19	40	3	4,7	760	0,93	-4,87	28,53	30,677	0,565	0,565
P12L2	19	40	3	7,4	760	0,85	-3,63	17,72	20,847	0,671	0,671
P12L3	19	40	3	7,4	760	0,69	-2,29	7,22	10,464	0,794	0,794
Redutor de Rigidez Médio										0,695	0,674

Fonte: Elaboração própria

Tabela 51 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo BP4

Pilar Lance	Lado A (cm) (1)	Lado B (cm) (2)	h (m) (3)	Ast (cm ²) (4)	Ag (cm ²) (5)	Sd/Rd (6)	M.Sd (Tf/m) (7)	Pu (tf) (8)	P0(tf) (tf) (9)	Redutores Calc. (10)	Redutores Verif. (11)
P1L1	19	40	3	7,4	760	0,93	5,68	39,07	42,011	0,508	0,508
P1L2	19	40	3	7,4	760	0,91	4,57	28,16	30,945	0,512	0,512
P1L3	19	40	3	7,4	760	0,71	3,22	17,37	24,465	0,609	0,609
P1L4	19	40	3	7,4	760	0,68	2,44	7,08	10,412	0,569	0,569
P2L1	19	60	3	9,8	1140	0,71	11,71	71,45	100,634	0,599	0,599
P2L2	19	60	3	4,7	1140	0,75	7,46	50,97	67,96	0,52	0,52
P2L3	19	60	3	4,7	1140	0,48	4,61	30,91	64,396	0,641	0,641
P2L4	19	60	3	4,7	1140	0,37	2,83	12,12	32,757	0,666	0,666
P3L1	19	60	3	9,8	1140	0,71	11,73	71,79	101,113	0,599	0,599
P3L2	19	60	3	4,7	1140	0,75	7,5	51,23	68,307	0,52	0,52
P3L3	19	60	3	4,7	1140	0,48	4,65	31,08	64,75	0,641	0,641
P3L4	19	60	3	4,7	1140	0,37	2,89	12,22	33,027	0,665	0,665
P4L1	19	40	3	7,4	760	0,93	5,69	39,27	42,226	0,508	0,508
P4L2	19	40	3	7,4	760	0,91	4,61	28,31	31,11	0,512	0,512
P4L3	19	40	3	7,4	760	0,72	3,25	17,47	24,264	0,603	0,603
P4L4	19	40	3	7,4	760	0,72	2,48	7,13	9,903	0,547	0,547
P5L1	14	30	3	3,1	420	0,63	1,08	16,41	26,048	0,653	0,653
P5L2	14	30	3	3,1	420	0,51	0,79	11,33	22,216	0,711	0,711
P5L3	14	30	3	3,1	420	0,34	0,68	6,6	19,412	0,783	0,783
P5L4	14	30	3	3,1	420	0,2	0,37	1,89	9,45	0,822	0,822
P6L1	14	30	3	3,1	420	0,63	1,08	16,18	25,683	0,652	0,652
P6L2	14	30	3	3,1	420	0,5	0,93	11,29	22,58	0,711	0,711
P6L3	14	30	3	3,1	420	0,33	0,66	6,48	19,636	0,789	0,789
P6L4	14	30	3	3,1	420	0,18	0,34	1,83	10,167	0,835	0,835
P7L1	19	40	3	7,4	760	0,93	-5,63	39,78	42,774	0,607	0,607
P7L2	19	40	3	7,4	760	0,92	-4,49	28,67	31,163	0,618	0,618
P7L3	19	40	3	7,4	760	0,73	-3,14	17,69	24,233	0,724	0,724
P7L4	19	40	3	7,4	760	0,71	-2,4	7,2	10,141	0,789	0,789
P8L1	19	60	3	7,4	1140	0,97	-11,55	66,34	68,392	0,551	0,551
P8L2	19	60	3	4,7	1140	0,78	-7,24	47,18	60,487	0,597	0,597
P8L3	19	60	3	4,7	1140	0,54	-4,49	28,59	52,944	0,707	0,707
P8L4	19	60	3	4,7	1140	0,49	-2,9	11,27	23	0,759	0,759

Tabela 52 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo BP4 continuação

Pilar Lance	Lado A (cm) (1)	Lado B (cm) (2)	h (m) (3)	Ast (cm ²) (4)	Ag (cm ²) (5)	Sd/Rd (6)	M.Sd (Tf/m) (7)	Pu (tf) (8)	P0(tf) (9)	Redutores Calc. (10)	Verif. (11)
P9L1	14	30	3	3,1	420	0,56	-1,08	11,55	20,625	0,74	0,74
P9L2	14	30	3	3,1	420	0,45	-0,95	7,78	17,289	0,803	0,803
P9L3	14	30	3	3,1	420	0,35	-0,62	3,66	10,457	0,868	0,868
P9L4	14	30	3	3,1	420	0,4	-0,42	0,43	1,075	1,108	0,875
P10L1	14	30	3	3,1	420	0,56	-1,08	11,41	20,375	0,74	0,74
P10L2	14	30	3	3,1	420	0,45	-0,94	7,69	17,089	0,803	0,803
P10L3	14	30	3	3,1	420	0,35	-0,7	3,93	11,229	0,871	0,871
P10L4	14	30	3	3,1	420	0,39	-0,42	0,41	1,051	1,129	0,875
P11L1	19	60	3	7,4	1140	0,97	-11,56	66,36	68,412	0,551	0,551
P11L2	19	60	3	4,7	1140	0,78	-7,27	47,2	60,513	0,597	0,597
P11L3	19	60	3	4,7	1140	0,54	-4,52	28,6	52,963	0,707	0,707
P11L4	19	60	3	4,7	1140	0,49	-2,95	11,3	23,061	0,76	0,76
P12L1	19	40	3	7,4	760	0,93	-5,64	39,96	42,968	0,607	0,607
P12L2	19	40	3	7,4	760	0,93	-4,52	28,81	30,978	0,613	0,613
P12L3	19	40	3	7,4	760	0,73	-3,17	17,78	24,356	0,725	0,725
P12L4	19	40	3	7,4	760	0,71	-2,43	7,25	10,211	0,79	0,79
Redutor de Rigidez Médio										0,686	0,676

Fonte: Elaboração própria

Os resultados dos fatores de redução de rigidez para as vigas do modelo B de dois pavimentos (BP2) estão apresentados na Tabela 53. Para o modelo de três pavimentos (BP3), os resultados são descritos na Tabela 54, enquanto os resultados para o modelo de quatro pavimentos (BP4) são apresentados na Tabela 55.

Tabela 53 – Redutores de rigidez ACI vigas modelo BP2

Vigas	ρ %	bw (cm)	d (cm)	Redutores	
				Calculado (4)	Verificado (5)
V1F	0,475	14	47,5	0,250	0,250
V2F	0,44	14	47,5	0,240	0,250
V3F	0,29	14	32,5	0,192	0,250
V4F	0,29	14	32,5	0,192	0,250
V5F	0,63	14	47,5	0,294	0,294
V6F	0,365	14	47,5	0,218	0,250
V7F	0,42	14	47,5	0,234	0,250
V8F	0,45	14	47,5	0,242	0,250
V9F	0,45	14	47,5	0,242	0,250
V10F	0,42	14	47,5	0,234	0,250
V11F	0,365	14	47,5	0,218	0,250
V1S1	0,8	14	47,5	0,342	0,342
V2S1	0,44	14	47,5	0,240	0,250
V3S1	0,51	14	32,5	0,253	0,253
V4S1	0,51	14	32,5	0,253	0,253
V5S1	0,855	14	47,5	0,358	0,358
V6S1	0,79	14	47,5	0,339	0,339
V7S1	1,565	14	47,5	0,561	0,500
V8S1	0,45	14	47,5	0,242	0,250
V9S1	0,45	14	47,5	0,242	0,250
V10S1	1,565	14	47,5	0,561	0,500
V11S1	0,79	14	47,5	0,339	0,339
V1C	0,555	14	47,5	0,272	0,272
V2C	0,44	14	47,5	0,240	0,250
V3C	0,67	14	32,5	0,298	0,298
V4C	0,685	14	32,5	0,302	0,302
V5C	0,555	14	47,5	0,272	0,272
V6C	0,56	14	47,5	0,274	0,274
V7C	0,715	14	47,5	0,318	0,318
V8C	0,45	14	47,5	0,242	0,250
V9C	0,45	14	47,5	0,242	0,250
V10C	0,715	14	47,5	0,318	0,318
V11C	0,56	14	47,5	0,274	0,274
Redutor de Rigidez Médio				0,283	0,288

