

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
MESTRADO ACADÊMICO EM ENGENHARIA CIVIL**

REBECCA MARIE NEVES GELINSKI

**ANÁLISE DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO A NÃO-
LINEARIDADE FÍSICA ATRAVÉS DOS PROCESSOS SIMPLIFICADOS**

DISSERTAÇÃO

CURITIBA

2020

REBECCA MARIE NEVES GELINSKI

ANÁLISE DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO A NÃO-LINEARIDADE FÍSICA ATRAVÉS DOS PROCESSOS SIMPLIFICADOS

Analysis of reinforced concrete buildings considering physical non-linearity through simplified processes

Dissertação apresentada como requisito à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC), da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. João Elias Abdalla Filho

CURITIBA

2020



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/)

Esta licença permite que outros remixem, adaptem e criem a partir trabalho licenciado para fins não comerciais, desde que atribuam ao autor o devido crédito. Os usuários não têm que licenciar os trabalhos derivados sob os mesmos termos estabelecidos pelo autor do trabalho original.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação

Gelinski, Rebecca Marie Neves

Análise de edifícios de concreto armado considerando a não-linearidade física através dos processos simplificados [recurso eletrônico] / Rebecca Marie Neves Gelinski. -- 2020. 1 arquivo texto (113 f.): PDF; 5,92 MB.

Modo de acesso: World Wide Web.

Título extraído da tela de título (visualizado em 21 ago 2020).

Texto em português com resumo em inglês.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Curitiba, 2020.

Bibliografia: f. 85-89.

1. Engenharia civil - Dissertações. 2. Concreto armado - Formas. 3. Construção de concreto armado. 4. Deformações e tensões. 5. Pórticos estruturais. I. Abdala Filho, João Elias, orient. II. Universidade Tecnológica Federal do Paraná - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, inst. III. Título.

CDD: Ed. 23 -- 624

Biblioteca Ecoville da UTFPR, Câmpus Curitiba
Bibliotecária: Lucia Ferreira Littiere - CRB 9/1271
Aluna de Biblioteconomia: Josiane Mangueira



**Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Campus Curitiba**



REBECCA MARIE NEVES GELINSKI

**ANÁLISE DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO A NÃO-LINEARIDADE FÍSICA
ATRAVÉS DOS PROCESSOS SIMPLIFICADOS**

Trabalho de pesquisa de mestrado apresentado como requisito para obtenção do título de Mestra Em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).
Área de concentração: Construção Civil.

Data de aprovação: 26 de Maio de 2020

Prof Joao Elias Abdalla Filho, Doutorado - Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Prof Marcos Arndt, Doutorado - Universidade Federal do Paraná (Ufpr)

Prof.a Renata Sa Brito Stramandinoli, Doutorado - Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Documento gerado pelo Sistema Acadêmico da UTFPR a partir dos dados da Ata de Defesa em 15/09/2021.

A meus pais,
Jane e Eduardo,
com amor.

AGRADECIMENTOS

Na realização da presente dissertação contei com o apoio direto ou indireto de várias pessoas e instituições às quais sou profundamente grata. Assim, gostaria de deixar expresso os meus agradecimentos.

Agradeço ao orientador desta dissertação o professor Doutor João Elias Abdalla Filho, pela orientação prestada, pelo incentivo, pela confiança, pela disponibilidade e pelo apoio que demonstrou aos caminhos que escolhi para esta dissertação. Aqui lhe exprimo minha gratidão.

A todos meus amigos e colegas que de uma forma direta ou indireta contribuíram ou auxiliaram na elaboração do presente estudo, pela paciência, atenção e força que prestaram em todos os momentos.

À minha família pelo carinho e pela compreensão que sempre me prestaram ao longo de toda a minha vida acadêmica, bem como durante à elaboração da presente dissertação, a qual sem o seu apoio e incentivo teria sido impossível. Em especial aos meus pais Eduardo e Jane e à minha irmã Natasha.

Agradeço ao professor Aurélio Franceschi pelo conhecimento transmitido e pela cedência do software utilizado nesta dissertação, sem o qual não seria possível este estudo.

Enfim, quero demonstrar o meu agradecimento a todos aqueles que, de um modo ou de outro, tornaram possível a realização da presente dissertação, em especial aos funcionários do departamento do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná e a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela concessão da bolsa de estudos, sob número 88882.461728/2019-01, a qual viabilizou esse trabalho de mestrado.

RESUMO

GELINSKI, Rebecca Marie Neves. **Análise de edifícios de concreto armado considerando a não-linearidade física através dos processos simplificados.** 2020. 85 F. DISSERTAÇÃO (MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL) – UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ. CURITIBA, 2020.

Este trabalho visa estudar e comparar os coeficientes redutores de rigidez utilizados na análise não linear física de edifícios de concreto armado. Inicialmente é comparado o comportamento de pórticos planos de concreto armado com a consideração das não-linearidades física e geométrica através de uma análise não-linear versus a utilização simplificada das não-linearidades por meio da redução de rigidez dos elementos estruturais de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), por meio de pórticos já analisados por outros autores. Nesta análise inicial evidenciam-se as diferenças de deslocamento de topo quando utilizado a análise simplificada em estruturas usuais de concreto armado em detrimento a análise não-linear. Posteriormente, para estudar de modo mais detalhado a influência das linearidades e não-linearidades, em edifícios usuais de concreto armado, é realizada uma análise através do método dos elementos finitos utilizando o programa computacional CAD/TQS. O objetivo desta análise foi a verificação da influência do aumento do número de pavimentos. Para isso, dois edifícios foram dimensionados e verificados, o primeiro com 4 a 10 pavimentos e o segundo com 15 a 20 pavimentos, ambos com incrementos de 1 pavimento. Inicialmente os elementos estruturais dos edifícios foram dimensionados através de uma análise inicial considerando a não linearidade física de maneira simplificada. Na sequência foi utilizada a ferramenta “Pórtico não-linear físico e geométrico – NLFG” do Sistema CAD/TQS para a consideração das não-linearidades de maneira mais refinada, determinando-se os novos coeficientes redutores de rigidez à flexão EI. A ferramenta utiliza as relações momento fletor x curvatura (diagramas $M \times 1/r$) para cada seção posteriormente ao conhecimento da armadura, da força atuante, cobertura e f_{ck} , provenientes da análise inicial, sendo o diagrama utilizado para a análise no estado limite último e para a avaliação de rigidez dos elementos. O processo foi realizado para cada incremento de pavimento. Finalmente, após a análise não-linear, é determinado quais os coeficientes de redução de inércia poderiam ser utilizados no caso da utilização do método simplificado, estabelecendo qual o melhor fator de redução de inércia para cada elemento estrutural. Os valores obtidos no processo são comparados com os valores normativos na consideração simplificada.

Palavras-chave: Análise não-linear. Não-linearidade geométrica. Não-linearidade física.

ABSTRACT

GELINSKI, Rebecca Marie Neves. **Analysis of reinforced concrete buildings considering physical non-linearity through simplified processes.** 2020. 85 f. Dissertation (Master in Civil Engineering) – UNIVERSIDADE FEDERAL TECNOLÓGICA DO PARANÁ. CURITIBA, 2020.

This work aims to study and compare the stiffness reduction coefficients used in the nonlinear physical analysis of reinforced concrete buildings. Initially, the behavior of reinforced concrete flat frames is compared with the consideration of physical and geometric nonlinearities through a nonlinear analysis versus the simplified use of nonlinearities by reducing the stiffness of structural elements according to the NBR 6118 (ABNT, 2014), through frames already analyzed by other authors. In this initial analysis, the differences in top displacement are evidenced when the simplified analysis is used in usual reinforced concrete structures in detriment to the non-linear analysis. Subsequently, to study in more detail the influence of linearities and non-linearities, in usual reinforced concrete buildings, an analysis is carried out using the finite element method using the CAD/TQS computer program. The purpose of this analysis was to verify the influence of the increase in the number of floors. For this, two buildings were dimensioned and verified, the first with 4 to 10 floors and the second with 15 to 20 floors, both in increments of one floor. Initially the structural elements of the buildings were dimensioned through an initial analysis considering the physical non-linearity in a simplified way. Afterwards, the CAD/TQS System “Physical and Geometric Nonlinear Gantry Tool” was used to consider non-linearities in a more refined way, determining the new EI flexural stiffness reduction coefficients. The tool uses the bending moment x curvature relationships (diagrams $M \times 1/r$) for each section after the knowledge of the reinforcement, the acting force, cover and f_{ck} , from the initial analysis, the diagram being used for the analysis in the ultimate limit state and for the evaluation of element stiffness. The process was carried out for each increment of pavement. Finally, after nonlinear analysis, it is determined which coefficients of inertia reduction could be used in the case of using the simplified method, establishing which is the best inertia reduction factor for each structural element. The values obtained in the process are compared with the normative values in the simplified consideration.

Key-words: Non-linear analysis. Geometric non-linearity. Material non-linearity.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Estrutura de nós móveis x Estrutura de nós fixos.....	25
Figura 2 – Diagrama tensão-deformação.....	26
Figura 3 – Diagrama tensão-deformação idealizado do concreto à compressão.....	27
Figura 4 – Diagrama tensão-deformação na tração.....	28
Figura 5 – Diagrama simplificado tensão-deformação para aços.....	29
Figura 6 – Diagrama tensão-deformação para aços.....	29
Figura 7 – Domínios de deformação no estado limite último.....	31
Figura 8 – Relação momento x curvatura.....	33
Figura 9 – Diagrama momento-curvatura de seção submetida à flexão simples.....	34
Figura 10 – Barra vertical com mudança de posição no espaço.....	40
Figura 11 – Determinação de momento final M.....	42
Figura 12 – Carregamento vertical e deslocamento horizontal.....	45
Figura 13 – Iterações do processo P-Delta.....	47
Figura 14 – Vista do pórtico plano (a) com rigidez real e b) com rigidez aumentada.....	48
Figura 15 – Pórticos NLFG.....	57
Figura 16 – Pórtico “P1”.....	63
Figura 17 – Pórtico “P2”.....	66
Figura 18 – Pórtico “P3”.....	68
Figura 19 – Pórtico “P4”.....	70
Figura 20 – Ligação flexibilizada com mola.....	74
Figura 21 – Ligação flexibilizada x rígida.....	75
Figura 22 – Edifício exemplo 1.....	76
Figura 23 – NLFG para 10º pavimento – viga 3 – trecho 2.....	78
Figura 24 – Diagrama M, 1/r para 10º pavimento – viga 3 – trecho 2.....	79
Figura 25 – Momentos em ELU na direção y na viga 1.....	81
Figura 26 – Edifício exemplo 2 – Pavimentos 1º ao 5º.....	90
Figura 27 - Edifício exemplo 2 – Pavimentos 6º ao 20º.....	91

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Carga versus deslocamento no topo – P1	64
Gráfico 2 – Deformada – P2.....	67
Gráfico 3 – Deformada – P3.....	69
Gráfico 4 – Deformada – P4.....	72
Gráfico 5 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 10 pavimentos – E1.....	81
Gráfico 6 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 10 pavimentos – E1	82
Gráfico 7 - Média dos coeficientes de EI para vigas no edifício com 9 pavimentos – E1	83
Gráfico 8 – Resumo dos coeficientes redutores de EI para vigas dos edifícios com 1 a 10 pavimentos – E1	84
Gráfico 9 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “base, meio e topo” no edifício com 10 pavimentos – E1.....	86
Gráfico 10 - Variação dos coeficientes redutores de EI para “base, meio e topo” no edifício com 9 pavimentos – E1.....	87
Gráfico 11 - Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 10 pavimentos – E1	88
Gráfico 12 - Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 9 pavimentos – E1	89
Gráfico 13 – Resumo dos coeficientes redutores de EI para vigas dos edifícios com 15 a 20 pavimentos – E2	93
Gráfico 14 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 16 pavimentos – E2	94
Gráfico 15 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” – E2.....	95
Gráfico 16 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “base, meio e topo” no edifício com 20 pavimentos – E2.....	97
Gráfico 17 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 20 pavimentos – E2	98
Gráfico 18 - Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 9 pavimentos – E1.....	106
Gráfico 19 - Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 8 pavimentos – E1.....	106
Gráfico 20 - Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 7 pavimentos – E1.....	107
Gráfico 21 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 6 pavimentos – E1.....	107
Gráfico 22 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 5 pavimentos – E1.....	108
Gráfico 23 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 10 pavimentos – E1.....	108

Gráfico 24 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 8 pavimentos – E1	109
Gráfico 25 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 7 pavimentos – E1	109
Gráfico 26 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 6 pavimentos – E1	110
Gráfico 27 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 5 pavimentos – E1	110
Gráfico 28 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 4 pavimentos – E1	111
Gráfico 29 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “base, meio e topo” no edifício com 8 pavimentos – E1	112
Gráfico 30 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “base, meio e topo” no edifício com 7 pavimentos – E1	112
Gráfico 31 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “base, meio e topo” no edifício com 6 pavimentos – E1	113
Gráfico 32 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “base, meio e topo” no edifício com 5 pavimentos – E1	113
Gráfico 33 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “base, meio e topo” no edifício com 4 pavimentos – E1	114
Gráfico 34 - Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 8 pavimentos – E1	115
Gráfico 35 - Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 7 pavimentos – E1	115
Gráfico 36 - Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 6 pavimentos – E1	116
Gráfico 37 - Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 5 pavimentos – E1	116
Gráfico 38 - Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 4 pavimentos – E1	117
Gráfico 39 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 20 pavimentos – E2	118
Gráfico 40 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 19 pavimentos – E2	118
Gráfico 41 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 18 pavimentos – E2	119
Gráfico 42 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 17 pavimentos – E2	119
Gráfico 43 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 15 pavimentos – E2	120

Gráfico 44 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 20 pavimentos – E2.....	121
Gráfico 45 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 19 pavimentos – E2.....	121
Gráfico 46 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 18 pavimentos – E2.....	122
Gráfico 47 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 17 pavimentos – E2.....	122
Gráfico 48 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 15 pavimentos – E2.....	123
Gráfico 49 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 19 pavimentos – E2.....	124
Gráfico 50 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 18 pavimentos – E2.....	124
Gráfico 51 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 17 pavimentos – E2.....	125
Gráfico 52 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 16 pavimentos – E2.....	125
Gráfico 53 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 15 pavimentos – E2.....	126
Gráfico 54 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 19 pavimentos – E2.....	127
Gráfico 55 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 18 pavimentos – E2.....	127
Gráfico 56 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 17 pavimentos – E2.....	128
Gráfico 57 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 16 pavimentos – E2.....	128
Gráfico 58 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 15 pavimentos – E2.....	129

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Comparativo dos fatores considerados nas normas para a utilização da NLF de forma aproximada.....	38
Tabela 2 – Parâmetros de Estabilidade Global – Edifício 1	77
Tabela 3 – Média de coeficientes redutores de EI para vigas – Edifício 1.....	80
Tabela 4 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares – Edifício 1.....	85
Tabela 5 – Parâmetros de Estabilidade Global – Edifício 2	91
Tabela 6 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas – Edifício 2.....	92
Tabela 7 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares – Edifício 2.....	96

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	The American Concrete Institute
ASCE	Sociedade Americana de Engenheiros Civis
CAPES	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior
CEB	Comite Euro-International du Beton
ELU	Estado Limite Último
ELS	Estado Limite de Serviço
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	<i>Norma Brasileira</i>
NLF	Não-linearidade Física
NLFG	Pórtico não-linear físico e geométrico
NLG	Não-linearidade Geométrica
PPGEC	Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil
UTFPR	Universidade Tecnológica Federal do Paraná

LISTA DE SÍMBOLOS

A_s	Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração	cm^2
$A_{s'}$	Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão	cm^2
$A_{s,tot}$	Área de aço longitudinal total da seção	cm^2
d	Altura útil da seção transversal	cm
E	Módulo de elasticidade longitudinal	Pa
E_c	Módulo de elasticidade do concreto	Pa
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial	Pa
E_s	Módulo de elasticidade do aço	Pa
ϵ	Deformação	m
ϵ_{cu}	Deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura	m
ϵ_{c2}	Deformação específica do encurtamento do concreto no início do patamar plástico	m
$FAVt$	Fator de amplificação de esforços horizontais ou de vento	
f_{cd}	Resistência à compressão do concreto de cálculo	MPa
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão	MPa
f_c'	Resistencia à compressão do concreto	MPa
h	Altura da seção transversal	cm
i	Raio de giração	graus
I	Momento de inércia	kg.m^2
I_g	Momento de inércia da seção de concreto	kg.m^2
I_s	Momento de inércia da armadura	kg.m^2
I_{sec}	Rigidez secante	
I_c	Momento central de inércia na seção bruta do concreto	kg.m^2
L_f	Comprimento de flambagem	cm
M	Momento	tf.m
M_r	Momento de fissuração	tf.m
M_{rd}	Momento resistente	tf.m
M_{rn}	Momento no qual não há novas fissuras	tf.m

M_{sd}	Momento solicitante de cálculo	tf.m
M_p	Momento de plastificação	tf.m
M_u	Momento último	tf.m
M_{ulaxi}	Fator para consideração dos efeitos construtivos	
$M_{tot,d}$	Soma dos momentos gerado pelas forças verticais na posição deformada	kN.m
M_1	Momento de primeira ordem	kN.m
$M_{1,tot,d}$	Soma dos momentos de primeira ordem	kN.m
M_2	Momento de segunda ordem	kN.m
P	Carga axial	kN
P-Delta	Processo de análise não-linear geométrica	
$RM2RM1$	Intensidade dos esforços de segunda ordem com relação os esforços de primeira ordem	
x	Posição da linha neutra a partir da face mais comprimida	cm
x_I	Distância da linha neutra da seção transversal à fibra mais comprimida do concreto no Estádio I	cm
x_{II}	Distância da linha neutra da seção transversal à fibra mais comprimida do concreto no Estádio II	cm
γ_z	Coefficiente de amplificação de momentos	
γ_f3	Coefficiente ponderador de ações	
α	Coefficiente redutor de rigidez	
β_d ou ϕ	Coefficiente de fluência do concreto	
Δ	Varição ou deslocamento horizontal	cm
σ	Tensão	Pa
σ_c	Tensão de compressão no concreto	Pa
σ_s	Tensão na armadura tracionada	Pa
σ_t	Tensão de tração no concreto	Pa
$1/r$	Curvatura	

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	18
1.1	OBJETIVO GERAL.....	21
1.1.1	Objetivos Específicos	21
1.2	JUSTIFICATIVA.....	21
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
2.1	NÃO-LINEARIDADE FÍSICA NOS MATERIAIS E NAS ESTRUTURAS	25
2.1.1	Diagramas tensão-deformação	26
2.1.2	Domínios de deformação.....	30
2.1.3	Deformação lenta (fluência).....	32
2.1.4	Diagramas momento-curvatura	33
2.1.5	Valores dos coeficientes redutores na literatura técnica.....	35
2.1.5.1	NBR 6118 (ABNT, 2014)	36
2.1.5.2	ACI 318-08 – Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI, 2007) 36	
2.1.5.3	Bulletin 16 da Federation Internacional du Beton (CEB, 2002)	37
2.1.6	Considerações adicionais.....	38
2.2	NÃO-LINEARIDADE GEOMÉTRICA.....	39
2.2.1	Coeficiente γ_z	40
2.2.1.1	Formulação do coeficiente γ_z	42
2.2.2	Coeficiente FAVt.....	44
2.2.3	Processo P-Delta.....	45
2.3	ESTUDOS EM PÓRTICOS COM NLF E NLG	49
3	METODOLOGIA.....	59
4	ANÁLISE NÃO-LINEAR DE PÓRTICOS PLANOS DE CONCRETO ARMADO – COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS.....	61
4.1	P1 - PÓRTICO COM 1 PAVIMENTO	62
4.2	P2 – PÓRTICO COM 6 PAVIMENTOS	65
4.3	P3 – PÓRTICO COM 8 PAVIMENTOS	67
4.4	P4 – PÓRTICO COM 16 PAVIMENTOS	69

5	ANÁLISE DA NÃO-LINEARIDADE – INFLUÊNCIA DO AUMENTO DO NÚMERO DE PAVIMENTOS.....	73
5.1	EDIFÍCIO 1	76
5.1.1	Valores redutores de EI na consideração simplificada da não-linearidade física	77
5.1.1.1	Análise das vigas.....	79
5.1.1.2	Análise dos pilares.....	84
5.2	EDIFÍCIO 2	90
5.2.1	Análise das vigas.....	92
5.2.2	Análise dos pilares.....	95
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	99
	REFERÊNCIAS.....	102
	ANEXO A – EDIFÍCIO 1.....	106
	ANEXO B – EDIFÍCIO 2.....	118

1 INTRODUÇÃO

O concreto armado é um dos materiais mais utilizados na construção de edifícios e residências no Brasil. As estruturas de concreto armado devem ser dimensionadas para resistir às solicitações impostas. Ainda, com a concepção de arquiteturas mais ousadas, com vãos maiores, pé-direito altos resulta na necessidade de uma estrutura mais leve, mais esbelta e flexível.

Com isso, a atuação da análise da estabilidade da estrutura e dos efeitos de segunda ordem, aliado com a necessidade de obter resultados mais precisos nessas concepções dentro dos limites relativos a segurança estrutural, no que se referem aos estados limites últimos, os quais representam a perda da capacidade resistente da estrutura, assumiram fundamental importância no projeto estrutural.

Segundo Kassimali (2010), em um projeto estrutural a análise é o processo de prever a performance de uma dada estrutura, sendo que a condição de carregamento imposta tem influência direta; além disso, as características dos materiais, suas características geométricas e condições de contorno são algumas das variáveis que influenciam no comportamento da estrutura.

No projeto estrutural de concreto armado, definida a geometria inicial, propriedade dos materiais e seção transversal dos elementos estruturais obtêm-se os esforços solicitantes em toda a estrutura. Na sequência, a armadura é dimensionada para cada elemento através de uma análise de primeira ordem ou linear, para obtenção dos esforços, baseada em hipóteses que consideram a ruptura ou o escoamento dos materiais. Nesta análise admite-se que os materiais se comportam segundo leis lineares de tensão e deformação e considerando que a configuração deformada da estrutura não afeta as condições de equilíbrio de forças.

A análise de segunda ordem, é utilizada quando o estudo da estrutura considera a sua configuração deformada, na qual ocorre a interação entre as ações verticais e os deslocamentos, gerando esforços adicionais os quais podem conduzir a estrutura ao colapso. Estes efeitos podem ser de extrema importância para algumas estruturas, denominadas estruturas de nós móveis, as quais o acréscimo de momentos existentes e esforços na análise de segunda ordem é maior que 10% dos esforços obtidos na análise de primeira ordem (ABNT, 2014), ou seja, estruturas com deslocamentos horizontais consideráveis, mas podem ser desprezíveis em outras, estruturas de nós fixos, as quais possuem deslocamentos horizontais desprezíveis.

Para as estruturas de nós móveis é necessária a realização de uma análise não-linear. Isso porque esta análise dá importância ao comportamento do material constituinte da estrutura, no caso não-linear, do concreto armado. Uma vez que é capaz de considerar a perda de rigidez do material através do efeito da fissuração, da fluência, da retração, da deformação lenta e do escoamento das armaduras, entre outros fatores, os quais conferem ao concreto armado a denominada não-linearidade física (NLF) (PINTO; RAMALHO, 2002). Porém, de acordo com Stramndinoli (2007) devido à baixa resistência à tração se comparado à compressão, as estruturas de concreto armado apresentam fissuração mesmo com baixos níveis de carga, ocorrendo a redução da rigidez dos elementos estruturais, assumindo um comportamento não linear físico.

Ainda, há outro efeito a ser considerado na análise não-linear, o qual considera a estrutura em sua posição deformada, denominada análise com não-linearidade geométrica (NLG). Uma vez que os deslocamentos horizontais interagem com as forças atuantes gerando novos esforços na estrutura (GETALLI, 2012). Porém, não é simples a consideração das não-linearidades.

A consideração da NLF necessita da determinação da rigidez de cada elemento estrutural, a partir das suas relações constitutivas, da quantidade de disposição das armaduras e do nível de solicitação do elemento, o que torna o processo complexo e variável em função do processo construtivo da edificação. Para contornar esse problema, diversos estudos propõem a redução média da inércia bruta da seção transversal dos elementos estruturais, como método simplificador como, por exemplo, nas recomendações da NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento (ABNT, 2014). Entretanto, Kimura (2009) afirma que o método simplificador pode superestimar os valores das rigidezes nas vigas e principalmente nos pilares, com isto os efeitos de segunda ordem estariam subestimados, ou seja, contra a segurança. Ainda, ressalta-se que as recomendações da NBR 6118, 2014 não consideram variações para o coeficiente redutor de rigidez, assim, também não consideram a posição do elemento estrutural na edificação, parâmetro de considerável influência na NLF.

Já a consideração da NLG pode ser implementada através da modificação da matriz de rigidez da estrutura, utilizada na análise de primeira ordem, e simplificada pode ser considerada através do processo P-Delta ou do

coeficiente de majoração dos esforços globais γ_z , este capaz de avaliar a necessidade ou não da sua consideração. A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) considera a aplicação de um coeficiente de majoração dos esforços globais de 1ª ordem devidos aos carregamentos horizontais, γ_z , para obtenção dos esforços finais de 2ª ordem e assim considerar a não-linearidade geométrica.

É nesse contexto que o trabalho está inserido, pois deseja mostrar a importância de se considerar modelos não-lineares ou suas adequadas simplificações, na verificação do comportamento estrutural de elementos em concreto armado. Neste, desenvolve-se um estudo da não linearidade física. O estudo envolve a análise de edifícios avaliando os efeitos da não-linearidade física com influência do número de pavimentos da edificação, a fim de representar essa influência no caso de utilização dos processos aproximados.

1.1 OBJETIVO GERAL

Investigar a não-linearidade física na análise estrutural de modelos tridimensionais de barra de concreto armado na análise de estabilidade global, estabelecendo um fator de redução de inércia para cada elemento estrutural, considerando a influência do número de pavimentos da edificação e comparando-os com os valores normativos adotados pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

1.1.1 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

Estudar a variação dos efeitos de segunda ordem de acordo com o número de pavimentos nas edificações;

Estabelecer um fator de redução de inércia proveniente da análise de segunda ordem;

Comparar os coeficientes encontrados com os valores normativos adotados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) na consideração simplificada.

1.2 JUSTIFICATIVA

O comportamento das estruturas de concreto armado é há muito tempo objeto de estudo. Para edifícios altos é de extrema importância a eficiente análise da resposta estrutural, principalmente no que se refere aos efeitos de segunda ordem. Os deslocamentos e os esforços da estrutura são determinados pelo seu carregamento e também pelos efeitos decorrentes da sua mudança de posição no espaço – não-linearidade geométrica (PINTO, 2002); também, são determinados diretamente pela rigidez dos membros constituintes, que é influenciada pelo comportamento não-linear do concreto armado – não-linearidade física (BRANCO, 2002).

Nesse sentido, a análise de edifícios altos deve considerar a não-linearidade geométrica e também a não-linearidade física da estrutura, através da representação do comportamento da edificação na forma mais real possível. Teixeira e Souza (2003) afirmam que o uso mais frequente e amplo do dimensionamento nos estados limites

últimos juntamente com a análise não-linear estrutural proporcionará um forte avanço para o dimensionamento estrutural.

Estudos do comportamento não-linear físico e geométrico de estruturas podem ser realizados através de ensaios experimentais em laboratório ou através de modelos numéricos. A primeira maneira é muito utilizada para a avaliação do comportamento não-linear físico de vigas, pilares e pequenos pórticos de concreto armado, mas dificilmente aplicada a grandes estruturas (Gelatti, 2012). Na última, apesar dos grandes avanços computacionais, ainda é pouco explorada a análise de estruturas com base em processos incrementais, uma vez que necessita grande capacidade computacional e elevado tempo de processamento, além do preciso conhecimento das etapas de carregamento e do processo construtivo da edificação, para a não-linearidade geométrica; e da prévia estimativa da quantidade e disposição das armaduras e da sollicitação do elemento, para a não-linearidade física.

Modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos (MEF) são os mais utilizados para a análise não-linear de estruturas de concreto armado. Os primeiros modelos foram desenvolvidos por Vecchio e Collins (1986), Turner et al (1960) apud Araripe (1998) e Crisfield (1991) e possibilitaram o estudo de elementos estruturais isolados e pequenas estruturas. Mais recentemente, com o avanço computacional, modelos de elementos finitos de maior precisão e com elevados números de graus de liberdade são aplicados (Gelatti, 2012).

No quesito comercial, ainda são poucos os programas que realizam a análise não-linear por elementos finitos de estruturas de concreto armado, sendo o custo elevado comparado aos demais programas. Resultados compilados da ASCE – Sociedade Americana de Engenheiros Civis, no Subcomitê em Métodos de Análise Emergentes em Engenharia Sísmica publicados por Head, et. al. (2014) avaliaram a habilidade do engenheiro de conduzir simulações utilizando-se de critérios além do estado limite, e concluiu-se que as principais barreiras para a implementação ou utilização da não-linearidade são: “não praticidade/consumo de tempo (61%)”; “falta de procedimentos adequados (43%)”; “muito complicado (29%)”; “falta de pesquisa (22%)”; “capacidades inadequadas do software (21%)”; e outros.

Nesta perspectiva, diversos métodos simplificadores são apresentados como aproximação são eles para a não-linearidade física: a redução dos valores de rigidez à flexão EI e para a não-linearidade geométrica: os parâmetros γ_z , $FAVt$ e $RM2RM1$

do processo P-Delta, introduzidos em programas comerciais no Brasil tais como o Eberick (AltoQi) e o Sistema CAD/TQS (TQS Informática), utilizados por projetistas. O que também justifica a análise não-linear de modelos estruturais de concreto armado como auxílio ao entendimento do comportamento não-linear do concreto armado. Já no meio acadêmico, modelos refinados de elementos finitos também são utilizados por pesquisadores.

Sobre a redução dos valores de rigidez à flexão para a não-linearidade física, na análise não-linear simplificada de pórticos de concreto armado, Silva (1996) afirma que os maiores erros são resultantes dos valores adotados para EI. E nesse seguimento, Pinto (2002) afirma que:

...ainda existe uma carência de trabalhos referentes à determinação dos valores de EI para a análise global da estrutura. A maior parte dos trabalhos se refere ao estudo de membros isolados (vigas e pilares), havendo poucos trabalhos que considerem os pórticos planos constituintes da estrutura. A lacuna existente fica evidenciada pela grande variabilidade nos valores de EI propostos na literatura.

E qual valor deve ser utilizado? Sobre os valores adotados para os coeficientes redutores de rigidez na norma brasileira Kimura (2009) afirma que:

Essa restrição foi definida devido à falta de estudos específicos para este tipo de estrutura, onde, dependendo do nível de solicitação, no Estado Limite Último (ELU), as rigidezes nas vigas, e principalmente nos pilares, podem atingir valores inferiores aos especificados. Nesse caso, com a adoção das reduções de rigidez definidas anteriormente, os efeitos de 2ª ordem seriam subestimados. E, portanto, a análise estaria contra a segurança.

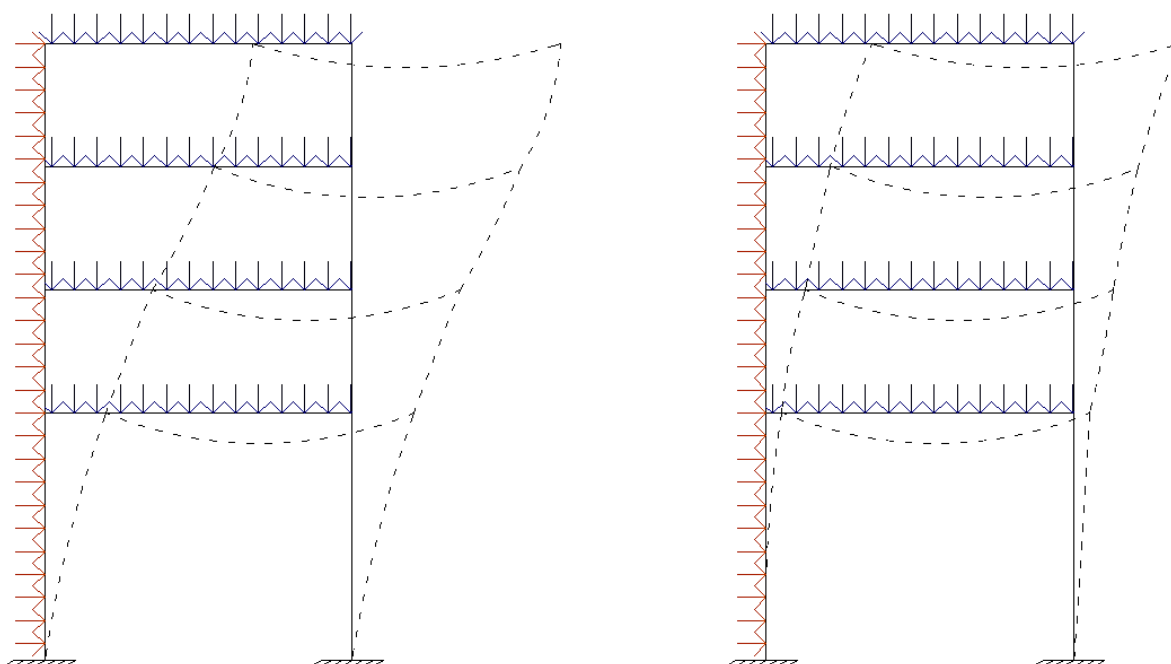
Para a não-linearidade geométrica o mesmo impasse repete-se nos métodos simplificados apresentados como aproximação. Pinto e Ramalho (2002) observaram em uma determinada amostra representativa “que a grande maioria dos edifícios apresenta resultados contra a segurança, ou seja, os acréscimos de segunda ordem são maiores que o valor do γ_z . As diferenças tornam-se maiores à medida que os valores de γ_z aumentam. “

Desta forma, juntamente com as considerações expostas justifica-se o estudo dos fatores de estimativa para a utilização do método simplificado na não-linearidade física através de modelo estrutural de concreto armado.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A análise da estabilidade global de edifícios de concreto armado deve considerar os efeitos de instabilidade envolvendo a não-linearidade física e também a não-linearidade geométrica da estrutura, a fim de representar o comportamento da maneira mais próxima possível da realidade, visando um excelente desempenho, menor consumo de materiais, sistemas estruturais com simplificada execução, aliados com a garantia e segurança da estrutura no estado limite último (FREITAS, LUCHI e FERREIRA, 2016). De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho, 2017, “o estado limite último é aquele relacionado ao colapso ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que determine a paralisação, no todo ou em parte, do uso da estrutura”, ainda, os autores definem o estado limite de serviço como aqueles: “relacionados à durabilidade das estruturas, à aparência, ao conforto do usuário e à boa utilização funcional das mesmas, seja em relação aos usuários, às máquinas ou aos equipamentos utilizados”.

Estudos sobre parâmetros de instabilidade iniciaram com o desenvolvimento do parâmetro chamado de “coeficiente de instabilidade α ” por BECK e KÖNIG (1966), capaz de avaliar a sensibilidade da estrutura em relação aos efeitos da não-linearidade geométrica. Aplicado o carregamento usual na edificação, o parâmetro define se a estrutura é de nós fixos ou de nós móveis, relativo ao aparecimento de deslocamentos horizontais nos pisos na análise de segunda ordem, conforme Figura 1. Simplificadamente estruturas de nós fixos são aquelas em que o acréscimo de momentos existentes e esforços na análise de segunda ordem é menor que 10% dos esforços já obtidos na análise de primeira ordem, ou seja, são estruturas deslocáveis, porém com deslocamentos horizontais muito pequenos, desprezáveis. As demais estruturas são consideradas de nós móveis, ou seja, estruturas nas quais é necessária a consideração dos deslocamentos no cálculo dos esforços (ABNT, 2014), uma vez que estes deslocamentos são significativos na análise de segunda ordem.

Figura 1 – Estrutura de nós móveis x Estrutura de nós fixos

Fonte: a autora (2019).

O uso dos parâmetros de instabilidade para a consideração da não-linearidade física ou geométrica permite a estimativa desses efeitos de maneira simplificada e estão relacionados com alguns conceitos que devem ser considerados no projeto. Neste contexto a revisão bibliográfica é apresentada.

2.1 NÃO-LINEARIDADE FÍSICA NOS MATERIAIS E NAS ESTRUTURAS

A não-linearidade física decorre do comportamento não-linear dos materiais. O concreto é um aglomerado de constituintes (agregados, cimento, água, aditivos, etc.), e possui um comportamento bastante heterogêneo que, associado com o aço, torna-se complexo.

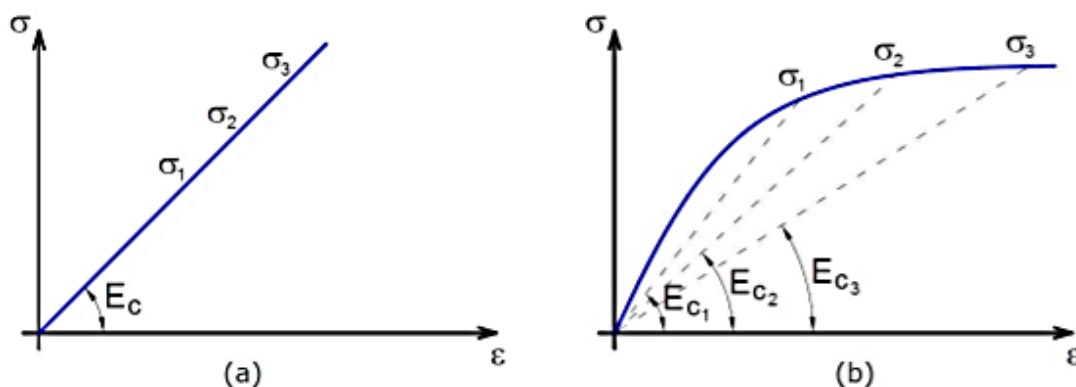
No caso do concreto armado, a NLF é causada devido às relações constitutivas não-lineares do aço das armaduras e aos efeitos de fissuração do concreto, além dos efeitos de retração, de deformação lenta e de fluência do concreto. Para os elementos estruturais de concreto armado, a não-linearidade física está relacionada à perda de rigidez destes elementos. Para entender este fenômeno algumas propriedades mecânicas importantes dos materiais são relacionadas abaixo.

2.1.1 Diagramas tensão-deformação

Um dos principais parâmetros de caracterização de um material quanto sua deformabilidade é o módulo de elasticidade longitudinal (E), o qual pode ser obtido através de ensaios experimentais de carga em corpos de prova. Observando os diagramas tensão-deformação (σ - ε) obtidos através destes ensaios, pode-se diferenciar as propriedades dos materiais.

A análise linear física considera que o material constituinte da estrutura atende perfeitamente a Lei de Hooke, $\sigma = E_c \varepsilon$, sendo E_c o módulo de deformação longitudinal constante independente da tensão atuante, no qual o limite de proporcionalidade do material não é ultrapassado em nenhum ponto da estrutura. Já na análise não-linear física deseja-se conhecer o comportamento da estrutura quando o seu limite de proporcionalidade no diagrama tensão-deformação é ultrapassado, ou seja, quando ocorre uma diminuição do módulo de elasticidade do material, decorrente da perda da integridade da seção, para elementos de concreto armado. A Figura 2 exemplifica a tensão-deformação unidirecional para a aproximação linear e também para o estado não-linear.

Figura 2 – Diagrama tensão-deformação

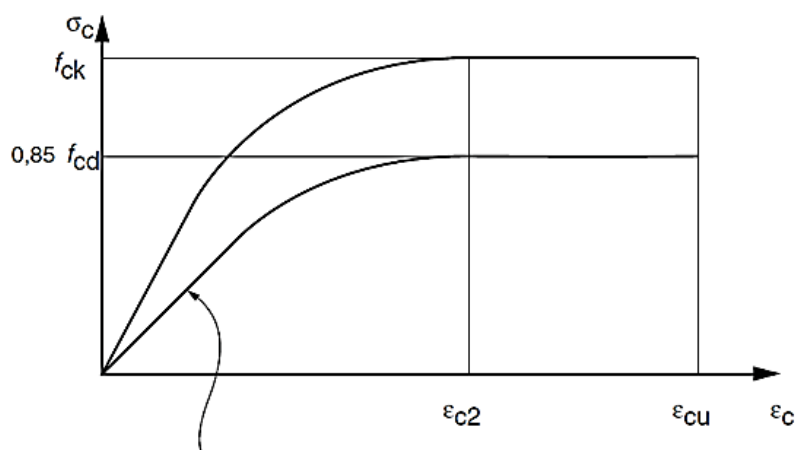


Fonte: Pinto (1997).

No caso da Figura 2(a) a deformação é proporcional à tensão do material, com isso o módulo de elasticidade é constante, o material é elástico linear obedecendo à lei de Hooke. Para o caso da Figura 2(b) o diagrama é não-linear e o módulo de elasticidade diminui à medida que a carga aumenta.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) adota para análises no estado-limite último o seguinte diagrama tensão-deformação do concreto à compressão, a ser usado no cálculo:

Figura 3 – Diagrama tensão-deformação idealizado do concreto à compressão



$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right]$$

Para $f_{ck} \leq 50$ MPa: $n=2$
 Para $f_{ck} > 50$ MPa:
 $n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$

Fonte: ABNT (2014).

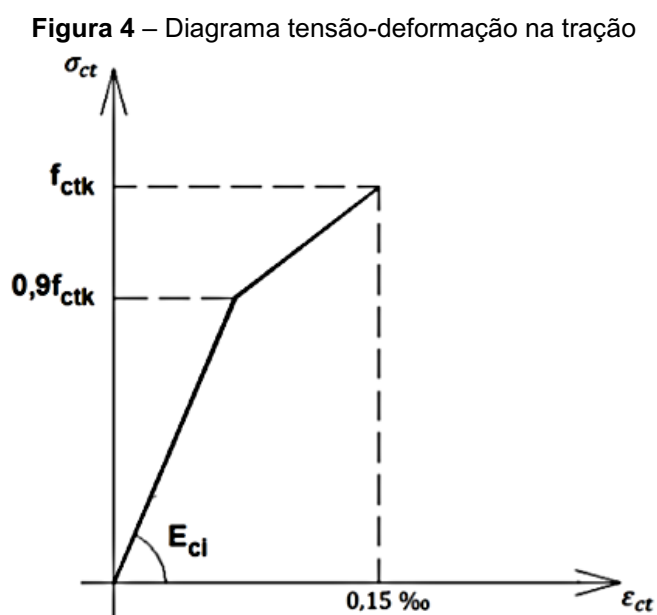
no qual, f_{ck} é a resistência característica do concreto; f_{cd} é resistência à compressão do concreto de cálculo; ϵ_{c2} é a deformação específica do encurtamento do concreto no início do patamar plástico; ϵ_{cu} é a deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura; σ_c é a tensão à compressão no concreto; e ϵ_c é a deformação específica do concreto.

O ensaio de compressão, utilizado para a construção do diagrama da Figura 3 permite relacionar a não-linearidade do diagrama tensão deformação com o processo de formação de microfissuras no concreto, causadas por esmagamento. Inicialmente podemos observar um comportamento quase linear, no qual as fissuras estão limitadas as já existentes antes do carregamento. Na sequência é possível observar o início do comportamento não-linear e conseqüentemente a formação de microfissuras intergranulares. Esta é uma fase crítica na qual o diagrama tensão-deformação tem uma queda significativa de rigidez do material, evoluindo até a perda da capacidade resistente ou ruptura.

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) em elementos de concreto armado submetidos à flexão simples ou à flexão composta, com quantidades médias ou grandes de armadura, o estado limite último é atingido por esmagamento do concreto comprimido no ϵ_{cu} com valor igual a 3,5‰ para classes até C50; já para peças

submetidas apenas à compressão o estado limite último é atingido por esmagamento do concreto para deformação no ϵ_{c2} com valor igual a 2,0‰ para classes até C50.

Para o concreto não fissurado, submetido a tensões de tração, de acordo com a NBR 6118, 2014 pode ser adotado o seguinte diagrama tensão-deformação representado na Figura 4.



Fonte: ABNT (2014).

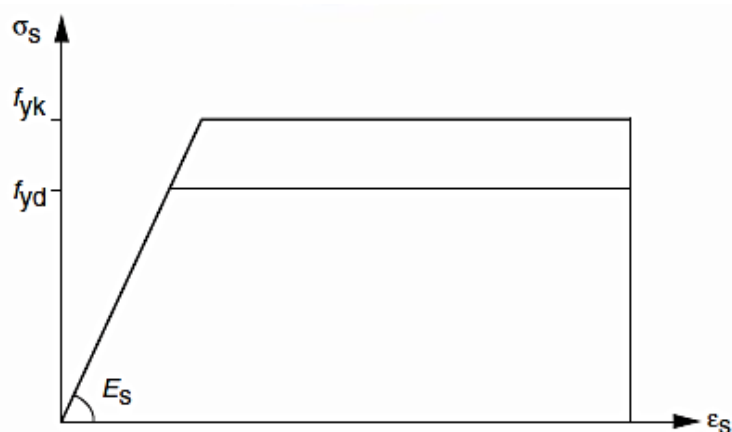
Simplificadamente, o concreto tracionado comporta-se de forma linear até atingir o limite da resistência à tração, após este limite deixa de resistir e passa a sofrer o amolecimento (redução de tensão e aumento da deformação); já o concreto comprimido comporta-se de forma não linear até a superfície de escoamento, após sofre plastificação e tem sua rigidez alterada (NOGUEIRA, LEONEL, VENTURINI, 2010).

Já para os aços estruturais, os quais possuem comportamento dúctil, é possível atingir valores muito superiores aos limites normativos de deformação, entretanto, de acordo com FUSCO (1981) foi necessária a limitação da deformação da armadura tracionada em virtude do desconforto visual provocado por fissurações excessivas no concreto. Assim, ainda segundo o autor, “a verificação da segurança é feita admitindo-se que o esgotamento da capacidade resistente tanto possa ocorrer pela ruptura do concreto comprimido, quanto pela deformação excessiva da armadura tracionada.” Neste caso, a deformação de alongamento na armadura mais tracionada (ϵ_{su}) atinge 10‰, denominando o estado limite último por alongamento plástico excessivo da

armadura, ou seja, nesta deformação há fissuras de 1 mm de abertura para cada 10 cm de comprimento da peça.

No diagrama simplificado de tensão-deformação para aços, representado na Figura 5, extraído da NBR 6118 (ABNT, 2014), f_{yk} representa o valor característico da resistência ao escoamento.

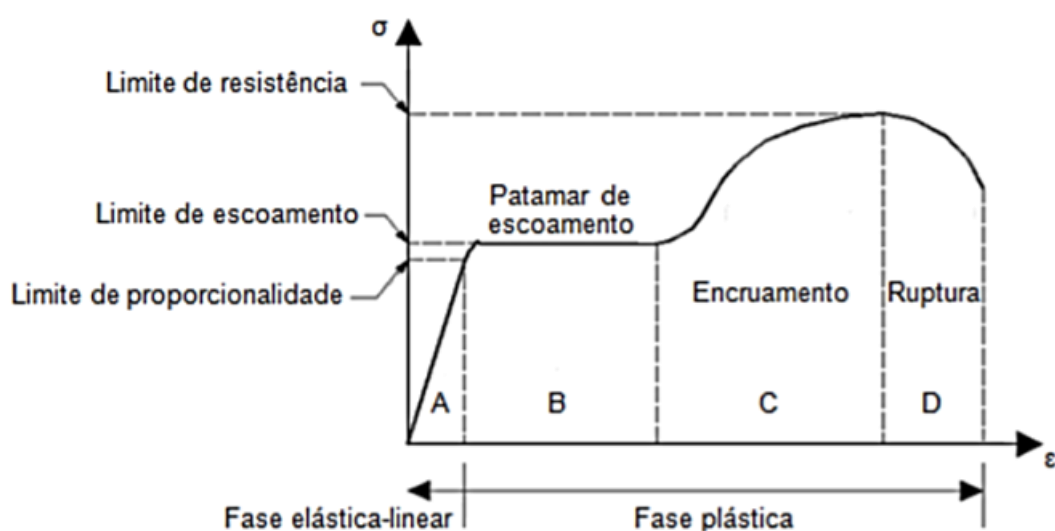
Figura 5 – Diagrama simplificado tensão-deformação para aços



Fonte: ABNT (2014).

