

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

Cristiano Maurício Coutinho Talhas

ESTUDO COMPARATIVO DE ESTRATÉGIAS PARA SIMULAÇÃO
DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM EM PILARES DE CONCRETO
ARMADO

Belo Horizonte
2024

Cristiano Maurício Coutinho Talhas

**ESTUDO COMPARATIVO DE ESTRATÉGIAS PARA SIMULAÇÃO
DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM EM PILARES DE CONCRETO
ARMADO**

Dissertação apresentada ao Programa de PósGraduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Orientador: Prof. Dr. Leandro Lopes da Silva

Belo Horizonte
2024

T145e	Talhas, Cristiano Maurício Coutinho. Estudo comparativo de estratégias para simulação dos efeitos de 2ª ordem em pilares de concreto armado [recurso eletrônico] / Cristiano Maurício Coutinho Talhas. – 2024. 1 recurso online (178 f. : il., color.) : pdf. Orientador: Leandro Lopes da Silva. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia. Bibliografia: f. 175-178. 1. Engenharia de estruturas – Teses. 2. Colunas de concreto – Teses. 3. Concreto armado – Teses. 4. Análise funcional não-linear – Teses. 5. Normas técnicas (Engenharia) – Teses. I. Silva, Leandro Lopes da. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título. CDU: 624(043)
-------	--



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS



PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS



ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS Nº: 410 DO ALUNO CRISTIANO MAURÍCIO COUTINHO TALHAS

Ao primeiro dia do mês de novembro do ano de dois mil e vinte e quatro, às nove horas, reuniu-se em ambiente virtual, na Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG, a Comissão Examinadora indicada pelo Colegiado do Programa em 23 de agosto de 2024 para julgar a defesa da dissertação de Mestrado intitulada: **"Estudo Comparativo de Estratégias para Simulação dos Efeitos de 2ª Ordem em Pilares de Concreto Armado"**, cuja aprovação é um dos requisitos para a obtenção do Grau de MESTRE EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS na área de ESTRUTURAS.

Abrindo a Sessão, o Presidente da Comissão, Prof. Dr. Leandro Lopes da Silva, após dar conhecimento aos presentes do teor das Normas Regulamentares, passou a palavra ao aluno para apresentação de seu trabalho. Finalizada a apresentação, seguiu-se para a fase de arguição pelos examinadores, com as respectivas respostas do aluno. Logo após a fase de arguição, a Comissão se reuniu, sem a presença do aluno e do público, para julgamento e expedição do resultado final, a saber:

- (X) Aprovado
() Reprovado

O resultado final foi comunicado publicamente ao aluno pelo Presidente da Comissão.

Nada mais havendo a tratar, o Presidente encerrou a reunião e lavrou a presente ata, que será assinada por todos os membros participantes da Comissão Examinadora e pelo aluno.

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Leandro Lopes da Silva - DEES - UFMG (Orientador)

Prof. Dr. Samuel Silva Penna - DEES - UFMG

Profa. Dra. Claudia Maria de Oliveira Campos - UFF.

A aprovação do aluno na Defesa da Dissertação de Mestrado não significa que o mesmo tenha cumprido todos os requisitos necessários para obtenção do DIPLOMA de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Para ciência do aluno:

1. Atesto que as alterações solicitadas pela Comissão Examinadora serão cumpridas no prazo determinado pela banca de **ATÉ 60 dias** corridos.
2. Atesto estar ciente que a versão corrigida da dissertação deverá ser entregue ao Repositório Institucional da UFMG, conforme orientações disponíveis em: <https://repositorio.ufmg.br/custom/instructions.jsp>

Ciente:

Cristiano Maurício Coutinho Talhas.

Aluno

Belo Horizonte, 01 de novembro de 2024.

Este documento não terá validade sem a assinatura do Coordenador do Programa de Pós-Graduação. Após a Homologação da Defesa pelo Colegiado do Programa, este documento será assinado pela Coordenação e disponibilizado ao aluno.



Documento assinado eletronicamente por **Leandro Lopes da Silva, Professor do Magistério Superior**, em 01/11/2024, às 11:43, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Samuel Silva Penna, Professor do Magistério Superior**, em 01/11/2024, às 11:48, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Claudia Maria de Oliveira Campos, Usuária Externa**, em 04/11/2024, às 10:21, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Cristiano Maurício Coutinho Talhas, Usuário Externo**, em 05/11/2024, às 08:20, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Felicio Bruzzi Barros, Subcoordenador(a)**, em 14/03/2025, às 13:58, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **3659412** e o código CRC **0EF9E045**.

Referência: Processo nº 23072.261277/2024-44

SEI nº 3659412

A todos que me apoiaram no processo e me motivaram a não desistir.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, a Deus, meu refúgio e minha fortaleza inabalável.

À minha família, pelo amor incondicional. Aos meus pais, Norival e Maria Geralda, pela educação e apoio desde criança. Aos meus irmãos, Leonardo e Luiz, pelos conselhos e pelo ombro amigo que só vocês têm! Sem todos vocês eu nada seria.

À minha amada namorada, Ana Clara, por não me desamparar nos momentos de desânimo e fraqueza. Por entender meus momentos de estresse e me ajudar em cada pequeno detalhe. Sem você eu não conseguiria chegar até aqui.

Por último, ao meu orientador e grande amigo, Dr. Leandro. Pela paciência, sabedoria e dedicação que sempre demonstrou ter. Suas palavras de empenho sempre me motivaram. Sempre vou me espelhar em você!

*O conceito de felicidade para muitos
É de que ela é algo a ser atingido
Quando de fato, ela não é uma meta, mas sim um caminho*
Lucas Guerra

RESUMO

Propõe-se investigar nesta dissertação a influência dos efeitos de 2ª ordem em pilares de concreto armado, à luz de parâmetros de aproximação e métodos de análise mais rigorosos, os quais são comparados e avaliados. Para isso, decidiu-se por desenvolver os estudos utilizando o software comercial TQS®, o qual apresenta, além dos métodos aproximados normativos para cálculo dos efeitos de 2ª ordem locais e globais em pilares, uma estratégia mais rigorosa de processamento de estruturas, no que diz respeito a simplificações de análise física e/ou geometricamente linear, denominada **Pórtico Não-Linear Físico e Geométrico** (NLFG). Este módulo foi adotado na composição do chamado modelo de referência, servindo de balizador para as demais respostas aproximadas. Foram simulados 36 modelos diferentes partindo de um projeto estrutural de um edifício existente, com 5 pavimentos e pé-direito de 260cm, variando o número de pavimentos (5, 2 e 8), considerando três pés-direito diferentes (260cm, 390cm e 520cm) além de subgrupos com duas estratégias de análise global de 2ª ordem e três de análise local de 2ª ordem. Os lances dos pilares foram analisados, no que diz respeito aos efeitos locais de 2ª ordem, segundo as seguintes três estratégias, além do Pórtico NLFG: Método do Pilar-Padrão (MPP) com rigidez aproximada, MPP com curvatura aproximada e MPP acoplado a diagramas $M - N - 1/r$. De forma geral, no que diz respeito aos efeitos globais de 2ª ordem, o estudo mostrou que podem existir incoerências entre a classificação quanto ao nível de deslocabilidade da estrutura entre métodos aproximados, apesar de as aplicações do parâmetro γ_z e Método $P - \Delta$ fornecerem respostas semelhantes no cenário avaliado. Em nenhuma seção dos pilares avaliados os esforços obtidos de maneira aproximada coincidiram com a resposta do modelo de referência, sendo conclusivo que os métodos aproximados da norma brasileira para cálculo dos efeitos locais de 2ª ordem superestimam os esforços na seção intermediária. Ademais, o MPP com curvatura aproximada foi o método mais conservador em relação aos demais.

Palavras-chave: Efeitos de 2ª Ordem; Pilares de Concreto Armado; Análise Não-linear; Estratégias de Análise; Método do Pilar-Padrão.

ABSTRACT

This dissertation aims to investigate the influence of second-order effects on reinforced concrete columns, considering approximation parameters and more rigorous analysis methods, which are compared and evaluated. For this purpose, it was decided to develop the studies using the commercial software TQS[®], which presents, in addition to normative approximate methods for second-order local and global effects, a more rigorous strategy for structural processing, known as the Nonlinear Physical and Geometric Frame (NLFG). This module was adopted in the composition of the so-called reference model, serving as a benchmark for other approximate responses. Six different structural models of a commercial building were simulated, with five floors and a story height of 260 cm, varying the number of floors (5 and 8), considering three different story heights (260 cm, 390 cm, and 520 cm), besides the global second-order analysis and three local second-order analysis methods. The spans of the columns were analyzed concerning local second-order effects according to the following three strategies, in addition to the NLFG Frame method: Standard Column Method (SCM) with approximate stiffness, SCM with approximate curvature, and SCM coupled with $M - N - 1/r$ diagrams. In general, regarding second-order effects, the study established a classification of the impact level of these effects on approximate methods, based on the applicability of parameter γ_z and the $P - \Delta$ Method, which provided reliable responses in the evaluated scenario. Additionally, when analyzing the floors individually, the results showed that approximate methods tend to underestimate local second-order effects in intermediate story height sections. Moreover, the SCM with approximate curvature was the most conservative method compared to the others.

Keywords: Second-Order Effects; Reinforced Concrete Columns; Nonlinear Analysis; Analysis Strategies; Standard Column Method.

Lista de Figuras

2.1	Rigidez equivalente do pórtico (Bueno, 2009).	35
2.2	Curvas das expressões empíricas correlacionando α e γ_z	43
2.3	Comprimento equivalente de um pilar. (Scadelai, 2004).	46
2.4	Pilar-Padrão (adaptado de Fusco (1981)).	49
2.5	Diagrama $M - N - 1/r$ simplificado (adaptado de Bacarji (1993)). .	52
2.6	Divisão do diagrama de curvaturas (adaptado de Bacarji (1993)). . .	53
2.7	Diagrama de $M - N - 1/r$ característico (ABNT NBR 6118, 2023). .	55
2.8	Fluxograma para determinação do diagrama $M - N - 1/r$ para uma seção transversal conhecida (adaptado de Fusco (1981)).	57
2.9	Exemplo de diagramas $M - N - 1/r$ (Fusco, 1981).	58
2.10	Método Geral aplicado por meio do carregamento progressivo (Bor- ges, 1999).	61
2.11	Exemplo de curva $M - 1/r$ com enfoque na rigidez flexional secante.	63
2.12	Simplificação da fluência em diagramas tensão-deformação (adaptado de Fusco (1981)).	64
3.1	Modelo simplificado de transferências de carga em lajes maciças (adap- tado de TQS (2023)).	66
3.2	Esquema simplificado para comparação entre os parâmetros γ_z e FV_t apresentados pelo TQS.	68
3.3	Interface do módulo NLFG.	70
3.4	Exemplo de Diagrama $M - N - 1/r$ para pilares apresentado pelo TQS®.	72
3.5	Exemplo de Diagrama $M - N - 1/r$ para vigas apresentado pelo TQS®.	72
3.6	Forma do pavimento tipo - Planta	73
3.7	Elevação do edifício - Arquitetônico	74
3.8	Roseta das direções para ação do vento no TQS®.	75

3.9	Quadro de combinações de carregamentos geradas pelo TQS®.	76
3.10	Diagrama de parâmetros variados nos modelos.	78
3.11	Padrão dos modelos de análise.	79
3.12	Exemplo do sistema de eixos locais dos pilares.	82
3.13	Modelos estruturais de 5 pavimentos.	83
3.14	Modelos estruturais de 2 pavimentos.	84
3.15	Modelos estruturais de 8 pavimentos.	85
3.16	Lances avaliados nos pilares objeto de análise, <i>P1</i> , <i>P2</i> e <i>P6</i>	86
3.17	Modelos de análise versus informações de saída das interfaces do TQS®.	87
4.1	Grupo A, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 0º.	91
4.2	Grupo A, Pilar P1, Último lance, Vento a 0º.	91
4.3	Grupo A, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 270º.	92
4.4	Grupo A, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 270º.	92
4.5	Grupo A, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 0º.	93
4.6	Grupo A, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 0º.	93
4.7	Grupo A, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 270º.	94
4.8	Grupo A, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 270º.	94
4.9	Grupo A, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 0º.	95
4.10	Grupo A, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 0º.	95
4.11	Grupo A, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 270º.	96
4.12	Grupo A, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 270º.	96
4.13	Grupo B, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 0º.	99
4.14	Grupo B, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 0º.	100
4.15	Grupo B, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 270º.	100
4.16	Grupo B, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 270º.	101
4.17	Grupo B, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 0º.	102
4.18	Grupo B, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 0º.	102
4.19	Grupo B, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 270º.	103
4.20	Grupo B, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 270º.	103
4.21	Grupo B, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 0º.	104
4.22	Grupo B, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 0º.	104
4.23	Grupo B, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 270º.	105
4.24	Grupo B, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 270º.	105

4.25	Grupo C, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 0º.	108
4.26	Grupo C, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 0º.	109
4.27	Grupo C, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 270º.	109
4.28	Grupo C, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 270º.	110
4.29	Grupo C, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 0º.	111
4.30	Grupo C, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 0º.	111
4.31	Grupo C, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 270º.	112
4.32	Grupo C, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 270º.	112
4.33	Grupo C, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 0º.	113
4.34	Grupo C, Pilar P6, Último lance, Vento a 0º.	113
4.35	Grupo C, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 270º.	114
4.36	Grupo C, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 270º.	114
4.37	Grupo D, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 0º.	117
4.38	Grupo D, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 0º.	118
4.39	Grupo D, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 270º.	118
4.40	Grupo D, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 270º.	119
4.41	Grupo D, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 0º.	120
4.42	Grupo D, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 0º.	120
4.43	Grupo D, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 270º.	121
4.44	Grupo D, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 270º.	121
4.45	Grupo D, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 0º.	122
4.46	Grupo D, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 0º.	122
4.47	Grupo D, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 270º.	123
4.48	Grupo D, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 270º.	123
4.49	Grupo E, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 0º.	126
4.50	Grupo E, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 0º.	127
4.51	Grupo E, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 270º.	127
4.52	Grupo E, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 270º.	128
4.53	Grupo E, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 0º.	129
4.54	Grupo E, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 0º.	129
4.55	Grupo E, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 270º.	130
4.56	Grupo E, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 270º.	130
4.57	Grupo E, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 0º.	131
4.58	Grupo E, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 0º.	131

4.59	Grupo E, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 270 ^o .	132
4.60	Grupo E, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 270 ^o .	132
4.61	Grupo F, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 0 ^o .	135
4.62	Grupo F, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 0 ^o .	135
4.63	Grupo F, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 270 ^o .	136
4.64	Grupo F, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 270 ^o .	136
4.65	Grupo F, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 0 ^o .	137
4.66	Grupo F, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 0 ^o .	137
4.67	Grupo F, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 270 ^o .	138
4.68	Grupo F, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 270 ^o .	138
4.69	Grupo F, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 0 ^o .	139
4.70	Grupo F, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 0 ^o .	139
4.71	Grupo F, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 270 ^o .	140
4.72	Grupo F, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 270 ^o .	140
4.73	Grupo G, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 0 ^o .	143
4.74	Grupo G, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 0 ^o .	143
4.75	Grupo G, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 270 ^o .	144
4.76	Grupo G, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 270 ^o .	144
4.77	Grupo G, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 0 ^o .	145
4.78	Grupo G, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 0 ^o .	145
4.79	Grupo G, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 270 ^o .	146
4.80	Grupo G, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 270 ^o .	146
4.81	Grupo G, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 0 ^o .	147
4.82	Grupo G, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 0 ^o .	148
4.83	Grupo G, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 270 ^o .	148
4.84	Grupo G, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 270 ^o .	149
4.85	Grupo H, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 0 ^o .	152
4.86	Grupo H, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 0 ^o .	152
4.87	Grupo H, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 270 ^o .	153
4.88	Grupo H, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 270 ^o .	153
4.89	Grupo H, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 0 ^o .	154
4.90	Grupo H, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 0 ^o .	154
4.91	Grupo H, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 270 ^o .	155
4.92	Grupo H, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 270 ^o .	155

4.93	Grupo H, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 0º.	156
4.94	Grupo H, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 0º.	157
4.95	Grupo H, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 270º.	157
4.96	Grupo H, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 270º.	158
4.97	Grupo I, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 0º.	161
4.98	Grupo I, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 0º.	161
4.99	Grupo I, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 270º.	162
4.100	Grupo I, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 270º.	162
4.101	Grupo I, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 0º.	163
4.102	Grupo I, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 0º.	163
4.103	Grupo I, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 270º.	164
4.104	Grupo I, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 270º.	164
4.105	Grupo I, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 0º.	165
4.106	Grupo I, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 0º.	166
4.107	Grupo I, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 270º.	166
4.108	Grupo I, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 270º.	167

Lista de Tabelas

2.1	Valores analíticos limites para α (adaptado de Maranhão e Iwamoto (1998)).	40
3.1	Características dos modelos elaborados.	80
3.2	Seções transversais dos pilares nas versões Rev 01 e Rev 02.	81
4.1	Características do edifício do Grupo A.	90
4.2	Características do Pilar P1 do Grupo A.	90
4.3	Características do Pilar P2 do Grupo A.	93
4.4	Características do Pilar P6 do Grupo A.	95
4.5	Tensões de referência do Grupo A (kN/m^2).	98
4.6	Características do edifício do Grupo B.	98
4.7	Características do Pilar P1 do Grupo B.	99
4.8	Características do Pilar P2 do Grupo B.	101
4.9	Características do Pilar P6 do Grupo B.	104
4.10	Tensões de referência do Grupo B (kN/m^2).	106
4.11	Características do edifício do Grupo C.	107
4.12	Características do Pilar P1 do Grupo C.	108
4.13	Características do Pilar P2 do Grupo C.	110
4.14	Características do Pilar P6 do Grupo C.	113
4.15	Tensões de referência do Grupo C (kN/m^2).	116
4.16	Características do edifício do Grupo D.	116
4.17	Características do Pilar P1 do Grupo D.	117
4.18	Características do Pilar P2 do Grupo D.	119
4.19	Características do Pilar P6 do Grupo D.	122
4.20	Tensões de referência do Grupo D (kN/m^2).	125
4.21	Características do edifício do Grupo E.	125

4.22	Características do Pilar P1 do Grupo E.	126
4.23	Características do Pilar P2 do Grupo E.	128
4.24	Características do Pilar P6 do Grupo E.	131
4.25	Tensões de referência do Grupo E (kN/m^2).	133
4.26	Características do edifício do Grupo F.	134
4.27	Características do Pilar P1 do Grupo F.	135
4.28	Características do Pilar P2 do Grupo F.	137
4.29	Características do Pilar P6 do Grupo F.	139
4.30	Tensões de referência do Grupo F (kN/m^2).	141
4.31	Características do edifício do Grupo G.	142
4.32	Características do Pilar P1 do Grupo G.	142
4.33	Características do Pilar P2 do Grupo G.	145
4.34	Características do Pilar P6 do Grupo G.	147
4.35	Tensões de referência do Grupo G (kN/m^2).	150
4.36	Características do edifício do Grupo H.	151
4.37	Características do Pilar P1 do Grupo H.	152
4.38	Características do Pilar P2 do Grupo H.	154
4.39	Características do Pilar P6 do Grupo H.	156
4.40	Tensões de referência do Grupo H (kN/m^2).	159
4.41	Características do edifício do Grupo I.	160
4.42	Características do Pilar P1 do Grupo I.	161
4.43	Características do Pilar P2 do Grupo I.	163
4.44	Características do Pilar P6 do Grupo I.	165
4.45	Tensões de referência do Grupo I (kN/m^2).	168

Lista de Abreviaturas e Siglas

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASCE *American Society of Civil Engineers*

CEB-FIP *International Recommendations for the Design and Construction of Concrete Structures*

COPPE Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia

ELU Estado Limite Último

FAV_t Fator de Amplificação de Esforços Horizontais

IBRACON Instituto Brasileiro do Concreto

INPI Instituto Nacional da Propriedade Industrial

MPP Método do Pilar Padrão

NBR Norma Brasileira

NLFG Pórtico Não-Linear Físico e Geométrico

TRM Teste de Robustez Mínima

UFRJ Universidade Federal do Rio de Janeiro

UFMG Universidade Federal de Minas Gerais

Lista de Símbolos

Letras romanas

$1/r$	Curvatura da seção
a	Flecha inicial na extremidade da barra
A_c	Área da seção transversal bruta de concreto
A_s	Área da seção transversal da armadura mais tracionada, tracionada ou menos comprimida
A'_s	Área da seção transversal da armadura mais comprimida, comprimida ou menos tracionada
a_{1c}	Flecha corrigida no MPP melhorado
b	Base da seção transversal de concreto
e_a	Excentricidade devida às imperfeições geométricas locais
e_{cc}	Excentricidade adicional causada pela fluência
e_1	Excentricidade de 1ª ordem
EI	Rigidez à flexão da estrutura para cálculo do TRM
E_c	Módulo de deformação secante
$E_{cs}I_c$	Somatório das rigidezes de todos os pilares da estrutura

$(EI)_{k_{eq}}$	Rigidez à flexão da estrutura correspondente a um pilar equivalente
f	Deslocamento horizontal no cálculo de $(EI)_{k_{eq}}$
f_c	Resistência à compressão do concreto
f_{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto
F_{cr}	Força crítica (Método Geral)
F_{vk}	Cargas verticais características para cálculo do TRM
f_{yd}	Resistência ao escoamento de cálculo do aço
h	Altura da seção transversal do pilar, medida na direção em estudo
H	Altura da estrutura para cálculo do TRM
H_{tot}	Altura total do edifício
h_{PD}	Altura do Pé-direito (altura medida da face superior da laje de piso à face inferior da laje de teto)
h_x	Dimensão da seção transversal do pilar perpendicular ao eixo local x
h_y	Dimensão da seção transversal do pilar perpendicular ao eixo local y
i	Raio de giração
I_c	Inércia da seção transversal bruta de concreto do elemento
K	Fator redutor da inércia
l	Distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado
l_e	Comprimento equivalente do pilar

l_0	Distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar; Altura do lance do pilar no cálculo do Método P – Δ
L_p	Altura do pilar equivalente em $(EI)_{keq}$
M_A	Momento fletor de 1ª ordem no extremo A do pilar (maior valor absoluto dentre as extremidades do pilar)
M_B	Momento fletor de 1ª ordem no extremo B do pilar (menor valor absoluto dentre as extremidades do pilar)
M_C	Momento fletor de 1ª ordem no meio do pilar em balanço
$M_{d,tot}$	Momento fletor total de cálculo
M_{sg}	Momento fletor devido à combinação de serviço quase permanente
M_{tot}	Momento fletor total (1ª + 2ª ordem)
$M_{1d,A}$	Momento fletor de cálculo referente ao momento M_A
M_{1c}	Máximo valor do momento fletor corrigido no cálculo do MPP corrigido
$M_{1^\text{ª ordem}}$	Momento fletor de 1ª ordem
M-N-1/r	Designação para diagramas Momento, Normal <i>versus</i> Curvatura
n	Número de pavimentos para cálculo de α_{lim}
N_d	Força normal de cálculo
N_e	Carga crítica de Euler
N_k	Somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura
N_{sg}	Esforço Normal devido à combinação de serviço quase permanente

P	Carga axial característica aplicada na extremidade da barra
P_d	Carga axial de cálculo aplicada na extremidade da barra
P_{cr}	Carga crítica de flambagem
$P-\Delta$	Estratégia incremental para simulação dos efeitos globais de 2ª ordem da estrutura
q	Carga lateral aplicada ao pilar equivalente para o cálculo de $(EI)_{keq}$
r	Razão da progressão geométrica no somatório dos incrementos de momento na definição do parâmetro γ_z

Letras gregas

α	Parâmetro de instabilidade
α_b	coeficiente de ajuste no cálculo de λ_1
α_{lim}	Valor limite do parâmetro de instabilidade para se desprezar os efeitos globais de 2ª ordem
α_1	Fator multiplicativo da curvatura da base que resulta a curvatura a meia altura da barra, do diagrama parabólico no MPP melhorado
α_2	Fator multiplicativo da curvatura da base que resulta a curvatura da extremidade da barra, do diagrama linear no MPP melhorado
β	Fator de comprimento efetivo da barra
γ_z	Coeficiente para classificação da estrutura quanto à deslocabilidade horizontal
γ_f	Coeficiente de ponderação de ações

γ_{f3}	Parte do coeficiente de ponderação de ações que considera os desvios gerados nas construções e aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações
$\delta_{\max}$	Flecha máxima na extremidade da barra
Δ_i	Parcela adicional do momento fletor na iteração i na construção do coeficiente γ_z
$\delta_{H,w}$	Deslocamento horizontal gerado pelo vento
ε_0	Deformação constante arbitrária para cálculo do diagrama $M - N - 1/r$
ε_{su}	Deformação específica de alongamento do aço na ruptura
ε_{cu}	Deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura
ε_{c2}	Deformação específica de encurtamento do concreto no início do trecho retangular do diagrama curvo e retangular idealizado para o concreto
ε_{cca}	Deformação rápida irreversível no cálculo da fluência
ε_{ccd}	Deformação lenta irreversível no cálculo da fluência
ε_{ccf}	Deformação lenta reversível no cálculo da fluência
κ_{sec}	Rigidez secante adimensional
κ_{aprox}	Rigidez secante adimensional aproximada
λ	Relação entre carga axial aplicada e a carga axial de flambagem; Índice de esbeltez do pilar
λ_1	Índice de esbeltez limite do pilar para se desprezar os efeitos locais de 2ª ordem
λ_x	Índice de esbeltez referente à dimensão h_x

λ_y	Índice de esbeltez referente à dimensão h_y
$\lambda_{1x}^{0^\circ}$	Valor da esbeltez limite relativa ao eixo x quando o vento atua a 0°
$\lambda_{1y}^{0^\circ}$	Valor da esbeltez limite relativa ao eixo y quando o vento atua a 0°
$\lambda_{1x}^{270^\circ}$	Valor da esbeltez limite relativa ao eixo x quando o vento atua a 270°
$\lambda_{1y}^{270^\circ}$	Valor da esbeltez limite relativa ao eixo y quando o vento atua a 270°
μ_0	Momento fletor de cálculo adimensional
ν_0	Força normal de cálculo adimensional
σ_c	Tensão de compressão no concreto
σ_s	Tensão de tração no aço
φ	Coeficiente de fluência
ω_0	Taxa mecânica de aço na seção

Caracteres especiais

$\textcircled{\text{R}}$	Marca registrada junto ao INPI
--------------------------	--------------------------------

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	27
1.1	Objetivos	30
1.1.1	Objetivo Geral	30
1.1.2	Objetivos Específicos	30
1.2	Organização do Texto	31
2	NÃO LINEARIDADE DE PROJETO	32
2.1	Não linearidades Geométricas Globais	33
2.1.1	CrITÉRIOS para avaliação da Estabilidade Global	33
2.1.2	Não linearidades físicas associadas às não linearidades geométricas globais	44
2.2	Não linearidades Geométricas Locais	45
2.2.1	Esbeltez de peças lineares	45
2.2.2	Estratégias para consideração da não linearidade geométrica local	48
2.2.3	Não linearidades Físicas associadas às não linearidades geométricas locais	56
2.2.4	Fluência	58
2.3	Método Geral	60
2.3.1	Não Linearidades físicas no contexto do Método Geral	62
2.3.2	A fluência no contexto do Método Geral	63
3	METODOLOGIA	65
3.1	Modelo de cálculo e premissas	65
3.1.1	Parâmetros de estabilidade global no TQS®	66
3.1.2	Pórtico NLFG	69
3.2	Edifício Modelo	73
3.2.1	O projeto estrutural existente	73
3.2.2	Carregamentos e combinações	74
3.3	Modelos Estruturais	76

3.3.1	Fluxograma de variações dos modelos estruturais	76
3.3.2	Nomenclatura dos modelos estruturais	79
3.3.3	Grupo $N = 5$	82
3.3.4	Grupo $N = 2$	83
3.3.5	Grupo $N = 8$	84
3.4	Sistemática de análise	85
4	RESULTADOS	88
4.1	Grupo A	90
4.1.1	Pilar P1	90
4.1.2	Pilar P2	92
4.1.3	Pilar P6	94
4.1.4	Conclusão Grupo A	96
4.2	Grupo B	98
4.2.1	Pilar P1	99
4.2.2	Pilar P2	101
4.2.3	Pilar P6	103
4.2.4	Conclusão Grupo B	105
4.3	Grupo C	107
4.3.1	Pilar P1	108
4.3.2	Pilar P2	110
4.3.3	Pilar P6	112
4.3.4	Conclusão Grupo C	114
4.4	Grupo D	116
4.4.1	Pilar P1	117
4.4.2	Pilar P2	119
4.4.3	Pilar P6	121
4.4.4	Conclusão Grupo D	123
4.5	Grupo E	125
4.5.1	Pilar P1	126
4.5.2	Pilar P2	128
4.5.3	Pilar P6	130
4.5.4	Conclusão Grupo E	132
4.6	Grupo F	134

4.6.1	Pilar P1	134
4.6.2	Pilar P2	136
4.6.3	Pilar P6	138
4.6.4	Conclusão Grupo F	140
4.7	Grupo G	142
4.7.1	Pilar P1	142
4.7.2	Pilar P2	144
4.7.3	Pilar P6	146
4.7.4	Conclusão Grupo G	149
4.8	Grupo H	151
4.8.1	Pilar P1	151
4.8.2	Pilar P2	153
4.8.3	Pilar P6	155
4.8.4	Conclusão Grupo H	158
4.9	Grupo I	160
4.9.1	Pilar P1	160
4.9.2	Pilar P2	162
4.9.3	Pilar P6	164
4.9.4	Conclusão Grupo I	167
5	CONCLUSÃO	170
5.1	Contribuições deste Trabalho	170
5.2	Sugestões para Trabalhos Futuros	174
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	175

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

A elaboração de um projeto de estrutura de concreto armado se inicia com a concepção arquitetônica-estrutural, para que então possam ser determinados os esforços reativos e internos, além da configuração cinemática da estrutura. Essa etapa de projeto tem como objetivo realizar a predição do comportamento da estrutura e é conhecida como *Análise Estrutural*.

A realidade dos escritórios de projetos normalmente leva a adoção da chamada *Análise Estrutural Linear*. Nela, o estudo geométrico da estrutura é feito em sua posição indeformada e a relação material é assumida como governada pela Lei de Hooke, na qual as tensões e deformações se relacionam de forma linear. Portanto, tem-se o comportamento analisado de forma aproximada, na qual os carregamentos são tratados com aplicação instantânea e em sua totalidade e desprezam-se os efeitos de degradação do meio material.

A *Análise Estrutural não linear*, por sua vez, busca representar melhor o comportamento da estrutura computando a aplicação gradual das cargas, tal como realmente acontece. Dessa forma, os efeitos de 2ª ordem que surgem mediante análise da estrutura em sua posição deformada podem ser considerados, compondo as *não linearidades Geométricas*. Segundo Oliveira (2007), realizar uma análise com não linearidade geométrica consiste em efetuar o equilíbrio da estrutura na configuração deformada, computando-se os deslocamentos ocorridos e sua influência nos esforços.

Pode-se ainda considerar as alterações graduais de rigidez dos elementos à medida que estes deslocamentos e consequentemente deformações ocorrem, correspondendo às *não linearidades Físicas*.

Todo este cenário dificulta a análise “precisa” da estrutura e a ABNT NBR 6118 (2023) apresenta diferentes processos para aproximação dos efeitos das não linearidades geométrica e física, os quais serão abordados ao longo do texto. Na ABNT NBR 6118 (2023) é apresentada uma divisão dos efeitos de 2^a ordem, a saber: efeitos globais, locais e localizados. Esta terminologia visa compartimentar a análise geométrica em subgrupos dentro do comportamento não linear, porém, é preciso ter em mente que todo o comportamento da estrutura é, na realidade, simultâneo e não há uma divisão factível dos efeitos chamados de *globais*, *locais* e *localizados*.

Adotando-se a *Análise Linear*, o efeito da superposição é válido, configurando um desacoplamento dos efeitos das cargas. Ou seja, os efeitos de cada carregamento podem ser calculados separadamente e somados ao final da análise. Entretanto, quando um edifício, por exemplo, é submetido a um carregamento de vento (horizontal), podem ocorrer deslocamentos horizontais que, se expressivos, amplificam consideravelmente os esforços internos nos elementos da estrutura, decorrentes das cargas gravitacionais. A depender da magnitude desta amplificação dos esforços, adotar uma análise linear pode não ser representativa. Sendo assim, deve-se investigar os efeitos que surgem no decorrer da mudança de configuração da estrutura. Os efeitos decorrentes dos deslocamentos dos extremos dos lances dos pilares, isto é, dos deslocamentos dos nós do modelo estrutural reticulado, são os chamados efeitos globais de 2^a ordem. Já os efeitos decorrentes da perda de retilineidade dos lances dos pilares, doravante chamado apenas de pilar quando não soar conflitante, consistem nos efeitos locais de 2^a ordem. Os efeitos localizados de 2^a ordem dizem respeito à perda de retilineidade das lâminas de pilares-parede e fogem do escopo deste trabalho. Basicamente, deve-se considerar a posição deformada da edificação para análise

de equilíbrio, sendo indicado considerar também a degradação do material da estrutura, ou seja, a não linearidade física. Análises desta natureza são mais custosas computacionalmente e demandam mais tempo, motivando a busca por alternativas de cálculos mais simples.

Em se tratando do comportamento não linear do concreto, tem-se ainda o agravante da complexidade de sua mesoestrutura, em razão da configuração randômica do composto de agregados distribuído em uma matriz cimentícia. Embora se encontre na literatura diferentes estratégias para se simular a resposta material do concreto, de uma maneira geral, essa simulação é complexa, tornando bastante custosa a aplicação prática de modelos constitutivos mais precisos. Ademais, segundo Araújo (1993), diversos parâmetros, como o comportamento mecânico dos materiais constituintes, as propriedades reológicas do concreto e o grau de solicitação influenciam na rigidez e tal correlação é de difícil simulação. Desta forma, é comum normas técnicas apresentarem alternativas simplificadas para simulação do dano produzido pela solicitação, à favor da segurança, por exemplo, propondo redução abrupta (em contraposição a uma redução gradativa) de rigidezes flexionais dos elementos estruturais.

Neste contexto, esta dissertação propõe investigar e ampliar a compreensão quanto a capacidade, alcance, limitação e grau de conservadorismo de diferentes estratégias de análise, normativas e não normativas, para se simular os efeitos de 2ª ordem e das não linearidades físicas em pilares de concreto armado. A partir deste estudo, busca-se alcançar mais segurança na aplicação prática das estratégias aproximadoras, principalmente aquelas incorporadas pela ABNT NBR 6118 (2023)

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

Desenvolver um estudo comparativo acerca de estratégias de análise das não linearidades geométricas e físicas pelas óticas local e global, avaliando os impactos dos efeitos de 2ª ordem no dimensionamento de pilares de concreto armado.

1.1.2 Objetivos Específicos

1. Realizar um levantamento de estratégias normativas e/ou descritas na literatura para simulação de não linearidades geométricas e físicas;
2. Investigar softwares específicos de análise estrutural para estruturas de concreto armado, estudando os recursos disponíveis que possibilitam simulações não lineares;
3. Definir projetos estruturais de edificações usuais de concreto armado, que serão objetos de estudo;
4. Estabelecer parâmetros que permitam avaliar a simulação dos efeitos de 2ª ordem;
5. Determinar uma estratégia de modelagem que conduza a respostas mais realistas, de forma a configurar um modelo de resultados norteadores, aqui chamado de “modelo de referência”;
6. Comparar resultados obtidos com as diferentes estratégias objetos de análise, como esforços internos, para os diferentes modelos estruturais avaliados;
7. Avaliar a aplicabilidade dos parâmetros simplificadores propostos na ABNT NBR 6118 (2023) e na literatura e discutir os resultados a partir de suas limitações;

8. Caso seja necessário, propor soluções práticas para se alcançar resultados mais confiáveis na análise não linear de estruturas de concreto armado.

1.2 Organização do Texto

Para apresentar de forma clara esta dissertação, o texto foi dividido, além desta introdução, em quatro partes. Primeiramente, no Capítulo 2, é feita uma revisão bibliográfica apresentando os conceitos acerca do fenômeno de instabilidade e os efeitos de 2^a ordem, apresentando as definições pertinentes acerca da análise dos efeitos de 2^a ordem global, Seção 2.1, local, Seção 2.2 e aplicação do Método Geral a pilares, Seção 2.3. As Seções 2.1 e 2.2 são divididas em subseções para abordar o tratamento dos efeitos da não linearidade de caráter geométrico e de caráter físico separadamente, trazendo as estratégias mais aplicadas atualmente para estes fins. Posteriormente, no Capítulo 3, é apresentada a Metodologia aplicada ao estudo, com apresentação do software utilizado nas modelagens, a caracterização do edifício padrão adotado e as suas variações. O Capítulo 4 traz os resultados avaliados (esforços generalizados) para cada modelagem elaborada, acompanhados de comentários de forma comparativa. Por fim, o Capítulo 5 resume as principais conclusões que este trabalho alcançou e sugestões para trabalhos futuros.

Capítulo 2

NÃO LINEARIDADE DE PROJETO

Devido à forma direta e simples aplicação, é comum engenheiros calculistas adotarem relações lineares tanto entre tensão e deformação, quanto deformação e deslocamento, ao analisar o comportamento de uma estrutura. Essa análise linear é aplicável quando se tem um nível de solicitações que produzam baixas tensões se comparadas às capacidades resistentes das seções. Uma análise mais precisa seria a de considerar também os efeitos gradativos frente o incremento de carga ao longo do tempo, ou seja, a evolução, passo a passo, das respostas físicas e geométricas da estrutura. Para isso é comum as normas se valerem de terminologias dissociadas afim de facilitar essa complexa abordagem.

Por exemplo, em um prédio convencional, sujeito a alguma ação, é comum que surjam translações dos nós (vértices entre pilares e vigas), cujos efeitos nos esforços são classificados como **efeitos globais de 2ª ordem**, bem como surgem translações transversais nas barras da estrutura, como um lance de pilar, cujos respectivos eixos não se mantêm retilíneos, surgindo aí os chamados **efeitos locais de 2ª ordem** que, em princípio, afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo destas barras (ABNT NBR 6118, 2023).

A ABNT NBR 6118 (2023), no item 15.3, preconiza ainda que o comportamento não linear do material composto concreto armado deve ser obrigatoriamente levado em consideração.

2.1 Não linearidades Geométricas Globais

De forma simples, os efeitos devidos a não linearidades geométricas globais são aqueles oriundos da mudança de posição dos nós da estrutura no espaço. Esses efeitos são determinados por meio de uma análise na qual se deve considerar a estrutura na sua configuração final de equilíbrio (Pinto, 1997).

Birnstiel e Iffland (1980)¹ apud Banki (1999) cita alguns fatores que afetam a capacidade portante da estrutura atrelados a efeitos geométricos:

- Deslocamentos horizontais dos nós: refere-se ao comportamento intuitivo de alteração dos pontos de aplicação das cargas verticais a partir dos deslocamentos horizontais de 1ª ordem;
- Influência da força axial na rigidez à flexão: no caso da rigidez à flexão, uma força de compressão leva à redução do momento que seria necessário para rotacionar a extremidade da barra e;
- Imperfeições geométricas globais: indicam desaprumos de pilares e pequenos erros na execução que se acumulam ao longo da altura total da edificação.

Neste contexto, discutem-se a seguir itens em que são expostos importantes conceitos acerca da estabilidade global da estrutura e do comportamento não linear físico do concreto armado.

2.1.1 Critérios para avaliação da Estabilidade Global

Quando os efeitos de 2ª ordem, normalmente mensurados de forma aproximada, não excederem 10% dos valores de 1ª ordem, tem-se uma estrutura de pequena deslocabilidade. Para essa categoria, é permitido dispensar o cômputo dos efeitos globais de 2ª ordem, realizando a análise global da estrutura em caráter indeformado.

¹BIRNSTIEL, C.; IFFLAND, J. S. B. *Factors Influencing Frame Stability*. Journal of Structural Engineering. Vol. 106, nº 4. American Society of Civil Engineers (ASCE): USA, 1980

Segundo Soares (2001), as estruturas mais rígidas, quase indesejáveis e, consequentemente, com pequena interferência dos efeitos de 2ª ordem em seus esforços totais, são chamadas de **estruturas de nós fixos**. As mais flexíveis, bastante deslocáveis, e cujos efeitos globais de 2ª ordem contribuem significativamente para o aumento dos esforços finais, são chamadas de **estruturas de nós móveis**.

2.1.1.1 Parâmetro α

Segundo Bueno (2009), o parâmetro α foi definido pelos autores Beck e König (1966)² baseado na teoria de flambagem de Euler e é utilizado para avaliar a consideração ou não dos efeitos globais de 2ª ordem por meio da rigidez horizontal da estrutura. Na época os autores chamaram-no de TRM (*Teste de Robustez Mínima*), cuja equação se segue e, de acordo com Júnior et al. (2016), o grande feito dos autores foi estender, para a estrutura de um edifício, a aplicação do conceito de carga de flambagem de uma barra, uma vez que a sua formulação decorre do estudo do fenômeno da flambagem de uma barra prismática com módulo de deformação longitudinal constante em regime elástico.

$$TRM = H \sqrt{\frac{F_{vk}}{EI}} \quad (2.1)$$

O parâmetro TRM é definido em função das cargas verticais ao longo da estrutura, F_{vk} , e sua rigidez à flexão, EI , com a sua altura total, H . A Eq. (2.1) equivale ao atual parâmetro α apresentado na ABNT NBR 6118 (2023) com as seguintes notações

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs}I_c}} \quad (2.2)$$

em que N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura, com seus valores característicos; $E_{cs}I_c$ representa o somatório das rigidezes de todos os

²BECK, H.; KÖNIG, G. *Restraining Forces in the Analysis of Tall Buildings*. In: Symposium on Tall Buildings. Proceedings. 1966. Pergamon Press - Oxford

pilares na direção considerada e calculada de forma equivalente, como mostrado na Figura 2.1.

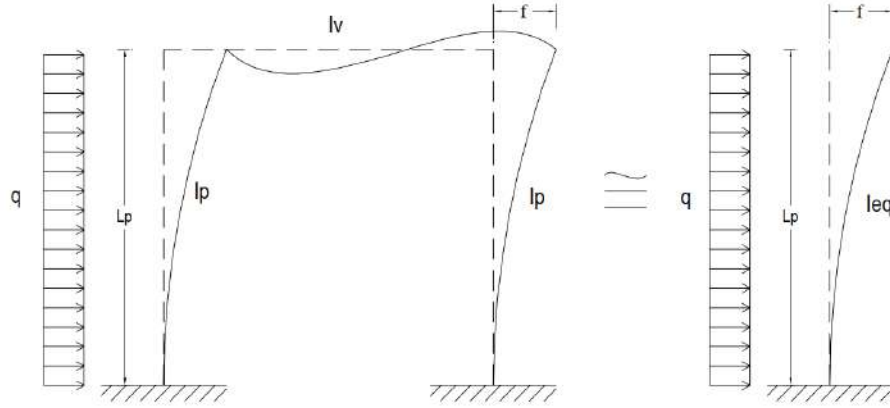


Figura 2.1: Rigidez equivalente do pórtico (Bueno, 2009).

Para o cálculo da rigidez equivalente, deve-se calcular o deslocamento horizontal no topo da estrutura de contraventamento, denotado por f , sob ação da carga lateral naquela direção, e aplicar a equação da linha elástica para pilares em balanço, afim de encontrar a rigidez $(EI)_{keq}$ correspondente a um pilar de mesma altura, L_p , sob ação de mesma carga q

$$(EI)_{keq} = \frac{qL_p^4}{8f} \quad (2.3)$$

O cálculo da rigidez equivalente, seguindo a Eq. (2.3), é possível pois, segundo Bueno (2009), as lajes trabalham como diafragmas rígidos, se equivalendo a painéis com rigidez muito alta, promovendo a resistência às ações horizontais de maneira conjunta de pilares e paredes.

O parâmetro α pode ser então calculado por

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(EI)_{keq}}} \quad (2.4)$$

Para a análise da importância dos efeitos globais de 2ª ordem frente aos de 1ª ordem, estabelece-se um valor limite abaixo do qual aqueles efeitos são desprezáveis.

Júnior et al. (2016) cita que os autores Beck e König (1966) indicaram a aceitabilidade desta condição quando α fosse menor que 0,60. Entretanto, isso seria válido apenas para prédios com 4 ou mais pavimentos ($n \geq 4$). Para 1, 2 e 3 pavimentos, o valor limite seria 0,3, 0,4 e 0,5, respectivamente. Logo, tem-se a seguinte relação, apresentada na ABNT NBR 6118 (2023)

$$\alpha_{\text{lim}} = \begin{cases} 0,2 + 0,1n, & \text{para } n < 4 \\ 0,6, & \text{para } n \geq 4 \end{cases} \quad (2.5)$$

em que n é o número de pavimentos de edifícios usuais. A ABNT NBR 6118 (2023) apresenta, ainda, outros possíveis casos: para edifícios sem pilares-paredes, $\alpha_{\text{lim}} = 0,5$; para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede $\alpha_{\text{lim}} = 0,6$; já no caso de contraventamentos constituídos apenas por pilares-parede $\alpha_{\text{lim}} = 0,7$.

De fato, se $\alpha \leq \alpha_{\text{lim}}$, o momento de tombamento total, incluindo os efeitos globais de 2ª ordem, será no máximo igual a 1,10 vez o momento de tombamento de 1ª ordem. Assim, se os efeitos de 2ª ordem globais forem desprezados, o erro cometido será menor ou igual a 10% , o que é aceitável, segundo Araújo (2010), frente às imprecisões na determinação das ações do vento.

Vale destacar que o referido parâmetro foi excluído do Modelo CEB-FIP em sua versão de 1990 (Júnior et al., 2016), mas que ainda perdura na ABNT NBR 6118 (2023) como referência à dispensa dos efeitos globais de 2ª ordem.

2.1.1.2 A origem dos limites do Parâmetro α

Os professores Maranhão e Iwamoto (1998) apresentam uma dedução para os limites do parâmetro α apresentados na ABNT NBR 6118 (2023). A dedução parte de uma expressão aproximada apresentada por Timoshenko e Gere (1961) para levar em conta os efeitos de 2ª ordem devido à uma deflexão inicial em uma barra

engastada-livre e axialmente carregada. A expressão é dada por

$$\lambda = \frac{1}{1 - \frac{P_d}{P_{cr}}} \quad (2.6)$$

em que P_d é a carga axial de cálculo aplicada e P_{cr} é a carga crítica de flambagem da barra, dada por

$$P_{cr} = \frac{\pi^2(EI)}{(\beta L)^2} \quad (2.7)$$

em que β é o fator de comprimento efetivo da barra, função de suas condições de contorno: barra com uma extremidade engastada e outra livre, tem-se β igual a 2; para barras biengastadas o valor é 0,5; para barras engastadas e articuladas é 0,7; e para barras biarticuladas é 1.

A Eq. (2.6) representa o fator para se calcular o valor da flecha máxima na extremidade livre da barra, $\delta_{\text{máx}}$, a partir da majoração da flecha inicial, a ,

$$\delta_{\text{máx}} = \lambda a \quad (2.8)$$

e sua obtenção é similar a do parâmetro γ_z discutida posteriormente no Item 2.1.1.3.

Segundo Maranhão e Iwamoto (1998), a expressão para o momento total na base engastada da barra pode ser escrita em função de λ

$$M_{\text{tot}} = \lambda M_{1^{\text{a}}\text{ordem}} \quad (2.9)$$

em que M_{tot} é o momento total no apoio (1^a e 2^a ordens) e $M_{1^{\text{a}}\text{ordem}}$ é o valor do momento fletor advindo da análise de 1^a ordem. Como exposto na Subseção 2.1.1, a estrutura é classificada como de **nós fixos** se

$$M_{\text{tot}} \leq 1,10 M_{1^{\text{a}}\text{ordem}} \quad (2.10)$$

Portanto, igualando as Eqs. (2.9) e (2.10), pode-se dizer que, se $\lambda \leq 1,10$, os efeitos globais de 2ª ordem podem ser desprezados e, caso contrário, ou seja $\lambda > 1,10$, a estrutura é classificada como de **nós móveis** e os efeitos globais de 2ª ordem devem ser computados. Ao se aplicar o limite de 1,10 à Eq. (2.6), tem-se

$$\frac{P_d}{P_{cr}} \leq \frac{1}{11} \quad (2.11)$$

Uma forma de se interpretar a Eq. (2.11) é que, se o carregamento aplicado for menor ou igual a 9% (ou 1/11) da carga crítica de flambagem, os efeitos de 2ª ordem podem ser negligenciados. Em consonância, Vasconcelos (1997) comenta que, quanto maior o valor de α , maior a chance de ocorrer flambagem, e valores pequenos de α indicam maior segurança contra esse fenômeno de instabilidade.

Substituindo a Eq. (2.7) na Eq. (2.11) tem-se

$$\frac{P_d(\beta L)^2}{\pi^2(EI)_d} \leq \frac{1}{11} \quad (2.12)$$

Observa-se que, na Eq. (2.12), aparecem termos presentes na equação do parâmetro α , Eq. (2.4), sendo necessário, agora, aplicar os valores em termos de natureza características, ou seja

$$P_d = 1,40P_k \quad (2.13)$$

$$(EI)_d \approx 0,7(EI)_k \quad (2.14)$$

Observa-se que é computada não linearidade física na rigidez flexional do elemento. Dessa forma, tem-se:

$$\frac{1,40}{0,7\pi^2}(\beta L)^2 \frac{P_k}{(EI)_k} \leq \frac{1}{11} \quad (2.15)$$

Da Eq. (2.4) que H_{tot} equivale neste contexto ao comprimento L e N_k à força normal característica P_k , logo

$$\frac{2\beta^2}{\pi^2}(\alpha)^2 \leq \frac{1}{11} \quad (2.16)$$

que pode ser escrita da seguinte forma

$$\alpha \leq \frac{\pi}{\beta\sqrt{22}} \quad (2.17)$$

A Eq. (2.17) fornece os valores limites para o parâmetro α em função do fator de comprimento efetivo, β . No trabalho realizado pelos professores Maranhão e Iwamoto (1998) é apresentada uma tabela correlacionando o fator β ao número de níveis de carregamentos, isto é, ao número de pavimentos que chegam ao pilar. Os resultados foram obtidos com auxílio computacional e a seguir são apresentados alguns dos valores encontrados pelos autores:

- 01 nível - $\beta = 2,000$
- 02 níveis - $\beta = 1,545$
- 03 níveis - $\beta = 1,403$
- ...
- 100 níveis - $\beta = 1,1306$
- 1000 níveis - $\beta = 1,123$
- 5000 níveis - $\beta = 1,122$

Ao substituir os valores de β na Eq. (2.17) para o número de diferentes níveis (pavimentos), encontram-se os valores limites analíticos para o parâmetro α , apresentados abaixo:

Tabela 2.1: Valores analíticos limites para α (adaptado de Maranhão e Iwamoto (1998)).

Número de níveis de carregamento	α_{lim}	Número de níveis de carregamento	α_{lim}
1	0.334895	30	0.582308
2	0.433509	40	0.585879
3	0.477469	50	0.588042
4	0.502686	60	0.589494
5	0.519085	70	0.590535
6	0.530611	80	0.591318
7	0.539159	90	0.591929
8	0.545751	100	0.592419
9	0.550991	200	0.594631
10	0.555256	300	0.595373
11	0.558795	400	0.595744
12	0.561779	500	0.595967
13	0.564329	600	0.596117
14	0.566533	700	0.596223
15	0.568458	800	0.596303
16	0.570153	900	0.596365
17	0.571657	1000	0.596415
18	0.573000	2000	0.596640
19	0.574208	3000	0.596715
20	0.575299	5000	0.596771

Observa-se, portanto, que os valores são muito próximos aos limites estabelecidos na ABNT NBR 6118 (2023) e que, aumentando o número de pavimentos, o valor de α tende a 0,6.

