



BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

ROGER BECCON ALVES

**ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS: ANÁLISE COMPARATIVA DOS
EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM EM UM EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO**

PORTO ALEGRE

Junho de 2022

ROGER BECCON ALVES

**ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS: ANÁLISE COMPARATIVA DOS
EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM EM UM EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO**

Projeto final de curso em engenharia
apresentado ao Centro Universitário Ritter
dos Reis, como parte dos requisitos para
obtenção do título de Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Marcelo P. Figueiredo

PORTO ALEGRE

Junho de 2022

Dedico este trabalho a minha mãe,
Maria de Fátima, pelo amor
incondicional e ao meu pai, Ubiraci,
por todo o ensinamento e incentivo.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, sobretudo, a minha família, por nunca deixarem de corrigir meus erros.

A minha mãe, Maria de Fátima, pelo amor imensurável, por cada palavra que despertou em mim a força necessária.

Ao meu Pai, Ubiraci, pelo incentivo e ensinamento, sem os quais não teria me tornado metade do que me tornei.

A minha esposa, Rafaela, pela paciência, apoio e companheirismo em cada passo da minha jornada acadêmica.

A minha enteada, Sofia, por me ensinar algo novo todos os dias.

Aos meus irmãos, Juliano e Josiane, pela torcida e por sempre estarem à disposição.

Aos professores do curso de graduação em engenharia civil da Uniritter, pela dedicação nos ensinamentos das disciplinas.

Ao meu amigo Marlon, por facilitar o início desta jornada, e a todos não mencionados que contribuíram ao longo do caminho.

RESUMO

O presente trabalho analisa o comportamento da estabilidade global um edifício de 14 pavimentos com estrutura em concreto armado. Foram avaliados os impactos da aplicação de diferentes valores de resistência característica à compressão do concreto aplicado, sendo elas de 25 MPa, 30 MPa, 40 MPa e 50 MPa. As simulações incluem também reduções no fator de rigidez dos elementos estruturais, rotação de eixo de pilares e redução de seção de pilares. Avaliando os impactos causados no deslocamento horizontal e no parâmetro de instabilidade γ_z do empreendimento. Foi observado um deslocamento horizontal de até 2,13 cm no topo da edificação e variações de 0,88% até 9,01% nos valores de γ_z . Dentre as análises realizadas foi verificado alterações mais significativas na estabilidade global quando aplicado concretos com resistências características à compressão menores.

Palavras-chave: Estrutura de concreto armado; estabilidade global; parâmetro de instabilidade γ_z , deslocamento horizontal.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Fluxograma das etapas do trabalho.....	12
Figura 2 - Efeitos de 2ª Ordem.....	16
Figura 3 - Coluna carregada excentricamente	17
Figura 4 - Relação momento-curvatura.....	18
Figura 5 - Mapa de Isopletas, velocidade básica $V0$ (m/s)	21
Figura 6 - Estado não deformado e estado deformado da estrutura.....	30
Figura 7 - Modelo 3D original	32
Figura 8 – Planta de formas do pavimento tipo do modelo 1	34
Figura 9 - Gráfico comparativo de γ_z na direção X em função do fck	55
Figura 10 - Gráfico comparativo de γ_z na direção Y em função do fck	55
Figura 11 – Gráfico comparativo de γ_z em função da alteração dos parâmetros de rigidez.....	60
Figura 12 - Planta de formas do pavimento tipo com eixos de pilares rotacionados.....	61
Figura 13 - Gráfico comparativo de γ_z em função da rotação de eixo dos pilares P3, P4, P10, P11, P15, P16, P17 e P18.....	67
Figura 14 - Gráfico comparativo de γ_z em função da alteração de seção dos pilares	73

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Fator S_2	23
Tabela 2 - Fator S_1	24
Tabela 3 – Valores dos módulos de E_{ci} e E_{cs} empregados no projeto estrutural	25
Tabela 4 - Resistência à compressão do concreto aplicado nos modelos de f_{ck} variável.....	33
Tabela 5 - Modelos estruturais	35
Tabela 6 - Deslocamento horizontais por pavimentos sem redução de rigidez e com diferentes valores de f_{ck}	40
Tabela 7 - Parâmetros de estabilidade global Y_z sem redução de rigidez e alteração no valor de f_{ck}	41
Tabela 8 - Variação do Y_z em % sem redução na rigidez e diferentes valores de f_{ck}	42
Tabela 9 - Deslocamento horizontais por pavimentos com redução de rigidez em 80% nos pilares, 60% nas vigas e 50% nas lajes e com diferentes valores de f_{ck}	44
Tabela 10 - Parâmetros de estabilidade global Y_z com redução de rigidez em 80% nos pilares, 60% nas vigas e 50% nas lajes e com diferentes valores de f_{ck}	45
Tabela 11 - Variação do Y_z em % com redução de rigidez em 80% nos pilares, 60% nas vigas e 50% nas lajes e com diferentes valores de f_{ck}	46
Tabela 12 - Deslocamento horizontais por pavimentos com redução de rigidez em 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e com diferentes valores de f_{ck}	48
Tabela 13 - Parâmetros de estabilidade global Y_z com redução de rigidez em 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e com diferentes valores de f_{ck}	49
Tabela 14 - Variação do Y_z em % com redução de rigidez em 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e com diferentes valores de f_{ck}	50
Tabela 15 - Deslocamento horizontais por pavimentos com redução de rigidez em 70% nos pilares, vigas e 50% nas lajes e com diferentes valores de f_{ck}	52
Tabela 16 - Parâmetros de estabilidade global Y_z com redução de rigidez em 70% nos pilares, vigas e 50% nas lajes e com diferentes valores de f_{ck}	52
Tabela 17 - Variação do Y_z em % com redução de rigidez em 70% nos pilares, vigas e lajes e com diferentes valores de f_{ck}	53

Tabela 18 - Deslocamento por pavimento com diferentes fatores de redução de rigidez e <i>fck</i> variável.....	57
Tabela 19 - Parâmetros de estabilidade global <i>Yz</i> com diferentes fatores de redução de rigidez e <i>fck</i> variável.	57
Tabela 20 - Variação do <i>Yz</i> em % com diferentes fatores de redução de rigidez e <i>fck</i> variável.....	58
Tabela 21 – Deslocamento por pavimento com alteração nos eixos de pilares, fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e <i>fck</i> 25MPa.....	62
Tabela 22 - Parâmetros de estabilidade global <i>Yz</i> com alteração nos eixos de pilares fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e <i>fck</i> 25MPa.	63
Tabela 23 - Variação do <i>Yz</i> em % com alteração nos eixos de pilares, fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e <i>fck</i> 25MPa.	63
Tabela 24 - Deslocamento por pavimento com alteração nos eixos de pilares, fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e <i>fck</i> 50 MPa.....	65
Tabela 25 - Parâmetros de estabilidade global <i>Yz</i> com alteração nos eixos de pilares fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e <i>fck</i> 50 MPa.	65
Tabela 26 - Variação do <i>Yz</i> em % com alteração nos eixos de pilares, fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e <i>fck</i> 50 MPa.	66
Tabela 27 - Seções de pilares e reduzidas	67
Tabela 28 - Deslocamento por pavimento com alteração na seção dos pilares, fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e <i>fck</i> 25MPa.....	69
Tabela 29 - Parâmetros de estabilidade global <i>Yz</i> com alteração na seção dos pilares, fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e <i>fck</i> 25MPa.	70
Tabela 30 - Variação do <i>Yz</i> em % com alteração na seção dos pilares, fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e <i>fck</i> 25MPa.	70
Tabela 31 - Deslocamento por pavimento com alteração na seção dos pilares, fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e <i>fck</i> 50 MPa.....	71
Tabela 32 - Parâmetros de estabilidade global <i>Yz</i> com alteração na seção dos pilares, fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e <i>fck</i> 50 MPa.	72
Tabela 33 - Variação do <i>Yz</i> em % com alteração na seção dos pilares, fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e <i>fck</i> 50 MPa.	72

LISTA DE SIGLAS E SIMBOLOS

NBR	Norma Brasileira
NLF	Não-Linearidade física
NLG	Não-Linearidade geométrica
α	Parâmetro de instabilidade alfa
γ_z	Parâmetro de instabilidade gama-z
f_{ck}	Resistência à compressão do concreto
ψ_1	Fator de combinação frequente
V_0	Velocidade básica do vento
V_k	Velocidade característica do vento
δ	Deslocamento horizontal
H_{tot}	Altura total do edifício
δ_1	Deslocamento horizontal entre os pavimentos
H_1	Desnível entre dois pavimentos seguidos
S_1	Fator topográfico
N_k	Somatório das cargas verticais atuantes na estrutura
$E_{cs}I_c$	Somatório dos valores de rigidez
E_{ci}	Módulo de deformação tangente inicial do concreto
E_{cs}	Módulo de deformação secante do concreto
$M_{tot,d}$	Momento de tombamento
$\Delta M_{tot,d}$	Soma dos produtos das forças verticais atuantes na estrutura
$(EI)_{sec}$	Módulo de deformação tangente inicial do concreto
I_c	Momento de inércia da seção bruta de concreto
A_s	Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
A_s'	Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	9
1.1 Problema de Pesquisa	9
1.2 Delimitação da Pesquisa.....	10
1.3 Objetivos	10
1.3.1 Objetivo Geral.....	10
1.3.2 Objetivos Específicos	10
1.4 Justificativa.....	10
1.5 Delineamento	11
1.6 Limitações	12
2 REVISÃO DE LITERATURA	14
2.1 Estabilidade global	14
2.2 Efeitos de 1ª ordem e de 2ª ordem	14
2.3 Não linearidade geométrica (NLG).....	16
2.4 Não linearidade física (NLF).....	17
2.5 Deslocamentos limites	19
2.6 Cargas de ventos	20
2.7 parâmetros de instabilidade	24
2.7.1 Parâmetros de instabilidade alfa.....	24
2.7.2 Coeficiente gama z	27
2.8 processo P-delta	29
3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	31
3.1 Apresentação do projeto	31
3.1.1 Definição de cargas de vento.....	33
3.1.2 Planta de forma.....	34
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	38
4.1 Impacto na escolha de f_{ck}	39

4.1.1	Efeitos da utilização de diferentes valores de f_{ck} na análise global sem redução de rigidez.....	39
4.1.2	Efeitos da utilização de diferentes f_{ck} na análise global com redução de rigidez a 80% nos pilares, 60% nas vigas e 50% nas lajes.....	43
4.1.3	Efeitos da utilização de diferentes f_{ck} na análise global com redução de rigidez A 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes.	47
4.1.4	Efeitos da utilização de diferentes f_{ck} na análise global com redução de rigidez A 70% nos pilares, vigas e lajes.	51
4.1.5	Análise geral da escolha de f_{ck}	54
4.2	Impacto do fator de rigidez.....	56
4.2.1	Efeitos da alteração do fator de rigidez na análise global.....	56
4.2.2	Análise geral da influência do fator de rigidez.....	59
4.3	Impacto da rotação dos eixos dos pilares.	60
4.3.1	Rotação dos eixos dos pilares P3, P4, P10, P11, P15, P16, P17 e P18, Fator de instabilidade reduzido a 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e f_{ck} de 25 MPa.....	61
4.3.2	Rotação dos eixos dos pilares P3, P4, P10, P11, P15, P16, P17 e P18, Fator de instabilidade reduzido a 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e f_{ck} de 50 MPa.....	64
4.3.3	Análise geral da rotação de eixos de pilares.....	66
4.4	Impacto da alteração de seção de pilares.	67
4.4.1	Redução das seções dos pilares, fator de instabilidade reduzido a 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e f_{ck} de 25 MPa.	68
4.4.2	Redução das seções dos pilares, fator de instabilidade reduzido a 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e f_{ck} de 50 MPa.	71
4.4.3	Análise geral da redução de seção de pilares.	73
5	CONCLUSÃO.....	74
6	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	75
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	76

1 INTRODUÇÃO

Com o avanço tecnológico aprimoramos nossa capacidade estrutural e com isso construímos edifícios cada vez mais altos e esbeltos, resultando em um melhor aproveitamento das áreas construídas nos centros urbanos. Mesmo com este avanço, projetar estruturas com tais características requer atenção especial do engenheiro, visto que efeitos como o do vento em estruturas esbeltas geram instabilidades de importância fundamental a serem analisadas que influenciam na estabilidade global da edificação.

No processo de análise da estabilidade de uma estrutura, deve-se considerar tanto os efeitos locais quanto os globais. No efeito local se verifica o equilíbrio de cada elemento estrutural isoladamente, enquanto no efeito global consideramos a estrutura trabalhando monoliticamente. Estes efeitos podem ser de primeira ordem, onde o equilíbrio é analisado na configuração geométrica inicial, quando a estrutura não está sofrendo deformação por carregamento, ou de segunda ordem, onde há carregamento e o equilíbrio é analisado na condição deformada.

Na condição deformada, onde a estrutura perde sua configuração geométrica inicial, as cargas verticais presentes geram momentos adicionais não presentes inicialmente, os efeitos de segunda ordem. Neste contexto, o presente trabalho irá abordar a análise dos efeitos de segunda ordem na estabilidade global na estrutura de um edifício de concreto armado de 14 pavimentos, localizado em área urbana, utilizando como método os parâmetros de instabilidade α e γ_z , com o auxílio do software Eberick V8 Gold como ferramenta computacional para simulação dos efeitos.

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

Tendo em vista a valorização da área útil dos edifícios das grandes capitais, percebe-se a necessidade da ampliação destas áreas, tornando as estruturas mais esbeltas. Desta forma, a questão levantada por este trabalho é:

- Qual a influência da resistência à compressão do concreto, rigidez dos elementos estruturais, posicionamento dos pilares e seção aplicada aos pilares na estabilidade global de um edifício de concreto armado?

1.2 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

Este trabalho delimita-se em analisar a influência de parâmetros de projeto na estabilidade global de um edifício de concreto armado de 14 pavimentos, com uso de software comercial Eberick V8 Gold.

1.3 OBJETIVOS

Os objetivos do presente trabalho são apresentados a seguir.

1.3.1 Objetivo Geral

Realizar uma análise comparativa, utilizando um software de análise estrutural, para analisar a influência da resistência a compressão do concreto, rigidez dos elementos estruturais e posicionamento dos pilares na estabilidade global de um edifício de concreto armado de 14 pavimentos.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Realizar revisão bibliográfica sobre os parâmetros de instabilidade global de um edifício;
- Modelar um edifício de 14 pavimentos utilizando o software Eberick V8 Gold;
- Calcular os deslocamentos horizontais e o parâmetro de instabilidade γ_z do empreendimento;
- Realizar alterações estruturais no empreendimento e calcular os deslocamentos horizontais e os parâmetros de instabilidade γ_z dos modelos alterados;
- Analisar e comparar os impactos dos parâmetros de estabilidade global dos modelos estruturais.

1.4 JUSTIFICATIVA

Muitas escolhas devem ser tomadas no momento da concepção estrutural de um empreendimento. Há diversos modelos estruturais que podem ser adotados, tornando cada edifício único, porém, em relação ao tipo estrutural, os

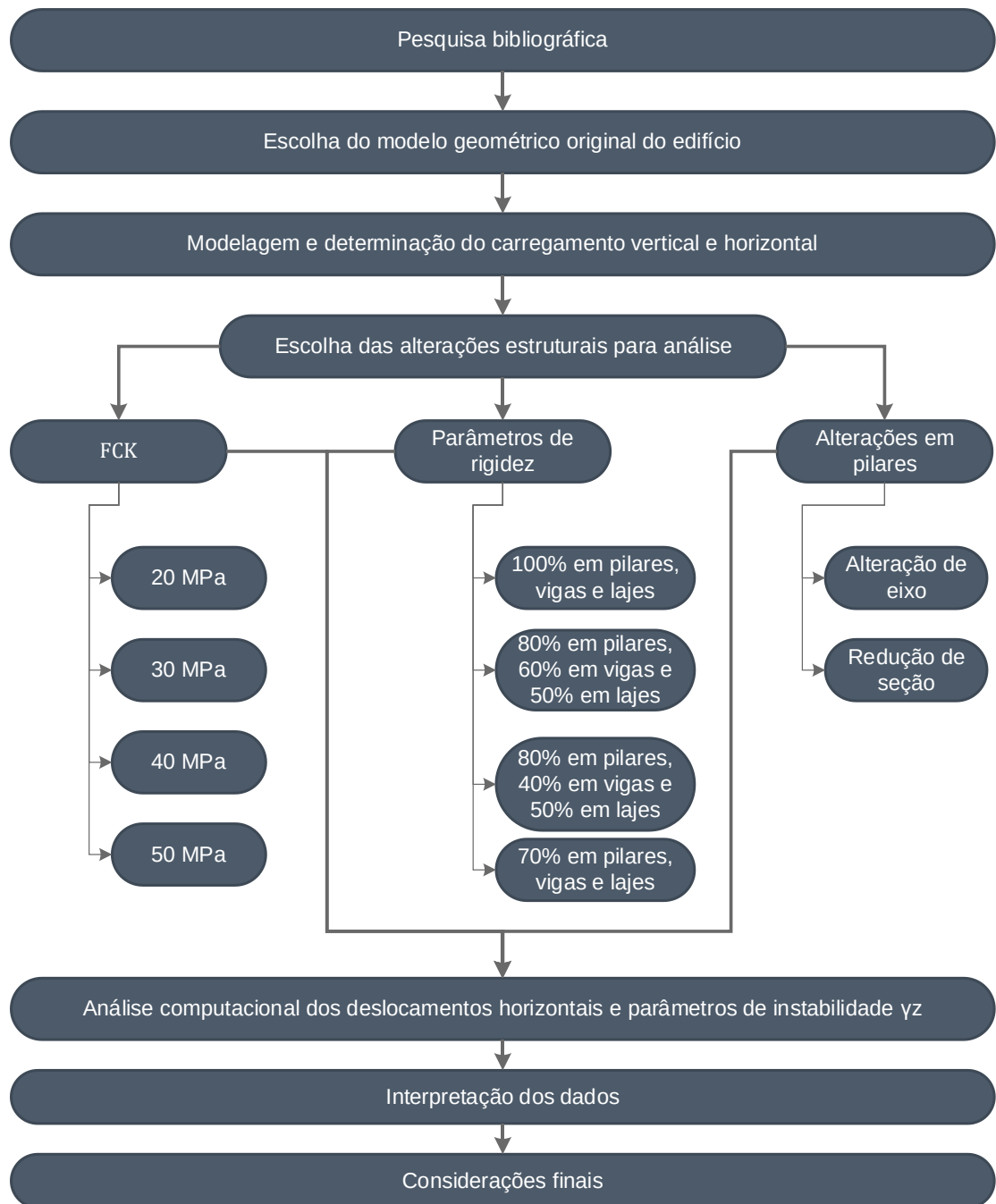
empreendimentos mais comuns possuem sua estrutura em concreto armado. O desafio do projetista estrutural consiste em encontrar a solução estrutural mais eficiente, que represente a resistência necessária dentro dos custos e delimitações presentes nos empreendimentos.

1.5 DELINEAMENTO

O trabalho foi desenvolvido através das etapas realizadas a seguir, que estão representadas na Figura 1 e descritas abaixo.

- a) Pesquisa bibliográfica;
- b) Escolha do modelo geométrico do edifício;
- c) Modelagem e determinação do carregamento vertical e horizontal;
- d) Escolha das alterações dos modelos estruturais:
 - a. f_{ck} ;
 - b. Parâmetros de rigidez;
 - c. Eixos dos pilares:
 - i. Direção X;
 - ii. Direção Y;
 - d. Redução de seções dos pilares.
- e) Análise computacional dos deslocamentos horizontais e parâmetros de instabilidade γ_z ;
- f) Interpretação dos resultados;
- g) Considerações finais.

