

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

CAETANO ALBERTO DEL CARPIO LORENZETTI

**ESTUDO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO EM
CONCRETO ARMADO PARA DIFERENTES SUBESTRUTURAS DE
CONTRAVENTAMENTO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PATO BRANCO

2018

CAETANO ALBERTO DEL CARPIO LORENZETTI

**ESTUDO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO EM
CONCRETO ARMADO PARA DIFERENTES SUBESTRUTURAS DE
CONTRAVENTAMENTO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para conclusão do Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Câmpus Pato Branco, para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias.

**PATO BRANCO
2018**



TERMO DE APROVAÇÃO

ESTUDO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO ARMADO PARA DIFERENTES SUBESTRUTURAS DE CONTRAVENTAMENTO

CAETANO ALBERTO DEL CARPIO LORENZETTI

No dia 19 de junho de 2018, às 13h00min, na SALA DE TREINAMENTO da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, este trabalho de conclusão de curso foi julgado, e após arguição pelos membros da Comissão Examinadora abaixo identificados, foi aprovado como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, conforme Ata de Defesa Pública no. 12 – TCC/2018.

Orientador: PROF. DR. GUSTAVO LACERDA DIAS (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 1 da Banca: Prof. Msc. TOBIAS JUN SHIMOSAKA (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 2 da Banca: Prof^a. ANA CLÁUDIA DAL PRA VASATA (DACOC/UTFPR-PB)

AGRADECIMENTOS

Agradeço inicialmente a minha família, pelo suporte financeiro, emocional e a esperança depositada nos anos de faculdade.

Aos meus colegas de faculdade, em especial a Bolivar Serafin, Gabriel Bortoluzzi Teixeira e Letícia Giacomini, pelo companheirismo e amizade durante os anos finais de curso.

Aos amigos que mesmo em outras atividades me apoiaram emocionalmente em conversas e encontros que me fizeram evoluir como pessoa e profissional ao longo do tempo. Cito aqui Ana Luiza, Bruno, Geison, Gustavo e Marcus.

Aos professores do curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – *Campus* Pato Branco, pelo tempo dedicado a transmitir seu conhecimento da melhor forma possível. Destaco o Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias pela orientação deste trabalho, sua disponibilidade e seus ensinamentos em disciplinas ministradas.

Aos professores membros da banca, Prof. Msc. Tobias Jun Shimosaka e Prof^a. Esp. Ana Cláudia Dal Pra Vasata, pela correção deste trabalho.

A CAPES, pela bolsa de estudos na Alemanha, que me permitiu conhecer pessoas e lugares incríveis.

A todos vocês, meu sincero muito obrigado.

“O sucesso nasce do querer, da determinação e persistência em se chegar a um objetivo. Mesmo não atingindo o alvo, quem busca e vence obstáculos, no mínimo fará coisas admiráveis.”

José de Alencar.

RESUMO

D.C. LORENZETTI, Caetano. **Estudo da estabilidade global de um edifício em concreto armado para diferentes subestruturas de contraventamento**. 2018. 91f. Trabalho de Conclusão de Curso – Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2018.

Este trabalho tem como objetivo o estudo da estabilidade global de um edifício em concreto armado para três diferentes subestruturas de contraventamento: pórticos viga-pilar, pilares-parede e núcleo rígido. Para isso, foram desenvolvidos cinco exemplos simulando tais arranjos estruturais, de forma a obter informações quanto aos deslocamentos da estrutura, esforços nos elementos e os quantitativos de materiais necessários para a execução. Calculou-se também parâmetros de estabilidade – parâmetro de instabilidade alfa e coeficiente gama-z -, a fim de avaliar a estabilidade global do edifício e estimar os efeitos globais de segunda ordem. Além disso, o trabalho apresenta um estudo preliminar do software Alto QI Eberick, utilizado para o desenvolvimento das modelagens, de forma a compreender melhor como este programa computacional trata dos critérios de dimensionamento estrutural e as variáveis que influenciam a análise da estabilidade global de edifícios. Concluiu-se que as três soluções propostas para o sistema de contraventamento do edifício apresentaram os resultados esperados quanto a estabilidade do edifício. O sistema com pilares-parede aumentaram bastante a rigidez do sistema quando comparado àquele baseado em pórticos viga-pilar, reduzindo expressivamente os esforços axiais de compressão nos demais pilares. Enquanto isso, devido a sua alta rigidez, a presença do núcleo rígido permitiu uma maior redução dos demais elementos, tornando a estrutura menos onerosa economicamente.

Palavras-Chaves: Estabilidade global. Parâmetros de Estabilidade. Subestruturas de contraventamento.