2.1.1.3 Parâmetro γ_z

Bueno (2009) cita que o coeficiente γ_z foi proposto em 1991 por Franco e Vasconcelos³ e representa, por definição, a relação entre dois momentos, com valores de cálculo, obtidos para uma mesma seção, sendo um referente à análise de 1ª ordem, $M_{1^\text{a ordem}}$, e o outro referente à análise de 2ª ordem, M_{tot} , isto é,

$$\gamma_z = \frac{M_{\text{tot}}}{M_{1^\text{a ordem}}} \quad (2.18)$$

³FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. *Practical assessment of second order effects in tall buildings*. In: Colloquium on the CEB-FIP MC 90. 1991. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro - RJ.

O momento M_{tot} pode ser entendido como o momento final de equilíbrio na posição deformada da estrutura. Inicialmente, faz-se a análise de 1ª ordem, calculando $M_{1^{\text{a}}\text{ordem}}$, em estado no qual ocorrem os deslocamentos horizontais dos nós da estrutura, configurando, portanto, a posição inicial do próximo passo de análise. Em decorrência da nova posição, os carregamentos verticais passam a incrementar o valor do momento inicial na base da edificação, surgindo uma parcela adicional ΔM_1 . Este processo se repete, gerando novas parcelas ΔM_i a cada iteração i . Portanto,

$$M_{\text{tot}} = M_{1^{\text{a}}\text{ordem}} + \Delta M_1 + \Delta M_2 + \dots + \Delta M_{i-1} + \Delta M_i \quad (2.19)$$

O CEB-FIP (1978) indicou que as parcelas adicionais ΔM_i seguem uma progressão geométrica decrescente de razão r , dada por:

$$r = \frac{\Delta M_1}{M_{1^{\text{a}}\text{ordem}}} = \frac{\Delta M_2}{\Delta M_1} = \dots = \frac{\Delta M_i}{\Delta M_{i-1}} \quad (2.20)$$

ou seja

$$\Delta M_i = r \Delta M_{i-1} \quad ; \quad \Delta M_1 = r M_{1^{\text{a}}\text{ordem}} \quad (2.21)$$

Logo, a Eq.(2.19) pode ser reescrita em função da soma infinita de termos ($i \rightarrow \infty$):

$$M_{\text{tot}} = \frac{1}{1 - r} M_{1^{\text{a}}\text{ordem}} \quad (2.22)$$

Observa-se que o fator que acompanha $M_{1^{\text{a}}\text{ordem}}$ é o responsável por majorar os efeitos de 1ª ordem. Logo, tem-se

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_1}{M_{1^{\text{a}}\text{ordem}}}} \quad (2.23)$$

A ABNT NBR 6118 (2023) traz, em seu item 15.5.3, a expressão para γ_z , entretanto com ΔM_1 chamado de $\Delta M_{\text{tot,d}}$, ao passo que $M_{1^{\text{a}}\text{ordem}}$ é chamado de $M_{1,\text{tot,d}}$,

portanto

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{\text{tot,d}}}{M_{1,\text{tot,d}}}}. \quad (2.24)$$

Em síntese, segundo Feitosa (2016) “o coeficiente γ_z é determinado pela primeira iteração do processo de análise de 2ª ordem de um sistema estrutural, considerando que a sucessão de efeitos obedecerá a uma progressão geométrica decrescente de razão constante”.

Segundo Carmo (1995), Franco e Vasconcelos (1991) apontaram que o γ_z é uma boa estimativa para uma possível análise de 2ª ordem e que utilizaram com sucesso o método em edifícios altos com γ_z na ordem de 1,20. Moncayo (2011) cita que, com os esforços de 2ª ordem obtidos com o γ_z , “para valores entre 1,15 e 1,20 começam a aparecer diferenças de 3% contra a segurança, acima de 1,20, as diferenças tendem a aumentar para mais de 5% e para γ_z superior a 1,30 aparecem diferenças da ordem de 7% contra a segurança”.

Atualmente, a ABNT NBR 6118 (2023) indica o parâmetro γ_z como uma maneira aproximada para determinação dos esforços globais de 2ª ordem em estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Para tanto, sugere uma majoração dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada de um valor de $0,95\gamma_z$ (item 15.7.2 da NBR 6118:2014), desde que $\gamma_z \leq 1,3$.

2.1.1.4 Relação entre o Parâmetro α e o parâmetro γ_z

Alguns autores pesquisaram a relação entre os parâmetros α e γ_z e propuseram expressões empíricas correlacionando-os. Como exemplo, cita-se Carmo (1995) que avaliou a estabilidade global de 30 edifícios em concreto armado construídos no Brasil, estabelecendo a seguinte correlação:

$$\gamma_z = 0,90 + 0,52\alpha - 0,62\alpha^2 + 0,46\alpha^3 \quad (2.25)$$

Apesar da Eq. (2.25) representar uma parábola do terceiro grau, sua aplicação é simples. Corrêa e Ramalho (1995)⁴ *apud* Vasconcelos e França (1997), sugeriram outra expressão empírica, porém de segundo grau

$$\gamma_z = 1,10 - 0,33\alpha + 0,5\alpha^2 \quad (2.26)$$

A partir destas proposições, Eqs. (2.25) e (2.26), pode-se determinar o valor de γ_z por meio do valor de α para determinação do majorador das ações horizontais ($0,95\gamma_z$) na simulação dos efeitos globais de 2ª ordem. O gráfico a seguir apresenta as curvas definidas pelas Eqs. (2.25) e (2.26) para $0,10 \leq \alpha \leq 0,80$.

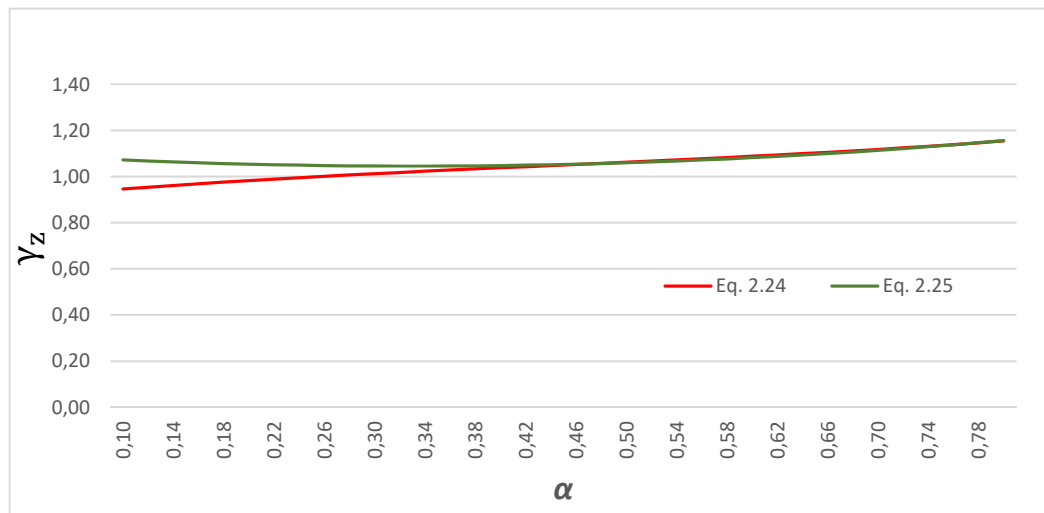


Figura 2.2: Curvas das expressões empíricas correlacionando α e γ_z .

Pode-se notar boa aproximação entre as expressões, principalmente para estruturas cujo valor de alfa é superior a 0,3, para as quais estas expressões resultam em diferenças menores que 4%.

⁴CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. *Modelos Numéricos para Análise Estrutural de Edifícios*. In Seminário sobre não linearidade Física e Geométrica de Estruturas de Concreto, in Workshop IBRACON, SP, Brasil. 1995

2.1.2 Não linearidades físicas associadas às não linearidades geométricas globais

A não linearidade física é o fenômeno correspondente à não-proporcionalidade entre a tensão aplicada e a deformação sofrida pelo material (Soares, 2001). No caso do concreto, essa perda de proporcionalidade se dá, principalmente pela formação e abertura de fissuras oriundas da ação do carregamento externo. Segundo Oliveira (2007), o comportamento não linear físico dos materiais altera sua rigidez e esta alteração não pode ser desprezada em uma análise de 2ª ordem, já que os deslocamentos laterais da estrutura estão intimamente relacionados com a rigidez dos membros constituintes.

A ABNT NBR 6118 (2023) apresenta uma maneira aproximada de se contabilizar os danos produzidos pela solicitações na ótica da resposta global. No item 15.7.2 da ABNT NBR 6118 (2023) é exposta a seguinte redução nos valores de rigidez, denominada por *Rigidez Secante*

$$(EI)_{sec} = K E_c I_c \quad (2.27)$$

em que

- I_c é a inércia da seção bruta de concreto do elemento;
- E_c é o valor representativo do módulo de deformação do concreto conforme item 15.5.1 na ABNT NBR 6118 (2023);
- K é um fator redutor, igual a:
 - 0,3 para lajes;
 - 0,4 para vigas com $A'_s \neq A_s$;
 - 0,5 para vigas com $A'_s = A_s$; e
 - 0,8 para pilares.

A ABNT NBR 6118 (2023) estabelece que esta aproximação para consideração da não linearidade física no contexto da análise global se aplica a estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares.

2.2 Não linearidades Geométricas Locais

De acordo com Carmo (1995), os efeitos locais de 2ª ordem “surtem nos elementos da estrutura, afetando somente os esforços solicitantes ao longo de seu comprimento, devido aos deslocamentos dos diversos pontos do seu eixo.”

Uma das propriedades que influencia este fenômeno é a esbeltez do pilar. A seguir é apresentada a definição desta propriedade geométrica e as estratégias indicadas na ABNT NBR 6118 (2023) para o cálculo dos efeitos locais de 2ª ordem.

2.2.1 Esbeltez de peças lineares

O parâmetro adimensional, λ , chamado de índice de esbeltez, caracteriza o nível de esbeltez de um elemento linear, com seção constante, e é calculado por

$$\lambda = \frac{l_e}{i} \quad (2.28)$$

em que

- l_e é o comprimento equivalente do elemento dado pelo menor entre os dois valores (ver Figura 2.3)

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h, \\ l \end{cases} \quad (2.29)$$

em que

l_0 é a distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar;

h é a altura da seção transversal do pilar, medida na direção em estudo;

l é a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

No caso de pilar engastado na base e livre no topo, l_e é igual a $2l$.

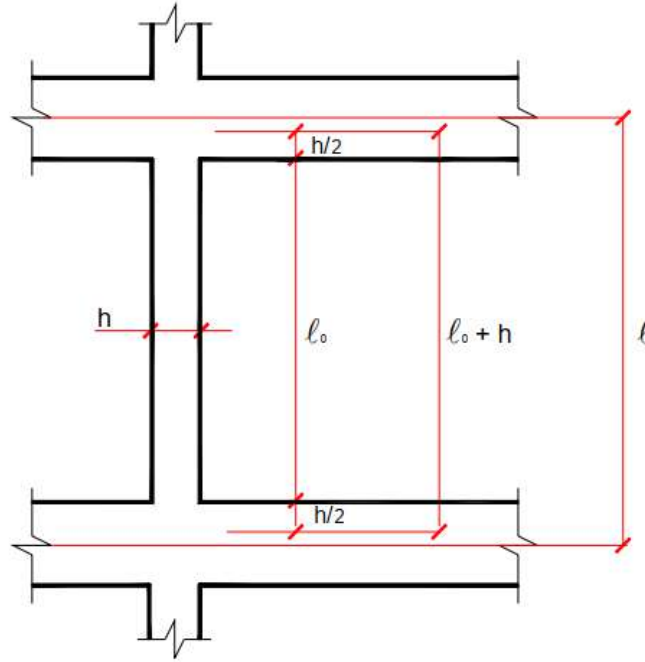


Figura 2.3: Comprimento equivalente de um pilar. (Scadelai, 2004).

- i é o raio de giração da seção, dado por

$$i = \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \quad (2.30)$$

em que A_c é a área da seção bruta de concreto e I_c é a inércia da seção bruta de concreto do elemento.

2.2.1.1 Esbeltez Limite

Uma referência importante no que diz respeito à esbeltez do pilar é o índice de esbeltez limite, dado por λ_1 ,

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \left(\frac{e_1}{h} \right)}{\alpha_b} \quad \text{com } 35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (2.31)$$

sendo e_1/h a excentricidade relativa de 1ª ordem na extremidade do pilar onde ocorre o momento de 1ª ordem de maior valor absoluto.

O valor de α_b depende das vinculações e da distribuição dos momentos no elemento e é determinado como se segue:

- Pilares biapoiados sem cargas transversais:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40 \quad \text{com } \alpha_b \leq 1,0 \quad (2.32)$$

sendo M_A o momento fletor de 1ª ordem no extremo A do pilar (maior valor absoluto ao longo do pilar) e M_B o momento fletor de 1ª ordem no extremo B do pilar (toma-se para M_B o sinal positivo, se tracionar a mesma face que M_A , e negativo em caso contrário).

- Pilares biapoiados com cargas transversais significativas:

$$\alpha_b = 1,0 \quad (2.33)$$

- Pilares em balanço:

$$\alpha_b = 1,0 \quad (2.34)$$

sendo M_A o momento fletor de 1ª ordem no engaste e M_C o momento fletor de 1ª ordem no meio do pilar em balanço.

- Para pilares biapoiados ou em balanço com momentos fletores menores que o mínimo:

$$\alpha_b = 1,0 \quad (2.35)$$

A Eq. (2.31) “corresponde ao valor da esbeltez a partir do qual os efeitos de 2ª ordem começam a provocar uma redução da capacidade resistente do pilar no estado limite último, quando comparada com a capacidade resistente obtida com a teoria de 1ª ordem” (Scadelai, 2004). Portanto, a ABNT NBR 6118 (2023) estabelece que os efeitos locais de 2ª ordem podem ser desprezados quando λ for menor que λ_1 .

2.2.1.2 Classificação dos pilares

Existe uma divisão comumente usada para os pilares, em função do índice de esbeltez, que estabelece critérios a se seguir na análise estrutural:

- Pilares curtos: $\lambda \leq \lambda_1$;
- Pilares medianamente esbeltos: $\lambda_1 < \lambda \leq 90$;
- Pilares esbeltos: $90 < \lambda \leq 140$;
- Pilares muito esbeltos: $140 < \lambda \leq 200$.

A ABNT NBR 6118 (2023) não permite pilares com índice de esbeltez superior a 200, com exceção de casos em que a força normal é inferior a $0,10f_{cd}A_c$.

2.2.2 Estratégias para consideração da não linearidade geométrica local

2.2.2.1 Método do Pilar-Padrão (MPP)

De acordo com Fusco (1981), por definição, “pilar padrão é um pilar em balanço com distribuição de curvaturas que provoque na sua extremidade livre [...] uma flecha a dada” por

$$a = \frac{l_e^2}{10} \left(\frac{1}{r} \right) \quad (2.36)$$

em que $1/r$ refere-se à curvatura da seção que possui a flecha máxima e l_e é o comprimento equivalente do pilar. A Figura 2.4 ilustra um pilar em balanço com comprimento $l_e = 2l$.

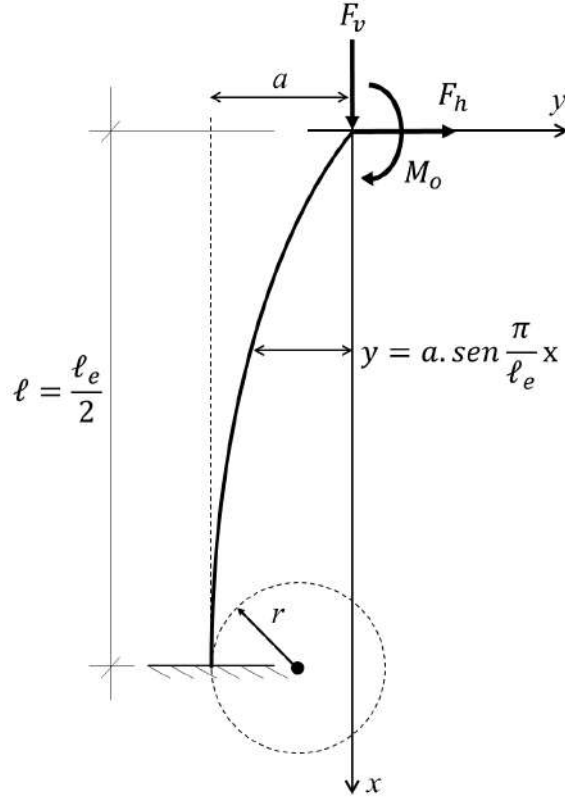


Figura 2.4: Pilar-Padrão (adaptado de Fusco (1981)).

A fundamentação deste método, como mostra Fusco (1981) no item 5.3.4 de seu livro, parte de uma deformada aproximada que pode ser escrita por uma expressão senoidal sendo a sua amplitude a flecha máxima, a .

$$y(x) = -a \sin \left(\frac{\pi}{l_e} x \right) \quad (2.37)$$

Derivando duas vezes a Eq. (2.37), tem-se

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = a \left(\frac{\pi}{l_e} \right)^2 \sin \left(\frac{\pi}{l_e} x \right) \quad (2.38)$$

que representa a curvatura $1/r$ numa dada coordenada x do elemento. A curvatura na seção da base pode ser obtida substituindo $x = l_e/2$ na Eq. (2.38). Logo, tem-se

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{x=l_e/2} = a \left(\frac{\pi}{l_e}\right)^2 \quad (2.39)$$

Aproximando π^2 por 10 recupera-se a Eq. (2.36). O método se trata de uma aproximação que é função da curvatura na seção da base e é apropriado para elementos sem cargas transversais.

Método do Pilar-Padrão com curvatura aproximada

Pode ser empregado no cálculo de pilares classificados como até medianamente esbeltos ($\lambda \leq 90$), com seção constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. O momento total que atua em uma dada seção intermediária do pilar deve ser calculado como

$$M_{d,tot} = \alpha_b M_{1d,A} + N_d \frac{l_e^2}{10} \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (2.40)$$

O momento $M_{1d,A}$ representa o valor de cálculo do momento de 1ª ordem, M_A , discutido na definição do α_b , no Item 2.2.1.1. A curvatura pode ser aproximada por

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(\nu + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (2.41)$$

em que h é a altura da seção na direção considerada e ν é a força normal adimensional dada por

$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \quad (2.42)$$

Nota-se, na Eq. (2.40), o conceito do método do Pilar-Padrão, por meio da flecha máxima a (Eq. (2.36)), acompanhando o valor da força normal de cálculo, N_d , configurando a excentricidade adicional de 2ª ordem.

Método do Pilar-Padrão com rigidez aproximada

Assim como o método do Pilar-Padrão com curvatura aproximada, o método do Pilar-Padrão com rigidez aproximada pode ser empregado no cálculo de pilares com λ menor ou igual a 90, com seção retangular constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. Parte-se de uma majoração do momento de 1ª ordem no pilar, isto é,

$$M_{d,tot} = \frac{\alpha_b M_{1d,A}}{1 - \frac{\frac{\kappa_{aprox}}{120}}{\nu}} \geq M_{1d,A} \quad (2.43)$$

A rigidez adimensional, κ , é aproximada por

$$\kappa_{aprox} = 32 \left(1 + 5 \frac{M_{d,tot}}{h N_d} \right) \nu \quad (2.44)$$

Pode-se notar que as Eqs. (2.43) e (2.44) são dependentes entre si, exigindo um processo iterativo para convergência do momento de cálculo total. A ABNT NBR 6118 (2023) apresenta uma formulação direta para determinação do $M_{d,tot}$, a saber,

$$a M_{d,tot}^2 + b M_{d,tot} + c = 0 \quad (2.45)$$

em que

$$\begin{cases} a = 5h \\ b = h^2 N_d - \frac{N_d l_e^2}{320} - 5h \alpha_b M_{1d,A} \\ c = -N_d h^2 \alpha_b M_{1d,A} \end{cases} \quad (2.46)$$

O momento total é obtido pela raiz positiva da Eq. (2.45)

$$M_{d,tot} = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (2.47)$$

As variáveis h , ν , $M_{1d,A}$ e α_b são as mesmas discutidas no MPP com curvatura aproximada.

2.2.2.2 Método do Pilar-Padrão melhorado

Este método consiste em um ajuste do método do Pilar-Padrão para situações em que ocorram também cargas transversais. O ajuste é realizado a partir da linearização do diagrama $(M - N - 1/r)$ em dois trechos $\overline{AB}$ e $\overline{BC}$, como mostra a Figura 2.5.

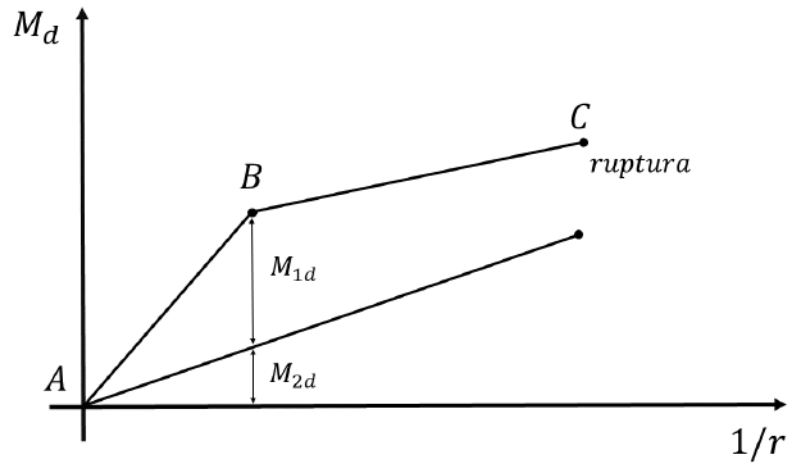


Figura 2.5: Diagrama $M - N - 1/r$ simplificado (adaptado de Bacarji (1993)).

Bacarji (1993) mostra que a curvatura final pode ser aproximada pela soma das curvaturas de primeira e segunda ordens. Portanto, a Eq. (2.36) pode ser reescrita por

$$a = \frac{l_e^2}{10} \left(\frac{1}{r_1} \right) + \frac{l_e^2}{10} \left(\frac{1}{r_2} \right) \quad (2.48)$$

Entretanto, a primeira parcela da Eq. (2.48), referente à curvatura de 1ª ordem, deve ser corrigida visto que, nesta situação, o momento fletor de 1ª ordem pode ter qualquer variação ao longo da barra. Bacarji (1993) parte de um diagrama com variação qualquer, subdividindo-o em três partes, como mostra a Figura 2.6.

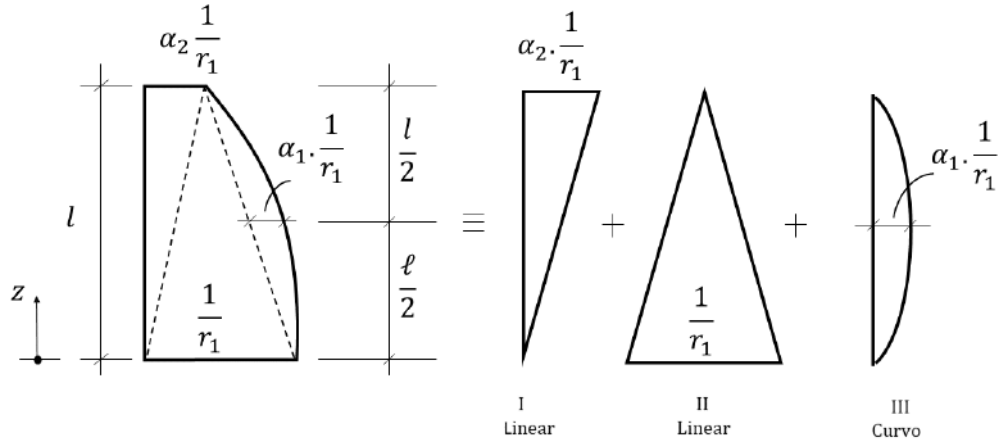


Figura 2.6: Divisão do diagrama de curvaturas (adaptado de Bacarji (1993)).

O autor Bacarji (1993) apresenta as expressões para as curvaturas de cada trecho e suas respectivas linhas elásticas, chegando nas parcelas que compõem a flecha corrigida, a_{1c} (subíndice c remete à “corrigida”), dada por

$$a_{1c} = \frac{1}{3} \left(1 + \alpha_1 + \frac{\alpha_2}{2} \right) \frac{l_e^2}{r_1} \quad (2.49)$$

em que

α_1 é um fator multiplicativo da curvatura da base que resulta a curvatura a meia altura da barra, do diagrama III, curvo (ver Figura 2.6);

α_2 é um fator multiplicativo da curvatura da base que resulta a curvatura da extremidade da barra, do diagrama I, linear (ver Figura 2.6).

Portanto, a expressão final para a flecha aproximada pelo método do Pilar-Padrão melhorado (ou corrigido) pode ser reescrita substituindo a Eq. (2.49) no primeiro termo da Eq. (2.48), resultando em

$$a = \frac{1}{3} \left(1 + \alpha_1 + \frac{\alpha_2}{2} \right) \frac{l_e^2}{r_1} + \frac{l_e^2}{10} \left(\frac{1}{r_2} \right) \quad (2.50)$$

O máximo valor do momento fletor de 1ª ordem corrigido, M_{1c} , que pode ser suportado pelo pilar é uma correção de M_{1d} , o momento de 1ª ordem, cujo fator corretivo é função dos parâmetros α_1 e α_2

$$M_{1c} = M_{1d} \left[1 + \frac{(M_d - M_{1d})}{M_{1d}} \alpha_c \right] \quad (2.51)$$

em que M_d é o momento no topo do pilar e α_c vale

$$\alpha_c = \frac{1}{6} - \frac{5}{6} \alpha_1 - \frac{5}{12} \alpha_2 \quad (2.52)$$

Neste estudo, não serão discutidos os valores dos coeficientes α_1 e α_2 , mas vale observar que, para momentos cuja distribuição seja linear (como retangular, triangular ou trapezoidal) o valor de α_1 é zero, assim como para variações puramente curvas, α_2 é zero.

2.2.2.3 Método do Pilar-Padrão acoplado a diagramas $M - N - 1/r$

A ABNT NBR 6118 (2023) apresenta esta estratégia de cálculo dos efeitos locais de 2ª ordem em seu item 15.8.3.3.4. Consiste em uma estratégia mais precisa e, por consequência, mais abrangente, permitida para a análise de pilares com $\lambda \leq 140$. A sua idealização é mais rigorosa que a dos métodos apresentados até aqui, sendo semelhante ao método do Pilar-Padrão com rigidez aproximada, porém, com a substituição de κ_{aprox} por κ_{sec} (rigidez secante), cujo valor é obtido por

$$\kappa_{\text{sec}} = \frac{(EI)_{\text{sec}}}{A_c h^2 f_{cd}} \quad (2.53)$$

discutido no item 15.3.1 da ABNT NBR 6118 (2023). O valor de $(EI)_{\text{sec}}$ representa a inclinação da reta secante no diagrama $M - N - 1/r$, que consiste em uma relação tensão-deformação generalizada para uma dada seção transversal do elemento. A Figura 2.7 traz um exemplo deste diagrama característico.

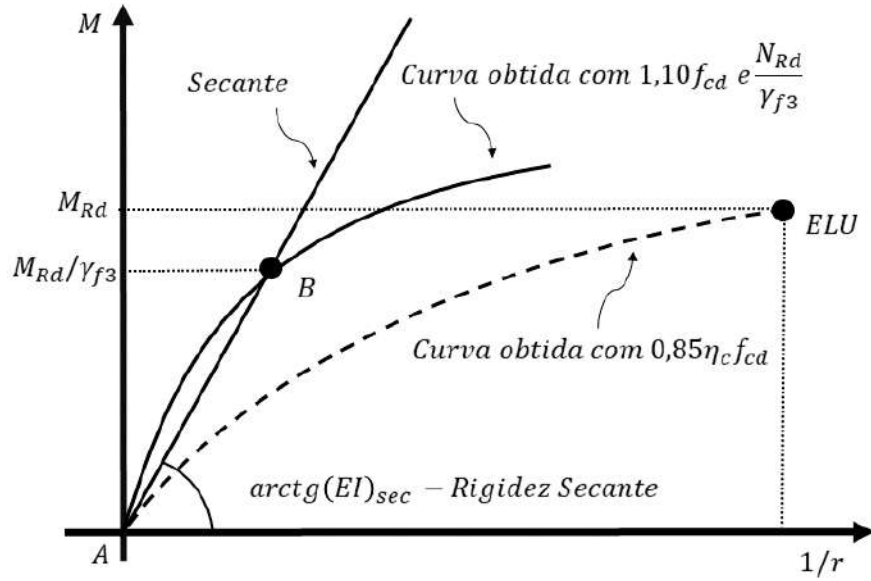


Figura 2.7: Diagrama de $M - N - 1/r$ característico (ABNT NBR 6118, 2023).

A curva cheia AB, obtida considerando o valor de força normal igual a N_{Rd}/γ_{f3} , que a favor da segurança pode ser aproximada pela reta AB, é utilizada no cálculo das deformações. Deve-se traçar também a curva tracejada, obtida com os valores de cálculo das resistências do concreto e do aço e cuja finalidade consiste em (somente) definir o esforço resistente M_{Rd} correspondente a N_{Rd} (ponto máximo).

A reta AB é caracterizada pela rigidez secante $(EI)_{sec}$, a saber, que pode ser utilizada em processos aproximados como o método do pilar-padrão a partir da definição da curvatura, $1/r$, ou da rigidez, κ , de forma mais precisa que o apresentado, respectivamente, isto é

$$(EI)_{sec} = \frac{M_{Rd}/\gamma_{f3}}{1/r} = \frac{M_{Rd}/1,1}{1/r} \quad \therefore \quad \frac{1}{r} = \frac{M_{Rd}/1,1}{(EI)_{sec}} \quad (2.54)$$

bem como, define-se como rigidez secante adimensional κ_{sec} o valor

$$\kappa_{sec} = \frac{(EI)_{sec}}{A_c \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad (2.55)$$

Portanto, o valor do momento total final pode ser escrito como

$$M_{d,tot} = \frac{\alpha_b M_{1d,A}}{\lambda^2} \left(1 - \frac{\kappa_{sec}}{120 \frac{\nu}{\nu}} \right) \quad (2.56)$$

Vale enfatizar que é necessário conhecer o detalhamento da armadura na seção, visto que o diagrama momento-curvatura a ser consultado é função deste detalhamento.

Para pilares com $\lambda > 140$, os métodos simplificados descritos até aqui não podem ser aplicados, apenas o Método Geral que será visto no Item 2.3.

2.2.3 Não linearidades Físicas associadas às não linearidades geométricas locais

Assim como na análise global, quando o elemento é analisado localmente, as não linearidades físicas também devem ser computadas.

O método do Pilar-Padrão com curvatura aproximada embute a não linearidade física na expressão aproximada da curvatura dada na Eq.(2.41). Já no método do Pilar-Padrão com rigidez aproximada, as não linearidades físicas são consideradas por meio da rigidez aproximada deduzida por França (1991)⁵ *apud* Casagrande (2016), dada pela Eq. (2.44).

O método do Pilar-Padrão acoplado a diagramas $M - N - 1/r$, bem como o Método Geral, a ser discutido no Item 2.3, requer a construção do diagrama $M - N - 1/r$ específico para a seção estudada, para determinação da resposta material degradada: (a) de forma “abrupta” a partir da determinação de uma rigidez secante constante (método do Pilar-Padrão acoplado a diagramas $M - N - 1/r$); (b) de forma gradativa, investigada em cada etapa de uma estratégia incremental-iterativa (Método Geral). Fusco (1981) apresenta um fluxograma para construção deste diagrama $M - N - 1/r$, reproduzido na Figura 2.8.

⁵FRANÇA, R. L. S. *Contribuição ao estudo dos efeitos de 2ª ordem em pilares de concreto armado*. 228 p. Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil. 1991

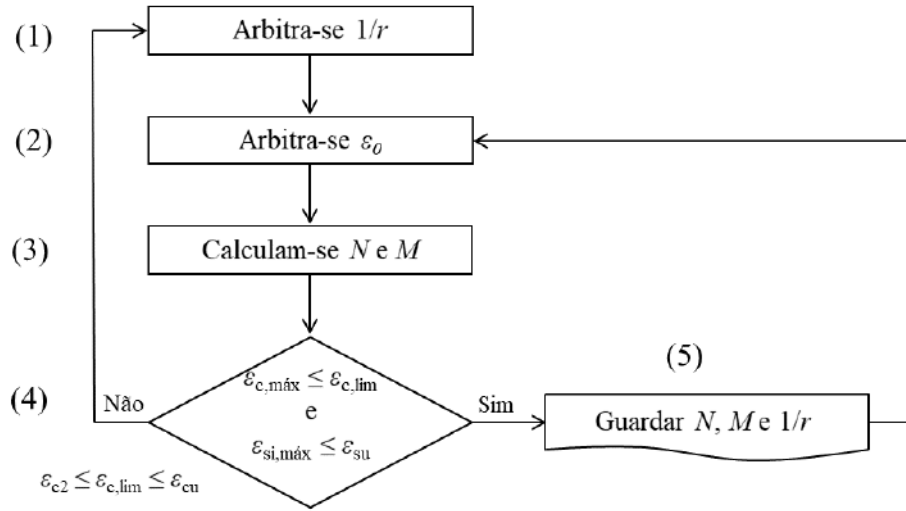


Figura 2.8: Fluxograma para determinação do diagrama $M - N - 1/r$ para uma seção transversal conhecida (adaptado de Fusco (1981)).

O processo descrito por Fusco (1981) se inicia com o arbitramento de uma curvatura para a seção, $1/r$, e de uma deformação constante, ε_0 . Com essas duas variáveis definidas e com o detalhamento da seção previamente conhecido, calcula-se a deformação nos elementos resistentes da seção (concreto comprimido e aço tracionado e comprimido). A partir das relações constitutivas dos materiais, é possível, portanto, calcular as tensões atuantes e, por conseguinte, os esforços, M e N . Os valores obtidos são armazenados para construção do diagrama se não houver ruptura, i.e., se o par, $1/r - \varepsilon_0$, arbitrados, não configurarem deformações acima dos valores limites do concreto e do aço, função das propriedades materiais.

Fusco (1981) apresenta diagramas $M - N - 1/r$ adimensionais associados a seções cujo detalhamento é conhecido. Na Figura 2.9, ilustra-se alguns diagramas para uma seção retangular com as seguintes propriedades:

- base b e altura h ;
- relação $d'/h = 0,10$;
- armaduras de aço com $f_{yd} = 420$ MPa concentradas nos quatro cantos;

- taxa mecânica de aço $\omega_0 = A_s f_{yd} / (0,85 A_c f_c) = 0,10$;
- coeficiente de fluência $\varphi = 0,0$.

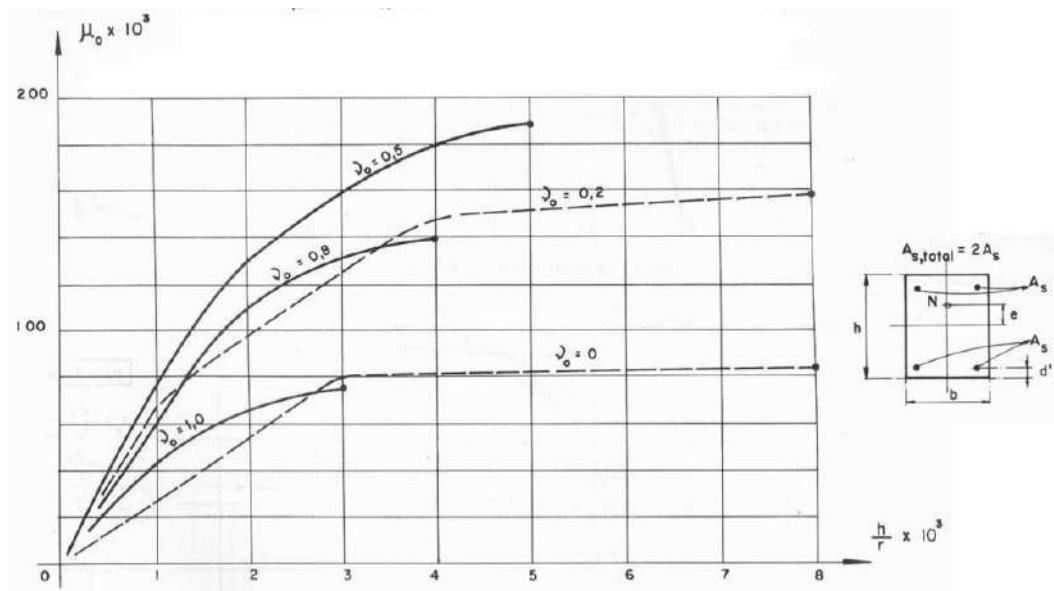


Figura 2.9: Exemplo de diagramas $M - N - 1/r$ (Fusco, 1981).

Nestes diagramas, o eixo das abscissas representa o produto da curvatura pela altura da seção transversal e o eixo das ordenadas o momento fletor adimensional $\mu_0 = M_d / (0,85 A_c h f_c)$. As curvas dadas por ν_0 representam o grau de solicitação normal da seção, dada por $N_d / (0,85 A_c f_c)$.

2.2.4 Fluência

O concreto é um material que apresenta fenômenos reológicos que requerem atenção quando da análise e dimensionamento, como a fluência e a retração. Segundo Pinheiro (2007), fluência é uma deformação diferida no tempo, função da tensão (constante) aplicada, que implica em um aumento da deformação inicial (ou imediata), se a carga permanecer. A retração, por sua vez, ocorre em virtude da perda de água quimicamente inerte da mistura e independe da tensão aplicada. A retração causa impactos no comportamento material semelhantes aos da fluência, porém, com

implicações distintas. Conforme destacado, a fluência implica em um aumento da deformação imediata, sendo, pois, de importância para os efeitos locais de 2ª ordem.

É obrigatório, segundo a ABNT NBR 6118 (2023), contabilizar os efeitos da fluência para pilares com índice de esbeltez acima de 90, sendo proposta a seguinte expressão simplificada para o cômputo desta deformação

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccd} + \varepsilon_{ccf} = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \varphi(t, t_0) \quad (2.57)$$

em que

ε_{cca} é a deformação rápida irreversível, decorrente das primeiras 24 horas;

ε_{ccd} é a deformação lenta irreversível (função da umidade relativa do ar, consistência, espessura e idade do concreto);

ε_{ccf} é a deformação lenta reversível, dependente apenas da duração do carregamento;

$\varphi(t, t_0)$ é o limite para o qual o coeficiente de fluência tende, provocado pelo carregamento aplicado no tempo t_0 ;

σ_c é a tensão de compressão no concreto.

A ABNT NBR 6118 (2023) traz, em seu Anexo A, os fenômenos do tempo no concreto, e, no item A.2.2.3, a forma de cálculo mais precisa para o valor do coeficiente de fluência. Entretanto, o item 8.2.11 da ABNT NBR 6118 (2023) descreve que, para situações nas quais não é necessária grande precisão no cálculo dos efeitos da fluência e o concreto esteja submetido a tensões inferiores a $0,5f_c$, o coeficiente de fluência pode ser obtido da Tabela 8.2 desta norma, função da classe do concreto, umidade média do ambiente, espessura fictícia e idade de aplicação do carregamento.

No que diz respeito aos efeitos locais de 2ª ordem, os efeitos da fluência podem ser considerados por meio de uma excentricidade adicional. Neste contexto, admite-se que todo o carregamento tenha a mesma duração de aplicação, introduzindo-se como consequência de todas as cargas axiais, tanto de longa quanto de curta duração, uma nova excentricidade de 1ª ordem, dada por

$$e_{cc} = \left(\frac{M_{sg}}{N_{sg}} + e_a \right) \left(2,718^{\frac{\varphi N_{sg}}{N_e - N_{sg}}} - 1 \right) \quad (2.58)$$

em que

M_{sg} e N_{sg} são os esforços devidos à combinação de serviço quase permanente;

e_a é a excentricidade devida às imperfeições locais;

φ é o coeficiente de fluência;

$N_e = \frac{10E_{ci}I_c}{\ell_e^2}$ é a carga crítica de Euler.

A partir dessa excentricidade adicional, há uma majoração dos esforços de flexão na peça. Como a fluência ocorre sob ação dos esforços permanentes de serviço, os efeitos de longa duração ocorrem sob tensões relativamente baixas no concreto. Além disso, existe uma inibição da fluência pela presença das armaduras, logo, não há em princípio necessidade de grande rigor na consideração do fenômeno da fluência (Fusco, 1981).

2.3 Método Geral

Segundo a ABNT NBR 6118 (2023), este método “consiste na análise não linear de 2ª ordem efetuada com discretização adequada da barra, considerando a relação momento curvatura real em cada seção, considerando a não linearidade geométrica de maneira não aproximada”. Ou seja, trata-se de um método mais criterioso, consequentemente, de complexidade alta. Seu emprego é obrigatório para pilares com λ acima de 140.

Usualmente, este método se vale de uma estratégia de discretização do elemento em análise, subdividindo-o em elementos menores para que a análise seja realizada em diversas seções intermediárias. Consequentemente, a qualidade dos resultados é função do número de divisões adotado.

A base deste método é encontrar a posição “que corresponde a um estado de equilíbrio entre esforços e solicitações, respeitada a compatibilidade entre curvaturas, deformações e posição da linha neutra, além das equações constitutivas dos materiais (Borges, 1999).”

De acordo com Borges (1999), a carga crítica é determinada por etapas: o carregamento é aplicado por incrementos progressivos e, para cada etapa, é calculado o deslocamento correspondente de uma determinada seção, que consiste no deslocamento para os efeitos de 2ª ordem no cálculo do momento da etapa posterior. O comportamento da curva força-deslocamento tende assintoticamente para o valor da força crítica, F_{cr} , como mostra a Figura 2.10, em que y é o deslocamento de uma dada seção tomada para análise.

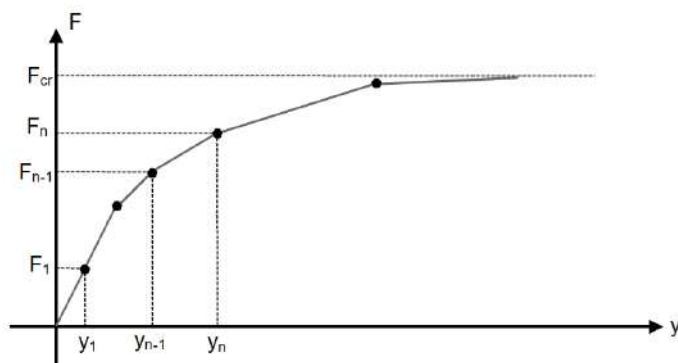


Figura 2.10: Método Geral aplicado por meio do carregamento progressivo (Borges, 1999).

Este método é de natureza iterativa podendo também ser aplicado com incrementos de excentricidades ao invés de cargas. Neste caso, as cargas são mantidas constantes e, de maneira semelhante ao caso anterior, faz-se a “varredura” de excentricidades até encontrar seu valor crítico, observado que a excentricidade está intimamente relacionada ao momento crítico.

Vale citar uma estratégia deste grupo, bastante conhecida e empregada na análise de estruturas reticuladas de concreto armado e metálicas, chamada “ $P - \Delta$ ”. MacGregor e Hage (1977) mostram os passos deste método sob a ótica da análise

de um prédio:

- (a) aplicação das cargas laterais e verticais originais;
- (b) obtenção dos deslocamentos Δ_{1j} de 1ª ordem em cada andar;
- (c) cálculo da “*sway force*” (ou *força de sustentação* segundo Fusco (1981)) para o andar j , dada por

$$\Delta H_j = \frac{P_{j+1}\Delta_{1j+1}}{h_{j+1}} - \frac{P_j\Delta_{1j}}{h_j} \quad (2.59)$$

em que P e h são a carga vertical e a altura correspondente ao lance de pilar j , respectivamente;

- (d) soma das forças fictícias às forças laterais originais;
- (e) cálculo dos novos deslocamentos, associando-os a novas forças fictícias;
- (f) repetição do processo quantas vezes forem necessárias, até que os valores dos deslocamentos e das cargas converjam para valores finitos.

2.3.1 Não Linearidades físicas no contexto do Método Geral

Como citado no item de não linearidade físicas associadas às não linearidades geométricas locais, o Método Geral requer o conhecimento dos diagramas $M - N - 1/r$.

A grande vantagem em se usar este tipo de diagrama é que, assim como o diagrama de tensão-deformação fornece o valor do módulo de elasticidade secante (ou tangente) para uma dada deformação corrente, com o diagrama $M - N - 1/r$ pode-se obter o valor da **Rigidez Secante**, EI_{sec} , para uma dada curvatura. A partir da Figura 2.11, pode-se perceber que, quanto maior a deformação generalizada, isto é, a curvatura, maior será o abatimento da rigidez flexional EI_{sec} da seção transversal.

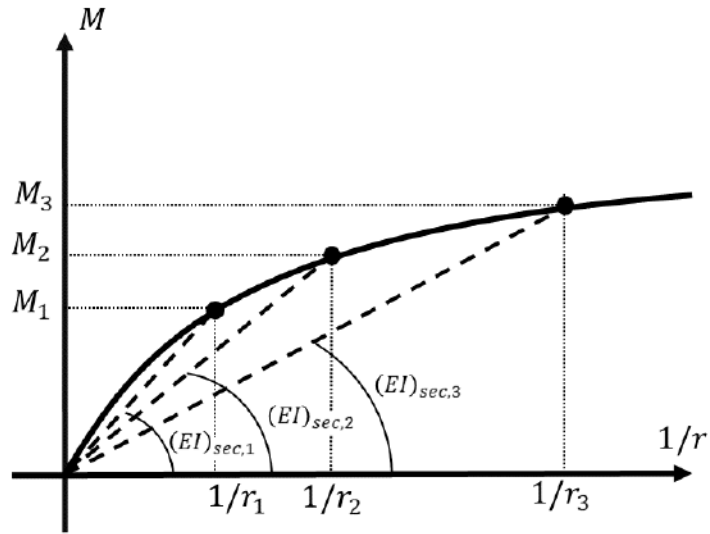


Figura 2.11: Exemplo de curva $M - 1/r$ com enfoque na rigidez flexional secante.

Como o processo do Método Geral se dá de forma incremental, a investigação do estado corrente do material se dá a cada passo da análise, o que torna praticamente inviável sua aplicação sem auxílio computacional.

2.3.2 A fluência no contexto do Método Geral

Baseando-se no fato que o efeito da fluência depende das tensões aplicadas (Item 2.2.4), pode-se realizar uma transformação do diagrama tensão-deformação do concreto, investigado na construção dos diagramas $M - N - 1/r$, parte integrante do Método Geral. O processo se trata de uma simplificação na qual o diagrama curvo e retangular é deslocado em uma razão igual a φ , paralelo ao eixo de ε , mostrada na Figura 2.12.

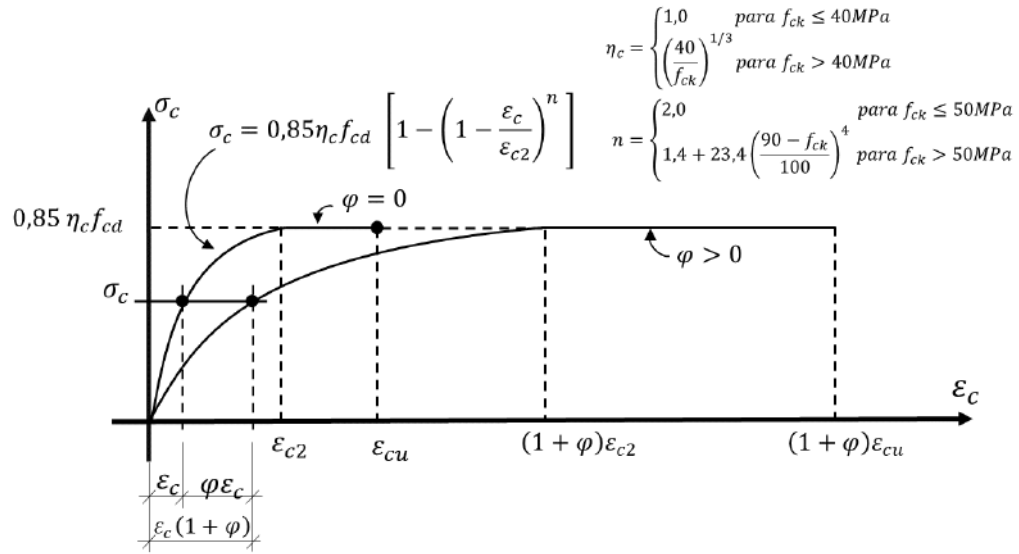


Figura 2.12: Simplificação da fluência em diagramas tensão-deformação (adaptado de Fusco (1981)).

Essa aplicação admite que todo o carregamento implica no fenômeno de fluência, entretanto, sabe-se que a fluência ocorre sob ação de esforços permanentes. Fusco (1981) destaca esta inconsistência desta estratégia, uma vez que a maioria das construções possui cargas que não são de natureza permanente. O autor apresenta medidas para contornar esta imprecisão, mas destaca que “[...] as soluções aproximadas são plenamente satisfatórias, pois as cargas de longa duração atuam com seus valores de serviço, não havendo portanto muito interesse no que se poderia chamar de solução exata”.

Capítulo 3

METODOLOGIA

Para a investigação objeto desta dissertação, decidiu-se por desenvolver os estudos utilizando o software comercial TQS[®]. O pacote usado foi a versão educacional, v.23 nível Pleno. A motivação dessa escolha foi, principalmente, por dois motivos: facilidade em alterar a estratégia de dimensionamento dos pilares pelas óticas global e local das análises de 2^a ordem; e a possibilidade de avaliar métodos mais refinados de análise, incluindo estratégias incrementais-iterativas para análises geométrica e fisicamente não lineares. Estas possibilidades serão abordadas com mais detalhes nos itens a seguir.

3.1 Modelo de cálculo e premissas

O modelo de cálculo empregado no TQS[®] foi o *Modelo IV*. Neste modelo, o processamento da estrutura é realizado a partir de um pórtico espacial, formado por barras simulando as vigas e os pilares, enquanto as lajes não são incorporadas como elementos de fato na análise da estrutura como um todo. O dimensionamento das lajes pode ser feito por meio de diferentes métodos, a depender da escolha do usuário, por exemplo, por meio de processos simplificados, como o de Czerny e Marcus, ou por meio da analogia de grelhas, como o método dos quinhões de cargas ou malha de barras. A Figura 3.1 apresenta esses modelos, sob a ótica do caminhamento das cargas às suas vigas de sustentação, sendo estas, parte integrante do pórtico espacial.

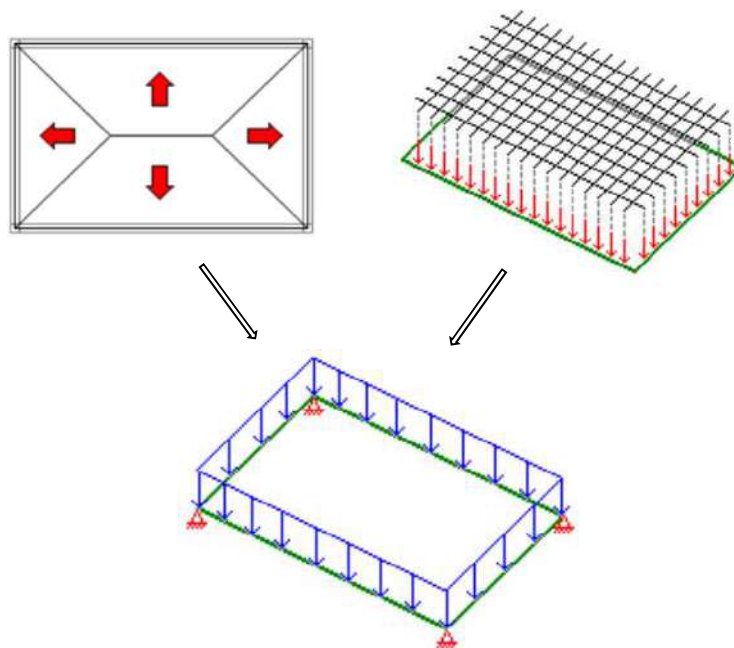


Figura 3.1: Modelo simplificado de transferências de carga em lajes maciças (adaptado de TQS (2023)).

Nas modelagens empregadas nesta pesquisa, optou-se pelas lajes serem processadas segundo a analogia de grelha.