Figura 1 - Fluxograma das etapas do trabalho



Fonte: Autor.

1.6 LIMITAÇÕES

Durante a etapa de realização do projeto estrutural de um empreendimento é necessário se atentar a várias disciplinas que norteiam e até mesmo restringem as soluções estruturais possíveis. Para as análises realizadas neste trabalho foram desconsideradas as questões técnicas envolvendo detalhes arquitetônicos,

instalações hidrossanitárias, instalações elétricas e fatores geotécnicos do solo, as análises desconsideram também os possíveis impactos nos custos finais do empreendimento.

2 REVISÃO DE LITERATURA

Neste capítulo serão apresentados os conceitos básicos para o entendimento satisfatório deste trabalho. Deve-se compreender pontos importantes que nortearam este trabalho no que se refere ao estudo da estabilidade global das edificações, pontos que servem como embasamento para as interpretações dos resultados das análises.

Primeiramente será feita uma revisão sobre a estabilidade global de uma estrutura, passando pela ação dos efeitos de 1ª e 2ª ordem, a não linearidade física e geométrica dos edifícios, parâmetros de instabilidade α , γ_z e o processo P-DELTA.

2.1 ESTABILIDADE GLOBAL

Nos projetos estruturais, usualmente, os cálculos de estabilidade e verificação são realizados de forma individual, considerando um item isolado ou pequenos grupos que compõem a estrutura. Além desta análise, é importante se atentar ao comportamento da estrutura considerando-a monoliticamente, ou seja, com todos seus componentes atuando em conjunto. Desta forma conseguimos compreender melhor os efeitos das cargas atuantes.

A relação entre estabilidade global e os efeitos de segunda ordem são bem explicados com a definição de Kimura (2007, p. 558).

A estabilidade global de uma estrutura é inversamente proporcional à sua sensibilidade perante os efeitos de segunda ordem. Em outras palavras, quanto mais estável for a estrutura, menores serão os efeitos de segunda ordem. Ou ainda, quanto maiores forem os efeitos de segunda ordem, menos estável será a estrutura. (Kimura, 2007, p. 558).

2.2 EFEITOS DE 1ª ORDEM E DE 2ª ORDEM

Quando uma estrutura está cimbrada e escorada, ela não sofre nenhuma carga de deformação, de forma que os componentes estruturais presentes não estão sendo solicitados, neste momento a estrutura está atuando em sua configuração geométrica inicial, no estágio I, onde todas as reações que ocorrem são de primeira ordem.

No instante em que são retirados o cimbramento e as escoras, a estrutura passa a atuar no estágio II, onde os componentes estruturais atuam sozinhos, as cargas normais e acidentais são passadas para as lajes, das lajes são distribuídas,

de acordo com a sua geometria, para as vigas, e das vigas para os pilares, onde, finalmente, são direcionadas até a fundação. Neste estágio, a depender da configuração estrutural, momentos fletores não presentes inicialmente são encontrados atuando na estrutura. Estas reações à deformação estrutural são os efeitos de segunda ordem. Segundo Carvalho e Pinheiro (2009, p. 216) esses efeitos de 2ª ordem levam a uma não-linearidade entre as ações e deformações na estrutura e, devido a sua origem, ela é denominada de não-linearidade geométrica (NLG).

Sabe-se também que a curva tensão-deformação do concreto não é linear, fazendo com que o módulo de elasticidade não seja constante, e que a fissuração presente com o carregamento da estrutura faz com que o momento de inércia seja consideravelmente reduzido. Estes fenômenos levam a estrutura a uma não-linearidade entre as ações e deformações, que é denominada de não-linearidade física (NLF). Ambas, a física e a geométrica, devem ser consideradas nas análises dos efeitos de 2ª ordem.

O resultado final que ocorre nas estruturas pode ser considerado como a soma dos efeitos de 1ª e de 2ª ordem, conforme apresentado na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 100) no item 15.2:

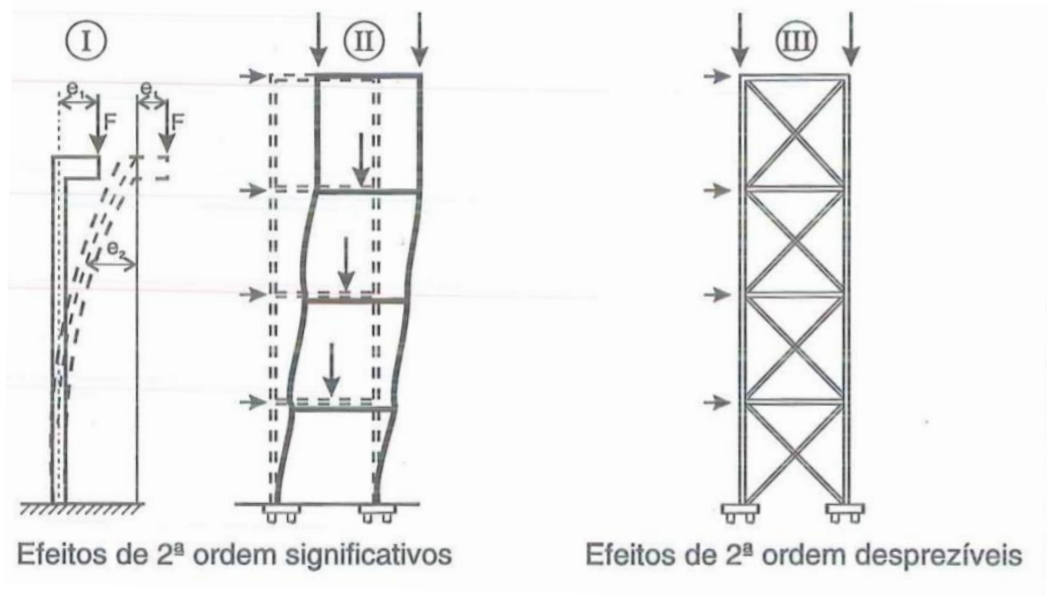
Efeitos de 2ª ordem são aqueles que se somam aos obtidos em uma análise de primeira ordem (em que o equilíbrio da estrutura é estudado na configuração geométrica inicial), quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada. (NBR 6118, 2014, p. 100).

Para exemplificação, observamos a Figura 2, onde é apresentado uma estrutura configurada de forma a se sujeitar a efeitos de 2ª ordem, e um exemplo de estrutura onde os efeitos desta ordem são irrelevantes.

Na Figura 1, na situação I percebe-se uma barra submetida a uma força vertical, em sua configuração não deformada, atuando nela apenas o momento fletor de 1ª ordem (Fe1). Quando acrescido um valor maior de momento fletor, representado pela soma do momento fletor de 2ª ordem (Fe2) ao momento fletor de 1ª ordem, observamos sua deformação. Na situação II percebe-se a estrutura significativamente deformada com a presença dos efeitos de 2ª ordem, colocando em risco a estabilidade global da estrutura. Na situação III percebemos um sistema estrutural onde os efeitos de 2ª ordem aparentemente são nulos, devido a estrutura conter elementos de

contraventamentos, não apresentando risco a estabilidade global. (FUSCO, 1994, p. 366).

Figura 2 - Efeitos de 2ª Ordem



Fonte: FUSCO, 1994.

A classificação das estruturas segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 103) se dá quanto ao deslocamento dos nós:

As estruturas são consideradas, para efeito de cálculo, de nós fixos, quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10 % dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem.

As estruturas de nós móveis são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos e, em decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10 % dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas devem ser considerados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais e localizados. (NBR 6118, 2014, p. 103).

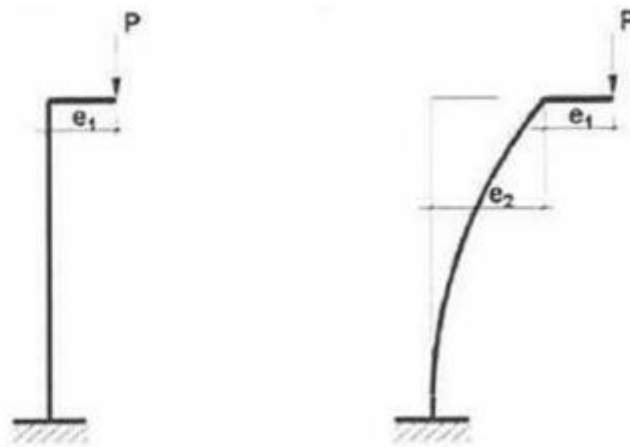
2.3 NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA (NLG)

O carregamento estrutural provoca deformação na estrutura, esta deformação é representada pelo deslocamento dos nós. A estrutura deve ser, portanto, analisada em sua configuração deformada, como explicado por Wordell. (2003, p. 24).

A atuação simultânea de ações verticais e horizontais ou, ainda, em alguns casos ações apenas verticais nos edifícios, provoca deslocamentos laterais dos elementos ou nós da estrutura. Este efeito causa um aumento das solicitações nos elementos que compõem a estrutura e é chamado de não-linearidade geométrica. Deve-se, então dar atenção aos esforços adicionais (segunda ordem global), que surgirão, pois o equilíbrio agora considerado não será mais na posição indeformada da estrutura e sim na sua posição deformada. (Wordel, 2003, p. 24).

Portanto, devemos considerar os carregamentos e as deformações estruturais. A Figura 3 apresenta um carregamento excêntrico, gerando uma não linearidade geométrica.

Figura 3 - Coluna carregada excêntricamente



Fonte: Oliveira, 1988.

2.4 NÃO LINEARIDADE FÍSICA (NLF)

A não linearidade física está relacionada com o comportamento do material, corresponde a tensão aplicada e a deformação sofrida. Sabe-se que a curva tensão-deformação do concreto não é linear, desta forma, o módulo de elasticidade do concreto não é constante. Esta situação é chamada de não-linearidade física do material.

Outro aspecto que contribui é a propriedade de fissuração do concreto, com o aumento das solicitações, a fissuração é maior, fazendo com que o valor de momento de inércia das seções transversais reduza consideravelmente. Por consequência, o valor da rigidez da seção não permanece constante.

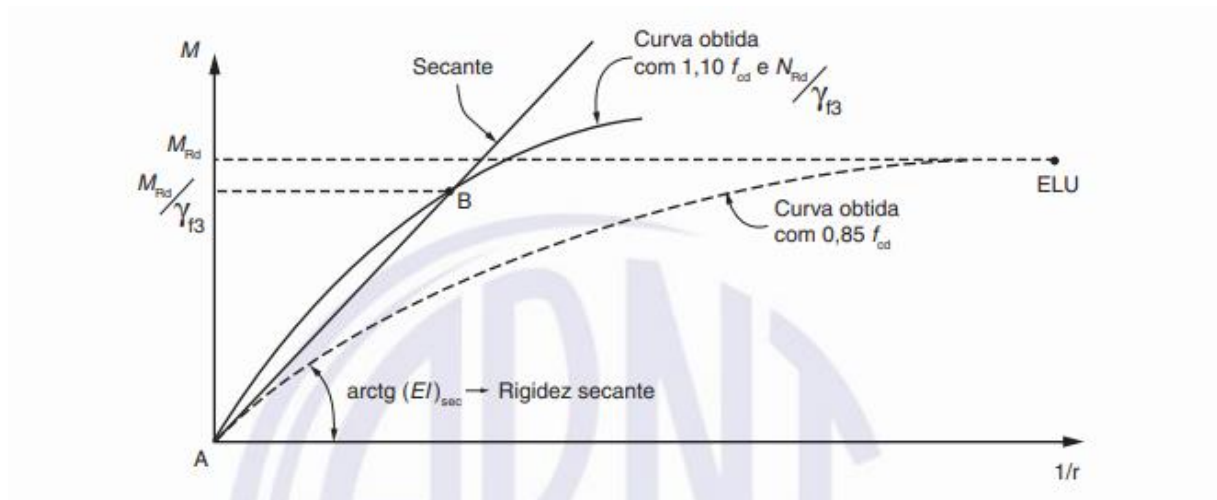
A não-linearidade física deve ser considerada por meio do diagrama momento-curvatura, para cada seção do concreto.

A ABNT NBR 6118 (2014, p.100) traz que:

O principal efeito da não linearidade física pode, em geral, ser considerado através da construção da relação momento-curvatura para cada seção, com armadura suposta conhecida, e para o valor da força normal atuante. (NBR 6118, 2014, p.100).

Podemos observar a relação momento-curvatura na Figura 4.

Figura 4 - Relação momento-curvatura



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Na Figura 4 obtemos os dados que auxiliam no cálculo de efeitos de 2ª ordem, mas realizar estes cálculos é um processo complexo, como explicado por Dreyer (2018, p.25).

A consideração dos efeitos de 2ª ordem acaba levando a um processo iterativo, no qual torna-se conveniente uso de alguma ferramenta computacional de análise estrutural. Isso ocorre pois a cada vez que forem considerados os efeitos de 2ª ordem, surgirá um incremento no deslocamento da estrutura, que acarretará em outro efeito adicional de 2ª ordem e assim sucessivamente, até se obter a configuração final deformada e os esforços que nela aparecem. (Dreyer, 2018, p.25)

Desta forma, o cálculo computacional através de programas mostra-se uma alternativa lógica para as análises dos parâmetros de instabilidade estrutural.

2.5 DESLOCAMENTOS LIMITES

Segundo a Norma NBR 6118/2014, item 13.3 pág. 76, deslocamentos-limites são valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura. São classificados nos grupos básicos relacionados a seguir:

- a) Aceitabilidade sensorial: O limite é caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável;
- b) Efeitos específicos: os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção;
- c) Efeitos em elementos não estruturais: deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão a ela ligados;
- d) Efeitos em elementos estruturais: os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas. Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.

O deslocamento limite lateral de edifícios provocado pela ação do vento, para combinação frequente com $\psi_1 = 0,30$, nas direções X e Y, é calculado pela Equação 1:

$$\delta = \frac{H_{tot}}{1700} \quad (1)$$

onde:

- δ = deslocamento horizontal;
- H_{tot} = altura total do edifício.

O deslocamento limite lateral entre dois pavimentos seguidos provocado pela atuação de ações horizontais é dado pela Equação 2:

$$\delta_1 = \frac{H_1}{850} \quad (2)$$

onde:

- δ_1 = deslocamento horizontal entre os pavimentos;
- H_1 = desnível entre dois pavimentos seguidos.

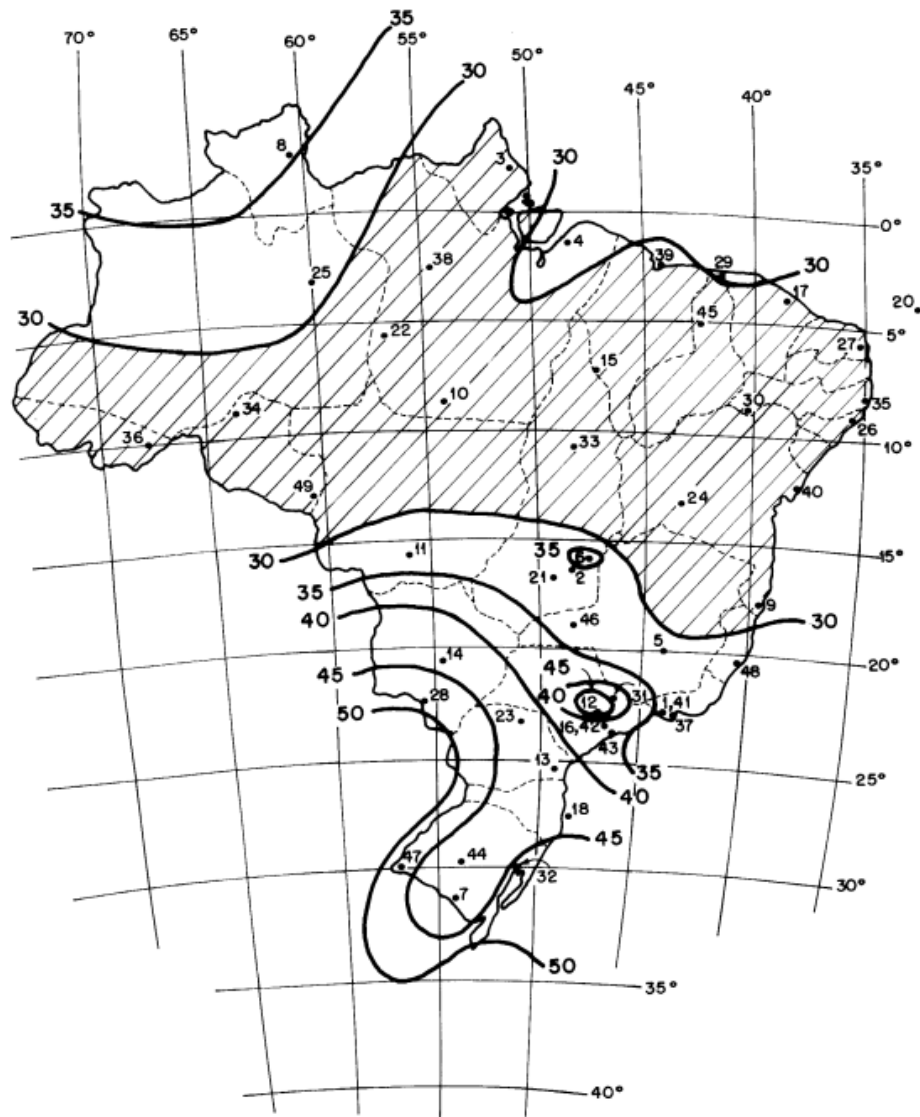
2.6 CARGAS DE VENTOS

A carga horizontal imposta nas edificações provém da ação dos ventos, é um fator importante a ser levado em consideração quando se trata do cálculo estrutural de edifícios, é uma carga variável aplicada horizontalmente que pode ocasionar surgimento de esforços que atuarão diretamente na estrutura.

Ação dos ventos nos edifícios é determinada por dois aspectos: Meteorológicos e aerodinâmicos. Segundo Moncayo (2011, p. 101), os aspectos meteorológicos serão responsáveis pela velocidade do vento a considerar no projeto da estrutura de uma edificação, ela é avaliada a partir de considerações como: local da edificação, tipo de terreno, altura da edificação rugosidade do terreno e tipo de ocupação. Por outro lado, os aspectos aerodinâmicos levam em consideração o impacto do vento de acordo com a forma da edificação, pois ao incidir sobre uma edificação, o vento terá um comportamento diferente a depender de sua forma.

A ABNT NBR 6123:1988, pág. 6 apresenta o mapa de isopletas, onde podemos consultar a velocidade básica do vento V_0 (m/s), este mapa está representado na Figura 5.

Figura 5 - Mapa de Isopletas, velocidade básica V_0 (m/s)



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

Com os dados apresentados no mapa e com o estudo de campo, podemos calcular a velocidade característica do vento V_k , que é a velocidade que será aplicada na estrutura, por meio da Equação 3:

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 \quad (3)$$

Onde:

- V_0 = Velocidade básica do vento;
- S_1 = fator topográfico;

- S_2 = fator de rugosidade, que depende da rugosidade do terreno e das dimensões da edificação;
- S_3 = fator estatístico;

Para determinar os valores de S_1 é necessário observar a ABNT NBR 6123:1988 página 5, onde encontramos os valores dependendo da topografia do terreno, para o caso de terreno plano ou quase plano, consideramos $S_1 = 1,0$, para o caso de vales protegidos, consideramos $S_1 = 0,9$. A norma também apresenta valores diferentes caso o terreno apresente morros ou taludes.

O fator S_2 é determinado de acordo com a categoria e classe do terreno. A categoria é nomeada de I a V, sendo:

- Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;
- Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas;
- Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas;
- Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada;
- Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.