É possível também representar o diagrama tensão-deformação para aços, através de ensaios de barras submetidas à carga axial, ilustrado na Figura 6, com isso é possível destacar algumas fases importantes de carregamento da barra.

Figura 6 – Diagrama tensão-deformação para aços



Fonte: SILVA (2012).

É possível observar que o limite de proporcionalidade define o regime elástico-linear, sendo válida a lei de Hooke. Após este valor, inicia-se o regime plástico, no qual as deformações são irreversíveis na estrutura do aço, mantendo-se uma relação não-linear até o limite de escoamento. A partir deste ocorrem grandes deformações sem mudanças significativas de tensões, caracterizando o patamar de escoamento. Já na fase C ocorre o encruamento, definido por um aumento não-linear da relação tensão-deformação até o limite de resistência, ponto este caracterizado pela diminuição do diâmetro da seção transversal do corpo-de-prova de aço ou estricção. Por fim, ocorre a tensão última provocando deformações que levam a ruptura.

2.1.2 Domínios de deformação

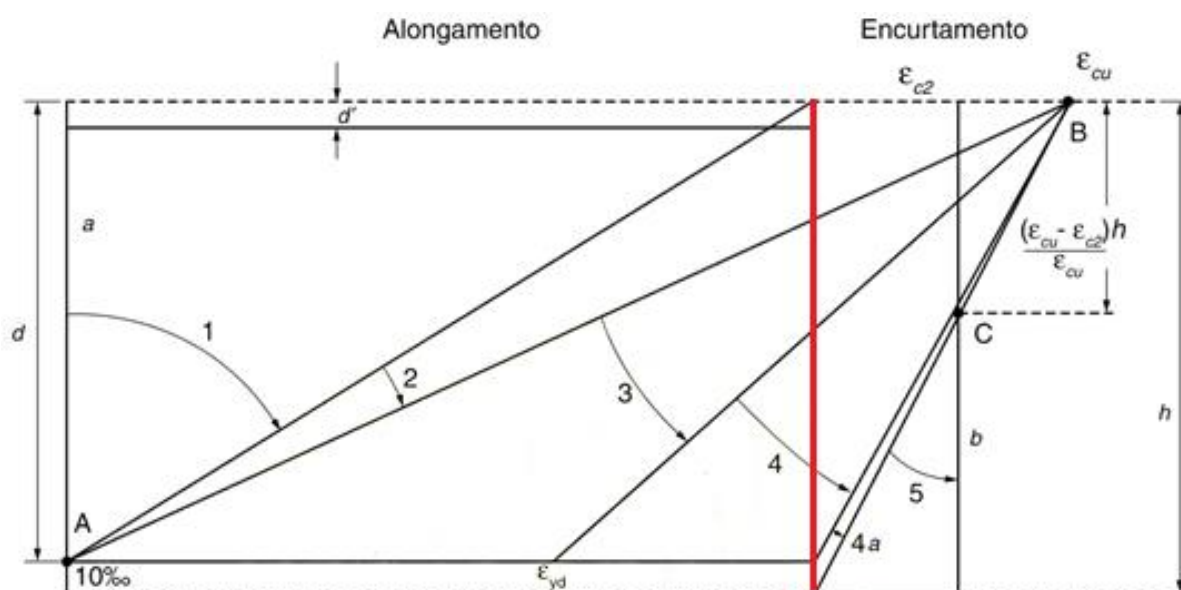
Domínio do concreto é o modo como a seção de concreto armado está se deformando no Estado Limite Último, a fim de suportar um determinado esforço solicitante. Representa todas as distribuições possíveis de deformações da seção transversal variando-se a linha neutra de $-\infty$ até $+\infty$, conseqüentemente variando-se as solicitações da tração à compressão.

Resumindo a seção 2.1.1 o estado limite último de uma seção transversal de concreto armado é atingido se:

- A. A deformação de alongamento na armadura atingir o valor de $\epsilon_s = 10,0\%$;
- B. A deformação no concreto em seções submetidas à flexão atingir a deformação ϵ_{cu} igual a $3,5\%$ para classes até C50;
- C. A deformação no concreto em seções comprimidas atingir a deformação ϵ_{c2} com valor igual a $2,0\%$ para classes até C50.

Assim, a NBR 6118 (ABNT, 2014) define um conjunto de domínios para englobar as possibilidades de ruptura à flexão de uma seção transversal conforme Figura 7, na qual a reta vermelha representa a profundidade da linha neutra em cada domínio, h representa a altura da seção transversal, e d a altura útil da seção transversal.

Figura 7 – Domínios de deformação no estado limite último



Fonte: a autora (2020), adaptado de ABNT (2014).

Na Figura 7 o alongamento representa a tração e o encurtamento a compressão. Assim, o domínio 1 é caracterizado por tração simples ou uniforme uma vez que se encontra totalmente na região de alongamento, não é cortado pela linha neutra. A ruína da peça neste domínio ocorre pela deformação plástica excessiva da armadura mais tracionada à $\epsilon_s = 10,0\%$, sendo assim não há participação do concreto, considerado totalmente fissurado na seção.

Já no domínio 2 a linha neutra encontra-se dentro da seção transversal, sendo assim uma parte da peça está tracionada e a outra está comprimida, tipicamente situações de flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto. A ruína da peça neste domínio ocorre pela deformação plástica excessiva da armadura tracionada à $\epsilon_s = 10,0\%$, podendo ocorrer simultaneamente com a ruína do concreto à $\epsilon_{c2} = 3,5\%$. Como a maior parte da seção está na região de alongamento, a seção resistente é composta pelas armaduras, havendo uma pequena participação do concreto na região comprimida.

No domínio 3 a linha neutra também se encontra dentro da seção transversal, ou seja, há uma parte comprimida e outra tracionada, porém a característica principal deste domínio é que a ruína da peça ocorre pela ruptura da região comprimida do concreto, $\epsilon_{c2} = 3,5\%$, juntamente com o escoamento da armadura tracionada do aço. Neste domínio ocorre um aviso prévio, uma vez que a armadura ao escoar provocará

fissuras visíveis no elemento estrutural antes que o concreto atinja a ruptura por esmagamento. A seção dimensionada neste domínio é conhecida como subarmada.

No domínio 4 há uma pequena área de concreto tracionada e a restante comprimida. Ocorre em situações de flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço sem escoamento. A ruína ocorre pela ruptura da região comprimida, $\epsilon_{c2} = 3,5 \text{ ‰}$, bruscamente, sem aviso prévio às baixas deformações. Neste domínio não há um bom aproveitamento da capacidade resistente do aço.

Já no domínio 5 é possível observar que a linha neutra se encontra fora da seção transversal, sendo a seção inteiramente comprimida. Ocorre em situação de compressão não uniforme, sem tração. A ruína da peça ocorre pela ruptura da região comprimida do concreto, variando de $\epsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰}$ a $3,5 \text{ ‰}$, bruscamente, sem aviso prévio. A seção resistente é composta pelas armaduras, uma vez que aconteceu a ruína do concreto.

Ressalta-se que a norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) limita a posição da linha neutra a fim de garantir adequada condição de ductilidade, sendo $\frac{x}{d} \leq 0,45$ para concretos até 50 MPa, e $\frac{x}{d} \leq 0,35$ para concretos de 50 MPa a 90 MPa, sendo x a posição da linha neutra medida a partir da face mais comprimida e d a altura útil da seção transversal.

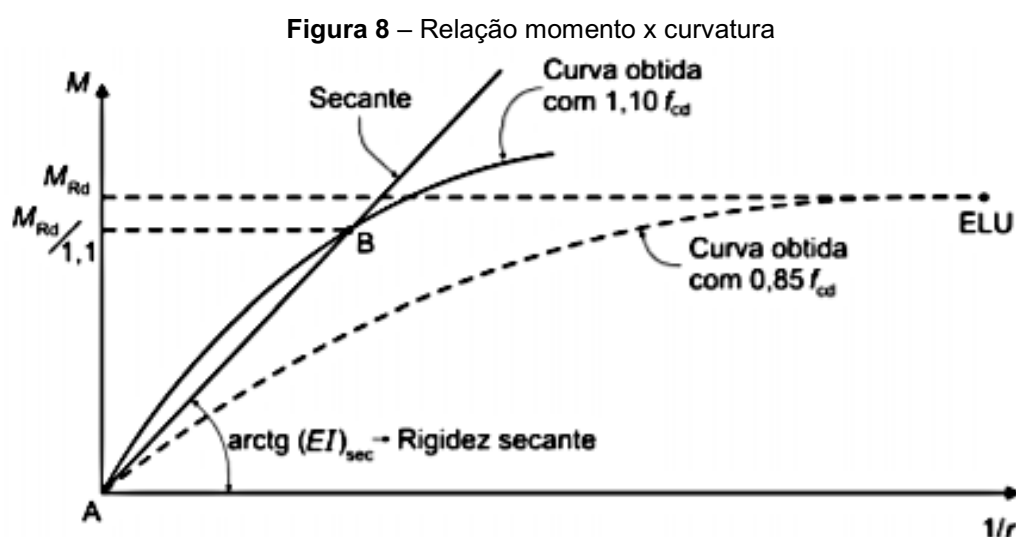
2.1.3 Deformação lenta (fluência)

Associa-se também a não-linearidade física do concreto armado à deformação lenta ou fluência. Esta característica do material está relacionada ao seu comportamento viscoso, no qual observa-se que as deformações continuam a ocorrer ao longo do tempo mesmo sem a variação do carregamento.

A fluência tem influência no projeto de estruturas de concreto armado, pois se somada à deformação imediata ocorrida no instante de aplicação das tensões exerce deformabilidade nas estruturas. Assim, deve ser considerada nas verificações de flechas verticais. Neste trabalho não foram feitas verificações de fluência.

2.1.4 Diagramas momento-curvatura

A consideração da não-linearidade física pode ser feita de forma aproximada ou não. Na forma aproximada pode ser considerada através de reduções da inércia bruta (obtida antes da fissuração) da seção dos elementos. Já a consideração do comportamento não-linear do concreto armado de maneira mais consistente, pode ser realizado através de diagramas momento-curvatura ($M \times 1/r$) de seções transversais para modelos de elementos finitos associados com diagramas tensão x deformação dos materiais. No diagrama, é possível considerar de maneira consistente a influência da força normal atuante ou da área das armaduras suposta conhecida, além da consideração do efeito da fluência. A Figura 8 mostra o diagrama $M \times 1/r$ de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) para a análise da rigidez dos elementos.



Fonte: ABNT (2014).

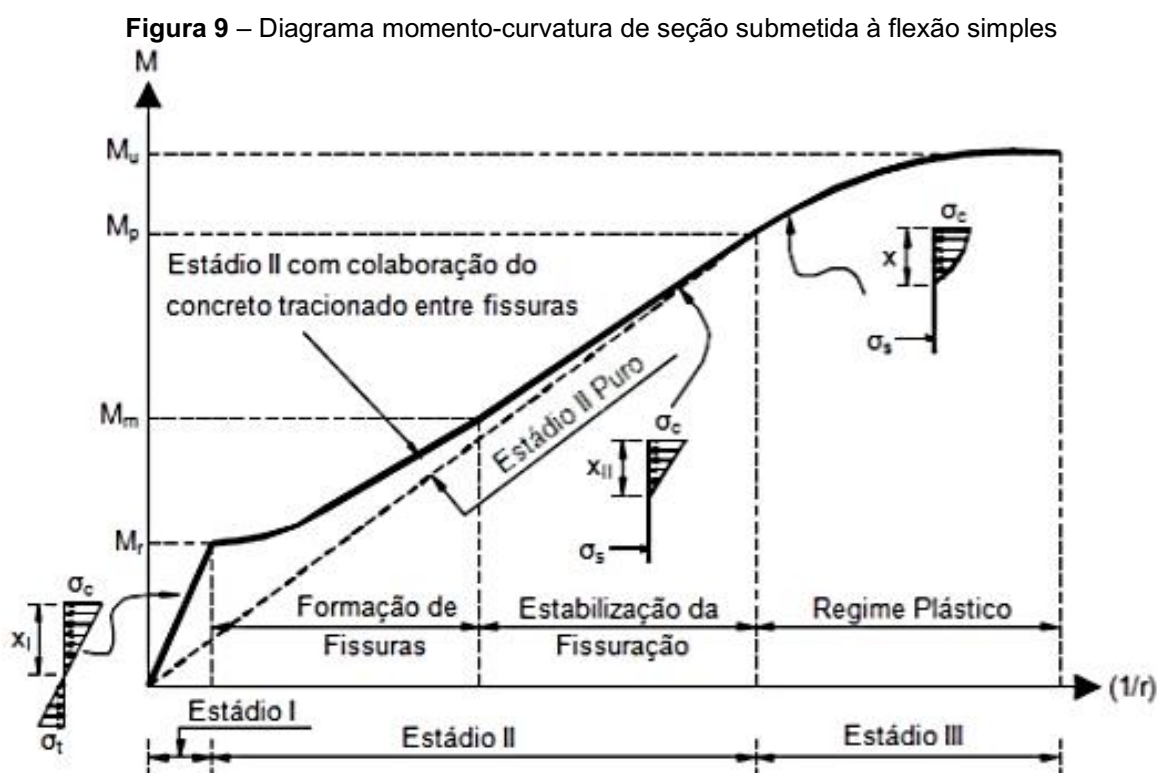
As relações momento x curvatura são obtidas para uma determinada seção transversal com a armadura previamente conhecida, e para um esforço normal pré-estabelecido, a partir das equações de equilíbrio, compatibilidade, e das características do material. Observa-se na Figura 7, que o eixo das abscissas representa a curvatura ($1/r$) e o eixo das ordenadas representa os momentos internos (M). Ainda, ELU representa o estado limite último e f_{cd} a resistência à compressão do concreto de cálculo.

Ressalta-se que o diagrama momento-curvatura varia sensivelmente em função da normal de compressão e da configuração das armaduras dispostas na seção, e por isso, a forma do diagrama fornece uma ideia das considerações adotadas.

Por exemplo, ao considerar o material elástico linear, o diagrama momento-curvatura será uma reta inclinada passando pela origem; já ao considerar o material rígido-plástico, o diagrama será uma reta horizontal; e quando analisamos relações não-lineares entre tensões e deformações o diagrama é curvo.

Ainda, no diagrama da Figura 8 podem ser observadas duas curvas, uma utilizada para a deformabilidade dos elementos, tendo como tensão de pico o valor de $1,10f_{cd}$. E a outra construída com o valor de $0,85f_{cd}$ utilizada na definição da capacidade resistente das seções no ELU, a qual define o momento máximo e é utilizada apenas para definir os esforços resistentes (M_{rd}). A curva AB apresentada é utilizada no cálculo das deformações.

Para uma viga submetida à flexão simples, SILVA (2012), apresenta o diagrama momento-curvatura da Figura 9:



Fonte: SILVA (2012) – adaptado de GUARDA (2005).

no qual, M_f é o valor do momento de fissuração; M_m é o valor do momento a partir do qual não há formação de novas fissuras; M_p é o valor do momento de plastificação; M_u é o valor do momento último; σ_c é o valor da tensão de compressão no concreto; σ_t é o valor da tensão de tração no concreto; σ_s é o valor da tensão na armadura tracionada; x_i é a distância da linha neutra da seção transversal da peça à fibra mais

comprimida do concreto no Estádio I; x_{II} é a distância da linha neutra da seção transversal da peça à fibra mais comprimida do concreto no Estádio II; x é a distância da linha neutra da seção transversal da peça à fibra mais comprimida do concreto no Estádio III.

Caracteriza-se abaixo, portanto, os três estágios básicos para a representação do comportamento de uma seção fletida de concreto.

No Estádio I a seção trabalha em regime elástico linear, admitindo-se a lei de Hooke, e está submetida a um momento fletor baixo, de modo que a tensão de tração no concreto é inferior à sua resistência característica, assim, não apresenta fissuras visíveis.

No Estádio II puro (seção fissurada) a resistência à tração do concreto foi atingida, de modo que a peça apresenta fissuras visíveis. Como simplificação, a tensão de compressão no concreto é admitida como linear ao longo da altura da seção. Ainda, a contribuição da parte tracionada do concreto é desprezada, fazendo uma consideração conservadora, uma vez que entre duas fissuras consecutivas existe concreto íntegro, o qual ainda apresenta capacidade resistiva frente às solicitações de tração, o que “contribui consideravelmente para o aumento da rigidez da peça nessas regiões comparativamente à sua desconsideração.” (SILVA, 2012).

No Estádio III (regime de ruptura) as tensões de compressão do concreto não são lineares ao longo da altura da seção, sendo que a maioria das fibras do concreto comprimido apresentam sua tensão máxima ou resistente. A ruína da peça ocorre por esmagamento.

Uma análise não-linear requer o conhecimento de toda a geometria e armadura da estrutura, bem como a verificação das condições de equilíbrio, compatibilidade e ductilidade da mesma. Porém, como a implementação numérica de todos os efeitos citados acima é árdua e nem sempre disponível aos projetistas de estruturas, métodos aproximados são utilizados como alternativas mais simples, conforme descrito a seguir.

2.1.5 Valores dos coeficientes redutores na literatura técnica

A redução da rigidez surge como uma alternativa para a consideração da não-linearidade física de maneira simplificada, podendo ser escrita da seguinte forma:

$$EI_{sec} = \alpha E_{ci} I_c \quad (2.1)$$

onde: EI_{sec} corresponde à rigidez secante; α corresponde ao coeficiente redutor de rigidez; E_{ci} ao módulo de elasticidade inicial; e I_c ao momento central de inércia na seção bruta do concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes.

Normas técnicas consideram diferentemente estes coeficientes redutores conforme descrito a seguir.

2.1.5.1 NBR 6118 (ABNT, 2014)

A NBR 6118 permite a consideração da não-linearidade física através de uma aproximação, para estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, adotando a rigidez secante dos elementos estruturais para cada elemento conforme:

$$\text{Lajes} \quad EI_{sec} = 0,3E_{ci}I_c \quad (2.2)$$

$$\text{Vigas} \quad EI_{sec} = 0,4E_{ci}I_c \quad \text{para } A_s' \neq A_s \quad (2.3)$$

$$EI_{sec} = 0,5E_{ci}I_c \quad \text{para } A_s' = A_s \quad (2.4)$$

$$\text{Pilares} \quad EI_{sec} = 0,8E_{ci}I_c \quad (2.5)$$

onde: A_s é a área da seção transversal da armadura longitudinal de tração e A_s' é a área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão.

2.1.5.2 ACI 318-08 – Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI, 2007)

Devido à fissuração, à fluência e a não-linearidade da curva de tensão-deformação do concreto, o ACI 318-08 (Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary) apresenta as seguintes expressões:

$$EI_{sec} = \frac{0,2E_c I_g + E_s I_s}{1 + \beta_d} \quad (2.6)$$

$$EI_{sec} = \frac{0,4E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (2.7)$$

onde:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad (2.8)$$

nas quais: E_c é o módulo de elasticidade do concreto; I_g é o momento de inércia da seção de concreto em relação ao centro de gravidade, não considerando a armadura; E_s é o módulo de elasticidade do aço; I_s é o momento de inércia da armadura em relação ao centro de gravidade da seção; β_d é o coeficiente referente à fluência do concreto, o qual expressa a relação entre a carga axial permanente e a carga axial total, caso não seja considerado a fluência então $\beta_d = 0$; e f'_c é a resistência a compressão do concreto.

A equação (2.6) refere-se a pequenas variações de excentricidade e altos níveis de carga axial, na qual efeitos de esbeltez são preponderantes, e a equação (2.7) é uma simplificação da equação anterior.

2.1.5.3 Bulletin 16 da Federation Internacional du Beton (CEB, 2002)

Considerando o índice de esbeltez, λ , definido por $\frac{L_f}{i}$, sendo L_f o comprimento de flambagem da peça e i o raio de giração, o Bulletin 16 do CEB (Comité Euro-International du Béton) apresenta as seguintes expressões:

$$EI_{sec} = \alpha_\varphi \alpha_e E_c I_g + E_s I_s \quad (2.9)$$

onde:

$$\alpha_\varphi = 1 - 0,8\varphi \left(1 - \frac{\lambda}{200}\right) \omega^{0,25} \quad (2.10)$$

$$\alpha_e = 0,08 v_0 (0,85 f_{cd})^{0,6} e^{\left(\frac{\lambda}{100} - 2\omega\right)} \quad (2.11)$$

$$v_0 = \frac{N_d}{A_c 0,85 f_{cd}} \quad (2.12)$$

$$\omega = \frac{A_{s,tot} f_{yd}}{A_c f_{cd}} \quad (2.13)$$

sendo f_{cd} a resistência à compressão de projeto do concreto (MPa); φ é o coeficiente de fluência (tabelado); $A_{s,tot}$ é a área de aço longitudinal total da seção; E_c é o módulo de elasticidade do concreto; I_g é o momento de inércia da seção de concreto em relação ao centro de gravidade da seção sem a consideração da armadura; E_s é o módulo de elasticidade do aço e I_s é o momento de inércia da armadura em relação ao centro de gravidade da seção.

2.1.6 Considerações adicionais

Observando as formulações apresentadas pelas normas percebe-se que a NBR 6118 (ABNT, 2014) é a única que apresenta valores fixos, assumindo elementos com maiores fissurações em lajes, seguidos de vigas e por último os pilares. As demais formulações não fazem diferenciação quanto ao tipo de elemento estrutural. Lima (2001) ressalta que a redução fixa da rigidez ignora os diferentes comportamentos dos elementos estruturais, superestimando a rigidez das vigas, podendo levar a uma avaliação errônea da estrutura.

O ACI 318-08 (ACI, 2007) inclui em sua formulação a consideração da contribuição do momento de inércia da armadura na seção, e o módulo de elasticidade da armadura. O Bulletin 16 (CEB, 2002) incorpora em seu método a avaliação do índice de esbeltez do elemento estrutural. A tabela 1 apresenta um comparativo entre os fatores considerados.

Tabela 1 – Comparativo dos fatores considerados nas normas para a utilização da NLF de forma aproximada

	Valor	Força Normal	Fluência	Armadura	Esbeltez
NBR 6118 (2014)	Fixo	Não	Não	Não	Não
ACI 318/08 (2007)	Variável	Não	Sim	Sim	Não
CEB (2002)	Variável	Sim	Sim	Sim	Sim

Fonte: Adaptado de Marin e El Debs (2009).

Silva (1996) apresenta uma contribuição ao estudo da não-linearidade física em pórticos planos de concreto armado desenvolvendo uma formulação teórica através de uma revisão dos principais métodos baseados em normas internacionais e correlacionando-os com dados experimentais de outros pesquisadores. Segundo o autor:

O maior problema em qualquer análise não-linear simplificada de pórticos de concreto armado é a escolha adequada dos valores da rigidez à flexão EI , sob várias condições de carregamento. De fato, os erros resultantes do uso de métodos aproximados de calcular efeitos de segunda ordem ou carga crítica são, em geral, menores que os erros resultantes da escolha dos valores de EI .

Investigando um novo procedimento de cálculo para pórticos planos, Pinto (2002) considerou a não-linearidade física e geométrica através de um estudo da inércia efetiva para vigas e pilares. É importante ressaltar que, de acordo com o autor

“pode-se obter resultados muito diferentes dependendo do tipo de carregamento da estrutura, da sua geometria e da taxa de armadura dos seus membros. ”

Nessa linha, Pinto e Ramalho (2002) buscaram estabelecer uma maior confiabilidade nos processos simplificados utilizando-se de uma amostra representativa de projetos estruturais para a consideração da não-linearidade física e geométrica utilizando resultados obtidos através de modelos de elementos finitos. Concluíram que “os valores de EI_{ef} são extremamente influenciados por diversos fatores e só podem ser corretamente avaliados através de uma análise estrutural mais sofisticada. ” Sendo que o EI_{ef} se refere a aproximação dos valores médios representativos obtidos de uma análise global da estrutura e também de uma análise de membros isolados.

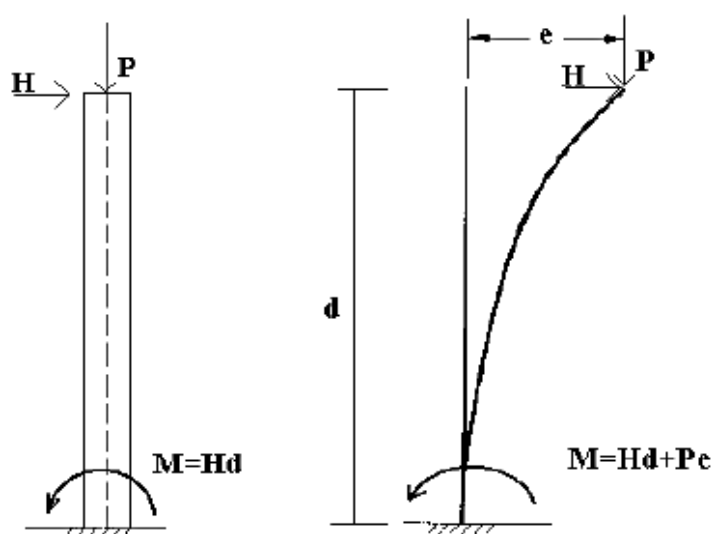
Reforçando a importância do cálculo rigoroso, Kwak e Kim (2004) analisaram colunas esbeltas de concreto armado, desenvolvendo um modelo numérico para simular o seu comportamento não-linear, incluindo a fissuração do concreto e utilizando a matriz de rigidez para a consideração do processo P-Delta. Segundo os autores, o EI diminui devido ao fissuramento do concreto, dependendo do tempo e da não-linearidade da curva de tensão-deformação do concreto seguindo o aumento da carga. Por isso, para uma mais realista previsão de capacidade de carga de colunas esbeltas é necessário o cálculo preciso do EI em função do histórico de carregamento.

2.2 NÃO-LINEARIDADE GEOMÉTRICA

Na análise linear, ou análise em 1ª ordem, não é considerada a mudança na geometria da estrutura após seu deslocamento sob a ação do carregamento. Este tipo de análise é aplicado quando os deslocamentos da estrutura são pequenos. Por outro lado, na análise não-linear geométrica, ou análise em 2ª ordem, a estrutura é analisada considerando a sua posição deformada, computando-se os deslocamentos ocorridos. Segundo Gelatti (2012) os deslocamentos horizontais interagem com as forças atuantes gerando novos esforços na estrutura. Ainda, de acordo com Corrêa (1991) os deslocamentos não são expressos linearmente em função das deformações e é a magnitude das deformações presentes que provocam alterações de rigidez na estrutura. Porém, estes esforços, apesar de ocorrerem em todas as estruturas, nem sempre são de importante consideração como no caso das estruturas de nós fixos.

Na Figura 10 é possível observar uma barra vertical engastada na base e livre no topo, submetida a uma carga horizontal e uma carga vertical no topo, mudando de configuração para a posição da linha cheia. Os efeitos da não-linearidade geométrica são determinados analisando o equilíbrio da estrutura na posição da linha cheia, ou seja, na posição deformada, com o conseqüente acréscimo de esforços e deslocamentos em vigas e pilares.

Figura 10 – Barra vertical com mudança de posição no espaço



Fonte: Branco (2002).

De acordo com Wong (2016) a extração exata da resposta estrutural considerando uma análise não-linear geométrica envolve a modificação da matriz de rigidez dos elementos estruturais, entretanto, ainda segundo o autor, este método apresenta dificuldades como: o concreto armado possui diferentes condições de carregamento; modificações na matriz de rigidez pode exigir um processo iterativo; o mesmo tipo de elemento estrutural pode ter variada rigidez de acordo com sua posição estrutural; e outros.

Ainda, a análise dos efeitos de segunda ordem pode ser realizada de maneira simplificada através dos parâmetros de instabilidade apresentados abaixo ou do processo P-Delta.

2.2.1 Coeficiente γ_z

Em 1991 teve origem o conceito do coeficiente de amplificação de momentos γ_z , através do processo P-Delta nos estudos de Franco & Vasconcelos (1991), com o

objetivo de propor um método simples e direto para estabelecer a mobilidade da estrutura de modo a fornecer uma estimativa dos esforços de segunda ordem, através da majoração das ações que causam os efeitos de primeira ordem.

O coeficiente γ_z consiste na majoração dos esforços globais de 1ª ordem devidos aos carregamentos horizontais para obtenção dos esforços finais de 2ª ordem, considerando de forma aproximada os efeitos da não-linearidade geométrica, no qual é utilizado em estruturas classificadas como de nós móveis, ou seja, estruturas nas quais os efeitos de segunda ordem ultrapassam 10% dos efeitos de primeira ordem ($\gamma_z = 1,1$), conforme equação:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot.d}}{M_{1,tot.d}}} \quad (2.14)$$

sendo: $M_{1,tot.d}$ a soma dos momentos de primeira ordem de todas as forças horizontais em valores de projeto (já majoradas) em relação à base da estrutura; e $\Delta M_{tot.d}$ a soma dos momentos gerados pelas forças verticais na posição deformada, com valores de cálculo (já majoradas) em relação à posição indeformada da estrutura.

Destaca-se de acordo com Loriggio (2010) apud Gellati (2012) que o coeficiente γ_z é calculado para cada combinação de esforços da estrutura e, definida a combinação mais crítica, o carregamento vertical é majorado, uma vez que esta é a mais influenciadora do resultado.

Uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95 \gamma_z$. Esse processo só é válido para $\gamma_z \leq 1,3$.

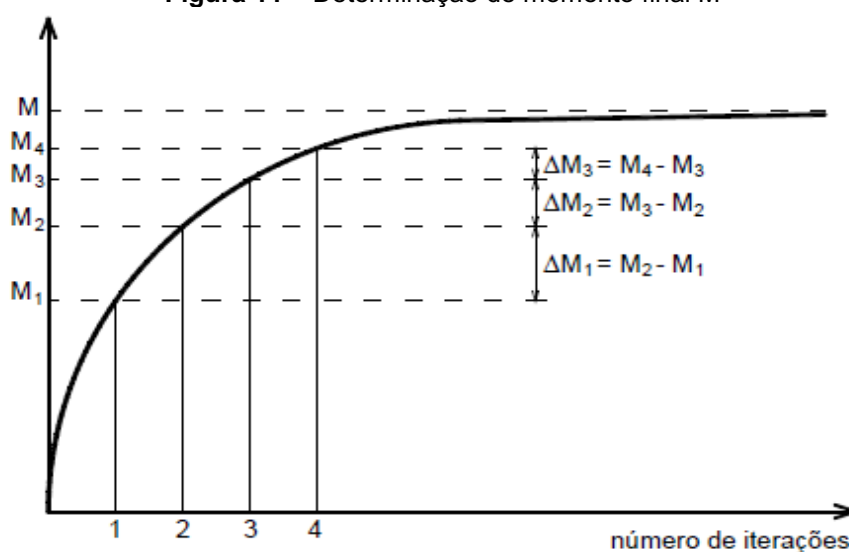
Porém, diversos autores propõem valores limites para o γ_z . Franco e Vasconcelos (1991) estabelecem como valor máximo para o coeficiente 1,20. Carmo (1995) conclui que é possível ter γ_z maiores que 1,20, sendo o limite 1,30. Pinto (1997) determina, através de alterações na matriz de rigidez que valores superiores a 1,20 de γ_z devem ser evitados. Para os esforços obtidos em seu trabalho, Moncayo (2011) observou diferenças de 3% contra a segurança para valores entre 1,15 e 1,20, elevando esta porcentagem para 5% em valores acima de 1,20, e para 7% contra a segurança para valores superiores a 1,30. Pinto, Corrêa e Ramalho (2005) estabelecem um novo limite de 1,25 afirmando que 1,20 pode ser conservador.

Para a NBR 6118 (ABNT, 2014) a análise de estruturas através do coeficiente γ_z limita-se a edificações com no mínimo quatro pavimentos e um valor máximo de γ_z igual a 1,3, e ainda, pressupõe estruturas com pavimentos idênticos e regularidade dos elementos estruturais de um piso ao outro. Para os casos de γ_z maiores que o limite escolhido, é necessária realizar uma análise mais refinada, considerando a não-linearidade geométrica, como através da modificação da matriz de rigidez ou do processo P-Delta, levando em consideração um processo mais exato para a consideração da não-linearidade física.

2.2.1.1 Formulação do coeficiente γ_z

A formulação do γ_z é simples e será demonstrada a seguir. Inicialmente é realizada uma análise linear, e com a aplicação das ações horizontais atuantes são calculados os momentos de primeira ordem M_1 na base do edifício e os deslocamentos horizontais da estrutura. Conforme exemplificado na Figura 10 com a estrutura deslocada, a força vertical atuante provoca acréscimos de momentos fletores na base da edificação, resultando no momento M_2 , repetindo esse processo sucessivamente. Cada iteração provocará na base da estrutura um acréscimo de momento que diminuirá até tornarem-se praticamente nulos, obtendo-se um momento final M , caso a estrutura seja estável. Na Figura 11 é possível observar a iteração do método até a estabilização da estrutura.

Figura 11 – Determinação de momento final M



Fonte: Moncayo (2011).

Observa-se que M é a soma dos momentos de primeira e de segunda ordem, ou seja:

$$M = M_1 + \Delta M_1 + \Delta M_2 + \Delta M_3 + \dots + \Delta M_i \quad (2.14)$$

na qual as parcelas do momento final estão em progressão geométrica decrescente de razão menor que 1, ou seja:

$$r = \frac{\Delta M_1}{M_1} = \frac{\Delta M_2}{M_2} = \dots = \frac{\Delta M_i}{M_i} < 1, \quad (2.15)$$

da qual obtém-se:

$$\begin{aligned} \Delta M_1 &= M_1 * r \\ \Delta M_2 &= \Delta M_1 * r = (M_1 * r) * r = M_1 * r^2 \\ &\dots \\ \Delta M_i &= \Delta M_{i-1} * r = M_i * r^i \end{aligned} \quad (2.16)$$

substituindo na equação 2.14, temos:

$$M = (1 + r + r^2 + \dots + r^i) * M_1 \quad (2.17)$$

ou seja, uma progressão geométrica infinita de razão r , resultando em:

$$M = \left(\frac{1}{1-r} \right) * M_1 \quad (2.18)$$

considerando o processo iterativo para representação dos efeitos da não-linearidade geométrica, temos:

$$r = \frac{\Delta M_d}{M_{1d}} \quad (2.19)$$

substituindo esta na equação 2.18, temos:

$$M = \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} \right) * M_1 \quad (2.20)$$

a parcela que multiplica o momento M_1 foi definida por Franco e Vasconcelos (1991) como o coeficiente γ_z , assim:

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

Generalizando para edifícios, com carregamentos verticais em diferentes pontos de aplicação na estrutura, obtém-se a formulação da NBR 6118 (ABNT, 2014):

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

2.2.2 Coeficiente FAVt

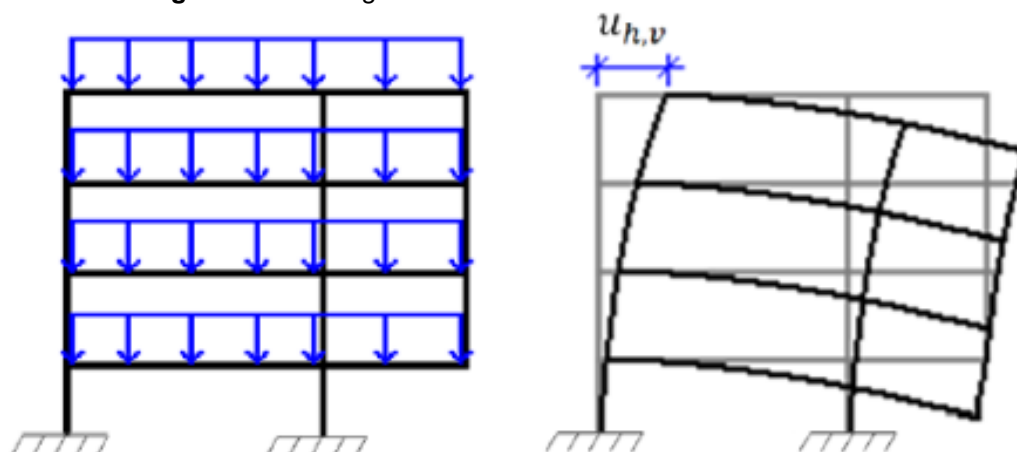
O coeficiente FAVt (fator de amplificação de esforços horizontais ou de vento) é exclusivo do Sistema CAD/TQS e é calculado com a mesma formulação do γ_z . A diferença é que os deslocamentos horizontais provocados por cargas verticais também são considerados, podendo assim ser considerado um parâmetro que avalia a estabilidade global, sendo:

$$FAVt = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot.d}}{M_{1,tot.d}}} \quad (2.23)$$

Bueno (2009) estudou esse coeficiente, chamando-o de γ_z' e observou que o coeficiente FAVt também considera o deslocamento horizontal por cargas verticais, mostrando também que quando os deslocamentos da estrutura são originados apenas por cargas horizontais o coeficiente FAVt tem o mesmo valor do γ_z , para edifícios simétricos.

Os deslocamentos horizontais originados de cargas verticais ocorrem quando a estrutura não é simétrica. Moncayo (2011) exemplifica esse deslocamento com a Figura 12; o autor também mostrou, através da análise de um edifício de 14 pavimentos, que o coeficiente FAVt apresenta resultados melhores do que o coeficiente γ_z para modelos com influência direta da excentricidade.

Figura 12 – Carregamento vertical e deslocamento horizontal



Fonte: Moncayo (2011).

É ressaltado pelo autor que quando os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais atuam no sentido do vento, FAV_t é maior que γ_z . Caso contrário, ou seja, quando os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais atuam no sentido contrário ao vento, favorecendo a estabilidade do edifício, FAV_t é menor que γ_z . Neste caso, o Sistema CAD/TQS adota automaticamente o γ_z como majorador de esforços.

Ainda, existe outra questão influenciadora dos deslocamentos horizontais devido as cargas verticais. À medida que uma edificação é construída, e conseqüentemente inclinando-se, o construtor coloca o prédio no prumo novamente. Por isso, o deslocamento horizontal devido as cargas verticais (neste caso majoritariamente o peso próprio) não é o total calculado elasticamente. Para isso, o Sistema CAD/TQS permite a consideração desse efeito. Após a construção do edifício, já aplicada as outras cargas de alvenaria, revestimento e outros, o deslocamento aproxima-se do calculado.

2.2.3 Processo P-Delta

O P-Delta é um processo de análise não-linear geométrica, no qual podem ser obtidos os esforços de primeira e de segunda ordem global. Porém, como é um processo, e não um parâmetro de estabilidade, a avaliação do equilíbrio da estrutura é realizada após a análise, de acordo com Moncayo (2011).

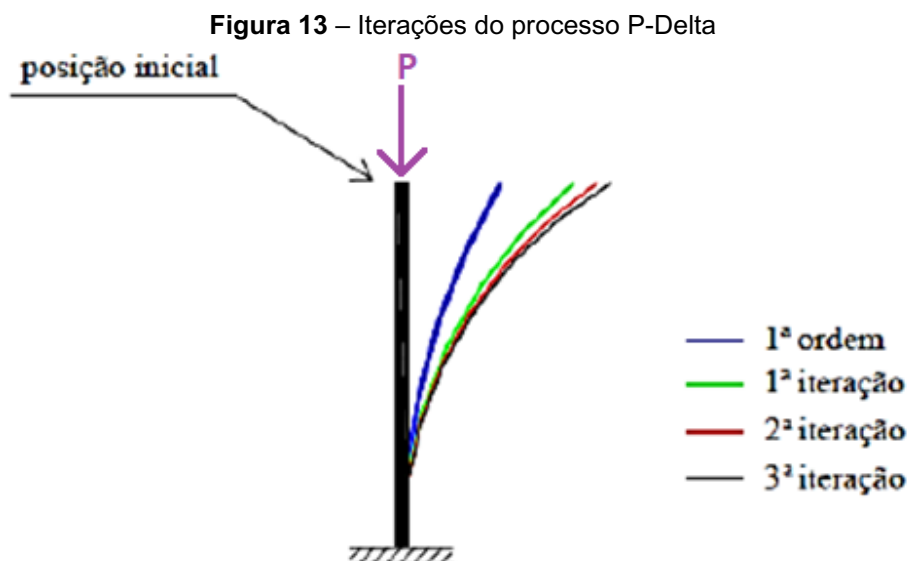
Simplificadamente, o processo P-Delta baseia-se na estrutura solicitada axialmente sofrendo um deslocamento horizontal alterando a sua configuração

original. Nesta configuração alterada são gerados novos esforços e conseqüentemente gerados novos deslocamentos, repetindo-se o processo até o equilíbrio da estrutura em sua posição deformada; ou seja, é um processo que relaciona a carga axial (P) com o deslocamento horizontal (Δ). Há diversos métodos que consideram este processo, como o Método de Dois Ciclos Iterativos, Método da Carga de Gravidade Iterativa e também o Método da Carga Lateral Fictícia.

O Método de Dois Ciclos Iterativos consiste na realização de uma análise linear prévia e em seguida a realização de uma segunda análise com a inclusão dos efeitos da não linearidade geométrica às matrizes de rigidez local dos elementos.

O Método da Carga de Gravidade Iterativa apresenta, segundo a literatura, resultados similares ao Método da Carga Lateral Fictícia e é mais rápido computacionalmente. Inicia-se com uma análise de primeira ordem com as cargas horizontais aplicadas na estrutura, na sequência são aplicadas o carregamento vertical sobre a estrutura na sua posição deformadas, obtendo-se assim os incrementos de deslocamento. O processo é repetido até que os incrementos de deslocamento alcancem valores desprezíveis através da convergência da análise. Com isso, os deslocamentos e esforços finais são obtidos pela soma dos deslocamentos e esforços da análise inicial com os deslocamentos e esforços das análises subsequentes.

Já o Método da Carga Lateral Fictícia, também chamado de P-Delta iterativo, utilizado pelo Sistema CAD/TQS, realiza iterações, após a análise de primeira ordem, até a posição de equilíbrio da estrutura, conforme Figura 13. No qual os deslocamentos dos nós (Δ) obtidos para cada pavimento são transformados em forças horizontais fictícias a serem consideradas na estrutura para uma nova análise (BUENO, 2009).



Fonte: a autora (2020), adaptado de Lima (2001).

No Sistema CAD/TQS o processo P-Delta é um processo rigoroso, também iterativo, no qual realizam-se sucessivas correções na matriz de rigidez da estrutura. Também considera dois tipos de análise: o P-Delta convencional e o P-Delta de dois passos, este baseado na influência dos efeitos construtivos, explicados na sequência.

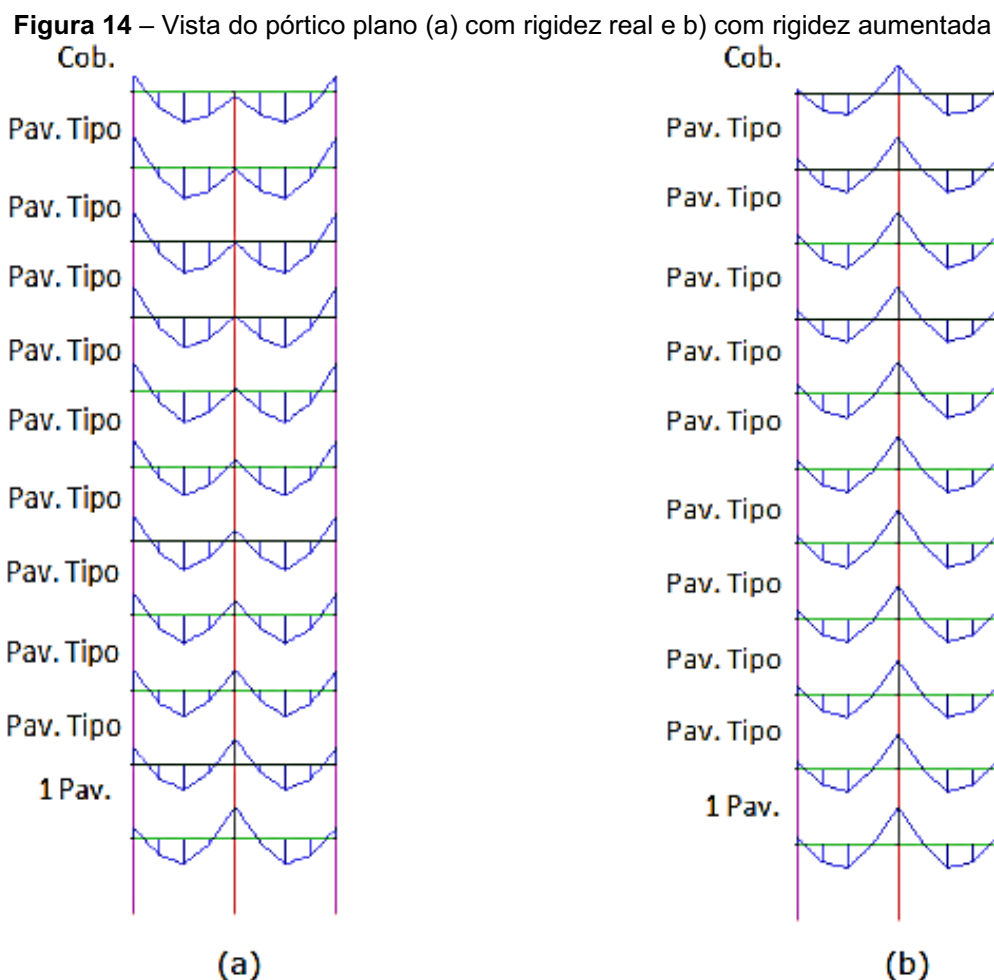
A construção de um edifício é realizada por etapas, pavimento por pavimento até a cobertura. A cada concretagem os pilares se deformam axialmente, devido ao carregamento aplicado, ou seja, encurtam em relação à sua altura, contudo, esse encurtamento é nivelado horizontalmente após cada concretagem.

Na modelagem do pórtico tridimensional não há esse nivelamento. Ainda, o carregamento definido na modelagem é aplicado no pórtico por inteiro, instantaneamente, de uma só vez, o que causa uma deformação axial errônea dos pilares e conseqüentemente uma alteração no diagrama de momentos fletores, conforme Figura 14(a), principalmente para os andares superiores, o que não ocorre na realidade, devido à construção por etapas, conforme esclarecido anteriormente.

Em uma análise estrutural mais precisa, é possível considerar os efeitos construtivos através da introdução de uma análise com efeito incremental, na qual as cargas de uma edificação são inseridas e calculadas de acordo com as etapas construtivas.

Porém, de maneira simplificada, para considerar os efeitos construtivos e conseqüentemente corrigir os diagramas de momentos fletores, os sistemas computacionais aumentam a área da seção transversal dos pilares, resultando em

uma rigidez aumentada, corrigindo o diagrama de momentos fletores, Figura 14(b). Ressalta-se que o aumento é apenas um artifício de cálculo. No Sistema CAD/TQS esse processo é realizado através do fator MULAXI.



Fonte: Moncayo (2011).