Apesar do TQS[®] dispor de um modelo de cálculo mais preciso no que diz respeito a esta estratégia que dissocia os pavimentos do pórtico espacial na análise global do edifício, chamado de *Modelo VI*, optou-se aqui por empregar o *Modelo IV*, visto que a estratégia de análise incremental-iterativa (Item 3.1.2) a ser tratada como análise de referência ainda não se encontra disponível naquele modelo.

3.1.1 Parâmetros de estabilidade global no TQS[®]

O TQS[®] apresenta dois parâmetros semelhantes para análise de estabilidade global, o γ_z , com a formulação semelhante à apresentada no Item 2.1.1.3, e o chamado FAV_t , parâmetro exclusivo do TQS[®], que significa *Fator de Amplificação de*

Esforços Horizontais. Além desses dois parâmetros, existe o $RM2/M1$, que mensura a importância da não linearidade geométrica global quando da análise por meio de $P - \Delta$.

3.1.1.1 Parâmetros γ_z e FAV_t

Em seu item 15.4.1, a ABNT NBR 6118 (2023) cita que “sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente”. É intuitivo entender que, de modo geral, para cargas horizontais, os deslocamentos horizontais são maiores se comparados aos deslocamentos horizontais causados por cargas verticais. Entretanto, a forma da escrita do item 15.5.3 da ABNT NBR 6118 (2023) pode levar a duas interpretações para os deslocamentos horizontais no cálculo de $\Delta M_{tot,d}$ (Eq. (2.22)): a primeira, leva em conta apenas a parcela decorrente das ações horizontais – como o vento – para o cálculo desses deslocamentos; e a segunda, considera *também* a parcela decorrente das ações verticais. O sistema TQS[®] aplica o parâmetro γ_z seguindo a primeira interpretação do texto da norma, calculando, para cada direção do vento, valores de γ_z **desconsiderando a contribuição das cargas verticais na determinação das translações horizontais dos nós**. De forma complementar, o programa disponibiliza o coeficiente FAV_t , o qual parte da segunda interpretação do texto da norma, configurando um indicador mais completo para a análise dos efeitos globais de segunda ordem. A Figura 3.2 ilustra de forma simples essa diferença.

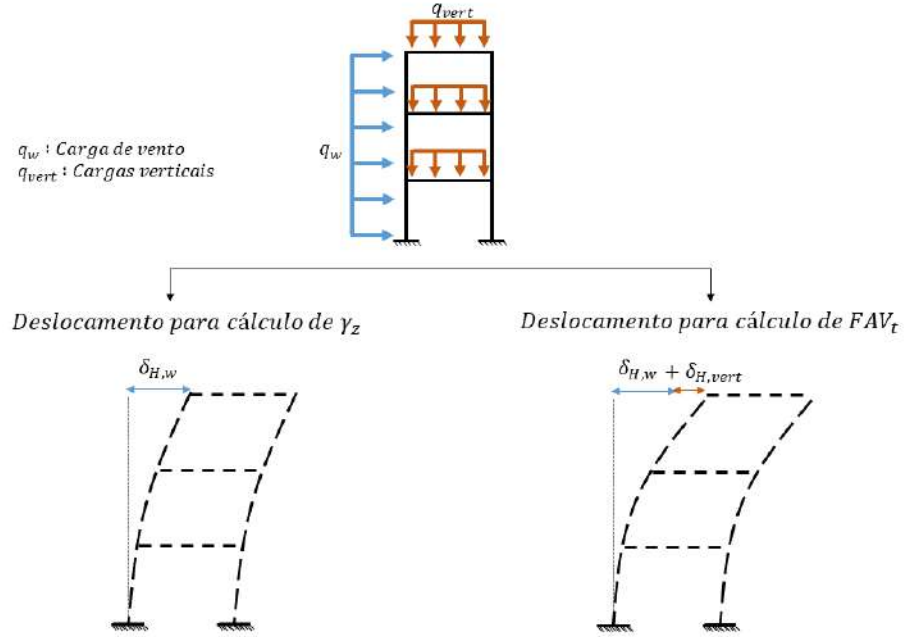


Figura 3.2: Esquema simplificado para comparação entre os parâmetros γ_z e FAV_t apresentados pelo TQS.

O deslocamento gerado pelo vento, $\delta_{H,w}$, é contabilizado em ambos os casos, enquanto o deslocamento horizontal gerado pelas cargas verticais (permanentes e variáveis), $\delta_{H,vert}$, é considerado apenas no FAV_t . Para esta pesquisa, entende-se que o FAV_t é ideal para as investigações realizadas visto que parte da definição mais completa do parâmetro γ_z da norma brasileira.

3.1.1.2 Parâmetro $RM2/M1$

O TQS[®] apresenta o fator $RM2/M1$ como um parâmetro semelhante ao γ_z . Este parâmetro também serve para avaliar a estabilidade do edifício e sua formulação é

$$RM2/M1 = 1 + \frac{M_2}{M_1} \quad (3.1)$$

em que

- M_1 é o momento das forças horizontais em relação à base do edifício e

- M_2 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. Essa variável define a parcela adicional do momento de 2ª ordem.

3.1.2 Pórtico NLFG

A versão do programa utilizada apresenta uma estratégia mais rigorosa de processamento de estruturas, no que diz respeito a simplificações de análise física e/ou geometricamente linear, denominada “**Pórtico NLFG**”. Sua sigla dá nome às características do processo: **Pórtico não linear Físico e Geométrico**; e presente apenas no *Modelo IV* atualmente. Suas características são:

- Processamento do modelo de forma espacial, como um “esqueleto” de barras formado pelas vigas e pilares;
- Discretização das barras em subelementos discretos a partir de comprimentos máximos predefinidos pelo usuário¹;
- O modelo deve ser processado previamente e as armações calculadas para que a geometria das peças, incluindo o detalhamento das armaduras, seja definida;
- O efeito da não linearidade física é representado pela rigidez flexional EI , obtida por meio da curva momento-curvatura de cada elemento e para cada combinação de carregamentos;
- A análise é iterativa, já considerando efeitos locais e globais de 2ª ordem de forma conjunta, para se obter a posição final de equilíbrio da estrutura;
- Atualmente, o módulo consiste em um “verificador”, pelo qual é possível avaliar, por meio dos fatores de segurança, se o detalhamento definido na análise inicial resiste aos esforços obtidos de maneira mais rigorosa.

¹Caminho: Critérios → Pórtico → Pórtico NLFG → Discretização

Em resumo, com esse recurso é possível avaliar os esforços de maneira mais precisa, verificando se o detalhamento obtido é suficiente ou não. A interface do sistema é mostrada na Figura 3.3, em que:

- **01** - Modelo estrutural do edifício com opções de visualização de esforços e deslocamentos.
- **02** - Árvore de dados contendo identificação do elemento, a qual componente pertence, propriedades do concreto, área da armação detalhada e valores de inércia e rigidezes da seção bruta.
- **03** - Árvore que contém informações relativas às verificações de ELU e às rigidezes flexionais calculadas a partir da relação momento-curvatura.
- **04** - Detalhamento da seção transversal do elemento em seu sistema de eixo local, com dimensões da seção, diâmetro e posição das barras de aço longitudinais.

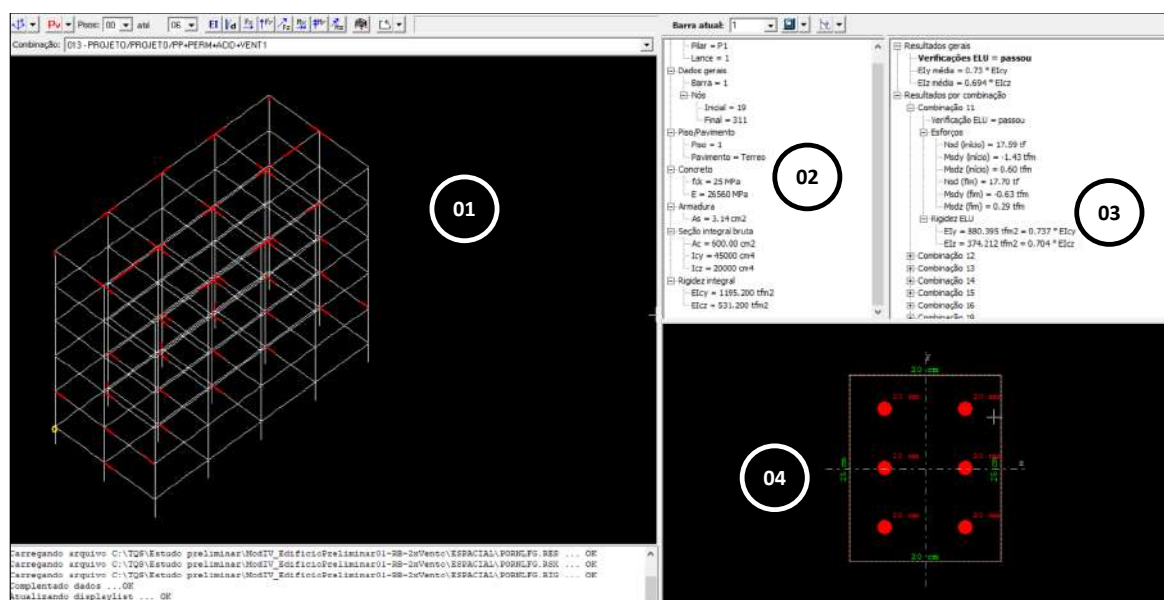


Figura 3.3: Interface do módulo NLFG.

Esse módulo será adotado nesta pesquisa de forma a configurar o **Modelo de Referência** para as estruturas investigadas, uma vez que atende à descrição do Método

Geral apresentada no item 15.8.3.1 da ABNT NBR 6118 (2023). O pórtico NLFG é avaliado com o detalhamento definido em função das diversas combinações de carregamento, não sendo obrigatoriamente fruto das combinações aqui consideradas a título de comparação.

Para gerar o Pórtico NLFG, após processamento do Pórtico ELU convencional, basta acessar a aba **Sistemas**, clicar no comando **Pórtico-TQS** e acessar **Processar-Pórtico NLFG**. Os resultados podem ser vistos por meio de um visualizador específico acessado na mesma aba, no comando **Visualizar-Pórtico NLFG**.

3.1.2.1 Não linearidade Geométrica no contexto do Pórtico NLFG

Para o cômputo dos efeitos das não linearidades geométricas, aplica-se o método $P - \Delta$, exposto no Item 2.3. Basicamente, a posição de equilíbrio da estrutura é investigada iterativamente, com aplicação incremental dos carregamentos. Vale enfatizar que nesse processo há a inclusão de efeitos de 2ª ordem e, devido à discretização dos pilares e vigas em subelementos, não há dissociação entre efeitos locais e globais, e sim uma análise concomitante de alteração de forma da estrutura a partir de seu carregamento gradual.

3.1.2.2 Não linearidade Física no contexto do Pórtico NLFG

No módulo NLFG, não há a redução abrupta da rigidez flexional para se simular o dano produzido pelas solicitações nos elementos, como visto na abordagem global discutida na Subseção 2.1.2. Neste módulo, é feita uma análise mais rigorosa, calculando-se as rigidezes à flexão por meio dos diagramas $M - N - 1/r$ em cada subelemento. Para isso, o programa produz estes diagramas, como ilustrado nas Figuras 3.4 e 3.5.



Figura 3.4: Exemplo de Diagrama $M - N - 1/r$ para pilares apresentado pelo TQS®.

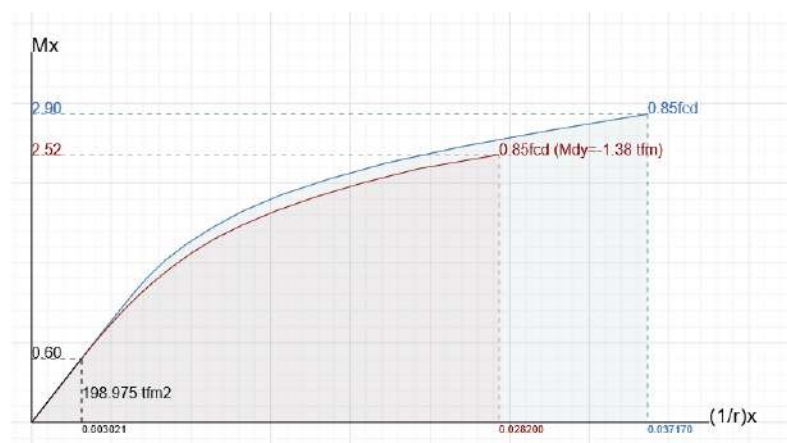


Figura 3.5: Exemplo de Diagrama $M - N - 1/r$ para vigas apresentado pelo TQS®.

Nos pilares, considera-se uma resistência de cálculo igual a $1,10f_{cd}$, com a possibilidade de considerar $\gamma_{f3} = 1,10$ (Figura 3.4). Ou seja, em pilares, as rigidezes são calculadas de acordo com as relações momento-curvatura das seções, podendo ser aplicada formulação de segurança apresentada no item 15.3.1 da ABNT NBR 6118 (2023) (aqui exposto no Item 2.2.2.3). Já, nas vigas, as rigidezes são obtidas com o diagrama calculado com $0,85f_{cd}$ e $\gamma_{f3} = 1,00$ (Figura 3.5). Ambos consideram também as forças normais.

A fluência é incorporada ao processo, tal como apresentado no Item 2.3.2, isto é, o deslocamento do diagrama curvo e retangular de tensão deformação do concreto de uma razão igual a φ , coeficiente de fluência.

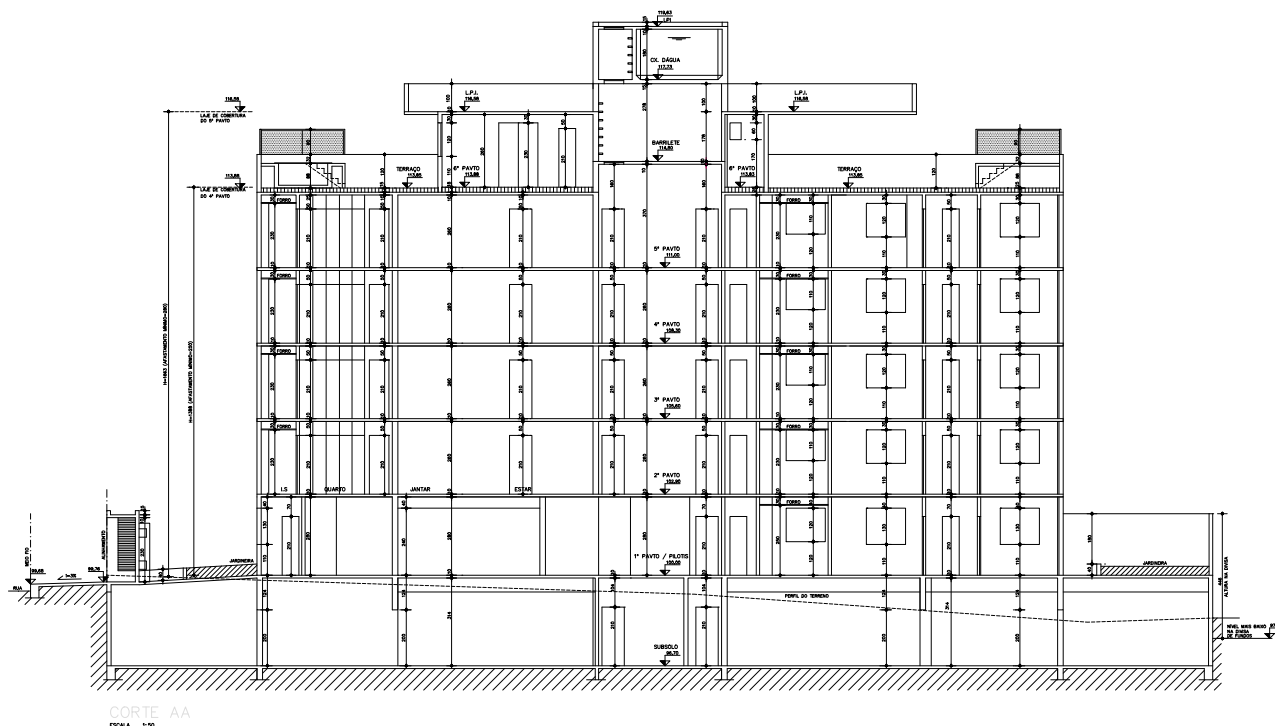


Figura 3.7: Elevação do edifício - Arquitetônico

Para modelagem, desconsiderou-se a presença do nível em subsolo.

3.2.2 Carregamentos e combinações

Aplicou-se os carregamentos de acordo com o preconizado nas normas ABNT NBR 6118 (2023) e ABNT NBR 6120 (2019). As combinações são geradas automaticamente pelo programa, baseando-se nestas normas.

3.2.2.1 Carregamentos verticais

Além do peso próprio considerado automaticamente pelo programa, aplicou-se sobrecargas sobre as lajes dos pavimentos, a depender de sua designação:

- Dormitórios, sala, copa: $1,5 \text{ kN/m}^2$
- Sanitários: $1,5 \text{ kN/m}^2$
- Barrilete: $1,5 \text{ kN/m}^2$
- Áreas comuns: $3,0 \text{ kN/m}^2$.

Foram consideradas alvenarias de vedação compostas de blocos cerâmicos com 15 cm de espessura.

3.2.2.2 Carregamentos horizontais

A única carga horizontal considerada neste estudo é a proveniente da ação do vento. A pressão gerada pelo vento é aplicada automaticamente na estrutura a partir da definição da velocidade básica do vento V_0 , aqui tomada igual a 31 m/s. Por padrão, o programa produz 4 casos de carregamento, considerando duas direções – eixos globais Y e Z – e dois sentidos – positivo e negativo, resultando em vento a 0° , 90° , 180° e 270° , como mostra a Figura 3.8.

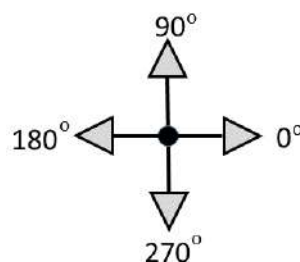


Figura 3.8: Roseta das direções para ação do vento no TQS[®].

Neste estudo, em razão da geometria da edificação, atém-se ao vento a 0° e 270° . Nos casos da necessidade de cálculo do desaprumo dos pilares, esse efeito foi simulado pela amplificação do vento.

3.2.2.3 Combinações de carregamentos

Por padrão, o TQS[®] gera as combinações de carregamentos pertinentes seguindo a norma ABNT NBR 8681 (2004). Aplicando as cargas permanentes, de utilização e do vento discutidas, o programa formou 8 combinações, variando os coeficientes majoradores de cargas a depender de sua natureza. Neste estudo, focou-se nas combinações identificadas como casos 23 e 24, nas quais as cargas acidentais do vento são tomadas como as principais, respectivamente, como vento a 0° e vento a 270° . As combinações são mostradas na Figura 3.9:

Caso	Título
13	ELU1/ACIDCOMB/1.4PP+1.4PERM+1.4ACID+0.84VENT1
14	ELU1/ACIDCOMB/1.4PP+1.4PERM+1.4ACID+0.84VENT2
15	ELU1/ACIDCOMB/1.4PP+1.4PERM+0.7ACID+1.4VENT1
16	ELU1/ACIDCOMB/1.4PP+1.4PERM+0.7ACID+1.4VENT2
21	ELU1/ACIDCOMB/1.4PP_V+1.4PERM_V+1.4ACID_V+0.84VENT1
22	ELU1/ACIDCOMB/1.4PP_V+1.4PERM_V+1.4ACID_V+0.84VENT2
23	ELU1/ACIDCOMB/1.4PP_V+1.4PERM_V+0.7ACID_V+1.4VENT1
24	ELU1/ACIDCOMB/1.4PP_V+1.4PERM_V+0.7ACID_V+1.4VENT2

Figura 3.9: Quadro de combinações de carregamentos geradas pelo TQS®.

As combinações 15 e 23, e 16 e 24, possuem as mesmas cargas e coeficientes de majoração, entretanto, se diferenciam pela majoração ou não da rigidez das vigas de transição para simulação dos efeitos construtivos. Nos casos sem o sufixo “v”, as vigas de transição são enrijecidas conforme critérios definidos previamente, enquanto aquelas com o sufixo, as vigas de transição mantêm inércia à flexão inalterada. Neste estudo optou-se por avaliar as combinações 23 e 24, ou seja, sem a majoração das rigidezes das vigas de transição.

3.3 Modelos Estruturais

A seguir são apresentados os modelos desenvolvidos no estudo. Elaborou-se, inicialmente, 36 modelos diferentes, cuja descrição está nos próximos itens.

3.3.1 Fluxograma de variações dos modelos estruturais

Diversos são os parâmetros geométricos e físicos que influenciam o comportamento não linear da estrutura e do material, bem como da importância deste comportamento frente ao comportamento linear. Para nortear o estudo comparativo entre estratégias de análise objeto deste trabalho, estabelecem-se aqui as seguintes variáveis na composição dos modelos de edificações, bem como de análise:

- **Nível 01 - Número de pavimentos da edificação (N):**

2, 5 e 8 pavimentos.

- **Nível 02 - Comprimento equivalente (H):**

Adotam-se pés-direito de 260 cm, 390 cm e 520 cm, de modo a se ter comprimentos equivalentes, aqui padronizados como de eixo a eixo das vigas de vinculação, de $l_e = 270$ cm, $l_e = 400$ cm e $l_e = 530$ cm, respectivamente, alcançados somando aos pés-direito a espessura das lajes.

- **Nível 03 - Estratégias de simulação dos efeitos globais de 2ª ordem:**

Coeficiente FAV_t , Processo P - Δ e Pórtico NLFG.

- **Nível 04 - Estratégias de simulação dos efeitos locais de 2ª ordem:**

Os lances dos pilares foram analisados, no que diz respeito aos efeitos locais de 2ª ordem, segundo as seguintes três estratégias, além do Pórtico NLFG: MPP com rigidez aproximada, MPP com curvatura aproximada e MPP acoplado a diagramas $M - N - 1/r$.

A Figura 3.10 traz um diagrama esquemático dos 36 modelos de análise gerados.

Conforme se observa, para cada um dos grandes grupos função do número de pavimentos ($N = 5, 2$ e 8), consideram-se três pés-direito, o que permite lidar com diferentes esbeltezes dos pilares, sendo que, para cada pé-direito, consideram-se duas estratégias de análise global de 2ª ordem e três de análise local de 2ª ordem, perfazendo um total de 12 modelos por cada grande grupo.

Adicionalmente, todos os modelos foram processados com o Pórtico NLFG, a fim de produzir um modelo norteador das comparações.

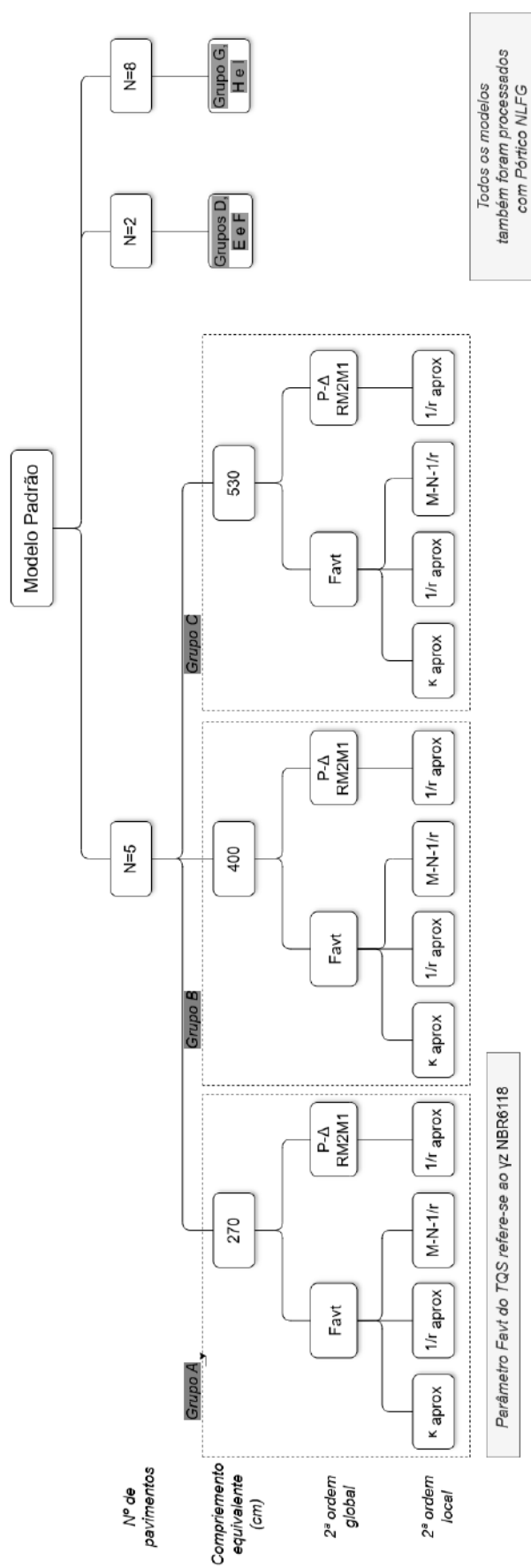


Figura 3.10: Diagrama de parâmetros variados nos modelos.

Os grupos A a I são compostos por 4 modelos cada, sendo cada grupo diferenciado, primeiramente, pelo número de pavimentos (N) e, após, pelo pé-direito. Os Grupos A, B e C possuem 5 pavimentos, com pés-direito iguais a 270cm, 400cm e 530cm, respectivamente. Os Grupos D, E e F possuem 2 pavimentos, com pés-direito iguais a 270cm, 400cm e 530cm, respectivamente. Os Grupos G, H e I possuem 8 pavimentos, com pés-direito iguais a 270cm, 400cm e 530cm, respectivamente.

3.3.2 Nomenclatura dos modelos estruturais

Nas discussões que se seguem, foi adotada a seguinte identificação dos modelos de análise:

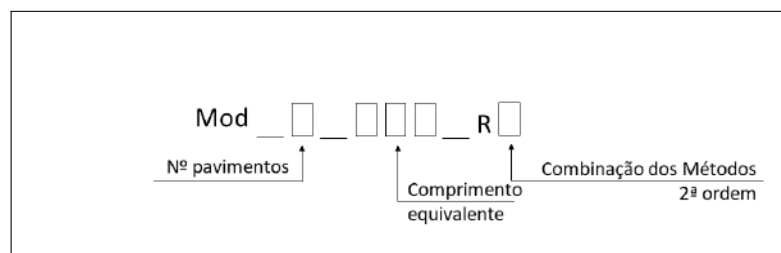


Figura 3.11: Padrão dos modelos de análise.

A Tabela 3.1 apresenta as características dos 36 modelos de análise, em que: RA significa análise global de 2ª ordem segundo o FAV_t e local segundo o MPP com rigidez aproximada; RB significa análise global de 2ª ordem segundo o FAV_t e local segundo o MPP com curvatura aproximada; RC significa análise global de 2ª ordem segundo o FAV_t e local segundo o MPP acoplado a diagramas $M - N - 1/r$ e RD significa análise global de 2ª ordem segundo o $P - \Delta$ e local segundo o MPP com curvatura aproximada. Lembrando que t refere-se ao parâmetro γ_z da norma brasileira.

Tabela 3.1: Características dos modelos elaborados.

Grupo	Modelo	Nº pavimentos	Comp. Equivalente (m)	Método 2ª ordem Global	Método 2ª ordem Local	Versão Pilares
A	Mod_5_270_RA	5	2,70	Gama Z	Rig. Aproximada	Original
	Mod_5_270_RB	5	2,70	Gama Z	Curvat. Aproximada	Original
	Mod_5_270_RC	5	2,70	Gama Z	M-N-1/r	Original
	Mod_5_270_RD	5	2,70	P-Delta	Curvat. Aproximada	Original
B	Mod_5_400_RA	5	4,00	Gama Z	Rig. Aproximada	Rev 01
	Mod_5_400_RB	5	4,00	Gama Z	Curvat. Aproximada	Rev 01
	Mod_5_400_RC	5	4,00	Gama Z	M-N-1/r	Rev 01
	Mod_5_400_RD	5	4,00	P-Delta	Curvat. Aproximada	Rev 01
C	Mod_5_530_RA	5	5,30	Gama Z	Rig. Aproximada	Rev 01
	Mod_5_530_RB	5	5,30	Gama Z	Curvat. Aproximada	Rev 01
	Mod_5_530_RC	5	5,30	Gama Z	M-N-1/r	Rev 01
	Mod_5_530_RD	5	5,30	P-Delta	Curvat. Aproximada	Rev 01
D	Mod_2_270_RA	2	2,70	Gama Z	Rig. Aproximada	Original
	Mod_2_270_RB	2	2,70	Gama Z	Curvat. Aproximada	Original
	Mod_2_270_RC	2	2,70	Gama Z	M-N-1/r	Original
	Mod_2_270_RD	2	2,70	P-Delta	Curvat. Aproximada	Original
E	Mod_2_400_RA	2	4,00	Gama Z	Rig. Aproximada	Original
	Mod_2_400_RB	2	4,00	Gama Z	Curvat. Aproximada	Original
	Mod_2_400_RC	2	4,00	Gama Z	M-N-1/r	Original
	Mod_2_400_RD	2	4,00	P-Delta	Curvat. Aproximada	Original
F	Mod_2_530_RA	2	5,30	Gama Z	Rig. Aproximada	Original
	Mod_2_530_RB	2	5,30	Gama Z	Curvat. Aproximada	Original
	Mod_2_530_RC	2	5,30	Gama Z	M-N-1/r	Original
	Mod_2_530_RD	2	5,30	P-Delta	Curvat. Aproximada	Original
G	Mod_8_270_RA	8	2,70	Gama Z	Rig. Aproximada	Rev 02
	Mod_8_270_RB	8	2,70	Gama Z	Curvat. Aproximada	Rev 02
	Mod_8_270_RC	8	2,70	Gama Z	M-N-1/r	Rev 02
	Mod_8_270_RD	8	2,70	P-Delta	Curvat. Aproximada	Rev 02
H	Mod_8_400_RA	8	4,00	Gama Z	Rig. Aproximada	Rev 02
	Mod_8_400_RB	8	4,00	Gama Z	Curvat. Aproximada	Rev 02
	Mod_8_400_RC	8	4,00	Gama Z	M-N-1/r	Rev 02
	Mod_8_400_RD	8	4,00	P-Delta	Curvat. Aproximada	Rev 02
I	Mod_8_530_RA	8	5,30	Gama Z	Rig. Aproximada	Rev 02
	Mod_8_530_RB	8	5,30	Gama Z	Curvat. Aproximada	Rev 02
	Mod_8_530_RC	8	5,30	Gama Z	M-N-1/r	Rev 02
	Mod_8_530_RD	8	5,30	P-Delta	Curvat. Aproximada	Rev 02

Em alguns modelos, os pilares precisaram ter a sua seção transversal aumentada, em comparação àquela do projeto de referência, de modo a viabilizar o seu dimensionamento mediante às novas condições impostas pelo respectivo modelo. Estes casos estão identificados nas informações da última coluna da Tabela 3.1, cuja descrição se encontra na Tabela 3.2 a seguir.

Tabela 3.2: Seções transversais dos pilares nas versões Rev 01 e Rev 02.

Pilar	Modelo original		Rev 01		Rev 02	
	hx (cm)	hy (cm)	hx (cm)	hy (cm)	hx (cm)	hy (cm)
P1 = P4	20	30	20	30	20	50
P2 = P3	20	40	20	60	20	80
P5 = P6	20	70	20	90	25	200
P9 = P10	20	60	20	80	25	150
P7 = P8	19	70	unidos no núcleo do elevador		unidos no núcleo do elevador	
P11 = P12	19	70				
P13 = P14	20	30	20	40	20	60
P15 = P18	20	40	20	60	20	100
P16 = P17	20	50	20	60	20	100

Na Tabela 3.2 as alterações na seção transversal estão destacadas em vermelho. Para realizar essa mudança de seção, por se tratar de um parâmetro importante para os objetivos da pesquisa, buscou-se preservar o mesmo índice de esbeltez dos pilares ao menos em uma direção. Por exemplo, os pilares P2 e P3 foram mantidos com a sua menor dimensão, 20 cm, enquanto a maior dimensão foi modificada. Dessa forma, a comparação entre grupos de modelos com número de pavimentos diferentes pode também ser feita, ao menos em uma direção do pilar. O TQS[®] define o sistema local de um pilar por meio dos eixos x e y definidos da seguinte forma: a menor dimensão do pilar, independentemente de sua orientação no sistema global, é perpendicular ao eixo x ; conseqüentemente, o eixo local y é perpendicular à maior dimensão. Desta forma, os valores de h_x na Tabela 3.2 são sempre inferiores ao conseqüente h_y (ou igual no caso de pilares com seção quadrada), podendo, pois, o h_x de um dado pilar estar em direção diferente do h_x de um segundo pilar sob a ótica do sistema global, como mostra a Figura 3.12.

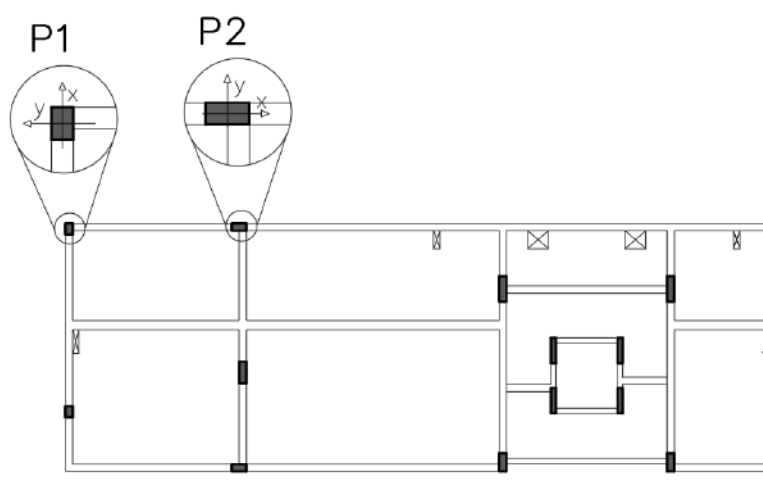
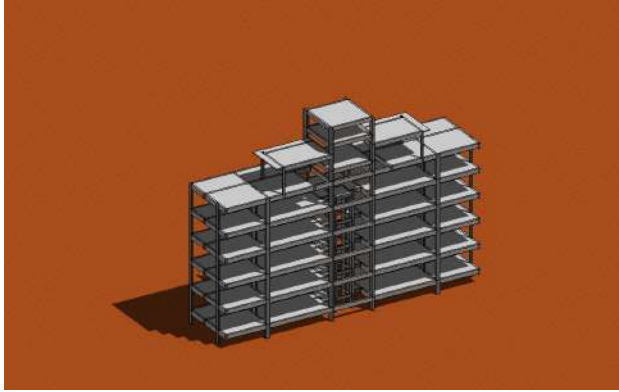
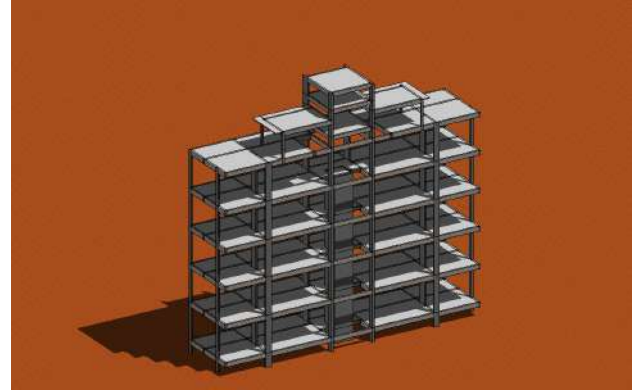
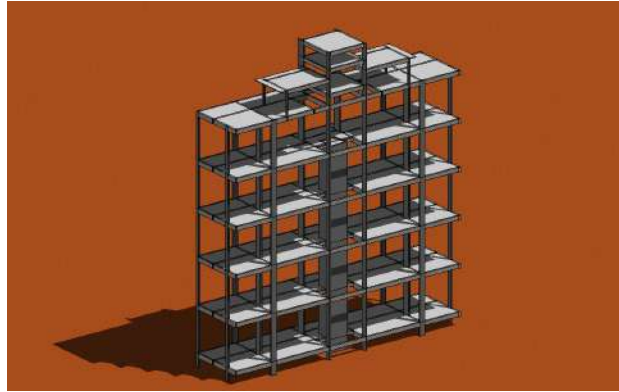


Figura 3.12: Exemplo do sistema de eixos locais dos pilares.

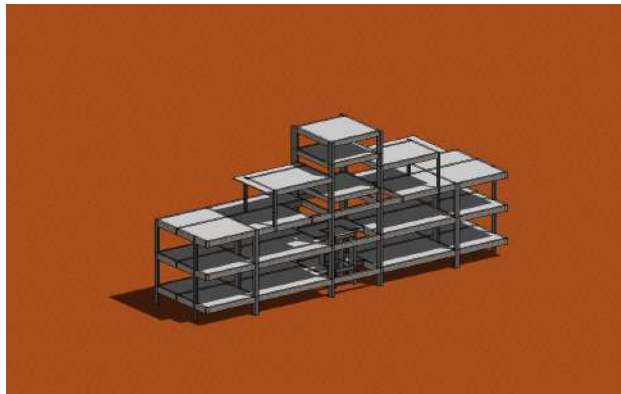
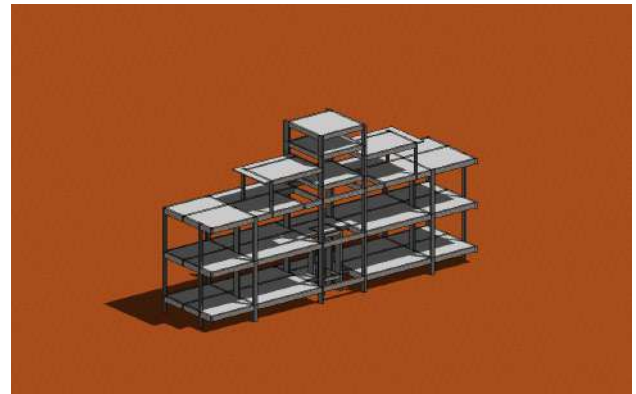
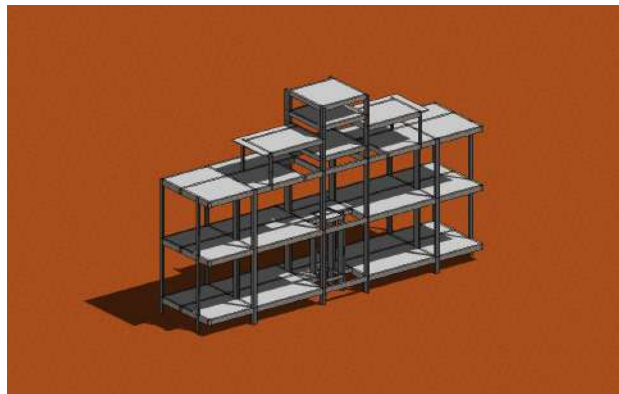
3.3.3 Grupo $N = 5$

Refere-se aos modelos com 5 pavimentos, em que, no subgrupo **A** (**Mod_5_270**), preservam-se todas as informações estruturais do modelo original, ao passo que, nos subgrupos **B** (**Mod_5_400**) e **C** (**Mod_5_530**) os pilares no entorno da caixa de elevador foram unificados, formando um núcleo rígido. Essa alteração foi realizada em virtude do aumento dos esforços nos pilares para pés-direito maiores, sendo, portanto, necessário aumentar a seção transversal dos pilares P7, P8, P11 e P12 de modo que fossem unidos formando a caixa do elevador. A Figura 3.13 ilustra os modelos deste grupo.

(a) $N = 5, l_e = 270 \text{ cm}$ (b) $N = 5, l_e = 400 \text{ cm}$ (c) $N = 5, l_e = 530 \text{ cm}$ **Figura 3.13:** Modelos estruturais de 5 pavimentos.

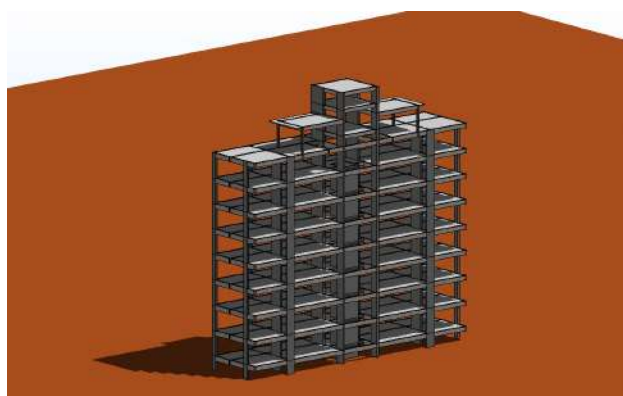
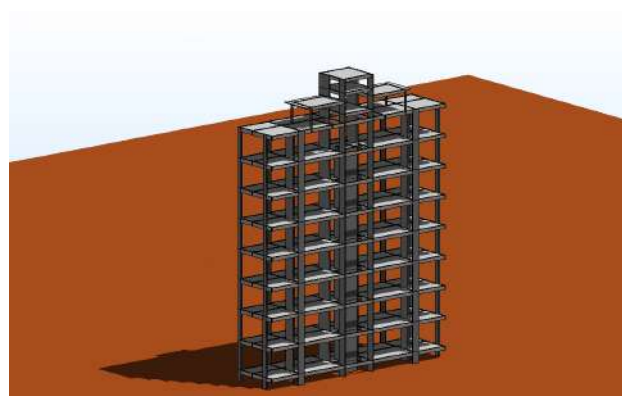
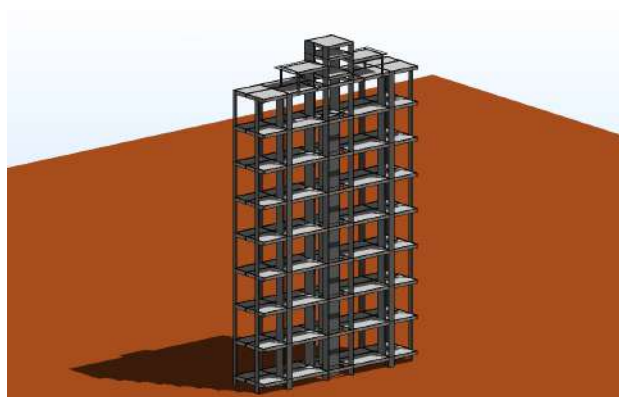
3.3.4 Grupo $N = 2$

Contempla os modelos dos subgrupos **D**, **E** e **F**, cuja geometria dos pilares foram mantidas iguais às do projeto original. Mesmo para aqueles modelos com pé-direito maior, foi possível manter a configuração estrutural original do pavimento devido à redução do número de pavimentos. A Figura 3.14 ilustra os modelos deste grupo.

(a) $N = 2, l_e = 270 \text{ cm}$ (b) $N = 2, l_e = 400 \text{ cm}$ (c) $N = 2, l_e = 530 \text{ cm}$ **Figura 3.14:** Modelos estruturais de 2 pavimentos.

3.3.5 Grupo $N = 8$

Contempla os modelos dos subgrupos **G**, **H** e **I**, cuja geometria dos pilares foram alterados conforme já apresentado na Figura 3.2. A Figura 3.15 ilustra os modelos deste grupo.

(a) $N = 8, l_e = 270$ cm(b) $N = 8, l_e = 400$ cm(c) $N = 8, l_e = 530$ cm**Figura 3.15:** Modelos estruturais de 8 pavimentos.

3.4 Sistemática de análise

A comparação das diferentes estratégias se dará por meio dos valores dos esforços de flexão em alguns dos pilares do edifício. Neste estudo, optou-se por analisar o comportamento de três pilares, a saber: $P1$, $P2$ e $P6$, classificados como pilar de canto, pilar de borda e pilar interno, respectivamente. Para o pilar $P6$, apesar da nomenclatura aqui empregada, deve-se observar que este pilar não consiste em apoio intermediário das vigas que concorrem sobre ele. Foram analisados dois lances destes pilares: o primeiro e o último lance, destacados na Figura 3.16.

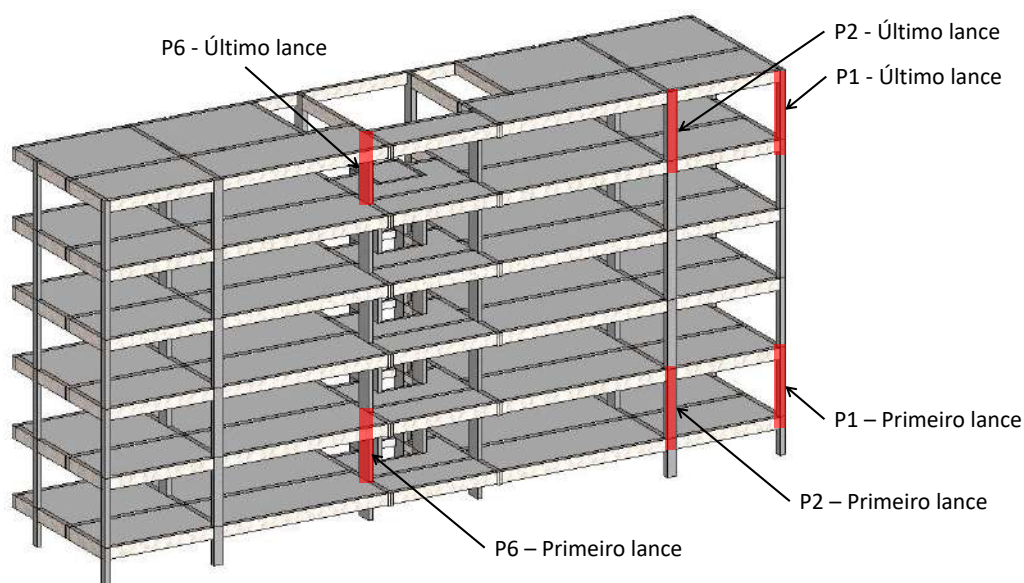


Figura 3.16: Lances avaliados nos pilares objeto de análise, *P1*, *P2* e *P6*.

A depender da estratégia de análise, os esforços internos de flexão são analisados de forma segmentada por meio de três diferentes interfaces disponibilizadas pelo TQS®: o diagrama ELU, o relatório de pilares e a interface do Pórtico NLFG, apresentada anteriormente na Figura 3.3. Vale enfatizar que são esperados que alguns valores de esforços sejam iguais entre determinados modelos de um mesmo grupo, N, em uma ou mais interfaces. Por exemplo, os momentos fletores nas extremidades dos pilares nos Modelos RA, RB e RC são os mesmos tanto no diagrama ELU quanto no relatório de pilares. A Figura 3.17 relaciona as respostas dos modelos de análise RA, RB, RC e RD com as informações de saída destas diferentes interfaces do TQS®.

	Modelo RA	Modelo RB	Modelo RC	Modelo RD
	FAVt κ_{aprox}	FAVt $(1/r)_{aprox}$	FAVt $M - N - 1/r$	$P - \Delta$ $(1/r)_{aprox}$
DIAGRAMA ELU	Mesmo comportamento observado para estes três modelos nesta interface, uma vez que os efeitos globais e locais de 2ª ordem ainda não foram computados.			Não-linearidade geométrica global já considerada nesta interface.
RELATÓRIO DE PILARES	Uma vez que estes três modelos têm os efeitos globais de 2ª ordem considerados segundo a mesma estratégia, FAVt, o mesmo comportamento é observado no que diz respeito aos momentos de extremidade, no entanto, os momentos nas seções intermediárias são distintos, haja vista as diferentes estratégias de análise. Dado o cômputo dos efeitos globais de 2ª ordem, os momentos de extremidade extraídos desta interface são distintos daqueles resultantes do diagrama ELU.			Uma vez que, no processo $P - \Delta$, os efeitos globais de 2ª ordem já estão no diagrama ELU, os momentos de extremidade aqui apresentados são os mesmos daquela interface. Nesta interface, a distinção em relação ao diagrama ELU diz respeito aos efeitos locais de 2ª ordem, isto é, aos momentos na seção intermediária.
PÓRTICO NLFG	Podem surgir esforços diferentes em todos os modelos pois o detalhamento da armação, levado em consideração nesta estratégia de análise, pode ser distinto, sendo os resultados aqui obtidos com ambas as não-linearidades geométricas, local e global, já incorporadas.			

Figura 3.17: Modelos de análise versus informações de saída das interfaces do TQS®.

Capítulo 4

RESULTADOS

Neste Capítulo, são sintetizados os resultados para os esforços de flexão para cada direção de ação do vento (0° e 270°) para os três pilares selecionados: $P1$ (pilar de canto), $P2$ (pilar de borda) e $P6$ (pilar interno). A resposta oriunda do modelo NLFG é identificada por $NLFG$ e possui a cor cinza nos gráficos. A inclinação do diagrama de momento fletor nos modelos de referência (NLFG) não é perfeitamente constante, entretanto, para visualização neste trabalho, traçou-se uma reta a partir dos valores de extremidade sem grandes perdas de representatividade, pois, os gráficos apresentam inclinação praticamente constante em cada subelemento da discretização. Tal fato advém dos efeitos locais serem computados ao longo de todo o lance do pilar, a cada subelemento, de modo que o traçado aqui apresentado se distingue daquele observado para as estratégias de análise aproximadas apresentadas na ABNT NBR 6118 (2023), que por sua vez consiste em interpolações lineares por meio dos valores de extremidade e o valor intermediário. Além disso, as vinculações nos extremos dos lances dos pilares são feitas de forma mais realista no modelo NLFG, sem a idealização de pilar biapoiado, como no caso do MPP.

Para cada pilar, é apresentada uma tabela sintetizando suas dimensões, seu índice de esbeltez e os valores de esbeltez limite para cada direção principal, onde:

λ_x é o valor da esbeltez relativa ao eixo x;

λ_y é o valor da esbeltez relativa ao eixo y;

$\lambda_{1x}^{0^\circ}$ é o valor da esbeltez limite relativa ao eixo x quando o vento atua a 0° ;

$\lambda_{1y}^{0^\circ}$ é o valor da esbeltez limite relativa ao eixo y quando o vento atua a 0° ;

$\lambda_{1x}^{270^\circ}$ é o valor da esbeltez limite relativa ao eixo x quando o vento atua a 270° ;

$\lambda_{1y}^{270^\circ}$ é o valor da esbeltez limite relativa ao eixo y quando o vento atua a 270° .

Ao final de cada grupo são apresentadas conclusões a respeito dos efeitos locais e globais daquele conjunto.

Nem sempre avaliar apenas os momentos fletores nos pilares é a melhor forma de confrontar as estratégias de análise estrutural. Confrontar os valores de forma isolada, ou seja, por seção e por direção, pode mascarar o comportamento global, sobretudo, tendo em vista que o dimensionamento é realizado sob a ótica da seção com esforços críticos ao longo do lance do pilar. Em outras palavras, o fato de uma seção específica apresentar valores para momentos fletores menores que os obtidos pois meio de uma estratégia vista como mais precisa, não significa que o dimensionamento aos estados limites do lance completo do pilar estaria comprometido.

Sendo assim, a título de comparação das estratégias, também serão apresentadas neste contexto as tensões máximas de compressão nos pilares a partir dos valores dos momentos fletores e esforço normal. A chamada **tensão de referência** é definida como aquela apresentada na fibra mais comprimida em uma das seções consideradas dentro do lance do pilar, em Estádio I (concreto não fissurado) com carregamentos com combinação última normal, investigada segundo os esforços causados pelo vento em ambas as direções. O objetivo é comparar o valor crítico de cada modelo para o mesmo lance de pilar.

4.1 Grupo A

As características do edifício do Grupo A, incluindo a classificação quanto à sua deslocabilidade baseada no parâmetro γ_z da ABNT NBR 6118 (2023) ($FAVt$ do TQS), são apresentadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Características do edifício do Grupo A.