As classes são nomeadas em A, B e C, que classificam a estrutura de acordo com sua dimensão, sendo:

- Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m;
- Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m;

- Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Tabela 1 - Fator S_2

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

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

Por fim, o fator S_3 é baseado em conceitos estatísticos, considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. A Tabela 2 apresenta os parâmetros adotados para a definição deste fator.

Tabela 2 - Fator S_1

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

2.7 PARÂMETROS DE INSTABILIDADE

A NBR 6118/2014 apresenta dois processos aproximados para determinar se a estrutura deve ser classificada sendo nós fixos ou de nós móveis, indicando se a consideração dos efeitos globais de segunda ordem é dispensável. São apresentados a seguir ambos os processos.

2.7.1 PARÂMETROS DE INSTABILIDADE ALFA

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 104) apresenta a equação para o cálculo de instabilidade alfa (α) e as equações subsequentes para o cálculo de α_1 .

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{N_k / E_{cs} I_c} \quad (4)$$

Onde:

- H_{tot} : altura total da estrutura,
- N_k : somatório das cargas verticais atuantes na estrutura;
- $E_{cs} I_c$: somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

Ainda segundo a mesma norma, na análise de estabilidade global de uma estrutura, pode-se adotar como módulo de deformação secante (E_{cs}) o valor do módulo de deformação tangente inicial (E_{ci}), vezes o coeficiente α_i , medido aos 28 dias, como mostrado nas equações 5, 6 e 7.

$$E_{ci} = \alpha_E * 5600 * \sqrt{fck} \quad (5)$$

Sendo fck a resistência característica a compressão do concreto, em MPa e α_E uma variável de acordo com o agregado gráudo empregado no concreto:

- $\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio
- $\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaiss
- $\alpha_E = 0,9$ para calcário
- $\alpha_E = 0,7$ para arenito

$$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci} \quad (6)$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \frac{fck}{80} \leq 1,0 \quad (7)$$

A Tabela 3 apresenta valores estimados arredondados que podem ser usados no projeto estrutural (ABNT NBR 6118, 2014).

Tabela 3 – Valores dos módulos de E_{ci} e E_{cs} empregados no projeto estrutural

Classe de Resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,9	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Para a definição da rigidez de um pilar equivalente à estrutura, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 104) indica o seguinte processo:

-Calcular o deslocamento do topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal na direção considerada;

-Calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H_{tot} , tal que, sob a ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo. (NBR 6118, 2014, p.104).

Desta forma, pode-se comparar o resultado com os valores de α_1 , sendo que se $\alpha < \alpha_1$ a estrutura pode ser considerada de nós fixos e se $\alpha > \alpha_1$ a estrutura pode ser considerada como nós móveis.

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad (8)$$

Sendo:

- n : número de pavimentos acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 105) ainda indica os seguintes valores para α_1 :

O valor-limite $\alpha_1 = 0,6$ prescrito para $n \geq 4$ é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios. Para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede, adotar $\alpha_1 = 0,6$. No caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, adotar $\alpha_1 = 0,7$. Quando só houver pórticos, adotar $\alpha_1 = 0,5$. (NBR 6118, 2014, p.105).

Portanto:

$$\alpha_1 = 0,6 \quad (9)$$

2.7.2 COEFICIENTE GAMA Z

O processo aproximado gama z (γ_z) para avaliar a reação da estrutura aos efeitos de 2ª ordem foi desenvolvido em 1991, por dois engenheiros brasileiros, Mário Franco e Augusto Carlos Vasconcelos. Apresentado pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 105).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \left(\frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{tot,d}} \right)} \quad (10)$$

Onde:

- $M_{tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;
- $\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

A norma conclui que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição $\gamma_z \leq 1,10$, ou seja, para valores inferiores considera-se que os efeitos globais de 2ª ordem representem um valor inferior a 10% dos esforços globais de 1ª ordem atuantes, logo, os efeitos globais de 2ª ordem podem ser desprezados. Diferentemente da análise do processo de instabilidade alfa, onde o valor de α_1 se altera de acordo com o sistema de contraventamento adotado, o processo do coeficiente γ_z se dá para qualquer tipo de contraventamento.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 105) ainda indica que a equação do coeficiente γ_z é válido, na importância dos efeitos de 2ª ordem globais para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares.

O coeficiente γ_z , além de indicar se a estrutura deve ser considerada como nós fixos ou nós móveis, estima os acréscimos dos valores de esforços globais de 2ª ordem, como apresentado na mesma referência.

Uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem 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 $\gamma_z \leq 1,3$. (NBR 6118, 2014, p.106).

Valores de γ_z maiores que 1,3 sugerem que a estrutura possui grau elevado de instabilidade, tornando-a inviável devido aos esforços finais elevados, como apontado por Dreyer (2018, p.33).

Considerando-se essa aproximação da norma, pode-se também afirmar que, de maneira ampla, para um $\gamma_z = 1,05$ os efeitos de 2ª ordem representam um acréscimo de aproximadamente 5% nos respectivos efeitos de 1ª ordem; para um $\gamma_z = 1,10$ eles representam 10%; para $\gamma_z = 1,20$ representam 20% e assim sucessivamente até o limite de $\gamma_z = 1,30$. (Dreyer, 2018, p.33).

No que tange a não linearidade física (NLF) em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode ser considerada de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores apontados pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 106). Apresentado pelas equações abaixo, sendo a Equação 11 aplicada a lajes, a Equação 12 aplicada a vigas em que $As' = As$, a Equação 13 aplicada em vigas onde $As' = As$ e a Equação 14 aplicada em pilares.

$$(EI)_{sec} = 0,3 E_{ci} l_c \quad (11)$$

$$(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci} l_c \quad (12)$$

$$(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci} l_c \quad (13)$$

$$(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci} l_c \quad (14)$$

Sendo:

- $(EI)_{sec}$: o valor da rigidez secante do elemento estrutural considerando aproximadamente a NLF;
- E_{ci} : o valor do módulo de deformação inicial;

- I_c : o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;

Importante também compreender que:

- A_s : área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;
- A_s' : área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão.

2.8 PROCESSO P-DELTA

O Processo P-Delta é um processo iterativo desenvolvido para se obter mais exatidão no estudo dos efeitos de 2ª ordem dos edifícios. Enquanto os processos abordados anteriormente são aproximados, indicando se há necessidade de uma análise de 2ª ordem e estimando os acréscimos gerados nos esforços, no caso do coeficiente γ_z , o processo P-Delta é mais complexo e preciso, realizado através de uma série de iterações.

As etapas do processo são bem descritas por Fusco (1981, p.368).

O processo se desenvolve por aproximações sucessivas. Na 1ª etapa é feita uma análise linear de 1ª ordem, calculando-se os deslocamentos horizontais Δ_1 dos diferentes andares.

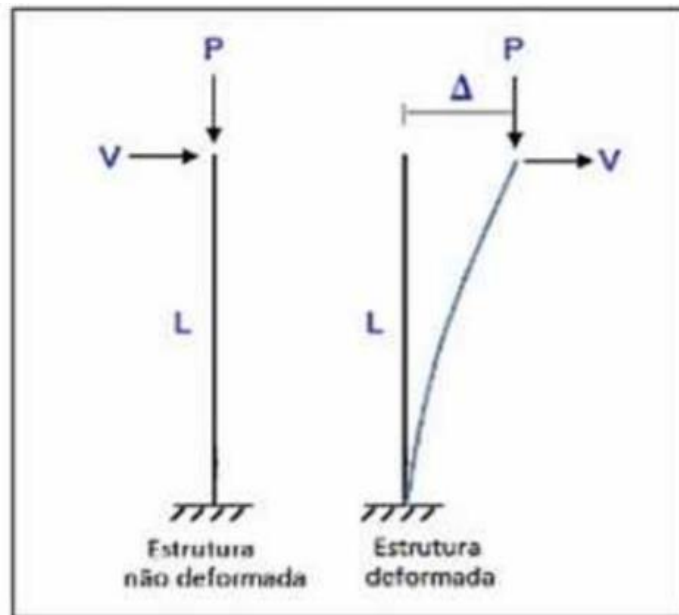
Na 2ª etapa vão ser considerados os efeitos dos deslocamentos horizontais calculados na etapa anterior.

Todavia, em lugar de as barras serem consideradas com deformações iniciais, como foi feito em outros casos já analisados, admite-se novamente a configuração inicial do pórtico, substituindo-se o efeito de 2ª ordem por um efeito de primeira ordem equivalente.

Para isso, na 2ª etapa, serão considerados forças horizontais suplementares. (Fusco, 1981, p.368).

Para um melhor entendimento, em edifícios com uma não linearidade geométrica, o surgimento de esforços que produzem deslocamentos laterais gera momentos adicionais que se somam a carga vertical (P), multiplicada pelos deslocamentos (Delta). Estes acréscimos de momento são substituídos por um binário de mesmo efeito, causado por forças equivalentes. Em uma segunda etapa, a estrutura é novamente processada, considerando os efeitos anteriores, gerando novos acréscimos de momento, gerando novas forças horizontais. O processo é repetido até que os acréscimos obtidos sejam pequenos o suficiente para que sejam desconsiderados.

Figura 6 - Estado não deformado e estado deformado da estrutura



Fonte: Oliveira, 1988.

Este método é muito utilizado em softwares de cálculo estrutural, devido a sua complexibilidade. O programa Eberick V8 Gold também utiliza este método de análise.

3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

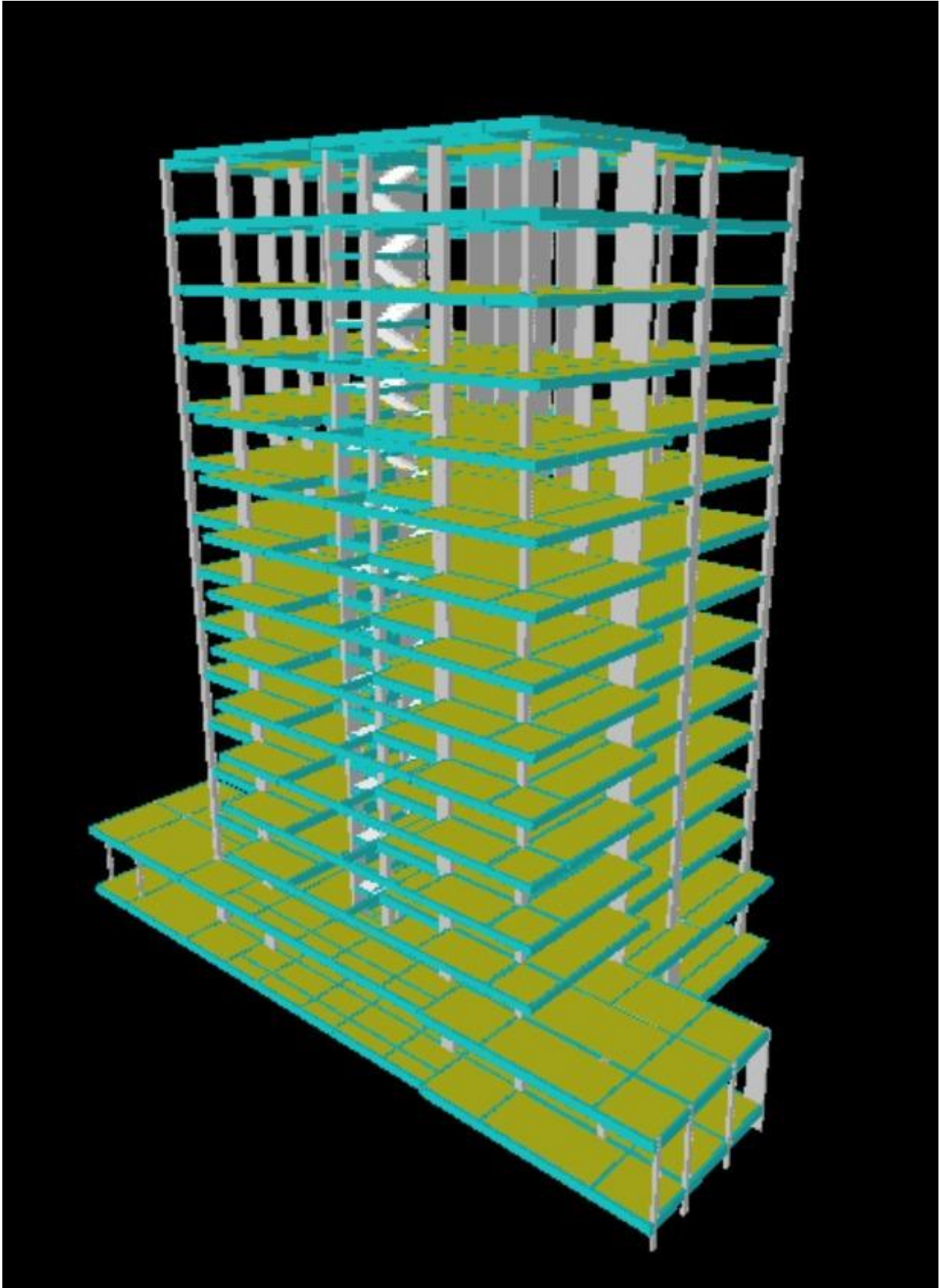
Este capítulo tem como objetivo descrever os métodos e decisões adotadas para obtenção dos resultados que serão apresentados no capítulo 4. Serão observadas as normas técnicas vigentes para as decisões tomadas e descritas as simplificações adotadas.

3.1 APRESENTAÇÃO DO PROJETO

Neste trabalho foi analisado o comportamento global da estrutura de um edifício residencial em concreto armado com 14 pavimentos, onde inclui-se 1 pavimento térreo e 13 pavimentos tipo. A altura de piso a piso dos pavimentos tipo é de 3,02 metros e a altura total do edifício é de 46,45 metros. O empreendimento em questão possui 36 pilares de seções variadas que acompanham a estrutura do térreo ao 14º pavimento, além de dois pilares denominados PT1 e PT2 que nascem no 2º pavimento e morrem no 14º pavimento. Esses últimos dois pilares têm seção de 19 x 95 cm com a finalidade de reforçar a laje em locais onde o vão seria excessivo, distribuindo com mais eficácia o peso da alvenaria de vedação dos ambientes onde foram posicionados. O empreendimento conta também com 47 vigas de seções variadas e 20 lajes maciças por pavimento tipo.

Para a realização dos cálculos estruturais foi utilizado o software o Eberick V8 gold, que é comercializado pela empresa AltoQi. Para realizar a análise global da estrutura do edifício por meio deste software, o modelo em pórtico 3D da estrutura é apresentado na Figura 7. Por meio deste software podemos também avaliar a estrutura através do pórtico unifilar 3D de barras, onde visualizamos os elementos estruturais por seus eixos, onde as vigas e pilares são representadas por meio de barras, desta forma o programa nos apresenta diversos dados globais, como os deslocamentos dos nós da estrutura sob o efeito das cargas. Podemos verificar também os diagramas de esforços solicitantes axiais, fletores, torsões e cortantes.

Figura 7 - Modelo 3D original



Fonte: Autor.

O edifício foi projetado originalmente adotando-se uma resistência à compressão do concreto variável de 25 e 30 MPa, de acordo com a Tabela 4.

Tabela 4 - Resistência à compressão do concreto aplicado nos modelos de f_{ck} variável

Pavimentos	f_{ck} (MPa)	E_{ci} (MPa)	E_{cs} (MPa)
11 (Térreo até o tipo 9)	30	30.672	26.071
4 (Tipo 10 até o tipo 13)	25	28.000	24.150
Considerando $E_{ci} = \alpha_E * 5600 \sqrt{f_{ck}}$ e $E_{cs} = \left(0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{80}\right) * E_{ci}$.			

Fonte: Autor.

A Tabela 4 está identificando também o módulo de deformação tangente inicial do concreto (E_{ci}) e o módulo de deformação secante do concreto (E_{cs}), parâmetros obtidos de acordo com o f_{ck} empregado e a composição do agregado graúdo utilizado, que define o α_E presente na fórmula. Para este empreendimento consideraremos o uso de granito como agregado graúdo ($\alpha_E = 1$).

Os blocos adotados para a alvenaria de vedação foram de 14 x 19 x 29 centímetros e as cargas foram consideradas junto à carga permanente da estrutura.

3.1.1 DEFINIÇÃO DE CARGAS DE VENTO

Para a avaliação da carga horizontal de vento foram utilizados os parâmetros apresentados na NBR 6123/1988, onde foi considerando a localização geográfica do empreendimento, sua dimensão e a topografia do terreno.

Velocidade básica do vento: 45 m/s

Categoria: V

Classe: B

Fator topográfico S_1 : 1,0

Fator estatístico S_3 : 1,0

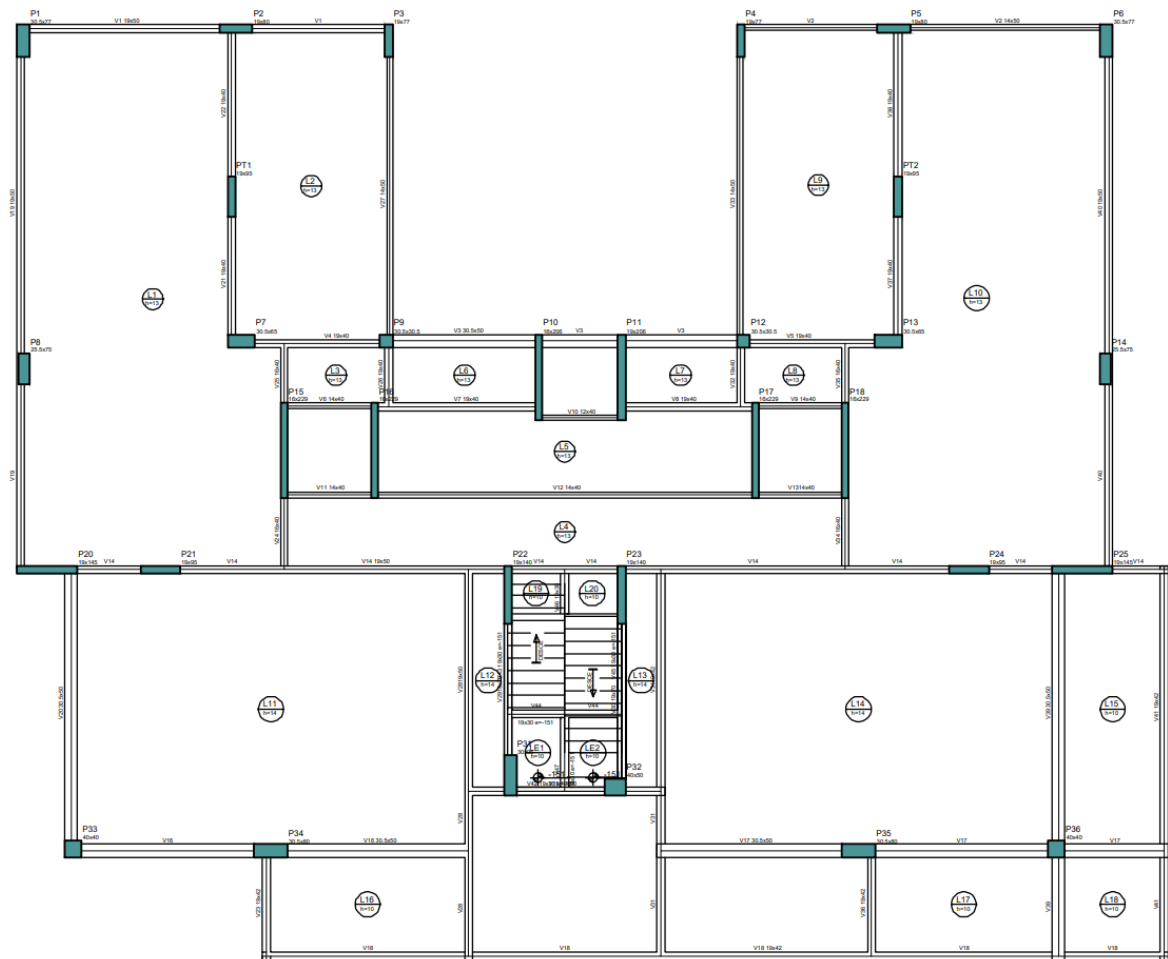
De acordo com estes parâmetros, onde os 45 m/s correspondem a velocidade básica do vento para a cidade de Porto Alegre, o empreendimento está localizado em área urbana cercada de prédios de dimensões parecidas, por este motivo foi adotado

a categoria V. A classe B corresponde as dimensões do empreendimento, onde nenhuma medida ultrapassa 50 metros. O fator topográfico S1 se deve ao fato que o empreendimento se encontra em terreno plano ou fracamente acidentado. O fator estatístico S3 corresponde ao fator de ocupação, que para o caso residencial é alto.