Com isso, na análise através do processo P-Delta convencional, quando se considera o fator MULAXI para considerar os efeitos construtivos, o deslocamento da estrutura devido as ações horizontais poderá ser comprometido, uma vez que ao considerar a área do pilar majorada, os deslocamentos horizontais serão menores que os reais.

Para tal, o Sistema CAD/TQS estabeleceu a análise P-Delta de dois passos. No primeiro passo, as ações verticais são aplicadas e é realizada uma análise linear da estrutura, sem iterações e com a área dos pilares aumentada para incluir os efeitos construtivos, e criada a matriz de rigidez geométrica da estrutura. No segundo passo as ações horizontais são aplicadas e é realizada uma análise não-linear da estrutura,

de forma iterativa e sem a área dos pilares aumentada. A primeira iteração considera a matriz de rigidez obtida no primeiro passo, e as demais iterações realizam correções dessa matriz, adicionando os acréscimos de esforços provocados pelas ações horizontais até o equilíbrio final da estrutura.

Conforme mencionado, o processo P-Delta é utilizado para a obtenção dos esforços finais de segunda ordem, e já a avaliação da estabilidade global é realizada após o processo.

Para tal, utiliza-se o coeficiente $RM2RM1$, que representa a intensidade dos esforços de segunda ordem com relação aos esforços de primeira ordem, dado por:

$$RM2RM1 = 1 + \frac{M_2}{M_1} \quad (2.24)$$

onde: 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 (TQS INFORMÁTICA, 2009).

Pela equação é possível observar que quanto maior o valor de $RM2RM1$, maior será a influência dos momentos de segunda ordem, M_2 , na estrutura.

Ainda, em uma análise mais precisa, é possível considerar os efeitos construtivos através da introdução de uma análise com efeito incremental, na qual as cargas de uma edificação são inseridas e calculadas de acordo com as etapas construtivas e com isso o valor do critério MULAXI é ignorado.

2.3 ESTUDOS EM PÓRTICOS COM NLF E NLG

Neste item são apresentados trabalhos para avaliar as opções de implementação e também para exemplificar outras abordagens do problema em questão.

Mirza et al. (1981) desenvolveram um modelo considerando pórticos de concreto armado como um material elasto-plástico perfeito para analisar o incremento de carga até o colapso. O modelo considera a redistribuição dos momentos fletores com base na capacidade de giro das rótulas plásticas implementadas, utilizando como base as características da relação momento-curvatura.

El-Metwally e Chen (1989) estudaram a não-linearidade física e geométrica de pórticos de concreto armado juntamente com a rigidez de suas ligações, admitindo as ligações viga-pilar como uma mola de rotação. Os autores concluíram que a não-

linearidade é o fator mais influente no comportamento dos pórticos principalmente para cargas laterais e que a adoção de ligações rígidas é razoável.

Vecchio e Balopoulou (1990) apud Gelatti (2012) testaram experimentalmente um pórtico bi apoiado, de vão simples, de dois andares submetidos a uma carga concentrada crescente no meio da viga do primeiro pavimento, a fim de observar os efeitos da não-linearidade física, tais como retração e fluência. Os autores utilizaram um modelo numérico baseado no Método dos Elementos Finitos. Os resultados experimentais foram comparados com resultados teóricos de um programa computacional. Os efeitos da não linearidade geométrica não foram considerados.

Vecchio e Emara (1992) desenvolveram um modelo para a consideração dos efeitos do cisalhamento na análise não-linear de pórticos de concreto armado. Os autores ensaiaram um pórtico de dois pavimentos submetido a uma carga axial crescente nos pilares e a uma carga horizontal crescente no topo do pórtico. Combinado com a análise teórica notaram uma significativa contribuição do cisalhamento na deformação do pórtico.

Silva (1996) desenvolveu uma formulação para a consideração da não-linearidade física e geométrica através da teoria de grandes deslocamentos e grandes deformações com a formulação Lagrangeana Atualizada, aplicada a elementos de pórtico plano. A formulação aplicada a pórticos planos de concreto armado foi comparada com resultados experimentais e numéricos de outros pesquisadores. Os resultados do autor foram próximos aos dados experimentais quando desprezada a resistência à tração do concreto. O autor concluiu ainda que o efeito da fissuração no pórtico com vários pavimentos foi maior nos pilares do que nas vigas.

Shuraim (1997) apresentou um modelo para pórticos de concreto armado utilizando-se da não-linearidade física e geométrica através de um elemento finito de barra com seis graus de liberdade, sendo os efeitos do cisalhamento foram desprezados. Dois pórticos foram testados experimentalmente a fim de testar as reduções do ACI-318. O autor concluiu que há grande variação de rigidez ao longo do mesmo elemento, não sendo fácil aplicar apenas um coeficiente de redução comum a todos os elementos estruturais.

Araripe (1998) apresentou um estudo para a não-linearidade física e geométrica de pórticos planos baseado em três modelos de barra de elementos finitos. Um modelo considerava grandes deformações e rotações e os outros dois

consideravam hipóteses de rotações moderadas. O autor conclui que as deformações estabelecidas em normas para caracterizar a ruína de uma seção transversal de uma barra de concreto armado utilizam da hipótese de grandes deformações, e que a hipótese de grandes rotações pode ser desprezada.

Lima (2001) desenvolveu um estudo antes da revisão da norma NBR 6118 de 2014, indicando o favorecimento da utilização do coeficiente γ_z frente ao parâmetro α , sendo o primeiro mais conservador. A autora sugere métodos simplificados relacionados à punção excêntrica e propõe algumas modificações para o coeficiente γ_z . Destaca-se que atualmente o parâmetro α é pouco empregado, sendo mais frequente a utilização do coeficiente γ_z .

Branco (2002) desenvolveu um algoritmo baseado no método dos elementos finitos para a consideração da influência da tensão cisalhante e do processo de danificação do concreto associado ao nível de solicitação da estrutura em pórticos planos de concreto armado. O autor considera o modelo como uma aproximação mais precisa que o modelo de Euler Bernoulli, utilizando-se das hipóteses de Timoshenko. Para o autor, a combinação dos modelos de NLF e NLG juntamente com a influência da distorção levou a resultados esperados, uma vez que foi capaz de considerar a estrutura de forma mais flexível.

Izzudin et al. (2002) apresentaram a consideração da não-linearidade geométrica de forma precisa com apenas um elemento finito para elementos de viga e coluna de pórticos espaciais de concreto armado. A consideração da não-linearidade física foi realizada de forma simplificada, de forma que, primeiramente a análise é realizada com um único elemento e a malha refinada. O método mostrou uma grande vantagem para economia computacional sem perda de precisão.

Pinto e Ramalho (2002) analisaram os procedimentos simplificados para a consideração das não-linearidades física e da não linearidade geométrica na análise de edifícios de concreto armado, buscando estabelecer o grau de confiabilidade destes procedimentos simplificados. Para tal, os autores compararam os resultados obtidos através de modelos de elementos finitos com algumas prescrições para redução na inércia dos elementos estruturais. Os autores concluíram que os valores de EI são fortemente influenciados por diversos fatores e só podem ser corretamente avaliados através de uma análise mais sofisticada. Ainda, afirmam que a utilização de

uma redução na inércia bruta dos elementos estruturais adotando $0,5EI$ para as vigas e $0,8EI$ para os pilares parece ser razoável.

Também, Pinto e Ramalho (2002) estudaram o parâmetro γ_z como majorador dos esforços de primeira ordem para obtenção dos esforços finais de segunda ordem, a fim de estabelecer as vantagens e limitações deste parâmetro. Os autores concluíram que a utilização do parâmetro γ_z é satisfatória até o limite de 1,2, concordando com os resultados obtidos por Franco & Vasconcelos (1991).

Oliveira (2002) estudou os parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado α e γ_z , de acordo com a revisão normativa NBR 6118 (ABNT, 2000/2001). A autora analisou alguns edifícios usuais de concreto armado estabelecendo um grau de confiabilidade destes parâmetros e avaliando a confiabilidade do coeficiente γ_z como majorador dos esforços de primeira ordem para obtenção dos esforços finais. Os resultados mostraram que o parâmetro de instabilidade α apresentou a correta classificação dos edifícios estudados pela autora em 90% dos casos e que o coeficiente γ_z pode ser empregado como majorador dos esforços de primeira ordem. A autora recomenda que seja incluído na revisão normativa um texto alertando a importância da verificação da estabilidade global no projeto estrutural.

Teixeira e Souza (2003) avaliaram um edifício de 18 pavimentos submetido ao carregamento gravitacional e ao vento utilizando quatro análises estáticas: análise linear elástica, análise não-linear geométrica, análise não-linear física e análise não-linear física e geométrica. Os autores obtiveram resultados consideravelmente diferentes com e sem a presença da não-linearidade geométrica e/ou física e concluíram que os efeitos da não-linearidade devem ser levados em consideração no dimensionamento da estrutura pois são significativos.

Wordell (2003) elaborou uma revisão dos parâmetros recomendados pela NBR 6118 (ABNT, 2003) para a avaliação do grau de instabilidade de uma estrutura com relação às combinações de carregamento, principalmente ao carregamento horizontal de vento. Algumas estruturas foram apresentadas a fim de discutir os fatores que modificam o comportamento estrutural e alteram os valores dos parâmetros de instabilidade. O autor conclui que quanto maiores forem as cargas verticais, maiores serão os parâmetros de instabilidade, indicando a maior influência sobre a estrutura dos efeitos de segunda ordem. Ainda, na análise do processo simplificado, o autor

observou que os momentos finais obtidos através do processo simplificado são satisfatórios, ainda que sempre maiores do que os momentos finais obtidos através do processo P-Delta.

Stramandinoli (2007) desenvolveu um modelo considerando a capacidade de tração do concreto intacto entre fissuras, conhecido como efeito de enrijecimento da tensão, utilizando o software ANALEST. Foram desenvolvidos modelos não-lineares de elementos finitos para vigas de concreto armado e validados com resultados experimentais de diversas estruturas. A autora concluiu que o efeito de enrijecimento da tensão tem um importante papel no comportamento do concreto após a fissuração. Ainda, para estruturas submetidas predominantemente a esforços de flexão, com estribos dimensionados para resistir com segurança a esforços de cisalhamento, o modelo de barra de Euler Bernouli obteve ótimos resultados; já para estruturas com baixa taxa de armadura transversal e vigas contínuas, nas quais há flexão e cisalhamento combinados nos apoios centrais, o modelo de Timoshenko apresentou resultados melhores em comparação aos resultados experimentais.

Oliveira (2007) estudou os processos aproximados para a consideração das não-linearidades física e geométrica na análise global das estruturas de concreto armado. Foram analisados diversos pórticos planos e edifícios de médio porte através do programa ANSYS e correlacionados com a formulação de Branson (1966) a fim de determinar quais valores de redução de inércia, dentre os recomendados pela NBR 6118 (ABNT, 2003) melhor representam o comportamento real das estruturas. A autora conclui que os valores normativos de redução de inércia para os casos mais gerais são apropriados, sendo $0,8E_i$ para pilares e $0,4E_i$ para vigas. Ainda, segundo a autora, a utilização de um coeficiente constante para todas as vigas resulta em um procedimento simples, de fácil aplicação e mais vantajoso quando comparado à utilização da inércia equivalente de Branson (1966), a qual utiliza valores diferentes para cada vão e cada pavimento da estrutura.

A autora também realizou uma avaliação da eficiência do coeficiente γ_z como majorador dos esforços de primeira ordem (momentos fletores, forças normais e cortantes) e também como majorador das ações horizontais, ambos para obtenção dos esforços finais. Oliveira concluiu que o coeficiente γ_z deve ser utilizado apenas como majorador dos momentos de primeira ordem. Para o caso da força normal nos pilares e da força cortante nas vigas, a autora conclui que a majoração do pelo

coeficiente γ_z não é necessária, uma vez que os valores obtidos nas análises de primeira e segunda ordem são praticamente os mesmos.

Sanches (2009) considerou uma estrutura geometricamente linear para a consideração da NLF em pórticos de concreto armado através da formulação de um modelo uniaxial de barra em elementos finitos. O autor não considerou a resistência à tração do concreto, uma vez que esta só é significativa no comportamento inicial das seções. O autor avaliou um pórtico plano de uma estrutura com um pavimento e outro pórtico plano de uma estrutura com três pavimentos. O modelo desenvolvido apresentou resultados similares quando comparados aos resultados do programa computacional ATENA, porém no início do carregamento, o modelo desenvolvido pelo autor apresentou um comportamento menos rígido.

Oliveira (2009) contribuiu para a avaliação de rigidez de pórticos de concreto armado considerando o aspecto tridimensional da estrutura, a interação conjunta dos elementos lajes, vigas e pilares, o fator de carga de colapso plástico, o fator de carga crítica de Euler e as frequências naturais obtidas através de uma análise de vibrações livres. O autor realizou modelagens numéricas baseadas no método dos elementos finitos em linguagem Fortran, a fim de avaliar o comportamento de pórticos em uma análise elastoplástica incremental, análise de instabilidade elástica e análise de frequência naturais sob vibrações livres, apresentando correlações entre os parâmetros obtidos de forma simplificada, α e γ_z , com os processos rigorosos utilizando o MEF. O autor indica que a utilização dos parâmetros simplificados é útil na avaliação da estabilidade global da estrutura principalmente quando os efeitos de segunda ordem são de pequena magnitude (inferior a 20%), acima deste valor o autor indica a importância de observar os parâmetros de uma análise mais rigorosa. Sobre o coeficiente γ_z o autor afirma que o coeficiente prevê, com boa aproximação, a magnitude dos efeitos de segunda ordem no arranjo estrutural. Porém, para estruturas mais esbeltas, nas quais o efeito do vento é significativo, deve-se sofisticar a análise com a determinação de outros parâmetros como o índice Rankine-Merchant e as frequências naturais de vibração.

Araújo (2010) propôs novas expressões para os valores limites dos parâmetros de instabilidade α e γ_z para os elementos de contraventamento de edifícios altos de concreto armado. O autor conclui que para os pilares, a rigidez é muito influenciada pela taxa de armadura, pela resistência à compressão do concreto e pelo esforço

normal, e já para as vigas há pouca influência da resistência do concreto. O autor recomenda a utilização dos mesmos valores de EI sugeridos pelo ACI, sendo $0,35EI$ para a rigidez das vigas e $0,70EI$ para a rigidez dos pilares.

Carvalho (2010) aplicou a formulação corrotacional em vigas de concreto armado utilizando o Modelo de Elementos Finitos para a consideração da NLG. O autor desenvolveu uma rotina no programa Matlab para o cálculo da rotação de corpo rígido e esforços internos aferindo seus resultados no software ANSYS.

Moncayo (2011) avaliou os efeitos de segunda ordem em edifícios de concreto armado através dos coeficiente γ_z , FAV_t , e por meio do processo P-Delta. A autora concluiu que a utilização apenas do γ_z em detrimento ao $0,95\gamma_z$ gera resultados melhores. Com relação ao coeficiente FAV_t a autora destaca que os edifícios analisados eram simétricos nas duas direções em planta, resultando em γ_z e FAV_t idênticos. A autora recomenda que a não consideração dos esforços de segunda ordem, quando estes são menores que 10% dos esforços de primeira ordem, seja abandonada, visto que a consideração é de fácil aplicação.

Gelatti (2012) analisou diversos exemplos de pórticos planos de concreto armado, com o objetivo de avaliar as influências das não linearidades utilizando modelos mais complexos e também modelos simplificados. Realizou uma análise do ACI 318 entre 1963 e 2011 sobre o projeto de pilares esbeltos de concreto armado, indicando que a maior fonte de inconsistência na determinação dos efeitos nos pilares esbeltos decorre da aproximação da rigidez EI . Segundo a autora, em uma análise de segunda ordem, os valores de EI devem refletir a rigidez da peça imediatamente antes do colapso. Ainda, explicita que há diversos métodos para estimar o valor de EI para um elemento isolado, mas há poucos métodos quando considerado múltiplos elementos, variados tamanhos, forças e reforços.

Bueno (2014) estudou os valores aproximados para a rigidez equivalente de vigas e pilares de pórticos, através de redutores de rigidez α , a fim de simular a não-linearidade física nas análises de segunda ordem global em estruturas de concreto armado com menos de quatro pavimentos com o desenvolvimento de uma sequência de processamentos compostos por abordagens mais simplificadas, buscando obter resultados simplificados que representam a análise mais refinada. A autora concluiu que para edifícios com 1 pavimento o valor de α para vigas deve ser de 0,20; e de 0,60 para pilares; para edifícios com 2 pavimentos o valor de α para vigas deve ser de

0,30; e de 0,60 para pilares; para edifícios com 3 pavimentos o valor de α para vigas deve ser de 0,30; e de 0,70 para pilares; e para edifícios de 4 a 10 pavimentos o valor de α para vigas deve ser de 0,40; e de 0,80 para pilares. Para todos os edifícios a autora sugere um γ_z limite igual a 1,3.

Dias et. al. (2015) avaliaram os efeitos de segunda ordem em edifícios com grande esbelteza por meio do coeficiente γ_z . Os autores apresentaram um estudo de caso de um edifício de concreto armado modelado através do software Cypecad e também modelado numericamente através do software SAP 2000. Para a avaliação da estabilidade global os autores utilizaram o parâmetro α . Os autores concluíram que a ação horizontal não influencia na estabilidade dos edifícios, sendo apenas a ação vertical com influência direta, também outros fatores são importantes, como a rigidez, as análises com redistribuição de esforços, a interação solo-estrutura e o modelo estrutural adotado.

Kuan et al. (2019) expuseram uma ferramenta para a análise da seção transversal a fim de calcular o comportamento da torção em vigas de concreto armado. Deformações foram utilizadas em substituição ao método dos elementos finitos para calcular as deformações nas seções transversais. Os autores assumiram que a distribuição da tensão de cisalhamento causada por torções obtida pela análise linear elástica pode ser utilizada para descrever o comportamento não-linear de um membro após a fissuração. A suposição foi confirmada para seções retangulares através de 115 testes da literatura, sendo capaz de descrever detalhadamente o comportamento da seção. De acordo com os autores, o modelo pode ser estendido para cargas axiais, momento e cisalhamento em qualquer forma de seção transversal.

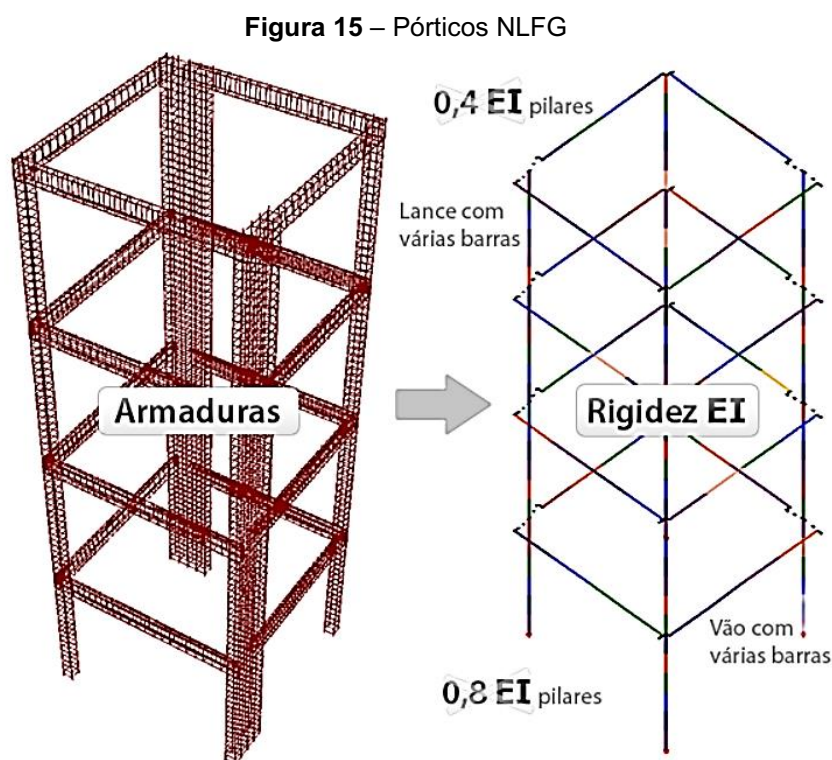
Elucida-se que a análise de estruturas de edifícios através de pórticos planos, é uma simplificação interessante do ponto de vista operacional, pois preserva a facilidade de entendimento de resultados sem grandes perdas de modelagem (BRANCO, 2002).

Ainda, a bibliografia mostra que modelos baseados na Formulação Corrotacional (Pinto, 2002 e Carvalho, 2010) apresentam bons resultados através da separação dos movimentos de corpo rígido (eixo fixo) dos movimentos associados à deformação (eixo corrotacional), permitindo modelagens de grandes deslocamentos e grandes deformações. Porém, pórticos planos não estão sujeitos a grandes

rotações, assim a formulação Langrangeana Total apresentada por Stramandinoli (2007) é suficiente para simular o comportamento não-linear geométrico dos pórticos.

O Sistema CAD/TQS desenvolveu, a partir de sua versão 14, um modelo espacial que abrange toda a estrutura da edificação, utilizado na verificação dos elementos perante as solicitações normais no Estado Limite Último, chamado de Pórtico não-linear físico e geométrico ou simplesmente “Pórtico NLFG”.

Neste modelo, os vãos das vigas e os lances dos pilares são subdivididos em inúmeras barras, o que permite a consideração mais refinada dos efeitos das não-linearidades física e geométrica. Com isso, é calculada a rigidez à flexão das seções a partir da geometria, da armadura detalhada e dos esforços atuantes nos elementos. Assim, as aproximações utilizadas para a redução de rigidez dos elementos estruturais na análise de primeira ordem deixam de existir. A Figura 15 exemplifica o processo de determinação da rigidez EI.



Fonte: Biblioteca Virtual TQS (2020).

Para a NLF nas vigas e pilares o Pórtico NLFG utiliza as relações momento-curvatura em cada seção do pórtico espacial para a obtenção das rigidezes à flexão EI. As rigidezes são calculadas de acordo com a geometria e as armaduras detalhas em cada elemento estrutural, assim como através dos esforços solicitantes iniciais do

processamento inicial. Ou seja, as aproximações utilizadas no cálculo inicial (de acordo com a NBR 6118, 2014 de $0,4EI$ para vigas e de $0,8EI$ para pilares) são substituídas por um cálculo mais refinado. Nos pilares as rigidezes à flexão são calculadas nas duas direções (EI_y e EI_z), considerando $1,1f_{cd}$ extraído do diagrama momento-curvatura, e nas vigas é calculada a rigidez à flexão em EI_y , obtida através da curva $0,85f_{cd}$ também do diagrama momento-curvatura, e além disso considera a influência das forças normais.

A consideração da NLG no Pórtico NLFG também é realizado pelo processo P-Delta, já presente na análise simplificada do programa, porém, como no Pórtico NLFG os lances dos pilares e os vãos das vigas são discretizados em inúmeras barras, além dos efeitos globais de 2ª ordem, surgem os efeitos locais de 2ª ordem. Assim, a posição final de equilíbrio da estrutura é obtida de forma iterativa, na qual é considerado os efeitos globais e locais de 2ª ordem simultaneamente.

De acordo com revisão bibliográfica exposta, observa-se que o assunto referente à avaliação da redução de rigidez dos elementos ainda está longe de ser esgotado. O fato de edifícios de concreto armado terem comportamento não-linear tanto físico quanto geométrico, surge a utilização de aproximações na intenção de simplificar os cálculos de dimensionamento. Desta forma, a tendência dos pesquisadores está em verificar a validade dessas simplificações. É importante ressaltar que pelo fato do presente trabalho avaliar as simplificações permitidas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) a revisão bibliográfica aqui exposta apresenta diversos trabalhos nacionais.

3 METODOLOGIA

Modelos de elementos finitos são os mais utilizados no meio acadêmico para discretizar estruturas quando soluções exatas não são facilmente obtidas. De acordo com Wang e Hsu (2001), o método dos elementos finitos é um importante procedimento de análise de estruturas de concreto armado complexas capaz de descrever o comportamento global da estrutura, uma vez que possibilita ao projetista diversas condições de restrição, de solicitação, de irregularidades geométricas e físicas dos materiais. Também, pilares e vigas de concreto armado são elementos tridimensionais, que podem ser simplificados através de pórticos planos de acordo com Branco (2002), uma vez que esta simplificação facilita o entendimento dos resultados sem grandes perdas de modelagem. Assim, nesse trabalho são utilizados modelos de elementos finitos.

Inicialmente é comparado o comportamento de pórticos planos de concreto armado com a consideração das não-linearidades física e geométrica através de uma análise não-linear versus a utilização simplificada das não-linearidades por meio da redução de rigidez dos elementos estruturais de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014). Foram selecionados para o estudo quatro pórticos divididos em número de andares (P1 com 1 pavimento, P2 com 6 pavimentos, P3 com 8 pavimentos e P4 com 16 pavimentos). Ressaltam-se que os pórticos já foram analisados por outros autores e estas análises são utilizadas como comparação neste trabalho. O objetivo desta análise inicial é evidenciar as diferenças de deslocamento de topo quando utilizado a análise simplificada em estruturas usuais de concreto armado em detrimento da análise não-linear. Descrevem-se os pórticos escolhidos, suas características geométricas e as propriedades dos materiais, que são as mesmas utilizadas nos trabalhos dos outros autores.

Para estudar de modo mais detalhado a influência das linearidades, especificamente a influência da não-linearidade física em edifícios usuais de concreto armado, é realizada uma análise através do método dos elementos finitos, utilizando o programa computacional CAD/TQS. Definindo-se as cargas atuantes, o cobrimento e o f_{ck} , da estrutura, cada elemento estrutural tem a armadura determinada através de um dimensionamento inicial, considerando a NLF de maneira simplificada através dos coeficientes normativos e considerando a NLG através do processo P-Delta.

Na sequência é utilizada a ferramenta “Pórtico não-linear físico e geométrico – NLFG” do Sistema CAD/TQS para a verificação das não-linearidades de maneira mais refinada, o qual utiliza as relações do diagrama momento fletor x curvatura (diagramas $M \times 1/r$), determinando-se assim os novos coeficientes redutores de rigidez à flexão EI. Destaca-se que segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014) a não-linearidade física pode ser considerada através das relações momento fletor x curvatura (diagramas $M \times 1/r$) para cada determinada seção posteriormente ao conhecimento da armadura, da carga atuante, do cobrimento e do f_{ck} ; assim quanto maior a discretização da estrutura em elementos finitos ou quanto maior o número de seções determinadas, pode se dizer que maior será a representatividade da solução; sendo o diagrama utilizado para a análise do estado limite último e para a avaliação de rigidez dos elementos.

O processo de determinação dos novos coeficientes redutores de rigidez à flexão EI, através da ferramenta “Pórtico não-linear físico e geométrico – NLFG”, é utilizado para analisar a influência do número de pavimentos em dois edifícios de concreto armado. Para tal, os edifícios são modelados em concreto armado com incrementos de pavimentos, partindo-se de no mínimo quatro pavimentos até “ n ” pavimentos. Os valores obtidos no método são comparados com os valores normativos utilizados no caso de uma análise simplificada. Ressalta-se que os edifícios analisados foram dimensionados para serem considerados estruturas de nós móveis e, portanto, a consideração da NLF é relevante para o dimensionamento estrutural. Com isso, é esperado grandes deslocamentos de topo na estrutura, entretanto não foi realizada uma análise do deslocamento máximo de topo relativo ao conforto do usuário, necessária em estruturas reais.

Por fim, no último capítulo, serão apresentadas as conclusões gerais e as sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

4 ANÁLISE NÃO-LINEAR DE PÓRTICOS PLANOS DE CONCRETO ARMADO – COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS

Neste capítulo compara-se o comportamento não-linear de pórticos planos de concreto armado, utilizando-se de modelos consolidados por outros autores que consideram as não-linearidades físicas e geométricas de maneira mais realista, com um modelo que emprega a não-linearidade física de maneira simplificada através da redução de rigidez dos elementos estruturais. Este modelo também aplica a não-linearidade geométrica através do processo P-Delta.

Para o estudo selecionou-se quatro diferentes pórticos, sendo divididos em número de andares (P1 com 1 pavimento, P2 com 6 pavimentos, P3 com 8 pavimentos e P4 com 16 pavimentos). Ressalta-se que os pórticos selecionados foram analisados anteriormente por outros autores e posteriormente por Gelatti (2012) através do software ANALEST.

O software ANALEST utiliza uma formulação de elementos finitos de pórtico para a análise não linear de pórticos planos através de uma linguagem FORTRAN 90. De acordo com Gelatti (2012) o desenvolvimento do software é resultado de modificações do programa NOPLAN já desenvolvidas por outros autores entre os anos 1990 e 2007 as quais incluem análise de vigas com reforço de fibra de carbono e, posteriormente a avaliação de pórticos planos. Detalhes do software podem ser encontrados em Stramandinoli (2007).

Para a comparação da utilização do método simplificado, através de uma análise linear, os pórticos são modelados no programa comercial CAD/TQS. Neste, utiliza-se um modelo denominado modelo IV¹, no qual barras simulam as vigas e os

¹ O programa CAD/TQS considera alguns modelos de cálculo para o dimensionamento da estrutura, são eles:

- A. Modelo I o qual considera a modelagem do edifício de forma 100% manual, a estrutura não é considerada de maneira global, o programa não recomenda a utilização deste modelo;
- B. Modelo II o qual não considera a estrutura através de um pórtico especial, com isso a ação do vento nos pilares é calculada por modelos simplificados. Os efeitos provenientes das ações verticais nas vigas e pilares e lajes são acumulados piso a piso, o programa não recomenda a utilização deste modelo;
- C. Modelo III o qual considera um pórtico espacial juntamente com os modelos dos pavimentos (vigas contínuas ou grelhas). O pórtico espacial é composto com barras que simulam as vigas e pilares da estrutura, incorporado o efeito de diafragma rígido das lajes, porém apenas os efeitos provenientes das ações horizontais (vento) nas vigas e pilares são calculados no pórtico espacial. Os esforços gerados pelas cargas verticais atuantes nas vigas, pilares e lajes são calculados de acordo com os modelos selecionados para cada pavimento (vigas contínuas ou grelhas);

pilares da estrutura, com o efeito de diafragma rígido das lajes incorporado ao modelo. É utilizado um pórtico espacial para o cálculo dos efeitos das ações verticais e horizontais nas vigas e pilares.

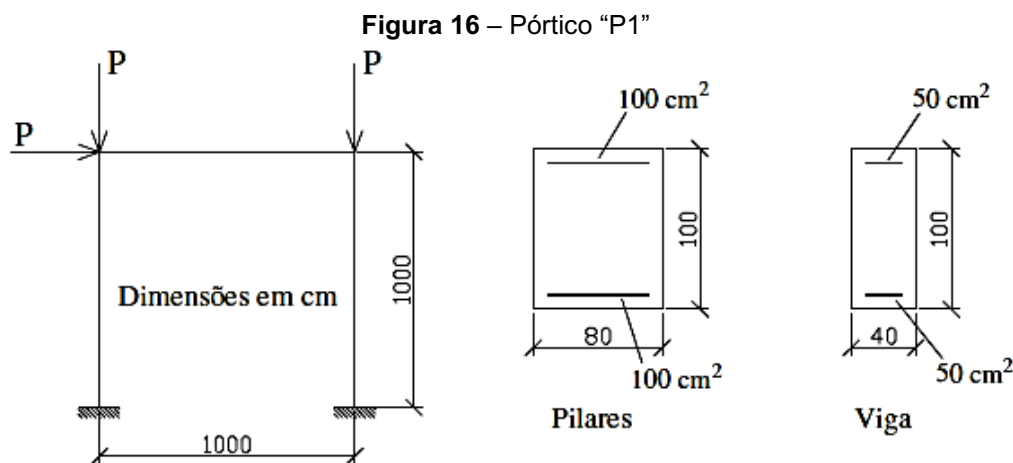
Os valores de f_{ck} variam de acordo com o pórtico estudado, entretanto os cobrimentos adotados estão de acordo com os valores normativos. Não foi considerada a influência da carga do vento. As cargas adotadas nos pórticos seguem as cargas adotadas pelos demais autores. Os coeficientes adotados para a consideração simplificada da não-linearidade física estão de acordo com a NBR 6118, 2014, elencados no item 2.1.5.1 deste trabalho. A consideração da não-linearidade geométrica foi realizada através do processo P-Delta, simulado com um número máximo de iterações igual a 50 e tolerância relativa de 0,001.

4.1 P1 - PÓRTICO COM 1 PAVIMENTO

O primeiro pórtico escolhido foi estudado inicialmente por Silva (1996), apresentando um vão simples com 10 metros, sendo apenas um pavimento com altura de 10 metros e bases engastadas. A formulação adotada pelo autor para a consideração da NLG e NLF foi descrita no capítulo 2.3 deste trabalho. O mesmo pórtico foi estudado posteriormente por Oliveira (2007) utilizando os dados de Silva (1996) como base.

A seção das vigas é de 40 cm x 100 cm e dos pilares é de 80 cm x 100 cm. As armaduras utilizadas por Oliveira (2007) foram simétricas com área de 50 cm² para vigas e 100 cm² para pilares, conforme Figura 16:

-
- D. Modelo IV o qual é similar ao Modelo II, o edifício é modelado por um pórtico espacial mais os modelos de pavimentos (vigas contínuas ou grelhas). O pórtico espacial é composto com barras que simulam as vigas e pilares da estrutura, incorporado o efeito de diafragma rígido das lajes. Neste modelo adicionalmente aos efeitos provenientes das ações horizontais (vento) nas vigas e pilares calculados no pórtico espacial há o cálculo dos efeitos provenientes das ações verticais;
 - E. Modelo V o qual dimensiona e detalha as vigas e pilares com os esforços horizontais e verticais do pórtico, mas compatibiliza os esforços verticais obtidos pelos modelos de grelha e vigas ao longo do edifício. Este modelo foi desativado para novos edifícios;
 - F. Modelo VI o qual é composto por um pórtico espacial, constituído por elementos que simulam as vigas, pilares e lajes da estrutura. Neste modelo, além das vigas e pilares, as lajes passam a resistir parte dos esforços gerados pelo vento, o que não ocorre nos demais modelos.



Fonte: Oliveira (2007).

Oliveira (2007) adotou a resistência à compressão do concreto de 17,5 MPa e a resistência à tração como 10% deste valor. Oliveira utilizou 27000 MPa como o módulo de elasticidade do concreto, 210 GPa como o módulo de elasticidade do aço e tensão de escoamento do aço de 420 MPa. Uma análise não-linear física e geométrica foi simulada no software ANSYS-9.0, representando os pilares e viga no elemento “solid 65” com armadura dispersa.

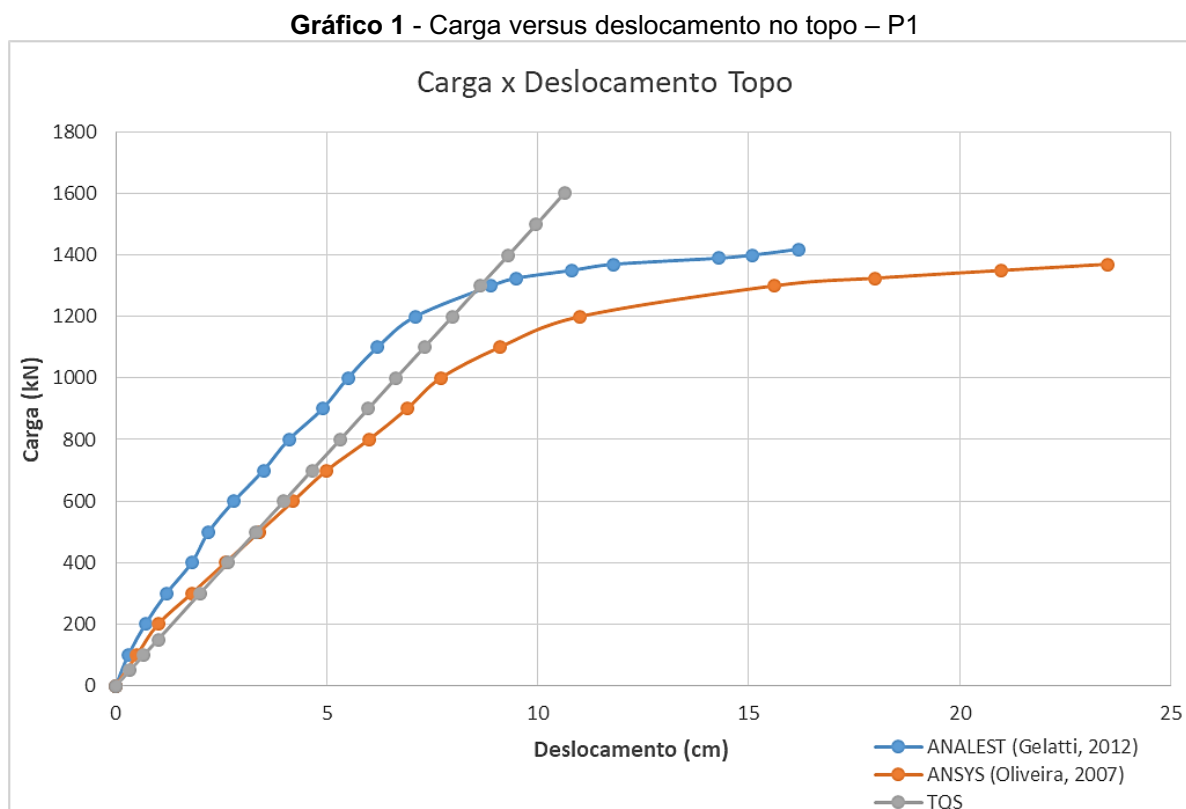
O pórtico foi dividido em elementos de 1 metro de comprimento cada, gerando uma malha de elementos finitos de 30 elementos e 31 nós. As cargas ilustradas na Figura 16 foram consideradas com valores iguais e aplicadas de forma crescente em incrementos iguais de 100 kN. A força última, considerada a última força admissível antes da ruptura, foi de 1400 kN.

Posteriormente, o pórtico foi simulado por Gelatti (2012) utilizando o software ANALEST.

Para a análise foi desenvolvido um modelo, adotando-se os mesmos parâmetros e características elencadas pelos demais autores, com a consideração simplificada da não-linearidades física através de uma redução de rigidez dos elementos estruturais, e da não-linearidade geométrica através do processo P-Delta; ambas de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), através do software TQS. Apesar da NBR 6118 (ABNT, 2014) permitir uma redução de rigidez em pórticos com no mínimo quatro pavimentos, esta simplificação foi utilizada para fins de comparação com os demais modelos estudados.

Os autores apresentaram o pórtico P1 com um carregamento fictício P, com isso a comparação entre resultados do modelo não-linear físico e geométrico do

ANALEST, do modelo do ANSYS, e do modelo simplificado do TQS está mostrada no Gráfico 1, em termos de carga lateral em comparação ao deslocamento lateral no topo.



Fonte: a autora (2019).

Nota-se que para pequenas cargas o modelo considerando a não linearidade física de maneira simplificada com a utilização do software TQS apresentou deslocamentos menores ao longo do histórico de carregamento em comparação com o modelo do ANSYS (Oliveira, 2007), mostrando-se assim um modelo mais rígido; ainda, o modelo do ANALEST (Gelatti, 2012) mostrou-se mais rígido entre os três modelos.

O modelo de análise do TQS é elástico linear, ou seja, não considera que há perda de rigidez após a fissuração. Nos demais modelos observa-se que o início da fissuração foi na carga de 200kN e o início do escoamento da armadura em aproximadamente 1200kN.

Ainda, para os outros dois modelos, deve ser levado em consideração as diferenças de modelo adotadas pelos programas. O modelo do ANALEST (Gelatti, 2012) considera os elementos como barras enquanto o modelo estudado do ANSYS

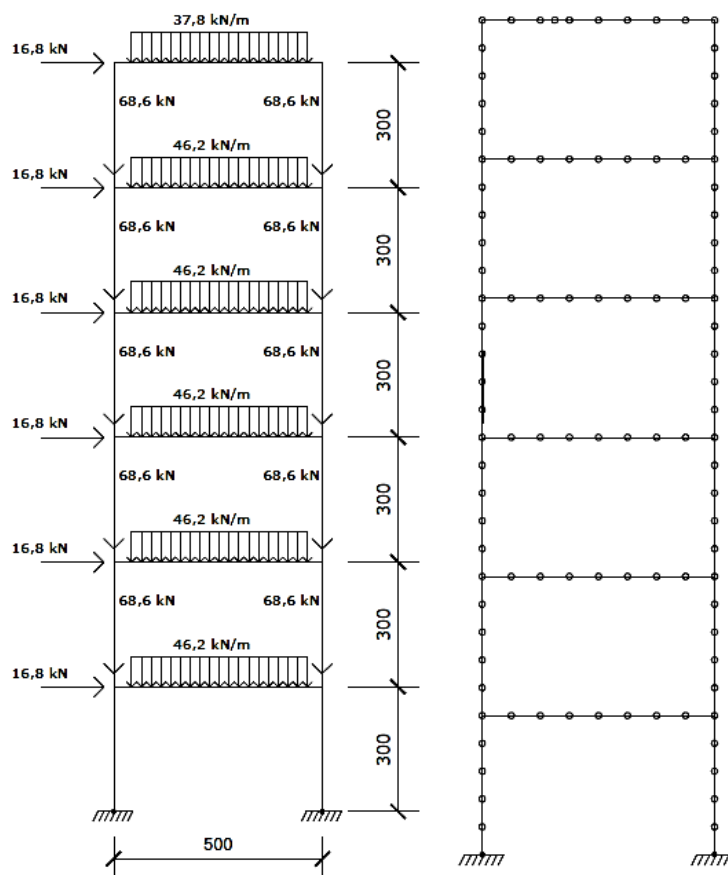
(Oliveira, 2007) considera os elementos como sólidos, o que pode acarretar em diferenças nos modelos face a diferença entre a consideração dos vãos das vigas nesses dois modelos.

4.2 P2 – PÓRTICO COM 6 PAVIMENTOS

Uma estrutura de 6 pavimentos foi apresentada por Pinto (2002). O pórtico apresenta um vão de 5 metros, e pé direito igual a 3 metros para todos os seis pavimentos, totalizando 18 metros de altura, sendo a base dos pilares engastada. As vigas têm seção transversal de 20 cm x 50 cm, e os pilares seção transversal de 35 cm x 35 cm, conforme Figura 17.

O valor adotado para a resistência à compressão do concreto é de 23,5 MPa para a análise não-linear, resistência à tração de 2,2 MPa, e módulo de elasticidade do concreto de 32000 MPa, com valor de deformação do concreto no pico de compressão de 0,002. Foi utilizado o aço CA-50 para as armaduras, com 210 GPa como o módulo de elasticidade, tensão de escoamento de 500 MPa, e deformação correspondente à ruptura do aço de 0,01.

Figura 17 – Pórtico “P2”



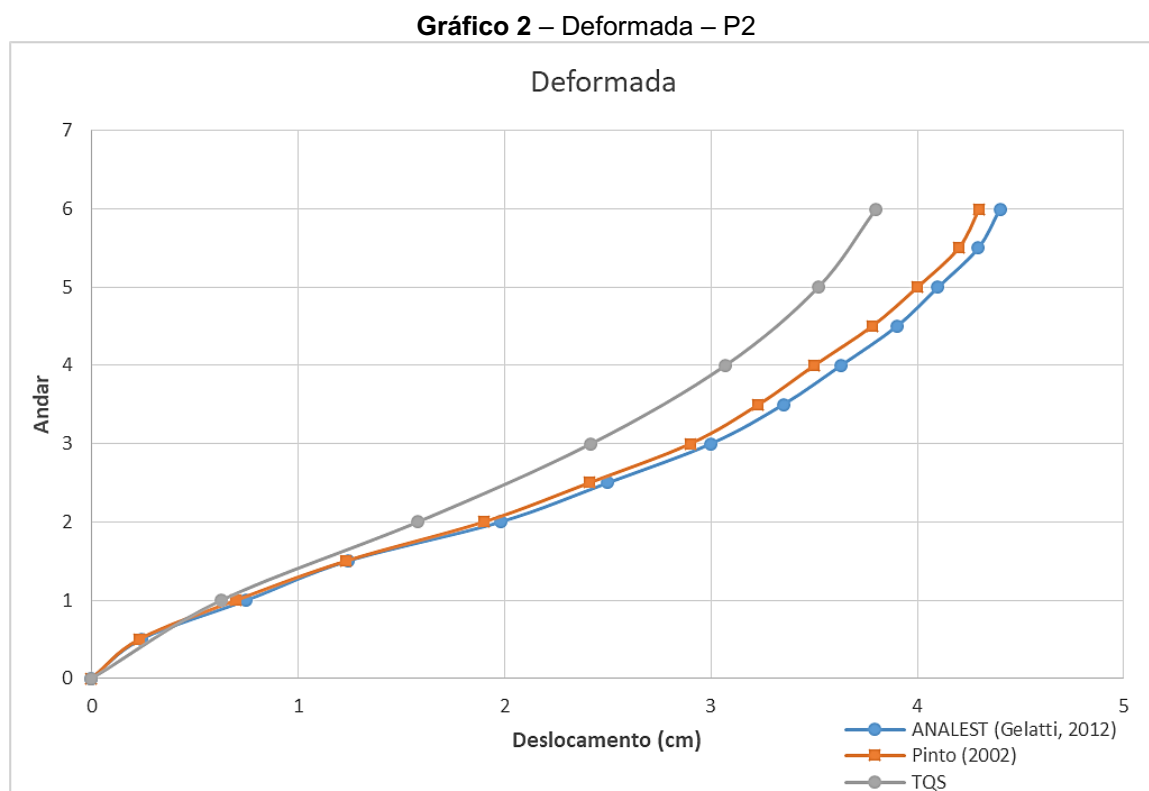
Fonte: Gelatti (2012).

A modelagem do autor considerou o modelo de Euler-Bernoulli e o algoritmo utilizado foi o Newton-Raphson modificado. O autor utilizou um modelo constitutivo que descreve o comportamento não-linear do concreto tanto na compressão como na tração, além do efeito de confinamento do concreto pelos estribos de forma aproximada, através da modelagem por barras para a solução das equações não lineares.

Posteriormente o pórtico foi estudado por Gelatti (2012) através do software ANALEST, o qual utiliza um modelo de barras.

Os autores apresentaram valores de cargas definidos em suas análises, com isso para a comparação foi desenvolvido um modelo, adotando-se os mesmos parâmetros e características elencadas pelos demais autores, com a consideração simplificada da não-linearidades física através de uma redução de rigidez dos elementos estruturais, e da não-linearidade geométrica através do processo P-Delta; ambas de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), através do software TQS.

O Gráfico 2 compara os modelos obtidos por Gelatti (2012) e Pinto (2002) ambos considerando as não-linearidades físicas e geométricas, para as deformações de cada pavimento, conforme o carregamento apresentado na Figura 17, com o modelo do TQS que considera a não-linearidade física de maneira simplificada.



Fonte: a autora (2019).