Grupo	Nº pavimentos	Comp. Equivalente (m)	
A	5	2,70	
	γ_z	α	Classificação
Vento a 0°	1,13	0,833	Nós Móveis
Vento a 270°	1,04	0,490	Nós fixos

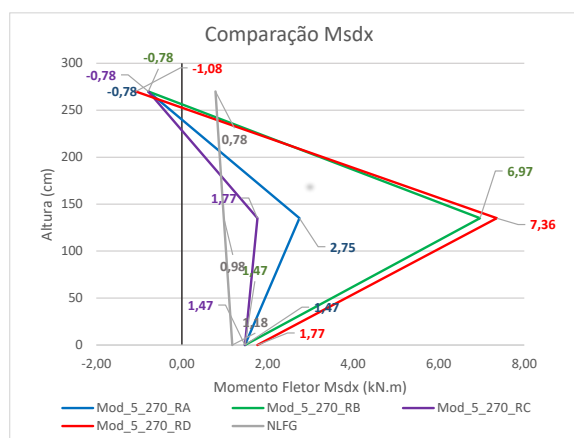
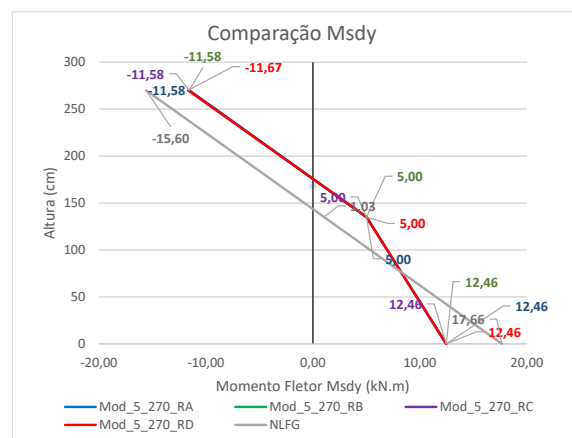
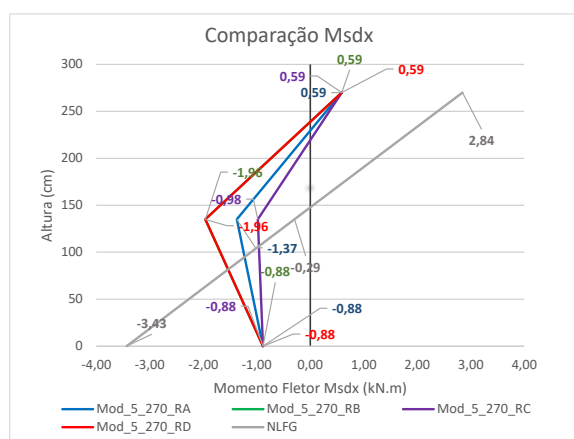
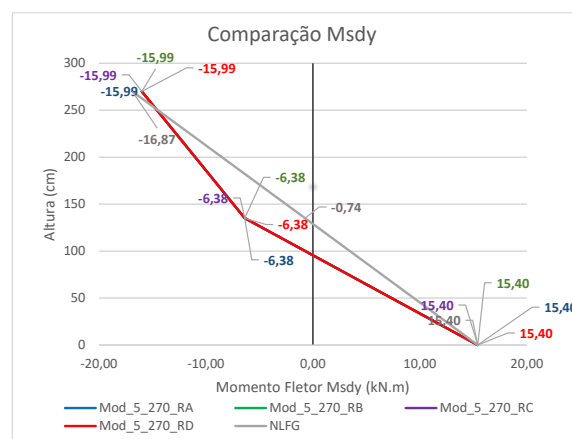
4.1.1 Pilar P1

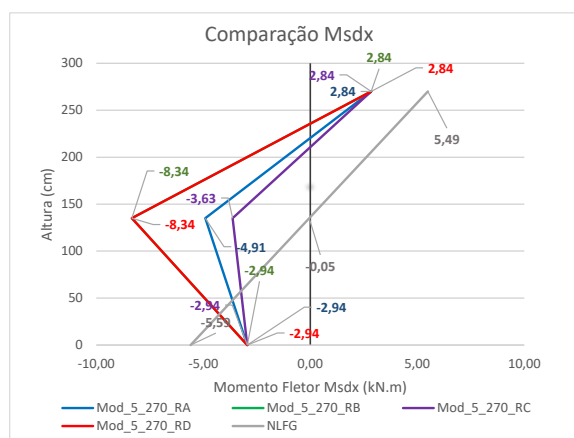
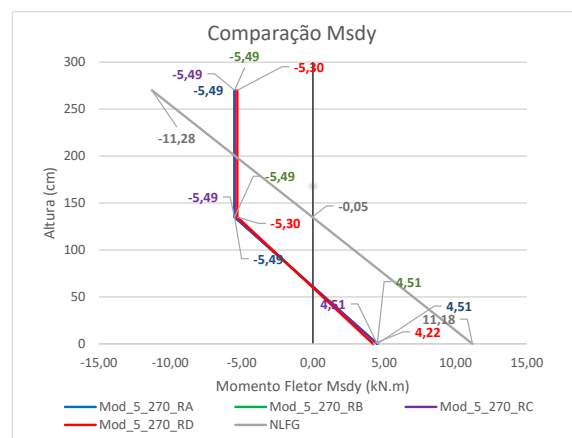
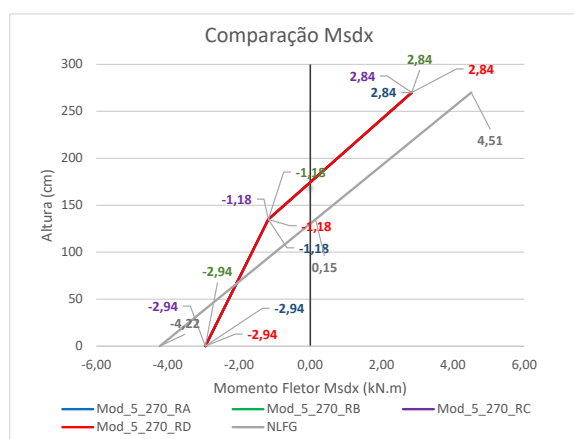
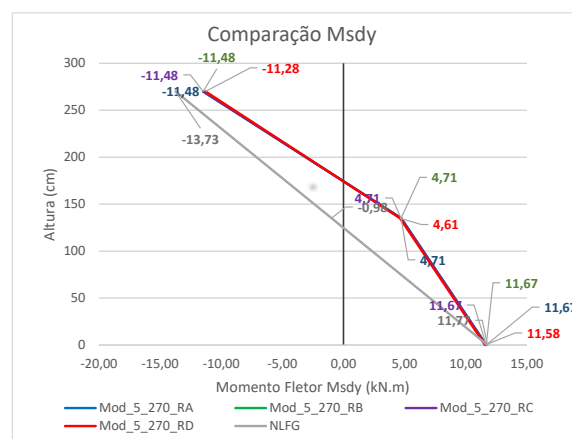
As características do Pilar P1 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo A são apresentadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Características do Pilar P1 do Grupo A.

Pilar	h _x (cm)	h _y (cm)	λ _x		λ _y		Esforço Normal (kN)	
P1	20	30	46,8		31,2			
Valores de Esbeltez limite			λ ^{0º} _{1x}	λ ^{270º} _{1x}	λ ^{0º} _{1y}	λ ^{270º} _{1y}	N ^{0º} _d	N ^{270º} _d
Primeiro lance			35,0	35,0	66,8	35,0	304,7	298,7
Último lance			35,0	70,7	90,0	84,2	56,4	55,9

Nas figuras 4.1 a 4.4, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270°.

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.1:** Grupo A, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 0°.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.2:** Grupo A, Pilar P1, Último lance, Vento a 0°.

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.3:** Grupo A, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 270º.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.4:** Grupo A, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 270º.

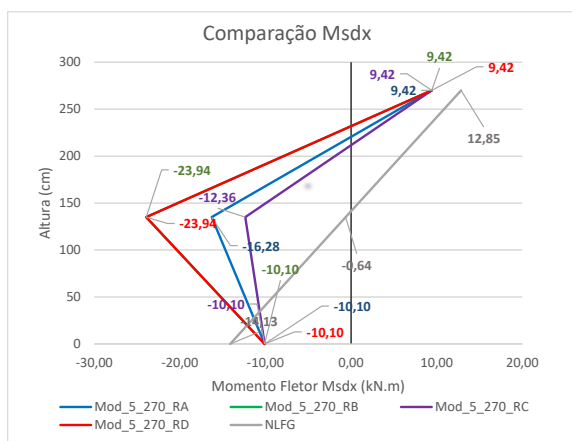
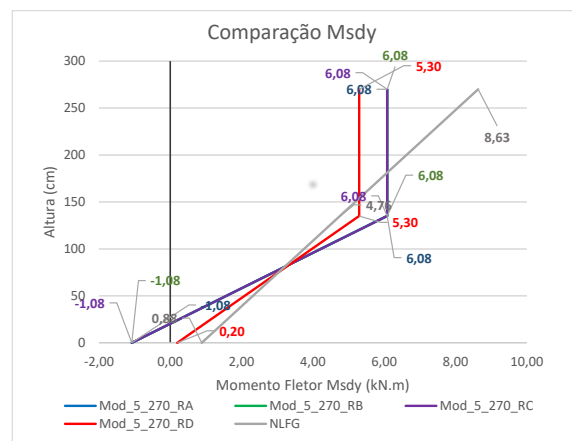
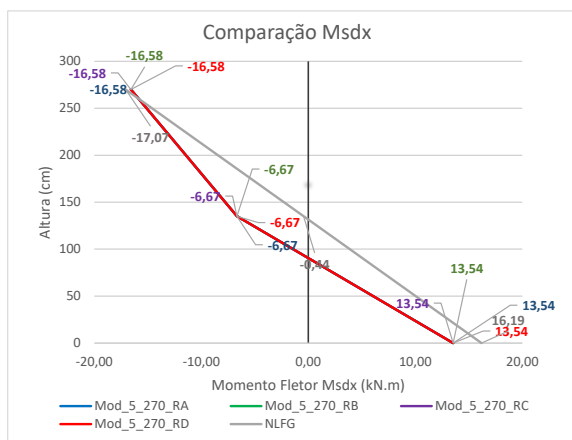
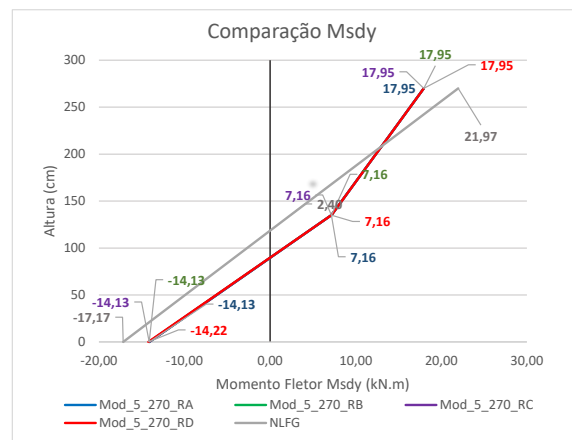
4.1.2 Pilar P2

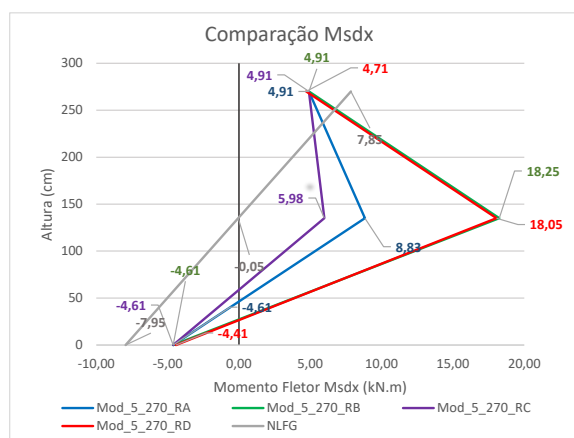
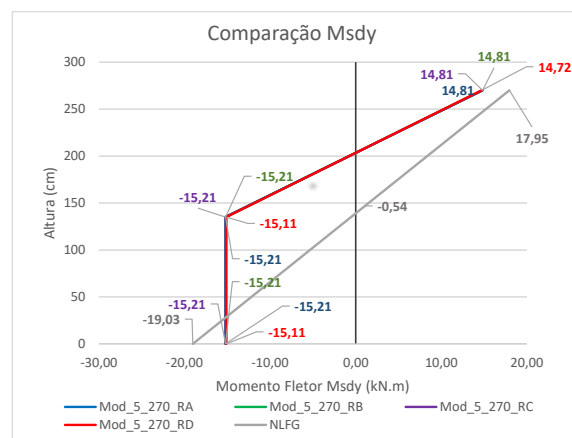
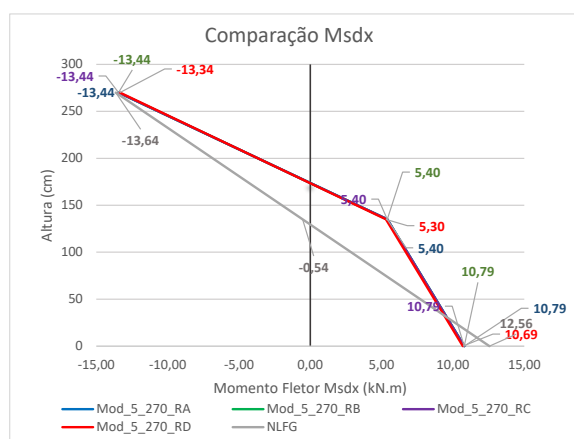
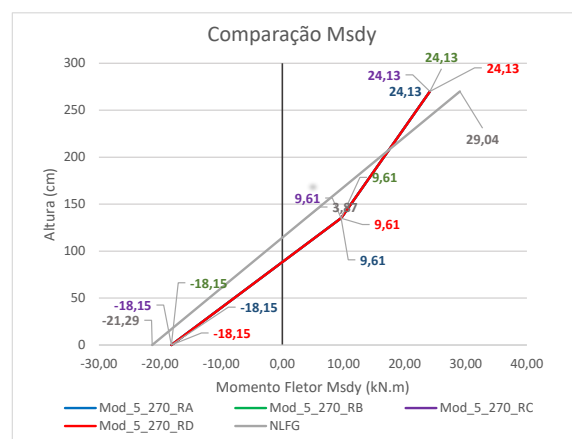
As características do Pilar P2 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo A são apresentadas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3: Características do Pilar P2 do Grupo A.

Pilar	h _x (cm)	h _y (cm)	λ _x		λ _y		Esforço Normal (kN)	
<u>P2</u>	20	40	46,8		23,4			
<u>Valores de Esbeltez limite</u>			λ ^{0º} _{1x}	λ ^{270º} _{1x}	λ ^{0º} _{1y}	λ ^{270º} _{1y}	N ^{0º} _d	N ^{270º} _d
Primeiro lance			35,0	35,0	35,0	35,0	819,2	771,0
Último lance			76,8	74,4	70,2	73,1	181,7	177,2

Nas figuras 4.5 a 4.8, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.5:** Grupo A, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 0° .(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.6:** Grupo A, Pilar P2, Último lance, Vento a 0° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.7:** Grupo A, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 270º.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.8:** Grupo A, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 270º.

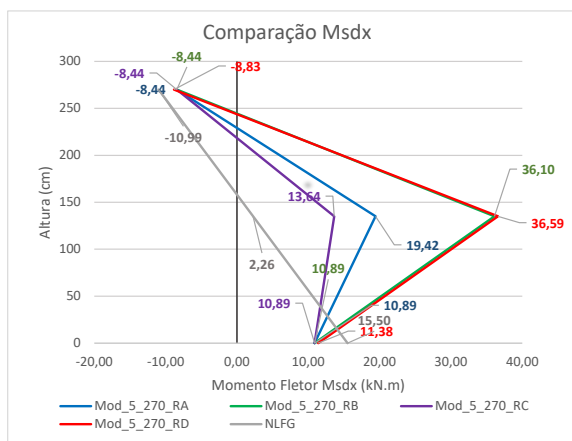
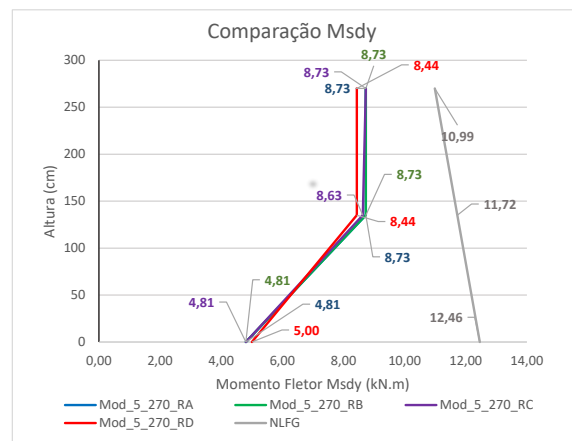
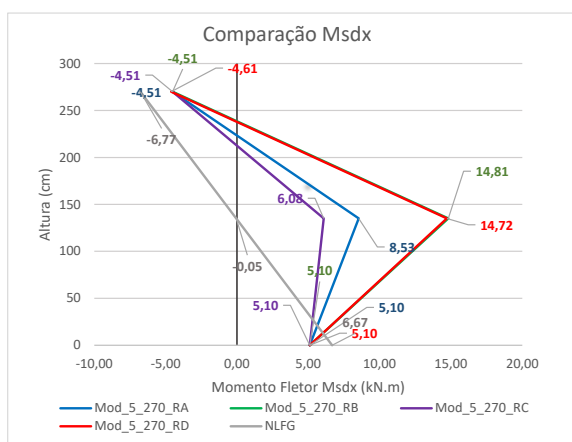
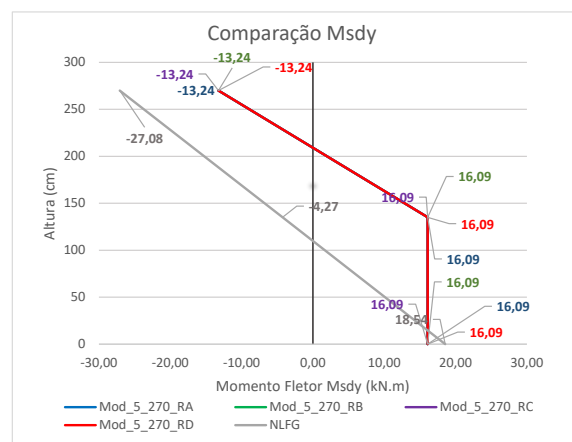
4.1.3 Pilar P6

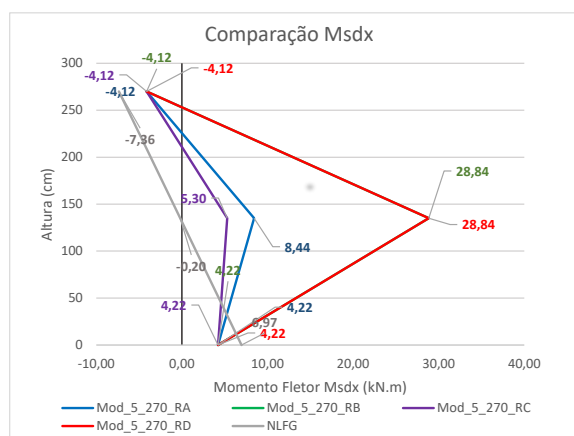
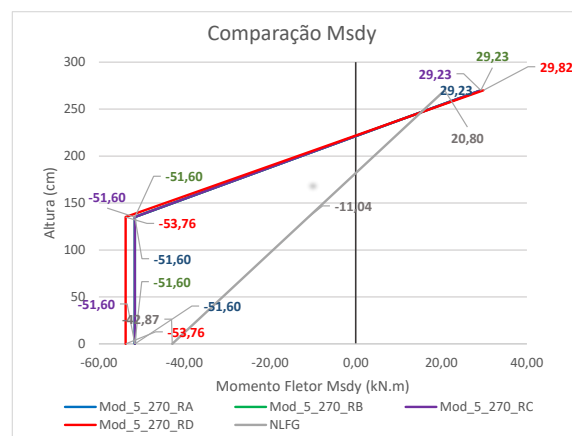
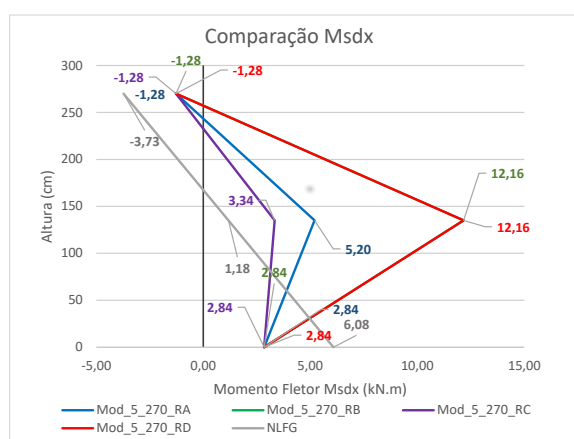
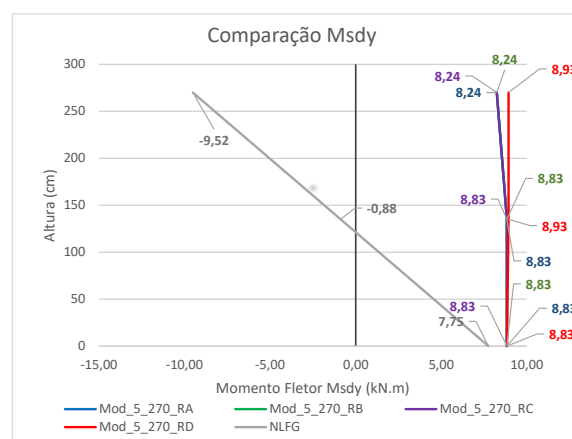
As características do Pilar P6 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo A são apresentadas na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Características do Pilar P6 do Grupo A.

Pilar	h_x (cm)	h_y (cm)	λ_x	λ_y	Esforço Normal (kN)	
P6	20	70	46,8	13,4		
Valores de Esbeltez limite					$N_d^{0^\circ}$	$N_d^{270^\circ}$
Primeiro lance			35,0	35,0	1588,9	1502,1
Último lance			35,0	35,0	530,7	509,7

Nas figuras 4.9 a 4.12, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} Figura 4.9: Grupo A, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 0° .(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} Figura 4.10: Grupo A, Pilar P6, Último lance, Vento a 0° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.11:** Grupo A, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 270º.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.12:** Grupo A, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 270º.

4.1.4 Conclusão Grupo A

- Avaliação dos efeitos globais: de acordo com o valor de γ_z , a estrutura deste grupo é classificada como de nós móveis para vento a 0º e de nós fixos para vento a 270º. Para número de pavimentos $N = 5$ é permitido aproximar os efeitos globais com auxílio do valor de γ_z , sendo, pois, obrigatória a sua consideração apenas para o caso de vento a 0º. Os valores de extremidade ficam bem próximos quando calculados por meio do $P - \Delta$ e γ_z , o que é

esperado em função γ_z ser menor que 1,30. Apesar de, majoritariamente, os valores globais obtidos por meio do $P - \Delta$ e γ_z apresentarem o mesmo comportamento, nenhum valor coincidiu com aqueles calculados pelo modelo NLFG, cujos esforços, em módulo, foram maiores em quase todos os casos avaliados. Por exemplo, para o pilar P1, apenas o primeiro lance com vento a 0° apresentou momentos nas extremidades menores no modelo NLFG se comparado aos modelos com γ_z e $P - \Delta$. Os demais valores são inferiores aos obtidos com NLFG, podendo chegar a uma diferença de até 80%.

- Avaliação dos efeitos locais: todos os pilares possuem λ menor que 90, podendo, segundo a ABNT NBR 6118 (2023), empregar o Método do Pilar Padrão (MPP) com curvatura ou rigidez aproximada para se simular os efeitos locais. Os seguintes lances tiveram consideração de efeitos locais de 2ª ordem: primeiro lance dos três pilares na direção de X; último lance do pilar P1 na direção de X com vento a 0° ; último lance do pilar P6 na direção de X com vento nas duas direções. Nestes casos, percebeu-se momentos fletores maiores, em média, 41% aplicando MPP com κ_{aprox} , e 184% aplicando $(1/r)_{\text{aprox}}$, se comparado ao MPP acoplado a diagramas $M - N - 1/r$. Os valores obtidos com emprego de MPP com $(1/r)_{\text{aprox}}$ tendem a ser maiores, como se observa nos primeiros lances dos pilares P1 e P2. Na maioria dos casos, os pilares com efeitos locais considerados por meio do MPP apresentaram valores de momentos superiores aos do modelo NLFG.

Na Tabela 4.5 são apresentadas as *tensões de referência* para cada estratégia de análise, com a respectiva seção na qual atua, sendo: B para base, M para seção intermediária e T para topo; além do caso de vento atuante.

Tabela 4.5: Tensões de referência do Grupo A (kN/m^2).

MODELOS GRUPO A	PILAR P1		PILAR P2		PILAR P6	
	Primeiro Lance	Último Lance	Primeiro Lance	Último Lance	Primeiro Lance	Último Lance
$\gamma_z / \kappa_{\text{aprox}}$	11798 (B-0°)	9131 (T-0°)	16995 (M-270°)	13784 (T-270°)	22303 (M-270°)	7761 (M-0°)
$\gamma_z / (1/r)_{\text{aprox}}$	11798 (B-0°)	9131 (T-0°)	18760 (M-270°)	13784 (T-270°)	23552 (M-270°)	8145 (M-0°)
$\gamma_z / M - N - 1/r$	11798 (B-0°)	9131 (T-0°)	16461 (M-270°)	13784 (T-270°)	22111 (M-270°)	7611 (M-0°)
$P\Delta / (1/r)_{\text{aprox}}$	11883 (B-0°)	9131 (T-0°)	18668 (M-270°)	13765 (T-270°)	23995 (M-270°)	8139 (M-0°)
NLFG	14347 (B-0°)	10224 (T-0°)	18104 (B-270°)	15555 (T-270°)	20407 (B-270°)	9941 (T-0°)

B - Base ; M - Seção intermediária ; T - Topo

De maneira geral, com exceção, por exemplo, do último lance do pilar P6, os lances nos quais foi necessário calcular os efeitos locais, as maiores tensões de referência foram obtidas com aplicação do MPP com $(1/r)_{\text{aprox}}$, na seção intermediária, como, por exemplo, o primeiro lance dos pilares P2 e P6. No último lance do pilar P6, os valores obtidos por meio do MPP nas seções intermediárias, isto é, mesmo com efeitos locais considerados, não foram maiores que a tensão de referência no topo do pilar com uso do modelo NLFG. Onde não houve acréscimo decorrente dos efeitos locais de 2ª ordem, por exemplo, ambos os lances do pilar P1, o modelo NLFG apresentou tensões maiores, respectivamente. Ou seja, os modelos aproximados por meio do MPP apresentaram valores contra a segurança para o pilar de canto P1.

4.2 Grupo B

As características do edifício do Grupo B, incluindo a classificação quanto à sua deslocabilidade baseada no parâmetro γ_z da ABNT NBR 6118 (2023) ($FAVt$ do TQS), são apresentadas na Tabela 4.6.

Tabela 4.6: Características do edifício do Grupo B.

Grupo	Nº pavimentos	Comp. Equivalente (m)	Classificação
	γ_z	α	
B	5	4,00	
Vento a 0°	1,04	0,561	Nós fixos
Vento a 270°	1,04	0,491	Nós fixos

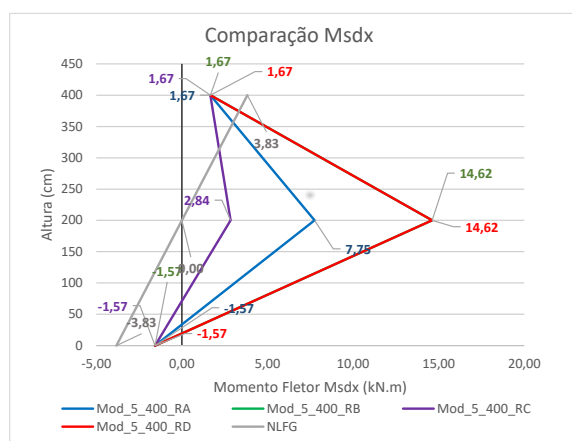
4.2.1 Pilar P1

As características do Pilar P1 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo B são apresentadas na Tabela 4.7.

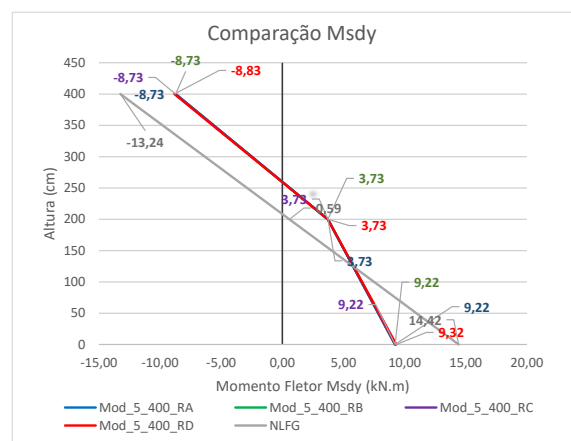
Tabela 4.7: Características do Pilar P1 do Grupo B.

Pilar	h_x (cm)	h_y (cm)	λ_x	λ_y	Esforço Normal (kN)	
P1	20	30	69,3	46,2	$N_d^{0^\circ}$	$N_d^{270^\circ}$
Valores de Esbeltez limite			$\lambda_{1x}^{0^\circ}$	$\lambda_{1x}^{270^\circ}$	$\lambda_{1y}^{0^\circ}$	$\lambda_{1y}^{270^\circ}$
Primeiro lance			35,0	35,0	65,5	35,0
Último lance			35,0	69,2	84,1	74,8
					59,1	57,4

Nas figuras 4.13 a 4.16, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

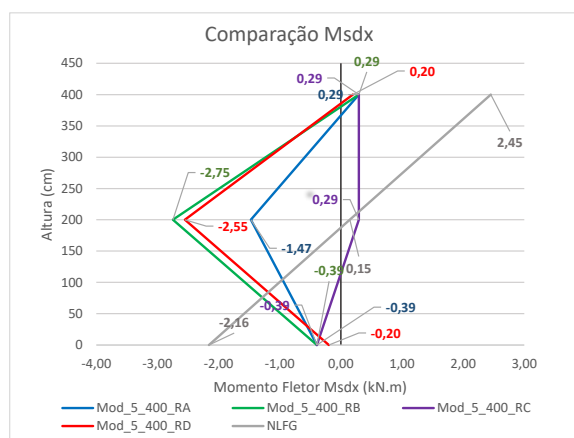
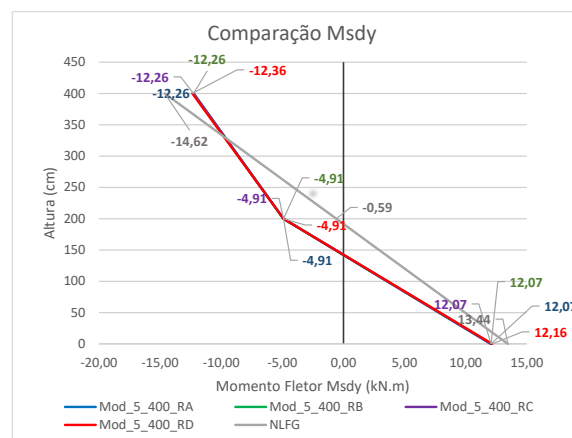
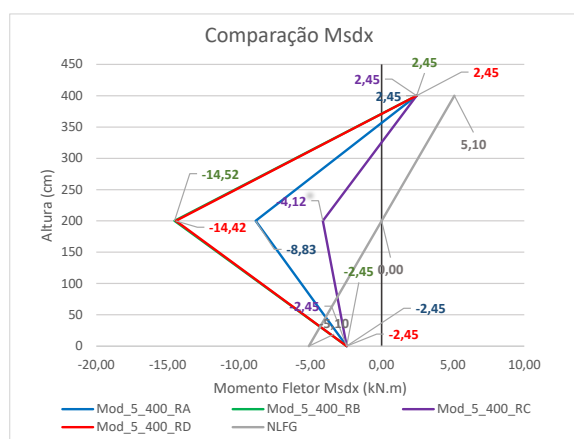
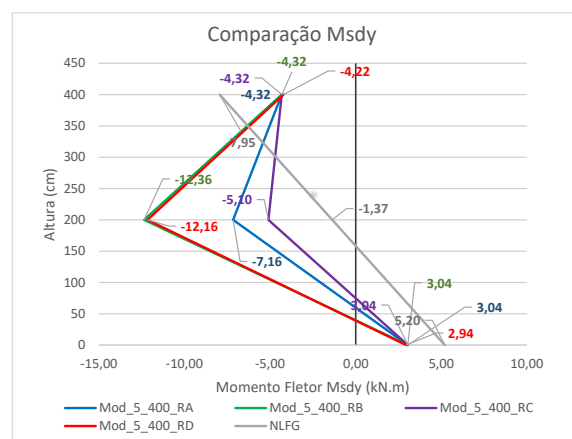


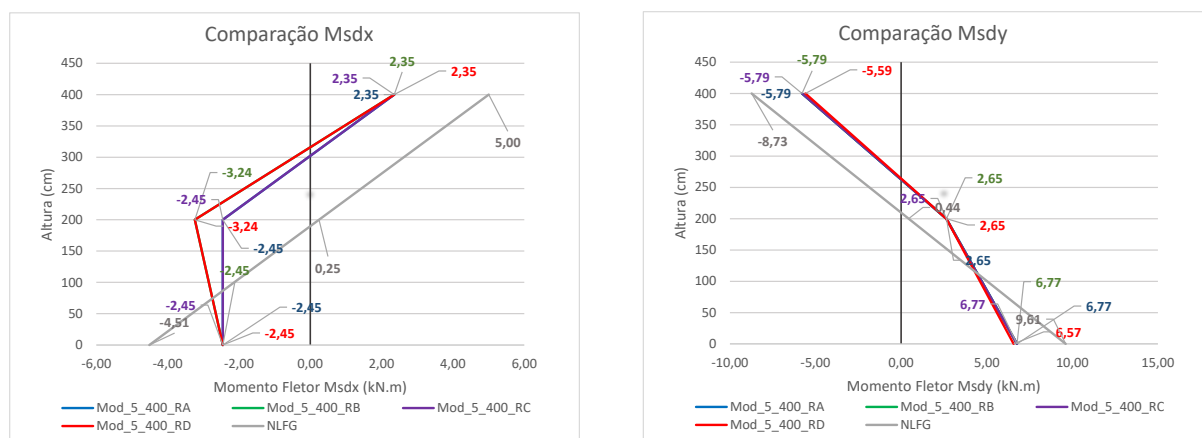
(a) Momento Fletor M_{sdx}



(b) Momento Fletor M_{sdy}

Figura 4.13: Grupo B, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 0° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.14:** Grupo B, Pilar P1, Último lance, Vento a 0°.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.15:** Grupo B, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 270°.

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.16:** Grupo B, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 270º.

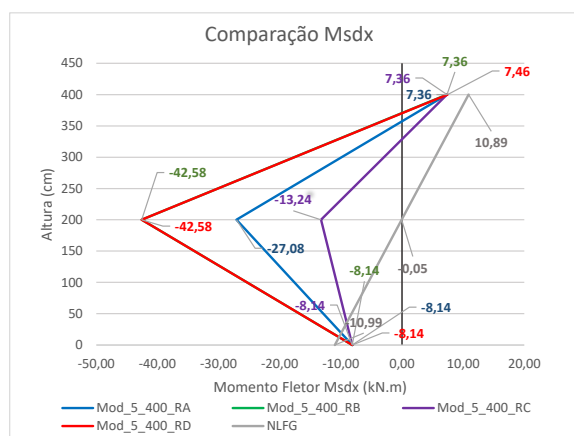
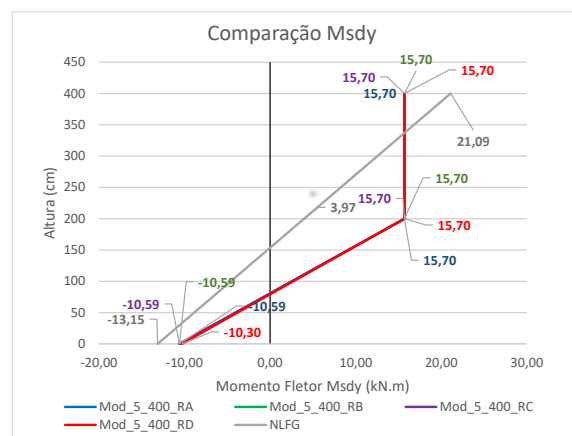
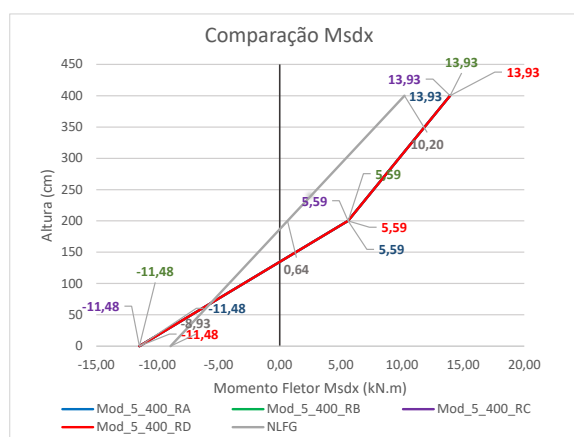
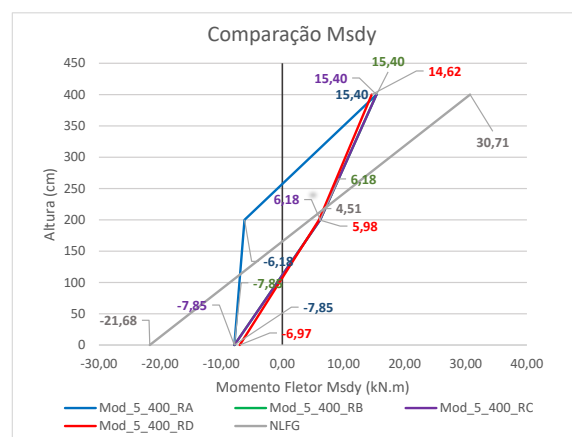
4.2.2 Pilar P2

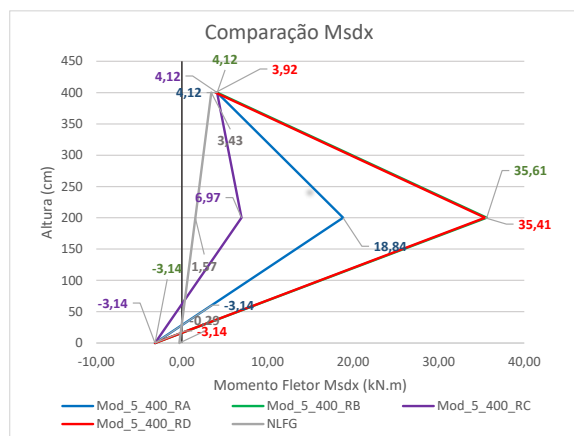
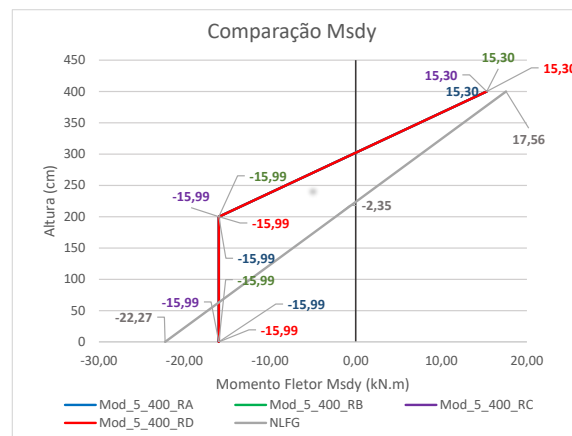
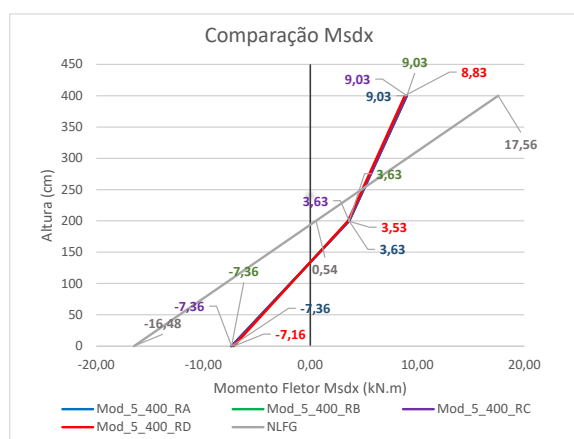
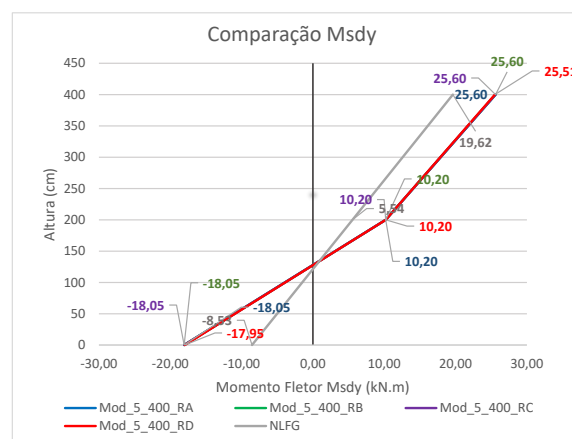
As características do Pilar P2 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo B são apresentadas na Tabela 4.8.

Tabela 4.8: Características do Pilar P2 do Grupo B.

Pilar	h _x (cm)	h _y (cm)	λ _x		λ _y		Esforço Normal (kN)	
P2	20	60	69,3		23,1			
Valores de Esbeltez limite			λ _{1x} ^{0º}	λ _{1x} ^{270º}	λ _{1y} ^{0º}	λ _{1y} ^{270º}	N _d ^{0º}	N _d ^{270º}
Primeiro lance			35,0	35,0	35,0	35,0	860,4	789,7
Último lance			73,9	70,2	66,7	69,8	190,6	182,0

Nas figuras 4.17 a 4.20, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0º e 270º.

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.17:** Grupo B, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 0°.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.18:** Grupo B, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 0°.

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.19:** Grupo B, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 270°.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.20:** Grupo B, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 270°.

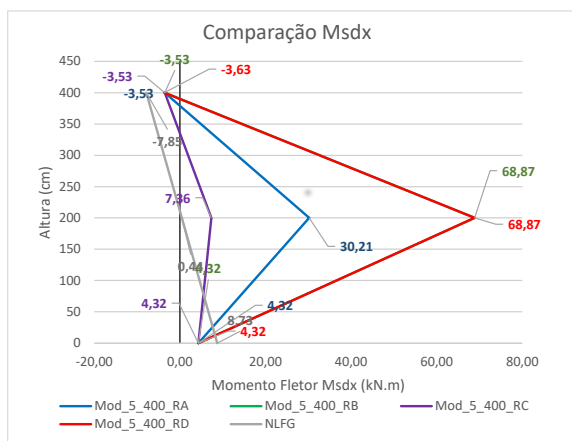
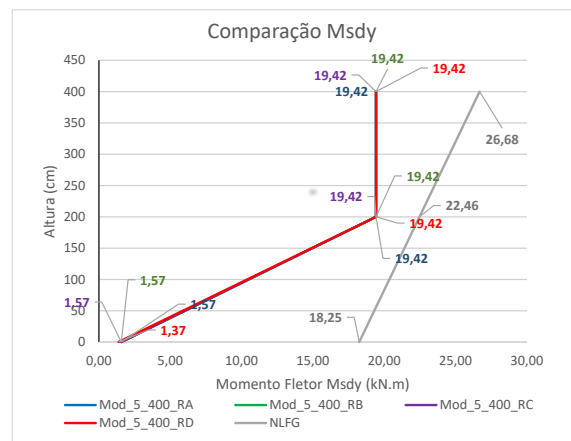
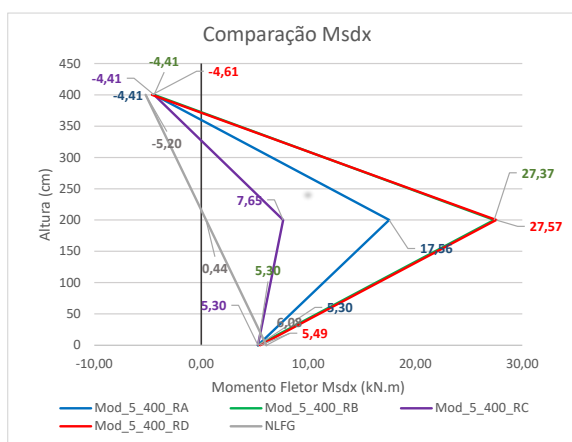
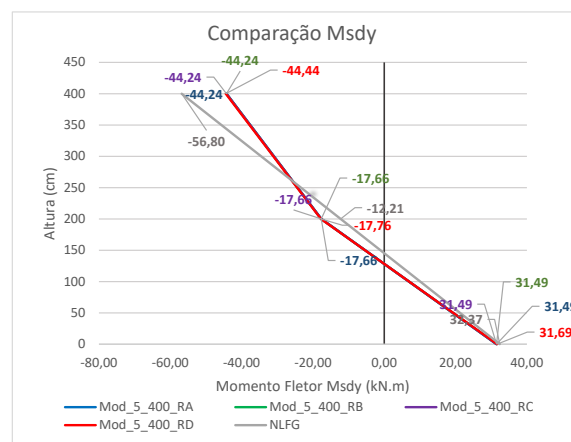
4.2.3 Pilar P6

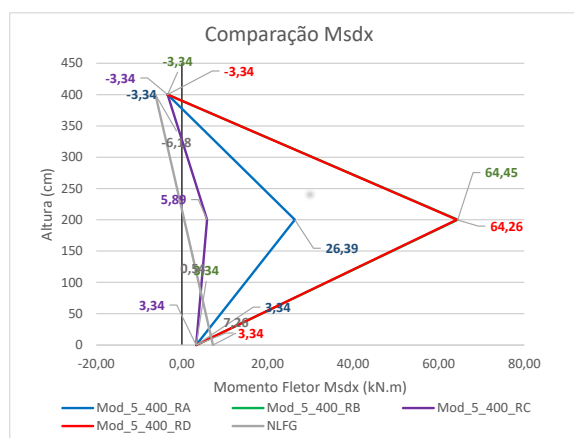
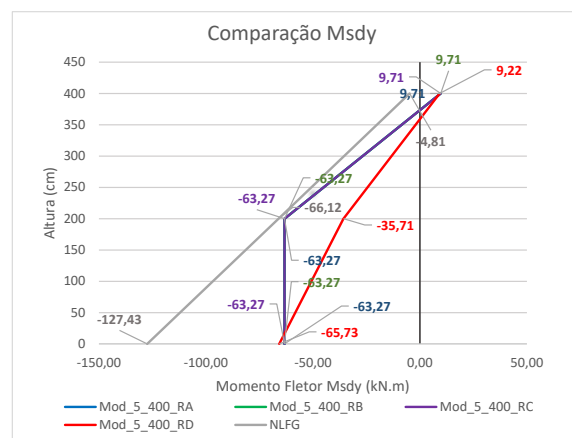
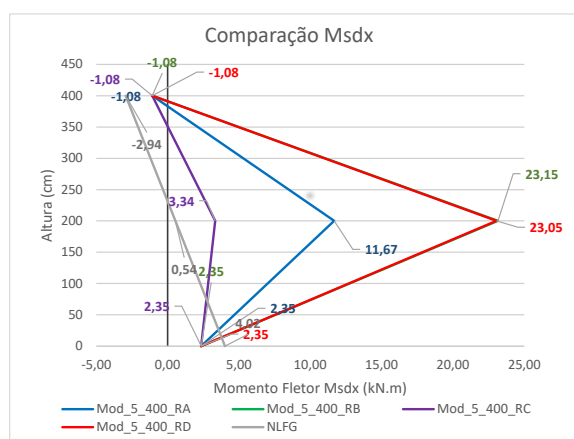
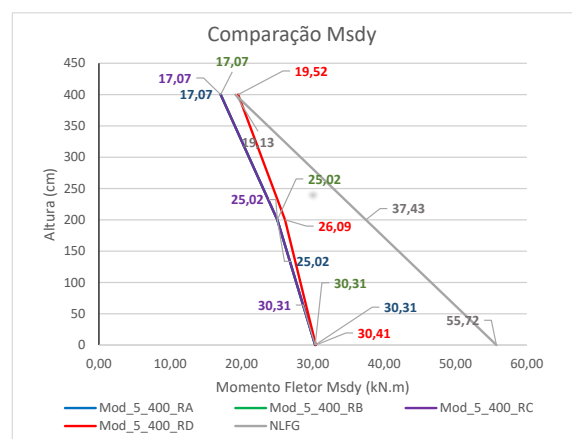
As características do Pilar P6 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo B são apresentadas na Tabela 4.9.

Tabela 4.9: Características do Pilar P6 do Grupo B.

Pilar	h _x (cm)	h _y (cm)	λ _x		λ _y		Esforço Normal (kN)	
P6	20	90	69,3		15,4			
Valores de Esbeltez limite			λ _{1x} ^{0º}	λ _{1x} ^{270º}	λ _{1y} ^{0º}	λ _{1y} ^{270º}	N _d ^{0º}	N _d ^{270º}
Primeiro lance			35,0	35,0	35,0	35,0	1656,3	1526,2
Último lance			35,0	35,0	65,3	35,0	552,3	519,8

Nas figuras 4.21 a 4.24, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.21:** Grupo B, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 0° .(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.22:** Grupo B, Pilar P6, Último lance, Vento a 0° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.23:** Grupo B, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 270º.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.24:** Grupo B, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 270º.

4.2.4 Conclusão Grupo B

- Avaliação dos efeitos globais: de acordo com o valor de γ_z , a estrutura deste grupo é classificada como de nós fixos para vento nas duas direções, sendo dispensado o cálculo dos efeitos globais de 2ª ordem. Diferentemente do Grupo A, a caixa de elevador é composta por pilares paredes, tornando a estrutura mais rígida. Os valores dos momentos de extremidade ficam bem próximos

quando calculados por meio do $P - \Delta$ e γ_z ($\gamma_z \leq 1,3$). Aqui também, apesar de, majoritariamente, os valores globais obtidos por meio do $P - \Delta$ e γ_z apresentarem o mesmo comportamento, nenhum valor coincidiu com aqueles calculados pelo modelo NLFG. Em alguns casos, como o de vento a 270° no Pilar P6, o modelo NLFG apresentou momentos na direção de Y na ordem de duas vezes os obtidos por meio do γ_z e $P - \Delta$. Uma possível justificativa é a não redução abrupta da rigidez dos elementos quando avaliado pelo modelo NLFG, diferente dos Modelos RA a RD.

- Avaliação dos efeitos locais: todos os pilares possuem λ menor que 90, podendo ser empregado o MPP com curvatura ou rigidez aproximadas para simulação dos efeitos locais de 2ª ordem. Os seguintes lances, com base no $\lambda_{1,1}$, tiveram consideração de efeitos locais de 2ª ordem: primeiro e último lances dos pilares P1 e P6 na direção de X; apenas o primeiro lance do pilar P2 na direção de X; primeiro lance do pilar P1 na direção de Y com vento a 270° . Nestes casos, percebeu-se momentos fletores maiores, em média, 204% aplicando MPP com κ_{aprox} , e 495% aplicando $(1/r)_{\text{aprox}}$, se comparado ao MPP acoplado a diagramas $M - N - 1/r$. Os valores obtidos com emprego de MPP com $(1/r)_{\text{aprox}}$ tendem a ser maiores, como nos primeiros lances dos pilares P1 e P2. Na maioria dos casos, os pilares com efeitos locais aproximados por meio do MPP apresentaram valores de momentos superiores aos do modelo NLFG.

Na Tabela 4.10 são apresentadas as *tensões de referência* para cada modelo.

Tabela 4.10: Tensões de referência do Grupo B (kN/m^2).