Fonte: Elaboração própria

Tabela 54 – Redutores de rigidez ACI vigas modelo BP3

Vigas	ρ	bw (cm)	d (cm)	Redutores	
	% (1)			Calculado (4)	Verificado (5)
V1F	0,515	14	47,5	0,261	0,261
V2F	0,44	14	47,5	0,24	0,25
V3F	0,29	14	32,5	0,192	0,25
V4F	0,29	14	32,5	0,192	0,25
V5F	0,42	14	47,5	0,234	0,25
V6F	0,27	19	47,5	0,188	0,25
V7F	0,31	19	47,5	0,199	0,25
V8F	0,45	14	47,5	0,242	0,25
V9F	0,45	14	47,5	0,242	0,25
V10F	0,45	19	47,5	0,238	0,25
V11F	0,31	19	47,5	0,199	0,25
V1S1	0,715	14	47,5	0,318	0,318
V2S1	0,44	14	47,5	0,24	0,25
V3S1	0,41	14	32,5	0,226	0,25
V4S1	0,41	14	32,5	0,226	0,25
V5S1	0,75	14	47,5	0,328	0,328
V6S1	0,965	19	47,5	0,382	0,382
V7S1	1,02	19	47,5	0,398	0,398
V8S1	0,45	14	47,5	0,242	0,25
V9S1	0,45	14	47,5	0,242	0,25
V10S1	1,02	19	47,5	0,398	0,398
V11S1	0,965	19	47,5	0,382	0,382
V1S2	0,795	14	47,5	0,341	0,341
V2S2	0,44	14	47,5	0,24	0,25
V3S2	0,41	14	32,5	0,226	0,25
V4S2	0,41	14	32,5	0,226	0,25
V5S2	0,735	14	47,5	0,324	0,324
V6S2	0,72	19	47,5	0,314	0,314
V7S2	1,02	19	47,5	0,398	0,398
V8S2	0,45	14	47,5	0,242	0,25
V9S2	0,45	14	47,5	0,242	0,25
V10S2	1,02	19	47,5	0,398	0,398
V11S2	0,72	19	47,5	0,314	0,314
V1C	0,605	14	47,5	0,287	0,287
V2C	0,44	14	47,5	0,24	0,25
V3C	0,68	14	32,5	0,301	0,301
V4C	0,685	14	32,5	0,302	0,302
V5C	0,56	14	47,5	0,274	0,274
V6C	0,37	19	47,5	0,216	0,25
V7C	0,72	19	47,5	0,314	0,314
V8C	0,45	14	47,5	0,242	0,25
V9C	0,45	14	47,5	0,242	0,25
V10C	0,72	19	47,5	0,314	0,314
V11C	0,37	19	47,5	0,216	0,25
Redutor de Rigidez Médio				0,273	0,286

Fonte: Elaboração própria

Tabela 55 – Redutores de rigidez ACI vigas modelo BP4

Vigas	ρ	bw	d	Redutores	
	% (1)	(cm) (2)	(cm) (3)	Calculado (4)	Verificado (5)
V1F	0,515	19	47,5	0,256	0,256
V2F	0,44	14	47,5	0,24	0,25
V3F	0,29	14	32,5	0,192	0,25
V4F	0,29	14	32,5	0,192	0,25
V5F	0,42	14	47,5	0,234	0,25
V6F	0,27	19	47,5	0,188	0,25
V7F	0,37	19	47,5	0,216	0,25
V8F	0,45	19	47,5	0,238	0,25
V9F	0,45	19	47,5	0,238	0,25
V10F	0,37	19	47,5	0,216	0,25
V11F	0,27	19	47,5	0,188	0,25
V1S1	0,795	19	47,5	0,335	0,335
V2S1	0,44	14	47,5	0,24	0,25
V3S1	0,41	14	32,5	0,226	0,25
V4S1	0,41	14	32,5	0,226	0,25
V5S1	0,75	14	47,5	0,328	0,328
V6S1	1,34	19	47,5	0,487	0,487
V7S1	1,47	19	47,5	0,524	0,5
V8S1	0,45	19	47,5	0,238	0,25
V9S1	0,45	19	47,5	0,238	0,25
V10S1	1,47	19	47,5	0,524	0,5
V11S1	1,48	19	47,5	0,526	0,5
V1S2	0,715	19	37,5	0,306	0,306
V2S2	0,44	14	57,5	0,242	0,25
V3S2	0,41	14	57,5	0,233	0,25
V4S2	0,41	14	37,5	0,228	0,25
V5S2	0,735	14	27,5	0,312	0,312
V6S2	0,965	19	27,5	0,362	0,362
V7S2	1,045	19	37,5	0,397	0,397
V8S2	0,45	19	57,5	0,241	0,25
V9S2	0,45	19	57,5	0,241	0,25
V10S2	1,045	19	27,5	0,384	0,384
V11S2	0,965	19	57,5	0,387	0,387
V1S3	0,79	19	47,5	0,333	0,333
V2S3	0,44	14	47,5	0,24	0,25
V3S3	0,41	14	32,5	0,226	0,25
V4S3	0,41	14	32,5	0,226	0,25
V5S3	0,665	14	47,5	0,304	0,304
V6S3	0,72	19	47,5	0,314	0,314
V7S3	0,965	19	47,5	0,382	0,382
V8S3	0,45	19	47,5	0,238	0,25
V9S3	0,45	19	47,5	0,238	0,25
V10S3	0,965	19	47,5	0,382	0,382
V11S3	0,72	19	47,5	0,314	0,314
V1C	0,605	19	47,5	0,281	0,281
V2C	0,44	14	47,5	0,24	0,25
V3C	0,68	14	32,5	0,301	0,301
V4C	0,685	14	32,5	0,302	0,302
V5C	0,56	14	47,5	0,274	0,274
V6C	0,375	19	47,5	0,217	0,25
V7C	0,665	19	47,5	0,298	0,298
V8C	0,45	19	47,5	0,238	0,25
V9C	0,45	19	47,5	0,238	0,25
V10C	0,665	19	47,5	0,298	0,298
V11C	0,37	19	47,5	0,216	0,25
Redutor de Rigidez Médio				0,286	0,297

Fonte: Elaboração própria

B.0.3 Modelo C ACI

Os coeficientes de redução de rigidez do modelo C, derivados das equações de análise elástica conforme as diretrizes do ACI 318 (2019), são expostos nas Tabelas de 56 até 62.

A obtenção desses valores para os pilares foi realizada por meio da aplicação da Equação 3.2. Na Tabela 56, são apresentados os resultados correspondentes ao modelo de dois pavimentos (CP2), na Tabela 57 referente ao modelo de três pavimentos (CP3), enquanto as Tabelas 58 e 59 detalham os resultados para o modelo de quatro pavimentos (CP4).

Tabela 56 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo CP2

Pilar/lance	Lado A	Lado B	h (m)	Ast (cm ²)	Ag (cm ²)	Sd/Rd (6)	M.Sd (Tf/m)	Pu (tf)	P0(tf) (tf)	Redutores	
	(cm) (1)	(cm) (2)								Calculado	Verificado
P1L1	14	30	3	3,1	420	0,54	-1,03	9,16	16,96296	0,755604	0,756
P1L2	14	30	3	3,1	420	0,78	-0,83	3,66	4,692308	0,674982	0,675
P2L1	14	40	3	4,7	560	0,64	-2,08	18,06	28,21875	0,725446	0,725
P2L2	14	40	3	4,7	560	0,4	-1,08	7,75	19,375	0,854765	0,855
P3L1	14	30	3	3,1	420	0,36	0,69	7,79	21,63889	0,778241	0,778
P3L2	14	30	3	3,1	420	0,24	0,37	3,1	12,91667	0,827212	0,827
P4L1	14	40	3	4,7	560	0,48	1,33	18,03	37,5625	0,742634	0,743
P4L2	14	40	3	4,7	560	0,24	0,41	7,11	29,625	0,869232	0,869
P5L1	14	45	3	20,1	630	0,51	-2,2	34,02	66,70588	1,224664	0,875
P5L2	14	45	3	4,7	630	0,55	-0,51	15,38	27,96364	0,726122	0,726
P6L1	14	35	3	4,9	490	0,56	1,25	19,86	35,46429	0,733971	0,734
P6L2	14	35	3	3,1	490	0,43	1,22	8,45	19,65116	0,706045	0,706
P7L1	14	40	3	4,7	560	0,45	-1,27	16,87	37,48889	0,807952	0,808
P7L2	14	40	3	4,7	560	0,2	-0,24	8,04	40,2	0,918887	0,875
P8L1	14	45	3	12,1	630	0,55	2,07	30,43	55,32727	0,899087	0,875
P8L2	14	45	3	4,7	630	0,59	0,81	15,44	26,16949	0,678237	0,678
P9L1	14	45	3	4,7	630	0,54	1,98	20,81	38,53704	0,688863	0,689
P9L2	14	45	3	4,7	630	0,51	1,98	9,21	18,05882	0,664254	0,664
P10L1	14	30	3	3,1	420	0,54	-1,01	8,96	16,59259	0,755695	0,756
P10L2	14	30	3	3,1	420	0,85	-1,03	3,56	4,188235	0,661051	0,661
P11L1	14	40	3	4,7	560	0,59	-1,9	17,36	29,42373	0,748765	0,749
P11L2	14	40	3	4,7	560	0,39	-1,16	7,33	18,79487	0,866176	0,866
P12L1	14	30	3	3,1	420	0,33	-0,02	6,25	18,93939	0,823128	0,823
P12L2	14	30	3	3,1	420	0,16	-0,08	2,76	17,25	0,915274	0,875
Redutor de Rigidez Médio										0,622	0,665