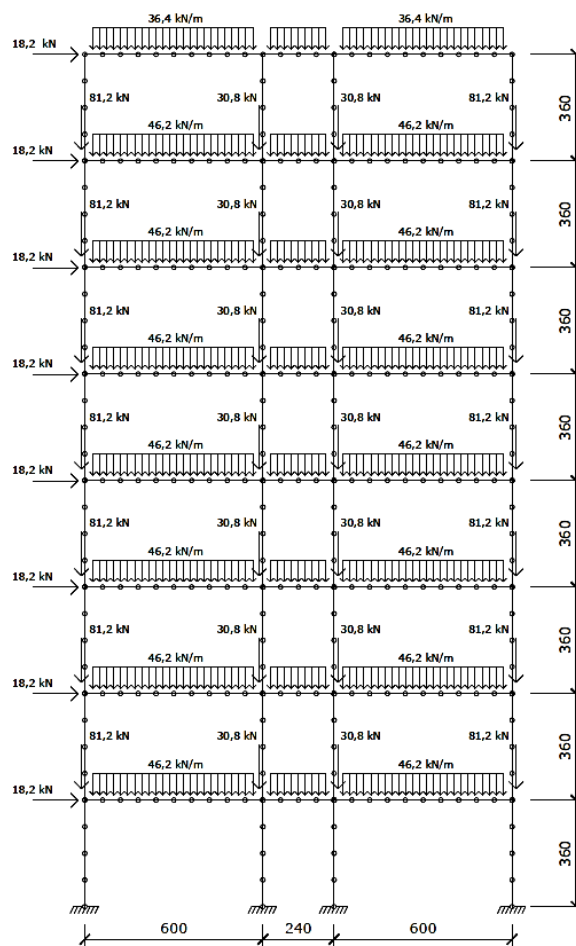
De uma maneira geral, a deformada que descreve o modelo considerando a não-linearidade física de maneira simplificada, TQS, possui o mesmo comportamento dos modelos apresentados pelos outros autores, porém com valores menores para o deslocamento lateral, evidenciando que, neste exemplo, o modelo simplificado é um modelo mais rígido. Observa-se também o aumento da diferença entre os modelos de análise não-linear versus análise linear nos pavimentos mais altos.

4.3 P3 – PÓRTICO COM 8 PAVIMENTOS

Um pórtico de base engastada também foi estudado por Pinto (2002) e apresenta 3 vãos, dois externos com 6 metros e vão interno com 2,4 metros. Possui 3,6 metros de pé direito e 8 pavimentos, totalizando 28,8 metros de altura, conforme Figura 18. As vigas apresentam seção transversal de 20 cm x 50 cm e os pilares seção

transversal de 37 cm x 37 cm. Os parâmetros de cálculo e materiais foram os mesmos utilizados pelo autor no P2 (pórtico com 6 pavimentos).

Figura 18 – Pórtico “P3”

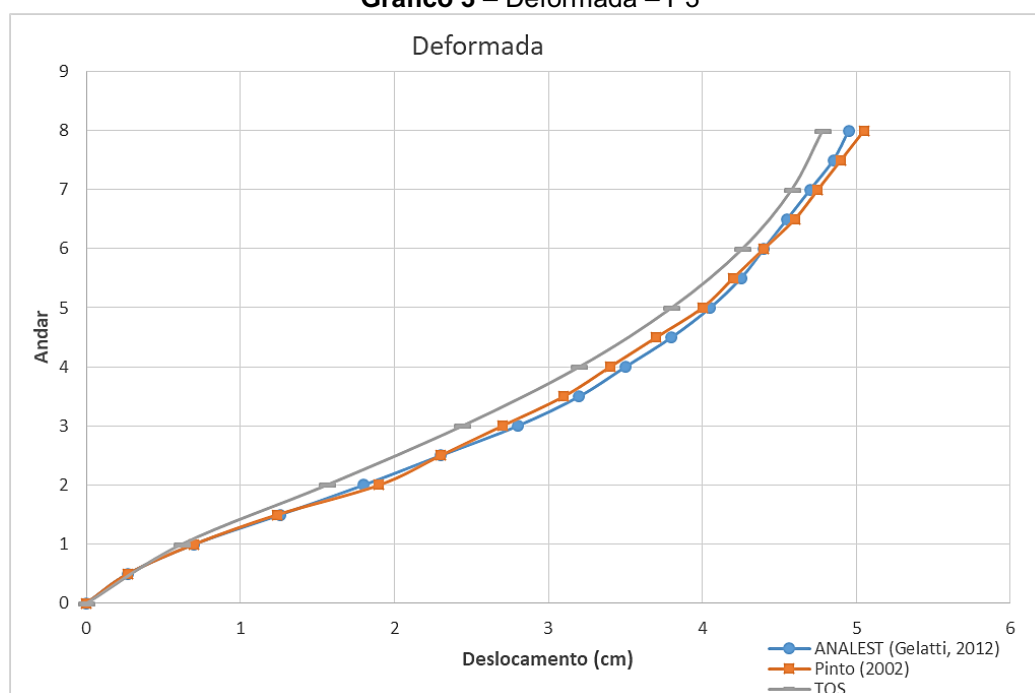


Fonte: Gelatti (2012).

Subsequentemente este pórtico foi estudado por Gelatti (2012) com o auxílio do software ANALEST que representa os elementos através de modelos de barras.

Os autores apresentaram valores de cargas definidos em suas análises, com isso para a comparação foi desenvolvido um modelo, adotando-se os mesmos parâmetros e características elencadas pelos demais autores, com a consideração simplificada da não-linearidades física através de uma redução de rigidez dos elementos estruturais, e da não-linearidade geométrica através do processo P-Delta; ambas de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), através do software TQS.

A análise comparativa entre o modelo de Gelatti (2012), Pinto (2002), e a análise simplificada realizada no TQS, está ilustrada no Gráfico 3, para as cargas apresentadas na Figura 18.

Gráfico 3 – Deformada – P3

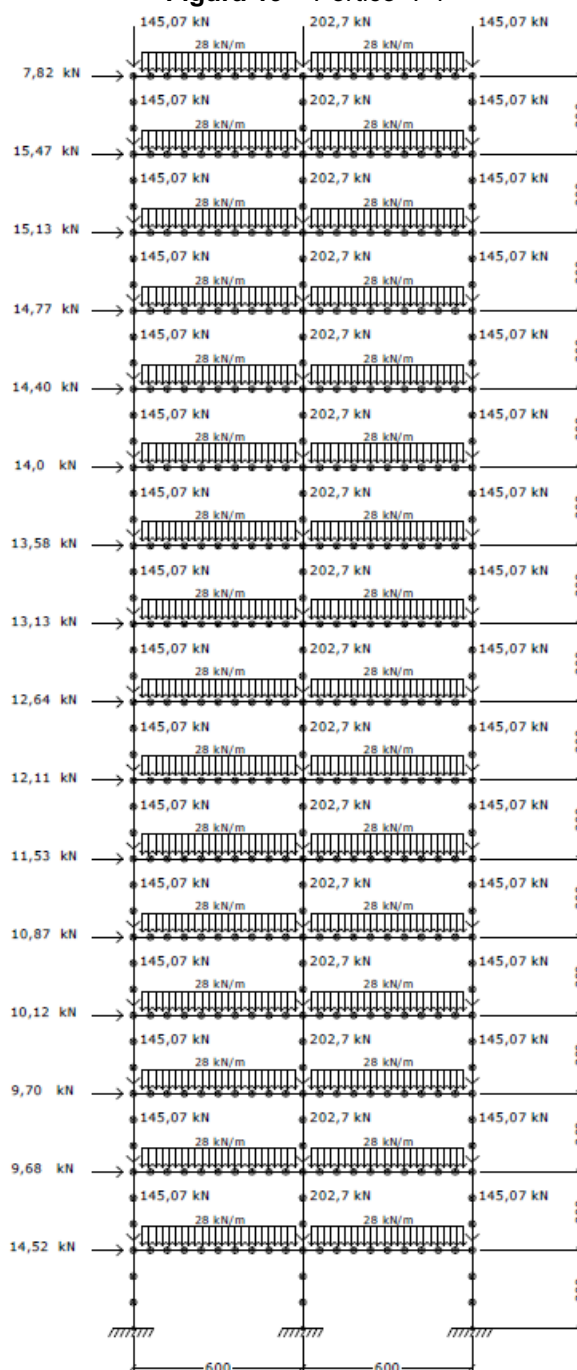
Fonte: a autora (2019).

Os valores apresentados de deformada (deslocamentos laterais) por Gelatti, (2012) e Pinto (2002), considerando as duas não-linearidades, são semelhantes, uma vez que as deformadas são praticamente coincidentes ao longo de toda a altura da edificação para o nível de carga estudado. Porém, o modelo de análise simplificada para a não-linearidade física apresentou valores menores de deslocamentos laterais, sendo, portanto, um modelo mais rígido, ainda que apresentou resultados mais próximos aos outros autores em detrimento aos resultados obtidos nos pórticos P1 e P2.

4.4 P4 – PÓRTICO COM 16 PAVIMENTOS

O último pórtico foi inicialmente estudado por Costa (2003) e posteriormente estudado adaptado por Oliveira (2007). O pórtico é composto por 2 vãos com 6 metros e 16 pavimentos de 3 metros de altura, totalizando 48 metros de altura, conforme Figura 19. As vigas possuem seção de 20 cm x 60 cm, os pilares externos seção de 40 cm x 80 cm, e já os pilares internos têm 40 cm x 140 cm.

Figura 19 – Pórtico “P4”



Fonte: Gelatti (2012).

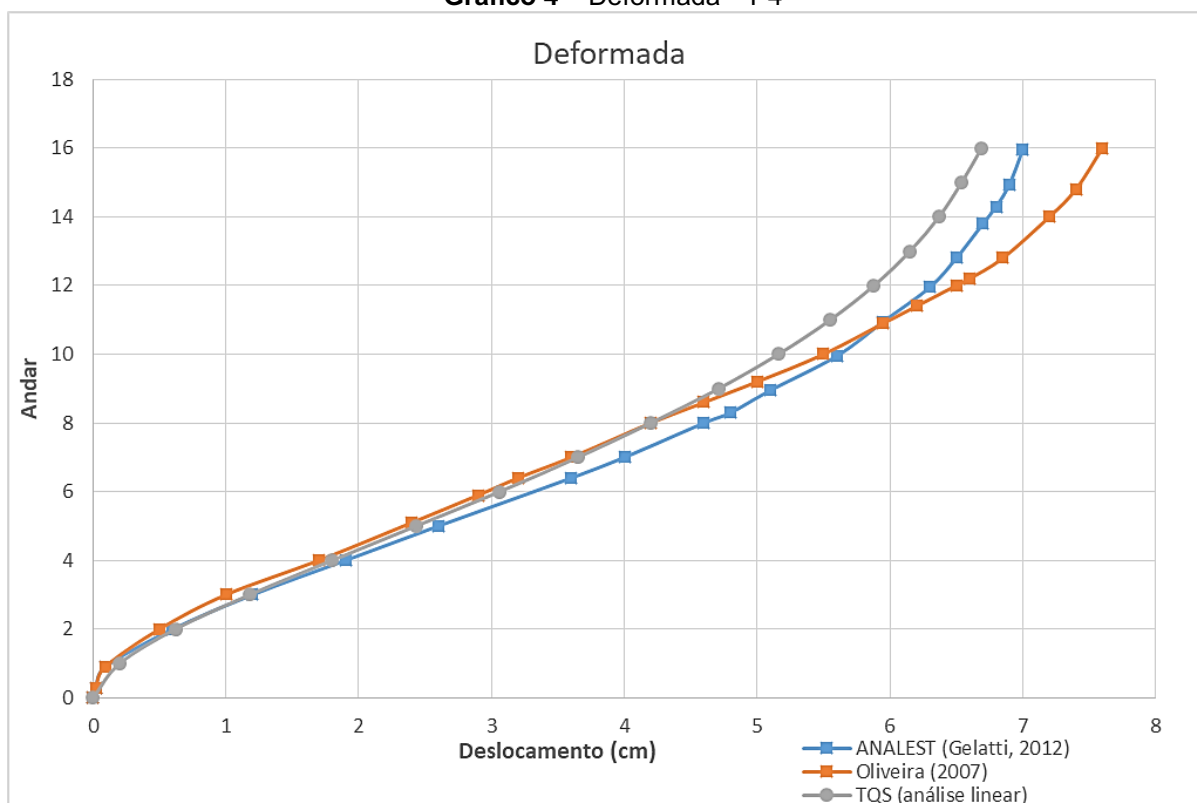
Oliveira (2007) realizou a análise não-linear física e geométrica utilizando o programa ANSYS-9.0. Por utilizar elementos sólidos, o modelo da autora admite grandes rotações e deformações passíveis de gerar mudanças de área e espessura nos elementos. Ainda, segundo a autora, nos modelos sólidos os vãos das vigas são considerados de face a face dos pilares, tornando o modelo mais rígido que o modelo de barras, no qual os vãos são considerados de eixo a eixo dos apoios.

Os autores apresentaram valores de cargas definidos em suas análises, com isso para a comparação foi desenvolvido um modelo, adotando-se os mesmos parâmetros e características elencadas pelos demais autores, com a consideração simplificada da não-linearidades física através de uma redução de rigidez dos elementos estruturais, e da não-linearidade geométrica através do processo P-Delta; ambas de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), através do software TQS.

Este programa, TQS, utiliza as denominadas “ligações flexibilizadas” entre vigas e pilares, através da incorporação ao modelo de “molas” posicionadas nos extremos das barras. Com isso, as ligações viga-pilar têm influência direta nos esforços finais das vigas e pilares, assim como na estabilidade global e na avaliação dos deslocamentos horizontais do edifício. A flexibilização é utilizada pois em uma ligação viga-pilar a rigidez do pilar que efetivamente colabora para impedir a rotação da viga pode ser menor que a sua largura total, principalmente em pilares alongados. Com isso, permite-se a comparação dos modelos em igualdade de condições.

Nos pórticos dos autores estudados foram consideradas deformações por cisalhamento, admitindo-se concreto com resistência à compressão de 20 MPa e módulo de elasticidade 25043,96 MPa. Foi utilizado o aço CA-50 com módulo de elasticidade igual a 210 GPa. Para comparação os mesmos critérios foram seguidos, resultando no Gráfico 4.

Gráfico 4 – Deformada – P4



Observa-se no Gráfico 4 a mesma tendência apresentada nos demais pórticos, ou seja, curvas similares nos primeiros pavimentos e na sequência apresentando uma deformada mais rígida para na análise linear.

Os resultados encontrados nos pórticos analisados corroboram com Kimura (2009) que afirma que as rigidezes nas vigas e principalmente nos pilares podem atingir valores inferiores aos especificados no caso de utilização do método simplificado, e que com isto os efeitos de segunda ordem seriam subestimados por este modelo, ou seja, contra a segurança.

5 ANÁLISE DA NÃO-LINEARIDADE – INFLUÊNCIA DO AUMENTO DO NÚMERO DE PAVIMENTOS

Em relação à não-linearidade física, neste capítulo estuda-se o comportamento não-linear de edifícios de concreto armado, analisando a influência do aumento do número de pavimentos na redução de rigidez dos elementos estruturais. Para tal, dois edifícios são modelados em concreto armado com incrementos de pavimentos. O primeiro edifício, denominado E1, é modelado de 4 a 10 pavimentos, com incrementos de 1 pavimento. O segundo edifício, denominado E1, é modelado de 15 a 20 pavimentos, com incrementos de um pavimento.

Definindo-se a força atuante, o cobrimento e o f_{ck} , resistência característica do concreto à compressão, da estrutura, cada elemento estrutural têm a armadura determinada através de uma análise inicial, considerando a NLF de maneira simplificada, através dos coeficientes normativos e a NLG através do processo P-Delta.

Na sequência é utilizada a ferramenta “Pórtico não-linear físico e geométrico – NLFG” do Sistema CAD/TQS para a consideração das não-linearidades de maneira mais refinada, determinando-se os novos coeficientes redutores de rigidez à flexão EI. Esse processo é utilizado para analisar a influência do número de pavimentos em alguns edifícios de concreto armado. Os valores obtidos no processo são comparados com os valores normativos na consideração simplificada. Para os edifícios analisados foram realizadas algumas considerações descritas abaixo.

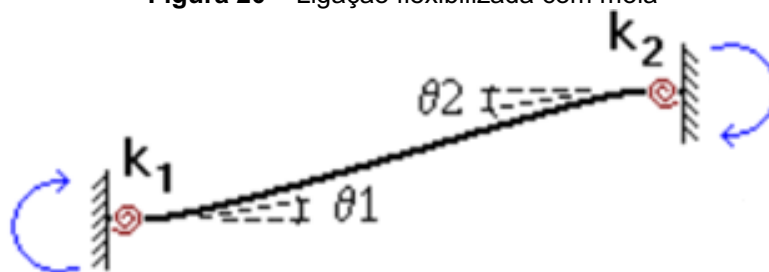
O modelo utilizado no Sistema CAD/TQS é denominado modelo IV, que considera o edifício composto por barras para representar as vigas e os pilares da estrutura incorporando o efeito de diafragma rígido nas lajes. A análise dos efeitos atuantes nas vigas e nos pilares, ações verticais e horizontais, é realizada de maneira global, tridimensional, através de um pórtico espacial o qual é utilizado para o dimensionamento destes elementos. Com isso, para a consideração da estrutura de forma tridimensional, adota-se as direções denominadas x, y e z.

As lajes são consideradas através de uma malha de barras, barras em duas direções, denominada grelha de lajes planas, definida para este estudo. Estas são dimensionadas apenas com as ações verticais, o qual transfere os esforços resultantes das barras para representar as lajes para as vigas como carga para a análise no pórtico espacial.

Para todos os exemplos utilizou-se um f_{ck} de 25 MPa, os cobrimentos de acordo com os valores normativos da NBR 6118, 2014, a carga do vento de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988) definindo os seguintes parâmetros: velocidade básica² do vento igual a 45 m/s; o fator do terreno³, S1, igual a 1,00; a categoria de rugosidade⁴, S2, igual a I; a classe⁵ da edificação como A e o fator estatístico⁶, S3, como 1,00.

Adotou-se uma ligação flexibilizada entre vigas e pilares, de maneira a incorporar a rigidez efetiva na ligação viga-pilar, através da incorporação de “molas” posicionadas nos extremos das barras, considerando assim uma ligação semirrígida, conforme Figura 20, sendo K_1 e K_2 os coeficientes de mola.

Figura 20 – Ligação flexibilizada com mola



Fonte: Biblioteca Virtual TQS (2020).

A flexibilização é importante pois as ligações viga-pilar têm influência direta nos esforços finais das vigas e pilares, assim como na estabilidade global e na avaliação dos deslocamentos horizontais do edifício. E é necessária pois em uma ligação viga-pilar a rigidez do pilar que efetivamente colabora para impedir a rotação da viga pode ser menor que a sua largura total, principalmente em pilares alongados, conforme Figura 21(1).

² A velocidade básica do vento é considerada como a velocidade de uma rajada de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano, e determinada através do gráfico de isopleias para uma determinada região.

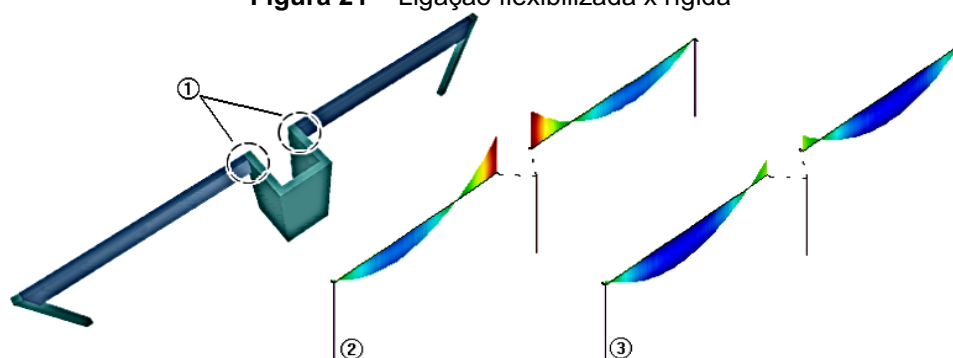
³ O fator topográfico, S1, considera as variações do relevo do terreno, considerando 1 para terrenos planos ou pouco acidentados.

⁴ A categoria de rugosidade, S2, considera a rugosidade do terreno juntamente com a variação da velocidade do vento, sendo S2 igual a I para superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, mar calmo, lagos, rios, pântanos sem vegetação.

⁵ A classe da edificação considera as dimensões da construção, sendo igual a A quando a maior dimensão horizontal ou vertical for menor que 20 metros.

⁶ O fator estatístico, S3, é baseado em conceitos estatísticos, considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, definido como 1,00 para edificações residenciais e hotéis, ou comerciais e industriais com alto fator de ocupação.

Figura 21 – Ligação flexibilizada x rígida



Fonte: Biblioteca Virtual TQS (2020).

Observa-se na Figura 21 (2) uma ligação sem flexibilização ou rígida, com resultados bastante discrepantes, apresentando maiores momentos negativos e menores momentos positivos; e na Figura 21 (3) uma ligação com flexibilização. Porém, como as ligações ficam mais flexíveis no pórtico espacial, sendo tratadas com mais realidade, é esperado que os deslocamentos horizontais devido a cargas horizontais aumentem no modelo flexibilizado.

Com relação à rigidez axial dos pilares foi considerado o fator M_{ulaxi} igual a 3, a fim de considerar os efeitos construtivos na edificação conforme explicado no item 2.2.3 deste trabalho.

Os coeficientes adotados para a consideração simplificada da não-linearidade física estão de acordo com a NBR 6118, 2014, elencados no item 2.1.5.1 deste trabalho. Já na consideração da não-linearidade geométrica, o processo P-Delta foi simulado com um número máximo de iterações igual a 50 e tolerância relativa de 0,001. Para a discretização do pórtico NLFG foram utilizados elementos para modelar as vigas de no máximo 1,00 metro e elementos para modelar os pilares de no máximo 0,50 metro.

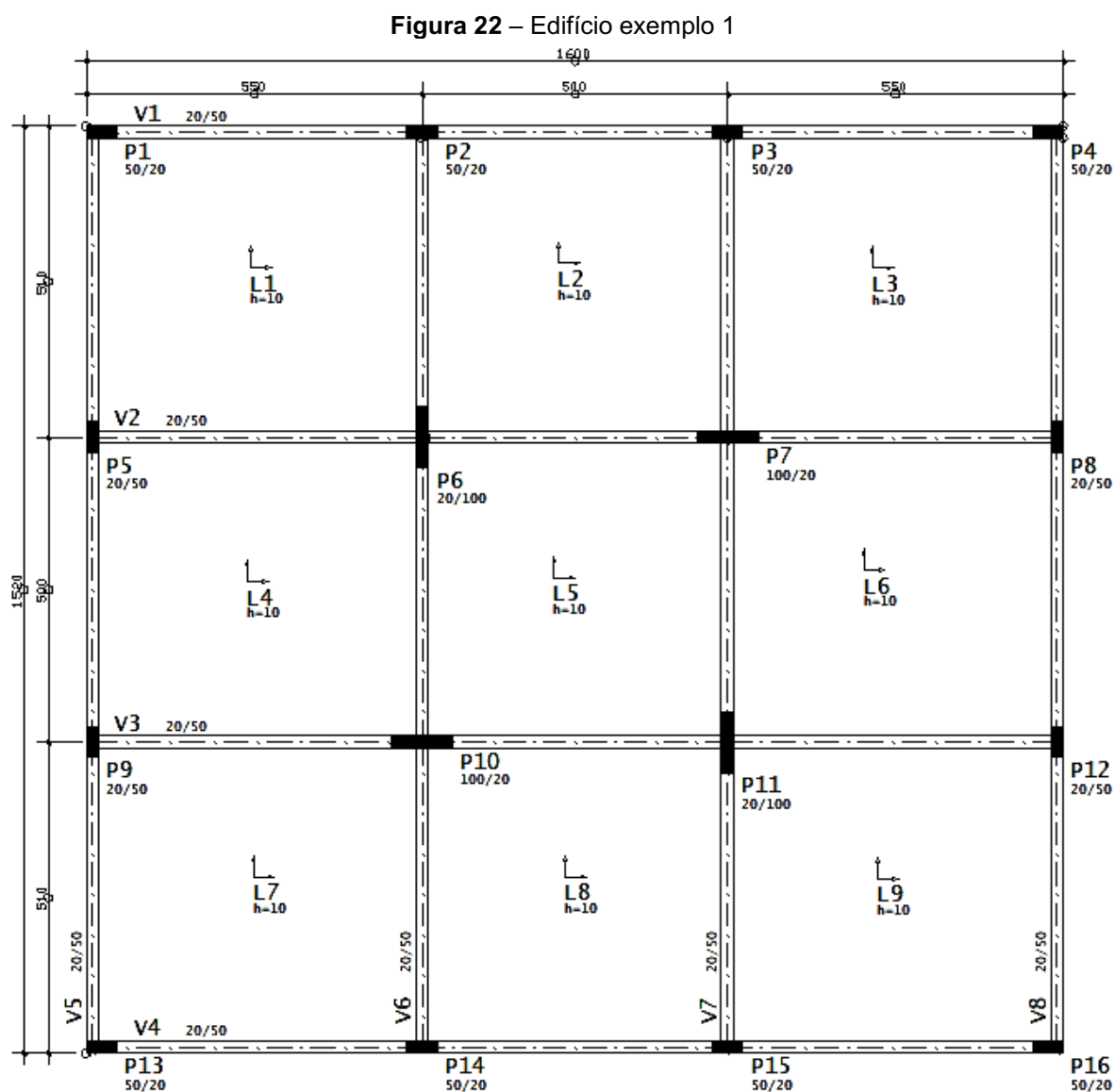
As cargas adotadas nas edificações seguem a metodologia da NBR 6120, 1980, sendo estas 0,20 tf/m² a carga acidental e 0,15 tf/m² como carga permanente nas lajes, não incluído o peso próprio, e 0,42 tf/m como carga de alvenaria em todas as vigas. Para todas as análises, a combinação⁷ de carga utilizada considerou

⁷ De acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003) o carregamento de uma construção é variável e sua duração deve ser definida em cada caso particular, com isso devem ser consideradas tantas combinações de ações quantas sejam necessárias para a verificação das condições de segurança com relação aos estados limites últimos. Para este trabalho adotou-se apenas uma combinação como forma de simplificação. Ressalta-se que a combinação adotada pode não refletir o caso de carregamento mais desfavorável para a estrutura analisada.

simultaneamente 100% do peso próprio, 100% da carga acidental e 100% da carga permanente.

5.1 EDIFÍCIO 1

Neste exemplo foi analisada a influência da não-linearidade física de um edifício de concreto armado de 4 pavimentos com incrementos de 1 pavimento até atingir o número de 10 pavimentos. O pavimento tipo é ilustrado na Figura 22.



Fonte: a autora (2020).

Estão indicados na tabela 2 os valores de γ_z , RM2RM1 e dos deslocamentos horizontais de topo, nas direções básicas de vento (0° a 180° e 90° a 270°), os quais influenciam na estabilidade global do edifício.

Tabela 2 – Parâmetros de Estabilidade Global – Edifício 1

Quantidade de pavimentos	Estabilidade Global						Classificação da estrutura
	α	γ_z	FAVt	RM2RM1	Deslocamento horizontais 0º - 180º	90º - 270º	
4 Pavimentos	0,43	1,04	1,04	1,04	0,18	0,23	Nós fixos
5 Pavimentos	0,50	1,05	1,05	1,05	0,31	0,41	Nós fixos
6 Pavimentos	0,57	1,07	1,07	1,07	0,49	0,65	Nós fixos
7 Pavimentos	0,64	1,09	1,09	1,09	0,72	0,95	Nós fixos
8 Pavimentos	0,70	1,10	1,10	1,10	0,99	1,32	Nós fixos
9 Pavimentos	0,76	1,12	1,12	1,12	1,32	1,75	Nós móveis
10 Pavimentos	0,82	1,14	1,14	1,14	1,69	2,25	Nós móveis

Fonte: a autora (2020).

Ressalta-se que os parâmetros γ_z e RM2RM1 possuem o mesmo princípio, ou seja, avaliam a relação entre os esforços de segunda ordem com os esforços de primeira ordem. Para este caso, como o edifício é totalmente simétrico, os valores de γ_z e FAVt são iguais, também como os valores de RM2RM1 gerados pelo processo P-Delta.

O dimensionamento da seção transversal dos elementos estruturais destes edifícios foi calculado para suportar 10 pavimentos, sendo assim, para os edifícios com menos pavimentos a estrutura pode ser considerada mais rígida do que o necessário, o que resultou em estruturas de nós fixos em alguns casos. A classificação da estrutura considera os valores no intervalo de $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$ como estruturas de nós móveis.

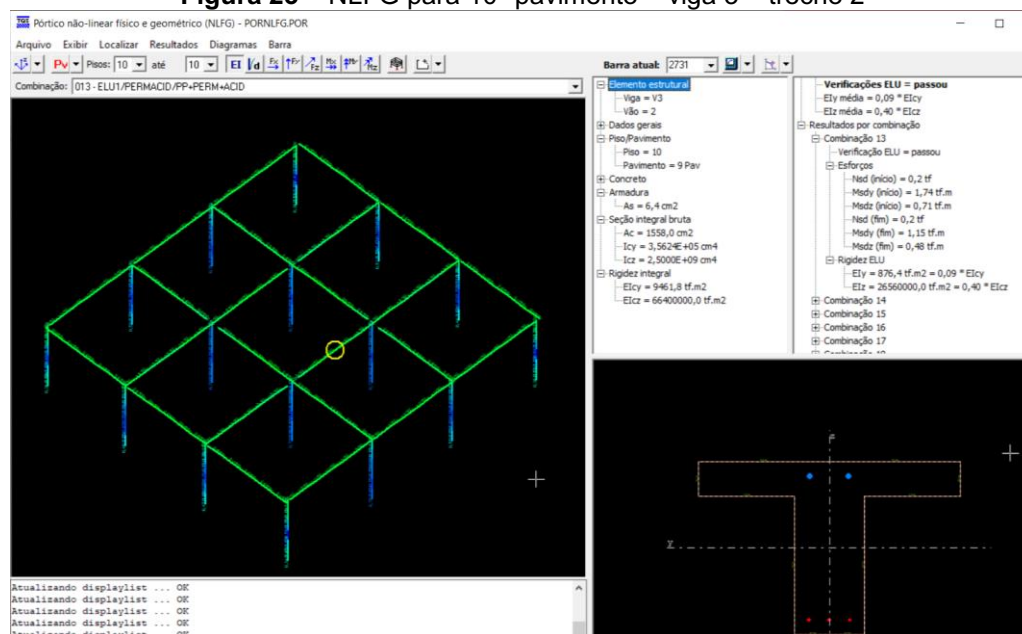
5.1.1 Valores redutores de EI na consideração simplificada da não-linearidade física

Após a determinação das cargas atuantes na edificação e o dimensionamento das armaduras em uma análise inicial, considerando a NLF de maneira simplificada através dos coeficientes normativos e a NLG através do processo P-Delta, é utilizada a ferramenta “Pórtico não-linear físico e geométrico – NLFG” do Sistema CAD/TQS para a consideração das não-linearidades de maneira mais refinada, determinando-se os novos coeficientes redutores de rigidez à flexão EI.

Para o edifício com 10 pavimentos, selecionando a viga 3 no meio do trecho 2, circulada em amarelo na Figura 23, temos as seguintes informações do NLFG: módulo de elasticidade (E) igual a $2656 \cdot 10^3$ tf/m²; Área de armadura (As) igual a 6,4 cm²; inércia na direção y igual a $3,562 \cdot 10^5$ cm⁴; inércia na direção z igual a $2,5 \cdot 10^5$ cm⁴; rigidez integral na direção y igual a 9461,8 tf.m²; rigidez integral na direção z igual a

664.10^5 tf.m^2 ; rigidez média na direção y igual a $0,09.EI_{cy}$; rigidez média na direção z igual a $0,04.EI_{cz}$; e os valores de esforços calculados pelo programa para a combinação de carregamento número 13 (calculado dentro estado limite último, sendo o carregamento 13 igual a consideração de 100% do peso próprio, 100% de todas as cargas permanentes e 100% de todas as cargas acidentais), ressalta-se que a combinação adotada pode não refletir o caso de carregamento mais desfavorável para a estrutura analisada.

Figura 23 – NLFG para 10º pavimento – viga 3 – trecho 2

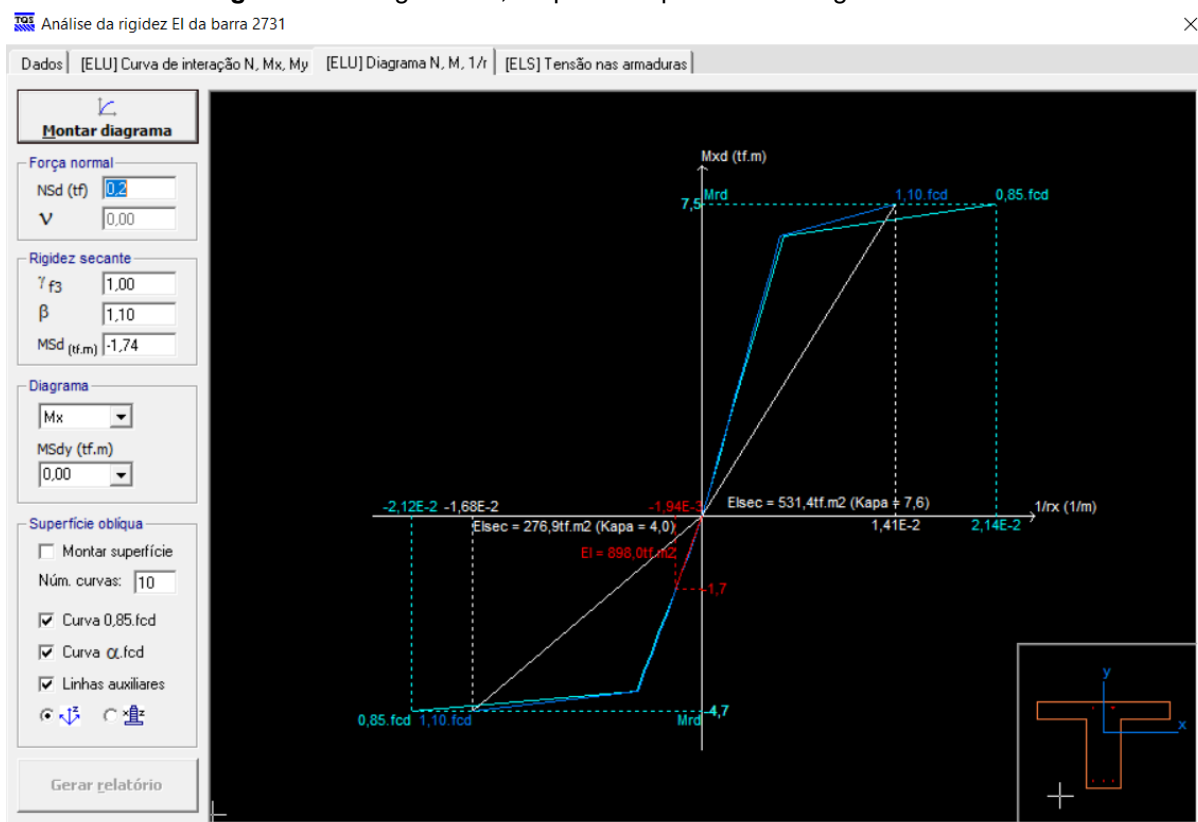


Fonte: a autora (2020).

Na Figura 23 observa-se que o Sistema CAD/TQS considera a viga retangular como uma seção T para o dimensionamento, artifício de cálculo denominado “mesa colaborante”. Esta colaboração é utilizada conforme a existência de lajes do lado esquerdo e/ou direito do trecho da viga. Este parâmetro influencia o cálculo da inércia das vigas nos modelos de grelha e pórtico espacial.

A partir das informações dispostas na Figura 23 é montado o diagrama $M \times 1/r$. Para as vigas, as rigidezes são obtidas com o diagrama calculado com $0,85f_{cd}$ e $\gamma_{f3} = 1,0$, coeficiente ponderador de ações. As forças normais também são consideradas. A rigidez do trecho pode ser obtida por meio da linearização do diagrama momento-curvatura na qual as duas direções são desacopladas, formando a reta pontilhada, ilustrada na cor vermelha na Figura 24. O valor encontrado para a rigidez integral na direção y e EI corresponde a $898,0 \text{ tf.m}^2$ o que equivale a $0,09.EI_{cy}$.

Figura 24 – Diagrama M, 1/r para 10º pavimento – viga 3 – trecho 2



Fonte: a autora (2020).

Para os pilares é realizado o mesmo processo; é montado o diagrama M, 1/r e são calculadas as rigidezes à flexão nas duas direções (EI_y e EI_z) considerando-se uma resistência de cálculo igual a $1,1f_{cd}$, com a possibilidade de considerar o coeficiente ponderador de ações γ_{f3} igual a 1,1, neste caso foi considerado γ_{f3} igual a 1,0, ou seja, não foram majoradas as ações.

5.1.1.1 Análise das vigas

Para a determinação dos novos coeficientes redutores de rigidez à flexão EI, as barras das vigas foram divididas em seis nós e foi executada a mesma metodologia descrita acima. Cada nó resultou em um valor de coeficiente redutor de EI considerando a força atuante, a quantidade de armadura e a geometria da seção no nó. Os resultados encontrados nestes nós foram compilados em três seções, a fim de simplificar a análise, sem grandes perdas de resultados, denominadas neste trabalho como esquerda, meio e direita, apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Média de coeficientes redutores de EI para vigas – Edifício 1

<u>Nº de pavimentos</u>	<u>Localização</u>	<u>1 Andar</u>	<u>2 Andar</u>	<u>3 Andar</u>	<u>4 Andar</u>	<u>5 Andar</u>	<u>6 Andar</u>	<u>7 Andar</u>	<u>8 Andar</u>	<u>9 Andar</u>	<u>10 Andar</u>
10 Pavimentos	Esquerda	0,32	0,33	0,31	0,30	0,27	0,22	0,19	0,17	0,14	0,13
	Meio	0,30	0,30	0,29	0,28	0,23	0,17	0,15	0,13	0,11	0,12
	Direita	0,32	0,33	0,31	0,31	0,27	0,24	0,21	0,18	0,15	0,13
9 Pavimentos	Esquerda	0,24	0,29	0,30	0,26	0,23	0,20	0,18	0,18	0,13	
	Meio	0,20	0,26	0,25	0,21	0,20	0,14	0,12	0,11	0,12	
	Direita	0,26	0,30	0,30	0,27	0,22	0,20	0,20	0,18	0,17	
8 Pavimentos	Esquerda	0,23	0,23	0,25	0,22	0,20	0,17	0,15	0,13		
	Meio	0,18	0,22	0,20	0,18	0,14	0,12	0,12	0,15		
	Direita	0,24	0,26	0,26	0,24	0,21	0,18	0,14	0,12		
7 Pavimentos	Esquerda	0,20	0,23	0,20	0,19	0,17	0,14	0,13			
	Meio	0,15	0,17	0,16	0,14	0,12	0,12	0,11			
	Direita	0,21	0,24	0,23	0,20	0,17	0,14	0,13			
6 Pavimentos	Esquerda	0,19	0,19	0,18	0,15	0,14	0,13				
	Meio	0,14	0,18	0,13	0,12	0,12	0,12				
	Direita	0,21	0,21	0,19	0,17	0,14	0,13				
5 Pavimentos	Esquerda	0,17	0,16	0,14	0,13	0,13					
	Meio	0,12	0,12	0,12	0,11	0,12					
	Direita	0,18	0,16	0,16	0,14	0,13					
4 Pavimentos	Esquerda	0,13	0,15	0,13	0,13						
	Meio	0,11	0,11	0,12	0,12						
	Direita	0,15	0,16	0,13	0,13						

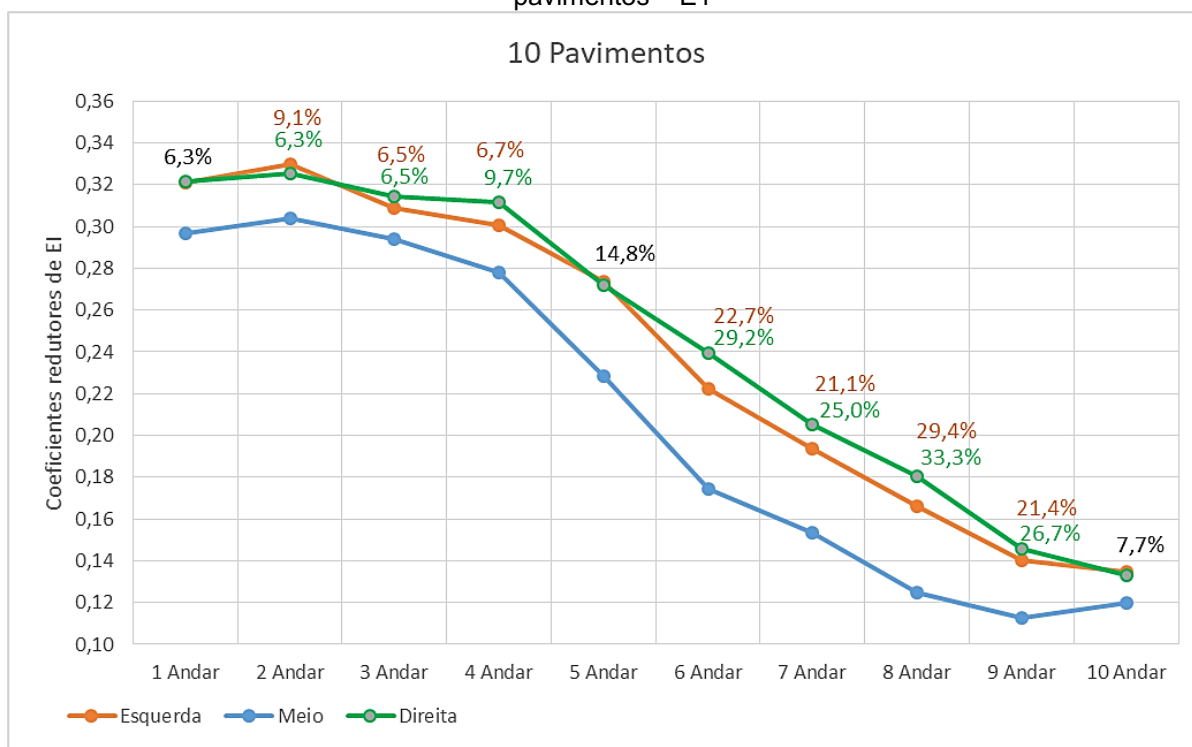
Fonte: a autora (2020).

Constata-se na Tabela 3, observando a divisão dos valores nas três categorias, que os valores para os coeficientes redutores de EI no meio da viga são quase sempre menores que os demais valores, conforme pode ser observado para o edifício com 10 pavimentos no Gráfico 5.

No Gráfico 5 a curva laranja representa os valores dos coeficientes redutores de EI obtidos na seção “esquerda”, a curva azul representa os valores dos coeficientes redutores de EI obtidos na seção “meio” e a curva verde representa os valores dos coeficientes redutores de EI obtidos na seção “direita”.

Uma vez que os valores dos coeficientes redutores de EI obtidos na seção meio são os mais discrepantes, as porcentagens anotadas no Gráfico 5 comparam a diferença entre os valores do meio e da esquerda, escritas na cor laranja; ou entre valores do meio e da direita, escritas na cor verde; os demais valores em preto são iguais para ambos os casos. Os demais gráficos referentes aos outros edifícios com menos pavimentos encontram-se no Anexo A - Parte I.

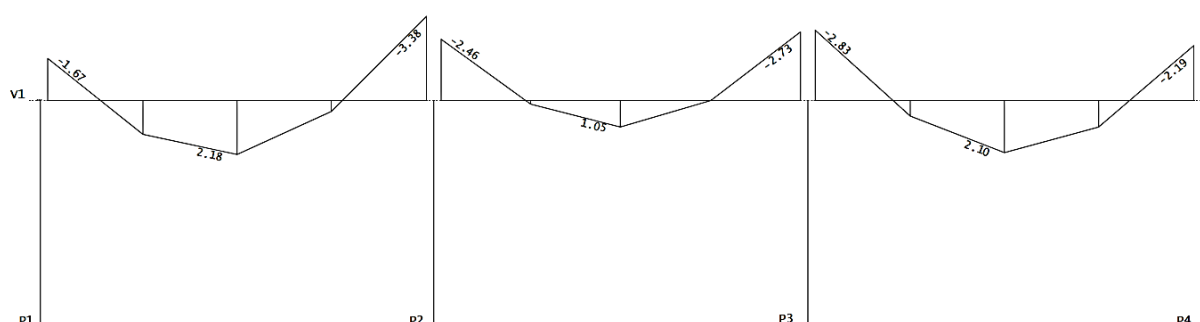
Gráfico 5 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 10 pavimentos – E1



Fonte: a autora (2020).

Evidencia-se que para o edifício em questão as vigas, de modo geral, apresentaram maiores momentos nos apoios, conforme é possível observar na Figura 25 que ilustra o diagrama de momento fletor no ELU na direção y e para a viga 1 do 10º pavimento, no edifício com 10 pavimentos. Valores similares foram observados nos edifícios com menos pavimentos.

Figura 25 – Momentos em ELU na direção y e na viga 1

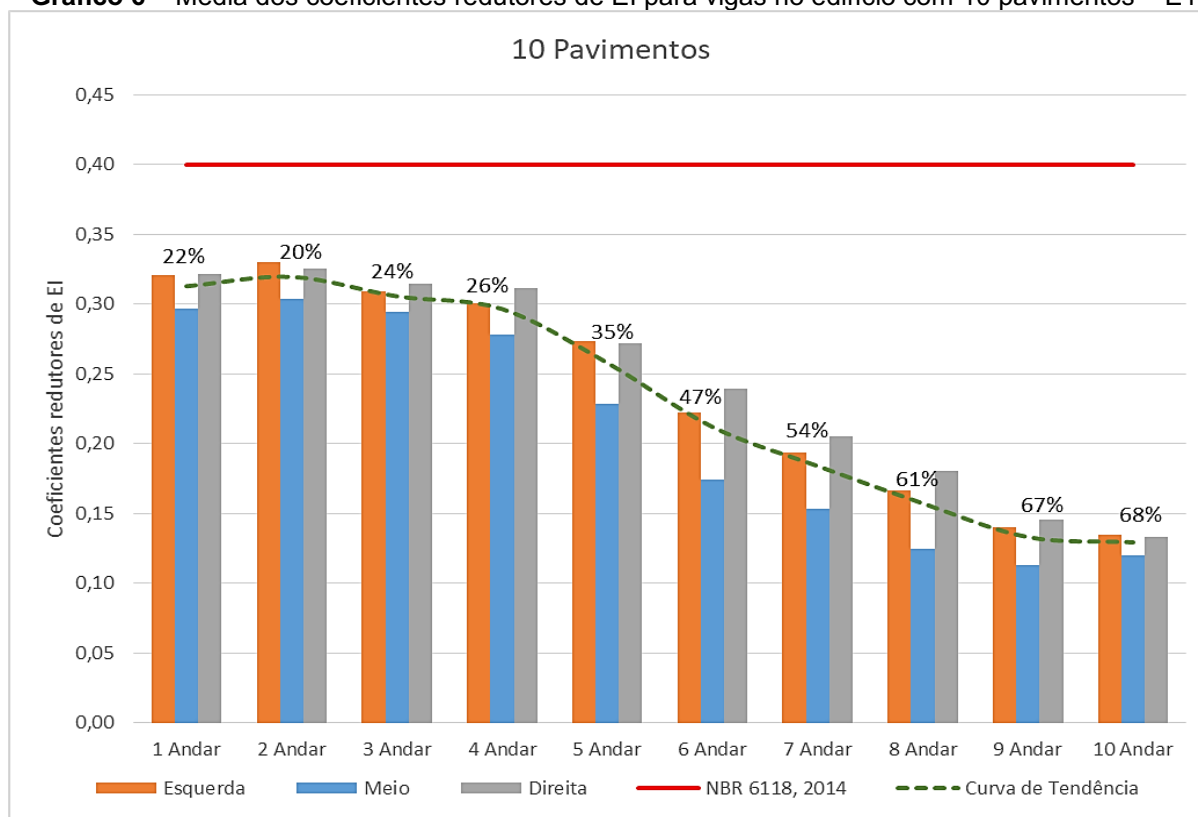


Fonte: a autora (2020).