MODELOS GRUPO B	PILAR P1		PILAR P2		PILAR P6	
	Primeiro Lance	Último Lance	Primeiro Lance	Último Lance	Primeiro Lance	Último Lance
$\gamma_z / \kappa_{\text{aprox}}$	11528 (M-270°)	7214 (T-0°)	13351 (M-0°)	8670 (T-270°)	20002 (M-270°)	10606 (T-0°)
$\gamma_z / (1/r)_{\text{aprox}}$	16025 (M-270°)	7214 (T-0°)	14642 (M-0°)	8670 (T-270°)	21412 (M-270°)	10606 (T-0°)
$\gamma_z / M - N - 1/r$	10539 (B-0°)	7214 (T-0°)	12198 (M-0°)	8670 (T-270°)	19243 (M-270°)	10606 (T-0°)
$P\Delta / (1/r)_{\text{aprox}}$	15874 (M-270°)	7228 (T-0°)	14646 (M-0°)	8626 (T-270°)	19530 (B-270°)	10646 (T-0°)
NLFG	13925 (B-0°)	8970 (T-0°)	13172 (T-0°)	9905 (T-0°)	29882 (B-270°)	12609 (T-0°)

B - Base ; M - Seção intermediária ; T - Topo

Alguns lances de pilares, mesmo com a consideração dos efeitos locais de 2ª ordem, não apresentaram a parcela referente a estes efeitos expressiva, de modo que as seções críticas foram a de topo ou a de base, como no caso do último lance do pilar P1. Para o último lance dos três pilares, o modelo crítico foi o NLFG, ou seja, os modelos avaliados segundo as estratégias aproximadas da ABNT NBR 6118 (2023) apresentaram valores contra a segurança.

Já nos pilares em que a seção intermediária é a crítica, as maiores tensões de referência foram observadas com a aplicação do MPP com $(1/r)_{\text{aprox}}$, como, por exemplo, o primeiro lance dos pilares P1 e P2. No primeiro lance do pilar P6, as tensões de referência para os dois primeiros modelos (RA e RB), mesmo ocorrendo nas seções intermediárias, com consideração dos efeitos locais de 2ª ordem, não foram maiores que a observada com o modelo NLFG na base deste lance.

4.3 Grupo C

As características do edifício do Grupo C, incluindo a classificação quanto à sua deslocabilidade baseada no parâmetro γ_z da ABNT NBR 6118 (2023) ($FAVt$ do TQS), são apresentadas na Tabela 4.11.

Tabela 4.11: Características do edifício do Grupo C.

Grupo	Nº pavimentos	Comp. Equivalente (m)	
C	5	5,30	
	γ_z	α	Classificação
Vento a 0°	1,07	0,677	Nós fixos
Vento a 270°	1,06	0,608	Nós fixos

Vale destacar que, para o edifício deste grupo, o valor de α_1 pode ser adotado como 0,7 visto que o núcleo rígido da caixa de elevador é composto por pilares-parede. Sendo assim, o edifício é classificado como de nós fixos tanto para γ_z quanto para α , apesar de bem próximos ao limiar para estruturas de nós móveis.

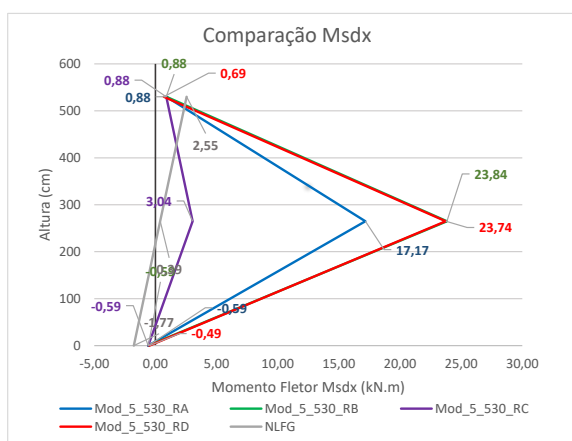
4.3.1 Pilar P1

As características do Pilar P1 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo C são apresentadas na Tabela 4.12.

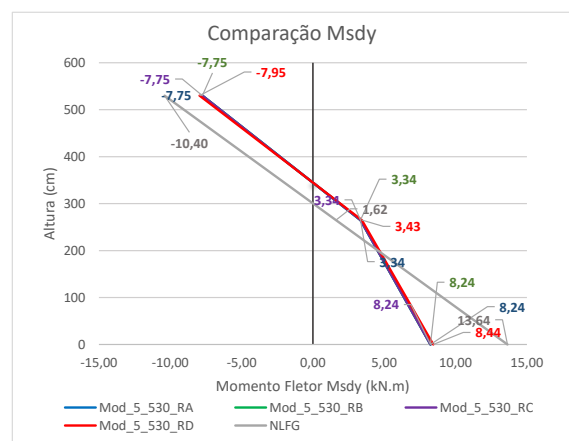
Tabela 4.12: Características do Pilar P1 do Grupo C.

Pilar	h _x (cm)	h _y (cm)	λ _x		λ _y		Esforço Normal (kN)	
P1	20	30	91,8		46,2			
Valores de Esbeltez limite			λ _{1x} ^{0º}	λ _{1x} ^{270º}	λ _{1y} ^{0º}	λ _{1y} ^{270º}	N _d ^{0º}	N _d ^{270º}
Primeiro lance			35,0	35,0	65,1	35,0	328,0	287,0
Último lance			35,0	73,3	80,5	56,8	60,3	58,0

Nas figuras 4.25 a 4.28, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

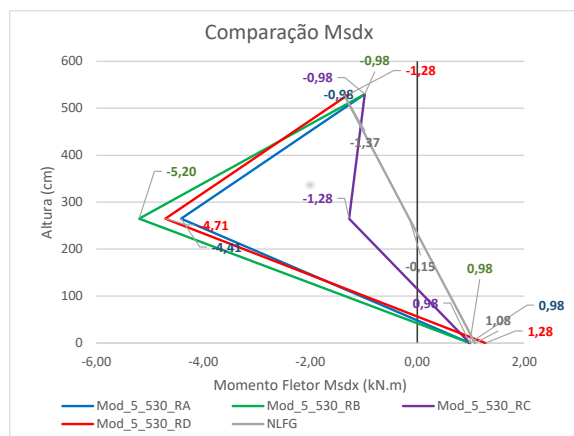
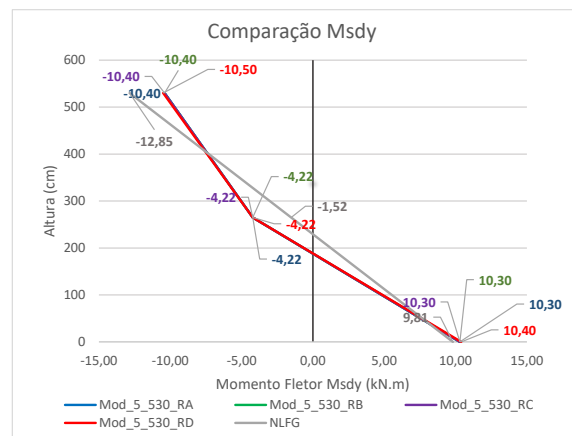
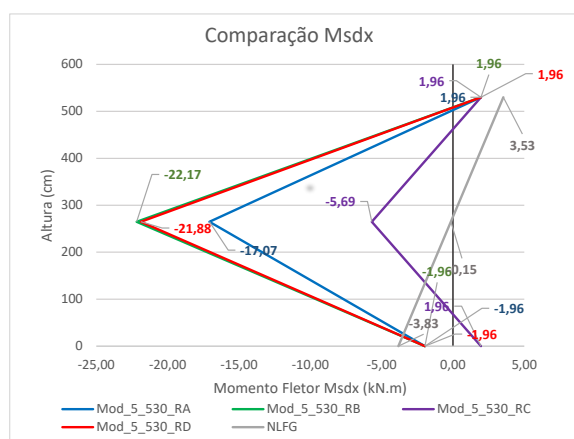
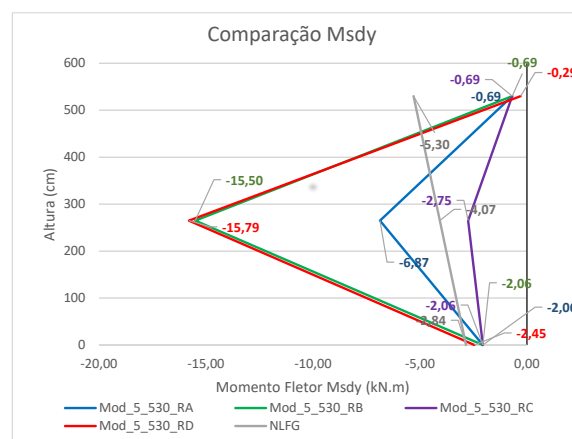


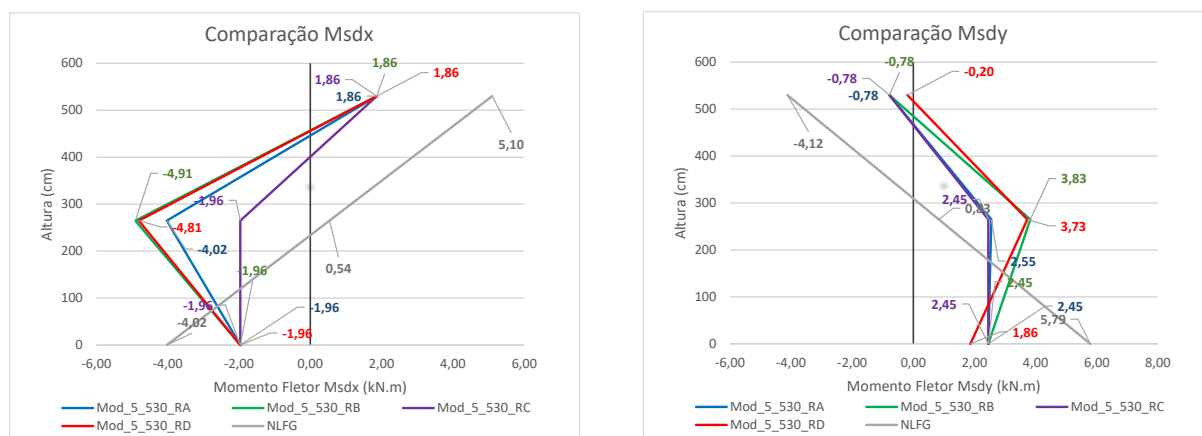
(a) Momento Fletor M_{sdx}



(b) Momento Fletor M_{sdy}

Figura 4.25: Grupo C, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 0° .

(a) Momento Fletor M_{sd_x} (b) Momento Fletor M_{sd_y} **Figura 4.26:** Grupo C, Pilar P1, Último lance, Vento a 0° .(a) Momento Fletor M_{sd_x} (b) Momento Fletor M_{sd_y} **Figura 4.27:** Grupo C, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 270° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.28:** Grupo C, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 270º.

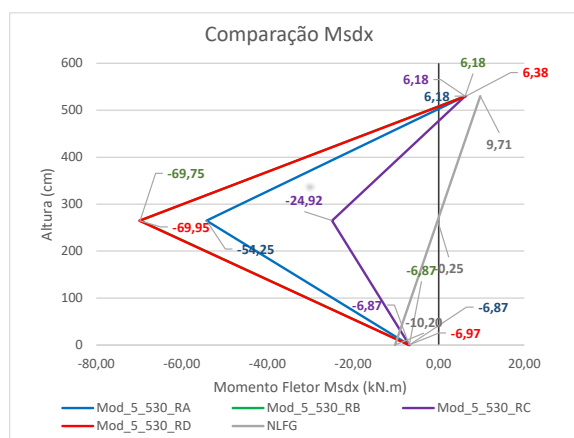
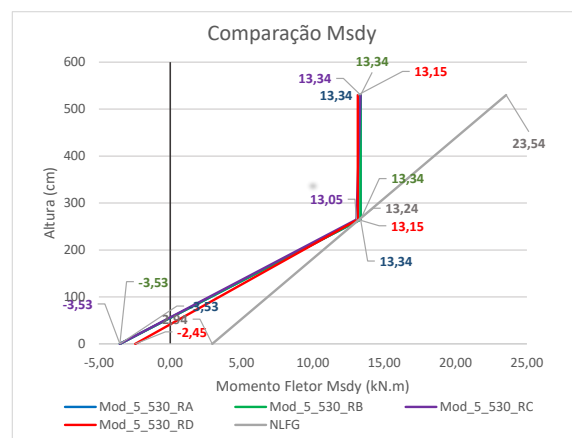
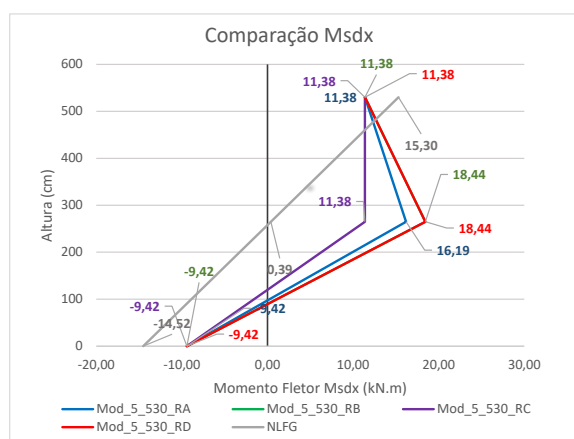
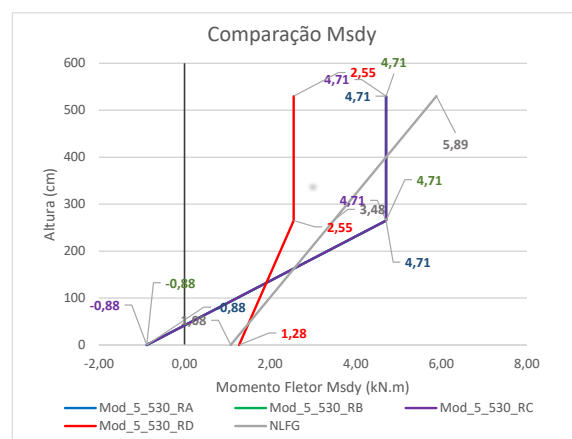
4.3.2 Pilar P2

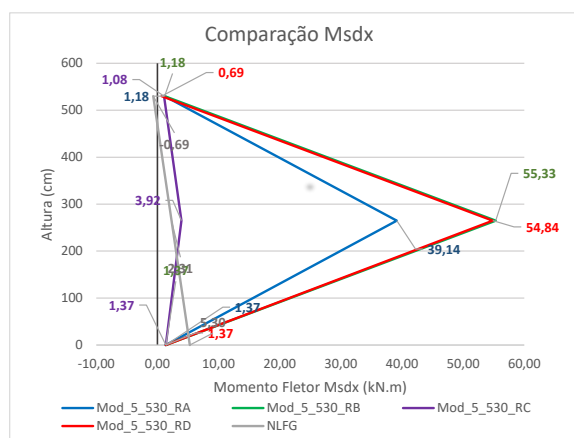
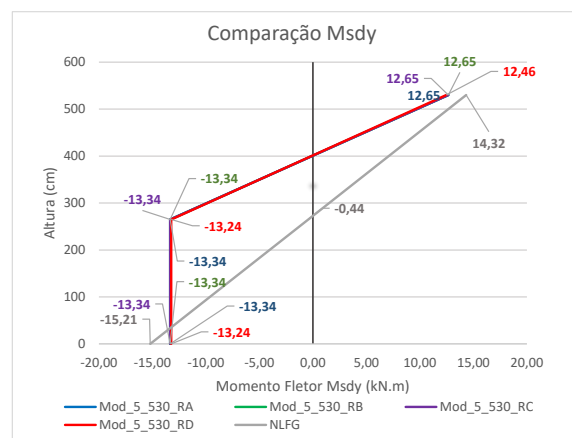
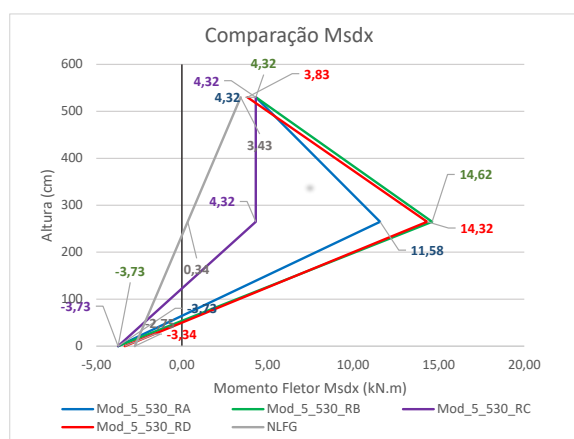
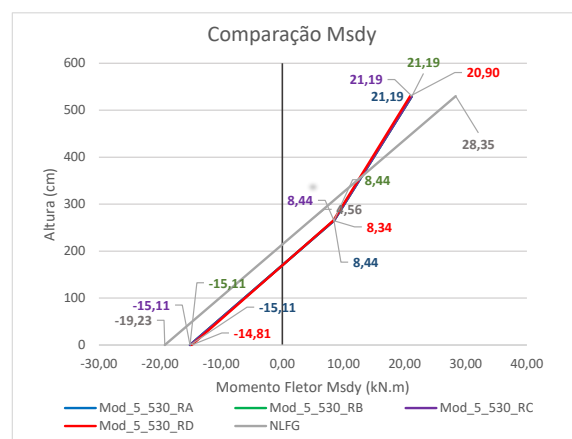
As características do Pilar P2 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo C são apresentadas na Tabela 4.13.

Tabela 4.13: Características do Pilar P2 do Grupo C.

Pilar	h _x (cm)	h _y (cm)	λ _x		λ _y		Esforço Normal (kN)	
P2	20	60	91,8		23,1			
Valores de Esbeltez limite			λ _{1x} ^{0º}	λ _{1x} ^{270º}	λ _{1y} ^{0º}	λ _{1y} ^{270º}	N _d ^{0º}	N _d ^{270º}
Primeiro lance			35,0	35,0	35,0	35,0	895,6	768,3
Último lance			75,3	72,4	35,0	68,5	197,7	183,4

Nas figuras 4.29 a 4.32, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0º e 270º.

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.29:** Grupo C, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 0°.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.30:** Grupo C, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 0°.

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.31:** Grupo C, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 270°.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.32:** Grupo C, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 270°.

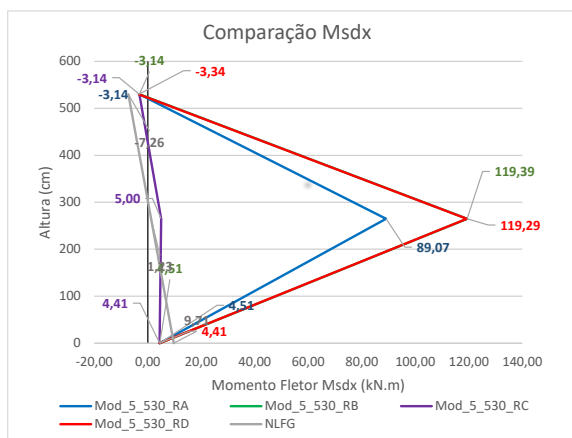
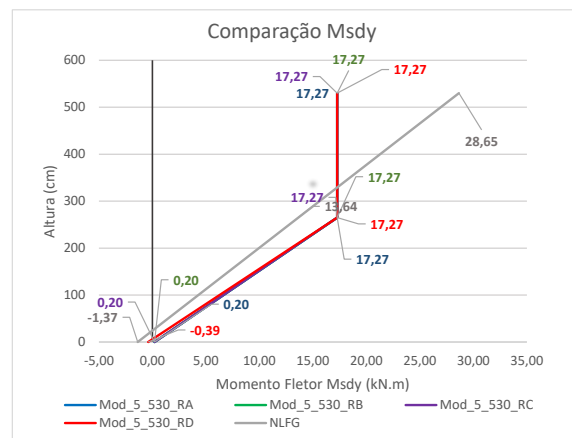
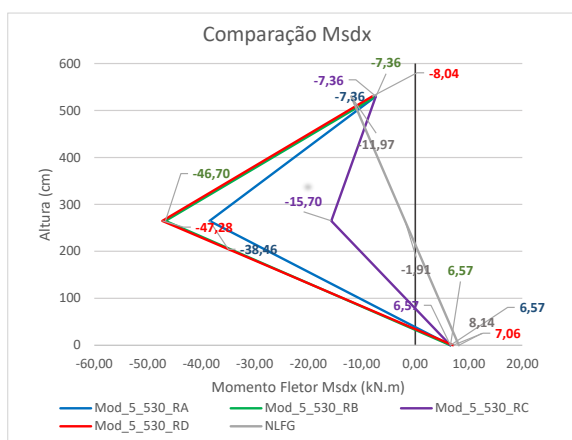
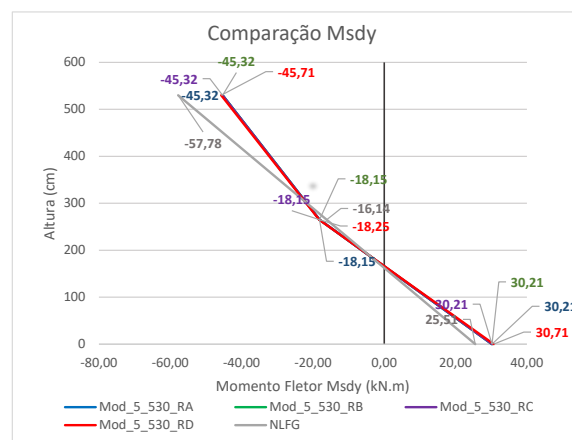
4.3.3 Pilar P6

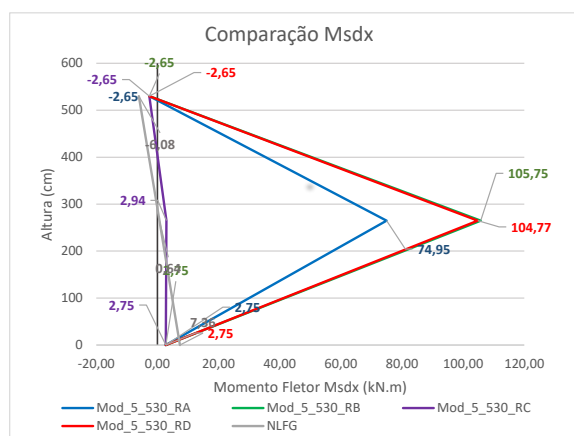
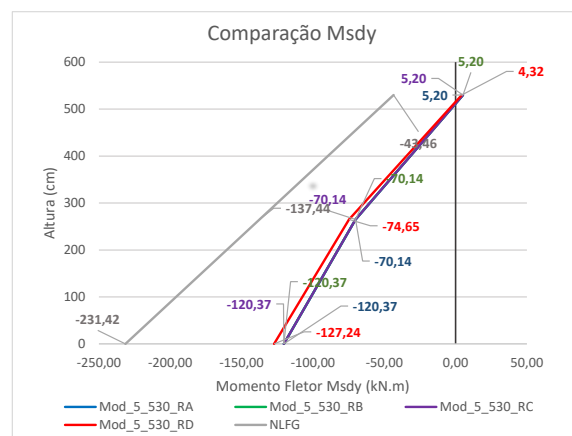
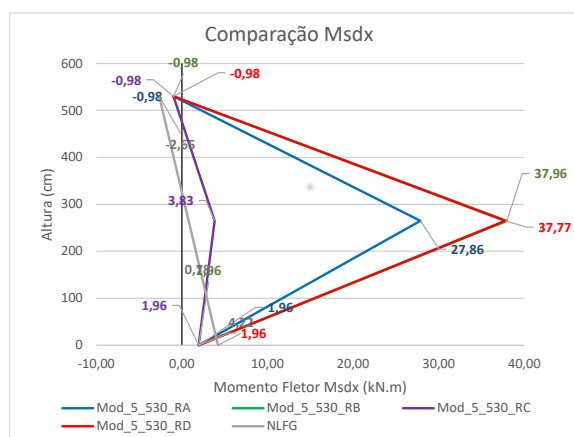
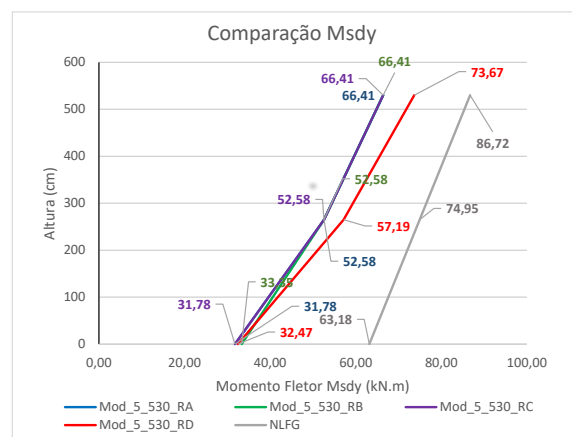
As características do Pilar P6 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo C são apresentadas na Tabela 4.14.

Tabela 4.14: Características do Pilar P6 do Grupo C.

Pilar	h _x (cm)	h _y (cm)	λ _x		λ _y		Esforço Normal (kN)	
P6	20	90	91,8		15,4			
Valores de Esbeltez limite			λ _{1x} ^{0º}	λ _{1x} ^{270º}	λ _{1y} ^{0º}	λ _{1y} ^{270º}	N _d ^{0º}	N _d ^{270º}
Primeiro lance			35,0	35,0	35,0	44,9	1700,3	1467,7
Último lance			35,0	35,0	65,3	35,0	560,2	513,2

Nas figuras 4.33 a 4.36, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.33:** Grupo C, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 0° .(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.34:** Grupo C, Pilar P6, Último lance, Vento a 0° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.35:** Grupo C, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 270º.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.36:** Grupo C, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 270º.

4.3.4 Conclusão Grupo C

- Avaliação dos efeitos globais: de acordo com o valor de γ_z , a estrutura deste grupo é classificada como de nós fixos para vento nas duas direções, sendo dispensada a consideração dos efeitos globais de 2ª ordem. Assim como no Grupo B, a caixa de elevador é composta por pilares paredes, tornando a estrutura mais rígida. Os momentos de extremidade, na maioria dos casos, ficam bem próximos entre si quando calculados por meio do $P - \Delta$ e γ_z ($\gamma_z < 1,3$).

Houve exceções para estes casos como os últimos lances dos pilares P2 e P6: neles o momento em Y apresentou diferenças de aproximadamente 20% abaixo dos valores do modelo NLFG. Novamente, não se observam coincidências de valores globais entre aqueles obtidos por meio do $P - \Delta$ e γ_z e os obtidos com o modelo NLFG. Por exemplo, na direção de X, de forma geral, os valores de momentos nas extremidades do modelo NLFG foram maiores, alcançando valores até 250% superiores. Para a direção Y, os últimos lances dos três pilares e o primeiro lance do pilar P2 apresentaram valores obtidos por meio do NLFG menores, ao passo que, para os demais lances, os valores obtidos por meio do $P - \Delta$ e γ_z foram inferiores em módulo até 40% se comparado ao NLFG.

- Avaliação dos efeitos locais: todos os pilares possuem λ maior que 90 em relação ao eixo de menor inércia (direção de X), não sendo, a rigor, permitido, segundo a ABNT NBR 6118 (2023), se empregar o MPP com κ_{aprox} ou $(1/r)_{\text{aprox}}$ para simulação dos efeitos locais, embora, a título de avaliação, aqui foram considerados. Os seguintes lances tiveram consideração de efeitos locais de 2ª ordem: primeiro e último lances dos três pilares na direção de X e primeiro lance do pilar P1 na direção de Y com vento a 270°. Nestes casos, observaram-se momentos fletores maiores, em média, 487% aplicando MPP com κ_{aprox} , e 708% aplicando $(1/r)_{\text{aprox}}$, se comparado ao MPP acoplado a diagramas $M - N - 1/r$. De forma geral, os pilares com consideração de efeitos locais por meio do MPP apresentaram valores de momentos superiores aos do modelo NLFG, dentre os quais, como vem se observando de maneira geral, o MPP acoplado a diagramas $M - N - 1/r$ sendo o menos conservador.

Na Tabela 4.15 são apresentadas as *tensões de referência* para cada modelo.

Tabela 4.15: Tensões de referência do Grupo C (kN/m^2).

MODELOS GRUPO C	PILAR P1		PILAR P2		PILAR P6	
	Primeiro Lance	Último Lance	Primeiro Lance	Último Lance	Primeiro Lance	Último Lance
$\gamma_z / \kappa_{\text{aprox}}$	13907 (M-270°)	6532 (T-0°)	15319 (M-0°)	7186 (T-270°)	28317 (B-270°)	13956 (T-270°)
$\gamma_z / (1/r)_{\text{aprox}}$	19924 (M-270°)	6532 (T-0°)	16611 (M-0°)	7186 (T-270°)	28317 (B-270°)	13956 (T-270°)
$\gamma_z / M - N - 1/r$	9784 (B-0°)	6532 (T-0°)	12620 (M-0°)	7186 (T-270°)	28317 (B-270°)	13775 (T-270°)
$P\Delta / (1/r)_{\text{aprox}}$	19916 (M-270°)	6676 (T-0°)	16591 (M-0°)	7065 (T-270°)	29379 (B-270°)	15151 (T-270°)
NLFG	12753 (B-0°)	7681 (T-0°)	13951 (T-0°)	8743 (T-270°)	46522 (B-270°)	17206 (T-270°)

B - Base ; M - Seção intermediária ; T - Topo

Assim como no Grupo B, alguns lances de pilares, mesmo com a consideração dos efeitos locais de 2ª ordem, não apresentaram a parcela referente a estes efeitos expressiva, de modo que as seções críticas foram a de topo ou a de base, como no caso do último lance do pilar P1. Para o último lance dos três pilares, o modelo crítico foi o NLFG, ou seja, os modelos avaliados segundo as estratégias aproximadas da ABNT NBR 6118 (2023) apresentaram valores contra a segurança.

Nos pilares em que a seção intermediária é a crítica, as maiores tensões de referência foram observadas com aplicação do MPP com $(1/r)_{\text{aprox}}$, como, por exemplo, o primeiro lance dos pilares P1 e P2. No primeiro lance do pilar P6, os valores críticos foram observados na base para todos os modelos, sendo o maior valor observado por meio do NLFG.

4.4 Grupo D

As características do edifício do Grupo D, incluindo a classificação quanto à sua deslocabilidade baseada no parâmetro γ_z da ABNT NBR 6118 (2023) ($FAVt$ do TQS), são apresentadas na Tabela 4.16.

Tabela 4.16: Características do edifício do Grupo D.

Grupo	Nº pavimentos	Comp. Equivalente (m)	
D	2	2,70	
	γ_z	α	Classificação
Vento a 0°	1,05	0,621	Nós fixos
Vento a 270°	1,02	0,359	Nós fixos

Vale destacar que, como $N = 2$, γ_z não é apropriado para indicar a deslocabilidade da estrutura. Quanto ao parâmetro α , diferente de γ_z , indica estrutura de nós móveis para vento a 0° , visto que $\alpha_1 = 0,4$ neste caso.

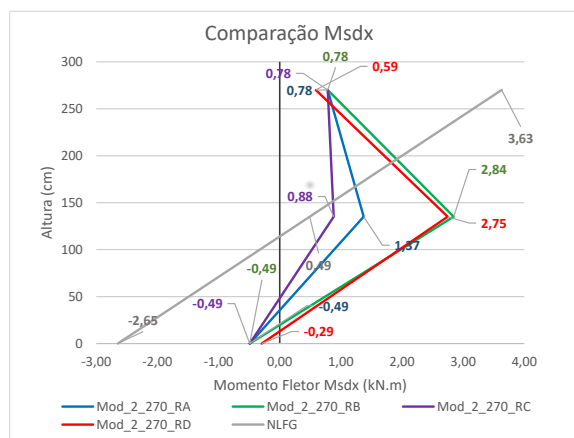
4.4.1 Pilar P1

As características do Pilar P1 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo D são apresentadas na Tabela 4.17.

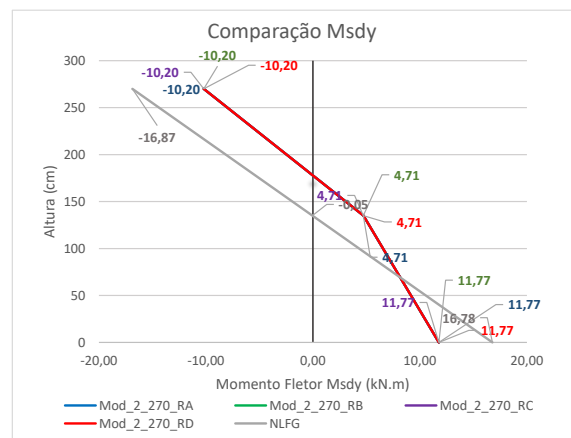
Tabela 4.17: Características do Pilar P1 do Grupo D.

Pilar	h_x (cm)	h_y (cm)	λ_x	λ_y	Esforço Normal (kN)	
P1	20	30	46,8	31,2		
Valores de Esbeltez limite			$\lambda_{1x}^{0^\circ}$	$\lambda_{1x}^{270^\circ}$	$\lambda_{1y}^{0^\circ}$	$\lambda_{1y}^{270^\circ}$
Primeiro lance			35,0	66,4	72,9	70,7
Último lance			35,0	69,4	90,0	85,1
					$N_d^{0^\circ}$	$N_d^{270^\circ}$
					117,9	118,7
					55,4	55,7

Nas figuras 4.37 a 4.40, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

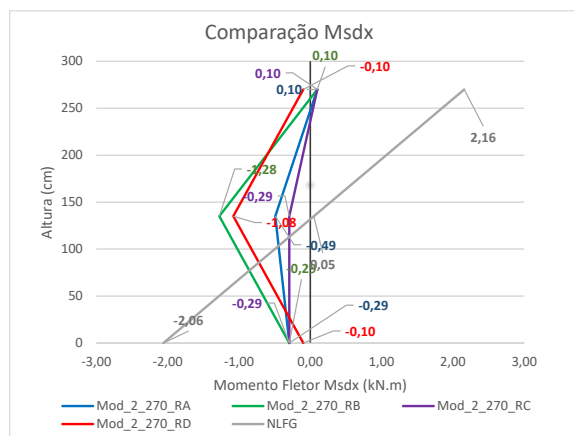
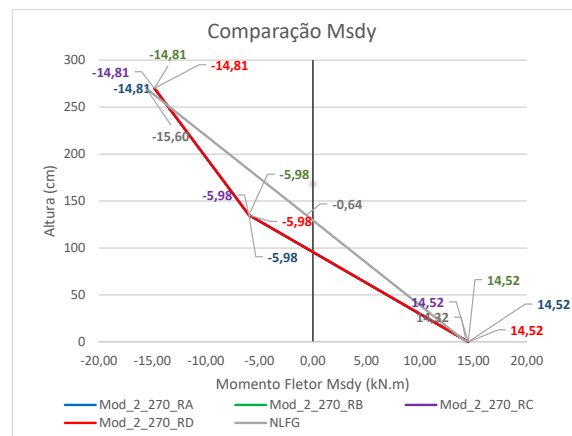
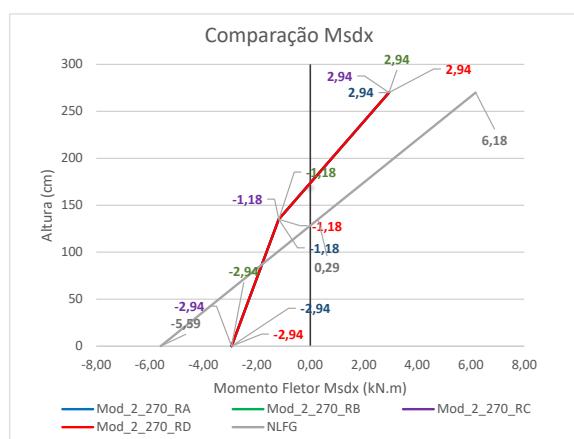
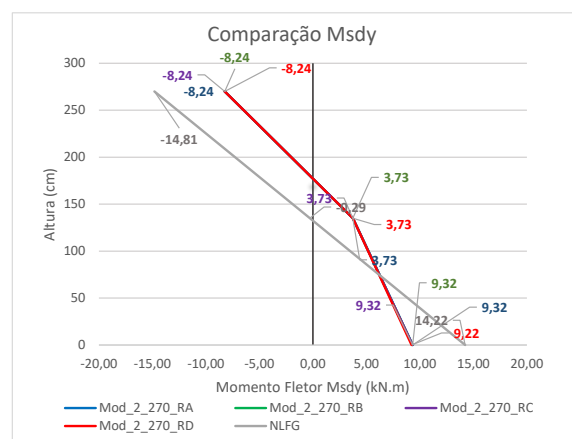


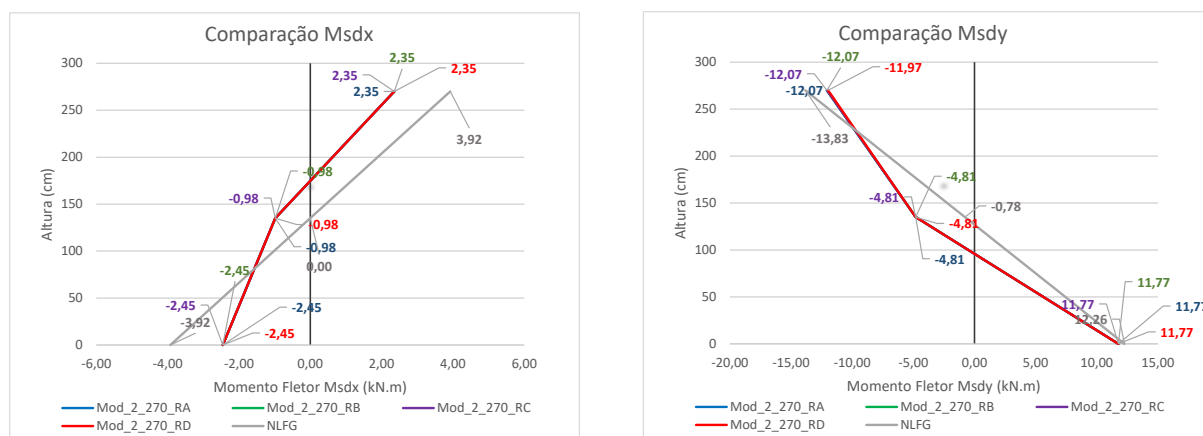
(a) Momento Fletor M_{sdx}



(b) Momento Fletor M_{sdy}

Figura 4.37: Grupo D, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 0° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.38:** Grupo D, Pilar P1, Último lance, Vento a 0° .(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.39:** Grupo D, Pilar P1, Primeiro lance, Vento a 270° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.40:** Grupo D, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 270°.

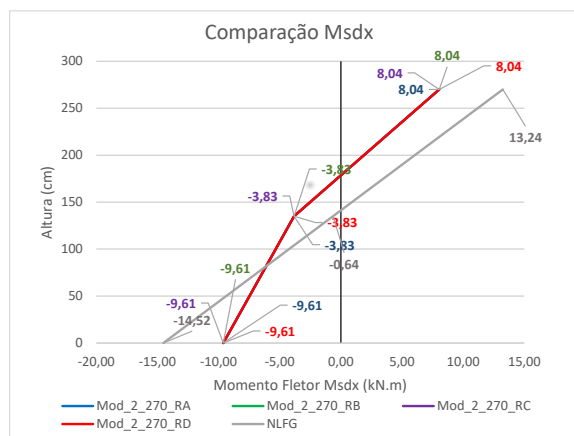
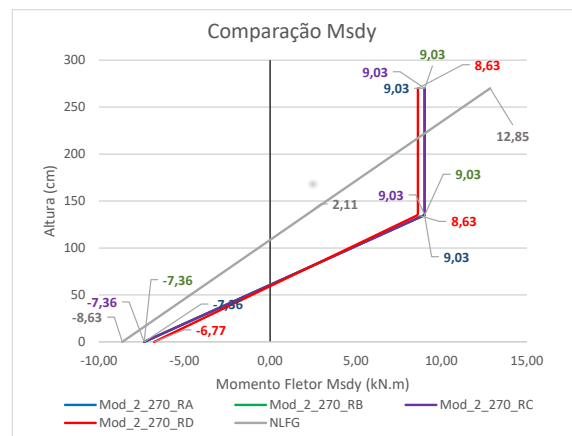
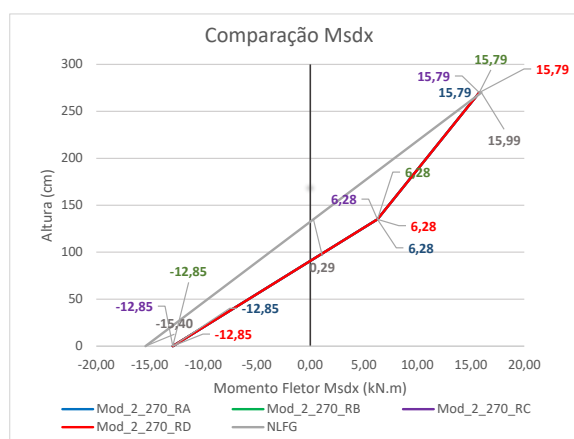
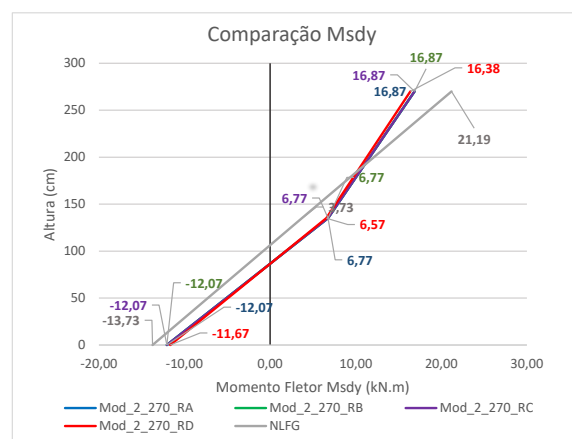
4.4.2 Pilar P2

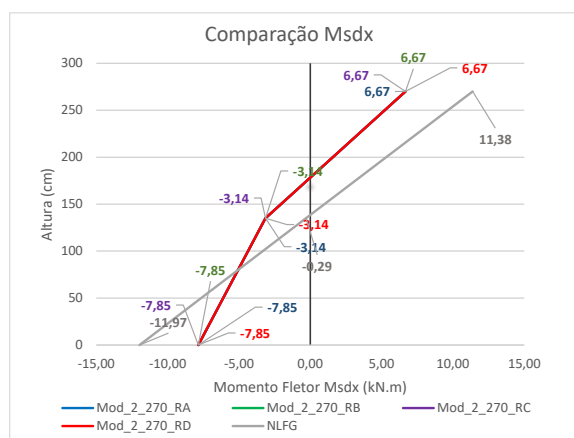
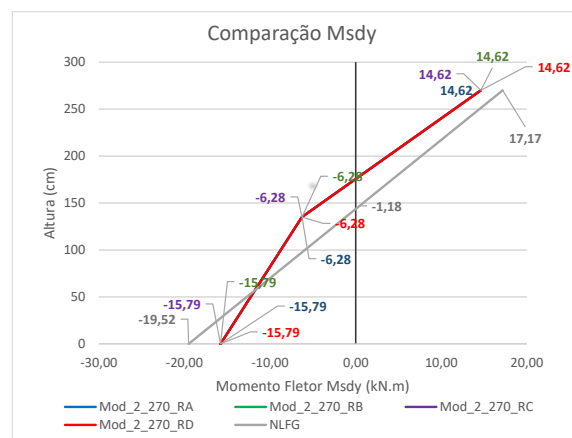
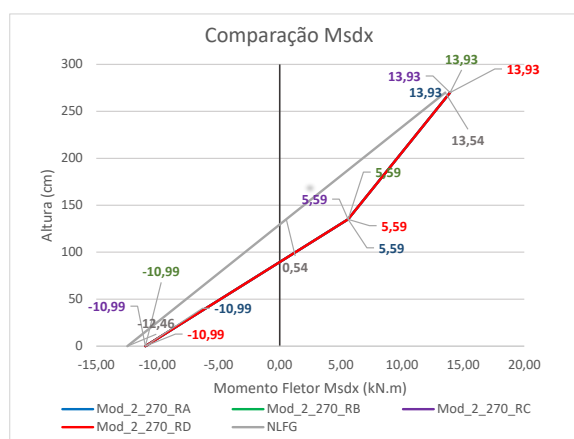
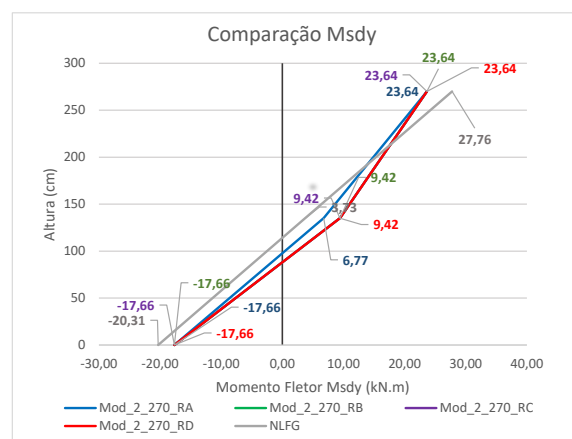
As características do Pilar P2 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo D são apresentadas na Tabela 4.18.

Tabela 4.18: Características do Pilar P2 do Grupo D.

Pilar	h _x (cm)	h _y (cm)	λ _x		λ _y		Esforço Normal (kN)	
<u>P2</u>	20	40	46,8		23,4			
<u>Valores de Esbeltez limite</u>			λ _{1x} ^{0º}	λ _{1x} ^{270º}	λ _{1y} ^{0º}	λ _{1y} ^{270º}	N _d ^{0º}	N _d ^{270º}
Primeiro lance			66,9	66,2	35,0	66,2	339,3	331,6
Último lance			76,1	74,7	69,8	72,9	181,0	178,0

Nas figuras 4.41 a 4.44, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270°.

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.41:** Grupo D, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 0º.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.42:** Grupo D, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 0º.

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.43:** Grupo D, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 270º.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.44:** Grupo D, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 270º.

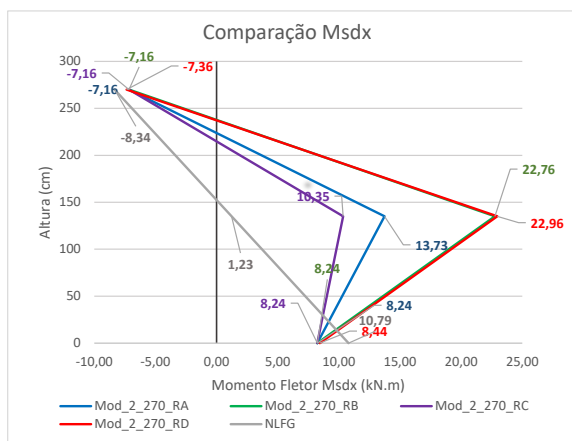
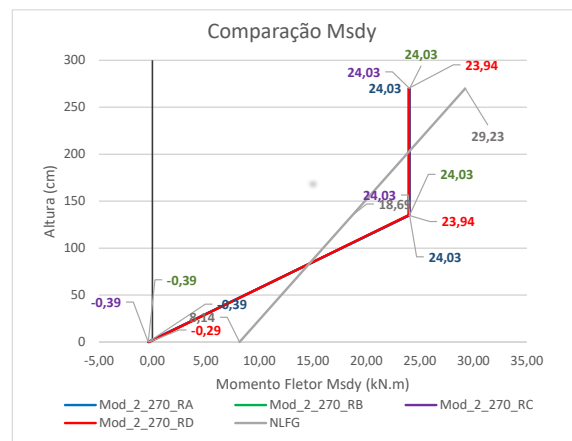
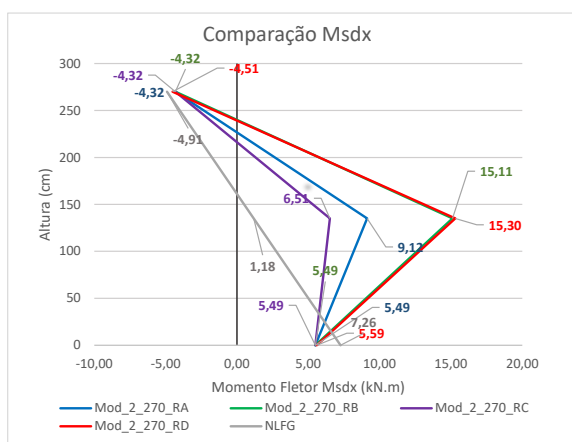
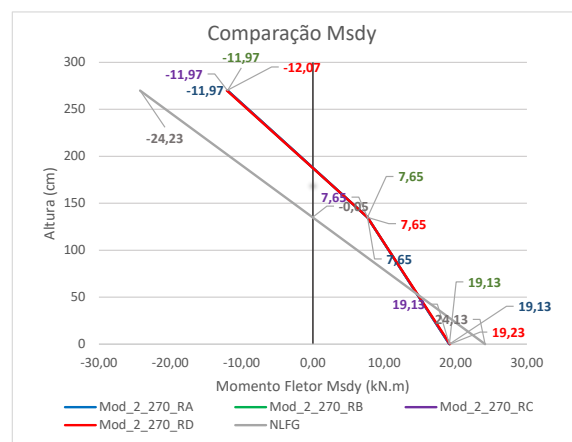
4.4.3 Pilar P6

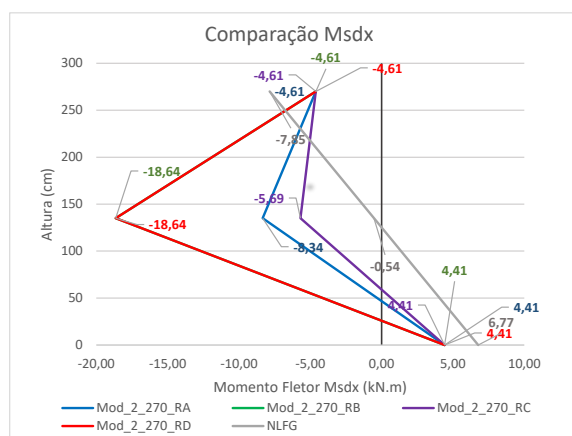
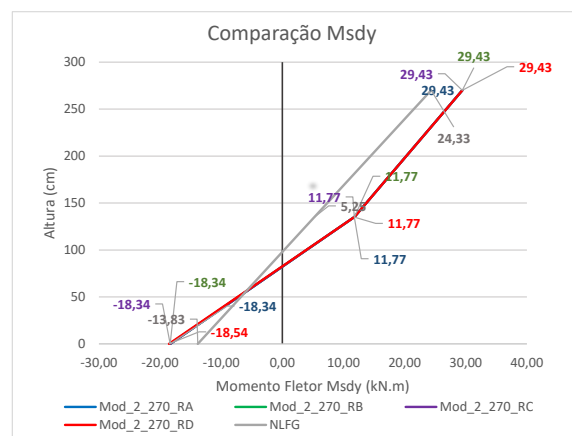
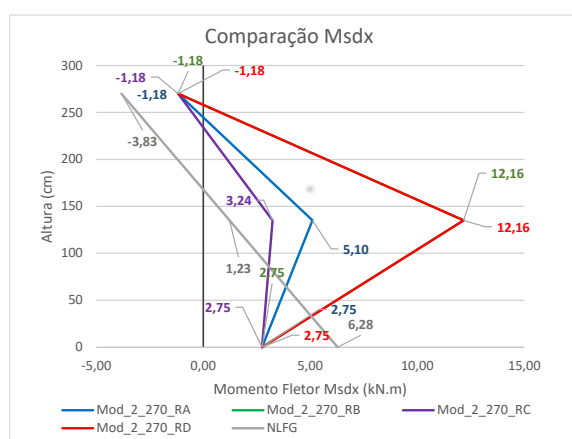
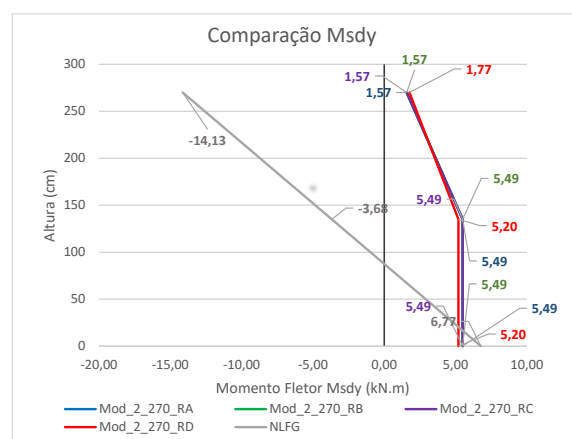
As características do Pilar P6 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo D são apresentadas na Tabela 4.19.

Tabela 4.19: Características do Pilar P6 do Grupo D.