Fonte: Elaboração própria

Tabela 57 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo CP3

Pilar Lance	Lado A (cm) (1)	Lado B (cm) (2)	h (m) (3)	Ast (cm ²) (4)	Ag (cm ²) (5)	Sd/Rd (6)	M.Sd (Tf/m) (7)	Pu (tf) (8)	P0(tf) (tf) (9)	Redutores Calc. (10)	Verif. (11)
P1L1	14	30	3	3,1	420	0,75	-1,43	14,95	19,933	0,647	0,647
P1L2	14	30	3	3,1	420	0,75	-1,08	9,22	12,293	0,654	0,654
P1L3	14	30	3	3,1	420	0,66	-0,68	3,63	5,5	0,721	0,721
P2L1	14	40	3	12,3	560	0,74	-3,03	28,19	38,095	0,898	0,875
P2L2	14	40	3	4,7	560	0,56	-1,55	17,94	32,036	0,756	0,756
P2L3	14	40	3	4,7	560	0,32	-0,78	7,73	24,156	0,882	0,875
P3L1	14	30	3	3,1	420	0,62	1,21	13	20,968	0,649	0,649
P3L2	14	30	3	3,1	420	0,47	0,86	7,98	16,979	0,718	0,718
P3L3	14	30	3	3,1	420	0,28	0,45	3,16	11,286	0,8	0,8
P4L1	14	40	3	12,1	560	0,59	1,97	29,36	49,763	0,915	0,875
P4L2	14	40	3	4,7	560	0,48	0,49	17,5	36,458	0,758	0,758
P4L3	14	40	3	4,7	560	0,24	0,36	7,1	29,583	0,872	0,872
P5L1	19	45	3	4,7	855	0,8	-4,31	52,78	65,975	0,588	0,588
P5L2	19	45	3	4,7	855	0,62	-1,46	34,71	55,984	0,66	0,66
P5L3	19	45	3	4,7	855	0,44	-1,05	15,54	35,318	0,752	0,752
P6L1	14	35	3	20,1	490	0,58	2,01	31,78	54,793	1,258	0,875
P6L2	14	35	3	4,9	490	0,67	1,8	19,94	29,761	0,667	0,667
P6L3	14	35	3	3,1	490	0,43	1,21	8,3	19,302	0,706	0,706
P7L1	14	40	3	6,3	560	0,66	-1,89	26,26	39,788	0,75	0,75
P7L2	14	40	3	4,7	560	0,44	0,36	16,39	37,25	0,78	0,78
P7L3	14	40	3	4,7	560	0,22	0,19	7,91	35,955	0,891	0,875
P8L1	19	45	3	4,7	855	0,74	4,15	45,74	61,811	0,562	0,562
P8L2	19	45	3	4,7	855	0,6	-1,5	31,32	52,2	0,671	0,671
P8L3	19	45	3	4,7	855	0,47	-1,17	15,59	33,17	0,741	0,741
P9L1	14	45	3	16,1	630	0,65	3,55	32,9	50,615	0,919	0,875
P9L2	14	45	3	4,7	630	0,61	2,32	20,9	34,262	0,649	0,649
P9L3	14	45	3	4,7	630	0,5	1,97	9,21	18,42	0,67	0,67
P10L1	14	30	3	3,1	420	0,72	-1,36	14,6	20,278	0,661	0,661
P10L2	14	30	3	3,1	420	0,76	-1,17	9,03	11,882	0,653	0,653
P10L3	14	30	3	3,1	420	0,68	-0,85	3,53	5,191	0,729	0,729
P11L1	14	40	3	12,1	560	0,66	-2,73	27,2	41,212	0,943	0,875
P11L2	14	40	3	4,7	560	0,5	-1,36	17,23	34,46	0,784	0,784
P11L3	14	40	3	4,7	560	0,3	-0,84	7,31	24,367	0,897	0,875
P12L1	14	30	3	3,1	420	0,54	1,03	11,67	21,611	0,69	0,69
P12L2	14	30	3	3,1	420	0,41	0,73	7,14	17,415	0,749	0,749
P12L3	14	30	3	3,1	420	0,19	0,29	2,82	14,842	0,857	0,857
Redutor de Rigidez Médio										0,764	0,747

Fonte: Elaboração própria

Tabela 58 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo CP4

Pilar Lance	Lado A (cm) (1)	Lado B (cm) (2)	h (m) (3)	Ast (cm ²) (4)	Ag (cm ²) (5)	Sd/Rd (6)	M.Sd (Tf/m) (7)	Pu (tf) (8)	P0(tf) (tf) (9)	Redutores Calc. (10)	Verif. (11)
P1L1	19	30	3	3,1	570	0,72	-2,15	24,11	33,486	0,627	0,627
P1L2	19	30	3	3,1	570	0,74	-1,81	17,3	23,378	0,622	0,622
P1L3	19	30	3	3,1	570	0,6	-1,28	10,55	17,583	0,693	0,693
P1L4	19	30	3	3,1	570	0,62	-0,92	4,12	6,645	0,715	0,715
P2L1	19	40	3	4,7	760	0,9	-4,62	43,17	47,967	0,559	0,559
P2L2	19	40	3	4,7	760	0,63	-2,93	31,62	50,19	0,683	0,683
P2L3	19	40	3	4,7	760	0,41	-1,82	20,11	49,049	0,788	0,788
P2L4	19	40	3	4,7	760	0,29	-1,1	8,56	29,517	0,857	0,857
P3L1	19	30	3	3,1	570	0,59	1,76	20,77	35,203	0,633	0,633
P3L2	19	30	3	3,1	570	0,48	1,34	14,82	30,875	0,683	0,683
P3L3	19	30	3	3,1	570	0,34	0,89	9,03	26,559	0,746	0,746
P3L4	19	30	3	3,1	570	0,24	0,48	3,55	14,792	0,781	0,781
P4L1	19	40	3	4,7	760	0,68	3,06	41,12	60,471	0,606	0,606
P4L2	19	40	3	4,7	760	0,45	0,85	27,88	61,956	0,73	0,73
P4L3	19	40	3	4,7	760	0,3	0,57	17,69	58,967	0,801	0,801
P4L4	19	40	3	4,7	760	0,16	0,42	7,29	45,563	0,86	0,86
P5L1	19	45	3	9,8	855	0,87	-4,94	69,72	80,138	0,64	0,64
P5L2	19	45	3	4,7	855	0,79	-1,73	52,28	66,177	0,577	0,577
P5L3	19	45	3	4,7	855	0,56	-1,3	33,61	60,018	0,687	0,687
P5L4	19	45	3	4,7	855	0,42	-1,03	15,08	35,905	0,762	0,762
P6L1	19	40	3	4,7	760	0,82	3,97	45,7	55,732	0,536	0,536
P6L2	19	40	3	4,7	760	0,59	2,81	33,16	56,203	0,646	0,646
P6L3	19	40	3	4,7	760	0,41	2,07	20,82	50,78	0,727	0,727
P6L4	19	40	3	4,7	760	0,33	1,69	8,79	26,636	0,736	0,736
P7L1	19	40	3	4,7	760	0,63	-2,99	35,48	56,317	0,681	0,681
P7L2	19	40	3	4,7	760	0,43	0,9	24,41	56,767	0,738	0,738
P7L3	19	40	3	4,7	760	0,29	0,62	16,31	56,241	0,804	0,804
P7L4	19	40	3	4,7	760	0,16	0,36	8	50	0,864	0,864

Tabela 59 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo CP4 continuação

Pilar Lance	Lado A (cm) (1)	Lado B (cm) (2)	h (m) (3)	Ast (cm ²) (4)	Ag (cm ²) (5)	Sd/Rd (6)	M.Sd (Tf/m) (7)	Pu (tf) (8)	P0(tf) (9)	Redutores Calc. (10)	Redutores Verif. (11)
P8L1	19	45	3	4,7	855	0,91	4,81	61,77	67,879	0,487	0,487
P8L2	19	45	3	4,7	855	0,76	-1,8	47,06	61,921	0,593	0,593
P8L3	19	45	3	4,7	855	0,55	-1,36	31,22	56,764	0,693	0,693
P8L4	19	45	3	4,7	855	0,47	-1,18	15,6	33,191	0,741	0,741
P9L1	19	40	3	4,7	760	0,82	3,93	44,74	54,561	0,535	0,535
P9L2	19	40	3	4,7	760	0,61	2,86	32,66	53,541	0,636	0,636
P9L3	19	40	3	4,7	760	0,42	2,03	20,78	49,476	0,723	0,723
P9L4	19	40	3	4,7	760	0,46	2,04	9,2	20	0,664	0,664
P10L1	19	30	3	3,1	570	0,71	-2,11	23,68	33,352	0,631	0,631
P10L2	19	30	3	3,1	570	0,74	-1,85	16,99	22,959	0,624	0,624
P10L3	19	30	3	3,1	570	0,6	-1,32	10,37	17,283	0,695	0,695
P10L4	19	30	3	3,1	570	0,64	-1,04	4,03	6,297	0,717	0,717
P11L1	19	40	3	4,7	760	0,86	-4,38	42,19	49,058	0,577	0,577
P11L2	19	40	3	4,7	760	0,57	-2,62	30,82	54,07	0,71	0,71
P11L3	19	40	3	4,7	760	0,36	-1,55	19,51	54,194	0,808	0,808
P11L4	19	40	3	4,7	760	0,24	-1,01	8,18	34,083	0,879	0,875
P12L1	19	30	3	3,1	570	0,56	1,69	19,02	33,964	0,646	0,646
P12L2	19	30	3	3,1	570	0,43	1,26	13,54	31,488	0,706	0,706
P12L3	19	30	3	3,1	570	0,3	0,83	8,22	27,4	0,764	0,764
P12L4	19	30	3	3,1	570	0,17	0,37	3,22	18,941	0,821	0,821
Redutor de Rigidez Médio										0,697	0,696

Fonte: Elaboração própria

Em relação aos redutores de rigidez das vigas, cada modelo foi calculado conforme a Equação 3.3, os resultados obtidos para o modelo B de dois pavimentos (CP2) são apresentados pela Tabela 60, do modelo de três pavimentos (CP3) a Tabela 61, e o modelo de quatro pavimentos (CP4) a Tabela 62.