Ainda analisando os resultados da tabela 3 estes foram destacados no Gráfico 6 para o edifício com 10 pavimentos, e no Gráfico 7 para o edifício com 9 pavimentos. Nestes gráficos, as colunas representam os valores obtidos para os coeficientes

redutores de EI considerando as seções esquerda, meio e direita; a curva verde tracejada representa a tendência dos valores obtidos nas análises utilizando a metodologia descrita neste estudo; a linha vermelha representa os valores determinados pela NBR 6118, 2014 para a redução de rigidez EI na utilização do método simplificado; e as porcentagens representam a diferença entre a curva de tendência e o valor utilizado pela NBR 6118, 2014.

Gráfico 6 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 10 pavimentos – E1



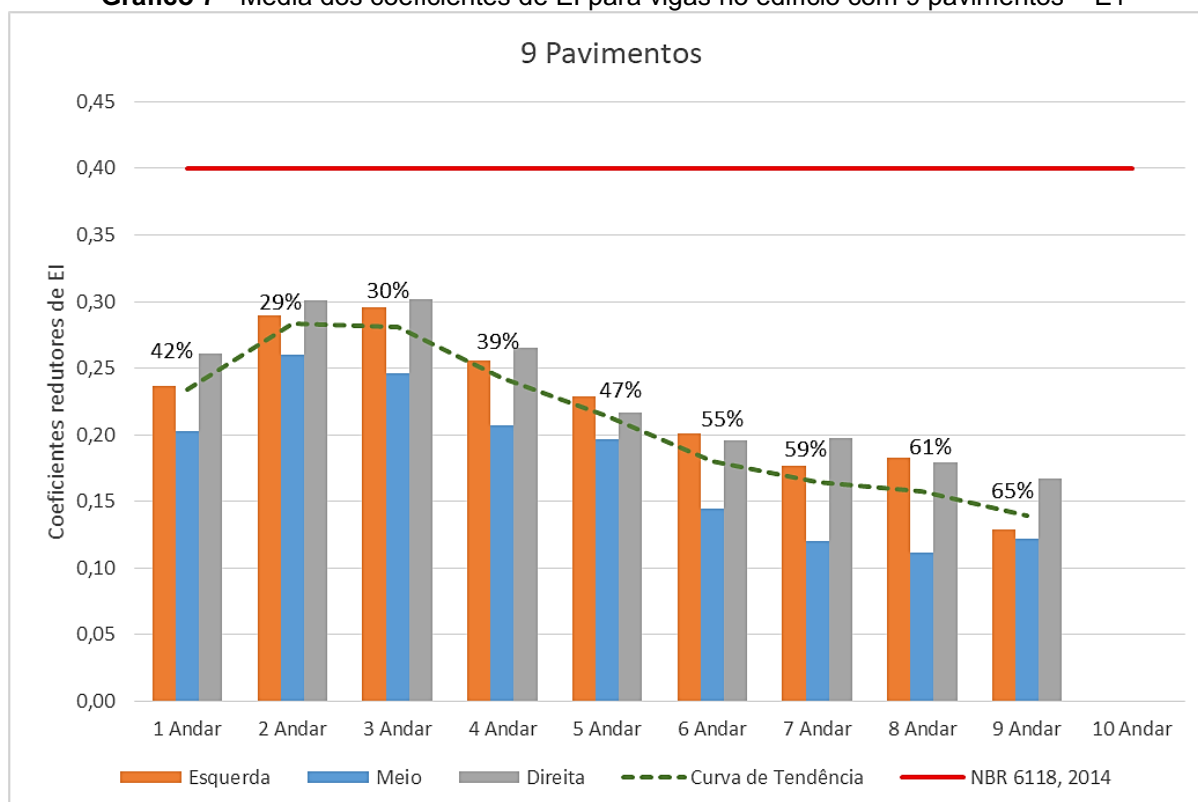
Fonte: a autora (2020).

Comparando com o valor estipulado pela NBR 6118, 2014 de 0,4EI para vigas, nota-se através dos resultados encontrados para o edifício com 10 pavimentos, uma diferença para os andares iniciais de no mínimo 20% inferiores; desigualdade esta que aumenta com o incremento do número de andares, atingindo valores 68% menores para o último pavimento.

Numericamente, no 2º pavimento nota-se um valor médio de coeficiente redutor de EI igual a 0,31, equivalente a uma redução de 22% com relação ao valor normativo, e no 10º pavimento destaca-se um valor médio de coeficiente redutor de EI igual a 0,13, equivalente a uma redução de 68% com relação ao valor normativo.

Todos os valores obtidos nas análises utilizando a metodologia descrita neste estudo, para este edifício, mostraram-se menores do que o coeficiente redutor de rigidez adotado pela NBR 6118, 2014, igual a 0,4EI. Com isso, para este edifício, no caso da utilização apenas do método simplificado adotado pela NBR 6118, 2014 os valores estariam contra a segurança.

Gráfico 7 - Média dos coeficientes de EI para vigas no edifício com 9 pavimentos – E1

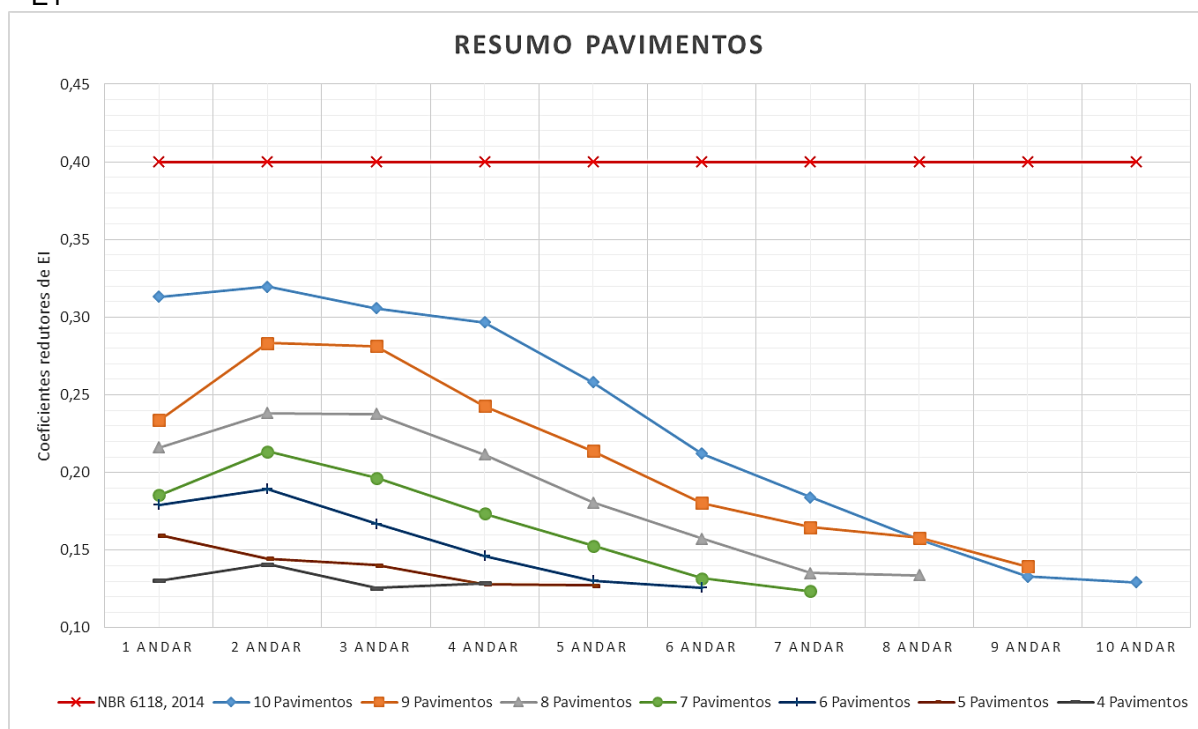


Fonte: a autora (2020).

Já para o edifício com 9 pavimentos, comparando com o valor estipulado pela NBR 6118, 2014 de 0,4EI para vigas, nota-se uma diferença ainda maior para os andares iniciais, com resultados inferiores em até 42%; desigualdade esta que aumenta com o incremento do número de andares, atingindo valores 65% menores para o último pavimento, ou seja, na utilização apenas do método simplificado na NBR 6118, 2014 os valores também se apresentaram contra a segurança. Os demais gráficos do modelo analisado, correspondentes aos edifícios com 4 a 8 pavimentos, encontram-se no Anexo A – Parte II.

O Gráfico 8 apresenta os valores médios encontrados para as vigas contendo todas as variações de pavimentos.

Gráfico 8 – Resumo dos coeficientes redutores de EI para vigas dos edifícios com 1 a 10 pavimentos – E1



Fonte: a autora (2020).

Nota-se neste Gráfico que os valores de EI diminuem a medida que o número de pavimentos nos edifícios diminui; assim, o edifício analisado com 5 pavimentos possui uma rigidez média para as vigas menor que o edifício com 10 pavimentos.

5.1.1.2 Análise dos pilares

Para os pilares, a mesma metodologia descrita anteriormente foi seguida. Na determinação dos novos coeficientes redutores de rigidez à flexão EI as barras dos pilares foram divididas em seis nós. Os resultados encontrados foram compilados em três seções, denominadas neste trabalho como base, meio e topo, apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares – Edifício 1

<u>Nº de pavimentos</u>	<u>Localização</u>	<u>1 Andar</u>	<u>2 Andar</u>	<u>3 Andar</u>	<u>4 Andar</u>	<u>5 Andar</u>	<u>6 Andar</u>	<u>7 Andar</u>	<u>8 Andar</u>	<u>9 Andar</u>	<u>10 Andar</u>
10 Pavimentos	Base	0,86	0,88	0,94	0,88	0,84	0,80	0,76	0,76	0,74	0,57
	Meio	0,86	0,87	0,79	0,79	0,77	0,70	0,74	0,76	0,82	0,71
	Topo	0,77	0,79	0,75	0,73	0,72	0,69	0,70	0,70	0,70	0,40
9 Pavimentos	Base	0,85	0,85	0,84	0,79	0,75	0,72	0,69	0,71	0,50	
	Meio	0,79	0,80	0,77	0,75	0,74	0,74	0,77	0,81	0,74	
	Topo	0,79	0,73	0,64	0,59	0,56	0,57	0,57	0,56	0,37	
8 Pavimentos	Base	0,87	0,85	0,80	0,76	0,75	0,75	0,74	0,57		
	Meio	0,79	0,80	0,73	0,75	0,76	0,76	0,83	0,73		
	Topo	0,76	0,68	0,67	0,68	0,69	0,70	0,71	0,42		
7 Pavimentos	Base	0,80	0,78	0,74	0,73	0,75	0,72	0,55			
	Meio	0,72	0,79	0,69	0,75	0,73	0,78	0,72			
	Topo	0,69	0,65	0,65	0,69	0,67	0,69	0,32			
6 Pavimentos	Base	0,73	0,73	0,71	0,75	0,74	0,57				
	Meio	0,70	0,75	0,72	0,74	0,81	0,78				
	Topo	0,69	0,64	0,65	0,66	0,71	0,39				
5 Pavimentos	Base	0,71	0,72	0,75	0,74	0,57					
	Meio	0,69	0,80	0,76	0,84	0,75					
	Topo	0,65	0,68	0,70	0,70	0,39					
4 Pavimentos	Base	0,74	0,73	0,72	0,55						
	Meio	0,73	0,86	0,82	0,72						
	Topo	0,68	0,69	0,62	0,38						

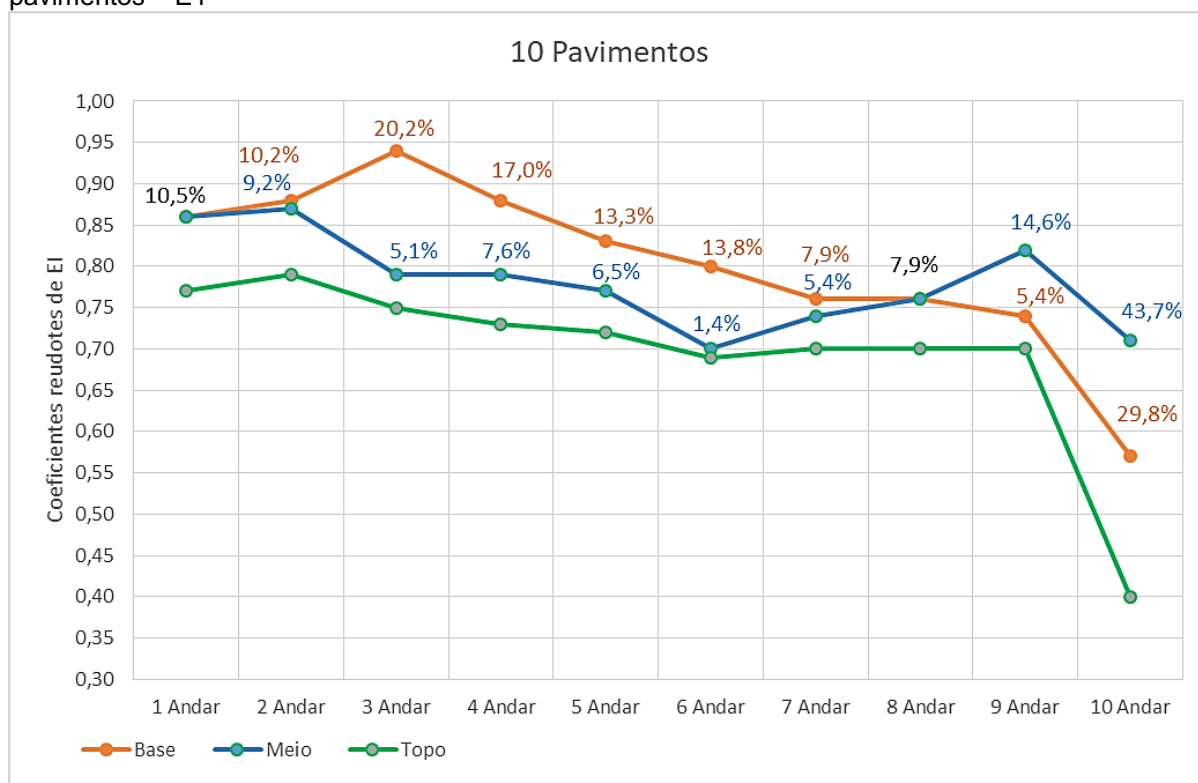
Fonte: a autora (2020).

Constata-se na tabela 4, observando a divisão dos valores nas três categorias, que os valores para o topo dos pilares são sempre menores que os demais valores, conforme pode ser observado para o edifício com 10 pavimentos no Gráfico 9, e no edifício com 9 pavimentos no Gráfico 10.

Nos Gráficos 9 e 10 a curva laranja representa os valores dos coeficientes redutores de EI obtidos na seção “base”, a curva azul representa os valores dos coeficientes redutores de EI obtidos na seção “meio” e a curva verde representa os valores dos coeficientes redutores de EI obtidos na seção “topo”.

Uma vez que os valores dos coeficientes redutores de EI obtidos na seção topo são os mais discrepantes, as porcentagens indicadas nos Gráficos comparam a diferença entre os valores do topo e da base, escritas na cor laranja; ou entre valores do topo e do meio, escritas na cor azul; os demais valores em preto são iguais para ambos os casos.

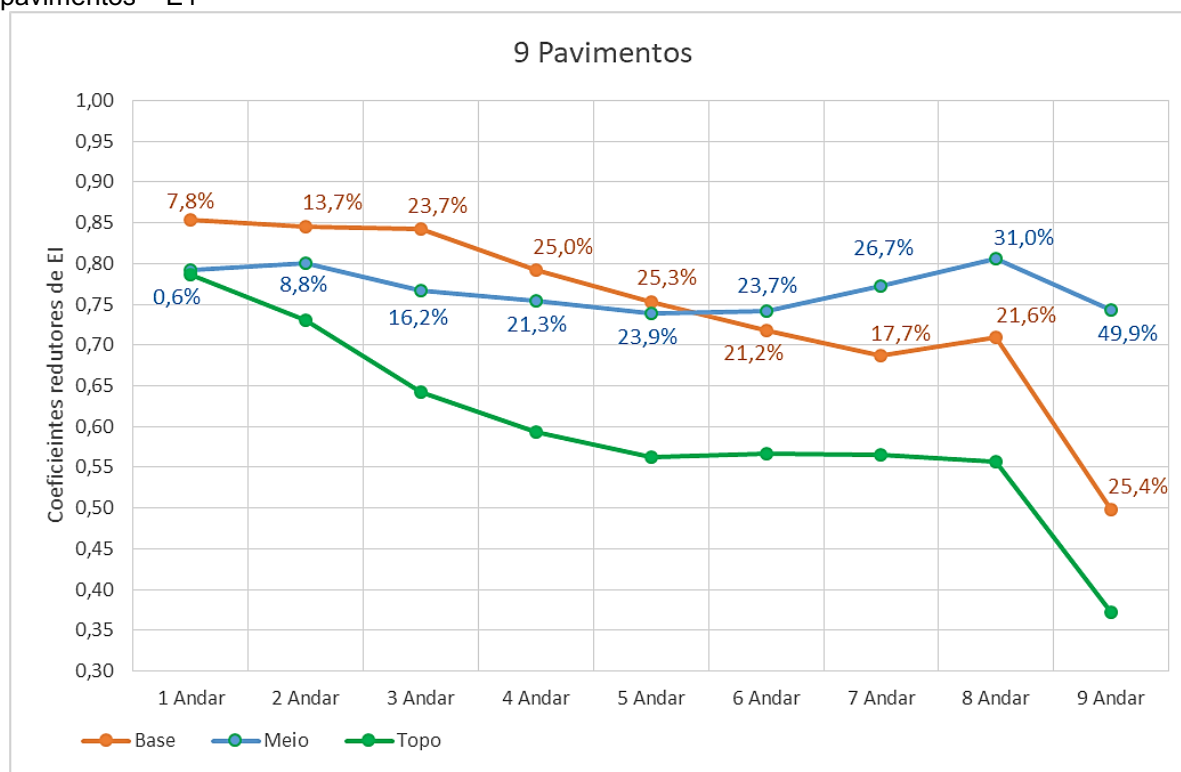
Gráfico 9 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “base, meio e topo” no edifício com 10 pavimentos – E1



Fonte: a autora (2020).

Através do Gráfico 9 os valores menores para os coeficientes redutores de EI para o topo, linha em verde, ficam mais evidentes. Observa-se também uma queda acentuada nos valores dos coeficientes redutores de EI para o último pavimento, chegando a valores de topo 43,7% menores que no meio do pilar. Nota-se uma grande diferença de valores entre base e topo principalmente nos andares intermediários, 3º andar ao 6º andar, alcançando valores de topo até 20,2% menores que a base. Constata-se também uma queda de valores de base e meio do pilar, do 3º até o 8º andar, na sequência os valores de base continuam a diminuir enquanto há um aumento dos valores de topo, caracterizando um ponto de inversão na tendência dos resultados.

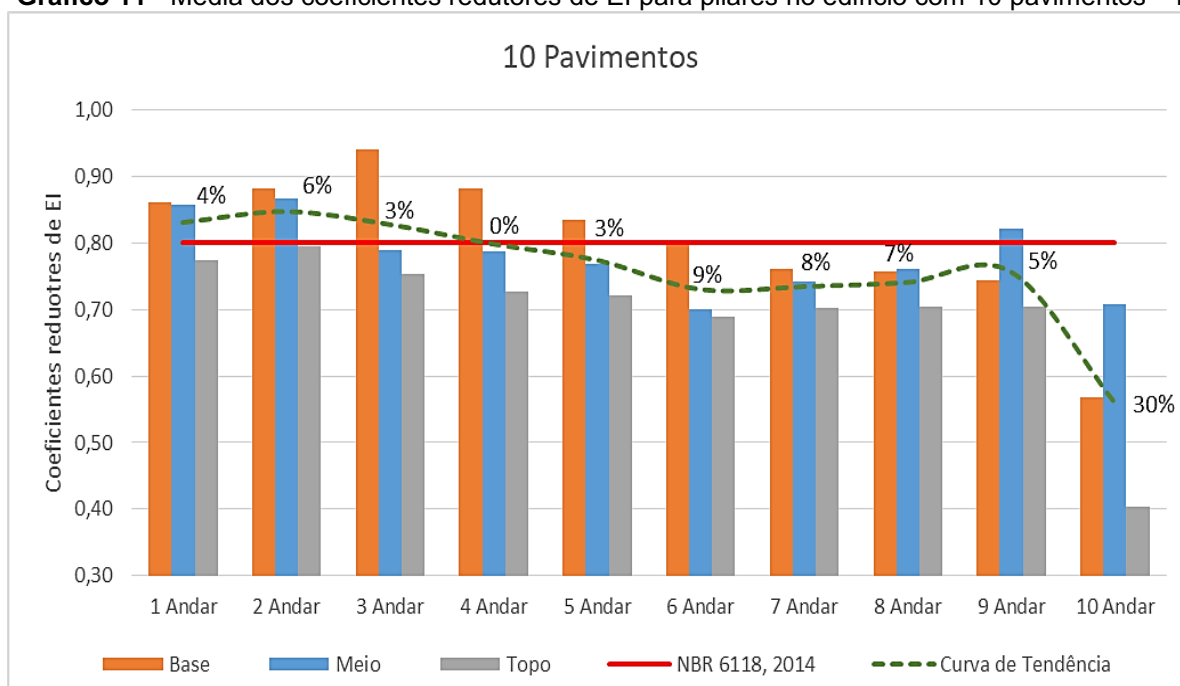
Gráfico 10 - Variação dos coeficientes redutores de EI para “base, meio e topo” no edifício com 9 pavimentos – E1



Fonte: a autora (2020).

O Gráfico 10 apresenta resultados similares ao Gráfico 9, evidenciando valores menores dos coeficientes redutores de EI para o topo em todos os andares do edifício. Também se observa uma queda acentuada nestes coeficientes para o último pavimento, neste caso, alcançando valores de topo 49,9% menores que o meio do pilar. Nota-se também um ponto de inversão na curva, no 5º andar, no qual os valores de base continuam a diminuir enquanto há um aumento dos valores de topo. Os demais gráficos para outros edifícios com menos pavimentos, do 4º ao 8º pavimento, encontram-se no Anexo A – Parte III.

Ainda analisando os resultados da tabela 4, estes foram destacados no Gráfico 11 para o edifício com 10 pavimentos, e no Gráfico 12 para o edifício com 9 pavimentos. Neste Gráficos, as colunas representam os valores obtidos para os coeficientes redutores de EI considerando as seções esquerda, meio e direita; a curva verde tracejada representa a tendência dos valores obtidos nas análises utilizando a metodologia descrita neste estudo; a linha vermelha representa os valores determinados pela NBR 6118, 2014 para a redução de rigidez EI na utilização do método simplificado; e as porcentagens representam a diferença entre a curva de tendência e o valor utilizado pela NBR 6118, 2014.

Gráfico 11 - Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 10 pavimentos – E1

Fonte: a autora (2020).

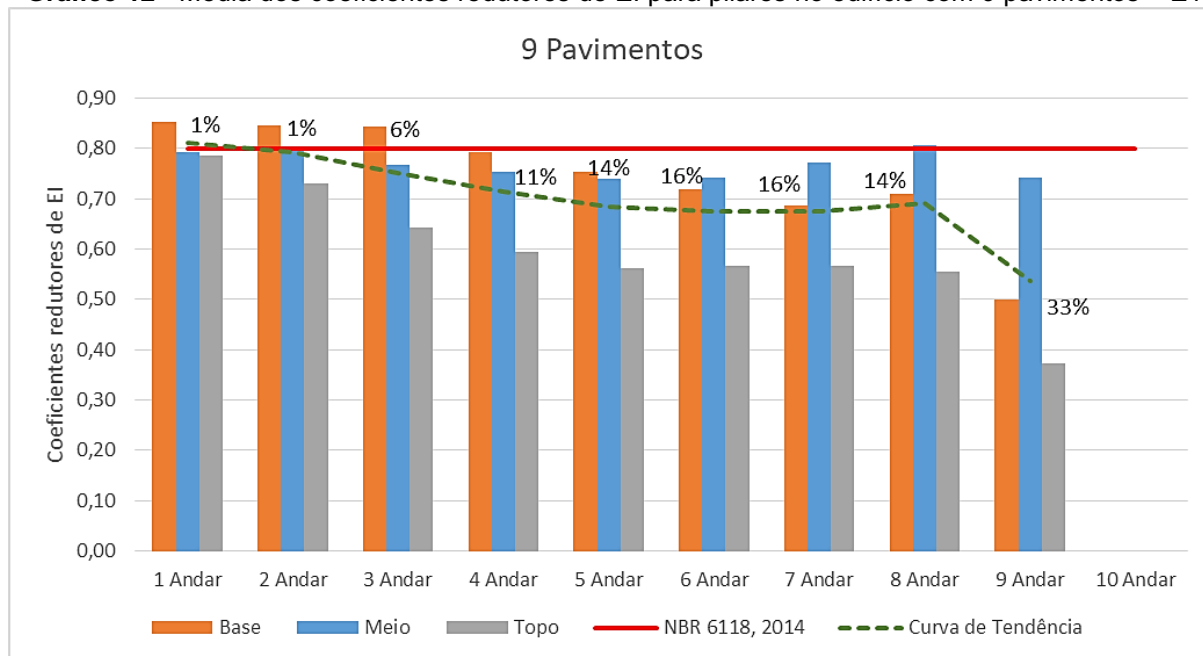
Comparando com o valor estipulado pela NBR 6118, 2014 para o coeficiente redutor de rigidez de 0,8EI para pilares, nota-se através dos resultados encontrados para o edifício com 10 pavimentos menores variações com relação as vigas. Entretanto, constata-se valores acima da NBR 6118, 2014 para os andares iniciais, 1º ao 4º andar, em até 6%; assim a utilização dos valores normativos está a favor da segurança. Para os demais andares, observa-se valores menores que a norma brasileira. E, ainda, como descrito anteriormente, os números apresentados para o último pavimento apresentam uma queda acentuada, alcançando um valor médio 30% menor que o normativo.

Numericamente, no 2º pavimento nota-se um valor médio de coeficiente redutor de EI igual a 0,85, equivalente a um aumento de 6% com relação ao valor normativo; no 6º pavimento destaca-se um valor médio de coeficiente redutor de EI igual a 0,73, equivalente a uma redução de 9% com relação ao valor normativo; e no 10º pavimento destaca-se um valor médio de coeficiente redutor de EI igual a 0,56, equivalente a uma redução de 30% com relação ao valor normativo.

Para os casos em que os valores obtidos nas análises utilizando a metodologia descrita neste estudo, para este edifício, mostraram-se menores do que o coeficiente redutor de rigidez adotado pela NBR 6118, 2014, a utilização dos valores normativos

está contra a segurança. Para os demais casos, a utilização dos valores normativos está a favor da segurança.

Gráfico 12 - Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 9 pavimentos – E1



Fonte: a autora (2020).

Para o edifício com 9 pavimentos, comparando com o valor estipulado pela NBR 6118, 2014 de 0,8EI para pilares, nota-se uma diferença ainda maior para os andares intermediários, com resultados inferiores em até 16%; atingindo valores 33% menores para o último pavimento.

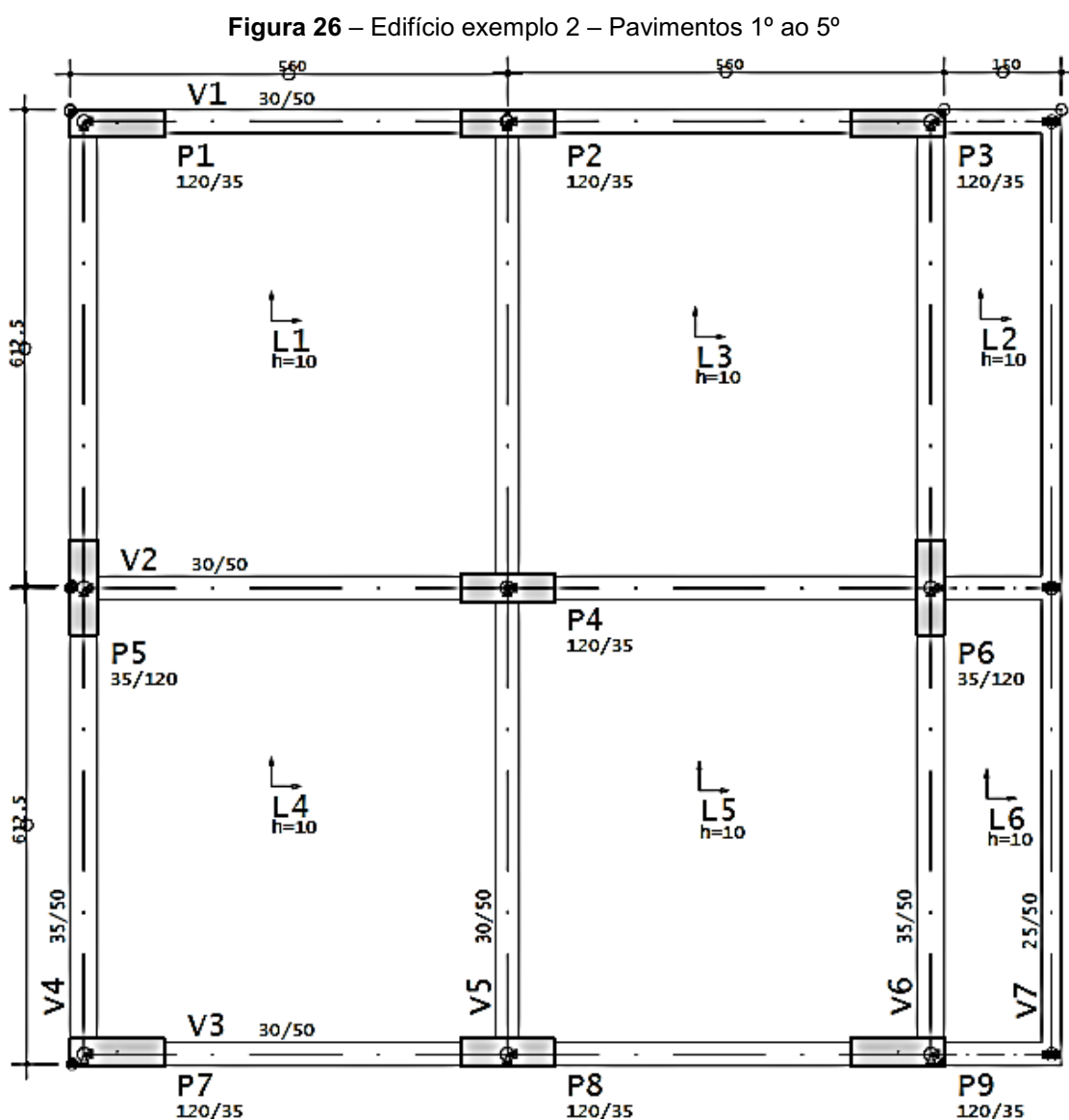
Numericamente, no 6º pavimento constata-se um valor médio de coeficiente redutor de EI igual a 0,68, equivalente a uma redução de 16% com relação ao valor normativo, e no 9º pavimento destaca-se um valor médio de coeficiente redutor de EI igual a 0,54, equivalente a uma redução de 33% com relação ao valor normativo.

Todos os valores obtidos nas análises utilizando a metodologia descrita neste estudo, para este edifício, mostraram-se menores do que o coeficiente redutor de rigidez adotado pela NBR 6118, 2014, igual a 0,8EI. Com isso, para este edifício, no caso da utilização apenas do método simplificado adotado pela NBR 6118, 2014 os valores estariam contra a segurança.

Os demais gráficos para outros edifícios com menos pavimentos, do 4º ao 8º pavimento, encontram-se no Anexo A – Parte IV.

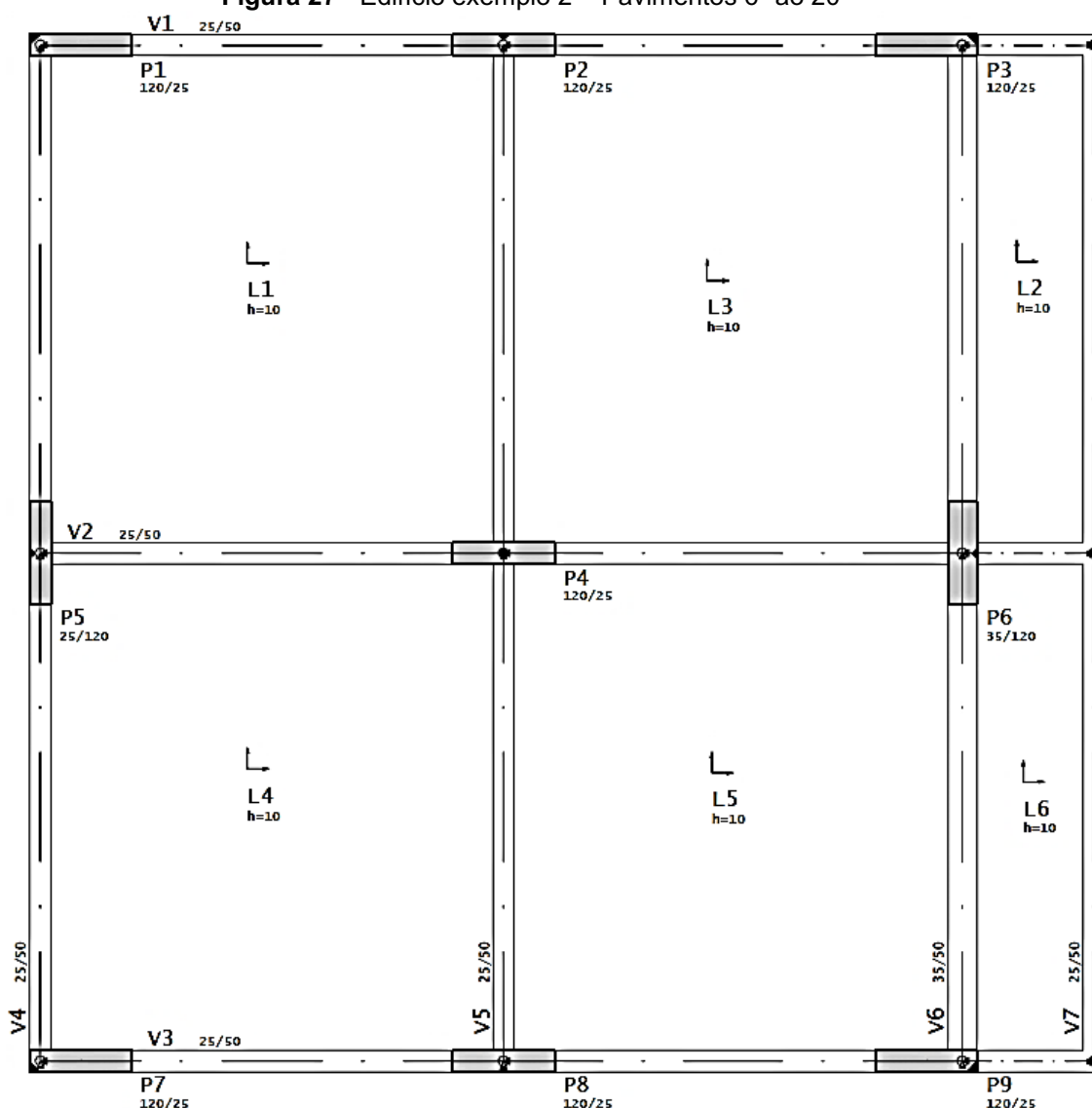
5.2 EDIFÍCIO 2

Neste exemplo foi analisada a influência da não-linearidade física de um edifício de concreto armado de 15 pavimentos com incrementos de 1 pavimento até atingir o número de 20 pavimentos. O pavimento tipo correspondente aos andares 1° ao 5° é ilustrado na Figura 26 e o pavimento tipo para os demais andares é ilustrado na Figura 27. Não foram analisados os edifícios com menos de 15 pavimentos pois estes foram considerados estruturas de nós fixos, conforme Tabela 5.



Fonte: a autora (2020).

Figura 27 - Edifício exemplo 2 – Pavimentos 6° ao 20°



Fonte: a autora (2020).

Estão indicados na tabela 5 os valores de γ_z , RM2RM1 e dos deslocamentos horizontais de topo, nas direções básicas de vento (0° a 180° e 90° a 270°), que influenciam na estabilidade global do edifício.

Tabela 5 – Parâmetros de Estabilidade Global – Edifício 2

Quantidade de pavimentos	Estabilidade Global						
	α	γ_z	FAVt	RM2RM1	Deslocamento horizontais		Classificação da estrutura
					$0^\circ - 180^\circ$	$90^\circ - 270^\circ$	
15 Pavimentos	0,77	1,11	1,11	1,11	1,94	3,94	Nós fixos
16 Pavimentos	0,80	1,12	1,12	1,12	2,20	4,67	Nós móveis
17 Pavimentos	0,84	1,13	1,13	1,13	2,60	5,49	Nós móveis
18 Pavimentos	0,88	1,14	1,14	1,14	3,05	6,40	Nós móveis
19 Pavimentos	0,92	1,16	1,16	1,16	3,56	7,59	Nós móveis
20 Pavimentos	0,96	1,17	1,17	1,17	4,13	8,48	Nós móveis

Fonte: a autora (2020).

O coeficiente FAVt, conforme explicitado anteriormente, tem seu valor calculado com a consideração dos deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais, assim o resultado final passa a depender da magnitude das forças horizontais atuantes na estrutura, sendo nesta simulação apenas a carga do vento. O coeficiente γ_z , conforme explicitado anteriormente, não considera os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais. Neste edifício, os valores de γ_z e FAVt são iguais pois a magnitude do vento não foi um fator capaz de provocar alterações nos valores do coeficiente FAVt.

O mesmo procedimento descrito para o Edifício 1 foi seguido para o Edifício 2, as análises e resultados encontram-se na sequência.

5.2.1 Análise das vigas

Para a determinação dos novos coeficientes redutores de rigidez à flexão EI, as barras das vigas foram divididas em seis nós e foi executada a mesma metodologia descrita anteriormente. Cada nó resultou em um valor de EI considerando a força atuante, a quantidade de armadura e a geometria da seção no nó. Os resultados encontrados nestes foram compilados em três seções, a fim de simplificar a análise, sem grandes perdas de resultados, denominadas neste trabalho como esquerda, meio e direita, apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas – Edifício 2

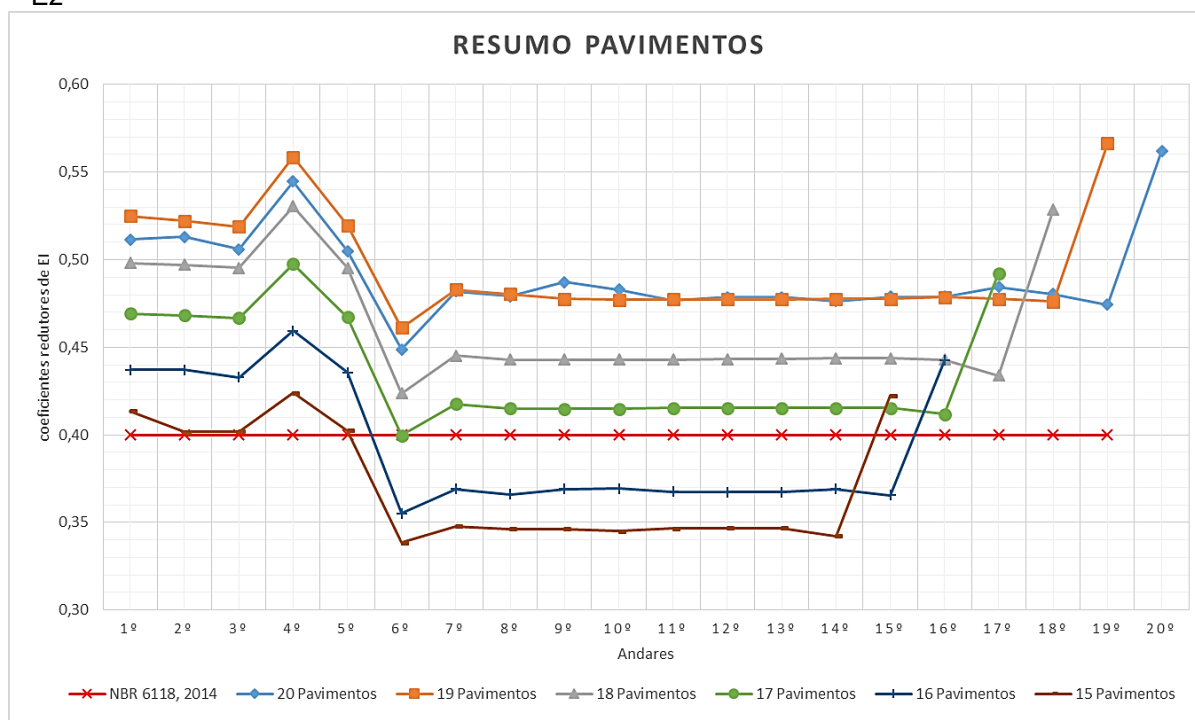
Nº de pavimentos	Localização	Andar																			
		1º	2º	3º	4º	5º	6º	7º	8º	9º	10º	11º	12º	13º	14º	15º	16º	17º	18º	19º	20º
20 Pavimentos	Esquerda	0,51	0,50	0,50	0,55	0,50	0,44	0,48	0,48	0,49	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,47	0,60
	Meio	0,57	0,57	0,56	0,59	0,56	0,48	0,51	0,51	0,51	0,51	0,50	0,51	0,51	0,50	0,51	0,51	0,52	0,51	0,51	0,54
	Direita	0,46	0,47	0,46	0,50	0,46	0,43	0,46	0,45	0,46	0,46	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,46	0,45	0,44	0,55
19 Pavimentos	Esquerda	0,53	0,52	0,52	0,56	0,52	0,45	0,48	0,48	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,61	
	Meio	0,57	0,57	0,56	0,60	0,56	0,50	0,52	0,52	0,52	0,51	0,51	0,51	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,54	
	Direita	0,48	0,48	0,47	0,51	0,48	0,43	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,44	0,54	
18 Pavimentos	Esquerda	0,50	0,50	0,50	0,54	0,50	0,42	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,44	0,58		
	Meio	0,53	0,53	0,53	0,56	0,53	0,45	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,46	0,46	0,50		
	Direita	0,46	0,46	0,46	0,49	0,46	0,40	0,42	0,42	0,42	0,41	0,41	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,41	0,51		
17 Pavimentos	Esquerda	0,48	0,48	0,48	0,51	0,48	0,41	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43	0,42	0,55			
	Meio	0,49	0,49	0,49	0,52	0,49	0,41	0,42	0,42	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	0,42	0,44		
	Direita	0,44	0,44	0,43	0,46	0,44	0,39	0,41	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,41	0,40	0,48			
16 Pavimentos	Esquerda	0,44	0,45	0,44	0,47	0,45	0,36	0,39	0,38	0,38	0,39	0,39	0,39	0,39	0,38	0,38	0,50				
	Meio	0,45	0,45	0,45	0,47	0,45	0,35	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,39					
	Direita	0,42	0,42	0,41	0,44	0,42	0,35	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,35	0,44				
15 Pavimentos	Esquerda	0,42	0,42	0,43	0,44	0,42	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,36	0,48					
	Meio	0,39	0,39	0,39	0,41	0,39	0,31	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,33					
	Direita	0,40	0,40	0,39	0,41	0,40	0,33	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,34	0,45					

Fonte: a autora (2020).

Os valores médios para cada pavimento de cada edifício foram compilados no Gráfico 13, no qual a linha vermelha representa os valores adotados pela NBR 6118,

2014; a linha azul claro representa o edifício com 20 pavimentos; a linha laranja representa o edifício com 19 pavimentos; a linha cinza representa o edifício com 18 pavimentos; a linha verde representa o edifício com 17 pavimentos; a linha azul escuro representa o edifício com 16 pavimentos; e a linha marrom representa o edifício com 15 pavimentos.

Gráfico 13 – Resumo dos coeficientes redutores de EI para vigas dos edifícios com 15 a 20 pavimentos – E2

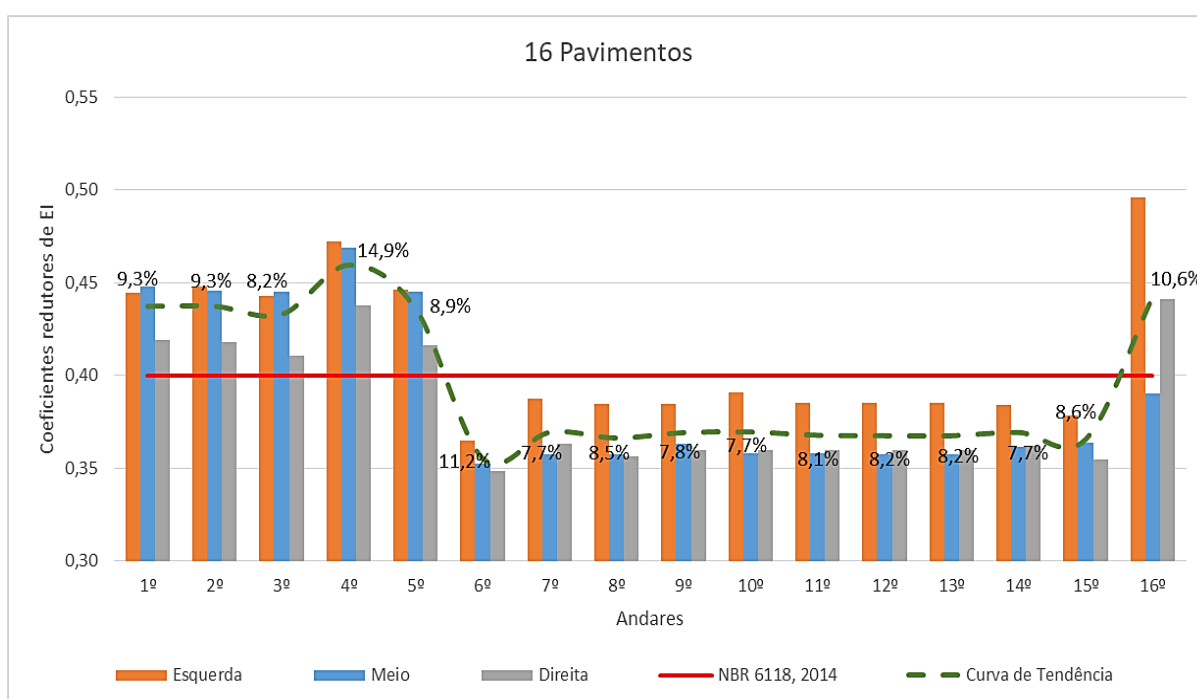


Fonte: a autora (2020).

Evidencia-se que para os edifícios em questão as vigas, de modo geral, apresentam picos de valores nos pavimentos iniciais, 4º e 5º pavimentos, na sequência exibem uma queda acentuada, no 6º pavimento, e após mantem os valores constantes até o último pavimento, no qual ocorre um pico de valor no coeficiente redutor de EI. De modo geral os valores mostram-se acima dos valores adotados pela NBR 6118, 2014, sendo assim a utilização do valor normativo de 0,40 EI para estes casos está a favor da segurança. Os casos desfavoráveis à segurança são os trechos entre o 6º e o penúltimo pavimento dos edifícios com 15 e 16 andares, atingindo valores de 0,34 EI para o 6º pavimento do edifício com 15 andares. Nota-se também uma queda nos valores de EI para os edifícios com menos pavimentos, ou seja, o edifício analisado com 15 pavimentos possui um valor médio de coeficiente redutor de EI para as vigas menor que o edifício com 19 pavimentos.