Pilar	h _x (cm)	h _y (cm)	λ _x		λ _y		Esforço Normal (kN)	
P6	20	70	46,8		13,4			
Valores de Esbeltez limite			λ _{1x} ^{0º}	λ _{1x} ^{270º}	λ _{1y} ^{0º}	λ _{1y} ^{270º}	N _d ^{0º}	N _d ^{270º}
Primeiro lance			35,0	35,0	35,0	64,2	795,9	771,2
Último lance			35,0	35,0	64,1	35,0	530,9	513,2

Nas figuras 4.45 a 4.48, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.45:** Grupo D, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 0° .(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.46:** Grupo D, Pilar P6, Último lance, Vento a 0° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.47:** Grupo D, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 270º.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.48:** Grupo D, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 270º.

4.4.4 Conclusão Grupo D

- Avaliação dos efeitos globais: de acordo com o valor de γ_z , embora fora dos limites de aplicabilidade segundo a ABNT NBR 6118 (2023) ($N = 2$), a estrutura deste grupo é classificada como de nós fixos para vento nas duas direções, sendo, pois, dispensado o cálculo dos efeitos globais de 2ª ordem. De maneira geral, os valores de extremidade ficam próximos, com poucas exceções, quando calculados por meio do $P-\Delta$ e γ_z , mesmo não se considerando os efeitos globais

de 2ª ordem nos modelos com γ_z em razão da classificação da estrutura. Em relação aos momentos de extremidade obtidos com os diferentes modelos, apenas o primeiro lance do pilar P6 com vento a 270º apresentou valores menores em módulo no modelo NLFG. Nos demais casos, os momentos de extremidade obtidos por meio do NLFG são maiores, observando-se diferença de até 95%. Uma possível justificativa para esta discrepância em relação aos modelos cuja simulação dos efeitos globais de 2ª ordem deveria se dar por meio do γ_z é a desconsideração destes efeitos a partir da avaliação deste parâmetro em uma estrutura com menos do que 4 pavimentos, embora ressalta-se a aderência com os valores obtidos por meio do $P - \Delta$, estratégia geometricamente não linear por essência. À luz do parâmetro de instabilidade α (Tabela 4.16), os efeitos globais de 2ª ordem deveriam ser considerados ao menos no caso de vento a 0º.

- Avaliação dos efeitos locais: todos os pilares possuem λ menor que 90, podendo ser empregado o MPP com κ_{aprox} e com $(1/r)_{\text{aprox}}$ para simulação dos efeitos locais. Os seguintes lances tiveram consideração de efeitos locais de 2ª ordem: primeiro e último lances do pilar P6 na direção de X e primeiro e último lances do pilar P1 na direção de X com vento a 0º. Ou seja, diferentemente dos 3 grupos anteriores (com 5 pavimentos), poucos pilares precisaram ter esforços de 2ª ordem computados, devido às cargas serem inferiores. Para aqueles em que os efeitos locais de 2ª foram considerados, o padrão que vem sendo observado de valores superiores com emprego de MPP com $(1/r)_{\text{aprox}}$ foi também observado aqui. Neste casos, observaram-se momentos fletores maiores, em média, 50% aplicando MPP com κ_{aprox} , e 218% aplicando $(1/r)_{\text{aprox}}$, se comparado ao MPP acoplado a diagramas $M - N - 1/r$. De forma geral, os pilares com efeitos locais simulados por meio do MPP apresentaram valores de momentos superiores aos do modelo NLFG.

Na Tabela 4.20 são apresentadas as *tensões de referência* para cada modelo.

Tabela 4.20: Tensões de referência do Grupo D (kN/m^2).

MODELOS GRUPO D	PILAR P1		PILAR P2		PILAR P6	
	Primeiro Lance	Último Lance	Primeiro Lance	Último Lance	Primeiro Lance	Último Lance
$\gamma_z / \kappa_{\text{aprox}}$	8015 (B-0°)	8363 (T-0°)	11539 (B-270°)	13702 (T-270°)	12097 (T-270°)	8228 (B-0°)
$\gamma_z / (1/r)_{\text{aprox}}$	8015 (B-0°)	8363 (T-0°)	11539 (B-270°)	13702 (T-270°)	12229 (M-0°)	8228 (B-0°)
$\gamma_z / M - N - 1/r$	8015 (B-0°)	8363 (T-0°)	11539 (B-270°)	13702 (T-270°)	12097 (T-270°)	8228 (B-0°)
$P\Delta / (1/r)_{\text{aprox}}$	7944 (B-0°)	8361 (T-0°)	11538 (B-270°)	13702 (T-270°)	12221 (M-0°)	8256 (B-0°)
<i>NLFG</i>	11523 (T-0°)	9337 (T-0°)	13629 (B-270°)	15052 (T-270°)	12355 (T-0°)	9418 (B-0°)

B - Base ; M - Seção intermediária ; T - Topo

Neste grupo, a maioria dos casos não apresentou seção intermediária como a crítica, o que significa que, para os poucos casos em que se considerou efeitos locais, estes efeitos não foram preponderantes. Somente no primeiro lance do pilar P6, para os modelos RB e RD (com emprego de MPP com $(1/r)_{\text{aprox}}$), observaram-se tensões críticas nas seções intermediárias, embora esses modelos não indicaram a maior tensão de referência neste lance de pilar.

Em ambos os lances, para os 3 pilares, o valor crítico foi observado pelo modelo NLFG, isto é, todos os modelos avaliados segundo as estratégias aproximadas da ABNT NBR 6118 (2023) apresentaram valores contra a segurança da ótica das tensões de referência.

4.5 Grupo E

As características do edifício do Grupo E, incluindo a classificação quanto à sua deslocabilidade baseada no parâmetro γ_z da ABNT NBR 6118 (2023) ($FAVt$ do TQS), são apresentadas na Tabela 4.21.

Tabela 4.21: Características do edifício do Grupo E.

Grupo	Nº pavimentos	Comp. Equivalente (m)	
E	2	4,00	
	γ_z	α	Classificação
Vento a 0°	1,11	0,760	Nós Móveis
Vento a 270°	1,03	0,427	Nós fixos

Assim como no Grupo D, o γ_z não é apropriado para indicar a deslocabilidade da estrutura pois $N = 2$. Quanto ao parâmetro α , indica estrutura de nós móveis para ambos os casos de vento, visto que $\alpha_1 = 0,4$ para este número de pavimentos, diferindo, portanto do que mostra γ_z para vento a 270° .

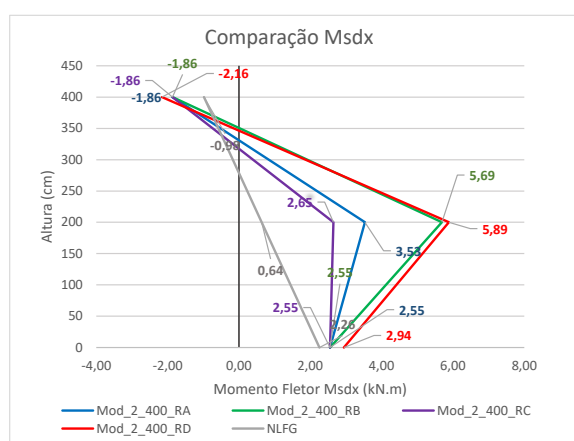
4.5.1 Pilar P1

As características do Pilar P1 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo E são apresentadas na Tabela 4.22.

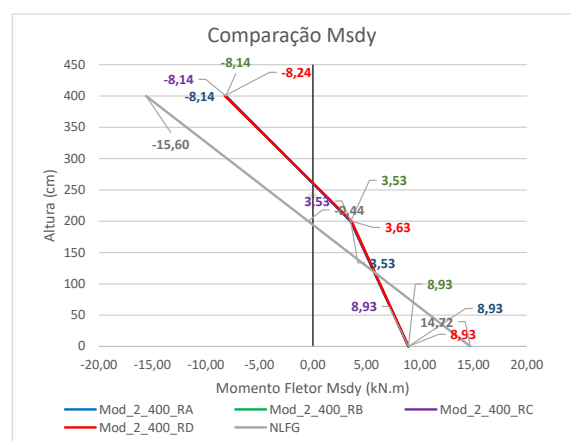
Tabela 4.22: Características do Pilar P1 do Grupo E.

Pilar	h_x (cm)	h_y (cm)	λ_x	λ_y	Esforço Normal (kN)	
P1	20	30	69,3	46,2		
Valores de Esbeltez limite			$\lambda_{1x}^{0^\circ}$	$\lambda_{1x}^{270^\circ}$	$\lambda_{1y}^{0^\circ}$	$\lambda_{1y}^{270^\circ}$
Primeiro lance			67,2	35,0	70,4	66,4
Último lance			68,8	68,2	84,2	76,0
					$N_d^{0^\circ}$	$N_d^{270^\circ}$
					117,3	119,2
					56,1	56,8

Nas figuras 4.49 a 4.52, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

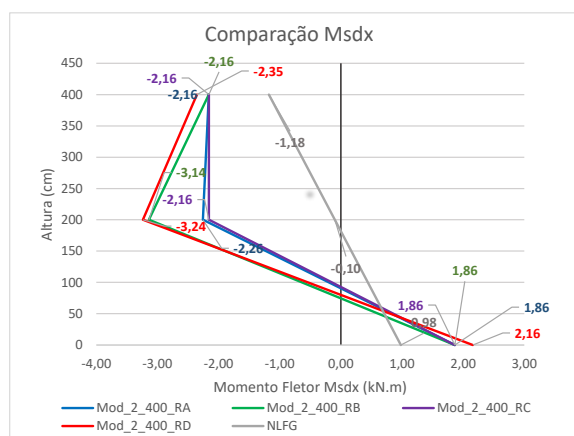
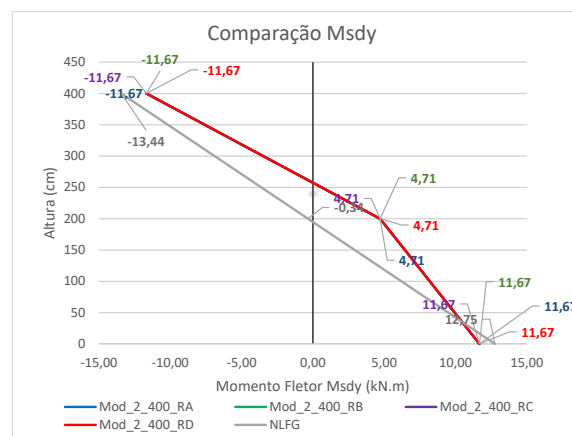
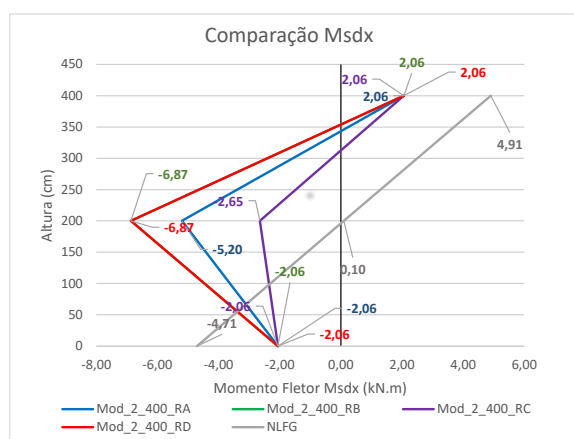
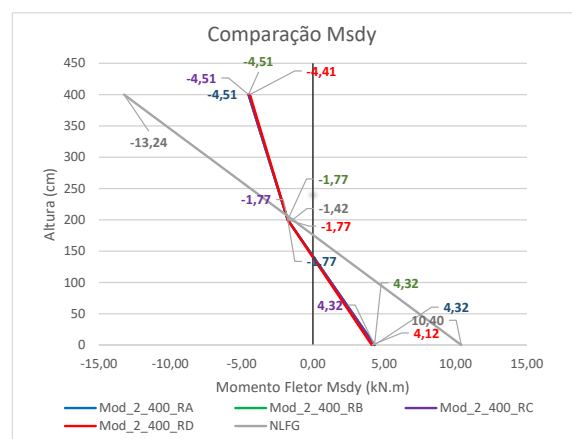


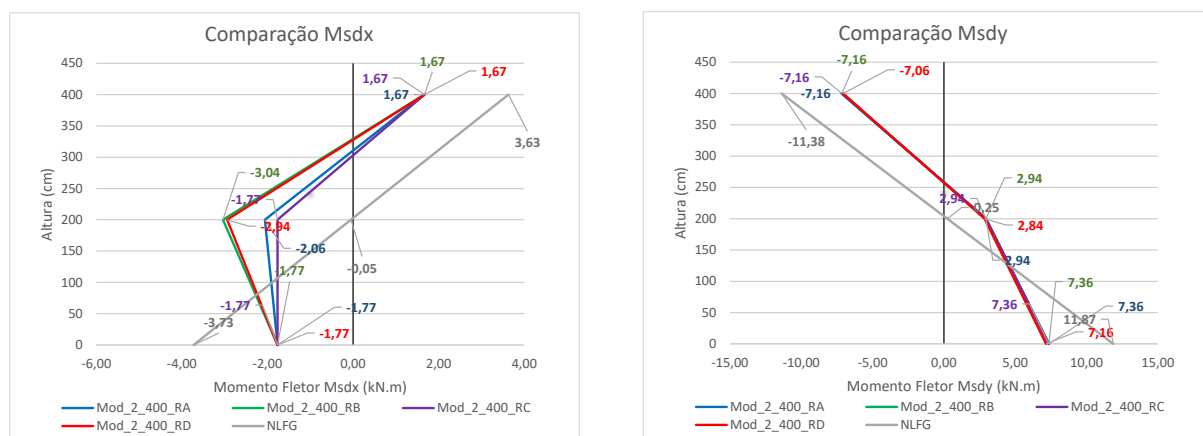
(a) Momento Fletor M_{sdx}



(b) Momento Fletor M_{sdy}

Figura 4.49: Grupo E, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 0° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.50:** Grupo E, Pilar P1, Último lance, Vento a 0°.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.51:** Grupo E, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 270°.

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.52:** Grupo E, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 270° .

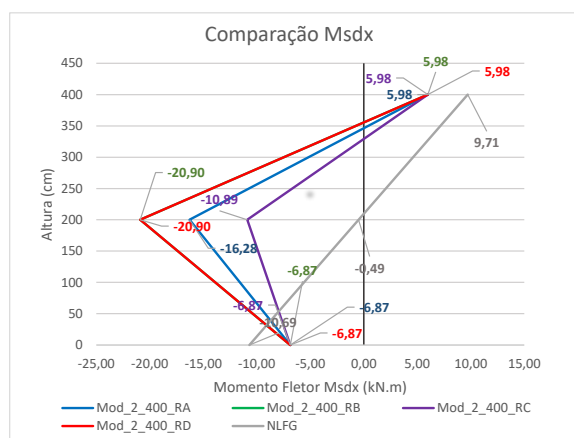
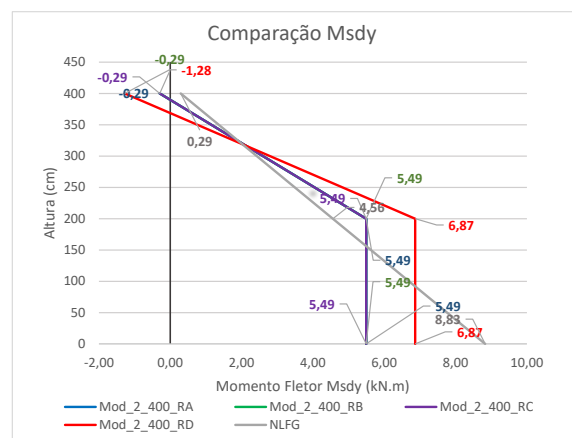
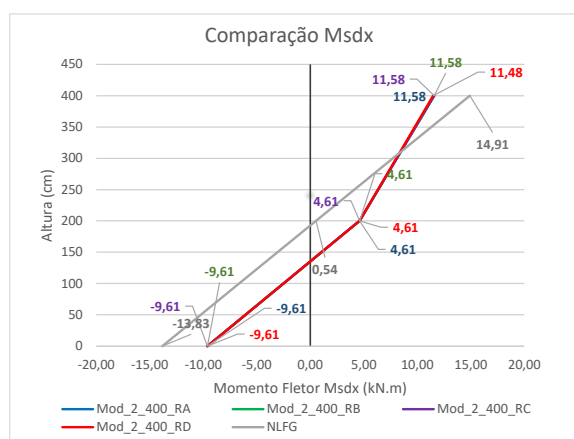
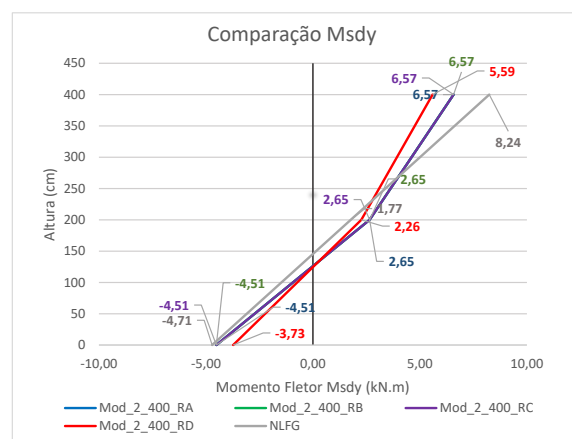
4.5.2 Pilar P2

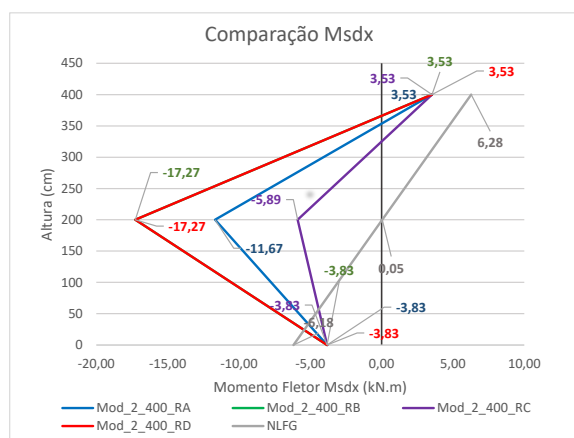
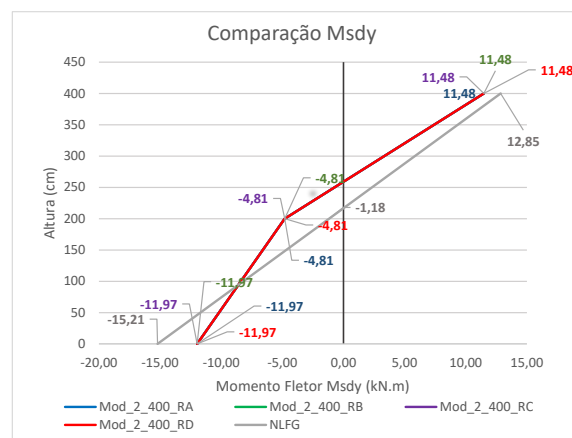
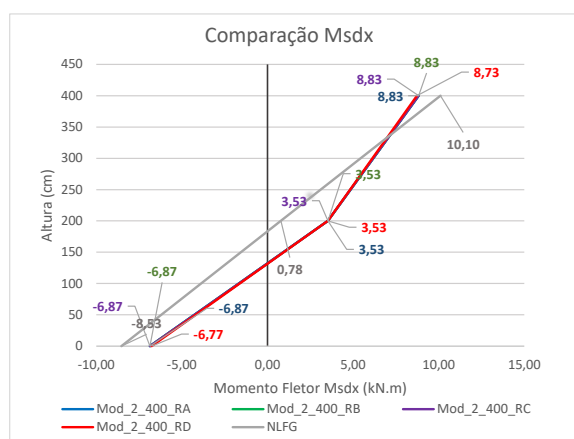
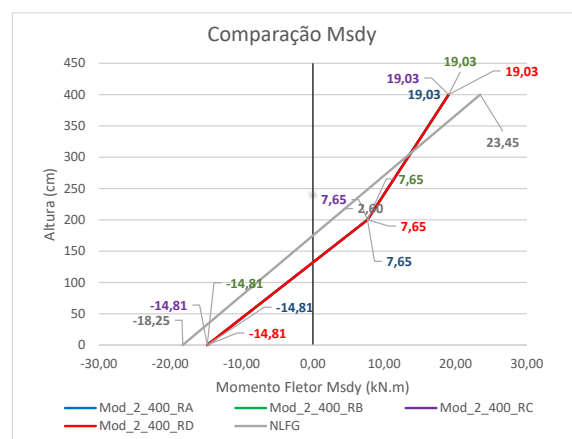
As características do Pilar P2 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo E são apresentadas na Tabela 4.23.

Tabela 4.23: Características do Pilar P2 do Grupo E.

Pilar	h _x (cm)	h _y (cm)	λ _x		λ _y		Esforço Normal (kN)	
P2	20	40	69,3		34,6			
Valores de Esbeltez limite			λ _{1x} ^{0º}	λ _{1x} ^{270º}	λ _{1y} ^{0º}	λ _{1y} ^{270º}	N _d ^{0º}	N _d ^{270º}
Primeiro lance			35,0	35,0	35,0	65,3	348,7	335,2
Último lance			72,2	70,1	65,3	70,7	185,9	180,8

Nas figuras 4.53 a 4.56, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.53:** Grupo E, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 0º.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.54:** Grupo E, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 0º.

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.55:** Grupo E, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 270°.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.56:** Grupo E, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 270°.

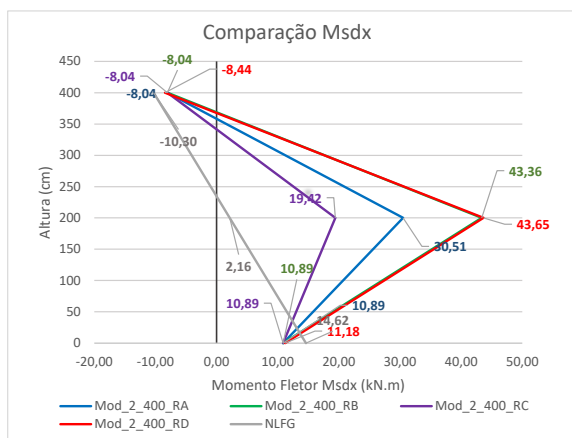
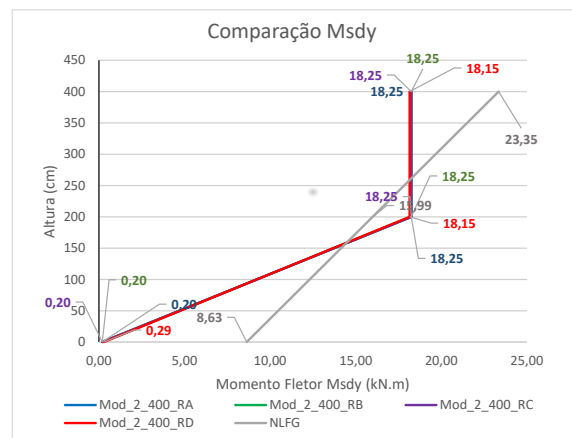
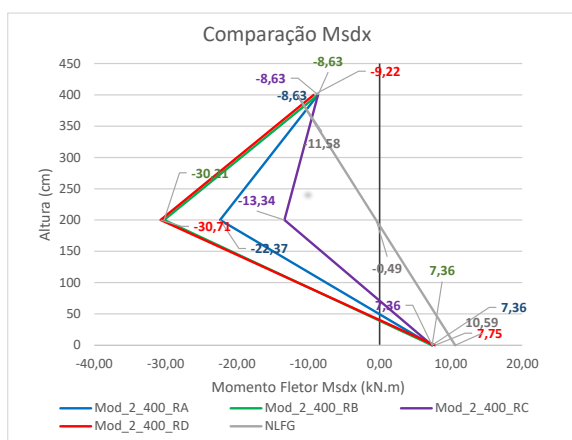
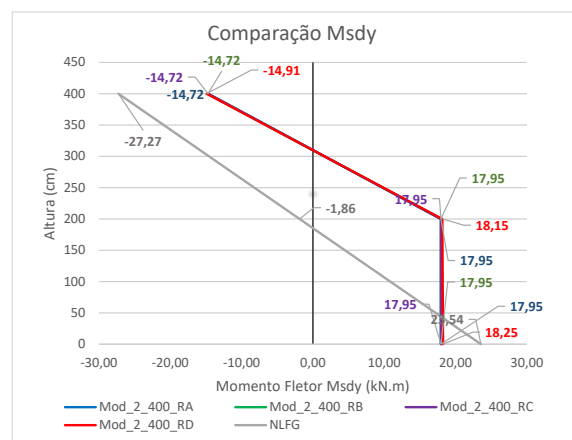
4.5.3 Pilar P6

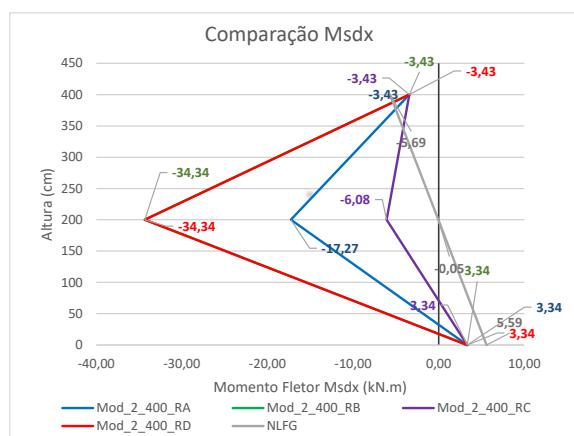
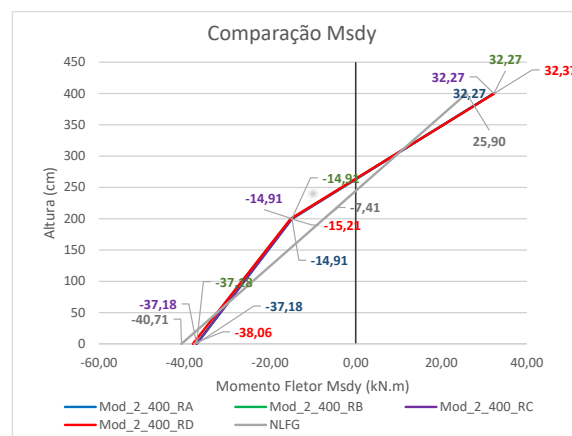
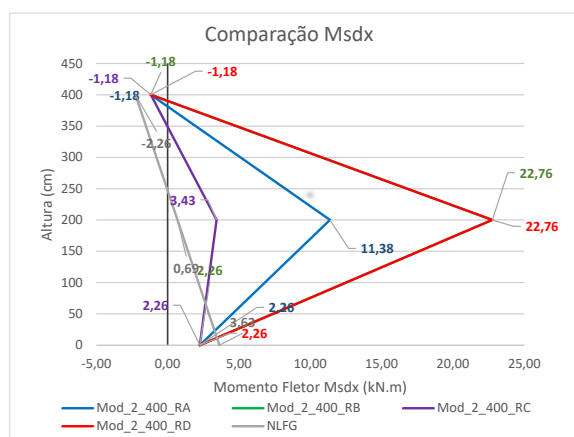
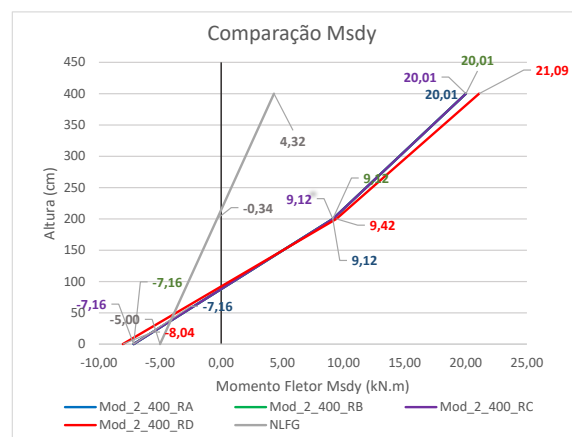
As características do Pilar P6 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo E são apresentadas na Tabela 4.24.

Tabela 4.24: Características do Pilar P6 do Grupo E.

Pilar	h _x (cm)	h _y (cm)	λ _x		λ _y		Esforço Normal (kN)	
P6	20	70	69,3		19,8			
Valores de Esbeltez limite			λ _{1x} ^{0º}	λ _{1x} ^{270º}	λ _{1y} ^{0º}	λ _{1y} ^{270º}	N _d ^{0º}	N _d ^{270º}
Primeiro lance			35,0	35,0	35,0	64,6	812,1	773,0
Último lance			35,0	35,0	35,0	56,2	538,7	513,5

Nas figuras 4.57 a 4.60, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.57:** Grupo E, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 0° .(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.58:** Grupo E, Pilar P6, Último lance, Vento a 0° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.59:** Grupo E, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 270°.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.60:** Grupo E, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 270°.

4.5.4 Conclusão Grupo E

- Avaliação dos efeitos globais: de acordo com o valor de γ_z , mesmo fora dos limites de aplicabilidade da ABNT NBR 6118 (2023) ($N = 2$), a estrutura deste grupo é classificada como de nós móveis para vento a 0° e de nós fixos para vento a 270°. Para $N = 2$ não é permitido aproximar os efeitos globais de 2ª ordem por meio do valor de γ_z , entretanto, a título de comparação, foi considerada esta estratégia para o caso de vento a 0°, em que se identificou a

necessidade da consideração destes efeitos. Os valores de extremidade ficam idênticos quando calculados por meio do $P - \Delta$ e γ_z , mesmo os modelos RA ao RC tendo os efeitos globais de 2ª ordem simulados de maneira contra indicada pela ABNT NBR 6118 (2023). Os momentos nas extremidades são menores em módulo no modelo NLFG se comparado aos modelos com γ_z e $P - \Delta$ para ambos os lances do pilar P1, na direção X com vento a 0° , e em ambos os lances do pilar P6, na direção de Y com vento a 270° . Nos demais casos, o modelo NLFG apresentou momentos fletores nas extremidades maiores.

- Avaliação dos efeitos locais: todos os pilares possuem λ menor que 90, podendo ser empregado o MPP com κ_{aprox} e com $(1/r)_{\text{aprox}}$ para simulação dos efeitos locais. Os seguintes lances tiveram consideração de efeitos locais de 2ª ordem: primeiro e último lances dos pilares P1 e P6 na direção de X e o primeiro lance do pilar P2 na direção de X. Permanece o padrão de valores superiores com emprego de MPP com $(1/r)_{\text{aprox}}$. Observam-se momentos fletores maiores, em média, 84% aplicando MPP com κ_{aprox} , e 195% aplicando $(1/r)_{\text{aprox}}$, se comparado ao MPP acoplado a diagramas $M - N - 1/r$. Novamente, de maneira geral, os pilares com efeitos locais considerados por meio do MPP apresentaram valores de momentos superiores aos do modelo NLFG.

Na Tabela 4.25 são apresentadas as *tensões de referência* para cada modelo.

Tabela 4.25: Tensões de referência do Grupo E (kN/m^2).

MODELOS GRUPO E	PILAR P1		PILAR P2		PILAR P6	
	Primeiro Lance	Último Lance	Primeiro Lance	Último Lance	Primeiro Lance	Último Lance
$\gamma_z / \kappa_{\text{aprox}}$	7269 (B-0°)	7492 (T-0°)	9473 (M-0°)	11052 (T-270°)	13693 (B-270°)	9064 (M-0°)
$\gamma_z / (1/r)_{\text{aprox}}$	7269 (B-0°)	7492 (T-0°)	10337 (M-0°)	11052 (T-270°)	13693 (B-270°)	9544 (M-0°)
$\gamma_z / M - N - 1/r$	7269 (B-0°)	7492 (T-0°)	9396 (B-270°)	11052 (T-270°)	13693 (B-270°)	8511 (M-0°)
$P\Delta / (1/r)_{\text{aprox}}$	7392 (B-0°)	7555 (T-0°)	10856 (M-0°)	11033 (T-270°)	13876 (B-270°)	9432 (M-0°)
<i>NLFG</i>	10137 (T-270°)	8119 (B-270°)	10936 (B-270°)	12771 (T-270°)	14595 (B-270°)	10266 (T-0°)

B - Base ; M - Seção intermediária ; T - Topo

Poucos foram os casos em que a seção intermediária foi a crítica, o que significa que os efeitos locais não foram preponderantes.

Comparando em cada pilar os poucos casos em que a seção intermediária foi a crítica (RA e RD - primeiro lance P2, último lance P6), acompanhando as conclusões referentes aos efeitos locais, a maior tensão de referência foi observada com MPP com $(1/r)_{\text{aprox}}$, chegando próximo ao valor obtido com o NLFG, porém não superando-o. Sendo assim, semelhantemente ao Grupo D, todos os modelos aproximados deste grupo apresentaram valores contra a segurança da ótica das tensões de referência.

4.6 Grupo F

As características do edifício do Grupo F, incluindo a classificação quanto à sua deslocabilidade baseada no parâmetro γ_z da ABNT NBR 6118 (2023) ($FAVt$ do TQS), são apresentadas na Tabela 4.26.

Tabela 4.26: Características do edifício do Grupo F.

Grupo	Nº pavimentos	Comp. Equivalente (m)	
F	2	5,30	
	γ_z	α	Classificação
Vento a 0°	1,19	0,936	Nós Móveis
Vento a 270°	1,04	0,506	Nós fixos

Assim como no Grupo E, o γ_z não é apropriado para indicar a deslocabilidade da estrutura pois $N = 2$. Quanto ao parâmetro α , indica estrutura de nós móveis para ambos os casos de vento, visto que $\alpha_1 = 0,4$ para este número de pavimentos, diferindo, portanto, do que mostra γ_z para vento a 270°.

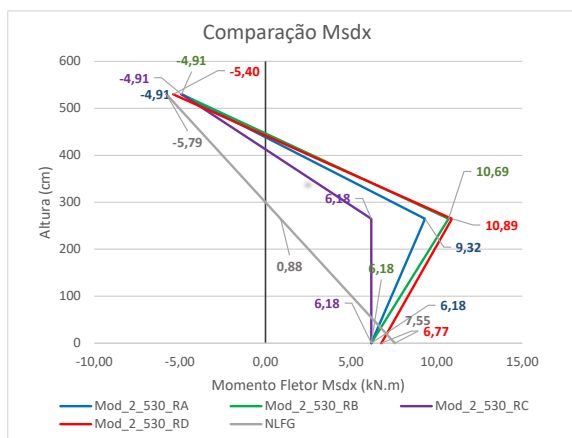
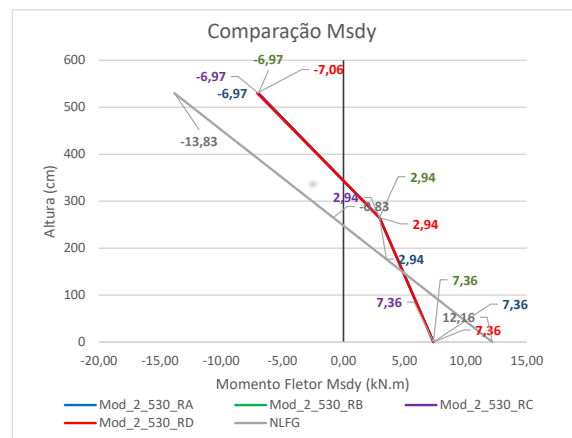
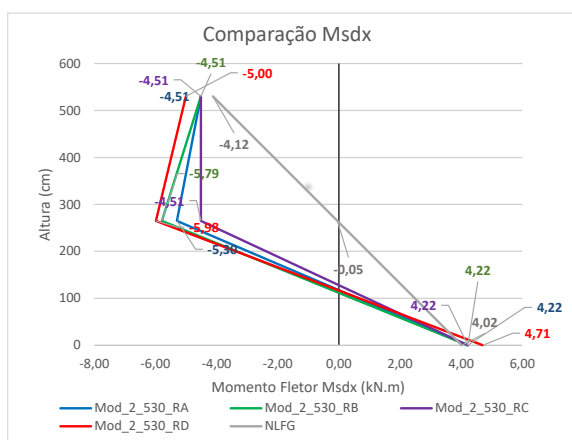
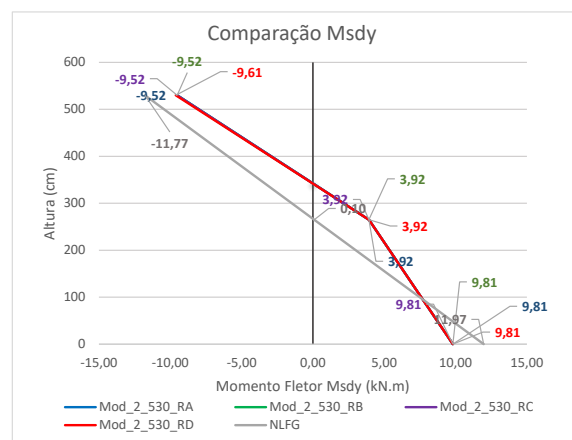
4.6.1 Pilar P1

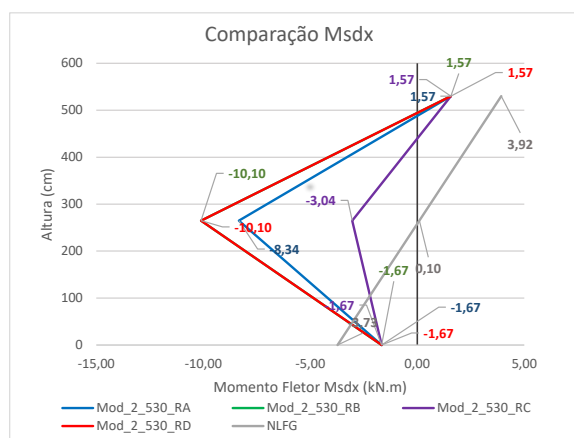
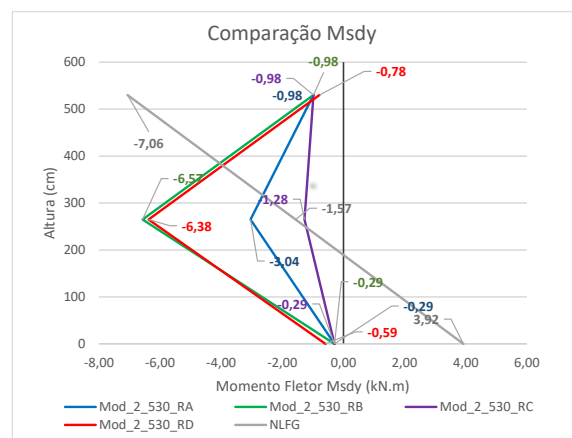
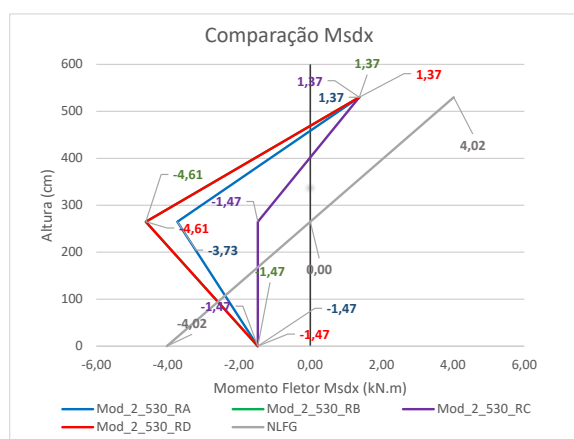
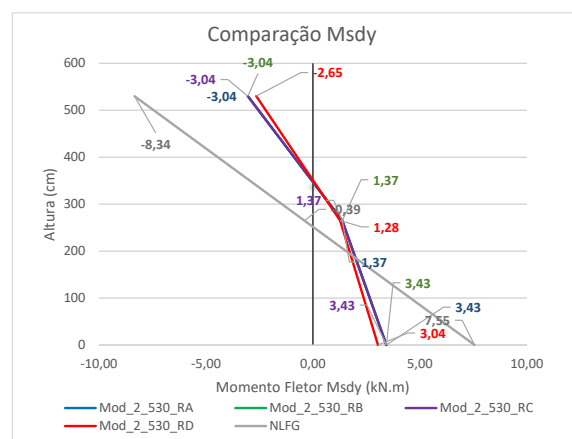
As características do Pilar P1 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo F são apresentadas na Tabela 4.27.

Tabela 4.27: Características do Pilar P1 do Grupo F.

Pilar	h _x (cm)	h _y (cm)	λ _x		λ _y		Esforço Normal (kN)	
P1	20	30	91,8		46,2			
Valores de Esbeltez limite			λ _{1x} ^{0º}	λ _{1x} ^{270º}	λ _{1y} ^{0º}	λ _{1y} ^{270º}	N _d ^{0º}	N _d ^{270º}
Primeiro lance			75,0	35,0	69,1	35,0	116,9	120,4
Último lance			77,0	72,5	80,4	68,6	57,0	58,2

Nas figuras 4.61 a 4.64, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.61:** Grupo F, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 0° .(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.62:** Grupo F, Pilar P1, Último lance, Vento a 0° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.63:** Grupo F, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 270°.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.64:** Grupo F, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 270°.

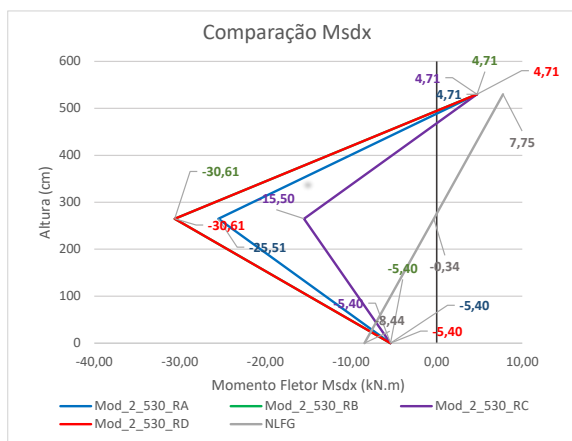
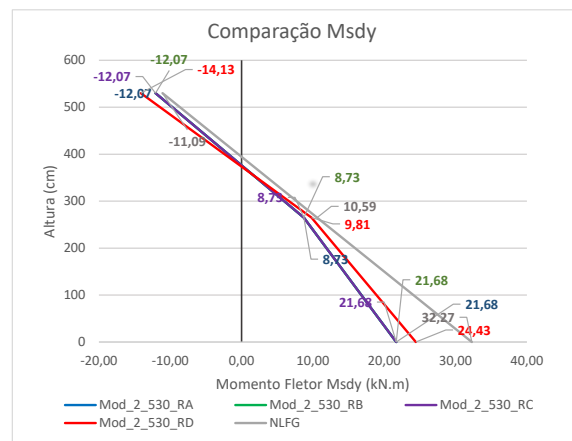
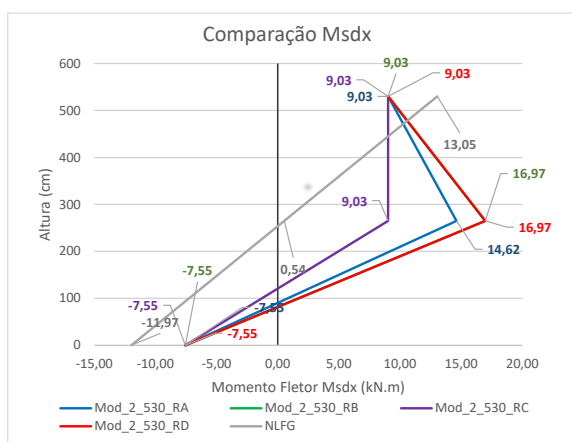
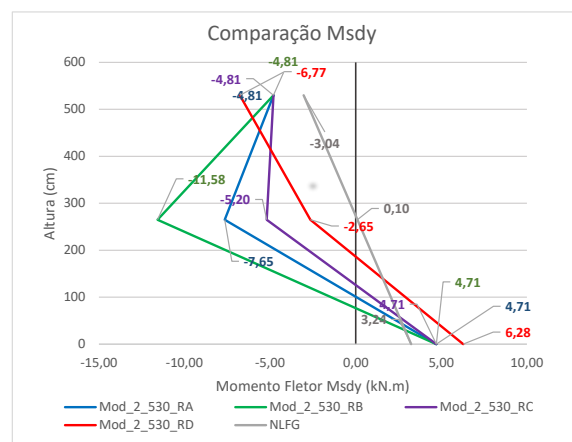
4.6.2 Pilar P2

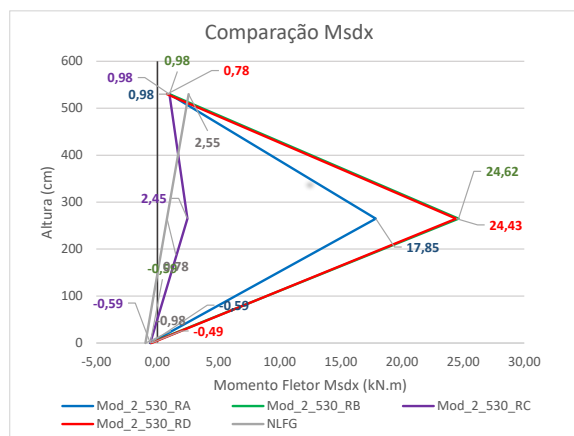
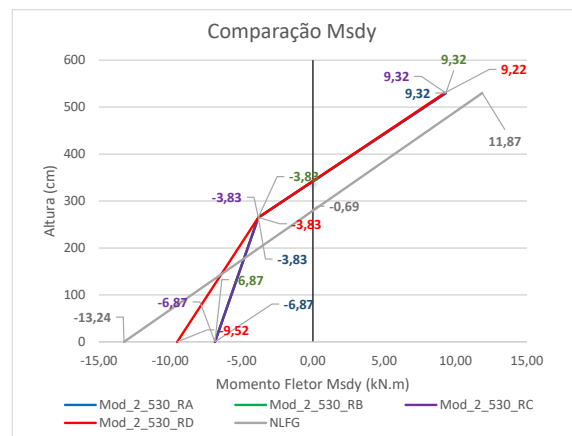
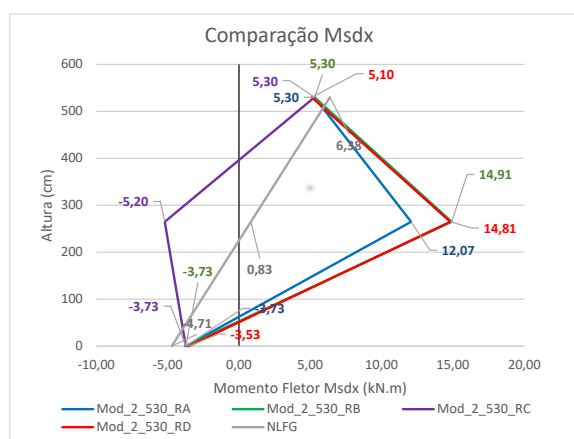
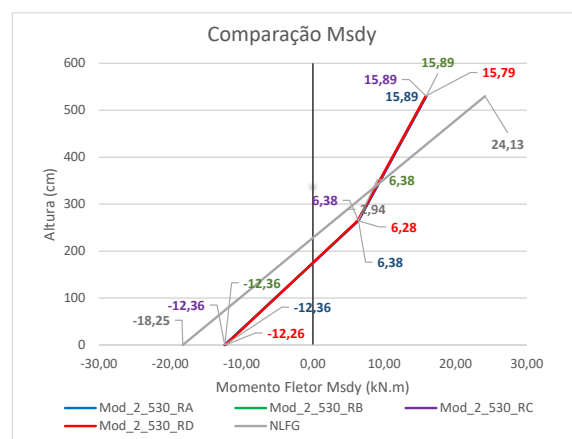
As características do Pilar P2 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo F são apresentadas na Tabela 4.28.

Tabela 4.28: Características do Pilar P2 do Grupo F.

Pilar	h _x (cm)	h _y (cm)	λ _x		λ _y		Esforço Normal (kN)	
<u>P2</u>	20	40	91,8		34,6			
<u>Valores de Esbeltez limite</u>			λ _{1x} ^{0º}	λ _{1x} ^{270º}	λ _{1y} ^{0º}	λ _{1y} ^{270º}	N _d ^{0º}	N _d ^{270º}
Primeiro lance			35,0	35,0	67,2	64,7	358,8	337,4
Último lance			74,5	72,8	35,0	69,3	190,7	183,0

Nas figuras 4.65 a 4.68, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.65:** Grupo F, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 0° .(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.66:** Grupo F, Pilar P2, Último lance, Vento a 0° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.67:** Grupo F, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 270°.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.68:** Grupo F, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 270°.

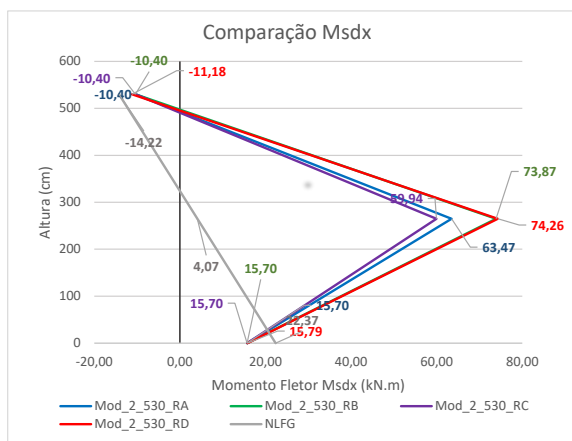
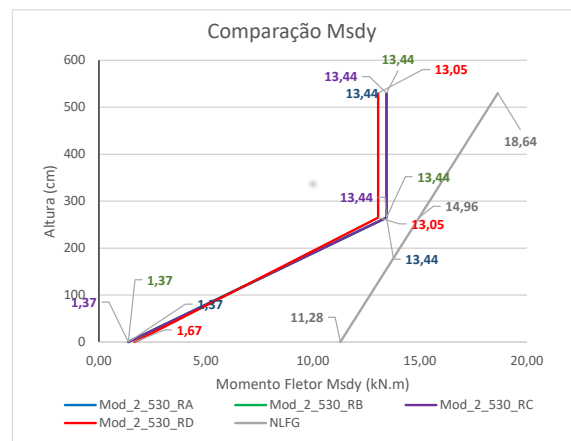
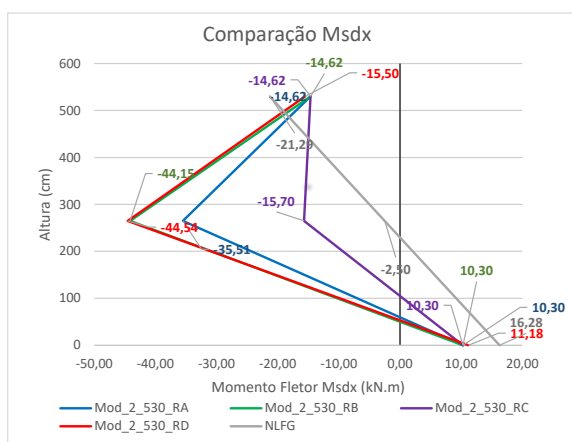
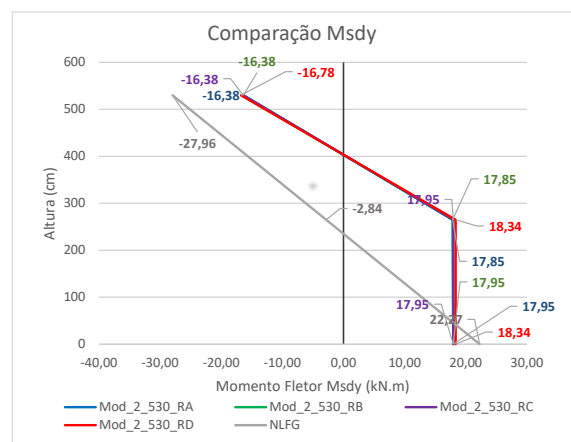
4.6.3 Pilar P6

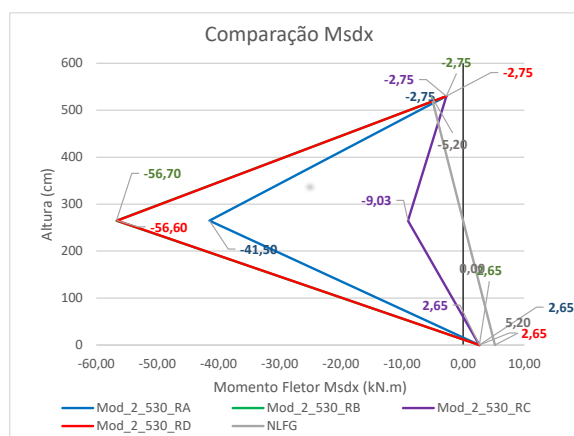
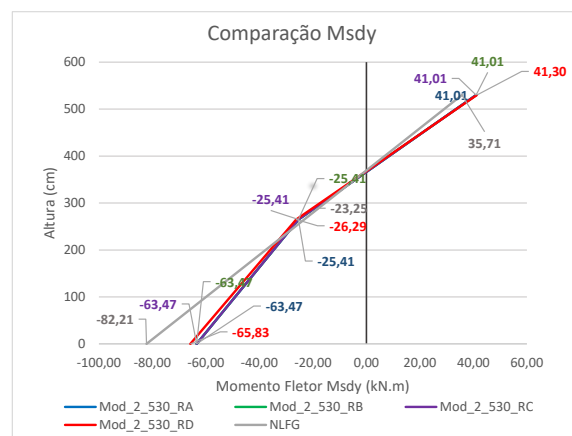
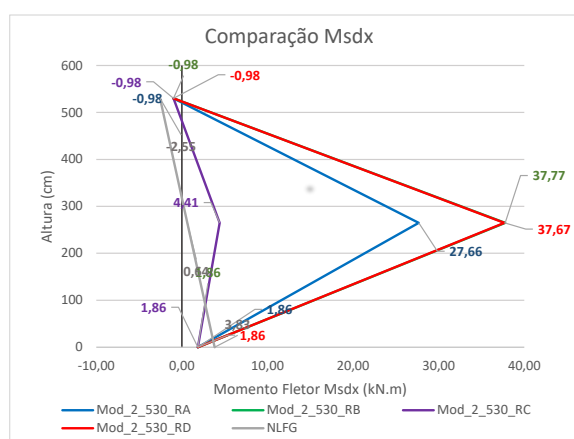
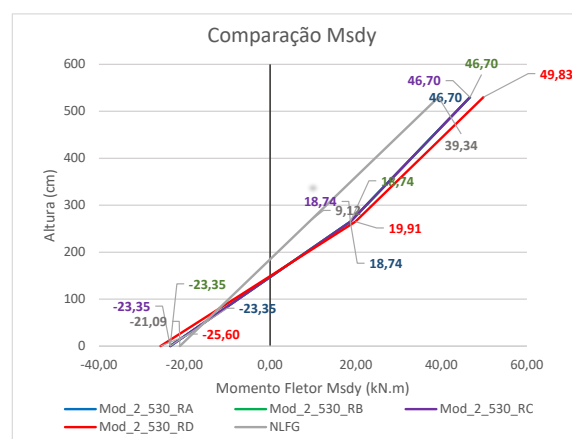
As características do Pilar P6 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo F são apresentadas na Tabela 4.29.