Tabela 60 – Redutores de rigidez ACI vigas modelo CP2

Vigas	ρ %	bw (cm)	d (cm)	Redutores	
				Calculado (4)	Verificado (5)
V1F	0,335	14	47,5	0,210	0,250
V2F	0,42	14	47,5	0,234	0,250
V3F	0,275	14	47,5	0,193	0,250
V4F	0,545	14	47,5	0,270	0,270
V5F	0,335	14	47,5	0,210	0,250
V6F	0,305	14	37,5	0,198	0,250
V7F	0,405	14	37,5	0,226	0,250
V8F	0,45	14	47,5	0,242	0,250
V9F	0,335	14	47,5	0,210	0,250
V10F	0,33	14	47,5	0,208	0,250
V11F	0,395	14	37,5	0,224	0,250
V1S1	0,6	14	47,5	0,285	0,285
V2S1	0,725	14	47,5	0,321	0,321
V3S1	0,365	14	47,5	0,218	0,250
V4S1	0,705	14	47,5	0,315	0,315
V5S1	0,51	14	47,5	0,260	0,260
V6S1	0,395	14	37,5	0,224	0,250
V7S1	0,4	14	37,5	0,225	0,250
V8S1	0,505	14	47,5	0,258	0,258
V9S1	0,535	14	47,5	0,267	0,267
V10S1	0,535	14	47,5	0,267	0,267
V11S1	0,58	14	37,5	0,276	0,276
V1C	0,45	14	47,5	0,242	0,250
V2C	0,765	14	47,5	0,332	0,332
V3C	0,965	14	47,5	0,389	0,389
V4C	0,42	14	47,5	0,234	0,250
V5C	0,395	14	47,5	0,227	0,250
V6C	0,4	14	37,5	0,225	0,250
V7C	0,505	14	37,5	0,255	0,255
V8C	0,515	14	47,5	0,261	0,261
V9C	0,49	14	47,5	0,254	0,254
V10C	0,455	14	37,5	0,241	0,250
Redutor de Rigidez Médio				0,250	0,266

Fonte: Elaboração própria

Tabela 61 – Redutores de rigidez ACI vigas modelo CP3

Vigas	ρ	bw	d	Redutores	
	% (1)	(cm) (2)	(cm) (3)	Calculado (4)	Verificado (5)
V1F	0,335	14	47,5	0,210	0,250
V2F	0,42	14	47,5	0,234	0,250
V3F	0,275	14	47,5	0,193	0,250
V4F	0,545	14	47,5	0,270	0,270
V5F	0,335	14	47,5	0,210	0,250
V6F	0,305	14	37,5	0,198	0,250
V7F	0,405	14	37,5	0,226	0,250
V8F	0,45	14	47,5	0,242	0,250
V9F	0,335	14	47,5	0,210	0,250
V10F	0,33	14	47,5	0,208	0,250
V11F	0,395	14	37,5	0,224	0,250
V1S1	0,72	14	47,5	0,319	0,319
V2S1	0,72	14	47,5	0,319	0,319
V3S1	0,365	14	47,5	0,218	0,250
V4S1	0,78	14	47,5	0,337	0,337
V5S1	0,625	14	47,5	0,292	0,292
V6S1	0,395	14	37,5	0,224	0,250
V7S1	0,42	14	37,5	0,231	0,250
V8S1	0,515	14	47,5	0,261	0,261
V9S1	0,675	14	47,5	0,307	0,307
V10S1	0,535	14	47,5	0,267	0,267
V11S1	0,58	14	37,5	0,276	0,276
V1S2	0,6	14	47,5	0,285	0,285
V2S2	0,72	14	47,5	0,319	0,319
V3S2	0,365	14	47,5	0,218	0,250
V4S2	0,83	14	47,5	0,351	0,351
V5S2	0,595	14	47,5	0,284	0,284
V6S2	0,395	14	37,5	0,224	0,250
V7S2	0,42	14	37,5	0,231	0,250
V8S2	0,5	14	47,5	0,257	0,257
V9S2	0,595	14	47,5	0,284	0,284
V10S2	0,535	14	47,5	0,267	0,267
V11S2	0,58	14	37,5	0,276	0,276
V1C	0,45	14	47,5	0,242	0,250
V2C	0,62	14	47,5	0,291	0,291
V3C	0,845	14	47,5	0,355	0,355
V4C	0,42	14	47,5	0,234	0,250
V5C	0,395	14	47,5	0,227	0,250
V6C	0,4	14	37,5	0,225	0,250
V7C	0,505	14	37,5	0,255	0,255
V8C	0,515	14	47,5	0,261	0,261
V9C	0,49	14	47,5	0,254	0,254
V10C	0,455	14	47,5	0,244	0,250
Redutor de Rigidez Médio				0,257	0,271

Fonte: Elaboração própria

Tabela 62 – Redutores de rigidez ACI vigas modelo CP4

Vigas	ρ	bw	d	Redutores	
	% (1)	(cm) (2)	(cm) (3)	Calculado (4)	Verificado (5)
V1F	0,31	19	47,5	0,199	0,25
V2F	0,435	14	47,5	0,238	0,25
V3F	0,275	14	47,5	0,193	0,25
V4F	0,565	14	47,5	0,275	0,275
V5F	0,31	19	47,5	0,199	0,25
V6F	0,3	14	37,5	0,197	0,25
V7F	0,305	14	37,5	0,198	0,25
V8F	0,45	14	47,5	0,242	0,25
V9F	0,335	14	47,5	0,21	0,25
V10F	0,33	14	47,5	0,208	0,25
V11F	0,4	14	37,5	0,225	0,25
V1S1	0,605	19	47,5	0,281	0,281
V2S1	1,03	14	47,5	0,408	0,408
V3S1	0,365	14	47,5	0,218	0,25
V4S1	1,015	14	47,5	0,404	0,404
V5S1	0,545	19	47,5	0,265	0,265
V6S1	0,52	14	37,5	0,259	0,259
V7S1	0,575	14	37,5	0,274	0,274
V8S1	0,82	14	47,5	0,348	0,348
V9S1	0,785	14	47,5	0,338	0,338
V10S1	0,535	14	47,5	0,267	0,267
V11S1	0,7	14	37,5	0,309	0,309
V1S2	0,56	19	47,5	0,269	0,269
V2S2	0,795	14	47,5	0,341	0,341
V3S2	0,365	14	47,5	0,218	0,25
V4S2	0,775	14	47,5	0,335	0,335
V5S2	0,55	19	47,5	0,266	0,266
V6S2	0,52	14	37,5	0,259	0,259
V7S2	0,575	14	37,5	0,274	0,274
V8S2	0,56	14	47,5	0,274	0,274
V9S2	0,615	14	47,5	0,29	0,29
V10S2	0,535	14	47,5	0,267	0,267
V11S2	0,65	14	37,5	0,295	0,295
V1S3	0,545	19	47,5	0,265	0,265
V2S3	0,715	14	47,5	0,318	0,318
V3S3	0,365	14	47,5	0,218	0,25
V4S3	0,795	14	47,5	0,341	0,341
V5S3	0,54	19	47,5	0,263	0,263
V6S3	0,52	14	37,5	0,259	0,259
V7S3	0,52	14	37,5	0,259	0,259
V8S3	0,5	14	47,5	0,257	0,257
V9S3	0,57	14	47,5	0,277	0,277
V10S3	0,535	14	47,5	0,267	0,267
V11S3	0,59	14	37,5	0,279	0,279
V1C	0,415	19	47,5	0,228	0,25
V2C	0,615	14	47,5	0,29	0,29
V3C	0,86	14	47,5	0,359	0,359
V4C	0,39	14	47,5	0,225	0,25
V5C	0,4	19	47,5	0,224	0,25
V6C	0,4	14	37,5	0,225	0,25
V7C	0,505	14	37,5	0,255	0,255
V8C	0,515	14	47,5	0,261	0,261
V9C	0,49	14	47,5	0,254	0,254
V10C	0,465	14	47,5	0,247	0,25
Redutor de Rigidez Médio				0,267	0,278

Fonte: Elaboração própria

B.0.4 Modelo D ACI

Os resultados da análise elástica do Modelo D estão descritos nas Tabelas 63 a 70. A Tabela 63, encontram-se os valores dos redutores de rigidez média dos pilares no Modelo D de dois pavimentos (DP2), na Tabela 64 e Tabela 65 os resultados para o modelo de três pavimentos (DP3), e nas Tabelas 69 e 70 para o modelo de quatro pavimentos (DP4).

Tabela 63 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo DP2

Pilar/lance	Lado A	Lado B	h	Ast	Ag	Sd/Rd	M.Sd	Pu	P0(tf)	Redutores	
	(cm)	(cm)	(m)	(cm ²)	(cm ²)		(Tf/m)	(tf)	(tf)	Calculado	Verificado
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)		
P1L1	14	30	3	3,1	420	0,87	1,69	14,89	17,115	0,519	0,519
P1L2	14	30	3	3,1	420	0,83	0,8	6,16	7,422	0,533	0,533
P2L1	14	35	3	25,1	490	0,51	0,6	31,57	61,902	1,537	0,875
P2L2	14	35	3	3,1	490	0,73	0,61	14,02	19,205	0,595	0,595
P3L1	14	30	3	3,1	420	0,87	1,7	15,47	17,782	0,52	0,52
P3L2	14	30	3	3,1	420	0,8	0,77	6,51	8,138	0,552	0,552
P4L1	14	30	3	3,1	420	0,74	-0,46	4,53	6,122	0,654	0,654
P4L2	14	30	3	3,1	420	0,91	-0,41	1,43	1,571	0,631	0,631
P5L1	14	40	3	6,3	560	0,77	-2,7	23,07	29,961	0,707	0,707
P5L2	14	40	3	4,7	560	0,9	-2,81	8,94	9,933	0,661	0,661
P6L1	14	40	3	9,7	560	0,68	2,52	26,4	38,824	0,775	0,775
P6L2	14	40	3	4,7	560	0,9	2,81	10,39	11,544	0,464	0,464
P7L1	14	30	3	3,1	420	0,62	-0,47	6,95	11,21	0,702	0,702
P7L2	14	30	3	3,1	420	0,86	-0,43	2,44	2,837	0,619	0,619
P8L1	14	30	3	3,1	420	0,72	-0,39	4,67	6,486	0,658	0,658
P8L2	14	30	3	3,1	420	0,84	0,39	1,56	1,857	0,489	0,489
P9L1	14	40	3	6,3	560	0,77	-2,67	23,82	30,935	0,705	0,705
P9L2	14	40	3	4,7	560	0,87	-2,8	9,84	11,31	0,666	0,666
P10L1	14	40	3	12,1	560	0,62	2,52	27,31	44,048	0,884	0,875
P10L2	14	40	3	4,7	560	0,88	2,84	11,41	12,966	0,482	0,482
P11L1	14	30	3	3,1	420	0,6	0,46	7,06	11,767	0,668	0,668
P11L2	14	30	3	3,1	420	0,75	0,4	2,61	3,48	0,565	0,565
P12L1	14	30	3	3,1	420	0,88	-1,68	14,83	16,852	0,589	0,589
P12L2	14	30	3	3,1	420	0,89	-0,77	6,13	6,888	0,588	0,588
P13L1	14	35	3	25,1	490	0,5	-0,59	31,4	62,8	1,573	0,875
P13L2	14	35	3	3,1	490	0,78	-0,67	13,44	17,231	0,6	0,6
P14L1	14	30	3	3,1	420	0,88	-1,71	15,31	17,398	0,588	0,588
P14L2	14	30	3	3,1	420	0,88	-0,74	6,36	7,227	0,59	0,59
Redutor de Rigidez Média										0,682	0,634