3.1.2 PLANTA DE FORMA

A Figura 8 apresenta a planta de formas do pavimento tipo.

Figura 8 – Planta de formas do pavimento tipo do modelo 1



- Alteração na resistência característica à compressão do concreto utilizado no projeto:
 - Análise usando um f_{ck} variável, conforme Tabela 4;
 - Análise usando um f_{ck} constante de 25 Mpa;
 - Análise usando um f_{ck} constante de 30 Mpa;
 - Análise usando um f_{ck} constante de 40 Mpa;
 - Análise usando um f_{ck} constante de 50 Mpa.
- Alteração na rigidez dos elementos estruturais:
 - Sem considerar redução na rigidez dos elementos estruturais;
 - Considerando 80% da rigidez dos pilares, 40% das vigas, e 50% das lajes;
 - Considerando 80% da rigidez dos pilares, 60% das vigas, e 50% das lajes;
 - Considerando 70% da rigidez dos pilares e das vigas.
- Alteração nos eixos dos pilares P3, P4, P10, P11, P15, P16, P17 e P18.
- Redução de seções dos pilares do pavimento tipo.

Para um melhor entendimento, na Tabela 5 são listados todos os exemplos gerados com as alterações:

Tabela 5 - Modelos estruturais

	f_{ck}	Rigidez	Eixo dos Pilares	Seções dos Pilares
Modelo 1	Variável	1*Eci*Lc - Pilares 1*Eci*Lc - Vigas 1*Eci*Lc - Lajes	Original	Original
Modelo 2	25 MPa	1*Eci*Lc - Pilares 1*Eci*Lc - Vigas 1*Eci*Lc - Lajes	Original	Original
Modelo 3	30 MPa	1*Eci*Lc - Pilares 1*Eci*Lc - Vigas 1*Eci*Lc - Lajes	Original	Original
Modelo 4	40 MPa	1*Eci*Lc - Pilares 1*Eci*Lc - Vigas 1*Eci*Lc - Lajes	Original	Original
Modelo 5	50 MPa	1*Eci*Lc - Pilares 1*Eci*Lc - Vigas 1*Eci*Lc - Lajes	Original	Original

	<i>fck</i>	Rigidez	Eixo dos Pilares	Seções dos Pilares
Modelo 6	Variável	0,8*Eci*Lc - Pilares 0,6*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes	Original	Original
Modelo 7	25 MPa	0,8*Eci*Lc - Pilares 0,6*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes	Original	Original
Modelo 8	30 MPa	0,8*Eci*Lc - Pilares 0,6*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes	Original	Original
Modelo 9	40 MPa	0,8*Eci*Lc - Pilares 0,6*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes	Original	Original
Modelo 10	50 MPa	0,8*Eci*Lc - Pilares 0,6*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes	Original	Original
Modelo 11	Variável	0,8*Eci*Lc - Pilares 0,4*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes	Original	Original
Modelo 12	25 MPa	0,8*Eci*Lc - Pilares 0,4*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes	Original	Original
Modelo 13	30 MPa	0,8*Eci*Lc - Pilares 0,4*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes	Original	Original
Modelo 14	40 MPa	0,8*Eci*Lc - Pilares 0,4*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes	Original	Original
Modelo 15	50 MPa	0,8*Eci*Lc - Pilares 0,4*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes	Original	Original
Modelo 16	Variável	0,7*Eci*Lc - Pilares 0,7*Eci*Lc - Vigas 0,7*Eci*Lc - Lajes	Original	Original
Modelo 17	25 MPa	0,7*Eci*Lc - Pilares 0,7*Eci*Lc - Vigas 0,7*Eci*Lc - Lajes	Original	Original
Modelo 18	30 MPa	0,7*Eci*Lc - Pilares 0,7*Eci*Lc - Vigas 0,7*Eci*Lc - Lajes	Original	Original
Modelo 19	40 MPa	0,7*Eci*Lc - Pilares 0,7*Eci*Lc - Vigas 0,7*Eci*Lc - Lajes	Original	Original

	f_{ck}	Rigidez	Eixo dos Pilares	Seções dos Pilares
Modelo 20	50 MPa	0,7*Eci*Lc - Pilares 0,7*Eci*Lc - Vigas 0,7*Eci*Lc - Lajes	Original	Original
Modelo 21	25 MPa	0,8*Eci*Lc - Pilares 0,4*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes	Alterado	Original
Modelo 22	50 MPa	0,8*Eci*Lc - Pilares 0,4*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes	Alterado	Original
Modelo 23	25 MPa	0,8*Eci*Lc - Pilares 0,4*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes	Original	Reduzidas
Modelo 24	50 MPa	0,8*Eci*Lc - Pilares 0,4*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes	Original	Reduzidas

Fonte: Autor.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão analisados os resultados obtidos para cada um dos modelos estruturais descritos no capítulo anterior.

Para critério de avaliação, foi adotado o limite de 1,30 para o parâmetro de instabilidade global γ_z , conforme NBR 6118/2014.

Os deslocamentos apresentados na estrutura foram calculados pela Equação 1 e 2. Os deslocamentos característicos são deslocamentos calculados no topo da estrutura para todas as direções de carga de vento, onde apenas o carregamento horizontal é considerado, ou seja, são desconsiderados quaisquer outros tipos de carga presente na estrutura, como as cargas acidentais e o peso próprio. O deslocamento frequente provem da multiplicação do deslocamento característico com o fator de redução ψ_1 .

A Equação 15 apresenta a combinação de carga para a verificação do deslocamento horizontal.

$$\psi_1 * F_{vento} \quad (15)$$

Onde:

- ψ_1 = Fator de combinação frequente do Estado Limite de Serviço = 0,3.
- F_{vento} = Carga horizontal aplicada pelo vento.

O valor do fator de combinação frequente do estado limite de serviço pode ser verificado na Tabela 13.3 da NBR 6118/2014, enquanto a carga de vento é definida pela NBR 6123/1988.

4.1 IMPACTO NA ESCOLHA DE f_{ck} .

4.1.1 EFEITOS DA UTILIZAÇÃO DE DIFERENTES VALORES DE f_{ck} NA ANÁLISE GLOBAL SEM REDUÇÃO DE RIGIDEZ

No modelo 1 o edifício foi analisado sem nenhuma redução na rigidez dos elementos estruturais. O maior deslocamento, presente no topo da edificação, obtido neste exemplo foi de 0,76 cm na direção X e 0,81 cm na direção Y, ambos os valores estão muito abaixo do limite de 2,73 cm. Este limite foi obtido pela Equação 1 deste trabalho. A análise do γ_z resultou em 1,11 para a direção X e 1,09 para a direção Y, os valores estão abaixo do limite de 1,30 apresentado na NBR 6118/2014.

Para o modelo 2, a estrutura foi analisada considerando a aplicação de concreto com resistência característica à compressão de 25 MPa, resistência mínima para estruturas localizadas em áreas urbanas, classe de agressividade II, segundo a Tabela 7.1 da NBR 6118/2014, página 18.

Concretos com resistência característica à compressão de 25 MPa possuem módulo de elasticidade (E_{ci}) de 28.000 MPa e módulo de deformação (E_{cs}) de 24.150 MPa, considerando granito como agregado graúdo.

Os valores de deslocamentos horizontais no topo da estrutura obtidos nesta configuração foram de 0,82 cm para a direção X e 0,88 cm para a direção Y, ambos os valores estão abaixo do limite de 2,73 cm. O valor de γ_z para o exemplo foi de 1,12 na direção X e 1,10 na direção Y.

O modelo 3 apresenta alteração na resistência característica à compressão do concreto aplicado, sendo 30 MPa. Concretos com esta resistência à compressão possuem módulo de elasticidade (E_{ci}) de aproximadamente 31.000 MPa e módulo de deformação (E_{cs}) de aproximadamente 27.000 MPa, considerando granito como agregado graúdo.

Os valores de deslocamentos obtidos para este exemplo foram de 0,75 cm para a direção X e 0,80 cm para a direção Y. Já o valor de γ_z foi de 1,11 para a direção X e 1,09 para a direção Y.

No modelo 4, a resistência à compressão do concreto aplicado foi de 40 MPa, para esta classe de concreto, o módulo de elasticidade (E_{ci}) é de aproximadamente 35.000

MPa e módulo de deformação (E_{cs}) é de aproximadamente 32.000 MPa, considerando granito como agregado graúdo.

Os valores de deslocamento no topo da estrutura foram de 0,65 cm na direção X e 0,69 cm na direção Y. Os valores de γ_z obtidos foram de 1,09 para a direção X e 1,08 para a direção Y.

No modelo 5, a alteração consiste na aplicação de concreto com resistência característica à compressão de 50 MPa. Concretos com esta resistência possuem módulo de elasticidade (E_{ci}) de aproximadamente 40.000 MPa e módulo de deformação (E_{cs}) de aproximadamente 37.000 MPa, considerando granito como agregado graúdo.

Para este exemplo os valores de deslocamentos no topo da estrutura foram de 0,58 cm na direção X e 0,62 cm na direção Y. O valor de γ_z para a direção X foi de 1,08 e para a direção Y foi de 1,07. Percebe-se que a utilização do f_{ck} de 50 MPa, aliado à não redução da rigidez dos elementos estruturais, reduziu consideravelmente os deslocamentos horizontais da estrutura e reduziu também o fator de estabilidade global γ_z para um valor menor de 1,10, possibilitando a estrutura a ser considerada como nós fixos, desprezando a análise dos efeitos de segunda ordem.

A Tabela 6 apresenta os deslocamentos horizontais por pavimentos de todas as variações de f_{ck} analisadas, enquanto a Tabela 7 apresenta os deslocamentos no topo das estruturas analisadas juntamente com o parâmetro de estabilidade global γ_z dos exemplos apresentados.

Tabela 6 - Deslocamento horizontais por pavimentos sem redução de rigidez e com diferentes valores de f_{ck} .

Deslocamento Frequente (cm) (Limite 2,73 cm)										
Pavimento	Variável		25 MPa		30 MPa		40 MPa		50 MPa	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Tipo 13	0,76	0,81	0,82	0,88	0,75	0,80	0,65	0,69	0,58	0,62
Tipo 12	0,74	0,78	0,80	0,84	0,73	0,77	0,63	0,67	0,57	0,60
Tipo 11	0,71	0,74	0,77	0,80	0,70	0,73	0,61	0,63	0,54	0,57
Tipo 10	0,67	0,70	0,74	0,76	0,67	0,69	0,58	0,60	0,52	0,54

Deslocamento Frequente (cm) (Limite 2,73 cm)										
Pavimento	Variável		25 MPa		30 MPa		40 MPa		50 MPa	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Tipo 9	0,64	0,65	0,69	0,71	0,63	0,65	0,55	0,56	0,49	0,50
Tipo 8	0,59	0,60	0,65	0,65	0,59	0,59	0,51	0,51	0,46	0,46
Tipo 7	0,54	0,54	0,59	0,59	0,54	0,54	0,47	0,47	0,42	0,42
Tipo 6	0,49	0,48	0,53	0,52	0,49	0,49	0,42	0,41	0,38	0,37
Tipo 5	0,43	0,41	0,47	0,45	0,43	0,43	0,37	0,35	0,33	0,32
Tipo 4	0,37	0,34	0,40	0,37	0,37	0,37	0,32	0,30	0,28	0,26
Tipo 3	0,30	0,27	0,33	0,30	0,30	0,30	0,26	0,23	0,23	0,21
Tipo 2	0,24	0,20	0,26	0,22	0,24	0,24	0,20	0,17	0,18	0,16
Tipo 1	0,17	0,14	0,18	0,15	0,17	0,17	0,15	0,12	0,13	0,11
2 Pav	0,10	0,08	0,11	0,09	0,10	0,10	0,09	0,07	0,08	0,06
Térreo	0,02	0,02	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,01

Fonte: Autor.

Tabela 7 - Parâmetros de estabilidade global Y_z sem redução de rigidez e alteração no valor de fck .

Parâmetros de estabilidade Global		fck				
		Variável	25 MPa	30 MPa	40 MPa	50 MPa
Deslocamento no Topo	Direção X	0,76	0,82	0,75	0,65	0,58
	Direção Y	0,81	0,88	0,80	0,69	0,62
Y_z	Direção X	1,11	1,12	1,11	1,09	1,08
	Direção Y	1,09	1,10	1,09	1,08	1,07

Fonte: Autor.

Os valores de γ_z sofreram pouca diferença entre os exemplos analisados. A variação entre o modelo 1, sem nenhuma redução da rigidez e com valores de fck variável ao longo da estrutura, e o modelo 2, sem nenhuma redução da rigidez e com

valor de f_{ck} fixo de 25 MPa ao longo da estrutura, foi de 0,90% na direção X e 0,92% na direção Y. Não houve variação entre o modelo 1 e o modelo 3, sem nenhuma redução da rigidez e com valor de f_{ck} fixo de 30 MPa. Já a variação entre o modelo 1 e o modelo 4, sem nenhuma redução da rigidez e com valor de f_{ck} constante de 40 MPa foi de 1,80% na direção X e 1,92% na direção Y. A variação entre o modelo 1 e o modelo 5, sem nenhuma redução da rigidez e com valor de f_{ck} constante de 50 MPa, foi de 2,70% na direção X e 1,83% na direção Y. A variação entre o modelo 2 e o modelo 3 foi de 0,90% na direção X e 0,92% na direção Y. E entre o modelo 2 e o modelo 4 a variação foi de 2,58% na direção X e 1,82% na direção Y. Entre o modelo 2 e o modelo 5, a variação em X foi de 3,57% e em Y foi de 2,73%. Em relação ao modelo 3, sua variação quando comparada com o modelo 4 foi de 1,80% na direção X e 0,92% na direção Y. A variação entre os modelos 3 e 5 foram de 2,70% na direção X e 1,83% na direção Y. Por fim, a diferença entre o modelo 4 e o modelo 5 foi de 0,92% na direção X e 0,93% na direção Y.

A Tabela 8 apresenta de forma organizada a variação entre os parâmetros de estabilidade γ_z .

Tabela 8 - Variação do γ_z em % sem redução na rigidez e diferentes valores de f_{ck}

Parâmetros de estabilidade Global		f_{ck}									
		Variável		25 MPa		30 MPa		40 MPa		50 MPa	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
f_{ck}	Variável	-	-	0,90%	0,92%	0,00%	0,00%	1,80%	0,92%	2,70%	1,83%
	25 MPa	0,90%	0,92%	-	-	0,90%	0,92%	2,68%	1,82%	3,57%	2,73%
	30 MPa	0,00%	0,00%	0,90%	0,92%	-	-	1,80%	0,92%	2,70%	1,83%
	40 MPa	1,80%	0,92%	2,68%	1,82%	1,80%	0,92%	-	-	0,92%	0,93%
	50 MPa	2,70%	1,83%	3,57%	2,73%	2,70%	1,83%	0,92%	0,93%	-	-

Fonte: Autor.

A partir dos resultados analisados, podemos afirmar que quanto menor o valor do módulo de elasticidade secante (E_{cs}) e do módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci}) do concreto, maior o deslocamento apresentado na estrutura. Os valores de deslocamento no topo da estrutura apresentados para o f_{ck} 25 MPa foram superiores aos demais modelos, tendo 0,07 cm a mais de deslocamento na direção X e 0,08 cm

na direção Y, se comparado com o modelo 3, que possui f_{ck} 30 MPa e tem o segundo maior deslocamento no topo dentre os modelos. Em comparação com o modelo 5, que possui f_{ck} 50 MPa, a diferença passou para 0,24 cm na direção X e 0,26 cm na direção Y. Os deslocamentos apresentados entre o modelo 1, que tem f_{ck} variável, conforme Tabela 4, e o modelo 3, que possui f_{ck} constante de 30 MPa não apresentaram diferenças significativas, sendo 0.01 cm tanto na direção X quanto na direção Y.

Entre os pavimentos, o deslocamento máximo permitido é de 0,35cm, segundo a Equação 2 deste trabalho, nenhum modelo apresentou deslocamento entre seus pavimentos maior que o limite.

Os valores de γ_z dos modelos apresentados ficaram por volta do limite de 1,10 que define se a estrutura é considerada de nós rígidos, situação na qual pode-se ignorar os efeitos de segunda ordem, ou nós móveis, onde deve-se considerar tais efeitos, de forma que os modelos 1, 2 e 3, na direção X são considerados de nós móveis enquanto os modelos 4 e 5, na mesma direção, são considerados de nós rígidos. Para a direção Y, os modelos 1, 3, 4 e 5 são considerados de nós rígidos e apenas o modelo 2 é considerado de nós móveis.

Todos deslocamentos estão dentro do limite definido pela Equação 1 e 2 deste trabalho, assim como todos os fatores de γ_z estão de acordo com a NBR 6118/2014, de forma que qualquer uma destas opções poderia ser adotada para a construção deste empreendimento.

4.1.2 EFEITOS DA UTILIZAÇÃO DE DIFERENTES f_{ck} NA ANÁLISE GLOBAL COM REDUÇÃO DE RIGIDEZ A 80% NOS PILARES, 60% NAS VIGAS E 50% NAS LAJES.

O empreendimento também foi analisado considerando redução no fator de rigidez a 80% nos pilares, 60% nas vigas e 50% nas lajes, e este parâmetro foi aplicada nos modelos 6 a 10, com concretos de diferentes fatores de resistências à compressão.

O modelo 6 considera a estrutura com a redução na rigidez mencionada e variação na resistência à compressão do concreto aplicado de acordo com a Tabela 4. Neste exemplo o deslocamento no topo da estrutura foi 1,12 cm na direção X e 1,21

cm na direção Y. Na análise do γ_z os valores obtidos foram de 1,16 na direção X e 1,14 na direção Y.

No modelo 7 a estrutura foi analisada com a redução na rigidez e concreto com resistência à compressão, constante em todo o empreendimento, de 25 MPa. Para este exemplo, o deslocamento horizontal apresentado no topo da estrutura foi de 1,21 cm na direção X e 1,31 cm na direção Y. Já a análise do γ_z apresenta o valor de 1,18 na direção X e 1,16 na direção Y.

O modelo 8 apresenta a estrutura com a alteração na rigidez e concreto com resistência à compressão fixa de 30 MPa. Neste exemplo o deslocamento horizontal apresentado em X foi de 1,11 cm e em Y de 1,19 cm. O fator de estabilidade global γ_z para este exemplo foi de 1,16 em X e 1,14 em Y.

Em seguida foi analisado o modelo 9 que, além da variação na rigidez, apresenta a estrutura com resistência a compressão fixa de 40 MPa para todo o empreendimento. Para este exemplo, o valor do deslocamento horizontal no topo da estrutura foi de 0,96 cm para a direção X e 1,03 cm para a direção Y. A análise do γ_z resultou no valor de 1,14 para a direção X e 1,12 para a direção Y.