Tabela 4.29: Características do Pilar P6 do Grupo F.

Pilar	h _x (cm)	h _y (cm)	λ _x		λ _y			
P6	20	70	91,8		19,8		Esforço Normal (kN)	
Valores de Esbeltez limite			λ _{1x} ^{0º}	λ _{1x} ^{270º}	λ _{1y} ^{0º}	λ _{1y} ^{270º}	N _d ^{0º}	N _d ^{270º}
Primeiro lance			35,0	35,0	35,0	66,2	827,8	769,3
Último lance			72,7	35,0	35,0	66,6	546,2	511,3

Nas figuras 4.69 a 4.72, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.69:** Grupo F, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 0° .(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.70:** Grupo F, Pilar P6, Último lance, Vento a 0° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.71:** Grupo F, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 270°.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.72:** Grupo F, Pilar P6, Último lance, Vento a 270°.

4.6.4 Conclusão Grupo F

- Avaliação dos efeitos globais: de maneira contra indicada pela NBR 6118:2023, de acordo com o valor de γ_z , a estrutura deste grupo é classificada como de nós móveis para vento a 0° e de nós fixos para vento a 270°. Observam-se valores próximos de momentos de extremidade quando calculados por meio do $P - \Delta$ e do γ_z , com poucas exceções, como no último lance do pilar P2, direção de Y, vento a 0°. Esta diferença pode ser atribuída à simulação contra indicada

de efeitos globais de 2ª ordem por meio do γ_z em uma estrutura de somente dois pavimentos. Os momentos nas extremidades são menores em módulo no modelo NLFG se comparado aos modelos com γ_z e $P - \Delta$ para ambos os lances do pilar P2, na direção Y com vento a 0° , em ambos os lances do pilar P6, na direção de Y com vento a 270° e o último lance do pilar P1, para direção X com vento a 0° . Nos demais casos, o modelo NLFG apresentou momentos fletores de extremidade maiores se comparado.

- Avaliação dos efeitos locais: todos os pilares possuem λ maior que 90 em relação ao eixo de menor inércia (direção X), não sendo permitido empregar o MPP com κ_{aprox} e com $(1/r)_{\text{aprox}}$ para simulação dos efeitos locais, embora, a título de avaliação, aqui foram considerados. Os seguintes lances tiveram consideração de efeitos locais de 2ª ordem: na direção de X nos três pilares e no primeiro lance do pilar P1 na direção de Y com vento a 270° . Nestes casos observaram-se momentos fletores maiores, em média, 166% aplicando MPP com κ_{aprox} , e 257% aplicando $(1/r)_{\text{aprox}}$, se comparado ao MPP acoplado a diagramas $M - N - 1/r$. De forma geral, os pilares com efeitos locais simulados por meio do MPP apresentaram valores de momentos superiores aos do modelo NLFG.

Na Tabela 4.30 são apresentadas as *tensões de referência* para cada modelo.

Tabela 4.30: Tensões de referência do Grupo F (kN/m^2).

MODELOS GRUPO F	PILAR P1		PILAR P2		PILAR P6	
	Primeiro Lance	Último Lance	Primeiro Lance	Último Lance	Primeiro Lance	Último Lance
$\gamma_z / \kappa_{\text{aprox}}$	7688 (B- 0°)	7261 (B- 0°)	13626 (B- 0°)	9240 (T- 270°)	19258 (B- 270°)	13718 (T- 270°)
$\gamma_z / (1/r)_{\text{aprox}}$	8661 (M- 270°)	7261 (B- 0°)	13626 (B- 0°)	9907 (M- 0°)	19258 (B- 270°)	13718 (T- 270°)
$\gamma_z / M - N - 1/r$	7688 (B- 0°)	7261 (B- 0°)	13626 (B- 0°)	9240 (T- 270°)	19258 (B- 270°)	13718 (T- 270°)
$P\Delta / (1/r)_{\text{aprox}}$	8558 (M- 270°)	7420 (T- 0°)	14662 (B- 0°)	9163 (T- 270°)	19747 (B- 270°)	14383 (T-270°)
NLFG	10570 (T-0°)	8249 (B-0°)	18131 (B-0°)	12315 (T-270°)	23455 (B-270°)	12077 (T- 270°)

B - Base ; M - Seção intermediária ; T - Topo

De maneira geral, as seções críticas são de base ou de topo, sendo, com exceção do último lance do pilar P6, os maiores valores de tensão de referência observados

por meio do modelo NLFG.

Comparando-se os modelos RA ao RD, cabe-se observar ainda que, com exceção do último lance do Pilar P2, os modelos que apresentaram maior tensão de referência foram aqueles com emprego do método $P - \Delta$, o que indica que realmente o γ_z não é apropriado para simulação dos efeitos globais nesta estrutura ($N = 2$). Com exceção do último lance do pilar P6, todos os modelos deste grupo avaliados segundo as estratégias aproximadas da NBR 6118:2023 apresentaram valores contra a segurança da ótica das tensões de referência.

4.7 Grupo G

As características do edifício do Grupo G, incluindo a classificação quanto à sua deslocabilidade baseada no parâmetro γ_z da ABNT NBR 6118 (2023) ($FAVt$ do TQS), são apresentadas na Tabela 4.31.

Tabela 4.31: Características do edifício do Grupo G.

Grupo	Nº pavimentos	Comp. Equivalente (m)	
G	8	2,70	
	γ_z	α	Classificação
Vento a 0°	1,04	0,561	Nós fixos
Vento a 270°	1,02	0,390	Nós fixos

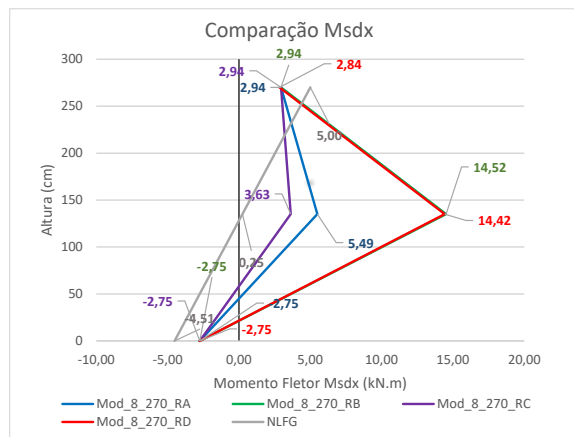
4.7.1 Pilar P1

As características do Pilar P1 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo G são apresentadas na Tabela 4.32.

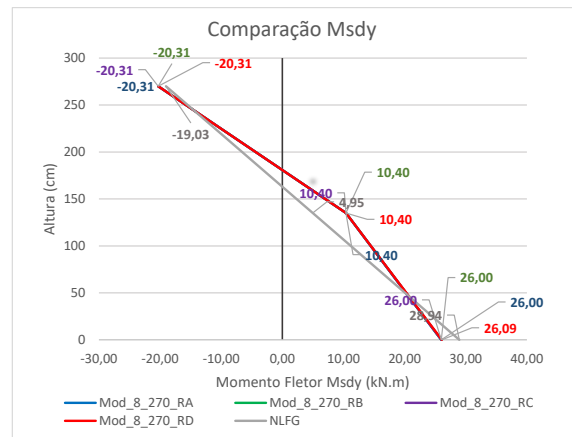
Tabela 4.32: Características do Pilar P1 do Grupo G.

Pilar	h _x (cm)	h _y (cm)	λ _x		λ _y		Esforço Normal (kN)	
P1	20	50	46,8		18,7			
Valores de Esbeltez limite			λ ^{0º} _{1x}	λ ^{270º} _{1x}	λ ^{0º} _{1y}	λ ^{270º} _{1y}	N ^{0º} _d	N ^{270º} _d
Primeiro lance			35,0	35,0	65,1	64,4	636,0	597,8
Último lance			67,1	71,5	90,0	89,3	72,8	70,0

Nas figuras 4.73 a 4.76, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

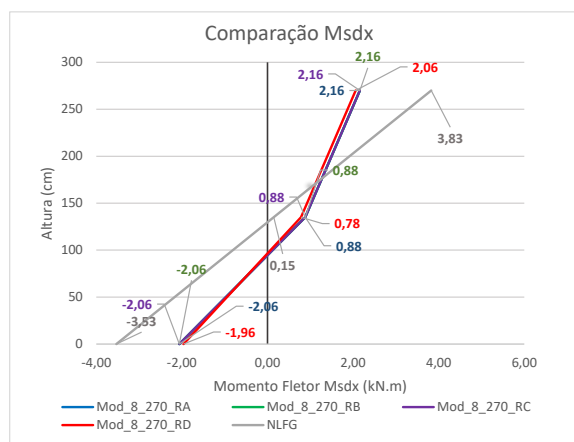


(a) Momento Fletor M_{sdx}

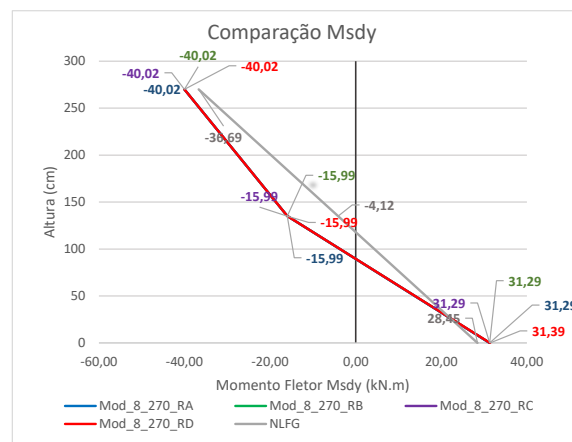


(b) Momento Fletor M_{sdy}

Figura 4.73: Grupo G, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 0° .

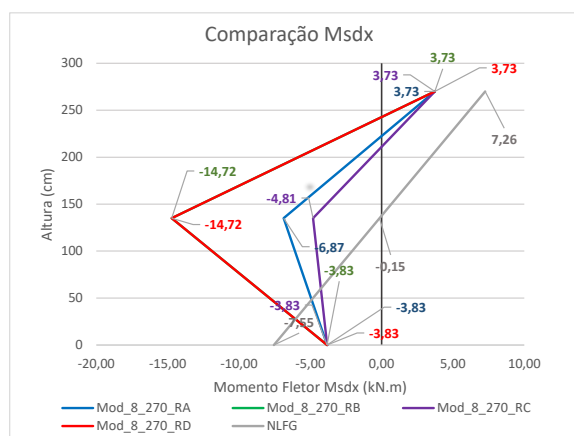
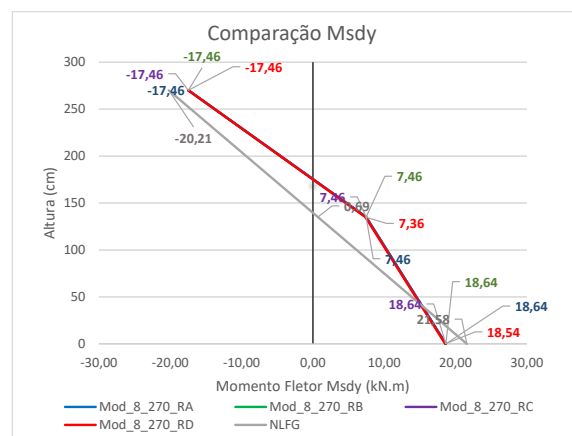
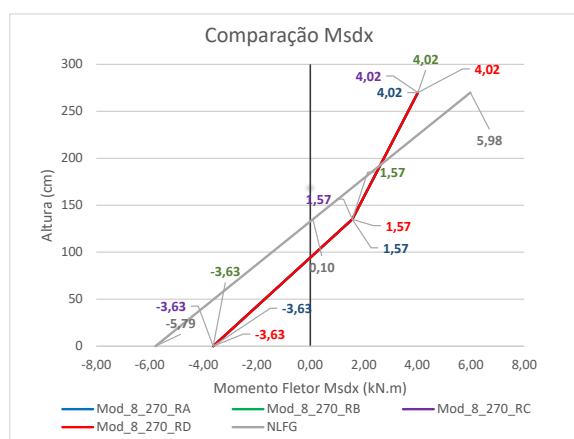
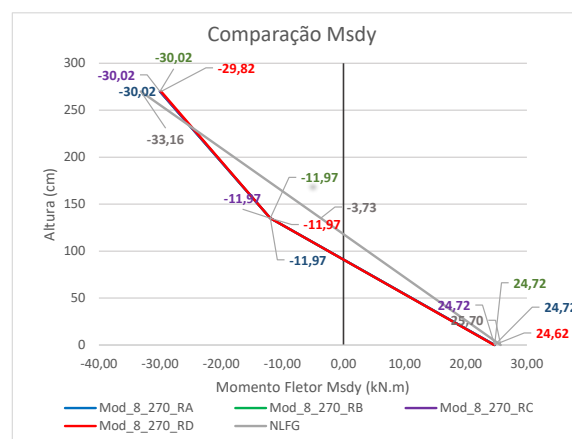


(a) Momento Fletor M_{sdx}



(b) Momento Fletor M_{sdy}

Figura 4.74: Grupo G, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 0° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.75:** Grupo G, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 270º.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.76:** Grupo G, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 270º.

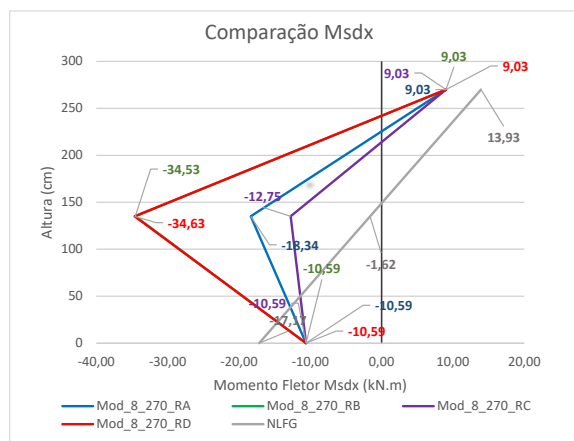
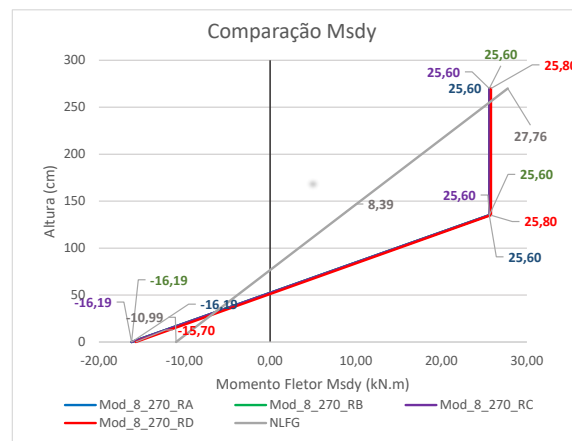
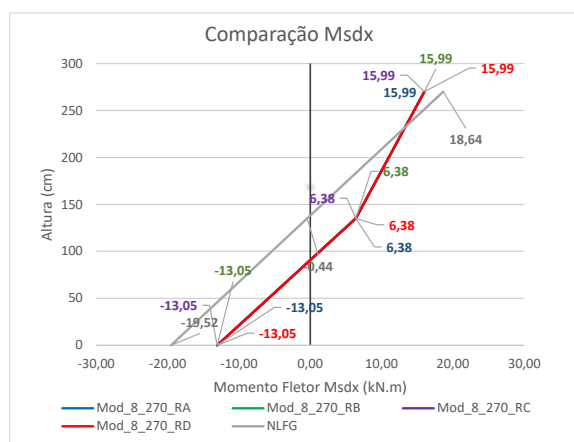
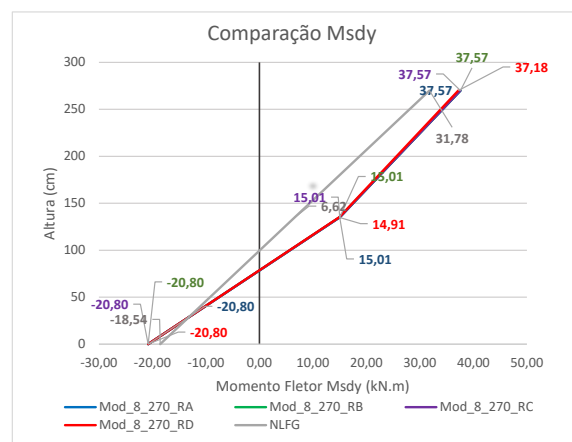
4.7.2 Pilar P2

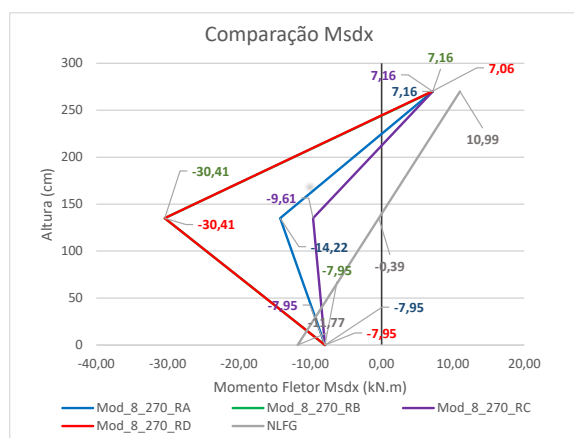
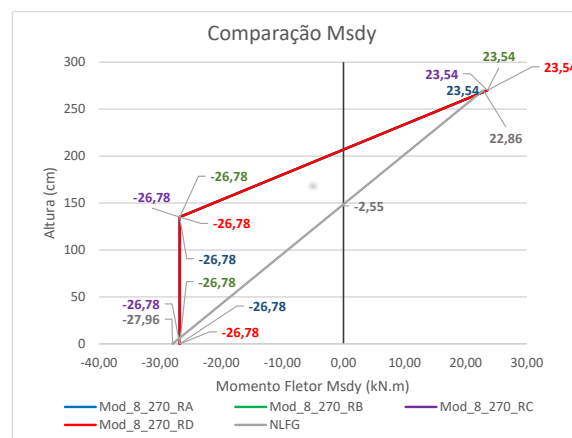
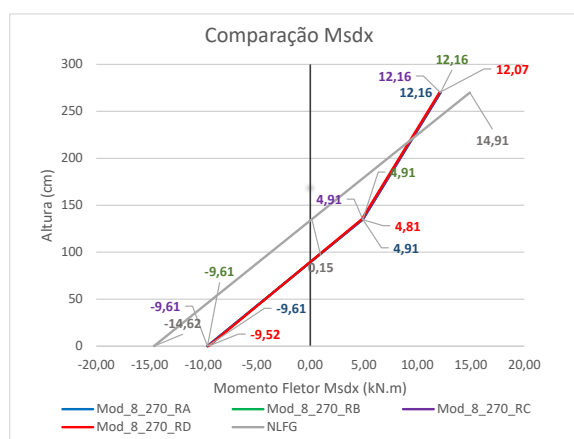
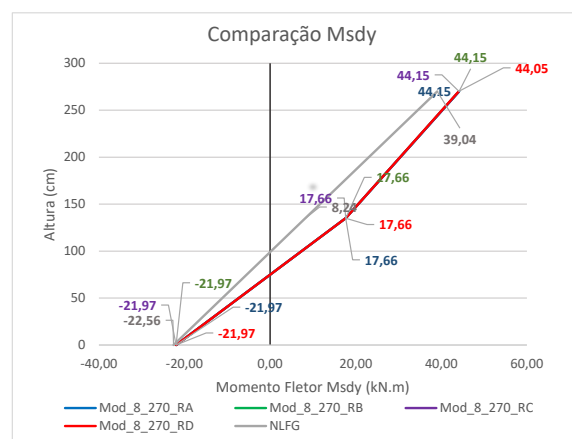
As características do Pilar P2 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo G são apresentadas na Tabela 4.33.

Tabela 4.33: Características do Pilar P2 do Grupo G.

Pilar	h _x (cm)	h _y (cm)	λ _x		λ _y		Esforço Normal (kN)	
<u>P2</u>	20	80	46,8		11,7			
<u>Valores de Esbeltez limite</u>			λ _{1x} ^{0º}	λ _{1x} ^{270º}	λ _{1y} ^{0º}	λ _{1y} ^{270º}	N _d ^{0º}	N _d ^{270º}
Primeiro lance			35,0	35,0	35,0	35,0	1314,0	1236,4
Último lance			76,8	73,8	70,9	72,6	175,3	168,7

Nas figuras 4.77 a 4.80, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.77:** Grupo G, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 0° .(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.78:** Grupo G, Pilar P2, Último lance, Vento a 0° .

(a) Momento Fletor M_{sd_x} (b) Momento Fletor M_{sd_y} **Figura 4.79:** Grupo G, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 270°.(a) Momento Fletor M_{sd_x} (b) Momento Fletor M_{sd_y} **Figura 4.80:** Grupo G, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 270°.

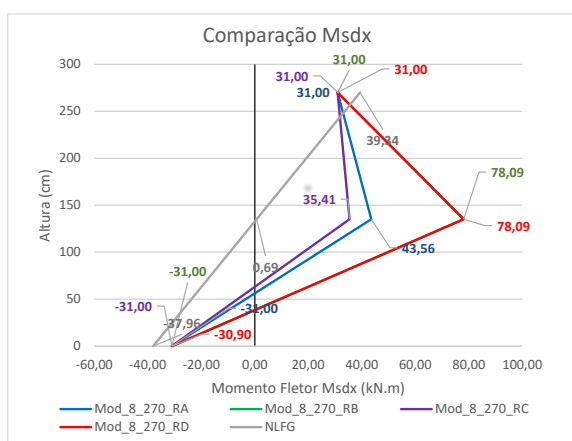
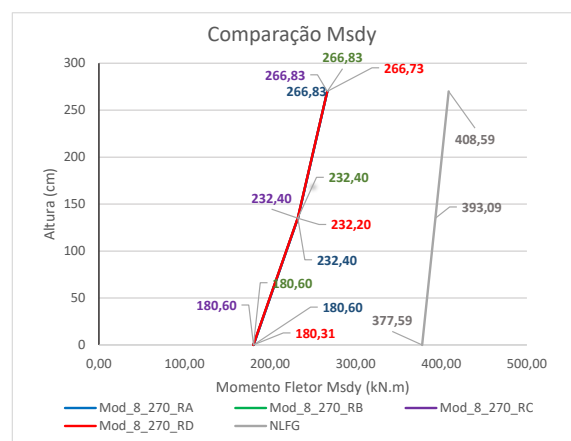
4.7.3 Pilar P6

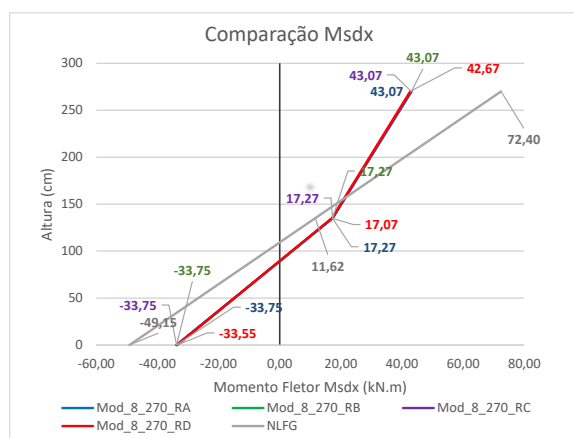
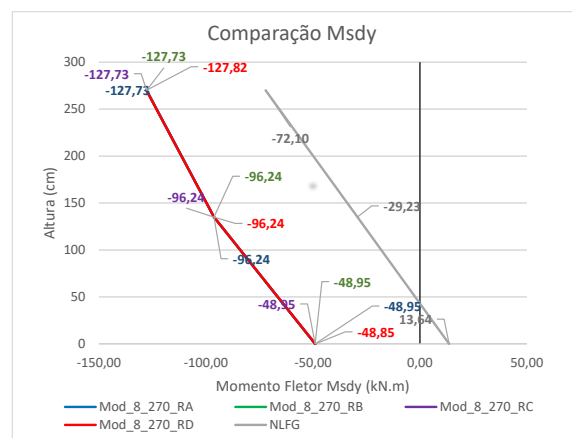
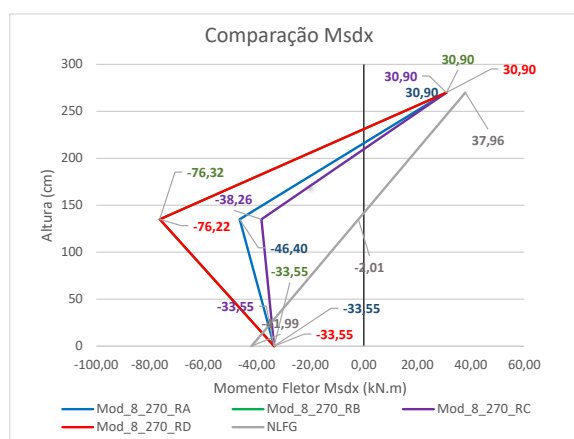
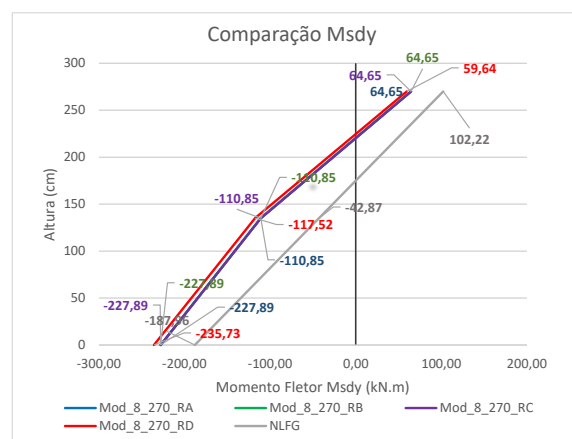
As características do Pilar P6 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo G são apresentadas na Tabela 4.34.

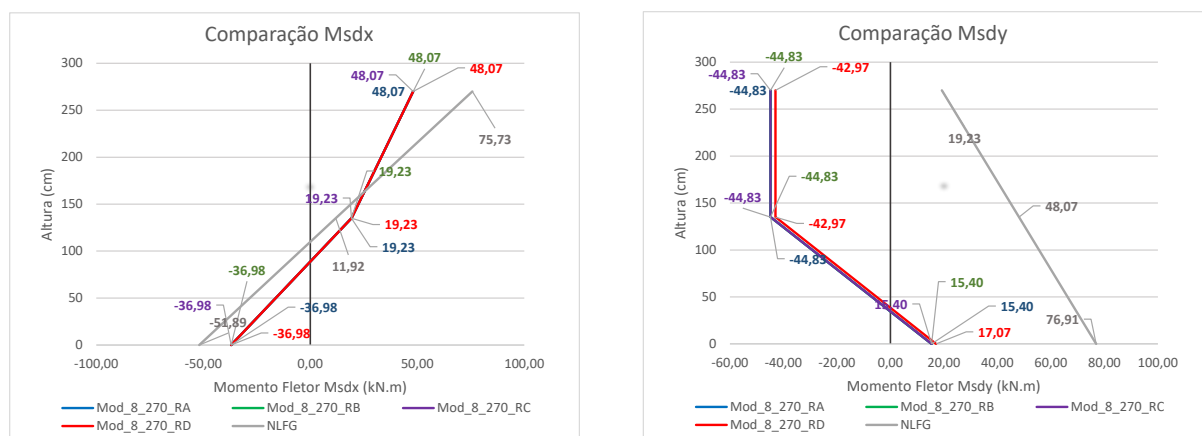
Tabela 4.34: Características do Pilar P6 do Grupo G.

Pilar	h_x (cm)	h_y (cm)	λ_x		λ_y		Esforço Normal (kN)	
<u>P6</u>	25	200	37,4		4,7			
<u>Valores de Esbeltez limite</u>			$\lambda_{1x}^{0^\circ}$	$\lambda_{1x}^{270^\circ}$	$\lambda_{1y}^{0^\circ}$	$\lambda_{1y}^{270^\circ}$	$N_d^{0^\circ}$	$N_d^{270^\circ}$
Primeiro lance			35,0	35,0	35,0	52,4	3231,2	2935,5
Último lance			69,4	70,6	35,0	35,0	785,4	737,4

Pilar classificado como pilar-parede sendo, portanto, necessária verificação quanto aos efeitos localizados de 2ª ordem. Contudo, a investigação profunda destes efeitos não foi realizada neste trabalho. Nas figuras 4.81 a 4.84, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.81:** Grupo G, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 0° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.82:** Grupo G, Pilar P6, Último lance, Vento a 0°.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.83:** Grupo G, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 270°.

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.84:** Grupo G, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 270º.

4.7.4 Conclusão Grupo G

- Avaliação dos efeitos globais: de acordo com o coeficiente γ_z , a estrutura deste grupo é classificada como de nós fixos em ambas as direções de ação do vento. A validade desta classificação normativa é observada pela proximidade entre os valores obtidos por meio dos modelos cujos efeitos globais de 2ª ordem deveriam ser simulados pelo coeficiente γ_z que, em razão desta classificação, consistem em valores de 1ª ordem, e os obtidos por meio do $P-\Delta$, que consiste em uma análise de 2ª ordem por essência. Vale destacar que, diferentemente dos grupos anteriores, notou-se mais casos com valores de momento fletor nas extremidades menores obtidos com NLFG se comparado aos modelos $P-\Delta$ e γ_z . Como exemplo, observa-se o último lance dos três pilares na direção de Y quando o vento atua a 0º. Em contrapartida, casos como o primeiro lance do pilar P6, para momentos em Y, apresentaram valores nas extremidades até 2 vezes maior no Modelo NLFG se comparado aos demais. Dentre as possíveis causas para essa diferença está a falta de representatividade de pilares-parede por meio de elementos de barra (modelo usado inclusive pelo módulo NLFG); a discretização das vigas em elementos menores (além dos pilares, o Módulo

NLFG também discretiza as vigas) e a consideração mais precisa da degradação material específica para cada elemento que alteram o comportamento global da estrutura e gera redistribuição de esforços. Descartam-se os efeitos localizados como possível causa pois, para os casos de carga estudados, estes efeitos puderam ser desprezados.

- Avaliação dos efeitos locais: todos os pilares possuem λ menor que 90, podendo ser empregado o MPP com κ_{aprox} e com $(1/r)_{\text{aprox}}$ para simulação dos cálculos dos efeitos locais de 2ª ordem. Os seguintes lances tiveram consideração de efeitos locais de 2ª ordem: primeiro lance dos três pilares apenas na direção de X. Nestes casos percebeu-se momentos fletores maiores, em média, 38% aplicando MPP com κ_{aprox} e 186% aplicando $(1/r)_{\text{aprox}}$, se comparado ao MPP acoplado a diagramas $M-N-1/r$. Na maioria dos casos, os pilares com efeitos locais simulados por meio MPP apresentaram valores de momentos superiores aos do modelo NLFG, exceto o caso da Figura 4.81, cujo alto valor na seção intermediária é consequência dos valores também altos das extremidades como dito no item anterior de efeitos globais.

Na Tabela 4.35 são apresentadas as *tensões de referência* para cada modelo.

Tabela 4.35: Tensões de referência do Grupo G (kN/m^2).

MODELOS GRUPO G	PILAR P1		PILAR P2		PILAR P6	
	Primeiro Lance	Último Lance	Primeiro Lance	Último Lance	Primeiro Lance	Último Lance
$\gamma_z / \kappa_{\text{aprox}}$	14488 (B-0°)	12994 (T-0°)	13873 (M-0°)	9902 (T-270°)	19456 (T-0°)	7960 (T-0°)
$\gamma_z / (1/r)_{\text{aprox}}$	14488 (B-0°)	12994 (T-0°)	14632 (M-0°)	9902 (T-270°)	19456 (T-0°)	7960 (T-0°)
$\gamma_z / M - N - 1/r$	14488 (B-0°)	12994 (T-0°)	13611 (M-0°)	9902 (T-270°)	19456 (T-0°)	7960 (T-0°)
$P\Delta / (1/r)_{\text{aprox}}$	14512 (B-0°)	12983 (T-0°)	14677 (M-0°)	9878 (T-270°)	19453 (T-0°)	7963 (T-0°)
NLFG	15356 (B-0°)	12073 (T-0°)	13870 (T-0°)	8949 (T-270°)	26105 (T-0°)	5450 (B-270°)

B - Base ; M - Seção intermediária ; T - Topo

Com exceção do primeiro lance do pilar P1 e do primeiro lance do pilar P6, análises por meio das estratégias aproximadas da NBR 6118:2023 foram as que resultaram maiores valores de tensão de referência. Em sua grande maioria, estes valores aconteceram nas extremidades, indicando uma preponderância dos efeitos de

1ª ordem em comparação aos efeitos locais de 2ª ordem. As maiores discrepâncias com os modelos NLFG foram observadas no pilar P6, tanto em favor da segurança no último lance e contra a segurança no primeiro. As possíveis justificativas são aquelas comentadas na avaliação dos efeitos globais. Quanto aos possíveis efeitos localizados no pilar P6, dentro dos dois casos de carregamentos estudados, esses efeitos puderam ser desprezados nos dimensionamentos, pois, o índice de esbeltez das faixas do pilar foram inferiores aos seus respectivos índices de esbeltez limite.

4.8 Grupo H

As características do edifício do Grupo H, incluindo a classificação quanto à sua deslocabilidade baseada no parâmetro γ_z da ABNT NBR 6118 (2023) ($FAVt$ do TQS), são apresentadas na Tabela 4.36.

Tabela 4.36: Características do edifício do Grupo H.

Grupo	Nº pavimentos	Comp. Equivalente (m)	
H	8	4,00	
	γ_z	α	Classificação
Vento a 0°	1,09	0,738	Nós fixos
Vento a 270°	1,04	0,519	Nós fixos

No edifício deste grupo, o parâmetro α , diferente de γ_z , indica estrutura de nós móveis para vento a 0°, visto que $\alpha_1 = 0,7$ para edifícios com contraventamento composto por pilares-parede.

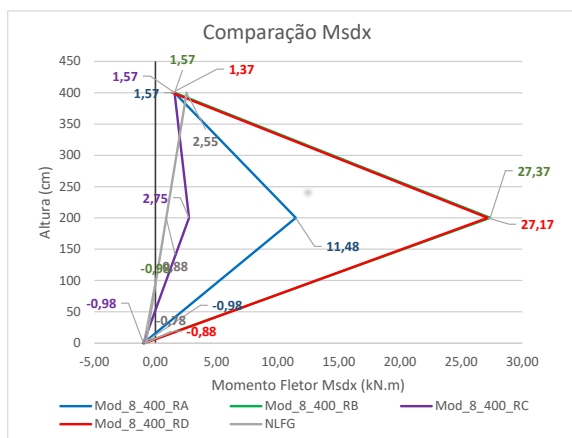
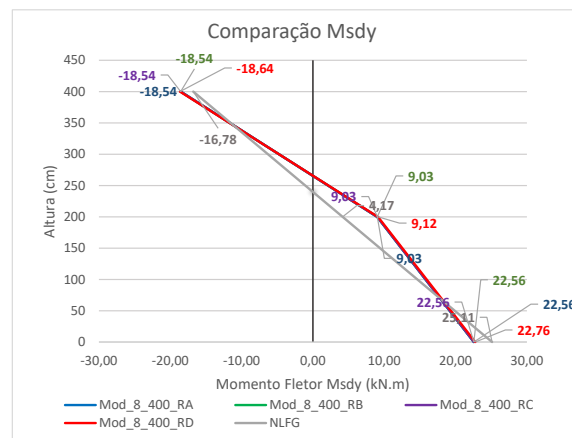
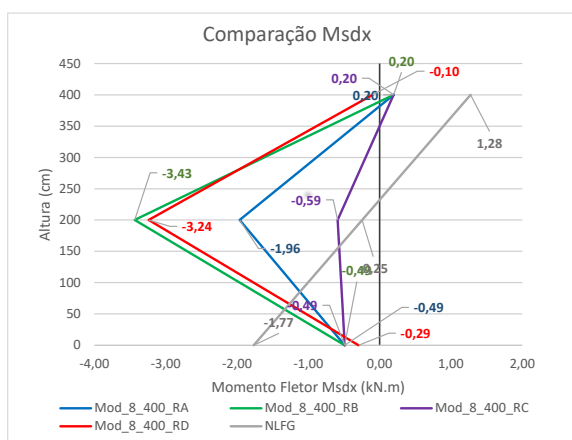
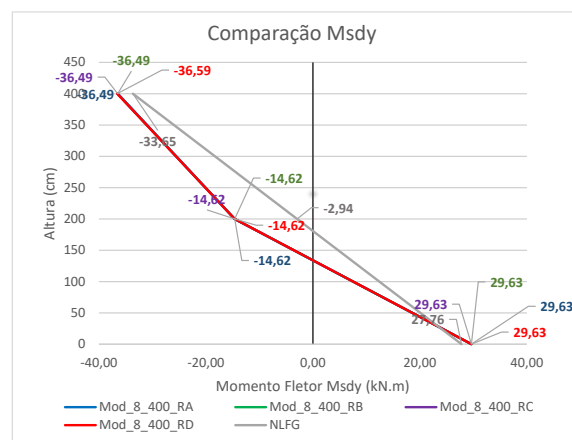
4.8.1 Pilar P1

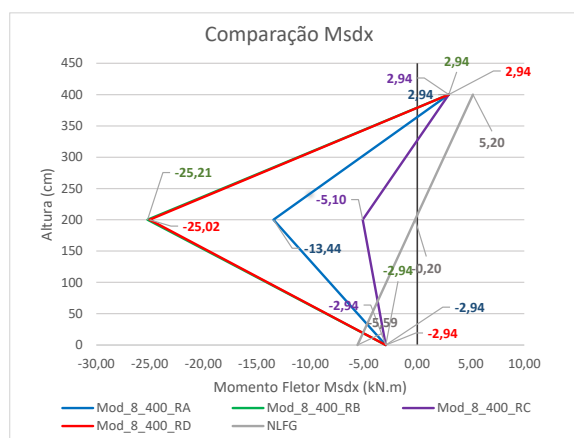
As características do Pilar P1 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo H são apresentadas na Tabela 4.37.

Tabela 4.37: Características do Pilar P1 do Grupo H.

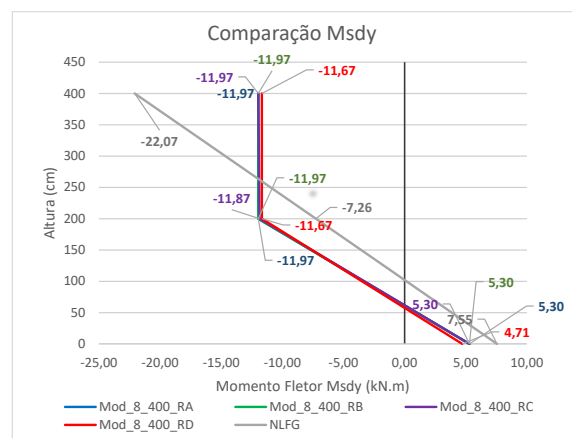
Pilar	h_x (cm)	h_y (cm)	λ_x	λ_y	Esforço Normal (kN)	
P1	20	50	69,3	27,7		
Valores de Esbeltez limite					$N_d^{0^\circ}$	$N_d^{270^\circ}$
Primeiro lance			35,0	35,0	646,4	555,6
Último lance			35,0	69,8	75,0	69,2

Nas figuras 4.85 a 4.88, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.85:** Grupo H, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 0° .(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.86:** Grupo H, Pilar P1, Último lance, Vento a 0° .

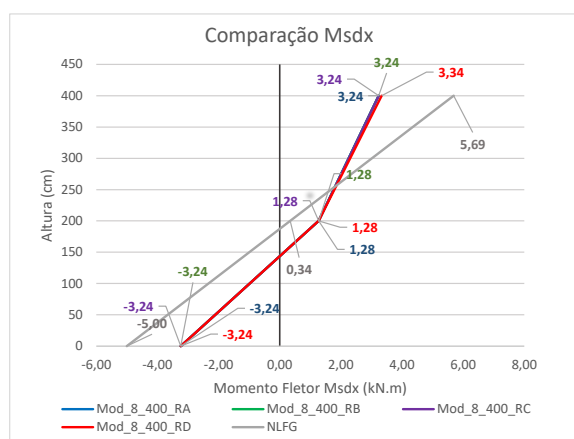


(a) Momento Fletor M_{sdx}

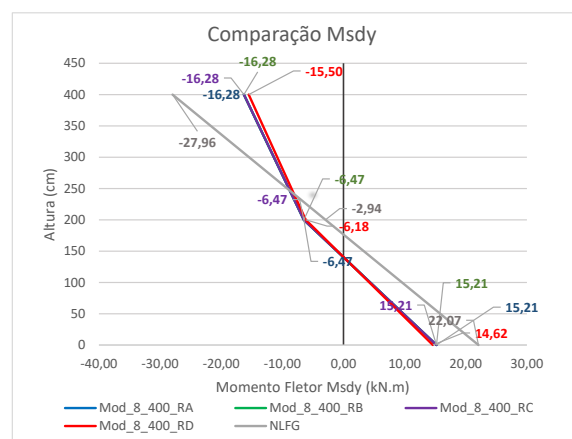


(b) Momento Fletor M_{sdy}

Figura 4.87: Grupo H, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 270°.



(a) Momento Fletor M_{sdx}



(b) Momento Fletor M_{sdy}

Figura 4.88: Grupo H, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 270°.

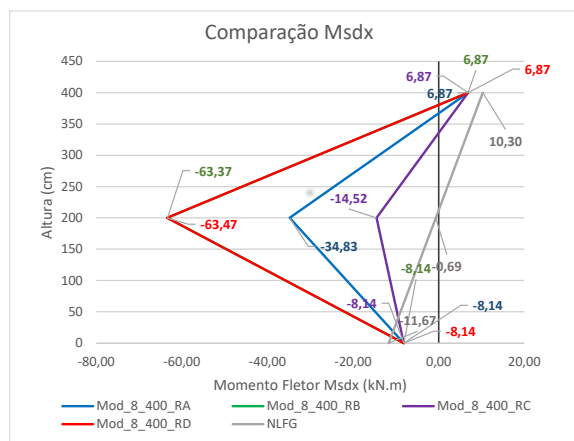
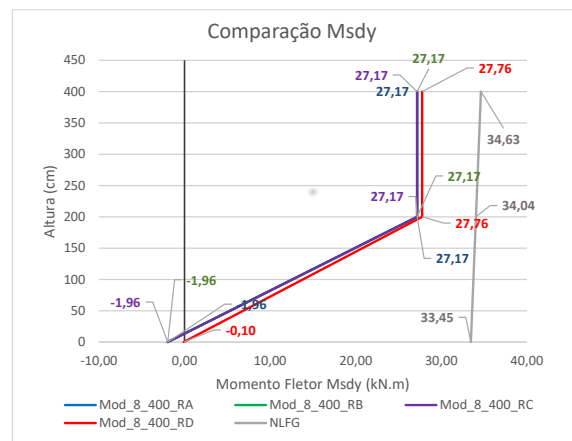
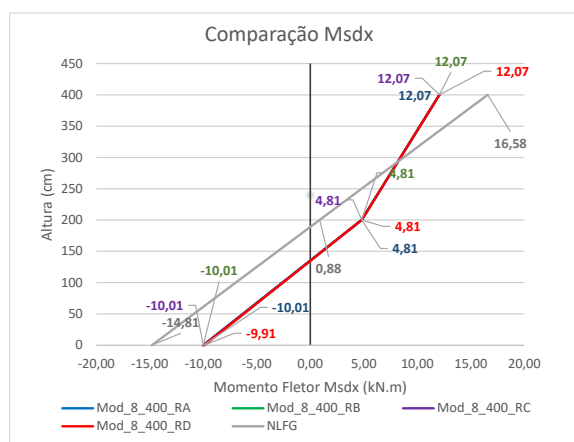
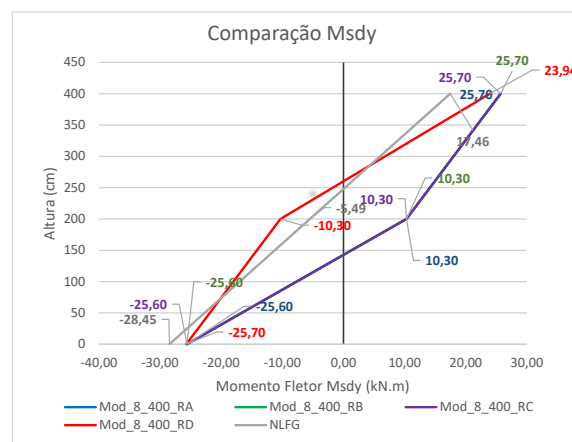
4.8.2 Pilar P2

As características do Pilar P2 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo H são apresentadas na Tabela 4.38.

Tabela 4.38: Características do Pilar P2 do Grupo H.

Pilar	h_x (cm)	h_y (cm)	λ_x	λ_y	Esforço Normal (kN)	
P2	20	80	69,3	17,3		
Valores de Esbeltez limite					$N_d^{0^\circ}$	$N_d^{270^\circ}$
Primeiro lance			35,0	35,0	1380,9	1198,5
Último lance			72,8	68,1	182,9	167,9

Nas figuras 4.89 a 4.92, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.89:** Grupo H, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 0° .(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.90:** Grupo H, Pilar P2, Último lance, Vento a 0° .

É interessante observar que, mesmo sem efeitos de 2^a ordem (dispensado pois $\lambda \leq \lambda_1$), o sinal do momento na seção intermediária para M_{sdy} no modelo 8_400_RD inverteu se comparado aos demais. Neste caso, o momento na extremidade inferior é maior em módulo, governando o cálculo de $M_{d,tot}$, multiplicando-o por $\alpha_b = 0,4$.

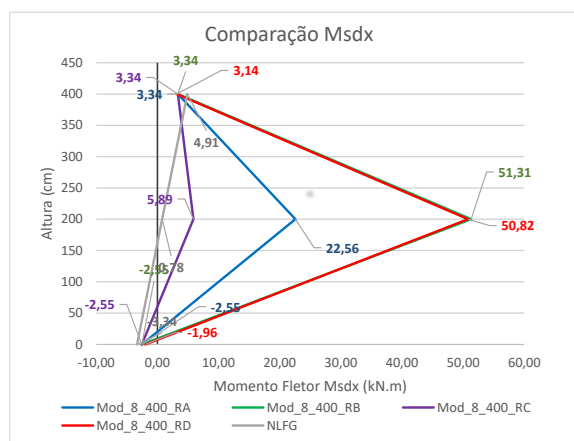
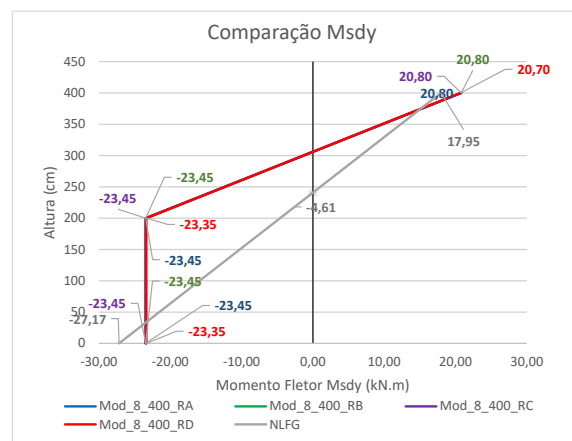
(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy}

Figura 4.91: Grupo H, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 270º.

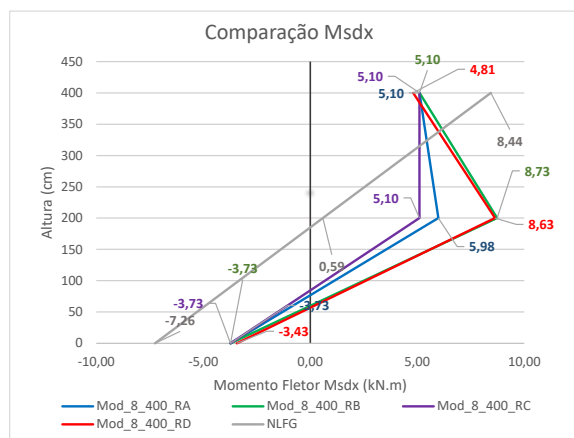
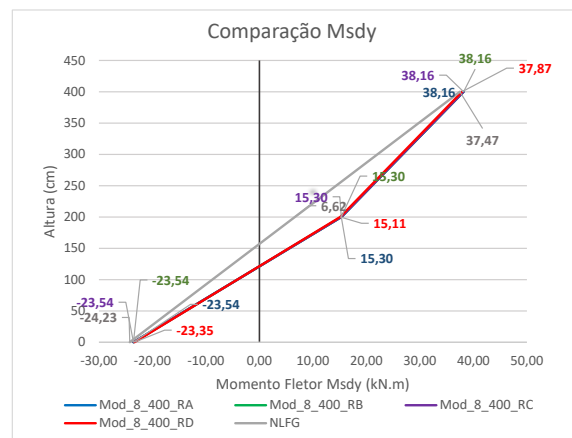
(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy}

Figura 4.92: Grupo H, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 270º.