Fonte: Elaboração própria

Tabela 64 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo DP3

Pilar Lance	Lado A (cm) (1)	Lado B (cm) (2)	h (m) (3)	Ast (cm ²) (4)	Ag (cm ²) (5)	Sd/Rd (6)	M.Sd (Tf/m) (7)	Pu (tf) (8)	P0(tf) (tf) (9)	Redutores Calc. (10)	Redutores Verif. (11)
P1L1	14	45	3	20,1	630	0,72	4,13	35,91	49,87	0,96	0,87
P1L2	14	45	3	7,4	630	0,77	1,02	25,31	32,87	0,65	0,65
P1L3	14	45	3	4,7	630	0,66	0,97	15,91	24,10	0,64	0,64
P1L4	14	45	3	4,7	630	0,63	0,94	6,67	10,58	0,62	0,62
P2L1	19	40	3	16,1	760	0,8	-3,66	73,85	92,31	0,82	0,82
P2L2	19	40	3	4,7	760	0,93	1,94	54,62	58,73	0,49	0,49
P2L3	19	40	3	4,7	760	0,68	1,59	34,53	50,77	0,61	0,61
P2L4	19	40	3	4,7	760	0,51	1,27	14,57	28,56	0,68	0,68
P3L1	14	45	3	20,1	630	0,73	4,19	37	50,68	0,95	0,87
P3L2	14	45	3	7,4	630	0,77	0,96	26,11	33,90	0,65	0,65
P3L3	14	45	3	4,7	630	0,66	0,92	16,49	24,98	0,64	0,64
P3L4	14	45	3	4,7	630	0,63	0,91	7,02	11,14	0,63	0,63
P4L1	19	5	3	4,9	95	0,77	2,48	6,28	8,15	1,01	0,87
P4L2	19	35	3	3,1	665	0,92	-1,21	8,94	9,71	0,53	0,53
P4L3	19	35	3	3,1	665	0,85	-0,95	5,19	6,10	0,58	0,58
P4L4	19	35	3	3,1	665	0,78	-0,68	1,68	2,15	0,68	0,68
P5L1	19	40	3	4,7	760	0,95	-4,73	49,38	51,97	0,53	0,53
P5L2	19	40	3	4,7	760	0,86	-4,65	36,27	42,17	0,58	0,58
P5L3	19	40	3	4,7	760	0,63	-3,47	23	36,50	0,70	0,70
P5L4	19	40	3	4,7	760	0,6	-2,73	9,15	15,25	0,76	0,76
P6L1	19	40	3	6,3	760	0,95	4,52	58,39	61,46	0,50	0,50
P6L2	19	40	3	4,7	760	0,87	4,46	42,38	48,71	0,50	0,50
P6L3	19	40	3	4,7	760	0,63	3,37	26,33	41,79	0,61	0,61
P6L4	19	40	3	4,7	760	0,59	2,73	10,03	17	0,58	0,58
P7L1	19	35	3	3,1	665	0,64	-2,42	13,4	20,93	0,67	0,67
P7L2	19	35	3	3,1	665	0,72	-1,24	12,8	17,77	0,61	0,61
P7L3	19	35	3	3,1	665	0,69	-0,98	7,61	11,02	0,64	0,64
P7L4	19	35	3	3,1	665	0,72	-0,71	2,69	3,73	0,66	0,66

Tabela 65 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo DP3 Continuação

Pilar Lance	Lado A (cm) (1)	Lado B (cm) (2)	h (m) (3)	Ast (cm ²) (4)	Ag (cm ²) (5)	Sd/Rd (6)	M.Sd (Tf/m) (7)	Pu (tf) (8)	P0(tf) (tf) (9)	Redutores Calc. (10)	Verif. (11)
P8L1	19	40	3	4,9	760	0,79	2,51	6,01	7,60	0,44	0,44
P8L2	19	40	3	3,1	760	0,83	1,14	8,97	10,80	0,48	0,48
P8L3	19	40	3	3,1	760	0,75	0,88	5,28	7,04	0,51	0,51
P8L4	19	40	3	3,1	760	0,66	0,61	1,84	2,78	0,50	0,50
P9L1	19	40	3	4,7	760	0,96	-4,78	50,2	52,29	0,52	0,52
P9L2	19	40	3	4,7	760	0,86	-4,63	37,21	43,26	0,58	0,58
P9L3	19	40	3	4,7	760	0,62	-3,44	24,05	38,79	0,70	0,70
P9L4	19	40	3	4,7	760	0,57	-2,74	10,31	18,08	0,76	0,76
P10L1	19	40	3	7,4	760	0,92	4,57	59,18	64,32	0,53	0,53
P10L2	19	40	3	4,7	760	0,87	4,43	43,32	49,79	0,50	0,507
P10L3	19	40	3	4,7	760	0,62	3,34	27,41	44,21	0,62	0,62
P10L4	19	40	3	4,7	760	0,62	2,71	11,25	18,14	0,58	0,58
P11L1	19	35	3	3,1	665	0,65	-2,46	13,08	20,12	0,67	0,67
P11L2	19	35	3	3,1	665	0,64	1,16	12,8	20	0,59	0,59
P11L3	19	35	3	3,1	665	0,59	0,89	7,73	13,10	0,61	0,61
P11L4	19	35	3	3,1	665	0,57	0,61	2,91	5,10	0,59	0,59
P12L1	14	45	3	20,1	630	0,73	-4,19	35,3	48,35	1,07	0,87
P12L2	14	45	3	4,7	630	0,82	-2,39	25,22	30,75	0,61	0,61
P12L3	14	45	3	4,7	630	0,64	-0,91	15,52	24,25	0,69	0,69
P12L4	14	45	3	4,7	630	0,6	-0,89	6,65	11,08	0,73	0,73
P13L1	19	35	3	16,1	665	0,81	2,52	70,89	87,51	0,81	0,81
P13L2	19	35	3	4,9	665	0,95	-1,72	51,87	54,6	0,52	0,52
P13L3	19	35	3	3,1	665	0,74	-1,41	33,11	44,74	0,59	0,59
P13L4	19	35	3	3,1	665	0,55	-1,14	14,47	26,30	0,68	0,68
P14L1	14	45	3	20,1	630	0,74	-4,29	36,1	48,78	1,07	0,87
P14L2	14	45	3	7,4	630	0,76	-0,91	25,06	32,97	0,69	0,69
P14L3	14	45	3	4,7	630	0,63	-0,89	15,9	25,23	0,69	0,69
P14L4	14	45	3	4,7	630	0,61	-0,87	6,85	11,23	0,72	0,72
Redutor de Rigidez Médio										0,657	0,644

Fonte: Elaboração própria

Tabela 66 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo DP4

Pilar Lance	Lado A (cm) (1)	Lado B (cm) (2)	h (m) (3)	Ast (cm ²) (4)	Ag (cm ²) (5)	Sd/Rd (6)	M.Sd (Tf/m) (7)	Pu (tf) (8)	P0(tf) (9)	Redutores Calc. (10)	Verif. (11)
P1L1	14	45	3	20,1	630	0,72	4,13	35,91	49,875	0,961	0,875
P1L2	14	45	3	7,4	630	0,77	1,02	25,31	32,87	0,658	0,658
P1L3	14	45	3	4,7	630	0,66	0,97	15,91	24,106	0,641	0,641
P1L4	14	45	3	4,7	630	0,63	0,94	6,67	10,587	0,629	0,629
P2L1	19	40	3	16,1	760	0,8	-3,66	73,85	92,313	0,82	0,82
P2L2	19	40	3	4,7	760	0,93	1,94	54,62	58,731	0,499	0,499
P2L3	19	40	3	4,7	760	0,68	1,59	34,53	50,779	0,615	0,615
P2L4	19	40	3	4,7	760	0,51	1,27	14,57	28,569	0,683	0,683
P3L1	14	45	3	20,1	630	0,73	4,19	37	50,685	0,954	0,875
P3L2	14	45	3	7,4	630	0,77	0,96	26,11	33,909	0,659	0,659
P3L3	14	45	3	4,7	630	0,66	0,92	16,49	24,985	0,643	0,643
P3L4	14	45	3	4,7	630	0,63	0,91	7,02	11,143	0,633	0,633
P4L1	19	5	3	4,9	95	0,77	2,48	6,28	8,156	1,01	0,875
P4L2	19	35	3	3,1	665	0,92	-1,21	8,94	9,717	0,536	0,536
P4L3	19	35	3	3,1	665	0,85	-0,95	5,19	6,106	0,583	0,583
P4L4	19	35	3	3,1	665	0,78	-0,68	1,68	2,154	0,683	0,683
P5L1	19	40	3	4,7	760	0,95	-4,73	49,38	51,979	0,532	0,532
P5L2	19	40	3	4,7	760	0,86	-4,65	36,27	42,174	0,585	0,585
P5L3	19	40	3	4,7	760	0,63	-3,47	23	36,508	0,702	0,702
P5L4	19	40	3	4,7	760	0,6	-2,73	9,15	15,25	0,763	0,763
P6L1	19	40	3	6,3	760	0,95	4,52	58,39	61,463	0,503	0,503
P6L2	19	40	3	4,7	760	0,87	4,46	42,38	48,713	0,506	0,506
P6L3	19	40	3	4,7	760	0,63	3,37	26,33	41,794	0,613	0,613
P6L4	19	40	3	4,7	760	0,59	2,73	10,03	17	0,586	0,586