Por fim foi analisado o modelo 10, que consiste na estrutura com a alteração na rigidez e concreto com resistência a compressão fixa de 50 MPa. Para este caso, o deslocamento horizontal em X apresentado no topo da estrutura foi de 0,86 cm e em Y de 0,92 cm. Para o fator γ_z o resultado foi de 1,12 na direção X e 1,11 na direção Y.

A Tabela 9 apresenta os valores de deslocamento por pavimento das estruturas descrito acima, e a Tabela 10 apresenta os valores de deslocamento no topo da estrutura e os valores de γ_z .

Tabela 9 - Deslocamento horizontais por pavimentos com redução de rigidez em 80% nos pilares, 60% nas vigas e 50% nas lajes e com diferentes valores de f_{ck} .

Deslocamento Frequente (cm)					(Limite 2,73 cm)					
Pavimento	Variável		25 MPa		30 MPa		40 MPa		50 MPa	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Tipo 13	1,12	1,21	1,21	1,31	1,11	1,19	0,96	1,03	0,86	0,92
Tipo 12	1,08	1,16	1,18	1,25	1,07	1,14	0,93	0,99	0,83	0,89
Tipo 11	1,04	1,10	1,13	1,19	1,03	1,09	0,90	0,94	0,80	0,84
Tipo 10	0,99	1,04	1,08	1,13	0,99	1,03	0,86	0,89	0,76	0,80
Tipo 9	0,94	0,96	1,02	1,05	0,93	0,96	0,81	0,83	0,72	0,74

Deslocamento Frequente (cm) (Limite 2,73 cm)										
Pavimento	Variável		25 MPa		30 MPa		40 MPa		50 MPa	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Tipo 8	0,87	0,89	0,95	0,97	0,87	0,88	0,75	0,76	0,67	0,68
Tipo 7	0,80	0,80	0,87	0,87	0,80	0,80	0,69	0,69	0,62	0,62
Tipo 6	0,72	0,71	0,79	0,77	0,72	0,70	0,62	0,61	0,56	0,55
Tipo 5	0,64	0,61	0,70	0,66	0,63	0,61	0,55	0,52	0,49	0,47
Tipo 4	0,54	0,50	0,60	0,55	0,54	0,50	0,47	0,44	0,42	0,39
Tipo 3	0,45	0,40	0,49	0,44	0,45	0,40	0,39	0,35	0,35	0,31
Tipo 2	0,35	0,30	0,39	0,32	0,35	0,30	0,30	0,26	0,27	0,23
Tipo 1	0,25	0,20	0,28	0,22	0,25	0,20	0,22	0,17	0,20	0,16
2 Pav	0,16	0,12	0,17	0,13	0,16	0,12	0,13	0,10	0,12	0,09
Térreo	0,04	0,03	0,04	0,03	0,04	0,03	0,03	0,02	0,03	0,02

Fonte: Autor.

Tabela 10 - Parâmetros de estabilidade global Y_z com redução de rigidez em 80% nos pilares, 60% nas vigas e 50% nas lajes e com diferentes valores de f_{ck}

Parâmetros de estabilidade Global		f_{ck}				
		Variável	25 MPa	30 MPa	40 MPa	50 MPa
Deslocamento no Topo	Direção X	1,12	1,21	1,11	0,96	0,86
	Direção Y	1,21	1,31	1,19	1,03	0,92
Y_z	Direção X	1,16	1,18	1,16	1,14	1,12
	Direção Y	1,14	1,16	1,14	1,12	1,11

Fonte: Autor.

Em seguida foi analisada a variação em porcentagem no fator de estabilidade global γ_z . A diferença entre o modelo 6, e o modelo 7, foi de 1,72% na direção X e 1,75% na direção Y. Não houve variação entre o modelo 6 e o modelo 8. Já entre os modelos 6 e 9 a variação foi de 1,72% na direção X e 1,75% na direção Y. A variação entre o modelo 6 e o modelo 10 foi de 3,45% na direção X e 2,63% a direção Y. A variação entre o modelo 7 e o modelo 8 foi de 1,69% na direção X e 1,72% na direção Y. Entre o modelo 7 e o modelo 9 a variação foi de 3,39% na direção X e 3,45% na direção Y. Entre o modelo 7 e o modelo 10, a variação em X foi de 5,08% e em Y foi

de 4,31%. Em relação ao modelo 8, sua variação quando comparada com o modelo 9 foi de 1,72% na direção X e 1,75% na direção Y. A variação entre os modelos 8 e 9 foram de 3,45% na direção X e 2,63% na direção Y. Por fim, a diferença entre o modelo 9 e o modelo 10 foi de 1,79 % na direção X e 0,90 % na direção Y.

A Tabela 11 apresenta de variação entre os parâmetros de estabilidade γ_z analisadas.

Tabela 11 - Variação do γ_z em % com redução de rigidez em 80% nos pilares, 60% nas vigas e 50% nas lajes e com diferentes valores de f_{ck}

Parâmetros de estabilidade Global		f_{ck}									
		Variável		25 MPa		30 MPa		40 MPa		50 MPa	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
f_{ck}	Variável	-	-	1,72%	1,75%	0,00%	0,00%	1,72%	1,75%	3,45%	2,63%
	25 MPa	1,72%	1,75%	-	-	1,69%	1,72%	3,39%	3,45%	5,08%	4,31%
	30 MPa	0,00%	0,00%	1,69%	1,72%	-	-	1,72%	1,75%	3,45%	2,63%
	40 MPa	1,72%	1,75%	3,39%	3,45%	1,72%	1,75%	-	-	1,79%	0,90%
	50 MPa	3,45%	2,63%	5,08%	4,31%	3,45%	2,63%	1,79%	0,90%	-	-

Fonte: Autor.

Os deslocamentos e o parâmetro de estabilidade global γ_z , para os exemplos analisados neste subitem, sofreram o mesmo comportamento em comparação aos exemplos analisados no subitem 4.1, de forma que o modelo 7, que tem o menor f_{ck} dentre os modelos em análise, apresentou o maior deslocamento no topo, tanto na direção X quanto na direção Y, em comparação com o modelo 8. Os deslocamentos foram maiores em uma ordem de 0,10 cm e 0,12 cm nas respectivas direções, comparando com o modelo 10 a diferença de deslocamentos no topo foram de 0,39 cm nos dois sentidos. O modelo 6, que possui f_{ck} variável e o modelo 8, que possui f_{ck} constante de 30 MPa apresentam diferenças insignificantes, de 0,01 cm na direção X e 0,02 cm na direção Y. O modelo 9, que possui f_{ck} de 40 MPa e o modelo 10, que possui f_{ck} de 50 MPa apresentaram os menores deslocamentos no topo da estrutura, sendo a variação entre eles de 0,10 cm na direção X e 0,11 cm na direção Y.

Os deslocamentos entre os pavimentos ficaram abaixo do limite de 0,35 cm mensurado pela Equação 2 deste trabalho.

Para a avaliação do parâmetro de estabilidade γ_z , todos os modelos apresentaram valores superiores a 1,10 na direção X e na direção Y, logo todos os modelos são considerados como nós móveis em ambas as direções, sendo necessário a análise dos efeitos de segunda ordem.

Todos os modelos apresentados nesta análise possuem valores de deslocamento abaixo do limite de 2,73 cm e fatores de estabilidade menores que o limite de 1,30, apresentado pela NBR 6118/2014, de forma que todos os modelos poderiam ser considerados para a construção do empreendimento.

4.1.3 EFEITOS DA UTILIZAÇÃO DE DIFERENTES f_{ck} NA ANÁLISE GLOBAL COM REDUÇÃO DE RIGIDEZ A 80% NOS PILARES, 40% NAS VIGAS E 50% NAS LAJES.

A estrutura foi analisada também com alteração no fator de rigidez entre os elementos estruturais, a alteração adotada foi de redução a 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes. Estes valores são mencionados na NBR 6118/2014, pág. 106, na subseção 15.7.3 como aproximados na consideração de não linearidade física em empreendimentos de, no mínimo, quatro pavimentos.

O modelo 11 considera a estrutura com a redução na rigidez mencionada e variação na resistência à compressão do concreto, aplicado de acordo com a Tabela 4. Neste exemplo a variação no topo da estrutura foi 1,42 cm na direção X e 1,56 cm na direção Y. Na análise do γ_z os valores obtidos foram de 1,21 na direção X e 1,18 na direção Y.

No modelo 12 a estrutura foi analisada com a redução na rigidez e concreto com resistência a compressão fixa, em todo o empreendimento, de 25 MPa. Para este exemplo o deslocamento horizontal apresentado no topo da estrutura foi de 1,54 cm na direção X e 1,69 cm na direção Y. Já a análise do γ_z apresenta o valor de 1,23 na direção X e 1,20 na direção Y.

O modelo 13 apresenta a estrutura com a alteração na rigidez e concreto com resistência a compressão fixa de 30 MPa. Neste exemplo o deslocamento horizontal

apresentado em X foi de 1,41 cm e em Y de 1,55 cm. O fator de estabilidade global γ_z para este exemplo foi de 1,21 em X e 1,18 em Y.

Em seguida foi analisado o modelo 14 que, além da variação na rigidez, apresenta a estrutura com resistência à compressão fixa de 40 MPa para todo o empreendimento. Para este exemplo, o valor do deslocamento horizontal no topo da estrutura foi de 1,22 cm para a direção X e 1,34 cm para a direção Y. A análise do γ_z resultou no valor de 1,17 para a direção X e 1,15 para a direção Y.

Por fim foi analisado o modelo 15, que consiste na estrutura com a alteração na rigidez e concreto com resistência à compressão constante de 50 MPa. Para este caso, o deslocamento horizontal em X apresentado no topo da estrutura foi de 1,09 cm e em Y de 1,20 cm. Para o fator γ_z o resultado foi de 1,15 na direção X e 1,14 na direção Y.

A Tabela 12 apresenta os valores de deslocamento por pavimento das estruturas analisadas neste subitem, e, em seguida, a Tabela 13 apresenta os valores de deslocamento no topo da estrutura e os valores de γ_z .

Tabela 12 - Deslocamento horizontais por pavimentos com redução de rigidez em 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e com diferentes valores de f_{ck}

Deslocamento Frequente (cm) (Limite 2,73 cm)										
Pavimento	Variável		25 MPa		30 MPa		40 MPa		50 MPa	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Tipo 13	1,42	1,56	1,54	1,69	1,41	1,55	1,22	1,34	1,09	1,20
Tipo 12	1,38	1,49	1,50	1,62	1,37	1,48	1,18	1,28	1,06	1,14
Tipo 11	1,33	1,42	1,45	1,54	1,32	1,40	1,14	1,22	1,02	1,09
Tipo 10	1,27	1,33	1,38	1,45	1,26	1,32	1,09	1,15	0,98	1,02
Tipo 9	1,20	1,24	1,31	1,35	1,19	1,23	1,03	1,07	0,92	0,95
Tipo 8	1,12	1,14	1,22	1,24	1,11	1,13	0,96	0,98	0,86	0,88
Tipo 7	1,03	1,02	1,12	1,12	1,02	1,02	0,89	0,88	0,79	0,79
Tipo 6	0,93	0,90	1,01	0,99	0,93	0,90	0,80	0,78	0,72	0,70
Tipo 5	0,82	0,78	0,90	0,85	0,82	0,77	0,71	0,67	0,63	0,60
Tipo 4	0,71	0,64	0,77	0,70	0,70	0,64	0,61	0,56	0,55	0,50
Tipo 3	0,59	0,51	0,64	0,56	0,58	0,51	0,51	0,44	0,45	0,39
Tipo 2	0,46	0,38	0,50	0,41	0,46	0,38	0,40	0,33	0,36	0,29
Tipo 1	0,34	0,26	0,37	0,28	0,34	0,26	0,29	0,22	0,26	0,20
2 Pav	0,21	0,15	0,23	0,17	0,21	0,15	0,18	0,13	0,16	0,12
Térreo	0,05	0,04	0,06	0,04	0,05	0,04	0,05	0,03	0,04	0,03

Fonte: Autor.

Tabela 13 - Parâmetros de estabilidade global γ_z com redução de rigidez em 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e com diferentes valores de f_{ck}

Parâmetros de estabilidade Global		f_{ck}				
		Variável	25 MPa	30 MPa	40 MPa	50 MPa
Deslocamento no Topo	Direção X	1,42	1,54	1,41	1,22	1,09
	Direção Y	1,56	1,69	1,55	1,34	1,20
γ_z	Direção X	1,21	1,23	1,21	1,17	1,15
	Direção Y	1,18	1,20	1,18	1,15	1,14

Fonte: Autor.

Para os exemplos analisados neste subitem, os valores de γ_z , assim como nos subitens anteriores, sofreram pouca diferença entre si. A variação entre o modelo 11 e o modelo 12, foi de 1,65% na direção X e 1,69% na direção Y. Entre o modelo 11 e o modelo 13 não houve diferença no fator γ_z . Entre o modelo 11 e o modelo 14, a variação na direção X foi de 3,31% e na direção Y foi de 2,54%. Já a variação entre o modelo 11 e o modelo 15, foi de 4,96% na direção X e 3,39% na direção Y. A variação entre o modelo 12 e o modelo 13 foi de 1,63% na direção X e 1,67% na direção Y. Entre os modelos 12 e 14 a variação na direção X foi de 4,88% e na direção Y foi de 4,17%. Já entre o modelo 12 e o modelo 15, a variação obtida foi de 6,50% na direção X e 5,00% na direção Y. A variação entre os modelos 13 e 14 foi de 3,31% na direção X e 2,54% na direção Y. Entre o modelo 13 e o modelo 15 a variação foi de 4,96% na direção X e de 3,39% na direção Y. Por fim, a variação obtida entre o modelo 14 e o modelo 15 foi de 1,74% na direção X e de 0,88% na direção Y.

A Tabela 14 apresenta a variação entre os parâmetros de estabilidade γ_z analisadas acima.

Tabela 14 - Variação do γ_z em % com redução de rigidez em 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e com diferentes valores de f_{ck}

Parâmetros de estabilidade Global		f_{ck}									
		Variável		25 MPa		30 MPa		40 MPa		50 MPa	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
f_{ck}	Variável	-	-	1,65%	1,69%	0,00%	0,00%	3,31%	2,54%	4,96%	3,39%
	25 MPa	1,65%	1,69%	-	-	1,63%	1,67%	4,88%	4,17%	6,50%	5,00%
	30 MPa	0,00%	0,00%	1,63%	1,67%	-	-	3,31%	2,54%	4,96%	3,39%
	40 MPa	3,31%	2,54%	4,88%	4,17%	3,31%	2,54%	-	-	1,74%	0,88%
	50 MPa	4,96%	3,39%	6,50%	5,00%	4,96%	3,39%	1,74%	0,88%	-	-

Fonte: Autor.

De forma esperada, os modelos analisados neste subitem se comportaram de forma equivalente aos modelos analisados nos subitens anteriores. O modelo 12, com o menor f_{ck} , apresentou o maior deslocamento no topo, em comparação com o modelo 13 a diferença de deslocamento foi de 0,13 cm na direção X e 0,14 cm na direção Y. Comparando com o modelo 15, a diferença de deslocamento na direção X foi de 0,45 cm e na direção Y de 0,49 cm. Os modelos 11 e 13 não apresentaram diferenças significativas, sendo 0,01 cm em ambas as direções. O modelo 15, que possui o maior f_{ck} apresentou o menor deslocamento.

Entre os deslocamentos por pavimento apresentados nestes modelos, nenhum foi superior ao limite definido pela Equação 2 deste trabalho.

Seguindo a avaliação com o parâmetro de instabilidade γ_z , os valores apresentados para os modelos em análise foram maiores que 1,10, configurando a estrutura como nós móveis tanto da direção X quanto na direção Y. Desta forma, os efeitos de 2° ordem devem ser considerados nas análises destes modelos.

Todos os modelos apresentados nesta análise possuem valores de deslocamento inferiores ao limite de 2,73 cm e fatores de estabilidade γ_z menores que o limite de 1,30, apresentado pela NBR 6118/2014. Desta forma, todas estas opções estruturais poderiam ser calculadas para a construção do empreendimento.

4.1.4 EFEITOS DA UTILIZAÇÃO DE DIFERENTES f_{ck} NA ANÁLISE GLOBAL COM REDUÇÃO DE RIGIDEZ A 70% NOS PILARES, VIGAS E LAJES.

Em seguida, a estrutura foi analisada considerando redução de rigidez a 70% nos pilares, lajes e nas vigas, além das alterações na resistência à compressão do concreto aplicado em cada um dos exemplos. Os resultados obtidos estão descritos abaixo.

O modelo 16 considera a estrutura com redução na rigidez a 70% e variação na resistência à compressão do concreto, de acordo com a Tabela 4. Para este exemplo a variação no topo da estrutura foi 1,09 cm na direção X e 1,16 cm na direção Y. Para o fator de estabilidade global γ_z os valores obtidos foram de 1,16 na direção X e 1,14 na direção Y.

No modelo 17 a estrutura foi analisada com a redução na rigidez e concreto com resistência à compressão fixa, em todo o empreendimento, de 25 MPa. Os dados obtidos neste exemplo para deslocamento horizontal no topo da estrutura foram de 1,18 cm na direção X e 1,25 cm na direção Y. A análise do γ_z apresenta o valor de 1,18 na direção X e 1,15 na direção Y.

O modelo 18 apresenta a estrutura com a alteração na rigidez e concreto com resistência a compressão fixa de 30 MPa. Neste exemplo o deslocamento horizontal apresentado em X foi de 1,08 cm e em Y de 1,14 cm. O valor de γ_z para este exemplo foi de 1,16 em X e 1,14 em Y.

Para o modelo 19, analisado com redução na rigidez mencionada e estrutura com resistência a compressão fixa de 40 MPa, constante em todo o empreendimento, o valor do deslocamento horizontal no topo da estrutura foi de 0,93 cm para a direção X e 0,99 cm para a direção Y. Já a análise do γ_z resultou no valor de 1,13 para a direção X e 1,12 para a direção Y.

Por fim foi analisado o modelo 20, que consiste na estrutura com a alteração na rigidez e concreto com resistência à compressão fixa de 50 MPa. Para este caso, o deslocamento horizontal em X apresentado no topo da estrutura foi de 0,83 cm e em Y de 0,89 cm. Para o fator γ_z o resultado foi de 1,12 na direção X e 1,10 na direção Y.

A Tabela 15 apresenta os valores de deslocamento por pavimento das estruturas analisadas, enquanto a Tabela 16 apresenta os valores de deslocamento no topo da estrutura e os valores de γ_z .

Tabela 15 - Deslocamento horizontais por pavimentos com redução de rigidez em 70% nos pilares, vigas e 50% nas lajes e com diferentes valores de f_{ck}

Deslocamento Frequente (cm) (Limite 2,73 cm)										
Pavimento	Variável		25 MPa		30 MPa		40 MPa		50 MPa	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Tipo 13	1,09	1,16	1,18	1,25	1,08	1,14	0,93	0,99	0,83	0,89
Tipo 12	1,05	1,11	1,14	1,20	1,04	1,10	0,90	0,95	0,81	0,85
Tipo 11	1,01	1,06	1,10	1,15	1,00	1,05	0,87	0,91	0,78	0,81
Tipo 10	0,96	1,00	1,05	1,08	0,96	0,99	0,83	0,86	0,74	0,77
Tipo 9	0,91	0,93	0,99	1,01	0,90	0,92	0,78	0,80	0,70	0,71
Tipo 8	0,84	0,85	0,92	0,93	0,84	0,85	0,73	0,74	0,65	0,66
Tipo 7	0,77	0,77	0,85	0,84	0,77	0,77	0,67	0,66	0,60	0,59
Tipo 6	0,70	0,68	0,76	0,74	0,70	0,68	0,60	0,59	0,54	0,53
Tipo 5	0,61	0,59	0,67	0,64	0,61	0,59	0,53	0,51	0,47	0,45
Tipo 4	0,52	0,49	0,57	0,53	0,52	0,49	0,45	0,42	0,41	0,38
Tipo 3	0,43	0,39	0,47	0,42	0,43	0,39	0,37	0,34	0,33	0,30
Tipo 2	0,34	0,29	0,37	0,32	0,34	0,29	0,29	0,25	0,26	0,22
Tipo 1	0,24	0,19	0,26	0,21	0,24	0,19	0,21	0,17	0,19	0,15
2 Pav	0,15	0,11	0,16	0,13	0,15	0,11	0,13	0,10	0,11	0,09
Térreo	0,04	0,03	0,04	0,03	0,04	0,03	0,03	0,02	0,03	0,02

Fonte: Autor.