Para o edifício com 16 pavimentos os valores encontrados na Tabela 6 foram plotados no Gráfico 14, no qual as colunas representam os valores obtidos para os coeficientes redutores de EI considerando as seções esquerda, meio e direita; a curva verde tracejada representa a tendência dos valores obtidos nas análises utilizando a metodologia descrita neste estudo; a linha vermelha representa os valores determinados pela NBR 6118, 2014 para a redução de rigidez EI na utilização do método simplificado; e as porcentagens representam a diferença entre a curva de tendência e o valor utilizado pela NBR 6118, 2014.

Gráfico 14 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 16 pavimentos – E2



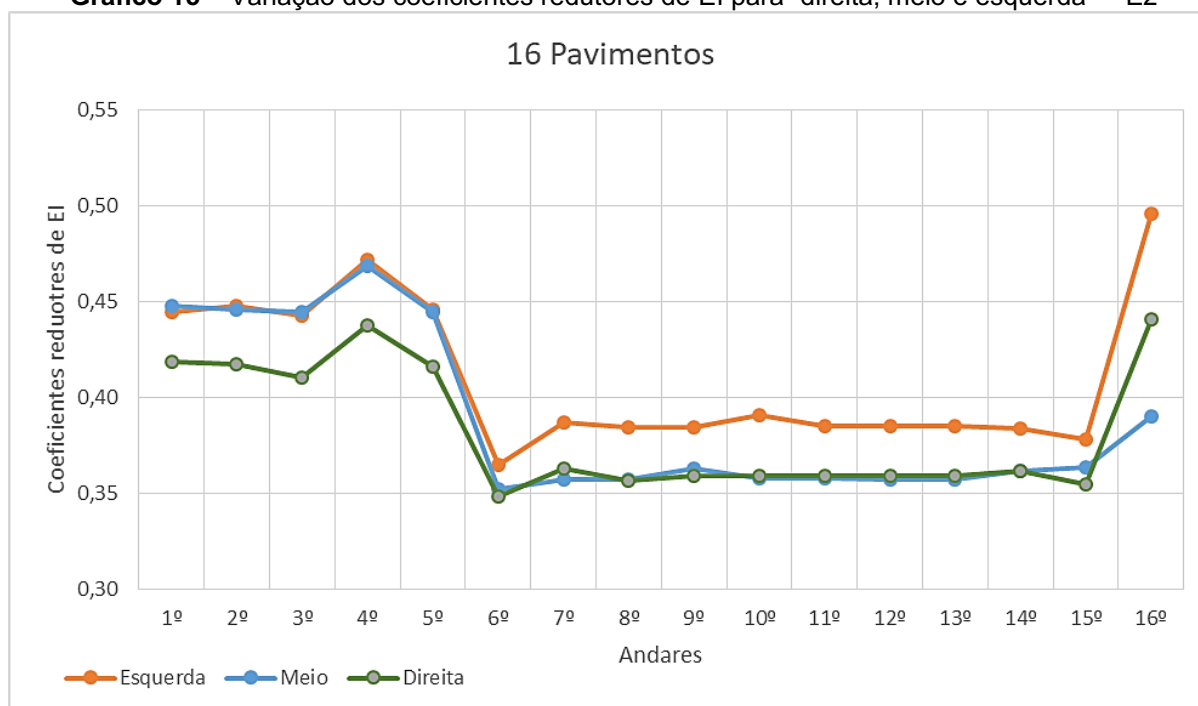
Fonte: a autora (2020).

Comparando com o valor estipulado pela NBR 6118, 2014 de 0,4EI para vigas, nota-se através dos resultados encontrados para o edifício com 16 pavimentos, uma diferença para os andares iniciais de até 14,9% superiores ou a favor da segurança; e valores inferiores ao normativo nos demais pavimentos, ou seja, contra a segurança, de até 11,2%, exceto no último pavimento. Os demais gráficos para outros edifícios com menos pavimentos encontram-se no Anexo B – Parte I.

Ainda analisando os resultados da Tabela 6, observando a divisão dos valores nas três categorias, constata-se que diferentemente dos valores encontrados no edifício 1, no qual os valores para o meio da viga eram quase sempre menores que os demais valores, que neste caso os valores da direita mostram-se menores nos

pavimentos iniciais, 1º ao 6º pavimento, e na sequência os valores da esquerda mostram-se superiores para os demais pavimentos, conforme pode ser observado no Gráfico 15 para o edifício com 16 pavimentos. O mesmo comportamento foi observado para os demais edifícios com diferentes números de pavimentos, cujos gráficos encontram-se no Anexo B – Parte II.

Gráfico 15 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” – E2



O mesmo entendimento do edifício 1 para os andares superiores foi observado nesta análise, no qual observa-se que os valores dos coeficientes redutores de EI são menores nestes andares, 6º ao 15º andar, onde o nível de solicitação da estrutura é menor, conforme observado no Gráfico 15.

5.2.2 Análise dos pilares

A metodologia aplicada anteriormente para as vigas foi utilizada também para a determinação dos novos coeficientes redutores de rigidez à flexão EI para os pilares. Cada nó resultou em um valor de coeficiente redutor de EI considerando a força atuante, a quantidade de armadura e a geometria da seção no nó. Os resultados encontrados nestes nós foram compilados em três seções, a fim de simplificar a

análise, sem grandes perdas de resultados, denominadas neste trabalho como base, meio e topo, apresentados na Tabela 7.

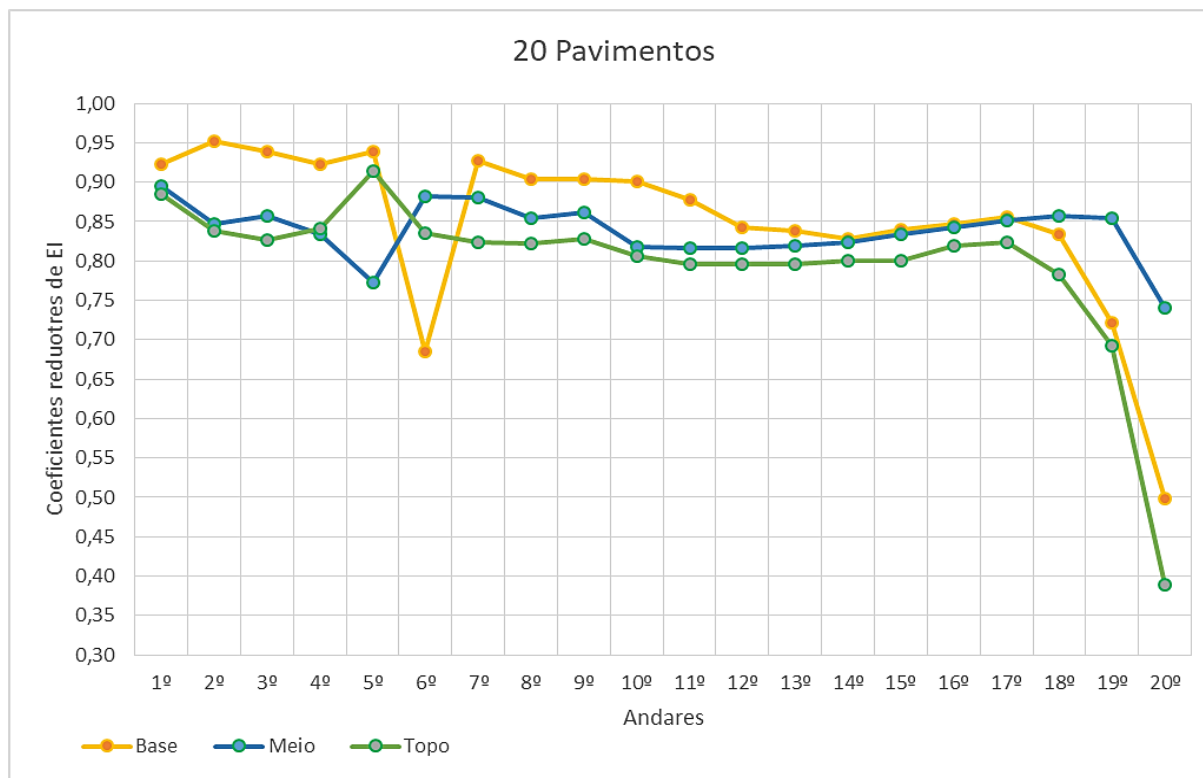
Tabela 7 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares – Edifício 2 Andar

<i>Nº de pavimentos</i>	<i>Localização</i>	1º	2º	3º	4º	5º	6º	7º	8º	9º	10º	11º	12º	13º	14º	15º	16º	17º	18º	19º	20º
20 Pavimentos	Base	0,92	0,95	0,94	0,92	0,94	0,69	0,93	0,90	0,90	0,90	0,88	0,84	0,84	0,83	0,84	0,85	0,86	0,83	0,72	0,50
	Meio	0,90	0,85	0,86	0,83	0,77	0,88	0,88	0,85	0,86	0,82	0,82	0,82	0,82	0,82	0,83	0,84	0,85	0,86	0,85	0,74
	Topo	0,89	0,84	0,83	0,84	0,91	0,84	0,82	0,82	0,83	0,81	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,82	0,82	0,78	0,69
19 Pavimentos	Base	0,97	0,94	0,94	0,93	0,93	0,70	0,93	0,91	0,91	0,90	0,86	0,85	0,85	0,85	0,85	0,86	0,84	0,71	0,50	
	Meio	0,89	0,87	0,89	0,83	0,87	0,89	0,86	0,84	0,84	0,81	0,82	0,83	0,83	0,83	0,84	0,85	0,86	0,86	0,71	
	Topo	0,89	0,86	0,85	0,83	0,88	0,86	0,83	0,83	0,83	0,80	0,80	0,80	0,80	0,81	0,82	0,83	0,79	0,72	0,39	
18 Pavimentos	Base	0,93	0,93	0,92	0,90	0,84	0,71	0,92	0,91	0,86	0,85	0,85	0,84	0,84	0,84	0,85	0,84	0,72	0,49		
	Meio	0,87	0,85	0,86	0,80	0,88	0,88	0,84	0,81	0,80	0,81	0,83	0,83	0,83	0,84	0,85	0,86	0,86	0,74		
	Topo	0,86	0,84	0,82	0,74	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,80	0,81	0,80	0,81	0,82	0,83	0,80	0,72	0,38		
17 Pavimentos	Base	0,93	0,93	0,90	0,88	0,82	0,69	0,88	0,87	0,85	0,84	0,83	0,83	0,84	0,85	0,84	0,73	0,50			
	Meio	0,87	0,83	0,86	0,80	0,87	0,85	0,83	0,83	0,81	0,82	0,83	0,83	0,84	0,85	0,86	0,86	0,74			
	Topo	0,85	0,82	0,81	0,73	0,88	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,81	0,82	0,83	0,80	0,72	0,38			
16 Pavimentos	Base	0,92	0,90	0,86	0,86	0,82	0,82	0,85	0,85	0,84	0,83	0,84	0,84	0,85	0,84	0,73	0,50				
	Meio	0,83	0,82	0,84	0,81	0,82	0,80	0,80	0,82	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85	0,86	0,86	0,74				
	Topo	0,81	0,80	0,79	0,81	0,79	0,79	0,79	0,79	0,80	0,80	0,81	0,82	0,83	0,79	0,72	0,38				
15 Pavimentos	Base	0,87	0,87	0,85	0,85	0,86	0,91	0,82	0,83	0,84	0,84	0,84	0,85	0,84	0,73	0,50					
	Meio	0,80	0,81	0,74	0,82	0,87	0,84	0,81	0,79	0,82	0,83	0,84	0,85	0,86	0,86	0,75					
	Topo	0,89	0,79	0,79	0,81	0,83	0,79	0,79	0,79	0,80	0,81	0,82	0,83	0,79	0,72	0,40					

Fonte: a autora (2020).

Constata-se na Tabela 7, observando a divisão dos valores nas três categorias, que os valores para o topo dos pilares são sempre menores que os demais valores, assim como na análise do edifício 1, conforme pode ser observado para o edifício com 20 pavimentos no Gráfico 16.

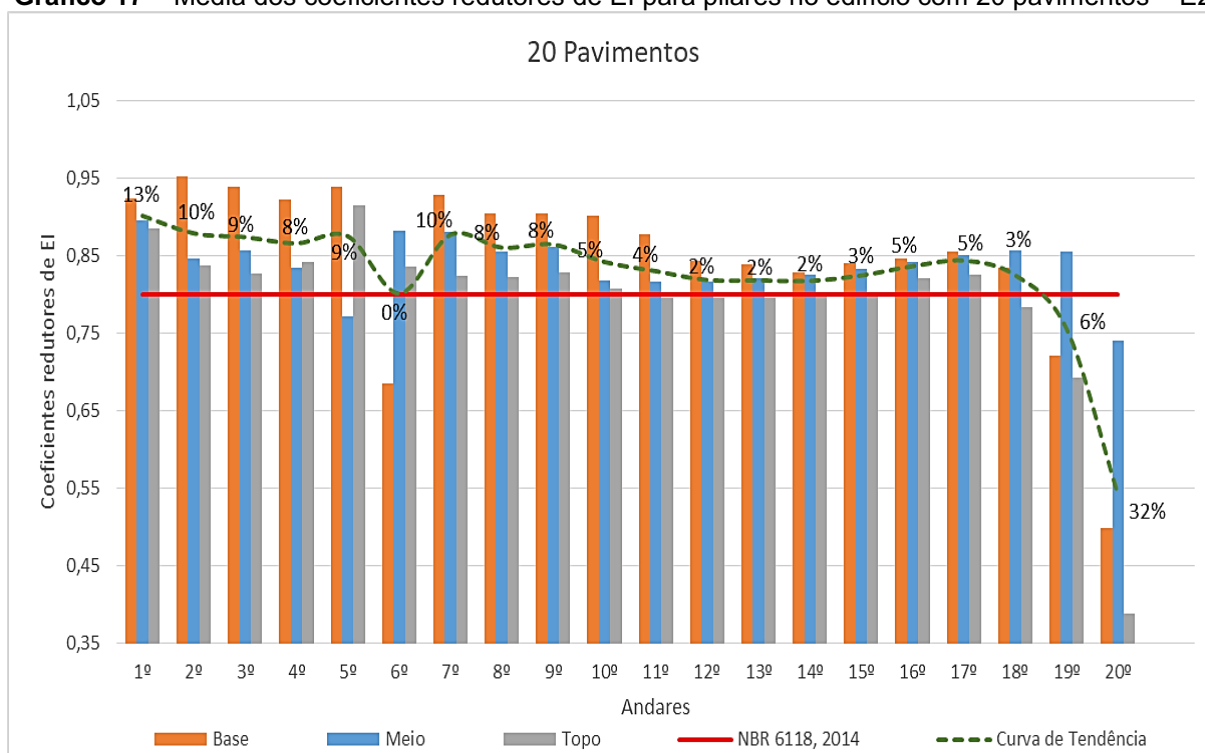
Gráfico 16 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “base, meio e topo” no edifício com 20 pavimentos – E2



Fonte: a autora (2020).

Através do Gráfico os valores menores do coeficiente redutor de EI para o topo, linha em verde, ficam mais evidentes. Observa-se também uma queda acentuada nos valores de EI para o último pavimento. Nota-se uma grande diferença de valores entre base e topo principalmente nos andares iniciais e intermediários, 2º andar ao 11º andar. Constata-se também uma queda de valores de base apenas no 6º andar, o que se confirmou nos demais edifícios analisados, apresentados no Anexo B – Parte III.

Ainda analisando os resultados da Tabela 7 estes foram plotados no Gráfico 17 para o edifício com 20 pavimentos, no qual as colunas representam os valores obtidos para os coeficientes redutores de EI considerando as seções esquerda, meio e direita; a curva verde tracejada representa a tendência dos valores obtidos nas análises utilizando a metodologia descrita neste estudo; a linha vermelha representa os valores determinados pela NBR 6118, 2014 para a redução de rigidez EI na utilização do método simplificado; e as porcentagens representam a diferença entre a curva de tendência e o valor utilizado pela NBR 6118, 2014.

Gráfico 17 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 20 pavimentos – E2

Comparando com o valor estipulado pela NBR 6118, 2014 de 0,8EI para pilares, nota-se através dos resultados encontrados para o edifício com 20 pavimentos menores variações com relação as vigas. Entretanto, constata-se valores acima da NBR 6118, 2014 para quase todos os andares, em até 13%; assim a utilização dos valores normativos está a favor da segurança. A utilização do coeficiente normativo está contra a segurança apenas nos dois últimos pavimentos, nos quais é possível observar uma queda acentuada dos valores dos coeficientes redutores de EI. Os demais gráficos para outros edifícios com menos pavimentos encontram-se no Anexo B – Parte IV.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve o objetivo principal de investigar a não linearidade física na análise estrutural de modelos tridimensionais de concreto armado, estabelecendo um fator de redução de inércia para cada elemento estrutural, considerando a influência do número de pavimentos da edificação e comparar os coeficientes redutores de rigidez obtidos com os valores normativos adotados pela NBR 6118, 2014, contribuindo assim com a comunidade técnica e científica.

Primeiramente foi feita uma revisão dos conceitos relacionados aos parâmetros de instabilidade para a consideração da não-linearidade física e geométrica em projetos e uma revisão bibliográfica. Destaca-se o estudo e os resultados com relação aos coeficientes redutores de rigidez de: Pinto e Ramalho (2002) recomendando 0,5EI para vigas e 0,8EI para pilares; Oliveira (2007) recomendando 0,4EI para vigas e 0,8EI para pilares; e Araújo (2010) recomendando 0,35EI para vigas e 0,70EI para pilares.

Em seguida, foi comparado o comportamento de pórticos planos de concreto armado com a consideração das não-linearidades física e geométrica através de uma análise não-linear versus a utilização simplificada das não-linearidades por meio da redução de rigidez dos elementos estruturais de acordo com a NBR 6118, 2014, por meio de pórticos já analisados por outros autores. Nesta análise inicial evidencia-se que as rigidezes nas vigas e principalmente nos pilares podem atingir valores inferiores aos especificados no caso de utilização do método simplificado, e que com isto os efeitos de segunda ordem seriam subestimados por este modelo, ou seja, contra a segurança.

Posteriormente, para estudar de modo mais detalhado as linearidades e não-linearidades, em edifícios usuais de concreto armado, analisando a influência do aumento do número de pavimentos, foi realizada uma análise através do método dos elementos finitos utilizando o programa computacional CAD/TQS.

Para isso, dois edifícios foram dimensionados e verificados, o primeiro com 4 a 10 pavimentos e o segundo com 15 a 20 pavimentos, ambos com incrementos de 1 pavimento e analisados com o auxílio da ferramenta “Pórtico não-linear físico e geométrico – NLFG” o qual utiliza as relações do diagrama momento fletor x curvatura (diagramas $M \times 1/r$), determinando-se assim os novos coeficientes redutores de rigidez à flexão EI para comparação com os valores normativos utilizados na consideração simplificada.

As principais conclusões do trabalho para as vigas são:

- I. Através dos gráficos denominados “Média dos coeficientes redutores de EI para vigas” na análise das vigas do Edifício 1 e 2 observou-se grandes diferenças de valores dos coeficientes redutores de rigidez EI para estas seções nas vigas. O primeiro edifício, E1, apresentou valores menores de rigidez para “meio”, enquanto o segundo edifício, E2, apresentou valores menores para “direita”. Assim, não foi possível estabelecer um padrão para essas seções baseados na análise de apenas dois edifícios;
- II. Ainda nestes gráficos, o primeiro edifício, E1, apresentou valores superiores aos coeficientes adotados pela NBR 6118, 2014, para os andares iniciais, assim a utilização dos valores normativos está a favor da segurança, e valores menores que a norma brasileira para os demais pavimentos, ou seja, valores contra a segurança. No segundo edifício analisado, E2, o mesmo padrão se repetiu;
- III. Ainda analisando os gráficos denominados “Resumo dos valores de EI para vigas” observou-se uma queda nos valores de rigidezes nas vigas de acordo com a diminuição do número de pavimentos para ambos os edifícios analisados. Concluindo que os valores de EI obtidos após a análise de segunda ordem podem ser inferiores aos valores normativos da NBR 6118, 2014 para as vigas, principalmente em edifícios com poucos pavimentos, com isso a utilização dos valores normativos nestes casos pode estar contra a segurança;

As principais conclusões do trabalho para os pilares são:

- I. Na análise dos pilares através dos gráficos denominados “Variação dos coeficientes redutores de EI para base, meio e topo” observou-se para ambos os edifícios uma queda no último pavimento dos valores encontrados para os coeficientes redutores de EI;
- II. Ainda nestes gráficos, ambos os edifícios apresentaram valores de “topo” menores do que as demais seções denominadas “base” e “meio”. Como em um projeto estrutural normalmente não há variação de

armaduras ao longo do lance do pilar, sugere-se a adoção dos valores encontrados para o “topo” a fim de obter resultados a favor da segurança no dimensionamento estrutural;

- III. Através dos gráficos denominados “Média de valores de EI para pilares” observou-se no primeiro edifício, E1, valores superiores aos coeficientes adotados pela NBR 6118, 2014, para os andares iniciais, assim a utilização dos valores normativos está a favor da segurança, e valores menores que a norma brasileira para os demais pavimentos, ou seja, valores contra a segurança. No segundo edifício, E2, apenas os últimos andares apresentaram valores menores que os indicados pela norma brasileira.

Considera-se que não é fácil estabelecer um valor para o coeficiente redutor de EI baseado apenas na variação do número de pavimentos dos edifícios analisados para as vigas e também para os pilares, corroborando com a conclusão de Pinto e Ramalho (2002): “os valores de EI_{ef} são extremamente influenciados por diversos fatores e só podem ser corretamente avaliados através de uma análise estrutural mais sofisticada.” Porém a análise de segunda ordem das estruturas mostrou-se válida pois diversos casos apresentaram valores inferiores aos normativos, principalmente em edifícios com poucos pavimentos; e também mostrou-se válida para os casos em que a rigidez calculada na análise de segunda ordem está acima da rigidez utilizada na análise de primeira ordem, a fim de otimizar o consumo dos materiais empregados.

Pode se considerar as reduções de inércia iguais a $0,70EI$ para pilares e $0,25EI$ para vigas de edifícios com até 10 pavimentos; e $0,80EI$ para pilares e $0,45EI$ para vigas de edifícios acima de 10 pavimentos, como as mais representativas do comportamento dos edifícios analisados.

Sugere-se para trabalhos futuros a análise da consideração do efeito de escoramento de um pavimento superior sobre um inferior, analisando as fases construtivas da edificação. Recomenda-se também a investigação da queda dos valores referentes aos coeficientes redutores de rigidez apresentada para os últimos pavimentos nos pilares. Sugere-se a análise da variação dos coeficientes redutores de rigidez para os demais casos de carregamento da estrutura.

REFERÊNCIAS

- ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, p. 256. 2014.
- ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, p. 5. 1980.
- ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, p. 15. 2003.
- ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8661: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, p. 66. 1988.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-08: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills. 2007.
- ANSYS, INCORPORATION. **Structural Analysis Guide**. Cannonsburg, 2019.
- ARARIPE, M. A. F. A não linearidade física e geométrica em pórticos planos de concreto armado. 71f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Infra-estrutura Aeronáutica, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José Dos Campos, 1998.
- ARAÚJO, J. M. Avaliação do parâmetro de instabilidade para os edifícios altos. Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande -RS, n. 15, p. 41-53. Abr. 2010.
- BECK, H; KÖNIG, G. Restraining forces in the analysis of tall Buildings. Symposium on Tall Buildings, Proceedings, Pergamon Press, Oxford, 1966.
- BIBLIOTECA VIRTUAL TQS, 2020. Disponível em:
<http://www.tqs.com.br/v14/?p=destaques&q=nlfg>. Acesso em 05 de fevereiro de 2020.
- BRANCO, A. L. L. V. Análise não-linear de pórticos planos, considerando os efeitos do cisalhamento no cálculo de esforços e deslocamentos. 87f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Carlos. São Carlos, 2002.
- BUENO, M. M. E. Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado. 105f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília. Distrito Federal, 2009.
- BUENO, M. M. E. Estudo de valores aproximados de rigidez equivalente para vigas e pilares para análises não-lineares globais em estruturas de concreto armado de pequeno porte. 238 f. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade de Brasília, Brasília, 2014.
- CARMO, R. M. S. Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado. 112f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.
- CARVALHO, R; FIGUEIREDO FILHO, J. Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado. Segundo a NBR 6118:2014. 4a edição. São Carlos: EdUFSCar, 2017.

CARVALHO, M. F. M. S. Formulação corrotacional para análise de vigas com elementos finitos. 71 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Mecânica, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2010.

CRISFIELD, M. A. Non-linear finite element analysis of solids and structures. Chichester: **John Wiley and Sons**, 335 p. 1991. (Volume 1).

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. Design Examples FIP recommendations "Practical design of structural concrete". Bulletin FIB, Lausanne: v. 16. 2002.

CORRÊA, M. R. S. Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios. 342 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Carlos, São Carlos, 1991.

COSTA, C.B. Considerações sobre alguns modelos clássicos para análise estrutural de edifícios de andares múltiplos sujeitos à ação de forças laterais. Belo Horizonte. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, 2003.

DIAS, V. C.; BARBOSA, P. H. M.; BATISTA, H. F. Análise da estabilidade global em edifícios altos de concreto armado. In: XXXVI IBERO-LATIN AMERICAN CONGRESS ON COMPUTATIONAL METHODS IN ENGINEERING, Rio de Janeiro, 2015.

EL-METWALLY, S.E.; CHEN, W.F. Nonlinear behavior of R/C frames. **Computers & Structures**, v. 32, n. 6. p. 1203-1209, 1989.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. Practical assessment of second order effects in tall building. Colloquium on the CEP-FIP MC 90, COPPE/UFPR, Rio de Janeiro, 1991.

FREITAS, F. C.; LUCHI, L. A. R.; FERREIRA, W. G. Global stability analysis of structures and actions to control their effects. Rev. IBRACON Estrut. Materiais, São Paulo, v. 9, n. 2, p. 192-213, 2016. Doi:10.1590/S1983-41952016000200003.

FUSCO, P.B. **Estruturas de concreto - Solicitações normais**. Rio de Janeiro, Ed. Guanabara Dois, 1981, 464p

GELATTI, F. Análise não linear física e geométrica de pórticos planos de concreto armado: modelagem por elementos finitos de barra. 241 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Santa Catarina, 2012.

HEAD, M.; DENNIS, S.; MUTHUKUMAR, S.; NIELSON, B. MACKIE, K. Nonlinear Analysis in Modern Earthquake Engineering Practice. Structural Performance, **Structural Magazine**, março 2014. Disponível em: <https://www.structuremag.org/wp-content/uploads/C-StrucPerformance-Head-Mar141.pdf>. Acesso em: 25 jun. 2019.

IZZUDIN, B. A.; SIYAM, A. A. F. M.; SMITH, D.L. An efficient beamcolumn formulation for 3D reinforced concrete frames. **Computers & Structures**, v. 80, n. 7-8, p.659-676, 2002.

KASSIMALI, A. **Análise Estrutural**. 5ª edição, São Paulo: Cengage Learning, 2010.

KIMURA, A. Não-linearidade física na análise global de edifícios. Disponível em: <<http://www.tqs.com.br/suporte-e-servicos/biblioteca-digital-tqs/54-analiseestrutural/204-nao-linearidade-fisica-na-analise-global-de-edificios>>, 2009. Acesso em: 09 abril 2019.

KUAN, A. et al. The MITC4+ shell element in geometric nonlinear analysis. **Computers & Structures**, v.185, p.1-14, 2019. doi:10.1016/j.compstruc.2019.07.001

KWAK, H.G.; KIM, J.K. Ultimate resisting capacity of slender RC columns. **Computers & Structures**, v.82, n.11-12, p.901-915, 2004.

LIMA, J. S. Verificações da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: Desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas. 225 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Carlos, 2001.

MARIM, M. C; EL DEBS. Contribution to assessing the stiffness reduction of structural elements in the global stability analysis of precast concrete multi-storey buildings. **Revista IBRACON**, v.5, n.3, p. 316-342, 2012. ISSN 1983-4195.

MIRZA, M. S.; HSU, C. T. T.; SEA, C.S.S. Nonlinear analysis of reinforced concrete frames. **Computers & Structures**, v.13, n. 1-3, p. 223-227, 1981.

MONCAYO, W. J. Z. Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado. 221f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

NOGUEIRA, A; LEONEL, E. VENTURINI, W. Modelos para Análise Não-Linear de Estruturas em Concreto Armado usando o Método dos Elementos Finitos. Nono Simpósio de Mecânica Computacional, Universidade Federal de São João Del-Rei, Minas Gerais, 2010.

OLIVEIRA, D. M. Estudo dos processos aproximados utilizados para a consideração das não linearidades física e geométrica na análise global das estruturas de concreto armado. 272 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte, 2007.

OLIVEIRA, D.M. Parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado segundo a nova NBR-6118. Belo Horizonte. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, 2002.

OLIVEIRA, J.C.A. de. Avaliação da Rigidez de Pórticos Tridimensionais de Concreto Armado. 121f. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2009.

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

PINTO, R.S.; RAMALHO, M.A. Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, n.19, p.171-206, 2002.

PINTO, R.S. Análise não-linear das estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado. 130f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

PINTO, R. S. Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado. 108f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

SANCHES, R. M. G. Análise de pórticos de betão armado com elementos finitos híbridos de tensão. 70 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Instituição Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2009.

SHURAIM, A. B. Lateral stiffness of plane reinforced concrete frames. **Computers & Structures**, v.64, p. 771-782, 1997.

SILVA, A. A. E. F. Contribuições ao estudo da não-linearidade física em vigas de concreto armado. Santa Maria. 173f. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2012.

SILVA, R.M. Análise não-linear de pórticos planos de concreto armado: modelagem numérica e avaliação dos métodos aproximados. 289f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1996.

STRAMANDINOLI, R. S. B. Modelos de elementos finitos para análise não linear física e geométrica de vigas e pórticos planos de concreto armado. 209 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - UFSC, Florianópolis, 2007.

TEIXEIRA, M.R.; SOUZA, R.M. Análise não linear física e geométrica de um edifício de múltiplos andares em concreto armado utilizando-se a plataforma OpenSees. In: Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, São Paulo. 2003.

TQS INFORMÁTICA. Manual do usuário: dominando os sistemas CAD/TQS – visão geral e exemplo completo. TQS Informática, v.2, São Paulo, 2009.

VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. **ACI Journal**, v. 83, n. 2, p. 219-231, 1986.

VECCHIO, F. J.; EMARA, M. B. Shear deformations in reinforced concrete frames. **ACI Structural Journal**, v. 89, n. 1, p. 46-56, 1992.

WANG, T.; HSU, T.T.C. Nonlinear finite element analysis of concrete structures using new constitutive models. **Computers & Structures**, v.79, n.32, p.2781-2791, 2001.

WONG, J.M. Effective Stifness for Modeling Reinforced Concrete Structures. Structural Analysis, **Structural Magazine**, janeiro 2016. Disponível em: <https://www.structuremag.org/wp-content/uploads/2016/12/C-StrucAnalysis-Wong-Jan17-1.pdf> Acesso em: 25 jun. 2019.

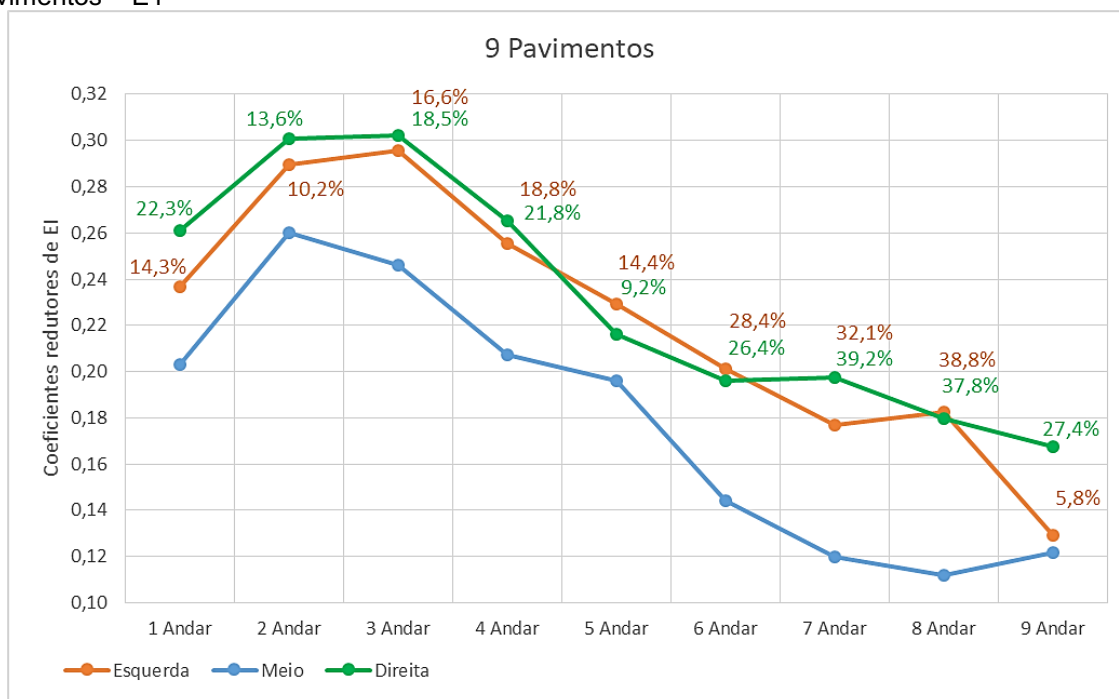
WORDELL, Fernando. Avaliação da instabilidade global de edifícios altos. 2003. 91 f. Dissertação de mestrado - Mestrado Profissionalizante em Engenharia da Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre, RS. 2003.

WYTROVAL, T.; TUCHSCHERER, R. Design of Slender Concrete Columns. Structural Analysis, **Structural Magazine**, janeiro 2013. Disponível em: <https://www.structuremag.org/?p=1005> Acesso em: 18 out. 2019.

ANEXO A – EDIFÍCIO 1

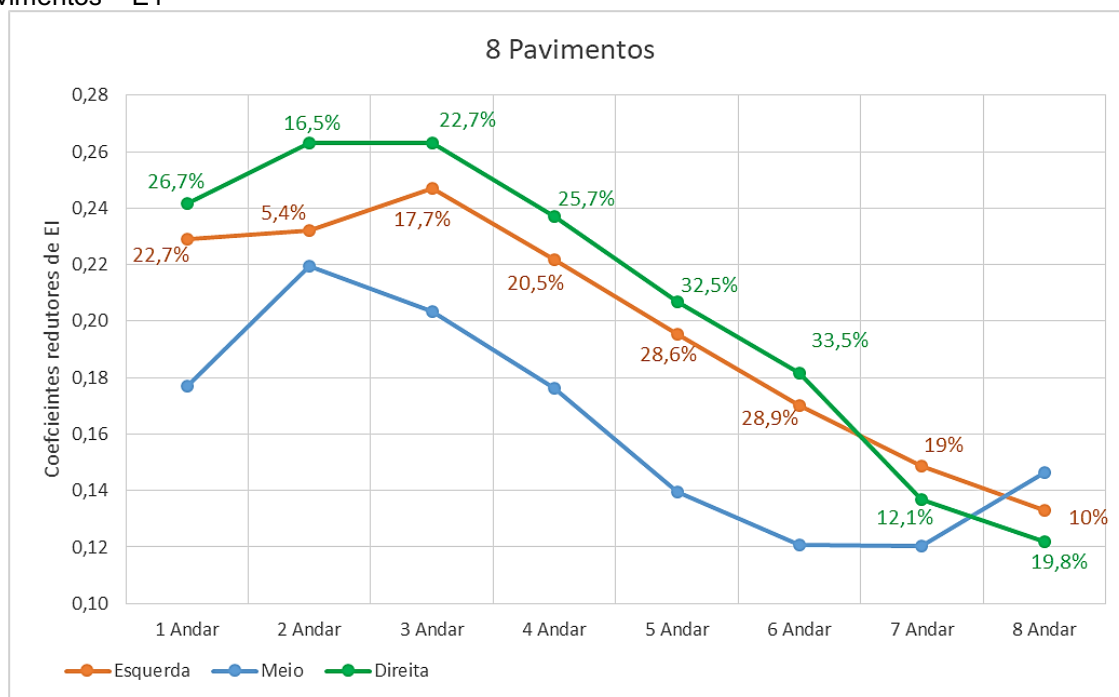
PARTE I – VARIAÇÃO DE VALORES DE EI NAS VIGAS

Gráfico 18 - Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 9 pavimentos – E1



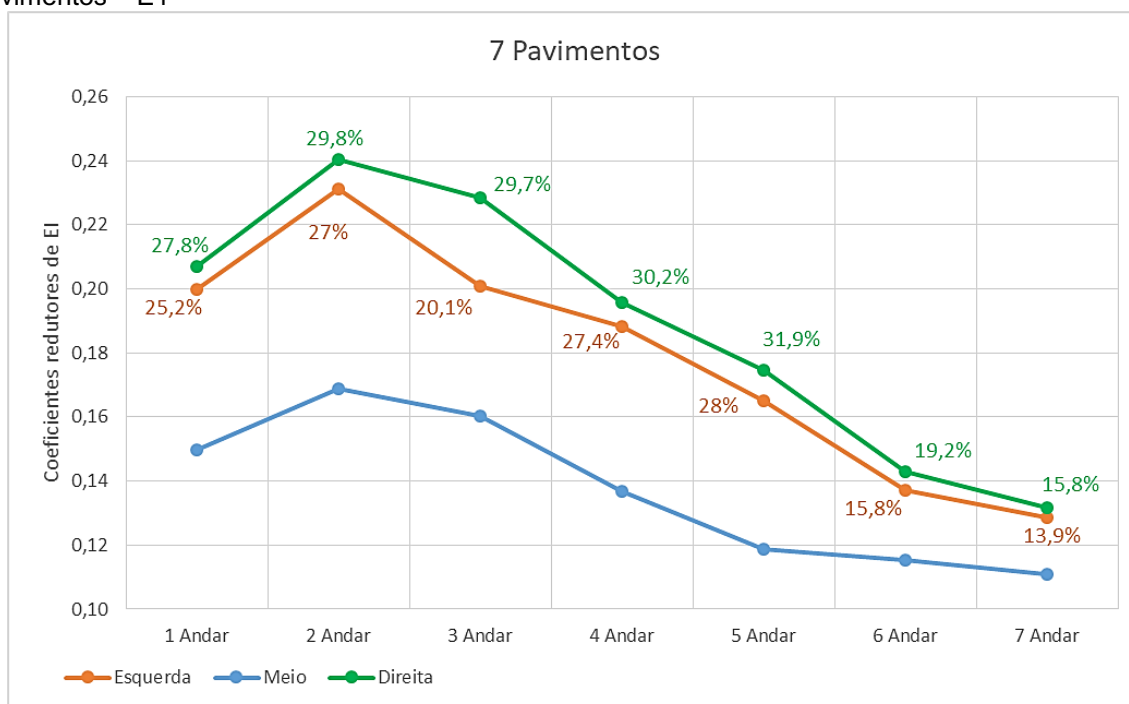
Fonte: a autora (2020).

Gráfico 19 - Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 8 pavimentos – E1



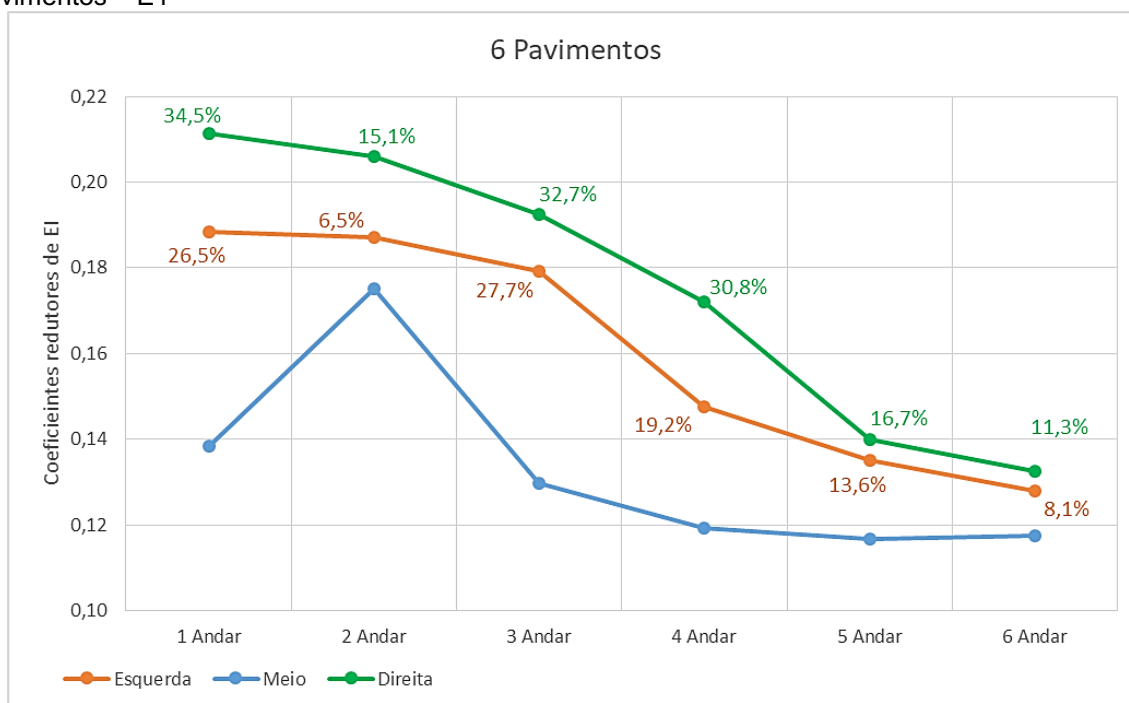
Fonte: a autora (2020).

Gráfico 20 - Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 7 pavimentos – E1



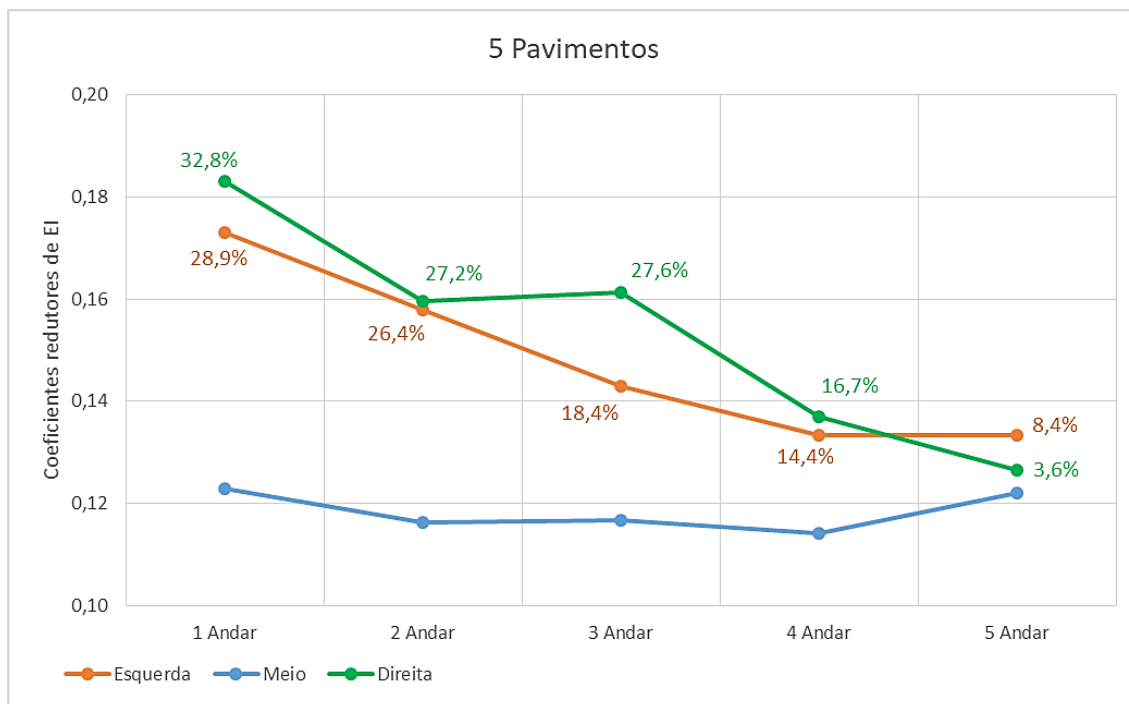
Fonte: a autora (2020).

Gráfico 21 - Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 6 pavimentos – E1



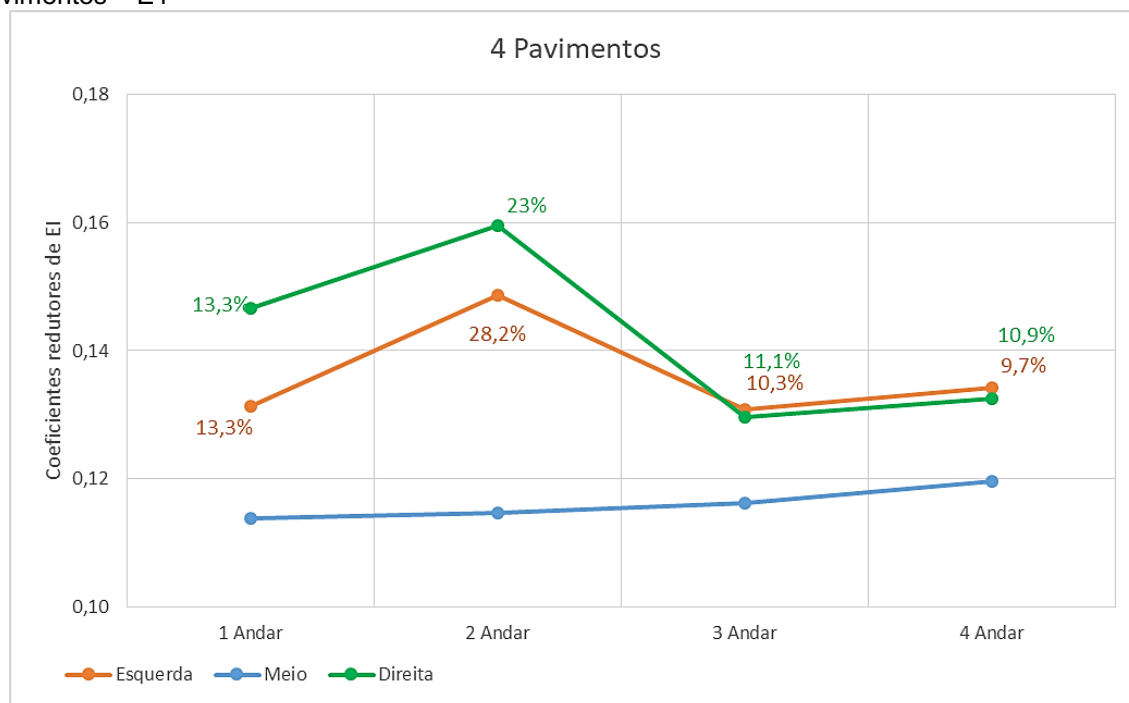
Fonte: a autora (2020).

Gráfico 22 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 5 pavimentos – E1



Fonte: a autora (2020).