Tabela 67 – Redutores de rigidez ACI pilares modelo DP4 continuação

Pilar Lance	Lado A (cm) (1)	Lado B (cm) (2)	h (m) (3)	Ast (cm ²) (4)	Ag (cm ²) (5)	Sd/Rd (6)	M.Sd (Tf/m) (7)	Pu (tf) (8)	P0(tf) (tf) (9)	Redutores Calc. (10)	Redutores Verif. (11)
P7L1	19	35	3	3,1	665	0,64	-2,42	13,4	20,938	0,678	0,678
P7L2	19	35	3	3,1	665	0,72	-1,24	12,8	17,778	0,616	0,616
P7L3	19	35	3	3,1	665	0,69	-0,98	7,61	11,029	0,64	0,64
P7L4	19	35	3	3,1	665	0,72	-0,71	2,69	3,736	0,667	0,667
P8L1	19	40	3	4,9	760	0,79	2,51	6,01	7,608	0,448	0,448
P8L2	19	40	3	3,1	760	0,83	1,14	8,97	10,807	0,489	0,489
P8L3	19	40	3	3,1	760	0,75	0,88	5,28	7,04	0,514	0,514
P8L4	19	40	3	3,1	760	0,66	0,61	1,84	2,788	0,505	0,505
P9L1	19	40	3	4,7	760	0,96	-4,78	50,2	52,292	0,527	0,527
P9L2	19	40	3	4,7	760	0,86	-4,63	37,21	43,267	0,584	0,584
P9L3	19	40	3	4,7	760	0,62	-3,44	24,05	38,79	0,704	0,704
P9L4	19	40	3	4,7	760	0,57	-2,74	10,31	18,088	0,767	0,767
P10L1	19	40	3	7,4	760	0,92	4,57	59,18	64,326	0,537	0,537
P10L2	19	40	3	4,7	760	0,87	4,43	43,32	49,793	0,507	0,507
P10L3	19	40	3	4,7	760	0,62	3,34	27,41	44,21	0,62	0,62
P10L4	19	40	3	4,7	760	0,62	2,71	11,25	18,145	0,582	0,582
P11L1	19	35	3	3,1	665	0,65	-2,46	13,08	20,123	0,676	0,676
P11L2	19	35	3	3,1	665	0,64	1,16	12,8	20	0,596	0,596
P11L3	19	35	3	3,1	665	0,59	0,89	7,73	13,102	0,611	0,611
P11L4	19	35	3	3,1	665	0,57	0,61	2,91	5,105	0,591	0,591
P12L1	14	45	3	20,1	630	0,73	-4,19	35,3	48,356	1,078	0,875
P12L2	14	45	3	4,7	630	0,82	-2,39	25,22	30,756	0,613	0,613
P12L3	14	45	3	4,7	630	0,64	-0,91	15,52	24,25	0,69	0,69
P12L4	14	45	3	4,7	630	0,6	-0,89	6,65	11,083	0,735	0,735
P13L1	19	35	3	16,1	665	0,81	2,52	70,89	87,519	0,819	0,819
P13L2	19	35	3	4,9	665	0,95	-1,72	51,87	54,6	0,528	0,528
P13L3	19	35	3	3,1	665	0,74	-1,41	33,11	44,743	0,59	0,59
P13L4	19	35	3	3,1	665	0,55	-1,14	14,47	26,309	0,689	0,689
P14L1	14	45	3	20,1	630	0,74	-4,29	36,1	48,784	1,07	0,875
P14L2	14	45	3	7,4	630	0,76	-0,91	25,06	32,974	0,691	0,691
P14L3	14	45	3	4,7	630	0,63	-0,89	15,9	25,238	0,694	0,694
P14L4	14	45	3	4,7	630	0,61	-0,87	6,85	11,23	0,727	0,727
Redutor de Rigidez Médio										0,657	0,644

Fonte: Elaboração própria

Os redutores de rigidez das vigas do modelo B foram obtidos por meio da Equação 3.3, a Tabela 68 representa os valores obtidos para o modelo B com dois Pavimentos (BP2), a Tabela 69 para o modelo de três Pavimentos (BP3), e a Tabela 70 para o modelo de quatro pavimentos (DP4).

Tabela 68 – Redutores de rigidez ACI vigas modelo DP2

Vigas	ρ %	bw (cm)	d (cm)	Redutores	
				Calculado (4)	Verificado (5)
V1F	0,585	14	52,5	0,282	0,282
V2F	0,78	14	37,5	0,332	0,332
V3F	0,705	14	37,5	0,311	0,311
V4F	0,585	14	52,5	0,282	0,282
V5F	0,455	14	37,5	0,241	0,25
V6F	0,455	14	37,5	0,241	0,25
V7F	0,51	14	32,5	0,253	0,253
V8F	0,365	14	47,5	0,218	0,25
V9F	0,51	14	32,5	0,253	0,253
V10F	0,455	14	37,5	0,241	0,25
V11F	0,365	14	37,5	0,215	0,25
V1S1	0,93	14	52,5	0,381	0,381
V2S1	2,225	14	37,5	0,739	0,5
V3S1	2,115	14	37,5	0,708	0,5
V4S1	0,93	14	52,5	0,381	0,381
V5S1	0,72	14	37,5	0,315	0,315
V6S1	0,745	14	37,5	0,322	0,322
V7S1	0,62	14	32,5	0,284	0,284
V8S1	0,67	14	47,5	0,305	0,305
V9S1	0,62	14	32,5	0,284	0,284
V10S1	0,71	14	37,5	0,312	0,312
V11S1	0,745	14	37,5	0,322	0,322
V1C	0,695	14	52,5	0,314	0,314
V2C	1,05	14	37,5	0,408	0,408
V3C	1,13	14	37,5	0,43	0,43
V4C	0,695	14	52,5	0,314	0,314
V5C	0,455	14	37,5	0,241	0,25
V6C	0,59	14	37,5	0,279	0,279
V7C	0,62	14	32,5	0,284	0,284
V8C	0,605	14	47,5	0,287	0,287
V9C	0,62	14	32,5	0,284	0,284
V10C	0,455	14	37,5	0,241	0,25
V11C	0,59	14	37,5	0,279	0,279
Redutor de Rigidez Médio				0,321	0,311

Fonte: Elaboração própria

Tabela 69 – Redutores de rigidez ACI vigas modelo DP3

Vigas	ρ	bw	d	Redutores	
	% (1)	(cm) (2)	(cm) (3)	Calculado (4)	Verificado (5)
V1F	0,535	19	52,5	0,264	0,264
V2F	0,615	19	37,5	0,279	0,279
V3F	0,555	19	37,5	0,262	0,262
V4F	0,53	19	52,5	0,262	0,262
V5F	0,305	14	37,5	0,198	0,25
V6F	0,355	14	37,5	0,212	0,25
V7F	0,41	14	32,5	0,226	0,25
V8F	0,365	14	47,5	0,218	0,25
V9F	0,41	14	32,5	0,226	0,25
V10F	0,305	14	37,5	0,198	0,25
V11F	0,45	14	37,5	0,239	0,25
V1S1	0,76	19	52,5	0,327	0,327
V2S1	1,34	19	37,5	0,478	0,478
V3S1	1,175	19	37,5	0,433	0,433
V4S1	0,75	19	52,5	0,324	0,324
V5S1	0,76	14	37,5	0,326	0,326
V6S1	0,855	14	37,5	0,353	0,353
V7S1	0,8	14	32,5	0,334	0,334
V8S1	0,65	14	47,5	0,3	0,3
V9S1	0,88	14	32,5	0,356	0,356
V10S1	0,735	14	37,5	0,319	0,319
V11S1	0,855	14	37,5	0,353	0,353
V1S2	0,76	19	52,5	0,327	0,327
V2S2	1,13	19	37,5	0,42	0,42
V3S2	1,23	19	37,5	0,448	0,448
V4S2	0,735	19	52,5	0,32	0,32
V5S2	0,655	14	37,5	0,297	0,297
V6S2	0,735	14	37,5	0,319	0,319
V7S2	0,8	14	32,5	0,334	0,334
V8S2	0,65	14	47,5	0,3	0,3
V9S2	0,8	14	32,5	0,334	0,334
V10S2	0,665	14	37,5	0,3	0,3
V11S2	0,735	14	37,5	0,319	0,319
V1C	0,575	19	52,5	0,275	0,275
V2C	0,805	19	37,5	0,331	0,331
V3C	0,815	19	37,5	0,334	0,334
V4C	0,575	19	52,5	0,275	0,275
V5C	0,525	14	37,5	0,26	0,26
V6C	0,525	14	37,5	0,26	0,26
V7C	0,665	14	32,5	0,297	0,297
V8C	0,595	14	47,5	0,284	0,284
V9C	0,53	14	32,5	0,259	0,259
V10C	0,525	14	37,5	0,26	0,26
V11C	0,525	14	37,5	0,26	0,26
Redutor de Rigidez Médio				0,302	0,308