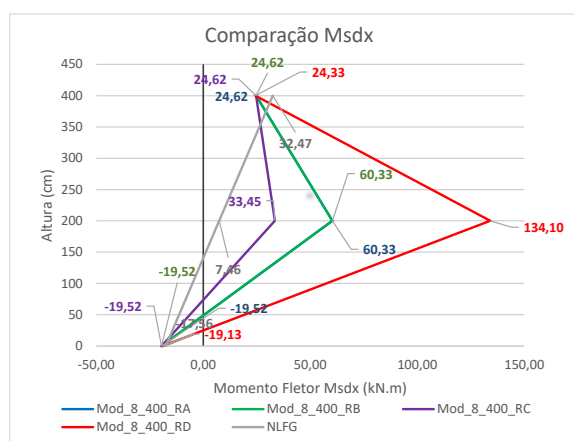
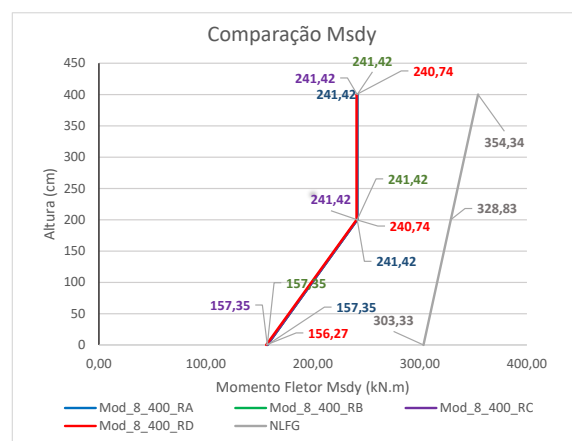
4.8.3 Pilar P6

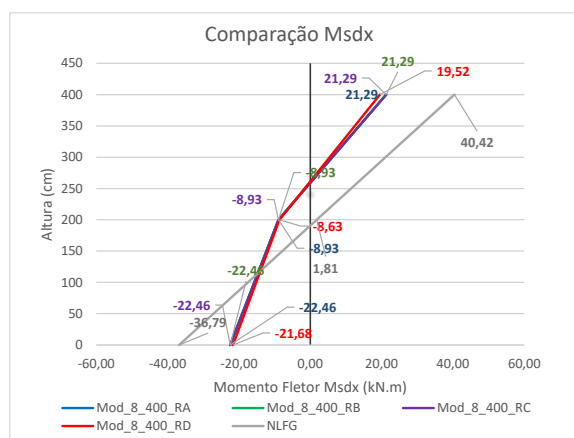
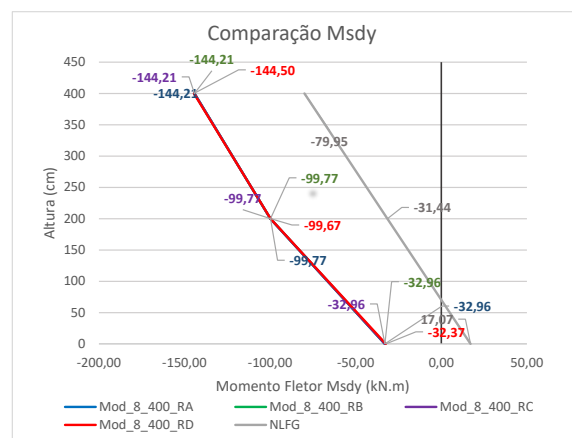
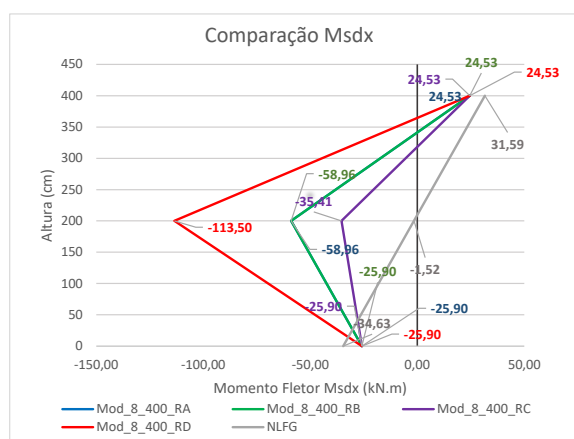
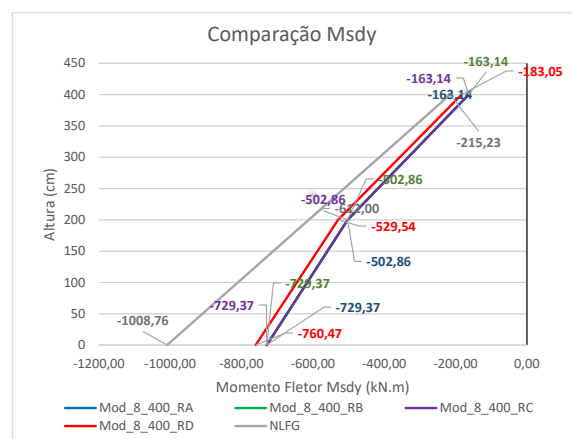
As características do Pilar P6 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo H são apresentadas na Tabela 4.39.

Tabela 4.39: Características do Pilar P6 do Grupo H.

Pilar	h_x (cm)	h_y (cm)	λ_x	λ_y	Esforço Normal (kN)	
P6	25	200	55,4	6,9	$N_d^{0^\circ}$	$N_d^{270^\circ}$
Valores de Esbeltez limite			$\lambda_{1x}^{0^\circ}$	$\lambda_{1x}^{270^\circ}$	$\lambda_{1y}^{0^\circ}$	$\lambda_{1y}^{270^\circ}$
Primeiro lance			35,0	35,0	35,0	38,7
Último lance			66,0	68,7	37,8	35,5
					810,9	731,3

Pilar classificado como pilar-parede sendo, portanto, necessária verificação quanto aos efeitos localizados de 2ª ordem. Contudo, a investigação profunda destes efeitos não foi realizada neste trabalho. Nas figuras 4.93 a 4.96, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.93:** Grupo H, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 0° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.94:** Grupo H, Pilar P6, Último lance, Vento a 0° .(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.95:** Grupo H, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 270° .

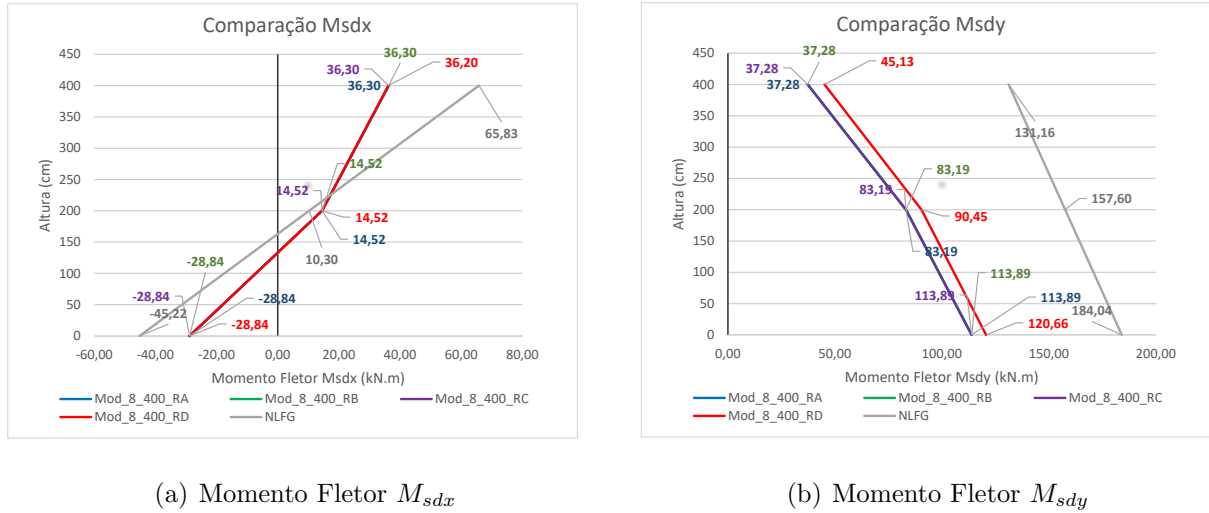


Figura 4.96: Grupo H, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 270° .

4.8.4 Conclusão Grupo H

- Avaliação dos efeitos globais: para este Grupo, destaca-se a validade de classificação da deslocabilidade da estrutura por meio do parâmetro γ_z , observada a semelhança entre os valores de extremidade obtidos por meio de uma análise de 1ª ordem ($\gamma_z \leq 1,10$) e por meio do método $P - \Delta$ demonstrado pelos Modelos RD (2ª ordem). Analogamente ao Grupo G, observam-se alguns casos em que os momentos de extremidade obtidos por meio do $P - \Delta$ e por meio do γ_z apresentam valores superiores aos obtidos por meio do NLFG, como por exemplo, último lance dos pilares P2 e P6 com vento a 0° e direção de Y. Contudo, o panorama geral do grupo é que os momentos de extremidade obtidos com o NLFG superam os obtidos com o $P - \Delta$ e γ_z , em média, 25%. São exemplos deste situação: ambos os lances dos pilares P1 e P6, com vento a 270° na direção de Y, cuja média foi de valores 40% menores.
- Avaliação dos efeitos locais: todos os pilares possuem λ menor que 90, podendo ser empregado o MPP com κ_{aprox} e com $(1/r)_{\text{aprox}}$ para simulação dos cálculos dos efeitos locais de 2ª ordem. Os seguintes lances tiveram consideração de efeitos locais de 2ª ordem: primeiro lance dos três pilares apenas na direção de

X; último lance dos pilares P1 e P2, com vento a 0^0 e 270^0 , respectivamente. Nestes casos, observaram-se momentos fletores maiores, em média, 145% aplicando MPP com κ_{aprox} , e 345% aplicando $(1/r)_{\text{aprox}}$, se comparado ao MPP acoplado a diagramas $M - N - 1/r$. Seguindo o padrão observado até aqui, na maioria dos casos, os pilares com efeitos locais aproximados apresentaram valores de momentos superiores aos do modelo NLFG.

Na Tabela 4.40 são apresentadas as *tensões de referência* para cada modelo.

Tabela 4.40: Tensões de referência do Grupo H (kN/m^2).

MODELOS GRUPO H	PILAR P1		PILAR P2		PILAR P6	
	Primeiro Lance	Último Lance	Primeiro Lance	Último Lance	Primeiro Lance	Último Lance
$\gamma_z / \kappa_{\text{aprox}}$	13350 (B- 0^0)	11722 (T- 0^0)	15358 (M- 0^0)	8444 (T-270^0)	40694 (B- 270^0)	8671 (T- 0^0)
$\gamma_z / (1/r)_{\text{aprox}}$	13350 (B- 0^0)	11722 (T- 0^0)	16696 (M- 0^0)	8444 (T-270^0)	40694 (B- 270^0)	8671 (T- 0^0)
$\gamma_z / M - N - 1/r$	13350 (B- 0^0)	11722 (T- 0^0)	14406 (M- 0^0)	8444 (T-270^0)	40694 (B- 270^0)	8671 (T- 0^0)
$P\Delta / (1/r)_{\text{aprox}}$	13374 (B- 0^0)	11738 (T-0^0)	16822 (M-0^0)	8371 (T- 270^0)	42131 (B- 270^0)	8675 (T- 0^0)
NLFG	13752 (B-0^0)	10821 (T- 0^0)	15366 (T- 0^0)	8312 (T- 270^0)	53926 (B-270^0)	10520 (B-270^0)

B - Base ; M - Seção intermediária ; T - Topo

Em uma análise de combinação de esforços (tensão de referência), observa-se uma tendência a valores levemente maiores com o emprego de $P - \Delta$ em comparação ao γ_z . Fato que ocorre em todos os casos, exceto no último lance do pilar P2. O que pode justificar tal ocorrência é a desconsideração, na análise por meio de γ_z , dos efeitos globais de 2ª ordem no limiar para classificação da estrutura como de nós móveis (γ_z igual a 1,09 para vento a 0^0 e 1,04 para vento a 270^0). Como este grupo contempla os edifícios com 8 pavimentos e pé-direito de 400cm, sua altura total é um fator determinante nos efeitos globais de 2ª ordem, resultando valores próximos aos do NLFG e até superando-os em alguns casos, como no último lance do Pilar P1 e primeiro lance do Pilar P2.

Assim como no Grupo G, as maiores discrepâncias entre os valores dos modelos RA a RD e os valores obtidos com NLFG foram observadas no pilar P6, porém, agora, contra a segurança em ambos os lances. Quanto aos possíveis efeitos localizados no pilar P6, dentro dos dois casos de carregamentos estudados, foram computados de

maneira aproximada pelo programa mas não foram relevantes visto que as seções críticas foram de topo e base.

4.9 Grupo I

As características do edifício do Grupo I, incluindo a classificação quanto à sua deslocabilidade baseada no parâmetro γ_z da ABNT NBR 6118 (2023) ($FAVt$ do TQS), são apresentadas na Tabela 4.41.

Tabela 4.41: Características do edifício do Grupo I.

Grupo	Nº pavimentos	Comp. Equivalente (m)	
I	8	5,30	
	γ_z	α	Classificação
Vento a 0°	1,16	0,931	Nós Móveis
Vento a 270°	1,07	0,652	Nós fixos

O edifício apresentou parâmetros de deslocabilidade coerentes entre si, visto que $\alpha_1 = 0,7$ para edifícios com contraventamento composto por pilares-parede, caracterizando nós fixos para vento a 270° e nós móveis para vento a 0°, assim como γ_z , parâmetro adotado. Sendo assim, os valores dos momentos nas extremidades dos pilares devem ser majorados em $0,95 \cdot \gamma_z$ em uma análise global para vento a 0° ($\gamma_z \geq 1,10$).

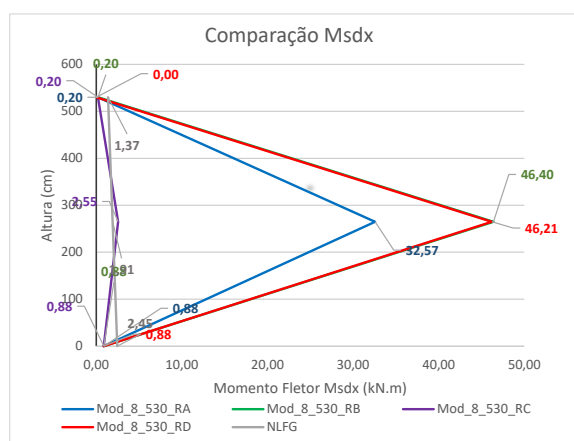
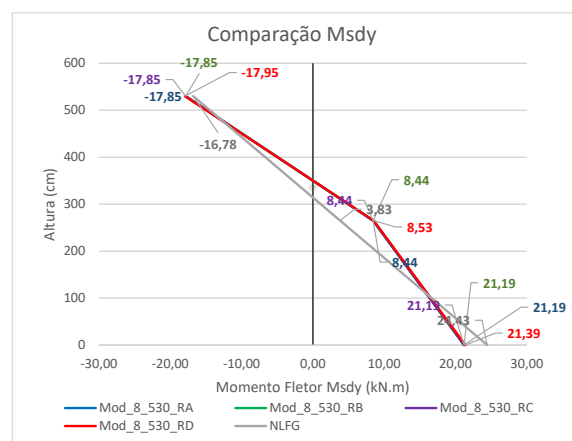
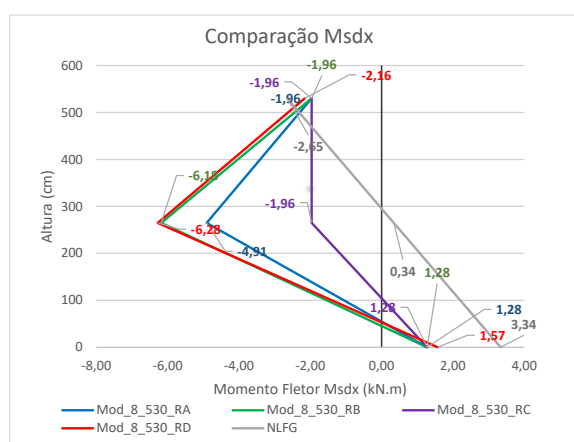
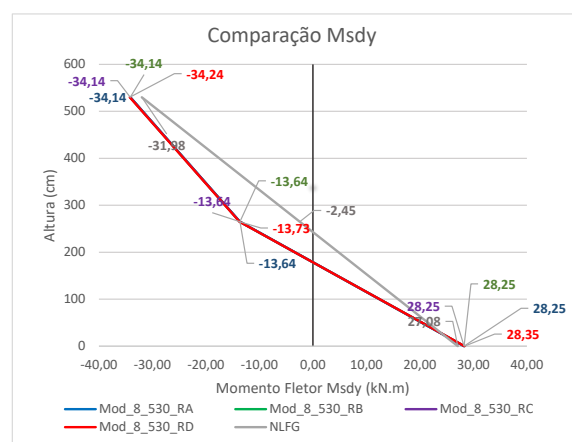
4.9.1 Pilar P1

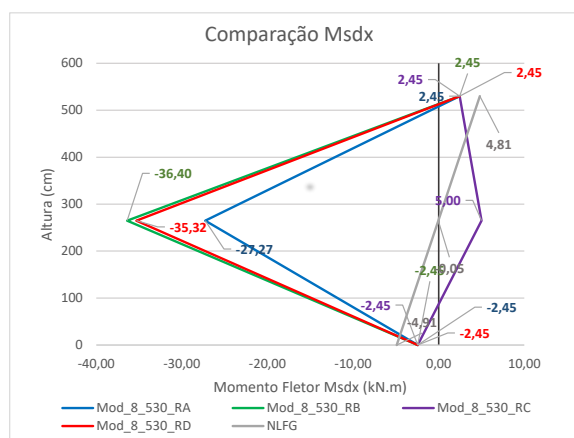
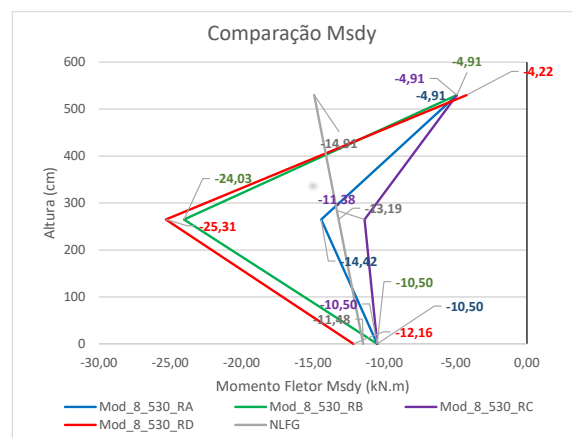
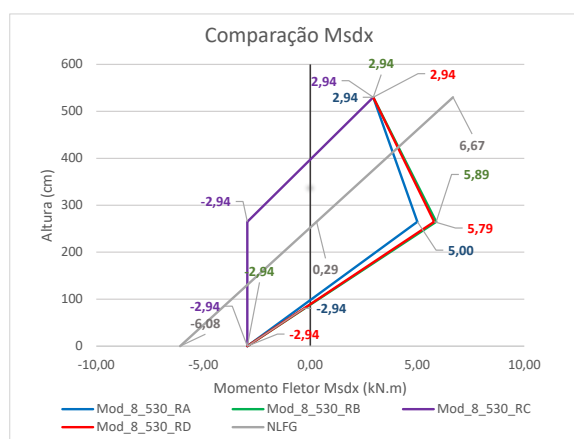
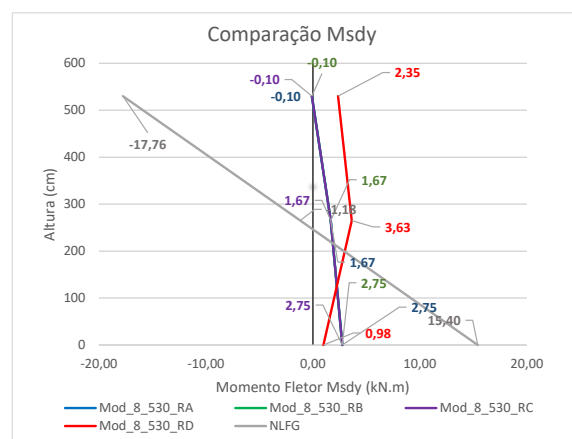
As características do Pilar P1 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo I são apresentadas na Tabela 4.42.

Tabela 4.42: Características do Pilar P1 do Grupo I.

Pilar	h_x (cm)	h_y (cm)	λ_x	λ_y	Esforço Normal (kN)	
P1	20	50	91,8	27,7		
Valores de Esbeltez limite					$N_d^{0^\circ}$	$N_d^{270^\circ}$
Primeiro lance			35,0	35,0	648,2	483,5
Último lance			72,4	74,2	77,2	67,1

Nas figuras 4.97 a 4.100, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.97:** Grupo I, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 0° .(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.98:** Grupo I, Pilar P1, Último lance, Vento a 0° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.99:** Grupo I, Pilar P1, Primeiro Lance, Vento a 270º.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.100:** Grupo I, Pilar P1, Ultimo lance, Vento a 270º.

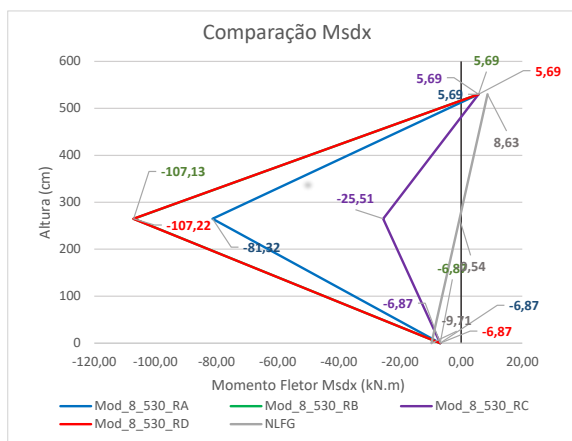
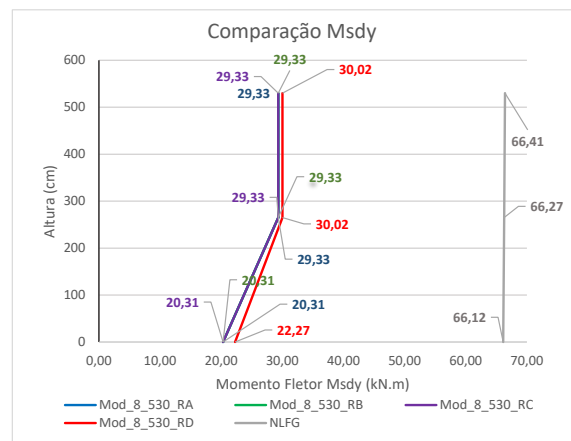
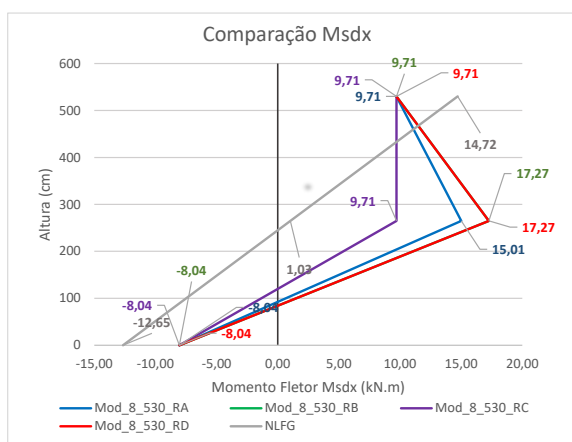
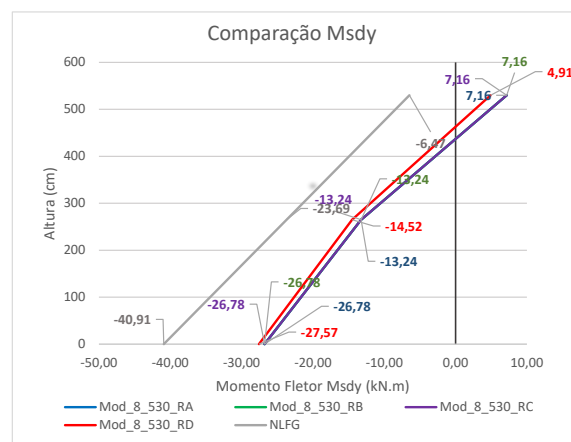
4.9.2 Pilar P2

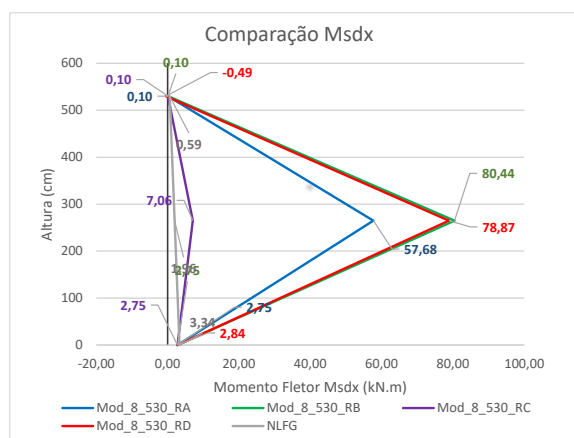
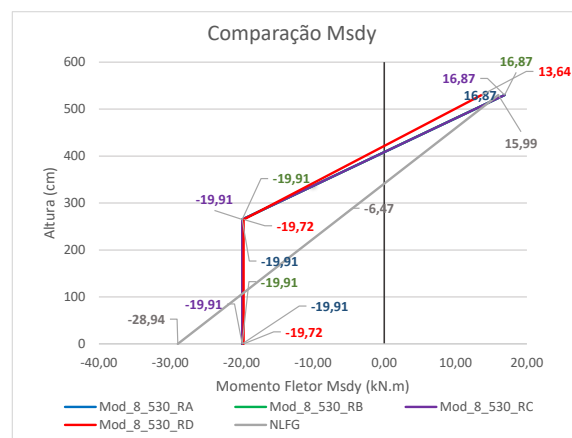
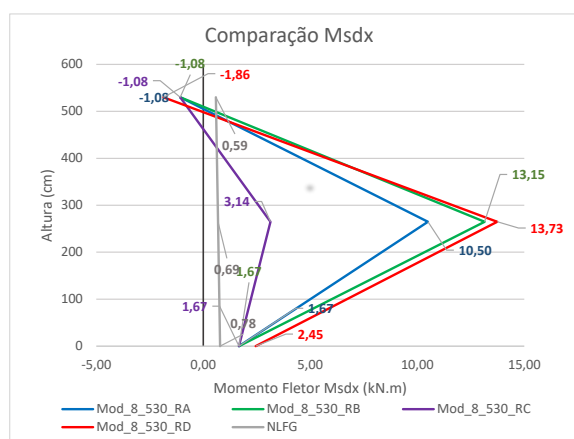
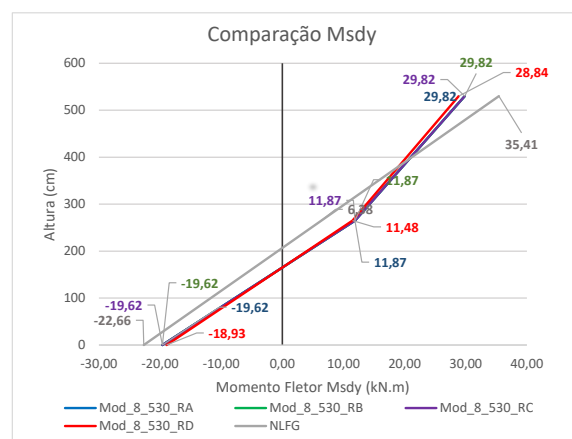
As características do Pilar P2 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo I são apresentadas na Tabela 4.43.

Tabela 4.43: Características do Pilar P2 do Grupo I.

Pilar	h_x (cm)	h_y (cm)	λ_x	λ_y	Esforço Normal (kN)	
P2	20	80	91,8	17,3		
Valores de Esbeltez limite					$N_d^{0^\circ}$	$N_d^{270^\circ}$
Primeiro lance			35,0	35,0	1455,1	1105,5
Último lance			74,8	35,0	190,6	162,5

Nas figuras 4.101 a 4.104, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

(a) Momento Fletor M_{sd_x} (b) Momento Fletor M_{sd_y} **Figura 4.101:** Grupo I, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 0° .(a) Momento Fletor M_{sd_x} (b) Momento Fletor M_{sd_y} **Figura 4.102:** Grupo I, Pilar P2, Último lance, Vento a 0° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.103:** Grupo I, Pilar P2, Primeiro Lance, Vento a 270º.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.104:** Grupo I, Pilar P2, Ultimo lance, Vento a 270º.

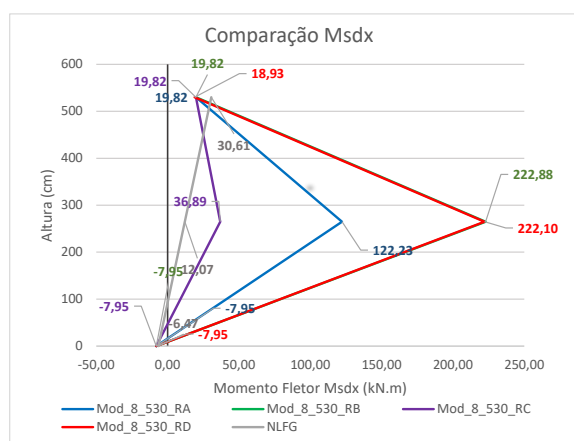
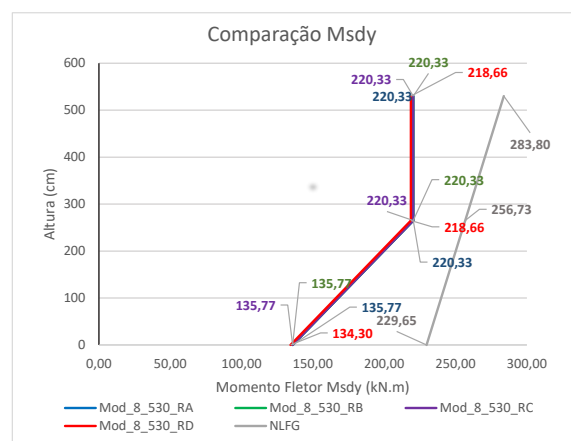
4.9.3 Pilar P6

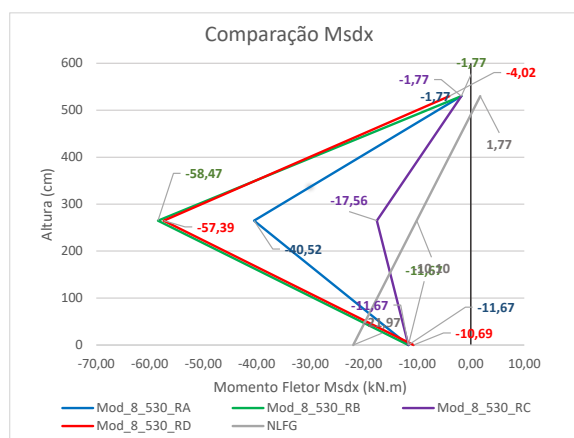
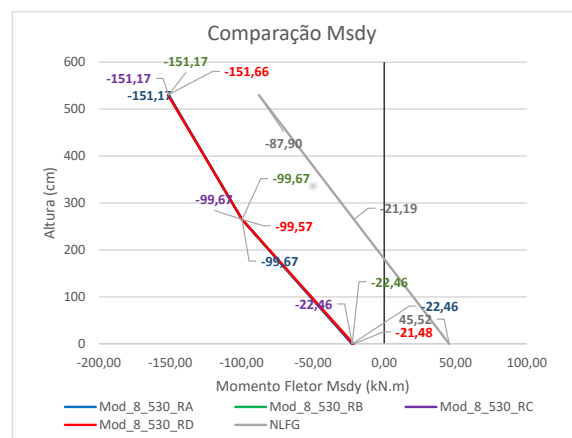
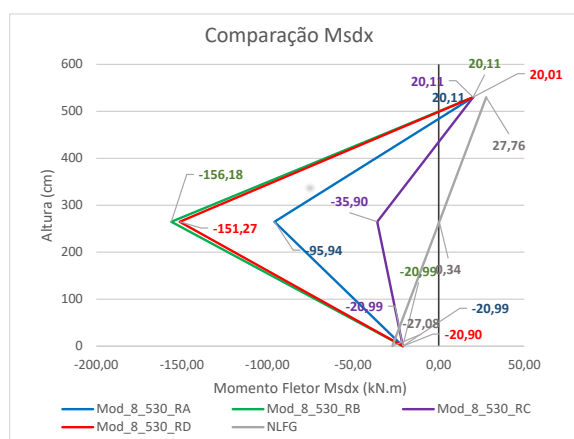
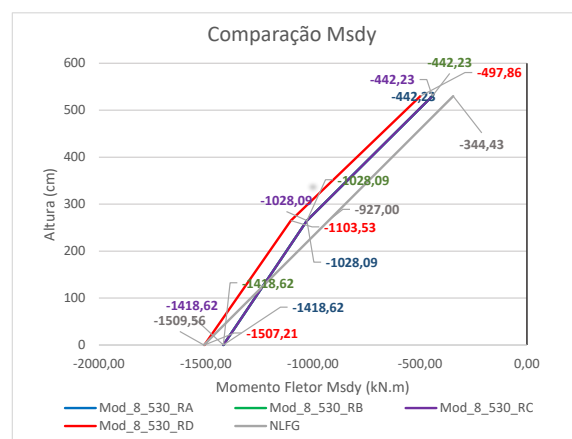
As características do Pilar P6 e seus valores do esforço normal de compressão do Grupo I são apresentadas na Tabela 4.44.

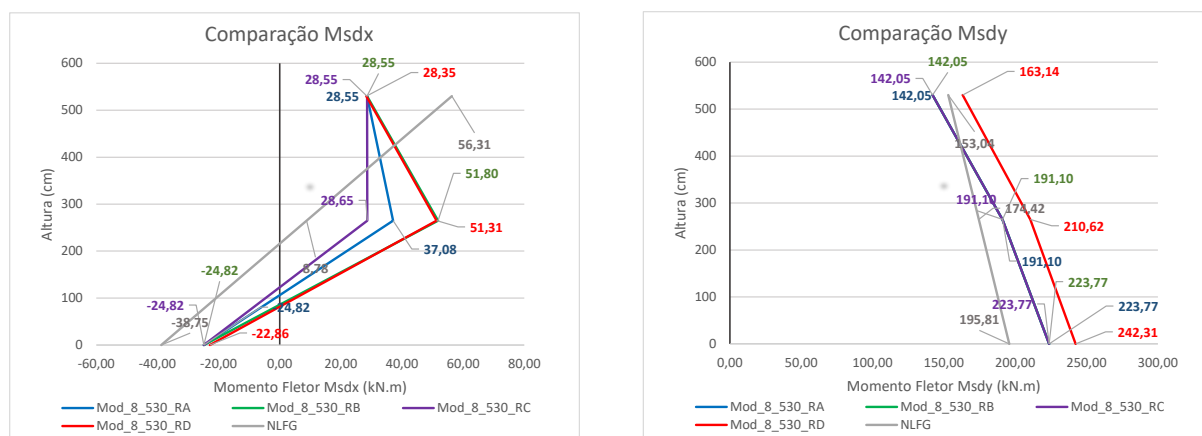
Tabela 4.44: Características do Pilar P6 do Grupo I.

Pilar	h_x (cm)	h_y (cm)	λ_x	λ_y	Esforço Normal (kN)	
P6	25	200	73,4	6,9		
Valores de Esbeltez limite					$N_d^{0^\circ}$	$N_d^{270^\circ}$
Primeiro lance			35,0	35,0	3615,5	2405,7
Último lance			35,0	68,9	832,9	719,4

Pilar classificado como pilar-parede sendo, portanto, necessária verificação quanto aos efeitos localizados de 2ª ordem. Contudo, a investigação profunda destes efeitos não foi realizada neste trabalho. Nas figuras 4.105 a 4.108, tem-se a distribuição de momentos fletores neste pilar para os casos de vento a 0° e 270° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.105:** Grupo I, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 0° .

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.106:** Grupo I, Pilar P6, Último lance, Vento a 0°.(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.107:** Grupo I, Pilar P6, Primeiro Lance, Vento a 270°.

(a) Momento Fletor M_{sdx} (b) Momento Fletor M_{sdy} **Figura 4.108:** Grupo I, Pilar P6, Ultimo lance, Vento a 270° .

4.9.4 Conclusão Grupo I

- Avaliação dos efeitos globais: para este grupo, destaca-se a validade de classificação da deslocabilidade da estrutura por meio do parâmetro γ_z , observada a semelhança entre os valores de extremidade obtidos por meio de uma análise de 1ª ordem ($\gamma_z \leq 1,10$) e por meio do método $P-\Delta$ demonstrado pelos Modelos RD (2ª ordem). Analogamente aos dois grupos anteriores, observam-se casos em que os momentos de extremidade obtidos por meio do $P-\Delta$ e por meio do γ_z apresentam valores superiores aos obtidos por meio do NLFG. Notou-se situações em que valores de extremidade obtidos por meio de $P-\Delta$ diferem bastante daqueles com γ_z , como por exemplo o último lance dos pilares P1 e P6 com vento a 270° . Uma das possíveis causas é a classificação como nós fixos para essa direção quando se usa γ_z , sendo que α indica estrutura de grande deslocabilidade.
- Avaliação dos efeitos locais: todos os pilares possuem λ maior que 90 em relação ao eixo de menor inércia (direção X), não sendo permitido empregar o MPP com κ_{aprox} ou com $(1/r)_{\text{aprox}}$ para simulação dos efeitos locais de 2ª

ordem, embora aqui se fará a título de comparação. Os seguintes lances tiveram consideração de efeitos locais de 2ª ordem: direção de X em ambos os lances dos três pilares. Neste casos, observaram-se momentos fletores maiores, em média, 280% aplicando MPP com κ_{aprox} , e 437% aplicando $(1/r)_{\text{aprox}}$, se comparado ao MPP acoplado a diagramas $M - N - 1/r$ para os lances em que houve contabilização de efeitos locais. Observado se tratar de uma conclusão geral deste estudo, aqui também, na maioria dos casos, os pilares com efeitos locais aproximados apresentaram valores de momentos superiores aos do modelo NLFG.

Na Tabela 4.45 são apresentadas as *tensões de referência* para cada modelo.

Tabela 4.45: Tensões de referência do Grupo I (kN/m^2).

MODELOS GRUPO I	PILAR P1		PILAR P2		PILAR P6	
	Primeiro Lance	Último Lance	Primeiro Lance	Último Lance	Primeiro Lance	Último Lance
$\gamma_z / \kappa_{\text{aprox}}$	12945 (B-0°)	11249 (T-0°)	18406 (M-0°)	6658 (T-270°)	73031 (B-270°)	12328 (B-270°)
$\gamma_z / (1/r)_{\text{aprox}}$	16413 (M-270°)	11249 (T-0°)	19616 (M-0°)	6658 (T-270°)	73031 (B-270°)	12328 (B-270°)
$\gamma_z / M - N - 1/r$	12945 (B-0°)	11249 (T-0°)	15790 (M-0°)	6658 (T-270°)	73031 (B-270°)	12328 (B-270°)
$P\Delta / (1/r)_{\text{aprox}}$	16510 (M-270°)	11299 (T-0°)	19766 (M-0°)	6738 (B-0°)	77113 (B-270°)	13190 (B-270°)
NLFG	13616 (B-0°)	10454 (T-0°)	21912 (B-0°)	9428 (B-0°)	76682 (B-270°)	11075 (B-270°)

B - Base ; M - Seção intermediária ; T - Topo

Da ótica das tensões de referência, a maioria dos casos não apresentou seção intermediária como a crítica, o que significa que os efeitos locais não foram preponderantes. Como exemplo, percebe-se que todos os lances, com exceção do primeiro lance do Pilar P1, apresenta seção de topo ou base como crítica para as tensões nos modelos aproximados. De forma análoga ao grupo anterior, por contemplar edifícios altos, com 8 pavimentos e pé-direito de $530cm$, a altura total do edifício é um fator determinante nos efeitos globais de 2ª ordem. Sendo assim, surge uma tendência dos valores serem maiores com aplicação do método $P - \Delta$, destacando que os Pilares P1 e P6 superaram as tensões dos modelos NLFG com aplicação deste método aproximado. Vale destacar que nenhum modelo com γ_z (RA a RC) apresentou tensões de referência crítica nos pilares, significando que, mesmo com os efeitos globais de

2ª ordem aproximados pelo uso de γ_z e locais por meio dos métodos aproximados, não superaram os valores das análises mais precisas com uso de $P - \Delta$ e NLFG.

Capítulo 5

CONCLUSÃO

5.1 Contribuições deste Trabalho

Para o desenvolvimento das investigações das análises de segunda ordem, objeto desta dissertação, adotou-se um projeto estrutural de um edifício existente, com aplicação do software comercial TQS®. Elaborou-se um total de 36 modelos a partir do modelo original, variando parâmetros como número de pavimentos da edificação (2, 5 e 8 pavimentos), altura equivalente dos pilares (270 cm, 400 cm e 530 cm), estratégias de simulação dos efeitos globais de 2ª ordem (Coeficiente FAV_t e Processo $P - \Delta$) e estratégias de simulação dos efeitos locais de 2ª ordem (MPP com rigidez aproximada, MPP com curvatura aproximada e MPP acoplado a diagramas $M - N - 1/r$). Os resultados obtidos por meio das estratégias de análise global e local foram confrontados com os do Pórtico NLFG, aqui interpretado como modelo de referência.

Ao se tratar dos efeitos globais de 2ª ordem, verificou-se o que já era esperado: valores de momentos nas extremidade ficam bem próximos quando calculados por meio do $P - \Delta$ e γ_z quando γ_z é menor que 1,30. Apesar de, majoritariamente, os valores globais obtidos por meio do $P - \Delta$ e γ_z apresentarem o mesmo comportamento, nenhum valor coincidiu com aqueles calculados pelo Pórtico NLFG.

Uma das conclusões de abrangência geral deste estudo é a de que os pilares com cálculo de efeitos locais aproximados por meio do MPP tendem a apresentar valores de momentos na seção intermediária superiores aos do Pórtico NLFG. Neste cenário,

o MPP acoplado a diagramas $M - N - 1/r$ foi menos conservador que o MPP com aproximação genérica para simulação das não linearidades físicas ($\kappa_{\text{aprox}}, (1/r)_{\text{aprox}}$). Frente aos resultados obtidos por meio do Pórtico NLFG, pode-se concluir que os métodos aproximados sugeridos pela ABNT NBR 6118 (2023) tendem a superestimar os efeitos locais de 2ª ordem.

Em consonância com o trabalho de Leitão (2016), o MPP com curvatura aproximada foi o método mais conservador em relação aos demais. Em todos os grupos, o Modelo RB (γ_z com $(1/r)_{\text{aprox}}$) apresentou valores, em média, 1,5 e 3,0 vezes maiores comparado com MPP com rigidez aproximada e acoplado a diagramas $M - N - 1/r$, respectivamente. Embora conservador, Amaral (2000) cita que os métodos baseados em MPP são extremamente importantes por proceder com dimensionamentos seguros e de fácil aplicação. Junior (2022) ressalta que o MPP garante bom desempenho em relação a resultados experimentais, destacando o MPP com rigidez e curvatura aproximadas.

Quanto aos parâmetros de estabilidade global avaliados, isto é, o parâmetro α e o coeficiente γ_z (ou FAV_t), os edifícios com 2 pavimentos (Grupos D, E e F) apresentaram conflitos na classificação quanto ao nível de deslocabilidade, sendo estes conflitos observados com vento a 0° para o Grupo D e 270° para os Grupos E e F. Valores com certa expressividade de efeitos globais de 2ª ordem observados na análise por $P - \Delta$ enquanto a estrutura era classificada como de nós fixos segundo o γ_z , frente à classificação contrária por meio do α reforça a inaplicabilidade, mesmo que em um pequeno espaço amostral, do parâmetro γ_z , segundo a ABNT NBR 6118 (2023), para edifícios com menos de 4 pavimentos. Segundo Bueno e Kimura (2020), a limitação para aplicação do parâmetro γ_z advém da aproximação da não linearidade física aplicada ao pórtico espacial (conforme exposto no Item 2.1.2). Para edifícios de poucos pavimentos, esse dano material produzido pelas solicitações nos pilares é superior ao valor de 0,8 estabelecido pela ABNT NBR 6118 (2023), ou seja, com coeficiente de dano inferior a 0,8. Nesse sentido, a ABNT NBR 6118 (2023)

preconiza que, em estruturas com menos de 4 andares e que as forças verticais sejam pequenas ($N_{Sd} \leq 0,1A_c f_{cd}$), esse coeficiente de redução deve ser avaliado de forma específica.

O conflito quanto à classificação do nível de deslocabilidade dos edifícios também foi observado no Grupo H (8 pavimentos), cuja estrutura foi classificada como de nós móveis de acordo com o valor de α , porém, como de nós fixos se aplicado γ_z . Caso a classificação fosse feita segundo o parâmetro α , seria necessário considerar os efeitos globais de 2ª ordem, aqui não considerados, uma vez que a importância destes efeitos foi avaliada neste estudo por meio do coeficiente γ_z . A partir do modelo processado com $P - \Delta$, observaram-se esforços muito semelhantes àqueles obtidos sem efeitos globais de 2ª ordem, demonstrando consistência na classificação por meio do γ_z e possível inconsistência na definição do α_1 , limite para enquadramento da estrutura como de nós fixos a partir deste parâmetro.

Em se tratando dos pilares-parede, mesmo não sendo objeto principal de estudo em virtude dos efeitos localizados adicionais, notou-se pontos importantes. Os edifícios com 8 pavimentos foram os únicos com pilares-parede e, em alguns casos, seus valores de momento fletor nas extremidades foram até 2 vezes maiores no Pórtico NLFG se comparado aos demais. Dentre as possíveis causas para essa importante diferença está a consideração mais precisa dos danos produzidos pelas solicitações específicas para cada elemento no Pórtico NLFG, que acaba influenciando no comportamento global da estrutura e gerando redistribuição de esforços. Como a análise por meio do Pórtico NLFG é feita de forma iterativa e incremental, os danos produzidos pelas solicitações de todos os elementos são calculados de forma gradativa, tornando maior a responsabilidade da absorção de esforços naqueles elementos cuja rigidez à flexão se destaca frente aos demais.

Em nenhum grupo de edifícios, o modelo de referência (NLFG) apresentou momento crítico em seções intermediárias. Vale ressaltar que nos modelos NLFG não há dissociação entre efeitos locais e efeitos globais de 2ª ordem, fato percebido pela

resposta única em cada subelemento do modelo final. Além disso, as condições de contorno são feitas de forma mais realista, nas quais o lance do pilar não é tratado como biapoiado e o cálculo dos efeitos de 2ª ordem é feito ao longo de todo o lance do pilar, e não somente em uma seção. Por esse motivo não se observam diagramas com “salto” na seção central, tais como as que se observam nos diagramas aqui representados referentes às demais estratégias.

Em relação às tensões de referência, a análise por meio do Pórtico NLFG foi a que, predominantemente, indicou a máxima tensão dentre os modelos de análise, em torno de 67% dos lances de pilares avaliados (36 de 54 lances). Esses valores se originam dos elevados momentos apresentados nas extremidades do pilar, observado que, como já mencionado, nas análises segundo o Pórtico NLFG, não se observaram seções intermediárias como as críticas. Dessa forma, pode-se constatar que, sob a ótica das tensões de referência, mesmo com a amplificação de momentos fletores em seções intermediárias, os métodos aproximados apresentados na ABNT NBR 6118 (2023) não foram capazes de representar as tensões máximas observadas no Pórtico NLFG. Como o dimensionamento de pilares na prática surge da flexão normal composta com a combinação de momentos fletores em direções ortogonais, é importante a verificação da estrutura calculada a partir de estratégias análogas ao NLFG, procedendo-se ajustes de dimensionamento e verificações de serviço de forma iterativa por meio desta verificação.

5.2 Sugestões para Trabalhos Futuros

A partir desta dissertação, têm-se as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

1. Estudar, comparar e/ou desenvolver expressões empíricas para simulação do parâmetro γ_z em função do parâmetro α ;
2. Aprofundar em aplicações práticas do parâmetro α ou estudar métodos alternativos para avaliação de efeitos globais em estruturas com menos de 4 pavimentos;
3. Investigar o impacto da geometria da edificação no nível de deslocabilidade da estrutura;
4. Avaliar mais precisamente os efeitos do tempo no concreto e a quantificação das não linearidades físicas do concreto armado;
5. Realizar investigações dos métodos e estratégias apresentadas pelo Pórtico NLFG do TQS[®] acerca da consideração dos danos materiais produzidos pelas solicitações (o programa apresenta, elemento por elemento, a rigidez flexional reduzida para cada combinação de carregamento).

Referências Bibliográficas

- ABNT NBR 6118, 2023, *Projeto de estruturas de concreto*, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 6120, 2019, *Ações para o cálculo de estruturas de edificações*, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 8681, 2004, *Ações e segurança nas estruturas*, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Rio de Janeiro.
- Amaral, P. T. D., 2000. Análise dos efeitos de 2a ordem em barras comprimidas de concreto armado. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.
- Araújo, J. M., 1993. *Pilares Esbeltos de Concreto Armado: algoritmos para análise e dimensionamento*. Editora da FURG.
- Araújo, J. M., 2010. 'Avaliação do parâmetro de instabilidade para os edifícios altos'. *Teoria e Prática na Engenharia Civil*, (15), pp. 41–53.
- Bacarji, E., 1993. Análise de estruturas de edifícios: projeto de pilares. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.
- Banki, A. L., 1999. Estudo sobre a inclusão da não linearidade geométrica em projetos de edifícios. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, Brasil.
- Borges, A. C. L., 1999. Análise de pilares esbeltos de concreto armado solicitados a flexo-compressão oblíqua. Dissertação de Mestrado, Escola de

- Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.
- Bueno, M. M. E., 2009. Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Tecnologia - Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil.
- Bueno, S. e Kimura, A., 2020. *ABNT NBR 6118:2014 Comentários e exemplos de aplicação*. Ibracon.
- Carmo, R. M. S., 1995. Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.
- Casagrande, A. F., 2016. Consideração da fluência no cálculo dos efeitos de segunda ordem em pilares de concreto armado. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, Brasil.
- CEB-FIP, 1978, *Model Code 1990: Pour les structures em béton*. *CEB Bulletin d'Information*, COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON, Paris.
- Feitosa, L. A., 2016. Estudo da estabilidade global de edifícios de múltiplos andares com lajes lisas. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Espírito Santo - UFES, Vitória, ES, Brasil.
- Fusco, P. B., 1981. *Estruturas de concreto - Solicitações normais*. Guanabara Dois S.A.
- Júnior, A. S. S., Cruz, J. M. F., Cruz, L. C., Filho, M. T. M. e Souza, J. F. S., 2016. 'O parâmetro de instabilidade global: origem, evolução e tendências'. *Inter Scientia*, N. 1, vol. 4, pp. 11–20.
- Junior, O. K., 2022. Avaliação da variabilidade dos efeitos de segunda ordem em pilares esbeltos de concreto armado. Tese de Doutorado, Universidade Federal de São Paulo, Escola Politécnica de São Paulo.
- Leitão, E. M. M., 2016. Estudo comparativo de métodos aproximados para análise do efeito de segunda ordem em pilares esbeltos de concreto armado

- sob flexão composta reta. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil.
- MacGregor, J. e Hage, S., 1977. ‘Stability analysis and design of concrete frames’. *Journal of Structural Division*, vol. ST10, pp. 1953–1970.
- Maranhão, G. M. e Iwamoto, R. K., 1998. ‘Nota técnica sobre a origem dos parâmetros de estabilidade α e γ ’. *São Carlos, SP, Brasil*, .
- Moncayo, W. J. Z., 2011. Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.
- Oliveira, D. M., 2007. Estudo dos processos aproximados utilizados para a consideração das não-linearidades física e geométrica na análise global das estruturas de concreto armado. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil.
- Pinheiro, L. M., 2007. *Fundamentos do concreto e projeto de edifícios*.
- Pinto, R. S., 1997. Não linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.
- Scadelai, M. A., 2004. Dimensionamento de pilares de acordo com a NBR6118:2003. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.
- Soares, J. L., 2001. Verificação da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.
- Timoshenko, S. P. e Gere, J. M., 1961. *Theory of elastic Stability*. 2nd edn, Mc Graw Hill.
- TQS, 2023, ‘Pórtico espacial’.
- URL:** <https://docs.tqs.com.br/Docs/Details?id=3150language=pt-BR>

Vasconcelos, A. C. D., 1997. 'Origem dos parâmetros de estabilidade α e γ '. *Coletânea de Trabalhos sobre estabilidade global e local das estruturas de edifícios*, pp. 5–13.

Vasconcelos, A. C. D. e França, R. L. S., 1997. 'Um método simplificado e muito preciso para avaliação dos momentos de segunda ordem em edifícios altos usuais'. *Coletânea de Trabalhos sobre estabilidade global e local das estruturas de edifícios*, pp. 81–97.