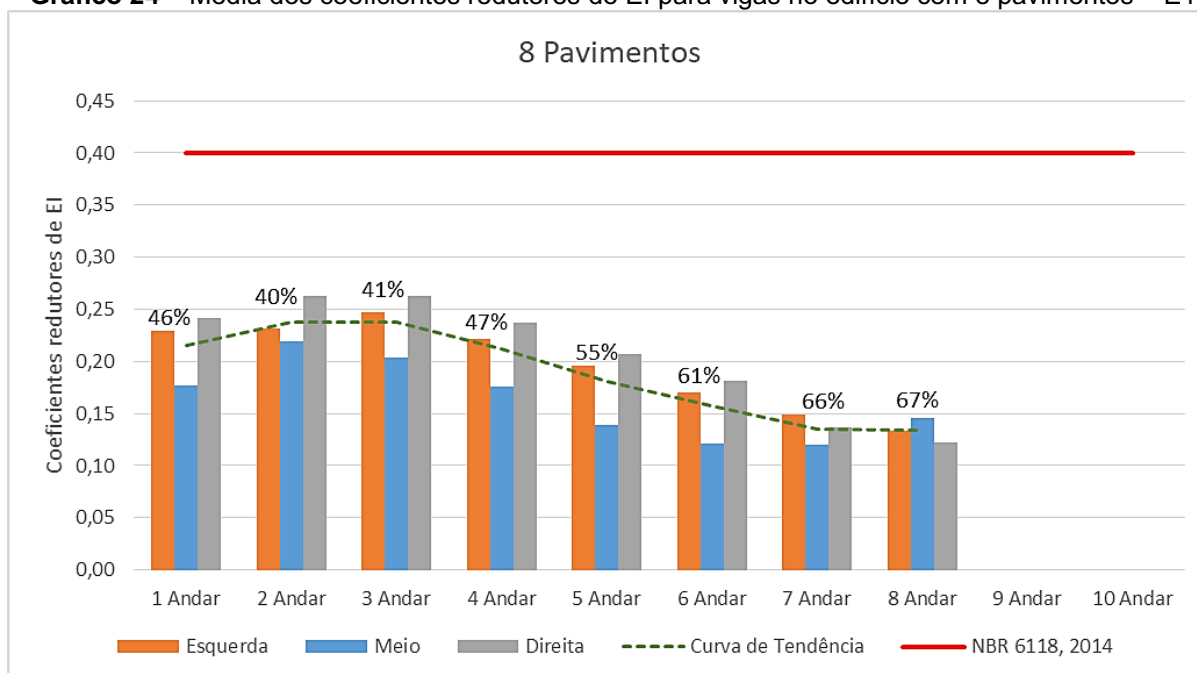
Gráfico 23 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 10 pavimentos – E1



Fonte: a autora (2020).

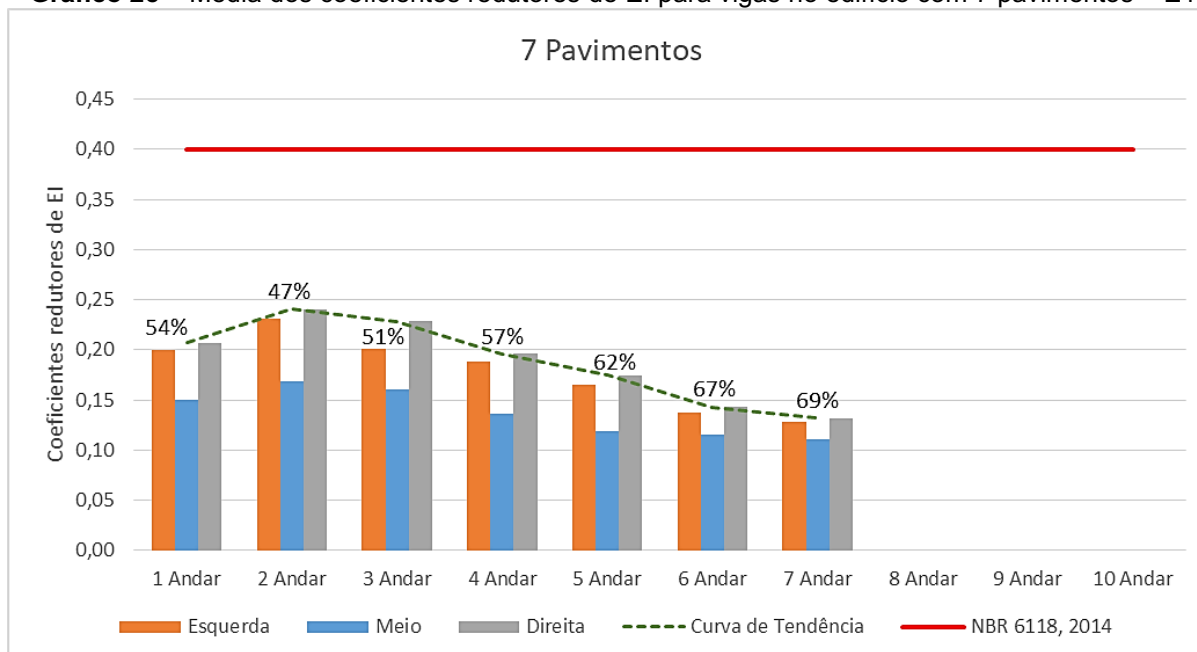
PARTE II – MÉDIA DE VALORES DE EI PARA VIGAS

Gráfico 24 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 8 pavimentos – E1

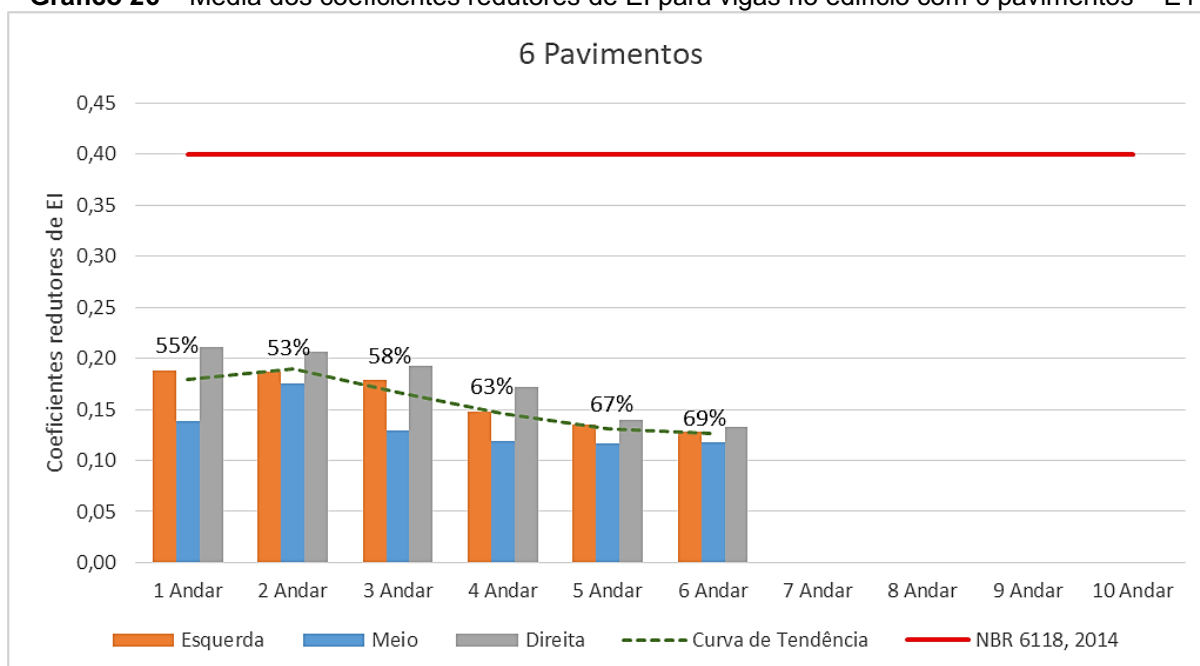


Fonte: a autora (2020).

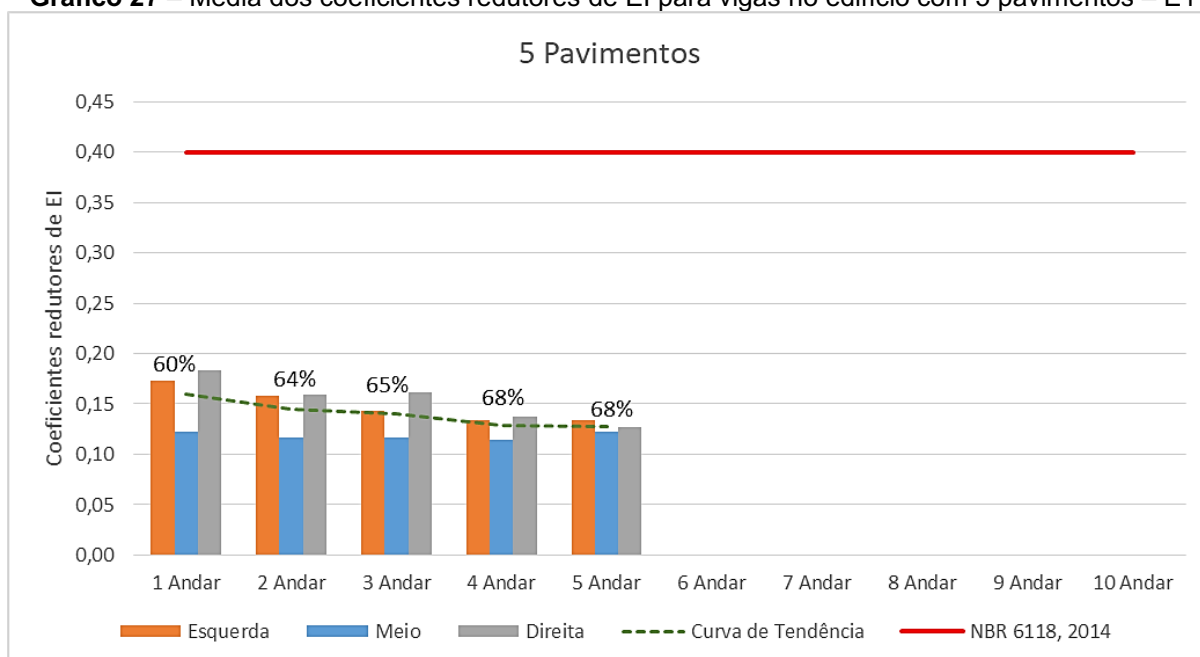
Gráfico 25 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 7 pavimentos – E1



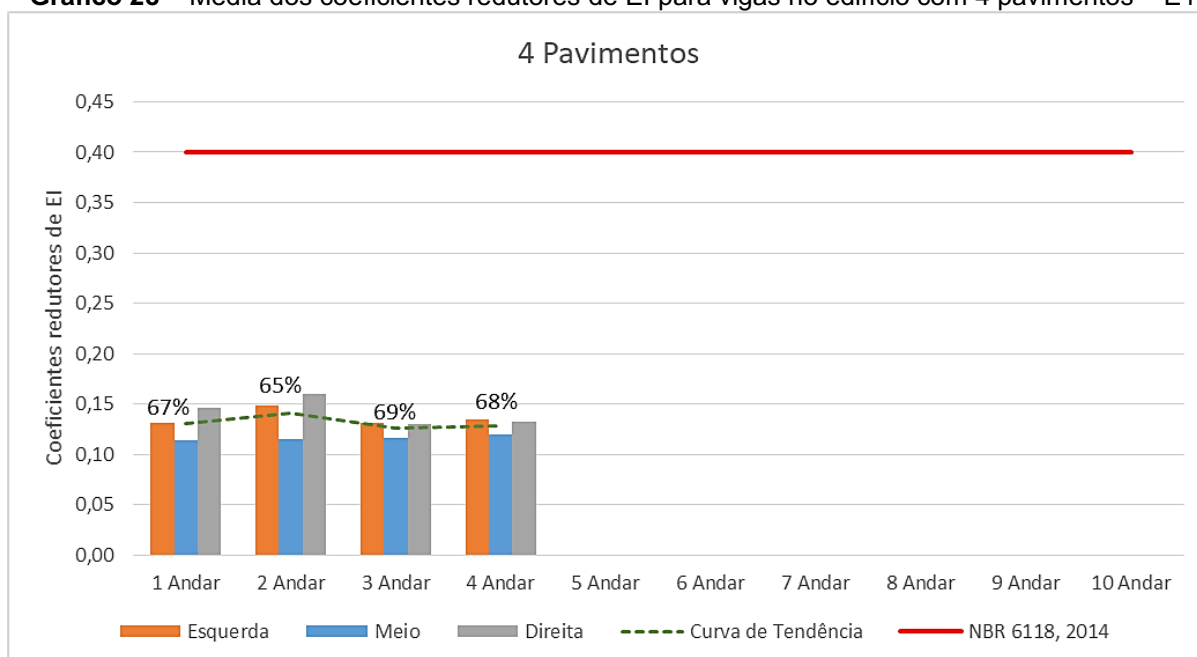
Fonte: a autora (2020).

Gráfico 26 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 6 pavimentos – E1

Fonte: a autora (2020).

Gráfico 27 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 5 pavimentos – E1

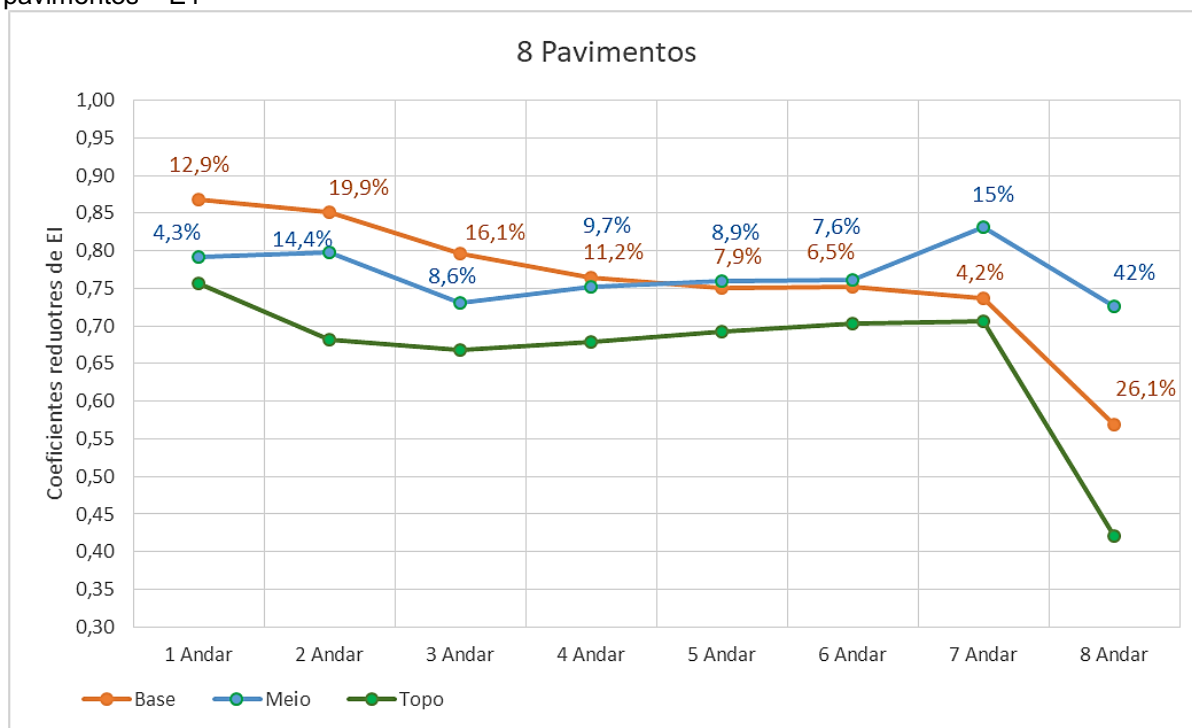
Fonte: a autora (2020).

Gráfico 28 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 4 pavimentos – E1

Fonte: a autora (2020).

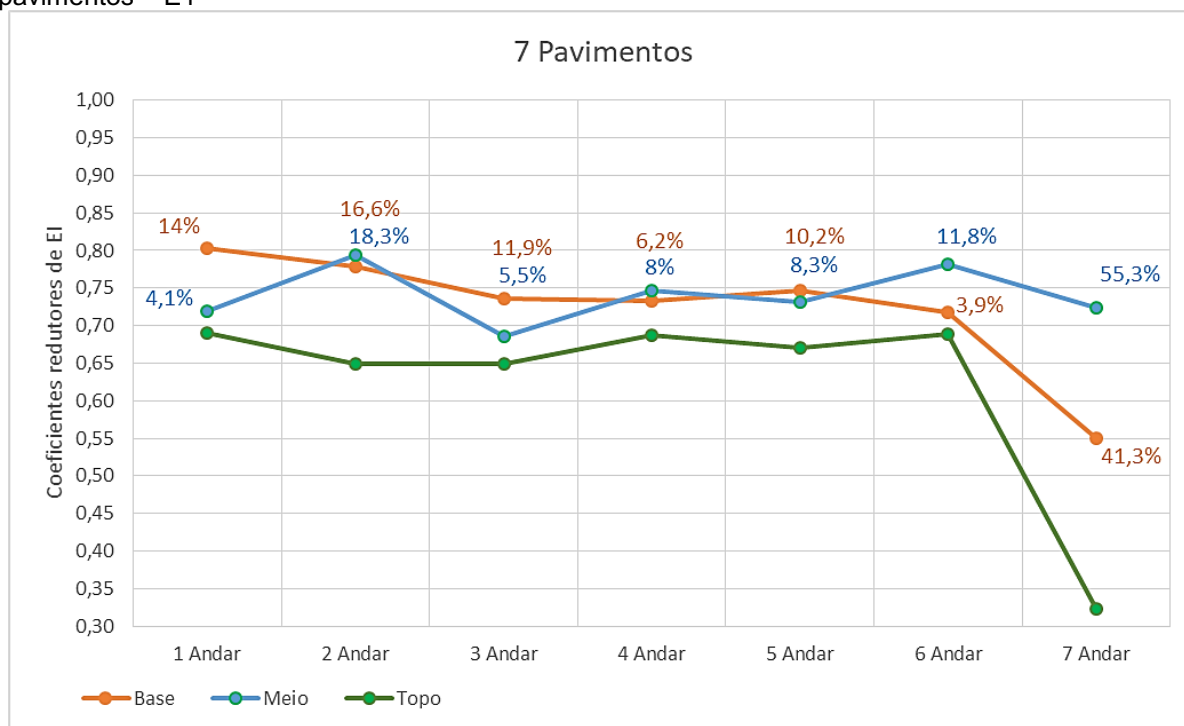
PARTE III – VARIAÇÃO DOS VALORES DE EI PARA PILARES

Gráfico 29 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “base, meio e topo” no edifício com 8 pavimentos – E1



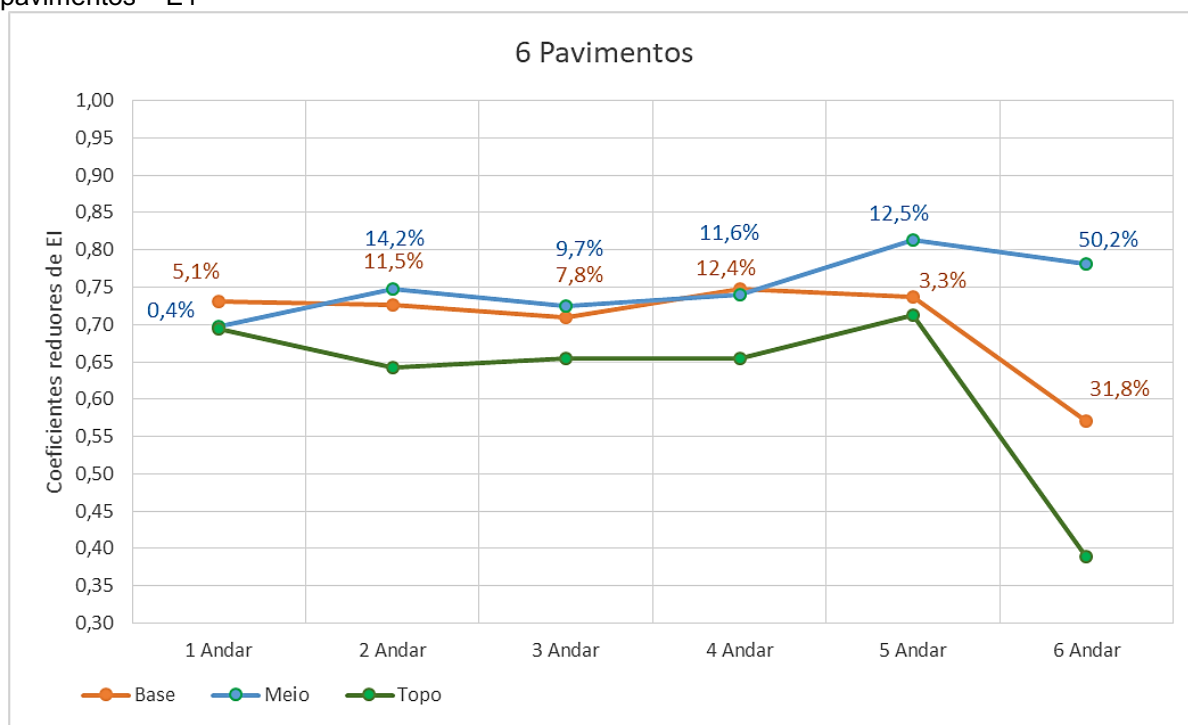
Fonte: a autora (2020).

Gráfico 30 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “base, meio e topo” no edifício com 7 pavimentos – E1



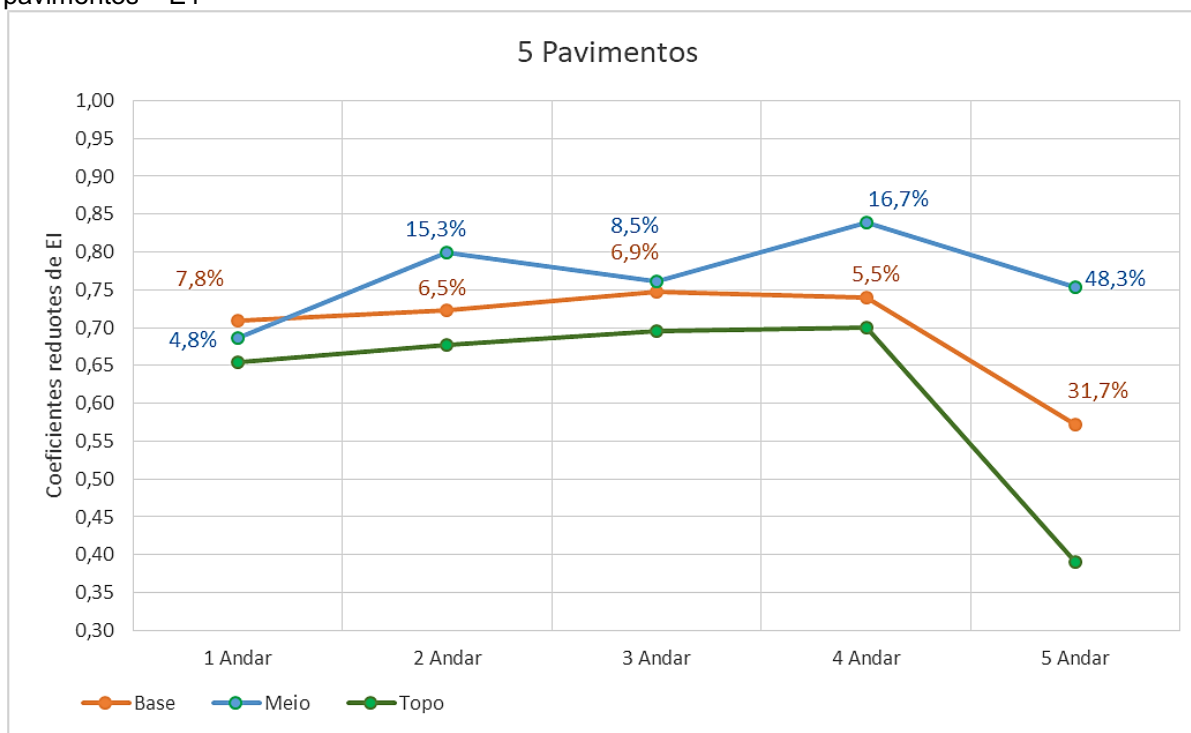
Fonte: a autora (2020).

Gráfico 31 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “base, meio e topo” no edifício com 6 pavimentos – E1



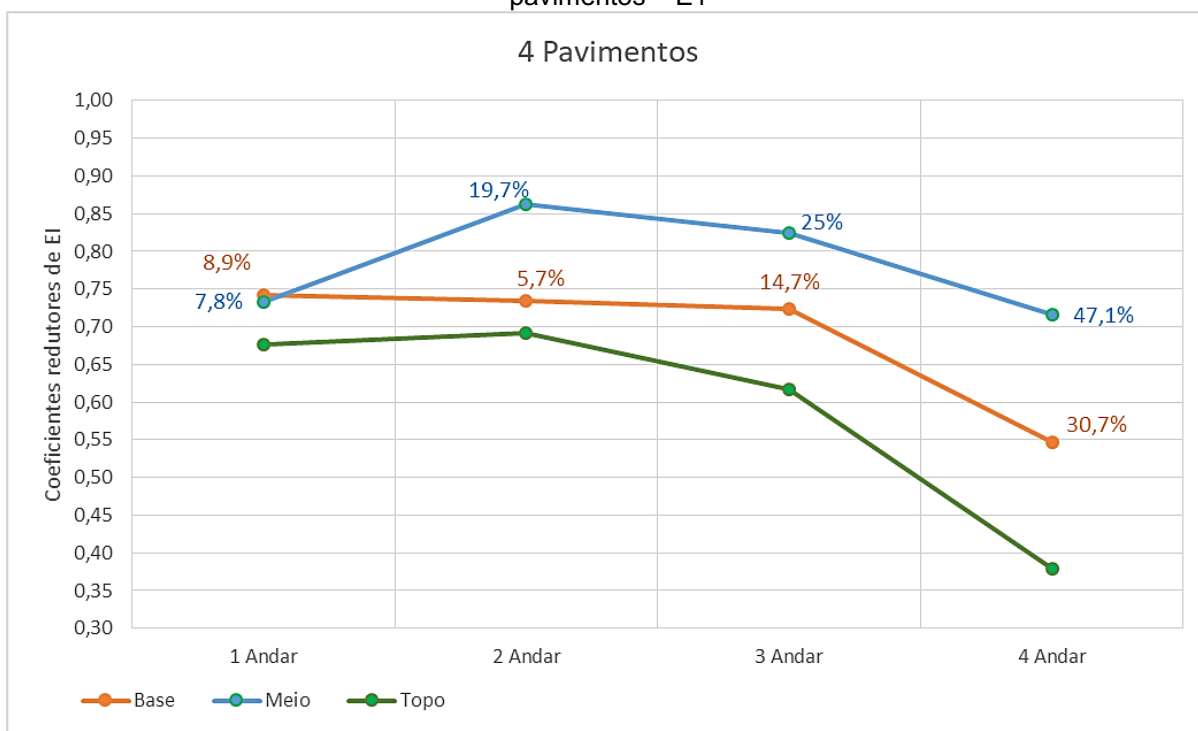
Fonte: a autora (2020).

Gráfico 32 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “base, meio e topo” no edifício com 5 pavimentos – E1



Fonte: a autora (2020).

Gráfico 33 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “base, meio e topo” no edifício com 4 pavimentos – E1



PARTE IV – MÉDIA DE VALORES DE EI PARA PILARES

Gráfico 34 - Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 8 pavimentos – E1

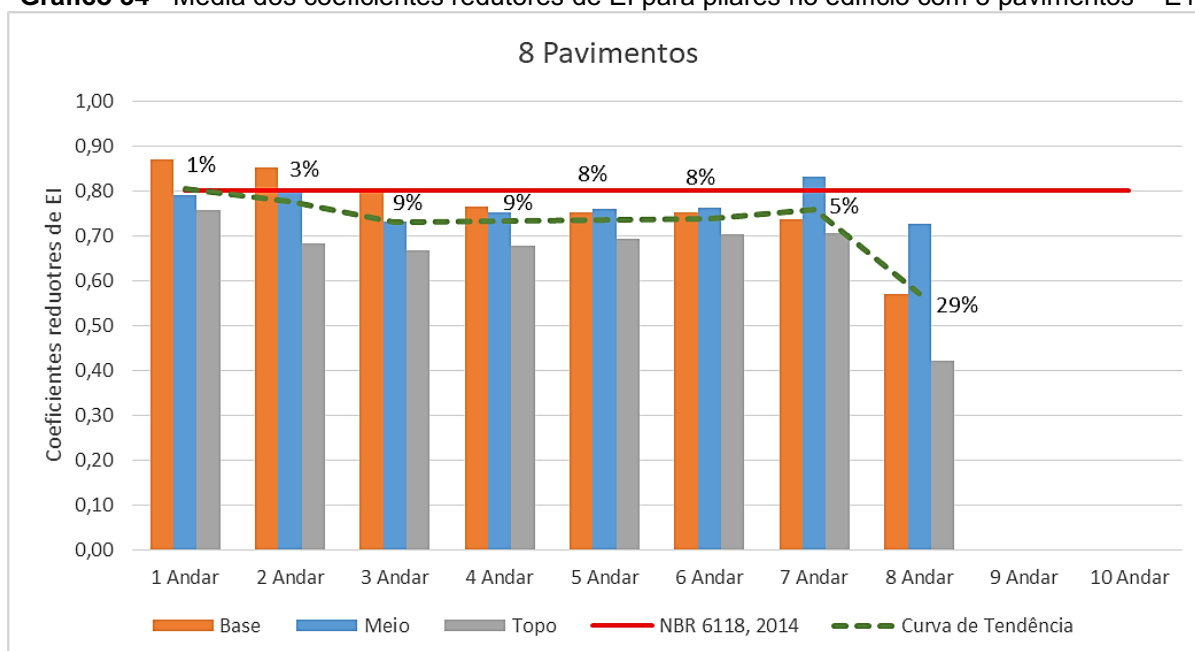


Gráfico 35 - Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 7 pavimentos – E1

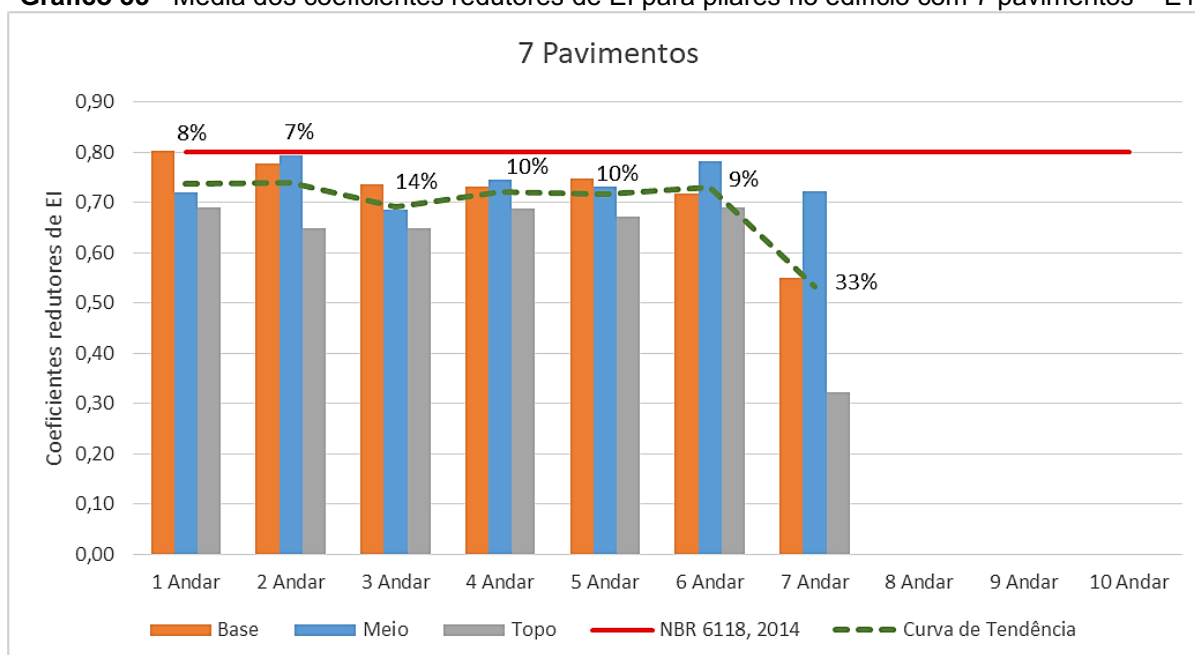


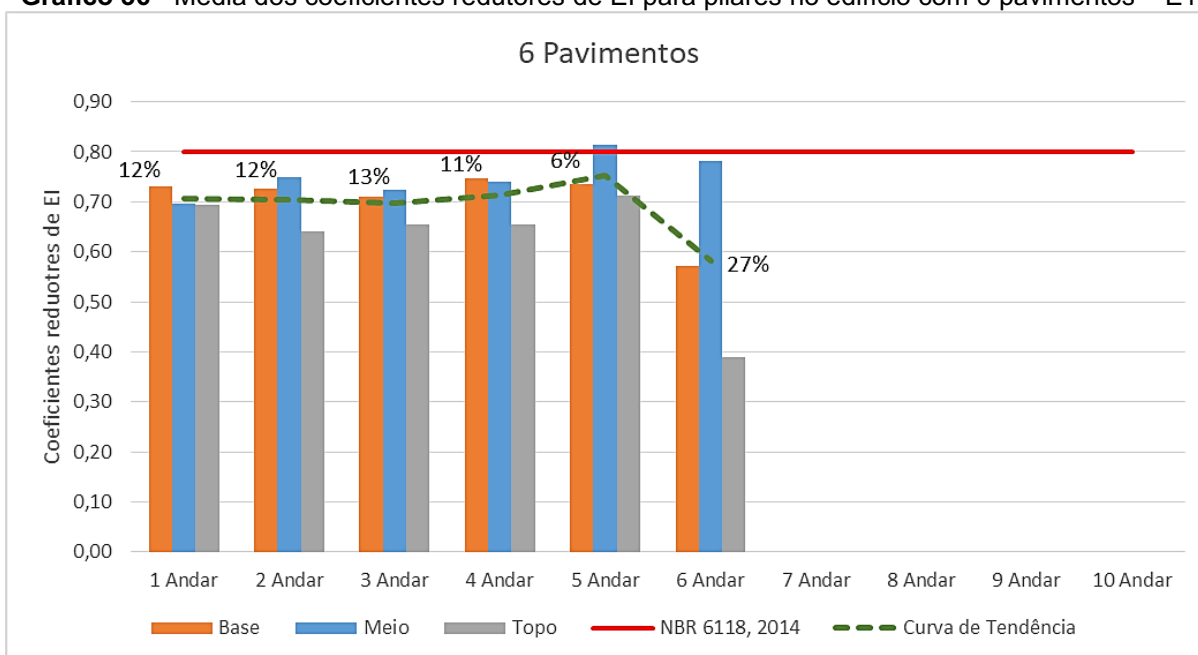
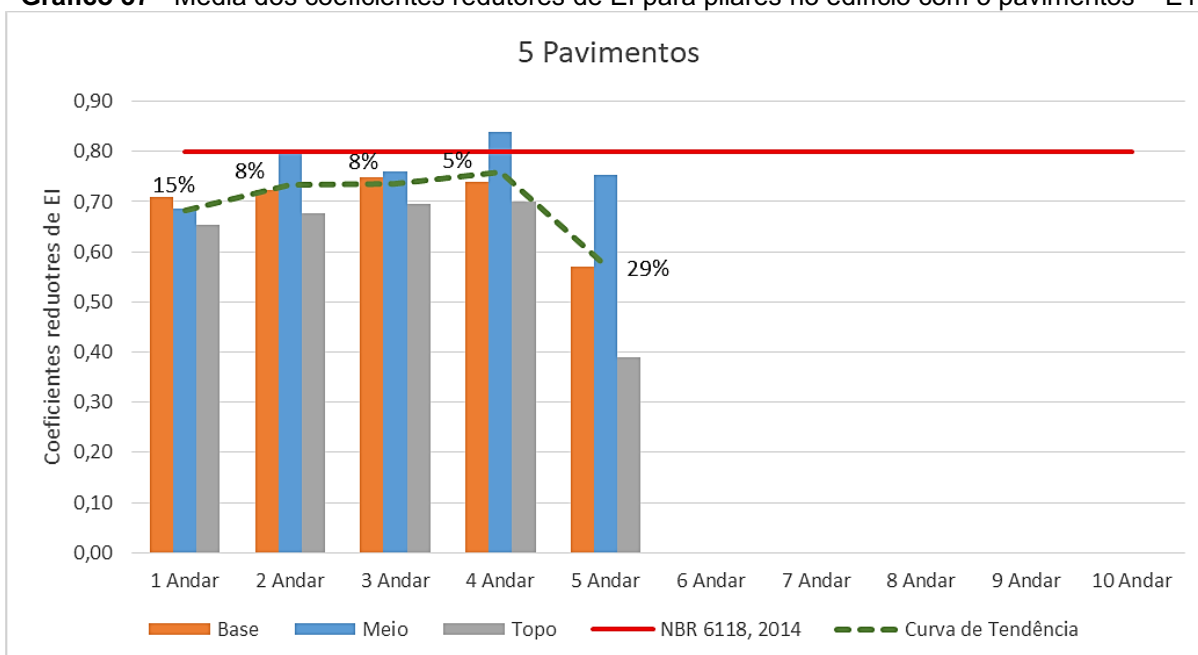
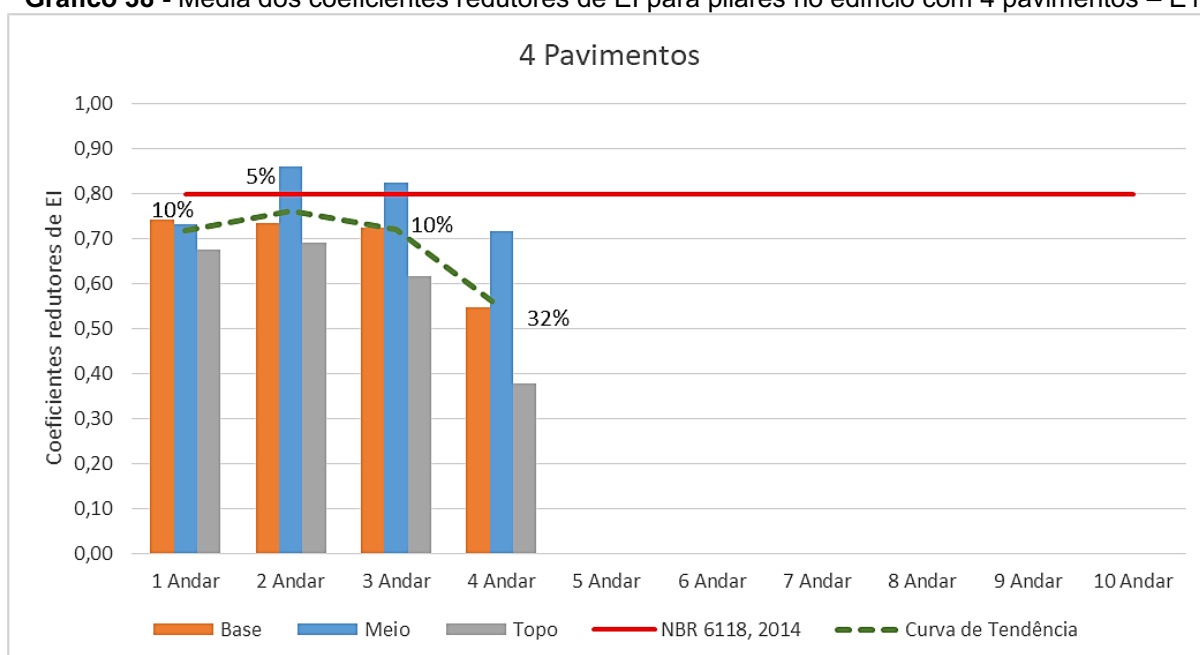
Gráfico 36 - Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 6 pavimentos – E1**Gráfico 37** - Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 5 pavimentos – E1

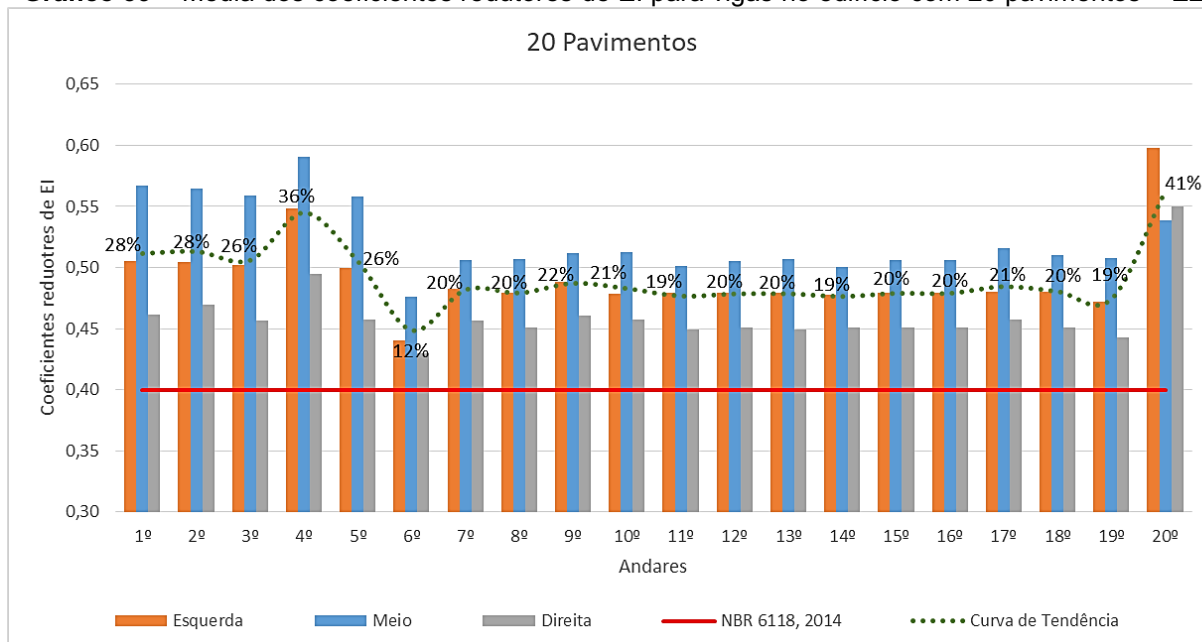
Gráfico 38 - Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 4 pavimentos – E1

Fonte: a autora (2020).

ANEXO B – EDIFÍCIO 2

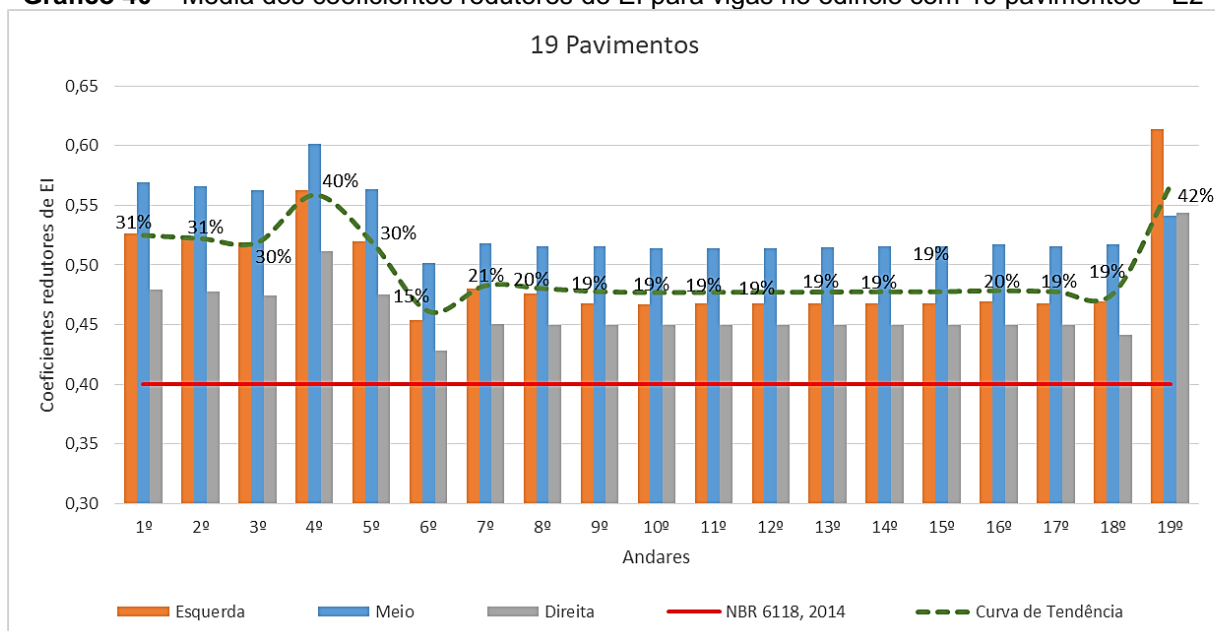
PARTE I – MÉDIA DE VALORES DE EI PARA VIGAS

Gráfico 39 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 20 pavimentos – E2

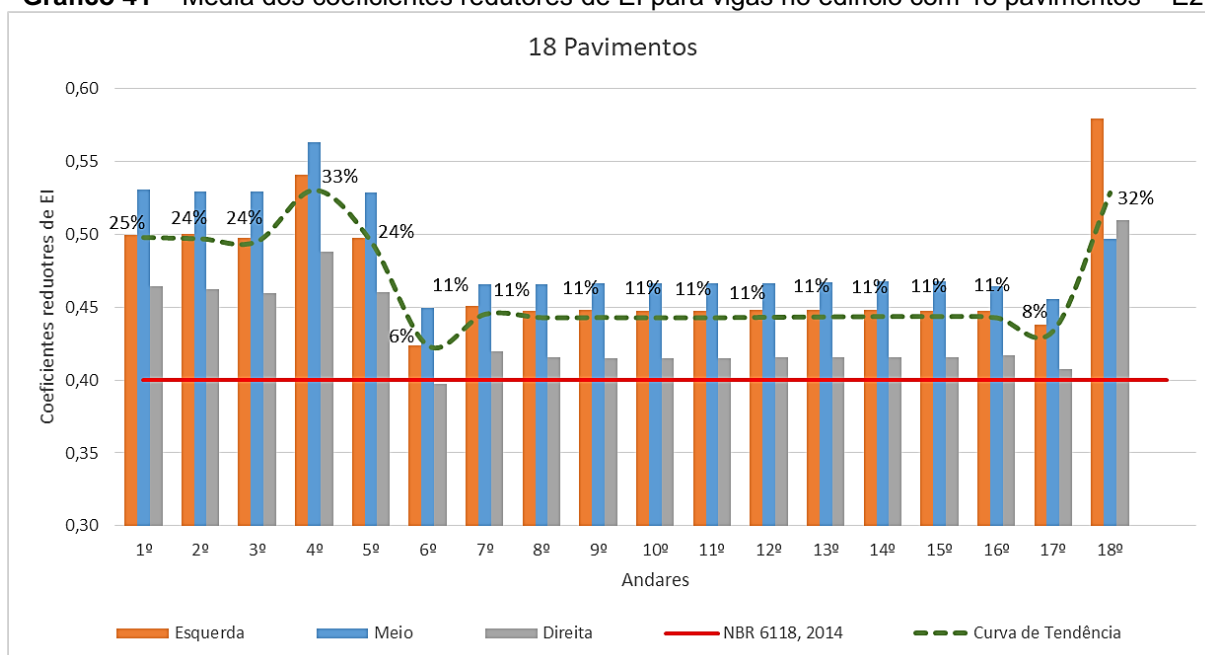


Fonte: a autora (2020).