Fonte: Elaboração própria

Tabela 70 – Redutores de rigidez ACI vigas modelo DP4

Vigas	ρ	bw	d	Redutores	
	% (1)	(cm) (2)	(cm) (3)	Calculado (4)	Verificado (5)
V1F	0,495	19	52,5	0,252	0,252
V2F	0,615	19	37,5	0,279	0,279
V3F	0,555	19	37,5	0,262	0,262
V4F	0,53	19	52,5	0,262	0,262
V5F	0,355	14	37,5	0,212	0,25
V6F	0,355	14	37,5	0,212	0,25
V7F	0,41	14	32,5	0,226	0,25
V8F	0,365	14	47,5	0,218	0,25
V9F	0,41	14	32,5	0,226	0,25
V10F	0,355	14	37,5	0,212	0,25
V11F	0,45	14	37,5	0,239	0,25
V1S1	0,76	19	52,5	0,327	0,327
V2S1	1,405	19	37,5	0,496	0,496
V3S1	1,4	19	37,5	0,494	0,494
V4S1	0,75	19	52,5	0,324	0,324
V5S1	0,845	14	37,5	0,35	0,35
V6S1	0,845	14	37,5	0,35	0,35
V7S1	0,96	14	32,5	0,379	0,379
V8S1	0,71	14	47,5	0,317	0,317
V9S1	0,96	14	32,5	0,379	0,379
V10S1	0,765	14	37,5	0,328	0,328
V11S1	0,845	14	37,5	0,35	0,35
V1S2	0,76	19	52,5	0,327	0,327
V2S2	1,39	19	37,5	0,492	0,492
V3S2	1,505	19	37,5	0,523	0,5
V4S2	0,695	19	52,5	0,309	0,309
V5S2	1,01	14	37,5	0,397	0,397
V6S2	0,995	14	37,5	0,392	0,392
V7S2	0,96	14	32,5	0,379	0,379
V8S2	0,705	14	47,5	0,315	0,315
V9S2	0,96	14	32,5	0,379	0,379
V10S2	1,01	14	37,5	0,397	0,397
V11S2	1	14	37,5	0,394	0,394
V1S3	0,76	19	52,5	0,327	0,327
V2S3	1,13	19	37,5	0,42	0,42
V3S3	1,28	19	37,5	0,461	0,461
V4S3	0,695	19	52,5	0,309	0,309
V5S3	0,835	14	37,5	0,347	0,347
V6S3	0,84	14	37,5	0,349	0,349
V7S3	0,8	14	32,5	0,334	0,334
V8S3	0,65	14	47,5	0,3	0,3
V9S3	0,8	14	32,5	0,334	0,334
V10S3	0,9	14	37,5	0,366	0,366
V11S3	0,84	14	37,5	0,349	0,349
V1C	0,575	19	52,5	0,275	0,275
V2C	0,805	19	37,5	0,331	0,331
V3C	0,815	19	37,5	0,334	0,334
V4C	0,575	19	52,5	0,275	0,275
V5C	0,625	14	37,5	0,288	0,288
V6C	0,525	14	37,5	0,26	0,26
V7C	0,665	14	32,5	0,297	0,297
V8C	0,53	14	47,5	0,265	0,265
V9C	0,53	14	32,5	0,259	0,259
V10C	0,7	14	37,5	0,309	0,309
V11C	0,525	14	37,5	0,26	0,26
Redutor de Rigidez Médio				0,328	0,331

Fonte: Elaboração própria

APÊNDICE C – NLG RESULTADOS

Nesse capítulo são apresentados os resultados referentes a análise não linear geométrica (NLG), obtidos por meio da simulação dos modelo propostos.

C.1 Modelo A

A Tabela 71 expõe os resultados derivados da simulação do modelo A, constituído por dois pavimentos (AP2). Os dados relativos ao momento fletor, esforço normal e deslocamento dos pilares P6 e P7 foram obtidos mediante a consideração da combinação C6, a qual é caracterizada pelo vento preponderante na direção vertical com um ângulo de 270°. A escolha da combinação C6 decorreu por apresentar esforços solicitantes superiores em comparação aos demais casos analisados, sendo esta adotada pelo sistema para o processo de dimensionamento da estrutura.

Tabela 71 – Resultados modelo A dois pavimentos

Modelo	Parâmetros de estabilidade				Esforço Normal (Tf)		Mom.Fletor (Tf.m)		Desl. (cm)		Área Aço Pil.(cm ²)
	0	180	90	270	P6	P7	P6	P7	P6	P7	
AP2 N	1,03	1,03	1,09	1,09	38,32	39,74	1,49	-1,83	0,50	0,50	137,60
AP2 B	1,04	1,04	1,12	1,12	38,21	38,91	1,48	-1,81	0,63	0,63	137,60
AP2 M	1,04	1,04	1,12	1,12	37,54	38,17	1,58	-1,99	0,61	0,61	179,60
AP2 ACI	1,03	1,03	1,10	1,10	38,11	38,78	1,53	-1,87	0,55	0,55	144,80
AP2 PNLFG	1,04	1,04	1,11	1,11	37,68	38,32	1,57	-1,97	0,60	0,60	165,20
AP2 PNLFG P-*	1,037	1,039	1,11	1,12	37,69	38,33	1,61	-2,15	0,67	0,67	165,20

Fonte: Elaboração própria

Os resultados da simulação do Modelo A, constituído por três pavimentos (AP3), estão representados na Tabela 72. No qual foram contemplados os esforços provenientes da combinação C5, caracterizada pela predominância da ação do vento vertical a um ângulo de 90°

Tabela 72 – Resultados modelo A três pavimentos

Modelo	Parâmetros de estabilidade				Esforço Normal (Tf)		Mom.Fletor (Tf.m)		Desl. (cm)		Área Aço Pil. (cm ²)
	0	180	90	270	P6	P7	P6	P7	P6	P7	
AP3 N	1,04	1,04	1,12	1,12	63,56	66,64	2,28	2,28	1,46	1,46	185,40
AP3 B	1,05	1,05	1,13	1,13	63,28	66,35	2,28	2,28	1,64	1,64	195,30
AP3 M	1,06	1,06	1,15	1,15	61,88	64,94	2,43	2,43	1,86	1,86	297,30
AP3 ACI	1,05	1,05	1,14	1,14	63,24	66,31	2,27	2,27	1,68	1,68	195,30
AP3 PNLFG	1,05	1,05	1,15	1,15	62,17	65,23	2,4	2,4	1,80	1,80	276,60
AP3 PNLFG P-Δ*	1,054	1,054	1,15	1,15	62,17	65,21	2,68	2,68	2,09	2,09	284,30

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 73 apresenta os resultados derivados da simulação do Modelo A, composto por quatro pavimentos (AP4), considerando a combinação C5.

Tabela 73 – Resultados modelo A quatro pavimentos

Modelo	Parâmetros de estabilidade				Esforço Normal (Tf)		Mom.Fletor (Tf.m)		Desl. (cm)		Área Aço Pil. (cm ²)
	0	180	90	270	P6	P7	P6	P7	P6	P7	
AP4 N	1,05	1,05	1,11	1,11	85,14	89,66	2,13	2,12	2,18	2,17	457,00
AP4 ACI	1,06	1,06	1,13	1,13	84,65	89,12	2,15	2,14	2,54	2,54	467,80
AP4 PNLFG G	1,08	1,08	1,16	1,16	82,35	86,68	2,39	2,38	3,06	3,05	564,50
AP4 PNLFG P-Δ*	1,076	1,077	1,165	1,16	82,34	86,67	2,64	2,63	3,59	3,58	888,10

Fonte: Elaboração própria

C.2 Modelo B

Os resultados da simulação do Modelo B, composto por dois pavimentos (BP2), são apresentados na Tabela 74. Os esforços nos pilares P2 e P3 foram obtidos considerando a combinação C8 com vento predominante na direção horizontal no ângulo de 180°.

Tabela 74 – Resultados modelo B dois pavimentos

Modelo	Parâmetros de estabilidade				Esforço Normal (Tf)		Mom.Fletor (Tf.m)		Desl. (cm)		Área Aço Pil. (cm ²)
	0	180	90	270	P2	P3	P2	P3	P2	P3	
BP2 N	1,14	1,14	1,03	1,03	27,75	28,43	0,73	1,01	0,58	0,58	174,60
BP2 B	1,18	1,18	1,03	1,03	27,73	28,41	0,76	1,03	0,74	0,74	217,00
BP2 M	1,15	1,15	1,03	1,03	25,76	26,43	0,88	1,10	0,64	0,64	293,70
BP2 ACI	1,17	1,17	1,03	1,03	27,72	28,4	0,79	1,06	0,68	0,68	235,80
BP2 PNLFG	1,16	1,16	1,03	1,03	27,66	28,32	0,87	1,15	0,66	0,66	295,20
BP2 PNLFG P-Δ*	1,168	1,168	1,034	1,033	27,64	28,34	0,86	1,17	0,78	0,78	291,40

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 75 ilustra os resultados do modelo B com três pavimentos (BP3), considerando os esforços derivados da combinação C5, com vento predominante na direção vertical ângulo 90°. Embora, na análise de estabilidade foi identificado maior instabilidade na direção horizontal, para o dimensionamento da estrutura o sistema considerou os maiores esforços na direção vertical (90°).