Tabela 16 - Parâmetros de estabilidade global Y_z com redução de rigidez em 70% nos pilares, vigas e 50% nas lajes e com diferentes valores de f_{ck}

Parâmetros de estabilidade Global		f_{ck}				
		Variável	25 MPa	30 MPa	40 MPa	50 MPa
Deslocamento no Topo	Direção X	1,09	1,18	1,08	0,93	0,83
	Direção Y	1,16	1,25	1,14	0,99	0,89
Y_z	Direção X	1,16	1,18	1,16	1,13	1,12
	Direção Y	1,14	1,15	1,14	1,12	1,10

Fonte: Autor.

Em relação ao fator de estabilidade global γ_z , os exemplos analisados com redução na rigidez em 70% nos pilares, lajes e vigas obtiveram pouca variação entre si. Entre o modelo 16 e o modelo 17, a variação foi de 1,72% na direção X e 0,88%

na direção Y. Entre o modelo 16 e o modelo 18 não houve diferença no fator γ_z . Entre o modelo 16 e o modelo 19, a variação na direção X foi de 2,59% e na direção Y foi de 1,75%. Já a variação entre o modelo 16 e o modelo 20, foi de 3,45% na direção X e 3,51% na direção Y. A variação entre o modelo 17 e o modelo 18 foi de 1,72% na direção X e 0,88% na direção Y. Entre os modelos 17 e 19 a variação na direção X foi de 4,24% e na direção Y foi de 2,61%. Já entre o modelo 17 e o modelo 20, a variação obtida foi de 5,08% na direção X e 4,35% na direção Y. A variação entre o modelo 18 e o modelo 19 foi de 2,59% na direção X e 1,75% na direção Y. Entre o modelo 18 e o modelo 20 a variação foi de 3,45% na direção X e de 3,51% na direção Y. Por fim, a variação obtida entre o modelo 19 e o modelo 20 foi de 0,88% na direção X e de 1,79% na direção Y.

A Tabela 17 apresenta a variação em porcentagem entre os parâmetros de estabilidade γ_z analisadas neste subitem.

Tabela 17 - Variação do γ_z em % com redução de rigidez em 70% nos pilares, vigas e lajes e com diferentes valores de f_{ck} .

Parâmetros de estabilidade Global		f_{ck}									
		Variável		25 MPa		30 MPa		40 MPa		50 MPa	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
f_{ck}	Variável	-	-	1,72%	0,88%	0,00%	0,00%	2,59%	1,75%	3,45%	3,51%
	25 MPa	1,72%	0,88%	-	-	1,72%	0,88%	4,24%	2,61%	5,08%	4,35%
	30 MPa	0,00%	0,00%	1,72%	0,88%	-	-	2,59%	1,75%	3,45%	3,51%
	40 MPa	2,59%	1,75%	4,24%	2,61%	2,59%	1,75%	-	-	0,88%	1,79%
	50 MPa	3,45%	3,51%	5,08%	4,35%	3,45%	3,51%	0,88%	1,79%	-	-

Fonte: Autor.

Os modelos analisados neste subitem seguiram o comportamento das estruturas analisadas anteriormente. O modelo 17, com o menor f_{ck} apresentou o maior deslocamento no topo da estrutura, em comparação com o modelo 18 a diferença no deslocamento na direção X foi igual a 0,10 cm e na direção Y foi igual a 0,11 cm. Em comparação com o modelo 20, que possui o maior f_{ck} e apresentou o menor deslocamento, a variação na direção X foi de 0,35 cm e na direção Y foi de 0,36 cm. Os modelos 16 e 18 não apresentaram diferenças significativas em seus

deslocamentos, sendo essa diferença de 0,01cm na direção X e 0,02 cm na direção Y. O modelo 20 apresentou o menor deslocamento dentre os modelos analisados neste subitem.

Analisando os deslocamentos por pavimento apresentados nestes modelos, todos mostraram resultado inferior ao limite de 0,35 cm, definido pela Equação 2 deste trabalho.

Em relação ao fator de estabilidade global γ_z , as estruturas apresentaram valores superiores ao limite de 1,10 em ambas as direções, portanto, todos os modelos estruturais analisados são considerados de nós móveis, onde os efeitos de 2° ordem deve ser considerados nas análises.

Os modelos apresentados possuem valores de deslocamento inferiores ao limite de 2,73 cm e fatores de estabilidade menores que o limite de 1,30, apresentado pela NBR 6118/2014, logo, todos estes modelos estruturais podem ser calculados para a construção deste empreendimento.

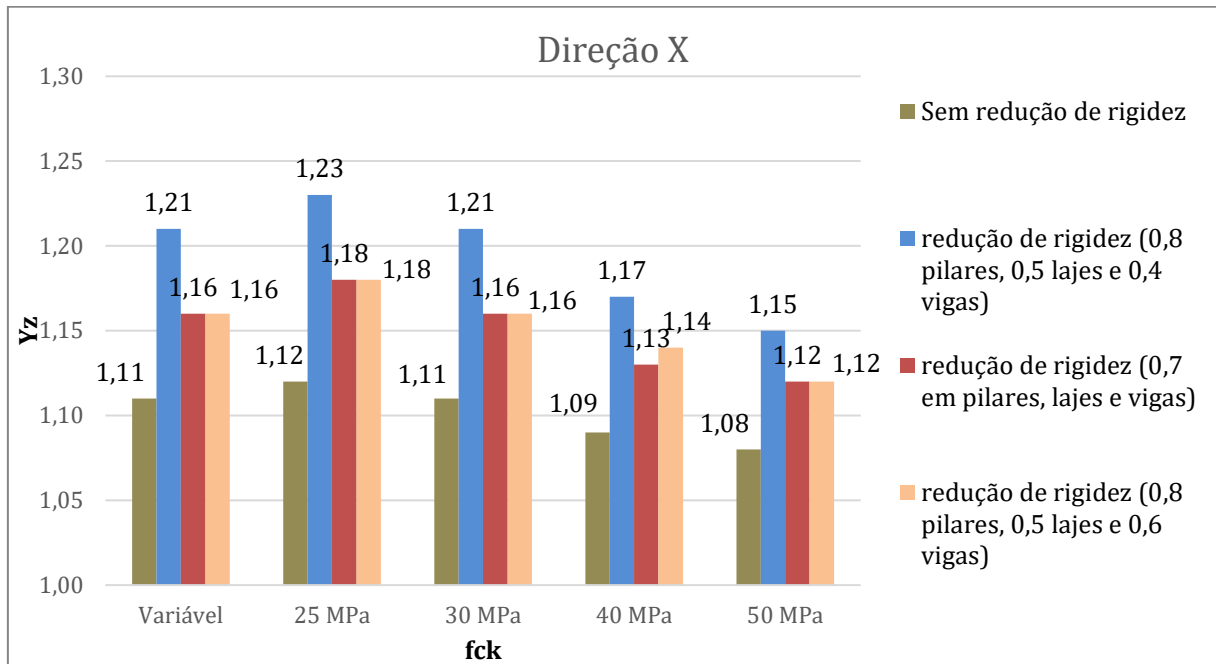
4.1.5 ANÁLISE GERAL DA ESCOLHA DE f_{ck} .

Observando os resultados apresentados, podemos afirmar que a escolha do f_{ck} aplicado tem grande influência nos deslocamentos da estrutura, assim como no parâmetro de instabilidade de γ_z , de forma que nas estruturas onde foi aplicado f_{ck} de 25 MPa foram observados os maiores deslocamentos, também verificamos que nos modelos onde foi escolhido f_{ck} de 50 MPa, foram observados parâmetros de instabilidade menores.

Nos modelos analisados, o valor de γ_z foi levemente maior na direção X do que na direção Y.

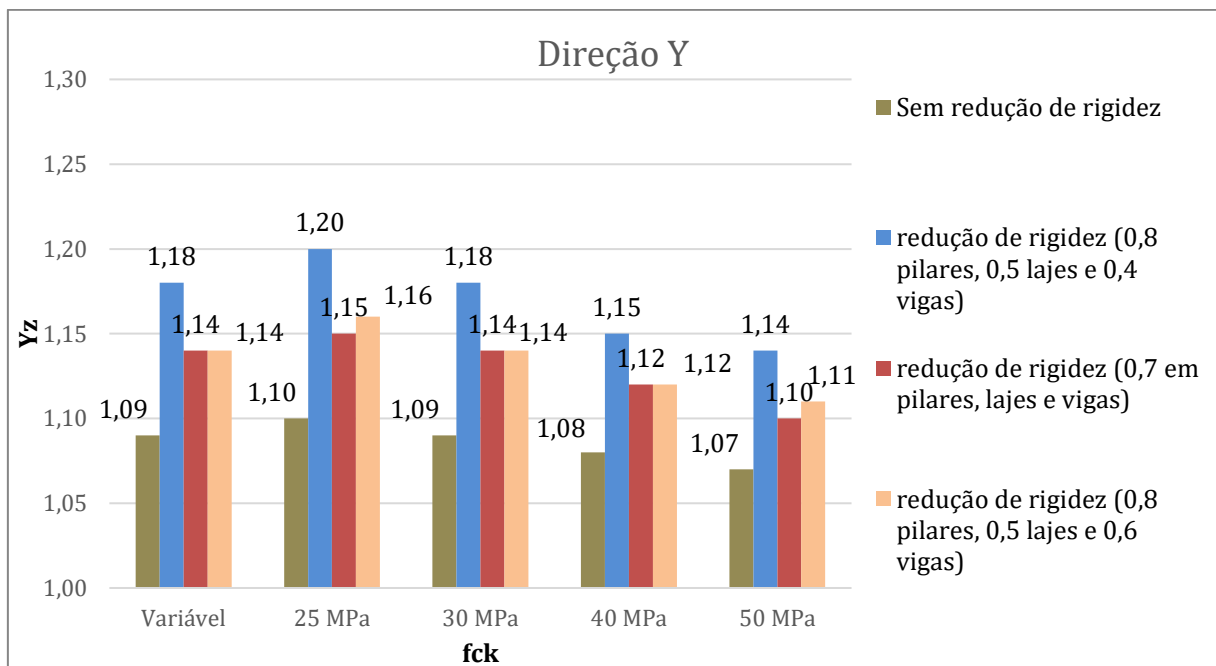
A Figura 9 apresenta o gráfico comparativo dos valores de γ_z em função da alteração de f_{ck} na direção X, enquanto a Figura 10 apresenta o gráfico comparativo dos valores de γ_z em função da alteração de f_{ck} na direção Y.

Figura 9 - Gráfico comparativo de γ_z na direção X em função do f_{ck}



Fonte: Autor.

Figura 10 - Gráfico comparativo de γ_z na direção Y em função do f_{ck}



Fonte: Autor.

4.2 IMPACTO DO FATOR DE RIGIDEZ

4.2.1 EFEITOS DA ALTERAÇÃO DO FATOR DE RIGIDEZ NA ANÁLISE GLOBAL

Em sequência ao último procedimento, as análises envolvendo as alterações no fator de rigidez do projeto original foram organizadas na Tabela 18, com a finalidade de observarmos as alterações que as reduções provocam na estrutura. Todos os exemplos reunidos apresentam f_{ck} variável conforme Tabela 4 deste trabalho.

Para o caso da estrutura sem redução na rigidez, os valores de deslocamento mensurados no topo da estrutura foram de 0,76 cm na direção X e 0,81 cm na direção Y. Em relação ao fator de instabilidade global γ_z , o resultado foi de 1,11 na direção X e 1,09 na direção Y. Em seguida, o modelo analisado teve seu fator de rigidez reduzido a 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes. Este modelo apresentou os maiores deslocamentos dentre os estudados, sendo 1,42 cm na direção X e 1,56 cm na direção Y. Em relação ao γ_z , este modelo também apresenta os maiores parâmetros, sendo 1,21 na direção X e 1,18 na direção Y. Na sequência o modelo com fator de rigidez com redução a 80% nos pilares, 60% nas vigas e 50% nas lajes foi analisado, e apresentou deslocamento no topo da estrutura de 1,12 cm na direção X e 1,21 cm na direção Y. Em relação ao fator γ_z , o modelo apresentou 1,16 na direção X e 1,14 na direção Y. Por fim foi apresentado o modelo com redução no fator de rigidez a 70% nos pilares, nas vigas e nas lajes, o qual obteve deslocamentos no topo da estrutura no valor de 1,09 cm na direção X e 1,16 cm na direção Y. Analisando o fator de instabilidade γ_z , o valor para a direção X foi de 1,16 e para a direção Y foi de 1,14.

A Tabela 18 apresenta os valores de deslocamento por pavimento dos modelos analisados, enquanto a Tabela 19 apresenta os valores de deslocamento no topo da estrutura e os valores de γ_z .

Tabela 18 - Deslocamento por pavimento com diferentes fatores de redução de rigidez e f_{ck} variável

Deslocamento Frequente (cm)					(Limite 2,73 cm)			
Pavimento	1 *Eci*Lc		0,8*Eci*Lc - Pilares 0,4*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes		0,8*Eci*Lc - Pilares 0,6*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes		0,7*Eci*Lc	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Tipo 13	0,76	0,81	1,42	1,56	1,12	1,21	1,09	1,16
Tipo 12	0,74	0,78	1,38	1,49	1,08	1,16	1,05	1,11
Tipo 11	0,71	0,74	1,33	1,42	1,04	1,10	1,01	1,06
Tipo 10	0,67	0,70	1,27	1,33	0,99	1,04	0,96	1,00
Tipo 9	0,64	0,65	1,20	1,24	0,94	0,96	0,91	0,93
Tipo 8	0,59	0,60	1,12	1,14	0,87	0,89	0,84	0,85
Tipo 7	0,54	0,54	1,03	1,02	0,80	0,80	0,77	0,77
Tipo 6	0,49	0,48	0,93	0,90	0,72	0,71	0,70	0,68
Tipo 5	0,43	0,41	0,82	0,78	0,64	0,61	0,61	0,59
Tipo 4	0,37	0,34	0,71	0,64	0,54	0,50	0,52	0,49
Tipo 3	0,30	0,27	0,59	0,51	0,45	0,40	0,43	0,39
Tipo 2	0,24	0,20	0,46	0,38	0,35	0,30	0,34	0,29
Tipo 1	0,17	0,14	0,34	0,26	0,25	0,20	0,24	0,19
2 Pav	0,10	0,08	0,21	0,15	0,16	0,12	0,15	0,11
Térreo	0,02	0,02	0,05	0,04	0,04	0,03	0,04	0,03

Fonte: Autor.

Tabela 19 - Parâmetros de estabilidade global Y_z com diferentes fatores de redução de rigidez e f_{ck} variável.

Parâmetros de estabilidade Global		Fator de rigidez			
		1 *Eci*Lc	0,8*Eci*Lc - Pilares 0,4*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes	0,8*Eci*Lc - Pilares 0,6*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes	0,7*Eci*Lc
Deslocamento no Topo	Direção X	0,76	1,42	1,12	1,09
	Direção Y	0,81	1,56	1,21	1,16
Y_z	Direção X	1,11	1,21	1,16	1,16
	Direção Y	1,09	1,18	1,14	1,14

Fonte: Autor.

Em relação ao fator de estabilidade global γ_z , os modelos analisados tiveram variações significativas: o modelo sem redução no fator de rigidez, em comparação

com o modelo que possui redução no fator de rigidez a 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes, apresentou valor de 9,01% na direção X e 8,26% na direção Y. Expondo o modelo que não teve alteração na rigidez em comparação ao modelo estrutural que possui redução no fator de rigidez a 80% nos pilares, 60% nas vigas e 50% nas lajes, a variação foi de 4,50% na direção X e 4,59 % na direção Y. A mesma variação foi obtida quando comparado o modelo sem redução de rigidez ao modelo com redução no fator de rigidez a 70% nos pilares, vigas e lajes. Quando comparado o modelo que possui redução no fator de rigidez a 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes ao modelo que possui redução no fator de rigidez a 80% nos pilares, 60% nas vigas e 50% nas lajes, o valor de variação foi de 4,13% na direção X e 3,39% na direção Y. Estas mesmas porcentagens foram encontradas ao comparar o modelo com redução no fator de rigidez a 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes ao modelo que possui redução no fator de rigidez a 70% nos pilares, vigas e lajes. Por fim, o modelo com redução no valor de rigidez a 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes não sofreu variação em comparação com o modelo com redução a 70% nos pilares, vigas e lajes.

A Tabela 20 apresenta a variação em porcentagem entre os parâmetros de estabilidade γ_z analisadas neste subitem.

Tabela 20 - Variação do γ_z em % com diferentes fatores de redução de rigidez e f_{ck} variável.

Parâmetros de estabilidade Global		Fator de rigidez							
		1 *Eci*Lc		0,8*Eci*Lc - Pilares 0,4*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes		0,8*Eci*Lc - Pilares 0,6*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes		0,7*Eci*Lc	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Fator de rigidez	1 *Eci*Lc	-	-	9,01%	8,26%	4,50%	4,59%	4,50%	4,59%
	0,8*Eci*Lc - Pilares 0,4*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes	9,01%	8,26%	-	-	4,13%	3,39%	4,13%	3,39%
	0,8*Eci*Lc - Pilares 0,6*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes	4,50%	4,59%	4,13%	3,39%	-	-	0,00%	0,00%
	0,7*Eci*Lc	4,50%	4,59%	4,13%	3,39%	0,00%	0,00%	-	-

Fonte: Autor.

Quando comparado o modelo que apresentou o maior deslocamento, modelo 6, que sofreu redução no fator de rigidez a 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes, ao Modelo 11, que demonstrou os maiores valores de deslocamento, que teve sua rigidez reduzida a 80% nos pilares, 60% nas vigas e 50% nas lajes, foi observado uma diferença de 0,30 cm na direção X e 0,35 cm na direção Y, logo, o valor do fator aplicado às vigas tem grande influência no comportamento da estrutura. A diferença entre os deslocamentos dos modelos que obtiveram o maior e o menor resultado foi de 0,66 cm na direção X e 0,75 cm na direção Y.

Os valores do parâmetro de instabilidade γ_z de todos os modelos ficaram abaixo do limite de 1,30, observado na NBR 6118/2014. O modelo que não sofreu redução no fator de rigidez, apresentou valor inferior a 1,10, na direção Y e superior a este valor na direção X, portanto, para a direção Y a estrutura é considerada como nós rígidos e para a direção X a estrutura é considerada como nós móveis. Os demais modelos apresentaram valores superiores a 1,10 em ambas as direções, desta forma, todos os modelos são opções para o cálculo estrutural do empreendimento.