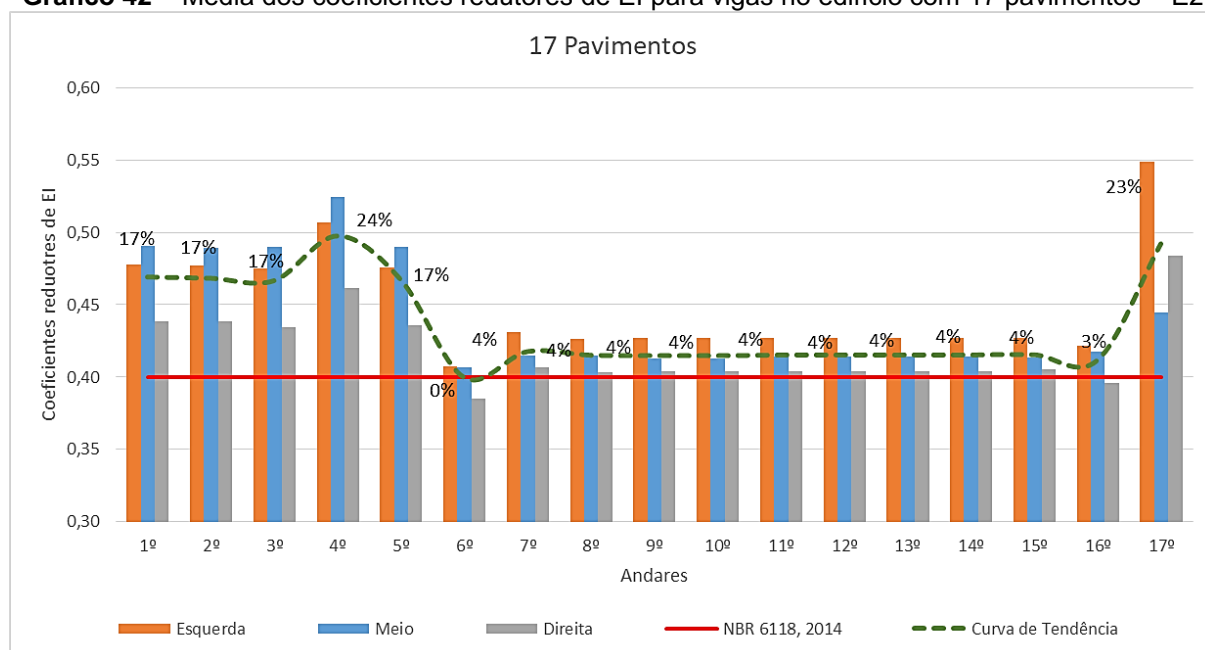
Gráfico 40 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 19 pavimentos – E2



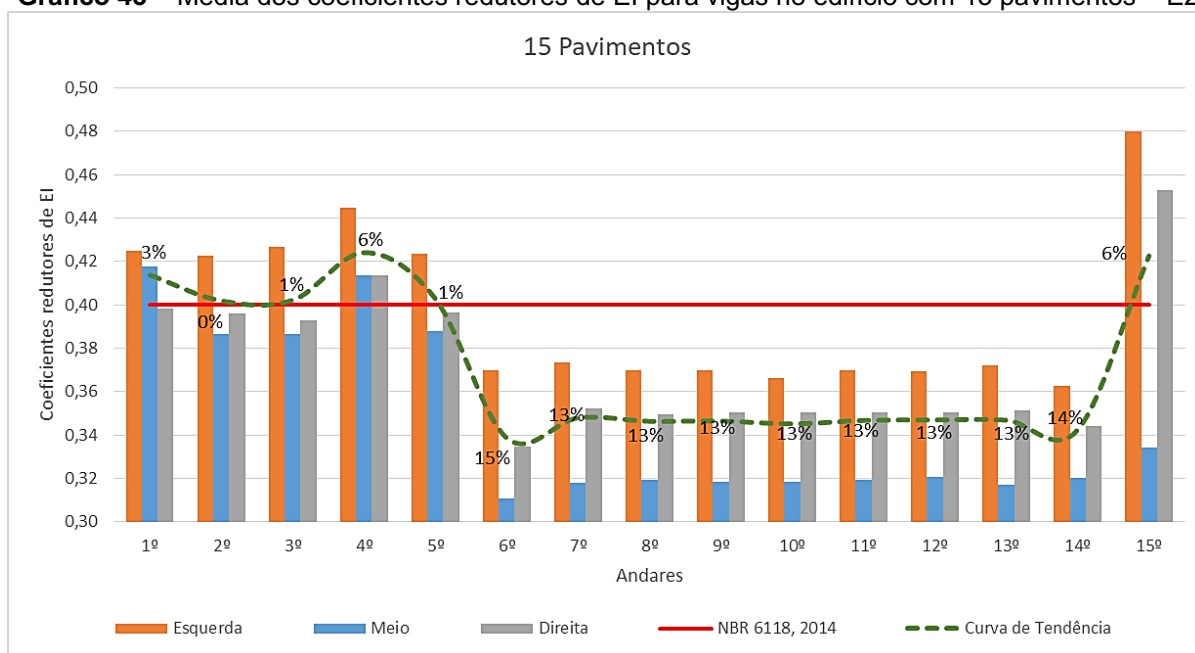
Fonte: a autora (2020).

Gráfico 41 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 18 pavimentos – E2

Fonte: a autora (2020).

Gráfico 42 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 17 pavimentos – E2

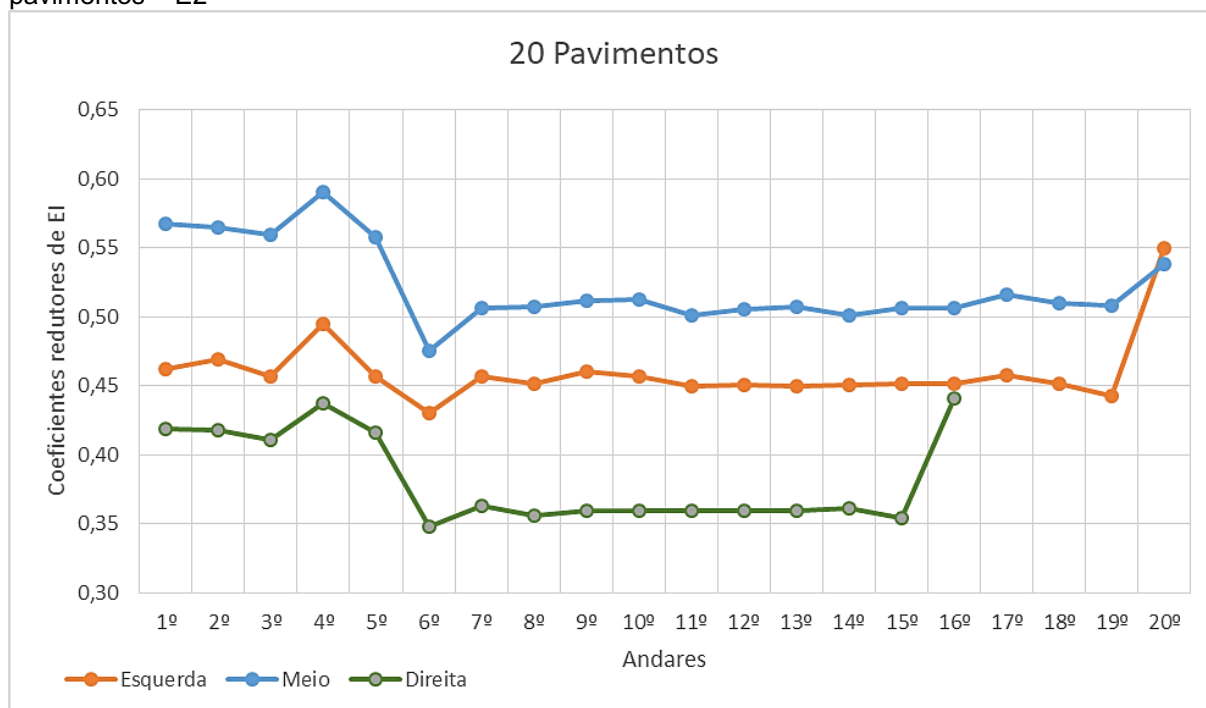
Fonte: a autora (2020).

Gráfico 43 – Média dos coeficientes redutores de EI para vigas no edifício com 15 pavimentos – E2

Fonte: a autora (2020).

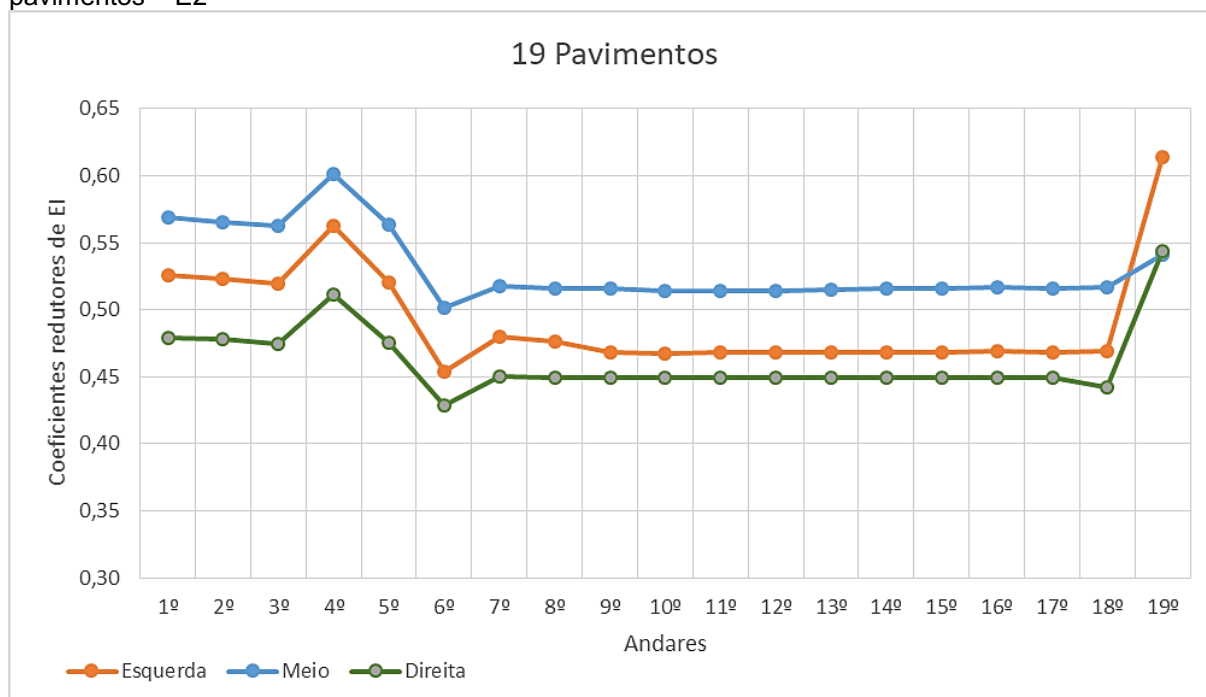
PARTE II – VARIAÇÃO DE VALORES DE EI NAS VIGAS

Gráfico 44 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 20 pavimentos – E2



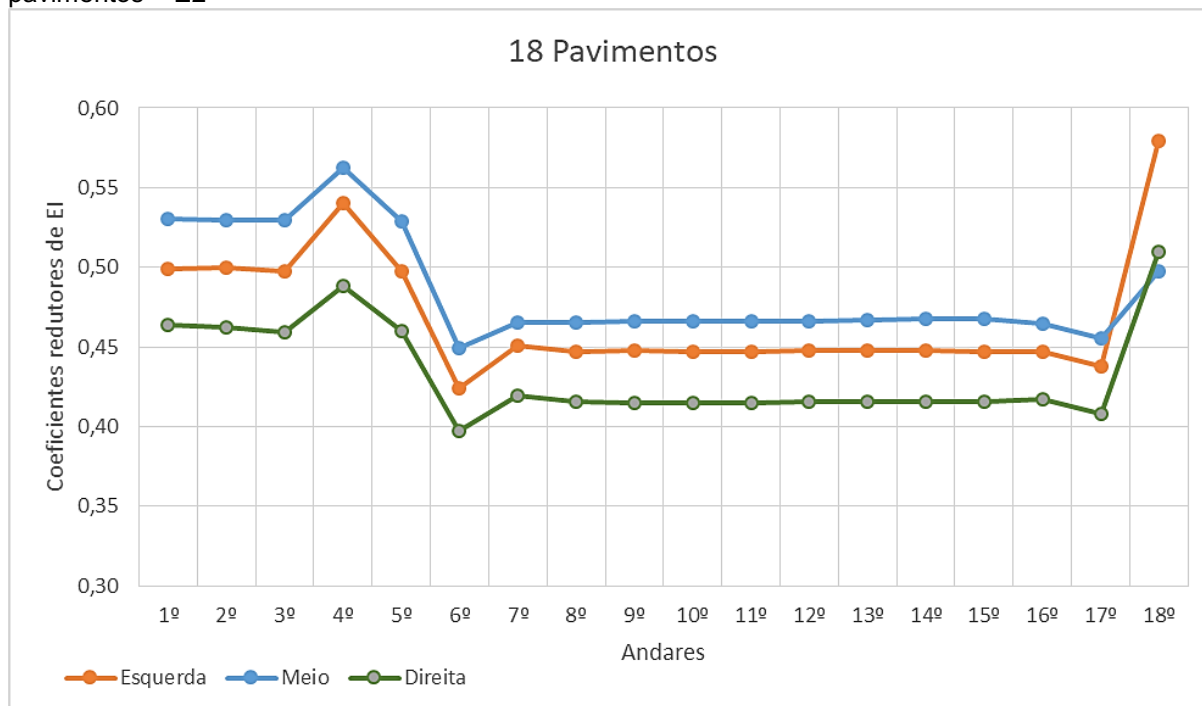
Fonte: a autora (2020).

Gráfico 45 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 19 pavimentos – E2



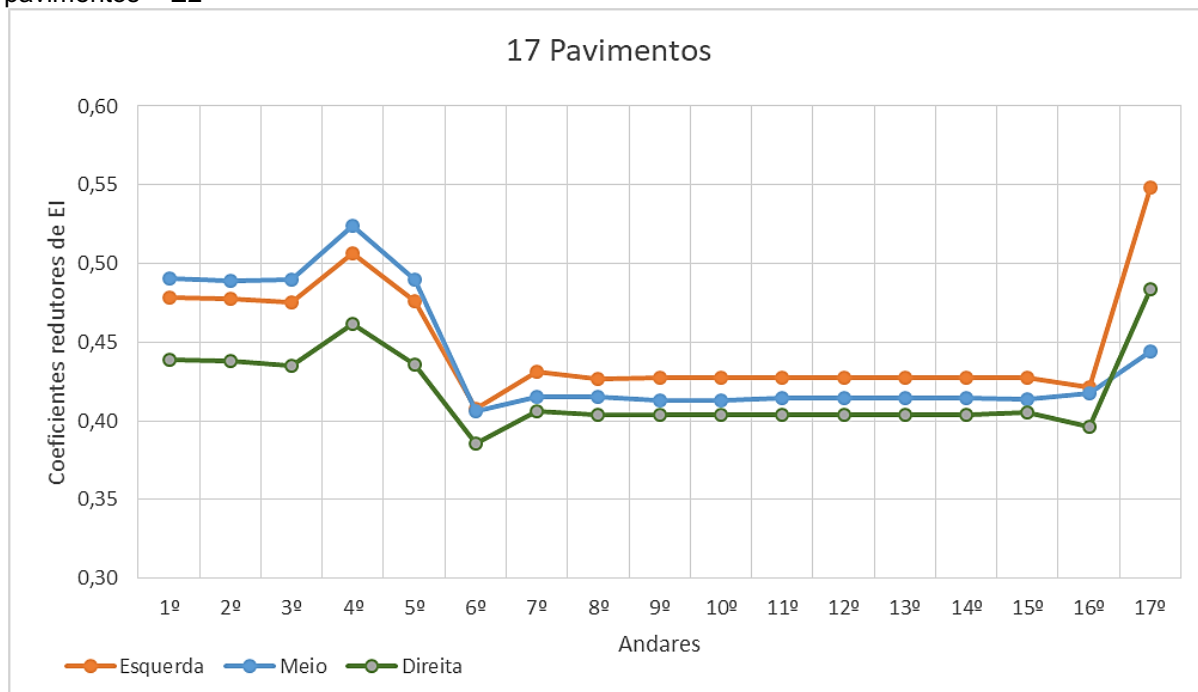
Fonte: a autora (2020).

Gráfico 46 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 18 pavimentos – E2



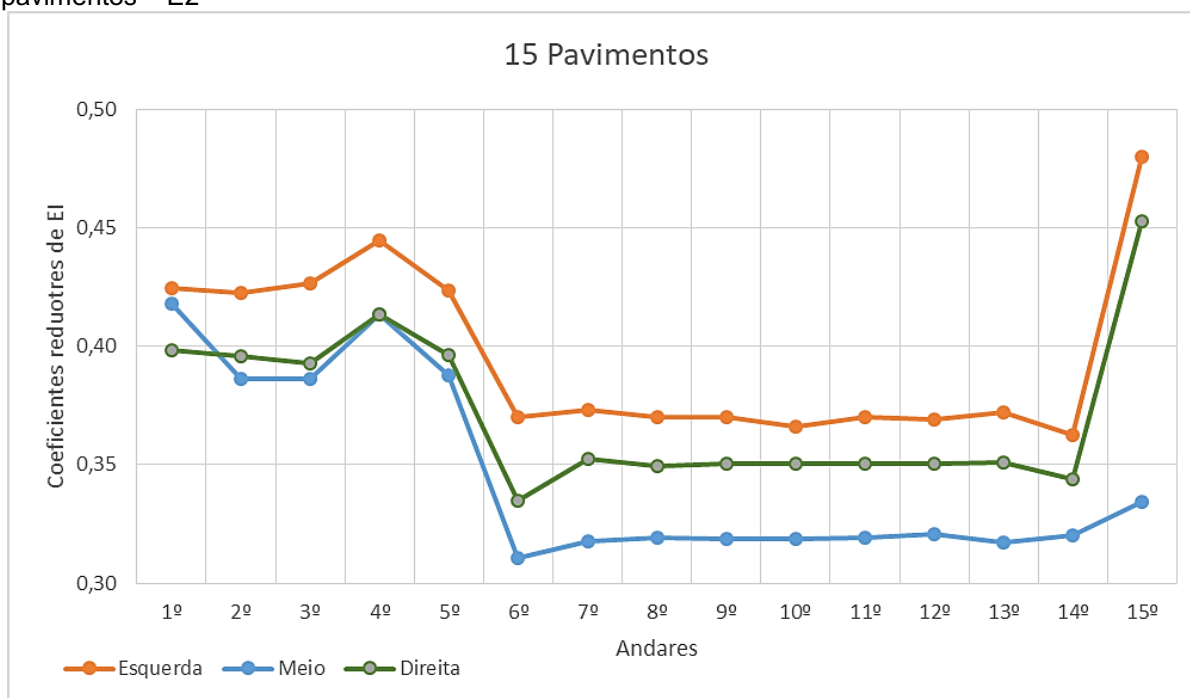
Fonte: a autora (2020).

Gráfico 47 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 17 pavimentos – E2



Fonte: a autora (2020).

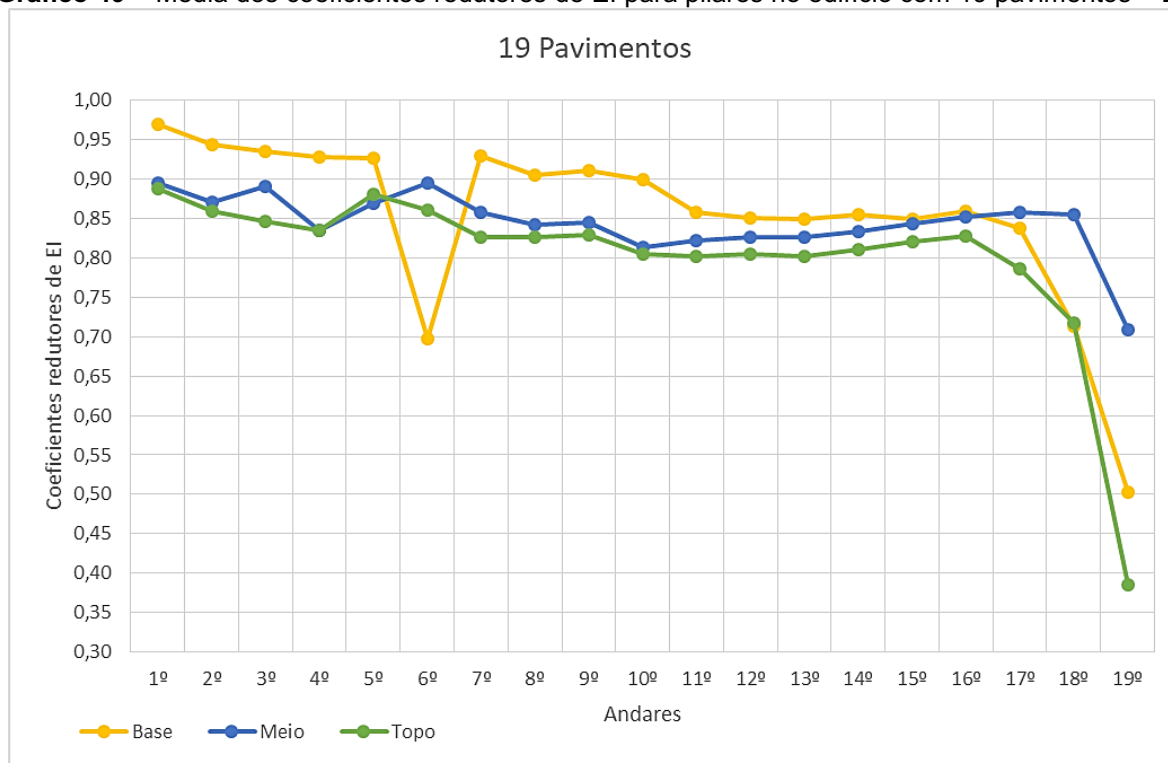
Gráfico 48 – Variação dos coeficientes redutores de EI para “direita, meio e esquerda” para 15 pavimentos – E2



Fonte: a autora (2020).

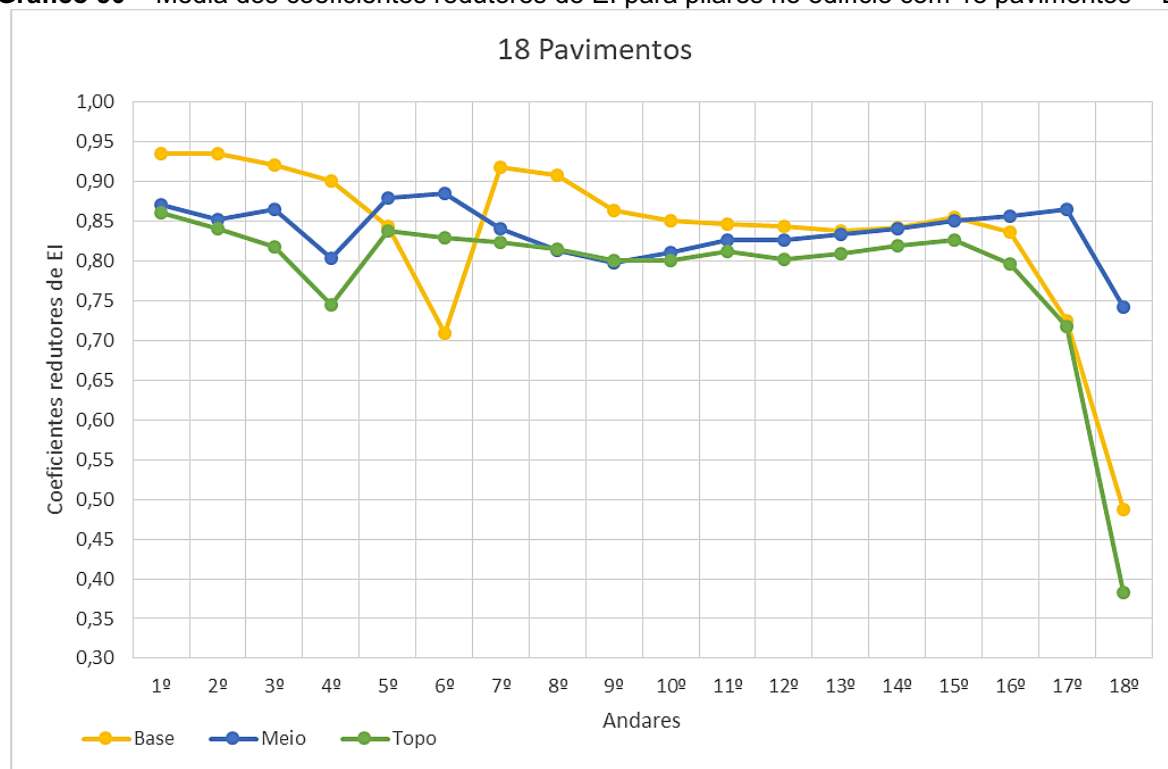
PARTE III – VARIAÇÃO DOS VALORES DE EI PARA PILARES

Gráfico 49 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 19 pavimentos – E2

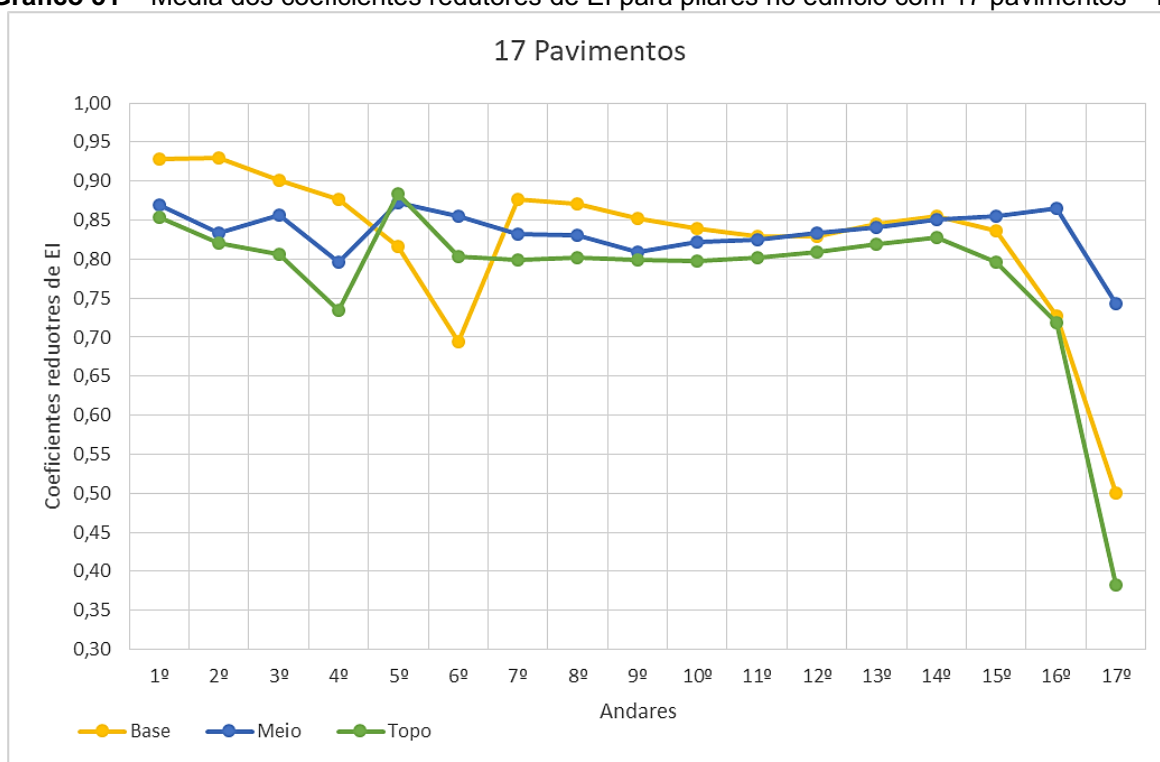


Fonte: a autora (2020).

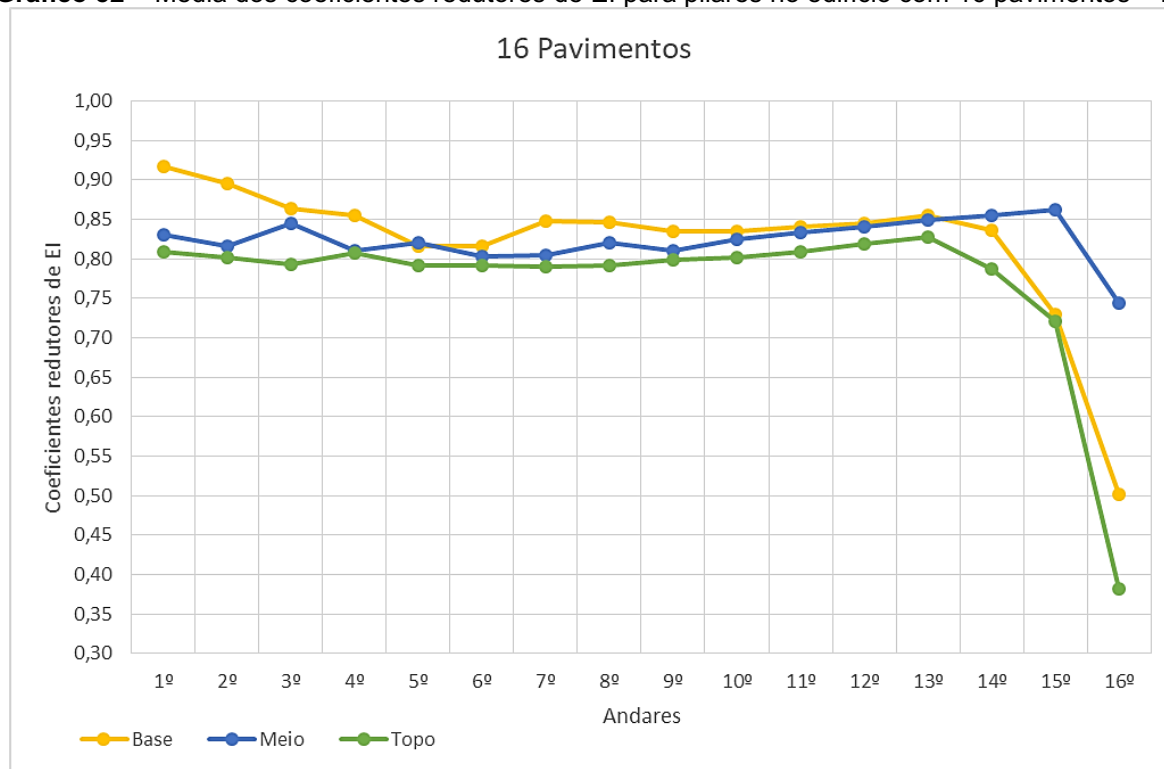
Gráfico 50 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 18 pavimentos – E2



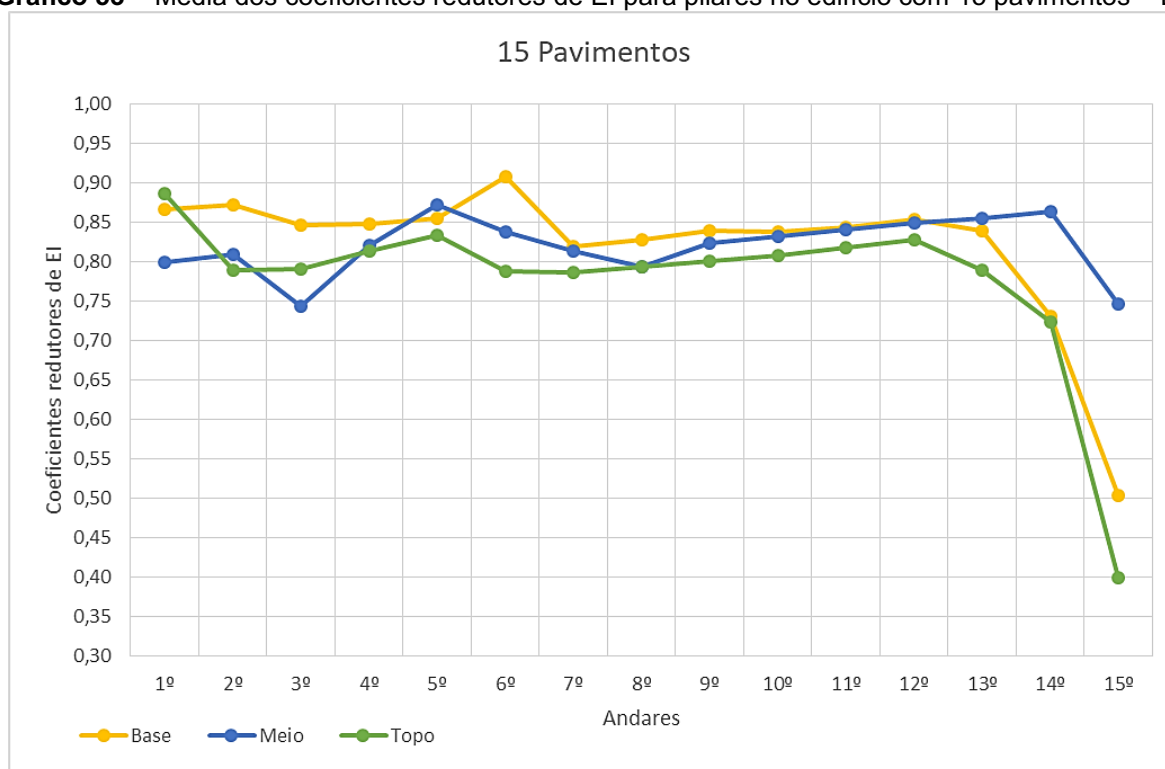
Fonte: a autora (2020).

Gráfico 51 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 17 pavimentos – E2

Fonte: a autora (2020).

Gráfico 52 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 16 pavimentos – E2

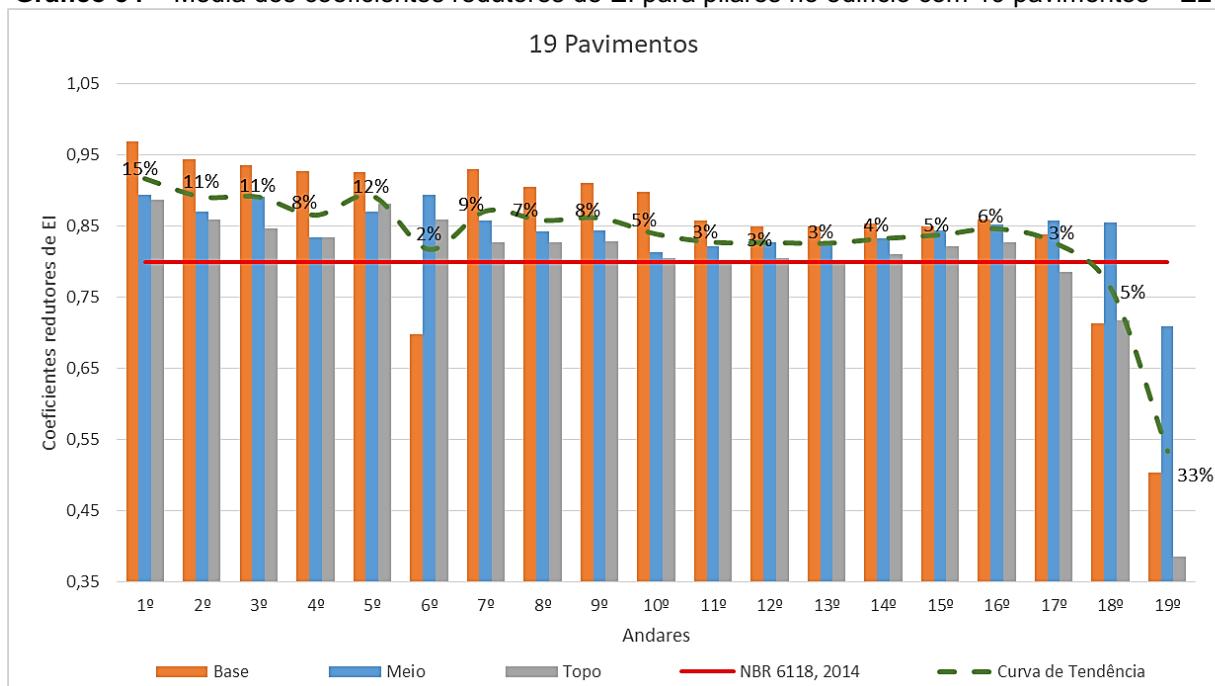
Fonte: a autora (2020).

Gráfico 53 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 15 pavimentos – E2

Fonte: a autora (2020).

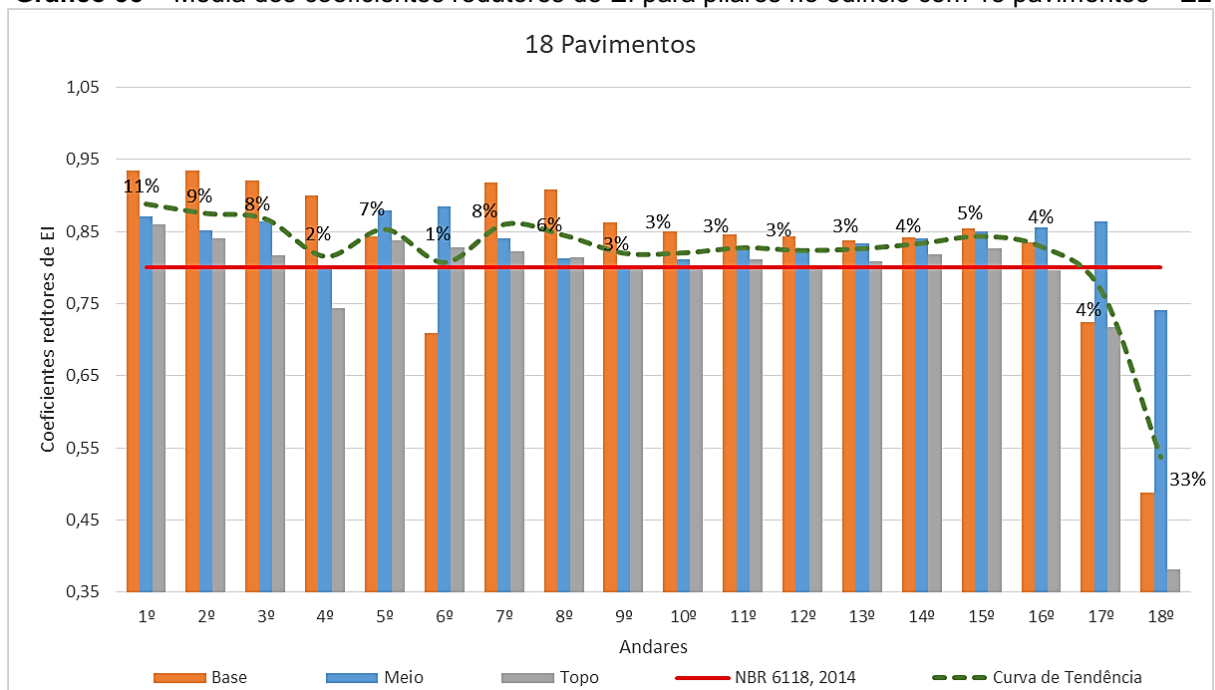
PARTE IV – MÉDIA DE VALORES DE EI PARA PILARES

Gráfico 54 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 19 pavimentos – E2

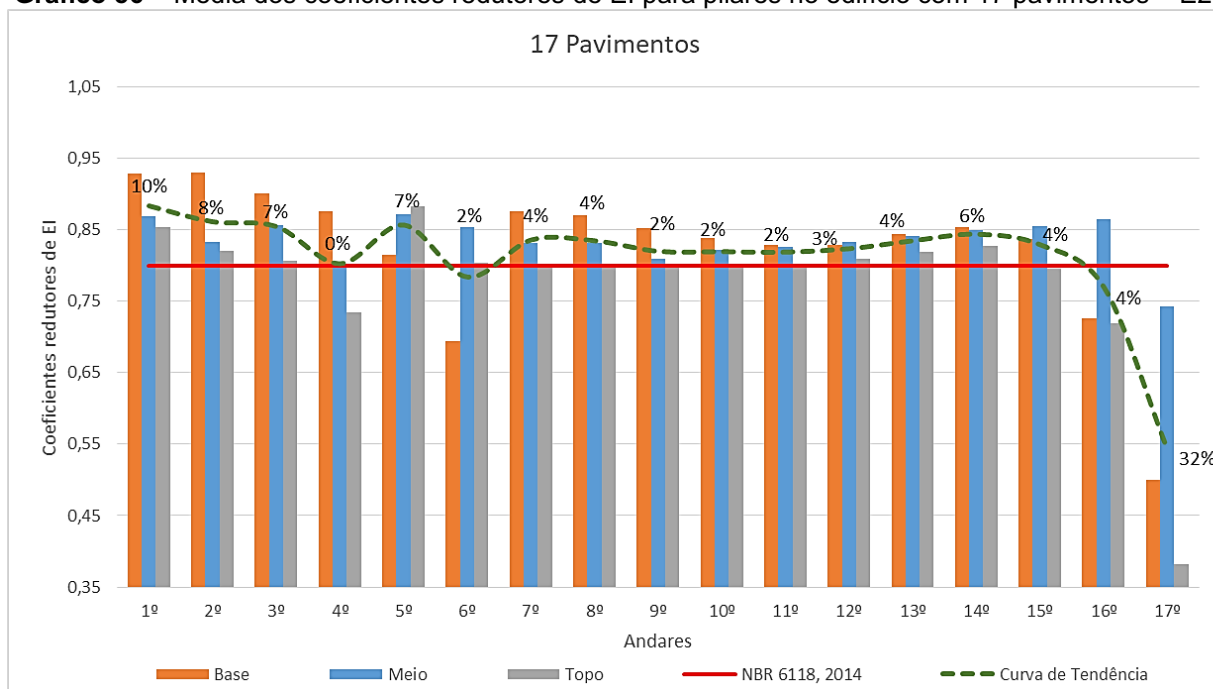


Fonte: a autora (2020).

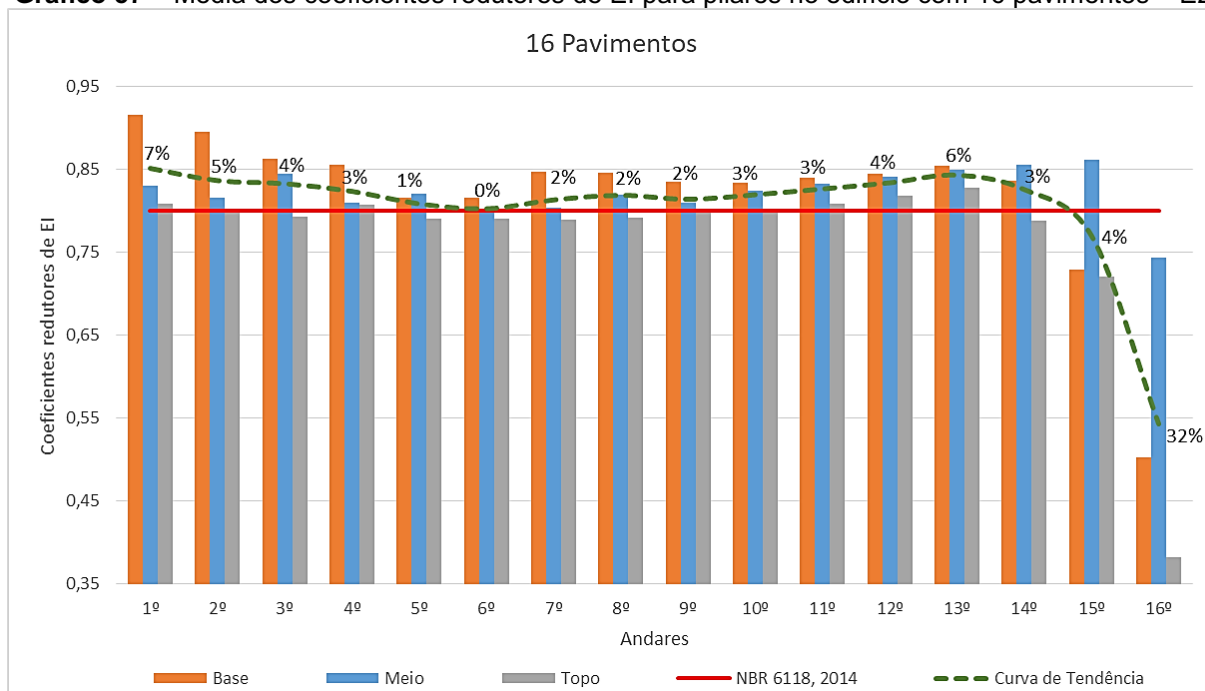
Gráfico 55 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 18 pavimentos – E2



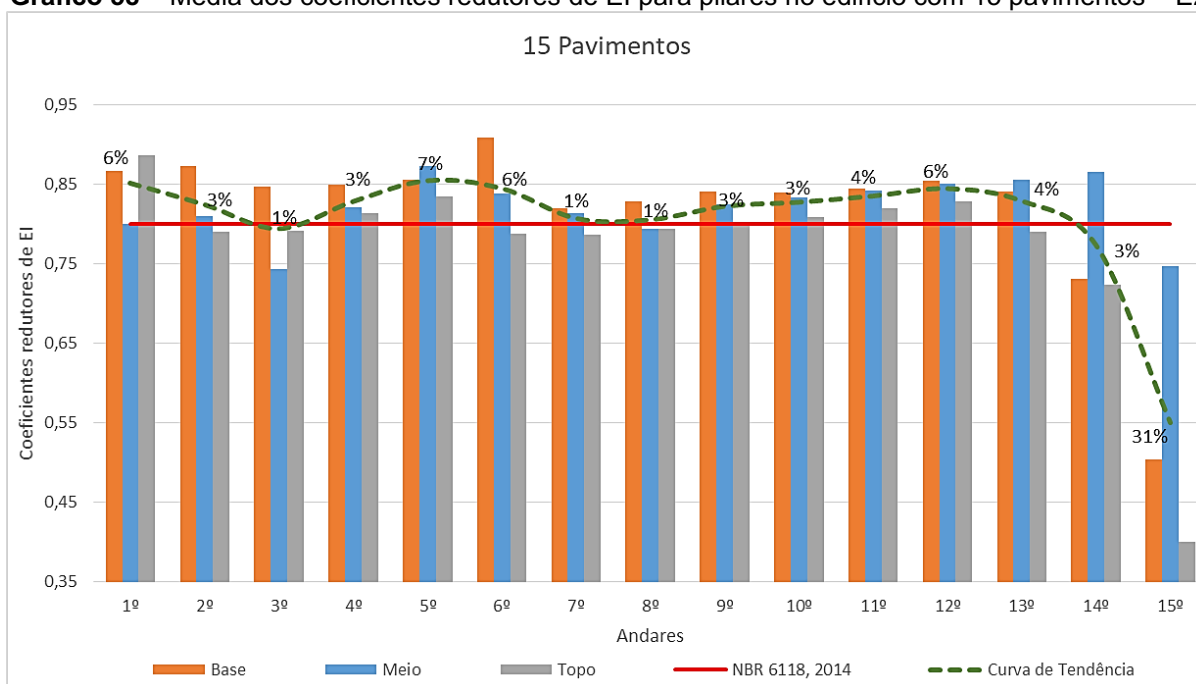
Fonte: a autora (2020).

Gráfico 56 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 17 pavimentos – E2

Fonte: a autora (2020).

Gráfico 57 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 16 pavimentos – E2

Fonte: a autora (2020).

Gráfico 58 – Média dos coeficientes redutores de EI para pilares no edifício com 15 pavimentos – E2

Fonte: a autora (2020).