Tabela 75 – Resultados modelo B três pavimentos

Modelo	Parâmetros de estabilidade				Esforço Normal (Tf)		Mom.Fletor (Tf.m)		Desl. (cm)		Área Aço Pil. (cm ²)
	0	180	90	270	P2	P7	P2	P7	P2	P7	
BP3 N	1,10	1,10	1,02	1,02	48,63	22,82	6,64	3,56	0,71	10	171,60
BP3 B	1,12	1,12	1,03	1,03	48,45	22,95	6,74	3,57	0,83	1,18	171,60
BP3 M	1,13	1,13	1,04	1,04	48,45	23,66	7,67	4,05	0,83	1,57	234,00
BP3 ACI	1,12	1,12	1,03	1,03	48,43	22,97	6,74	3,56	0,86	1,22	171,60
BP3 PNLFG	1,13	1,13	1,04	1,04	47,80	23,48	7,39	3,89	1,09	1,54	232,80
BP3 PNLFG P-Δ*	1,135	1,138	1,038	1,037	47,92	23,37	7,60	4,06	1,33	1,60	216,00

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 76 apresenta os resultados do Modelo B, composto por quatro pavimentos (BP4), considerando os esforços da combinação C5.

Tabela 76 – Resultados modelo B quatro pavimentos

Modelo	Parâmetros de estabilidade				Esforço Normal (Tf)		Mom.Fletor (Tf.m)		Desl. (cm)		Área Aço Pil. (cm ²)
	0	180	90	270	P2	P7	P2	P7	P2	P7	
BP4 N	1,15	1,15	1,03	1,03	71,45	37,42	11,71	3,21	1,29	1,90	254,00
BP4 ACI	1,17	1,17	1,03	1,03	71,14	30,29	11,84	4,34	1,56	2,29	258,80
BP4 PNLFG	1,19	1,19	1,04	1,04	69,88	30,95	13,26	4,85	2,01	2,95	353,40
BP4 PNLFG P-Δ*	1,191	1,196	1,043	1,042	70,24	30,69	13,74	5,09	2,12	3,11	353,40

Fonte: Elaboração própria

C.3 Modelo C

Os resultados derivados da simulação do Modelo C, composto por dois pavimentos (CP2), são exibidos na Tabela 77. As informações relacionadas ao momento fletor, esforço normal e deslocamento dos pilares P2 e P5 foram adquiridas considerando a combinação C8, caracterizada pela predominância da ação do vento na direção horizontal ângulo de 180°.

Tabela 77 – Resultados modelo C dois pavimentos

Modelo	Parâmetros de estabilidade				Esforço Normal (Tf)		Mom.Fletor (Tf.m)		Desl. (cm)		Área Aço Pil. (cm ²)
	0	180	90	270	P2	P5	P2	P5	P2	P5	
CP2 N	1,04	1,04	1,04	1,04	18,53	34,47	-2,08	-0,42	0,27	0,27	121,40
CP2 B	1,04	1,04	1,05	1,05	18,44	34,37	-2,07	-0,43	0,35	0,35	121,40
CP2 M	1,05	1,05	1,05	1,05	17,95	34,37	-2,43	-0,60	0,39	0,39	145,7
CP2 ACI	1,04	1,04	1,04	1,04	18,28	34,19	-2,23	-0,49	0,31	0,31	127,70
CP2 PNLFG	1,05	1,05	1,05	1,05	17,99	33,77	-2,41	-0,49	0,38	0,37	137,70
CP2 PNLFG P-Δ*	1,008	1,109	1,048	1,059	17,99	33,83	-2,48	-0,58	0,39	0,39	153,10

Fonte: Elaboração própria

Os resultados referentes a simulação do modelo C com três pavimentos são ilustrados na Tabela 78, considerando a combinação C8.

Tabela 78 – Resultados modelo C três pavimentos

Modelo	Parâmetros de estabilidade				Esforço Normal (Tf)		Mom.Fletor (Tf.m)		Desl. (cm)		Área Aço Pil. (cm ²)
	0	180	90	270	P2	P5	P2	P5	P2	P5	
CP3 N	1,05	1,05	1,05	1,05	28,19	54,02	-3,03	-0,98	0,84	0,84	199,60
CP3 B	1,06	1,06	1,07	1,07	27,99	53,73	-3,06	-1,04	0,98	0,97	199,60
CP3 M	1,08	1,08	1,09	1,09	27,28	52,65	-3,39	-1,32	1,23	1,22	229,70
CP3 ACI	1,06	1,06	1,07	1,07	27,86	53,56	-3,14	-1,09	0,98	0,97	207,30
CP3 PNLFG	1,07	1,07	1,09	1,09	27,36	52,79	-3,36	-1,28	1,18	1,17	224,50
CP3 PNLFG P-Δ*	1,049	1,116	1,081	1,095	27,35	52,81	-3,56	-1,31	1,26	1,24	227,20

Fonte: Elaboração própria

Os resultados das simulações do modelo C com quatro pavimentos são apresentados na Tabela 79, considerando a combinação C8.

Tabela 79 – Resultados modelo C quatro pavimentos

Modelo	Parâmetros de estabilidade				Esforço Normal (Tf)		Mom.Fletor (Tf.m)		Desl. (cm)		Área Aço Pil. (cm ²)
	0	180	90	270	P2	P5	P2	P5	P2	P5	
CP4 N	1,06	1,06	1,07	1,07	44,23	71,14	-3,01	-1,08	1,53	1,52	205,10
CP4 ACI	1,07	1,07	1,08	1,08	43,84	70,62	-3,09	-1,16	1,83	1,81	203,20
CP4 PNLFG	1,09	1,09	1,11	1,11	43,12	69,55	-3,37	-1,36	2,28	2,25	213,10
CP4 PNLFG P-Δ*	1,05	1,137	1,102	1,116	43,1	69,56	-3,59	-1,40	2,45	2,42	218,20

Fonte: Elaboração própria

C.4 Modelo D

Os resultados provenientes da simulação do Modelo D, composto por dois pavimentos (DP2), são apresentados na Tabela 80. Os esforços relativos aos pilares P2 e P10 foram adquiridos considerando a combinação C2, que apresenta predominância de ação acidental e ação secundária do vento na direção vertical, a um ângulo de 270°.

Tabela 80 – Resultados modelo D dois pavimentos

Modelo	Parâmetros de estabilidade				Esforço Normal (Tf)		Mom.Fletor (Tf.m)		Desl. (cm)		Área Aço Pil. (cm ²)
	0	180	90	270	P2	P13	P2	P13	P2	P13	
DP2 N	1,03	1,03	1,1	1,1	32,5	28,62	-0,77	-0,23	0,24	0,24	159,30
DP2 B	1,04	1,04	1,13	1,13	32,48	28,51	-0,75	-0,23	0,31	0,31	159,30
DP2 M	1,05	1,05	1,13	1,13	32,29	27,72	-0,85	-0,23	0,3	0,31	285,20
DP2 ACI	1,04	1,04	1,12	1,12	32,48	28,51	-0,76	-0,26	0,29	0,30	159,30
DP2 PNLFG	1,04	1,04	1,12	1,12	32,42	28,23	-0,8	-0,24	0,28	0,28	194,30
DP2 PNLFG P-*	1,04	1,04	1,12	1,12	32,41	28,25	-0,82	-0,26	0,31	0,32	196,50

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 81 ilustra os resultados obtido através das simulações do modelo D com três pavimentos (DP3), considerando a combinação C2.

Tabela 81 – Resultados modelo D três pavimentos

Modelo	Parâmetros de estabilidade				Esforço Normal (Tf)		Mom.Fletor (Tf.m)		Desl. (cm)		Área Aço Pil. (cm ²)
	0	180	90	270	P2	P13	P2	P13	P2	P13	
DP3 N	1,04	1,04	1,09	1,09	46,15	54,92	-0,89	-1,21	0,54	0,53	190,20
DP3 B	1,05	1,05	1,11	1,11	45,76	54,98	-0,9	-1,28	0,62	0,62	190,20
DP3 M	1,06	1,06	1,14	1,14	44,22	54,98	-0,99	-1,62	0,77	0,77	291,60
DP3 ACI	1,05	1,05	1,11	1,11	45,9	54,97	-0,88	-1,25	0,65	0,64	196,90
DP3 PNLFG	1,05	1,05	1,12	1,12	45,18	55,02	-0,92	-1,39	0,70	0,70	212,40
DP3 PNLFG P-	1,049	1,063	1,115	1,142	45,23	55,06	-1,00	-1,45	0,79	0,78	214,90

Fonte: Elaboração própria

Os resultados das simulações do Modelo D, composto por quatro pavimentos (DP4), são expostos na Tabela 82. A combinação C5, caracterizada pelo vento predominante na direção vertical (90°), foi considerada para a obtenção dos esforços nos pilares P2 e P10.

Tabela 82 – Resultados modelo D quatro pavimentos

Modelo	Parâmetros de estabilidade				Esforço Normal (Tf)		Mom.Fletor (Tf.m)		Desl. (cm)		Área Aço Pil. (cm ²)
	0	180	90	270	P2	P13	P2	P13	P2	P13	
DP4 N	1,06	1,06	1,1	1,1	76,76	59,69	1,04	0,56	1,36	1,36	335,00
DP4 ACI	1,07	1,07	1,12	1,12	76,81	59,5	1,05	0,55	1,59	1,59	337,30
DP4 PNLFG	1,08	1,08	1,14	1,14	76,76	58,39	1,24	0,57	1,79	1,80	355,80
DP4 PNLFG P-*	1,074	1,083	1,138	1,151	76,85	58,24	1,28	0,62	2,08	2,08	377,40

Fonte: Elaboração própria