4.2.2 ANÁLISE GERAL DA INFLUÊNCIA DO FATOR DE RIGIDEZ.

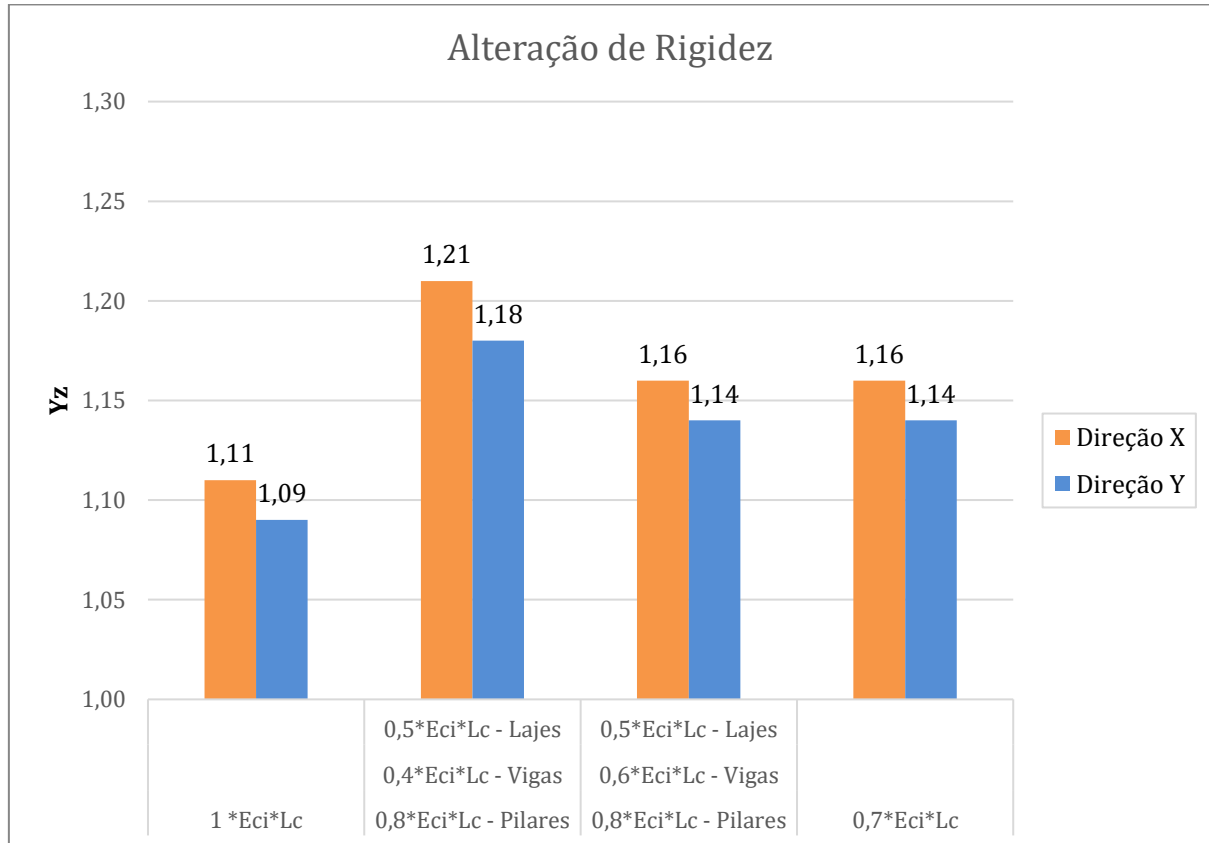
A partir dos resultados analisados, podemos afirmar que o fator de rigidez aplicado na estrutura é inversamente proporcional ao deslocamento apresentado, isso significa que quanto maior o fator de rigidez, menor o deslocamento da estrutura, logo, o modelo com fator de rigidez que não sofreu redução, apresentou os menores deslocamentos quando comparado com modelos que sofreram redução no mesmo fator.

O modelo que apresentou os maiores deslocamentos foi o que sofreu maior redução no parâmetro de rigidez, sendo reduzido a 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes.

Para a geometria estrutural adotada neste empreendimento, o modelo com redução a 70% nos pilares, vigas e lajes apresentou o mesmo fator de γ_z que o modelo com redução a 80% nos pilares, 60% nas vigas e 50% nas lajes, sendo necessário análises com outras geometrias estruturais para verificar se estas opções de redução de rigidez apresentam o mesmo impacto na estrutura.

A Figura 11 apresenta um gráfico comparando os valores de γ_z em função da alteração na redução de rigidez.

Figura 11 – Gráfico comparativo de γ_z em função da alteração dos parâmetros de rigidez

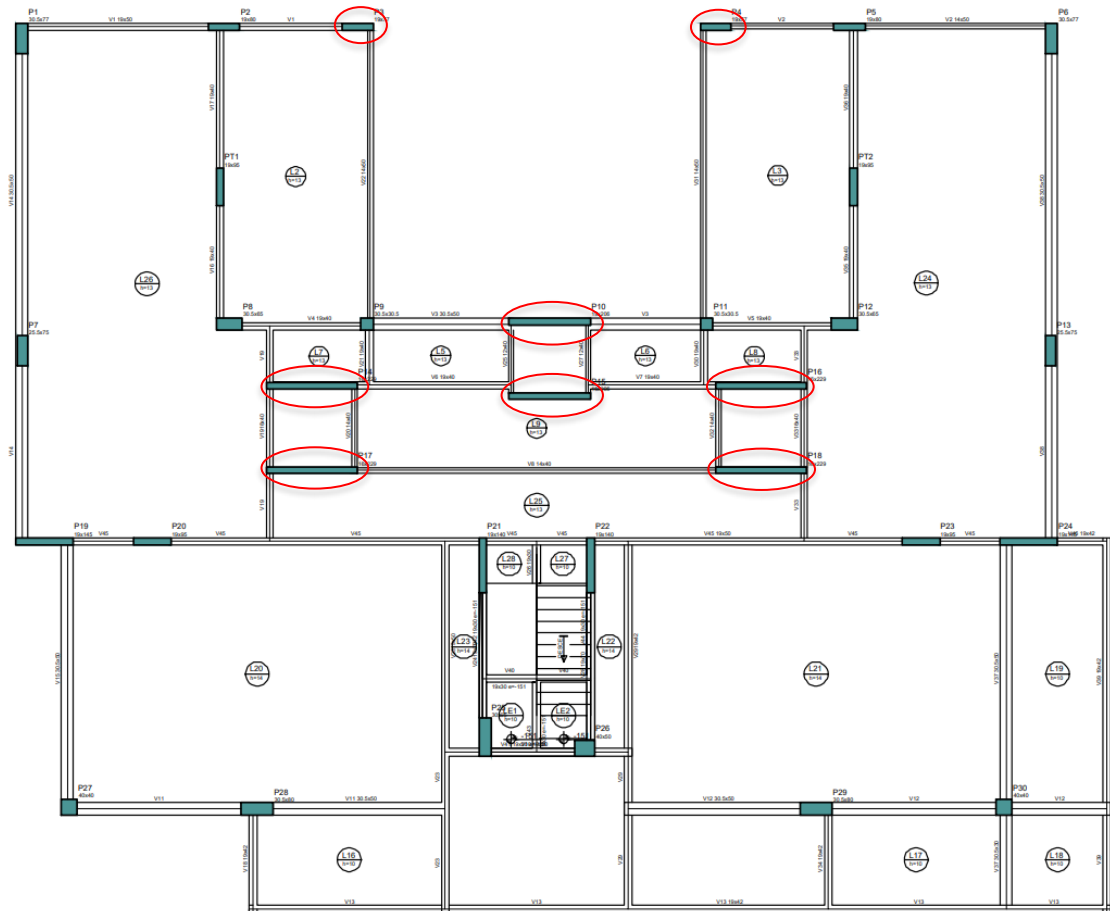


Fonte: Autor.

4.3 IMPACTO DA ROTAÇÃO DOS EIXOS DOS PILARES.

Para as próximas análises, foi alterado a rotação de alguns pilares presentes no empreendimento, a Figura 12 apresenta a planta baixa do modelo estrutural do pavimento tipo com os eixos rotacionados, sendo mantida a mesma seção transversal do empreendimento original e identificado os pilares rotacionados.

Figura 12 - Planta de formas do pavimento tipo com eixos de pilares rotacionados



Fonte: Autor.

4.3.1 ROTAÇÃO DOS EIXOS DOS PILARES P3, P4, P10, P11, P15, P16, P17 E P18, FATOR DE INSTABILIDADE REDUZIDO A 80% NOS PILARES, 40% NAS VIGAS E 50% NAS LAJES E f_{ck} DE 25 MPa

Nesta etapa, será analisado o modelo 21, que possui resistência característica à compressão de 25 MPa, fator de rigidez reduzido a 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e com os eixos dos pilares P3, P4, P10, P11, P15, P16, P17 e P18 rotacionados da forma exemplificada na Figura 9. Este modelo será comparado com o modelo 12, já analisado anteriormente, que apresenta os mesmos dados, porém com os eixos originalmente orientados.

O deslocamento no topo do modelo com os eixos não rotacionados, conforme Figura 8, foi de 1,54 cm na direção X e 1,69 cm na direção Y, ambos, como já analisados, ficaram abaixo do limite de 2,73 cm calculado pela Equação 1. O valor

obtido para γ_z foi de 1,23 na direção X e 1,20 na direção Y, também abaixo do limite de 1,30 estabelecido na NBR 6118/2014.

O deslocamento no topo da estrutura, para o modelo com os eixos rotacionados conforme Figura 9, foi de 1,41 cm na direção X e 2,13 cm na direção Y, estes valores estão abaixo do limite de 2,73 cm, apresentado pela Equação 1. Em relação ao parâmetro de instabilidade γ_z , os valores foram de 1,22 na direção X e 1,30 na direção Y. Ambos estão dentro do limite de 1,30 estabelecido pela NBR 6118/2014.

A Tabela 21 apresenta os deslocamentos por pavimentos dos modelos em análise, enquanto a Tabela 22 apresenta os deslocamentos de topo e o fator de instabilidade γ_z .

Tabela 21 – Deslocamento por pavimento com alteração nos eixos de pilares, fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e f_{ck} 25MPa.

Pavimento	Deslocamento Frequente (cm)		(Limite 2,73 cm)	
	Eixo original		Eixos alterados	
	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$		$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$	
	$0,8 \cdot E_{ci} \cdot L_c$ - Pilares $0,4 \cdot E_{ci} \cdot L_c$ - Vigas $0,5 \cdot E_{ci} \cdot L_c$ - Lajes		$0,8 \cdot E_{ci} \cdot L_c$ - Pilares $0,4 \cdot E_{ci} \cdot L_c$ - Vigas $0,5 \cdot E_{ci} \cdot L_c$ - Lajes	
	X	Y	X	Y
Tipo 13	1,54	1,69	1,41	2,13
Tipo 12	1,50	1,62	1,36	2,07
Tipo 11	1,45	1,54	1,31	2,00
Tipo 10	1,38	1,45	1,25	1,92
Tipo 9	1,31	1,35	1,18	1,83
Tipo 8	1,22	1,24	1,10	1,72
Tipo 7	1,12	1,12	1,02	1,60
Tipo 6	1,01	0,99	0,92	1,46
Tipo 5	0,90	0,85	0,82	1,31
Tipo 4	0,77	0,70	0,72	1,15
Tipo 3	0,64	0,56	0,60	0,97
Tipo 2	0,50	0,41	0,49	0,79
Tipo 1	0,37	0,28	0,37	0,60
2 Pav	0,23	0,17	0,24	0,40
Térreo	0,06	0,04	0,06	0,10

Fonte: Autor.

Tabela 22 - Parâmetros de estabilidade global Y_z com alteração nos eixos de pilares fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e f_{ck} 25MPa.

Parâmetros de estabilidade Global		Eixo de pilares	
		Eixo original	Eixos alterados
		$f_{ck} = 25$ MPa	$f_{ck} = 25$ MPa
		0,8* E_{ci} *Lc - Pilares 0,4* E_{ci} *Lc - Vigas 0,5* E_{ci} *Lc - Lajes	0,8* E_{ci} *Lc - Pilares 0,4* E_{ci} *Lc - Vigas 0,5* E_{ci} *Lc - Lajes
Deslocamento no Topo	Direção X	1,54	1,41
	Direção Y	1,69	2,13
Y_z	Direção X	1,23	1,22
	Direção Y	1,20	1,30

Fonte: Autor.

A diferença entre os deslocamentos apresentados entre os modelos foi de 0,13 cm na direção X e 0,44 cm na direção Y. Em relação ao parâmetro de instabilidade global γ_z , a diferença entre os modelos foi de 0,81% na direção X e 7,69% na direção Y, conforme apresentado na Tabela 23.

Tabela 23 - Variação do Y_z em % com alteração nos eixos de pilares, fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e f_{ck} 25MPa.

Parâmetros de estabilidade Global	Eixo de pilares	
	X	Y
Eixos rotacionados	0,81%	7,69%

Fonte: Autor.

Com as alterações dos eixos realizado no modelo 21, a estrutura apresentou um deslocamento maior na direção Y e menor na direção X, isso ocorreu pelo fato que dos 32 pilares presentes nos pavimentos tipo do empreendimento, 12 possuem sua maior dimensão na direção Y. Destes 12 pilares, 8 foram rotacionados neste exemplo, restando 4 pilares com sua maior dimensão para Y, permitindo, desta forma, uma maior flexibilidade para deslocamentos horizontais nesta direção.

As alterações nos eixos dos pilares produziram significativas mudanças no deslocamento e na estabilidade global da estrutura, de forma que a rotação de 8 entre

32 pilares, aumentou em 7,69% o parâmetro γ_z , deixando a estrutura no limite apresentado pela NBR 6118/2014.

4.3.2 ROTAÇÃO DOS EIXOS DOS PILARES P3, P4, P10, P11, P15, P16, P17 E P18, FATOR DE INSTABILIDADE REDUZIDO A 80% NOS PILARES, 40% NAS VIGAS E 50% NAS LAJES E f_{ck} DE 50 MPa

Na sequência dos procedimentos o modelo 15 foi tomado como base, seus parâmetros consistem em f_{ck} de 50 MPa, fator de rigidez reduzido a 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes, e nele foram alterados os eixos dos pilares P3, P4, P10, P11, P15, P16, P17 e P18, conforme Figura 9, gerando assim o modelo 22. Estes dois modelos, 15 e 22, foram comparados com o intuito de analisar se o impacto da alteração dos eixos é reduzido com a aplicação de um f_{ck} maior.

Os deslocamentos no topo, apresentados no modelo com eixos não rotacionados, foram de 1,09 cm na direção X e 1,20 cm na direção Y, ambos valores abaixo do limite de 2,73 cm estabelecido pela Equação 1. O valor obtido para γ_z foi de 1,15 na direção X e 1,14 na direção Y, ambos abaixo do limite de 1,30 estabelecido na NBR 6118/2014.

Em relação ao modelo com os eixos de pilares rotacionados, o deslocamento apresentado no topo foi de 1,00 cm na direção X e 1,50 cm na direção Y, valores abaixo do limite de 2,73 cm, estabelecido pela Equação 1. O valor do parâmetro de instabilidade γ_z foi de 1,15 na direção X e 1,19 na direção Y, valores abaixo do limite apresentado na NBR 6118/2014.

Entre os modelos analisados, a diferença dos deslocamentos foi de 0,09 cm na direção X e 0,30 cm na direção Y. Em relação ao parâmetro de instabilidade global γ_z , os modelos não apresentaram diferença na direção X enquanto apresentaram 4,20% na direção Y, conforme apresentado na Tabela 26.

A Tabela 24 apresenta os deslocamentos por pavimentos dos modelos em análise, enquanto a Tabela 25 apresenta os deslocamentos de topo e o fator de instabilidade γ_z .

Tabela 24 - Deslocamento por pavimento com alteração nos eixos de pilares, fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e fck 50 MPa.

Deslocamento Frequente (cm)			(Limite 2,73 cm)	
Pavimento	Eixo original		Eixos alterados	
	$fck = 50$ MPa		$fck = 50$ MPa	
	0,8*Eci*Lc - Pilares 0,4*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes		0,8*Eci*Lc - Pilares 0,4*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes	
	X	Y	X	Y
	Tipo 13	1,09 1,20	1,00 1,50	
Tipo 12	1,06	1,14	0,96	1,46
Tipo 11	1,02	1,09	0,92	1,42
Tipo 10	0,98	1,02	0,88	1,36
Tipo 9	0,92	0,95	0,83	1,29
Tipo 8	0,86	0,88	0,78	1,22
Tipo 7	0,79	0,79	0,72	1,13
Tipo 6	0,72	0,70	0,65	1,03
Tipo 5	0,63	0,60	0,58	0,92
Tipo 4	0,55	0,50	0,51	0,81
Tipo 3	0,45	0,39	0,43	0,69
Tipo 2	0,36	0,29	0,35	0,56
Tipo 1	0,26	0,20	0,26	0,42
2 Pav	0,16	0,12	0,17	0,28
Térreo	0,04	0,03	0,04	0,07

Fonte: Autor.

Tabela 25 - Parâmetros de estabilidade global Y_z com alteração nos eixos de pilares fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e fck 50 MPa.

Parâmetros de estabilidade Global		Eixo de pilares	
		Eixo original	Eixos alterados
		$fck = 50$ MPa	$fck = 50$ MPa
		0,8*Eci*Lc - Pilares 0,4*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes	0,8*Eci*Lc - Pilares 0,4*Eci*Lc - Vigas 0,5*Eci*Lc - Lajes
Deslocamento no Topo	Direção X	1,09	1,00
	Direção Y	1,20	1,50
Y_z	Direção X	1,15	1,15
	Direção Y	1,14	1,19

Fonte: Autor.

Tabela 26 - Variação do γ_z em % com alteração nos eixos de pilares, fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e f_{ck} 50 MPa.

Parâmetros de estabilidade Global	Eixo de pilares	
	X	Y
Eixos rotacionados	0,00%	4,20%

Fonte: Autor.

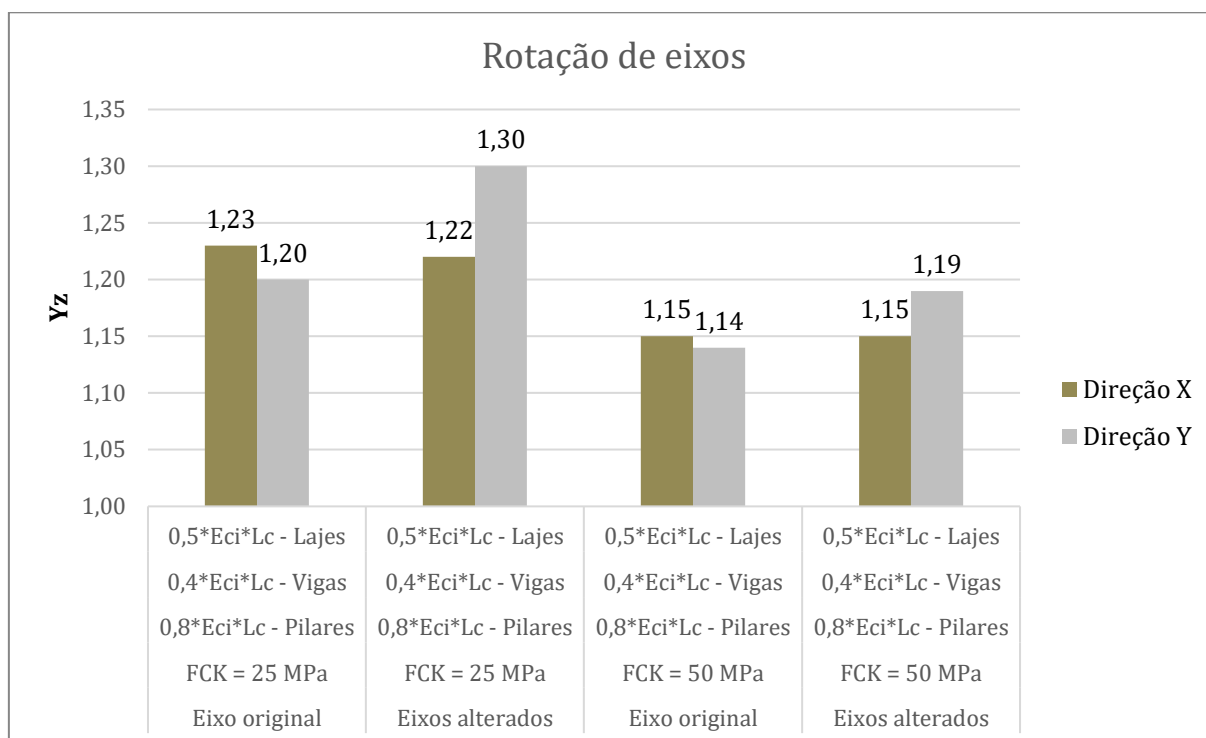
De forma similar ao analisado no subitem anterior, os deslocamentos e o parâmetro de instabilidade γ_z apresentados na direção Y foram maiores quando ocorrido a rotação dos pilares, enquanto na direção X os deslocamentos foram ligeiramente menores e o γ_z não apresentou mudanças.

4.3.3 ANÁLISE GERAL DA ROTAÇÃO DE EIXOS DE PILARES.

A partir dos resultados obtidos, podemos afirmar que a rotação de pilares causa impacto direto no parâmetro de instabilidade do empreendimento, de forma que após a rotação, observamos deslocamentos e valores de γ_z maiores na direção Y, esta variação é mais significativa quando aplicado ao modelo com f_{ck} de 25 MPa em relação ao de 50 MPa. Na direção X, os impactos da rotação no parâmetro γ_z não foram relevantes.

A Figura 13 apresenta um gráfico comparativo dos valores de γ_z em função da rotação de eixos dos pilares P3, P4, P10, P11, P15, P16, P17 e P18.

Figura 13 - Gráfico comparativo de γ_z em função da rotação de eixo dos pilares P3, P4, P10, P11, P15, P16, P17 e P18



4.4 IMPACTO DA ALTERAÇÃO DE SEÇÃO DE PILARES.

A estabilidade global da estrutura também é impactada com a alteração das seções dos pilares que compõem o empreendimento, a estrutura será analisada com as seções dos pilares reduzidas em aproximadamente 15% na sua maior dimensão, e conseqüentemente em sua área. A redução das seções dos pilares respeita a NBR 6118/2014 subitem 13.2.3, pág 73, onde institui que não é permitido pilares com seções transversais de área inferior a 360 cm².

A Tabela 27 apresenta dimensões das vigas com as seções originais e reduzidas.

Tabela 27 - Seções de pilares e reduzidas

Pilares	Seções original (cm)	Seção reduzidas (cm)
P1	30,5 x 77	30,5 x 65
P2	19 x 80	19 x 68
P3	19 x 77	19 x 65
P4	19 x 77	19 x 65
P5	19 x 80	19 x 68

Pilares	Seções original (cm)	Seção reduzidas (cm)
P6	30,5 x 77	30,5 x 65
P7	25,5 x 75	25,5 x 63,5
P8	30,5 x 65	30,5 x 55
P9	30,5 x 30,5	26 x 30,5
P10	16 x 206	16 x 175
P11	19 x 206	19 x 175
P12	30,5 x 30,5	26 x 30,5
P13	30,5 x 65	30,5 x 55
P14	25,5 x 75	25,5 x 63,5
P15	16 x 229	16 x 194,5
P16	16 x 229	16 x 194,5
P17	16 x 229	16 x 194,5
P18	16 x 229	16 x 194,5
P19	19 x 229	19 x 123
P20	19 x 95	19 x 80,5
P21	19 x 140	19 x 119
P22	19 x 140	19 x 119
P23	19 x 95	19 x 80,5
P24	19 x 145	19 x 123
P25	30 x 95	30 x 80,5
P26	40 x 50	40 x 42,5
P27	40 x 40	34 x 40
P28	30,5 x 80	30,5 x 68
P29	30,5 x 80	30,5 x 68
P30	40 x 40	34 x 40
PT1	19 X 95	19 X 80,5
PT2	19 X 95	19 X 80,5

Fonte: Autor.

4.4.1 REDUÇÃO DAS SEÇÕES DOS PILARES, FATOR DE INSTABILIDADE REDUZIDO A 80% NOS PILARES, 40% NAS VIGAS E 50% NAS LAJES E f_{ck} DE 25 MPA.

Neste subitem analisaremos o modelo 12, no qual será reduzido a seção dos pilares conforme Tabela 27, gerando o modelo 24. O comportamento do novo modelo estrutural será comparado ao modelo que possui os pilares originalmente projetados.

Os deslocamentos obtidos no modelo com as seções de pilares originalmente projetadas foram de 1,54 cm na direção X e 1,69 cm na direção Y, enquanto o valor de γ_z foi de 1,23 na direção X e 1,20 na direção Y. Estes fatores já foram verificados e estão dentro dos seus respectivos parâmetros.

Para o modelo com seção de pilar reduzida, os valores de deslocamento foram maiores, sendo 1,74 cm na direção X e 1,90 cm na direção Y. Estes valores estão dentro do limite de deslocamento apresentado pela Equação 1. O valor de γ_z para este modelo foi de 1,26 na direção X e 1,28 na direção Y. Estes valores estão abaixo do limite estabelecido pela NBR 6118/2014.

A Tabela 28 apresenta o deslocamento por pavimento dos modelos analisados, enquanto a Tabela 29 apresenta os deslocamentos de topo e o fator γ_z .

Tabela 28 - Deslocamento por pavimento com alteração na seção dos pilares, fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e f_{ck} 25MPa.

Deslocamento Freqüente (cm)			(Limite 2,73 cm)	
Pavimento	Seção original		Seção reduzida	
	$f_{ck} = 25$ MPa		$f_{ck} = 25$ MPa	
	0,8*Eci*Lc - Pilares		0,8*Eci*Lc - Pilares	
	0,4*Eci*Lc - Vigas		0,4*Eci*Lc - Vigas	
	0,5*Eci*Lc - Lajes		0,5*Eci*Lc - Lajes	
	X	Y	X	Y
Tipo 13	1,54	1,69	1,74	1,90
Tipo 12	1,50	1,62	1,69	1,82
Tipo 11	1,45	1,54	1,63	1,74
Tipo 10	1,38	1,45	1,56	1,64
Tipo 9	1,31	1,35	1,48	1,53
Tipo 8	1,22	1,24	1,38	1,40
Tipo 7	1,12	1,12	1,27	1,26
Tipo 6	1,01	0,99	1,14	1,11
Tipo 5	0,90	0,85	1,01	0,95
Tipo 4	0,77	0,70	0,86	0,78
Tipo 3	0,64	0,56	0,71	0,61
Tipo 2	0,50	0,41	0,55	0,44
Tipo 1	0,37	0,28	0,39	0,29
2 Pav	0,23	0,17	0,24	0,17
Térreo	0,06	0,04	0,06	0,04

Fonte: Autor.

Tabela 29 - Parâmetros de estabilidade global Y_z com alteração na seção dos pilares, fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e f_{ck} 25MPa.

Parâmetros de estabilidade Global		Parâmetros	
		Seção original	Seção reduzida
		$f_{ck} = 25$ MPa	$f_{ck} = 25$ MPa
		0,8* E_{ci} *Lc - Pilares 0,4* E_{ci} *Lc - Vigas 0,5* E_{ci} *Lc - Lajes	0,8* E_{ci} *Lc - Pilares 0,4* E_{ci} *Lc - Vigas 0,5* E_{ci} *Lc - Lajes
Deslocamento no Topo	Direção X	1,54	1,74
	Direção Y	1,69	1,90
Y_z	Direção X	1,23	1,26
	Direção Y	1,20	1,28

Fonte: Autor.

Comparando os modelos, a diferença de deslocamento no topo da estrutura entre o modelo que sofreu redução da seção e o modelo que consta com a seção original foi de 0,20 cm na direção X e 0,21 cm na direção Y, enquanto para o γ_z , a diferença foi de 2,38% na direção X e 6,25% na direção Y.

A Tabela 30 apresenta a variação de γ_z entre os dois modelos.

Tabela 30 - Variação do Y_z em % com alteração na seção dos pilares, fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e f_{ck} 25MPa.

Parâmetros de estabilidade Global	Eixos	
	X	Y
Redução de seção	2,38%	6,25%

Fonte: Autor.

Desta forma observamos que a redução nas seções provocou uma maior flexibilidade em ambas as direções, esta flexibilidade é observada com o aumento dos deslocamentos horizontais tanto na direção X quanto na direção Y. Em relação ao parâmetro de instabilidade, a estrutura está próxima ao limite na direção Y, porém, mesmo com estas mudanças, a estrutura está dentro dos limites, de forma que poderá ser calculada para o projeto.

4.4.2 REDUÇÃO DAS SEÇÕES DOS PILARES, FATOR DE INSTABILIDADE REDUZIDO A 80% NOS PILARES, 40% NAS VIGAS E 50% NAS LAJES E f_{ck} DE 50 MPa.

Nesta análise será observado o modelo 15, com a seção dos pilares conforme Tabela 27, propondo a comparação entre o comportamento da estrutura que possui os pilares originalmente projetados com o modelo com as seções reduzidas, desta forma será verificado se a redução de seção dos pilares influencia a estrutura de forma equivalente quando aplicado um valor de f_{ck} maior.

A Tabela 31 apresenta os deslocamentos por pavimento dos modelos, enquanto a Tabela 32 apresenta o deslocamento de topo e o parâmetro de instabilidade γ_z .

Tabela 31 - Deslocamento por pavimento com alteração na seção dos pilares, fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e f_{ck} 50 MPa.

Deslocamento Frequente (cm)			(Limite 2,73 cm)	
Pavimento	Seção original		Seção reduzida	
	$f_{ck} = 50$ MPa		$f_{ck} = 50$ MPa	
	0,8*Eci*Lc - Pilares		0,8*Eci*Lc - Pilares	
	0,4*Eci*Lc - Vigas		0,4*Eci*Lc - Vigas	
	0,5*Eci*Lc - Lajes		0,5*Eci*Lc - Lajes	
	X	Y	X	Y
Tipo 13	1,09	1,20	1,23	1,34
Tipo 12	1,06	1,14	1,20	1,29
Tipo 11	1,02	1,09	1,16	1,23
Tipo 10	0,98	1,02	1,11	1,16
Tipo 9	0,92	0,95	1,05	1,08
Tipo 8	0,86	0,88	0,98	0,99
Tipo 7	0,79	0,79	0,90	0,89
Tipo 6	0,72	0,70	0,81	0,79
Tipo 5	0,63	0,60	0,71	0,67
Tipo 4	0,55	0,50	0,61	0,55
Tipo 3	0,45	0,39	0,50	0,43
Tipo 2	0,36	0,29	0,39	0,31
Tipo 1	0,26	0,20	0,28	0,20
2 Pav	0,16	0,12	0,17	0,12
Térreo	0,04	0,03	0,04	0,03

Fonte: Autor.

Tabela 32 - Parâmetros de estabilidade global Y_z com alteração na seção dos pilares, fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e f_{ck} 50 MPa.

Parâmetros de estabilidade Global		Parâmetros	
		Seção original	Seção reduzida
		$f_{ck} = 50$ MPa	$f_{ck} = 50$ MPa
		0,8* E_{ci} *Lc - Pilares 0,4* E_{ci} *Lc - Vigas 0,5* E_{ci} *Lc - Lajes	0,8* E_{ci} *Lc - Pilares 0,4* E_{ci} *Lc - Vigas 0,5* E_{ci} *Lc - Lajes
Deslocamento no Topo	Direção X	1,09	1,23
	Direção Y	1,20	1,34
Y_z	Direção X	1,15	1,18
	Direção Y	1,14	1,16

Fonte: Autor.

O deslocamento obtido no topo da estrutura, para o modelo sem redução de seção, foi de 1,09 cm na direção X e 1,20 cm na direção Y, o valor de γ_z obtido foi de 1,15 na direção X e 1,14 na direção Y.

O deslocamento de topo apresentado no modelo que sofreu redução na seção dos pilares foi de 1,23 cm na direção X e 1,34 cm na direção Y. Ambos valores abaixo do limite de 2,73 cm, referenciado na Equação 1. Para o valor de γ_z , o valor na direção X foi de 1,18 e na direção Y foi de 1,16, ambos abaixo do limite apresentado pela NBR 6118/2014.

A Tabela 33 apresenta a variação em % do parâmetro de instabilidade γ_z .

Tabela 33 - Variação do Y_z em % com alteração na seção dos pilares, fator de rigidez 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes e f_{ck} 50 MPa.

Parâmetros de estabilidade Global	Eixos	
	X	Y
Redução de seção	2,54%	1,72%

Fonte: Autor.

A diferença de deslocamento apresentado no topo, com a redução nas seções para as estruturas onde foi aplicado concreto com resistência à compressão de 50

MPa, foi de 0,14 cm em ambas as direções, já a análise do parâmetro γ_z apresentou diferença nos fatores de 2,54% na direção X e 1,72% na direção Y.

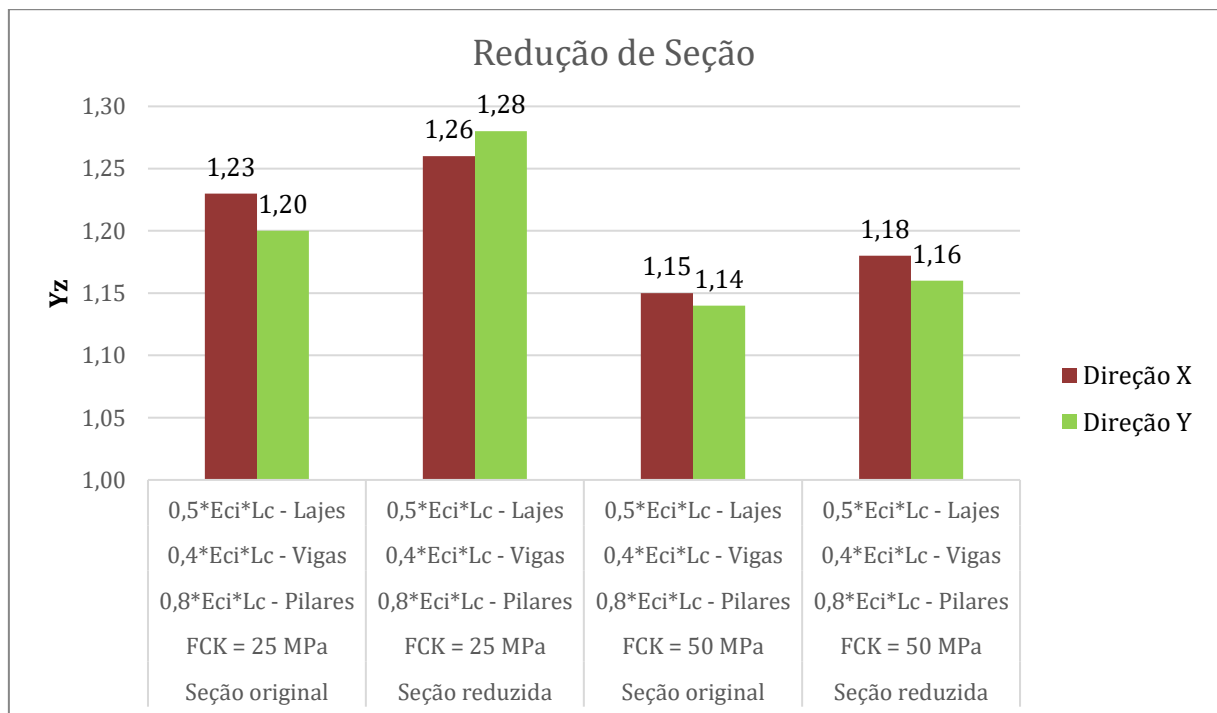
4.4.3 ANÁLISE GERAL DA REDUÇÃO DE SEÇÃO DE PILARES.

A partir dos resultados observados, podemos afirmar que a redução de seção dos pilares causa impacto no parâmetro de instabilidade γ_z em ambos os eixos, tornando a estrutura mais flexível tanto na direção X quanto na direção Y.

Quando a redução de seção dos pilares ocorre no modelo que apresenta f_{ck} de 25 MPa, o impacto no parâmetro de instabilidade γ_z é maior do que quando a redução de seção é aplicada no modelo que apresenta f_{ck} de 50 MPa.

A Figura 14 apresenta um gráfico comparativo dos valores de γ_z em função da redução de seção pilares presentes no empreendimento, conforme a Tabela 27.

Figura 14 - Gráfico comparativo de γ_z em função da alteração de seção dos pilares



Fonte: Autor.

5 CONCLUSÃO

O desenvolvimento deste trabalho possibilitou uma melhor percepção da influência das escolhas de alguns parâmetros presentes na estrutura, e como estes parâmetros impactam a instabilidade global do empreendimento.

Inicialmente foram feitas análises para verificar a influência da resistência característica do concreto à compressão na estabilidade global do edifício, sendo utilizado f_{ck} variável conforme Tabela 4 e f_{ck} constante em todo empreendimento de 25 MPa, 30 MPa, 40 MPa e 50 MPa, onde foi observado que concretos com resistência mais baixa apresentam maior instabilidade estrutural, de forma que a aplicação de concretos com baixa resistência tornam mais significativas alterações em outros parâmetros estruturais.

A influência do fator de rigidez na estabilidade da estrutura também foi analisada, onde verificamos que quanto maior a redução aplicada, maior a instabilidade global do empreendimento. Nos modelos que apresentaram redução de rigidez em 80% nos pilares, 40% nas vigas e 50% nas lajes observamos a maior instabilidade global, sobretudo quando aplicado concreto com f_{ck} de 25 MPa, como verificado na Figura 9 no eixo X e na Figura 10 no eixo Y.

Em sequência, foi rotacionado o eixo dos pilares P3, P4, P10, P11, P15, P16, P17 e P18, e foi verificado que após a rotação, a direção Y sofreu maiores alterações e passou a ter maiores deslocamentos e valor de γ_z . Foi observado que a rotação dos pilares teve alterações mais significativas quando aplicada no modelo com concreto com f_{ck} de 25 MPa.

A última análise consistiu em reduzir as seções de todos os pilares que compõem o pavimento Tipo do empreendimento, de forma que a alteração no valor de γ_z fora maior em ambos os sentidos, tornando a estrutura mais instável quando os pilares são mais esbeltos.

Por fim, o objetivo principal do trabalho foi alcançado através das análises realizadas, onde verificado que cada parâmetro adotado tem impacto na instabilidade global de uma estrutura, e a combinação destes fatores deve ser previamente estudada para obter a solução estrutural mais adequada.

6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão para trabalhos futuros, pode-se estudar os custos que as alterações estruturais causam nos empreendimentos, analisar os parâmetros de instabilidade em empreendimentos esbeltos, estudar os efeitos de segunda ordem e a instabilidade em empreendimentos onde é aplicado concreto protendido.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALTOQI TECNOLOGIA EM INFORMÁTICA LTDA. AltoQi Eberick V8 Gold, **Guia de Conteúdo**. Florianópolis, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações – Rio de Janeiro, 1988.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**, Volume 2. São Paulo: Pini. 2009.

DREYER, M. **Análise comparativa da estabilidade global de edificações de concreto armado: sistema de paredes e de pórticos rígidos**. 2018. 113. Trabalho de conclusão de curso (graduação em engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

FUSCO, P. B. **Técnicas de armar as estruturas de concreto armado**. São Paulo: Pini, 1994.

_____. **Estruturas de concreto armado: solicitações normais, estados de limites últimos – Teoria e aplicações**. Rio de Janeiro, Guanabara 2, 1981.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com uso de sistemas computacionais**. 1 ed. São Paulo: Pini, 2007.

WORDELL, F. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos**. Porto Alegre. 2003. 93 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.