ABSTRACT

D.C. LORENZETTI, Caetano. **Study of the overall stability of a reinforced concrete building for distinct bracing substructures**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso – Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2018.

This paper is focused on the study of the overall stability of a reinforced concrete building for three different bracing substructures: beam-pillar frames, wall-pillars and hard core. For this purpose, five examples were designed simulating those structural arrangements, in order to obtain information about the structure displacements, structural efforts and the amount of all the materials needed. Stability parameters – alpha parameter and gamma-z coefficient – were also calculated in order to evaluate the overall stability of the building and to estimate global second-round effects. Besides that, the paper brings forward a preliminary study of the software Alto QI Eberick, employed for the modelling, in a way to achieve a better understanding about how this computational program handles with structural dimensioning criteria and the variables that influence the analysis of the overall stability of buildings. It was concluded that the three proposed solutions for the building bracing system presented the expected results regarding the overall stability of the building. The system with wall-pillars greatly increased the rigidity of the system when compared to that based on beam-pillar frames, expressively reducing the axial compressive stresses in the other pillars. Meanwhile, due to its high rigidity, the presence of the rigid core allowed a greater reduction of the other elements, making the structure less costly.

Keywords: Overall stability. Stability parameters. Bracing substructures.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Efeito de primeira ordem - barra indeformada.....	18
Figura 2: Efeito de segunda ordem - barra deformada	19
Figura 3: Deformação em pilares.....	20
Figura 4: Efeitos globais, locais e localizados	21
Figura 5: Diagrama não-linear de tensão-deformação do concreto	23
Figura 6: Estrutura de (a) nós móveis e (b) nós fixos.....	24
Figura 7: Processo P-Delta – Método da carga lateral fictícia.....	27
Figura 8: Método da carga lateral fictícia.....	28
Figura 9: Subestruturas de contraventamento e elementos contraventados....	34
Figura 10: Sistemas de contraventamento	35
Figura 11: Sistema de contraventamento com pilares-parede.....	36
Figura 12: Representação de núcleos rígidos	37
Figura 13: Elemento barra de grelha	40
Figura 14: Modelo de pórtico espacial	40
Figura 15: Elemento de barra de pórtico espacial.....	41
Figura 16: Momento interno versus curvatura	42
Figura 17: Diagrama momento-curvatura	42
Figura 18: Diagrama do trabalho	44
Figura 19: Modelagem 3D – projeto base.....	46
Figura 20: Planta de fôrma – projeto base	47
Figura 21: Configuração do efeito do vento no software	48
Figura 22: Não-linearidade física – software.....	55
Figura 23: Processo P-Delta em software	56
Figura 24: Redução no engaste em software	58
Figura 25: Ligações rígidas e semirrígidas em software.....	58
Figura 26: Viga 1 sem redução de engaste	59
Figura 27: Momentos fletores viga 1 – sem redução de engaste.....	59
Figura 28: Armadura viga 1 – sem redução de engaste	59
Figura 29: Viga 1 com redução de engaste em 25%	60
Figura 30: Momentos fletores viga 1 – com redução de engaste em 25%	60
Figura 31: Armadura viga 1 – com redução de engaste em 25%.....	61
Figura 32: Módulo de rigidez equivalente	63

Figura 33: Modelagem - exemplo 1.....	65
Figura 34: Planta de fôrmas – exemplo 1.....	65
Figura 35: Pilares-parede – exemplo 2.....	67
Figura 36: Cargas máximas axiais de compressão nos pilares-parede.....	70
Figura 37: Cargas máximas axiais de compressão nos pilares de fundação não alterados	70
Figura 38: Pilares mais influenciados pelos pilares-parede.....	73
Figura 39: Dimensões do núcleo rígido	75
Figura 40: Planta de fôrmas – exemplo 4.....	75
Figura 41: Pilares mais influenciados pelo núcleo rígido.....	78
Figura 42: Cargas máximas axiais de compressão em pilares não alterados – exs. 1, 2 e 4	79
Figura 43: Consumo de concreto – exs. 1, 3 e 5.....	83
Figura 44: Consumo de área de fôrmas – exs. 1, 3 e 5	84
Figura 45: Consumo de aço – exs. 1, 3 e 5.....	84

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Cálculo da força distribuída P.....	66
Tabela 2: Cálculo do módulo de rigidez equivalente – exemplo 1.....	66
Tabela 3: Cálculo do parâmetro alfa – exemplo 1.....	66
Tabela 4: Cálculo do módulo de rigidez equivalente – exemplo 2.....	68
Tabela 5: Comparação entre os módulos de rigidez equivalentes (MRE) – exemplos 1 e 2.....	68
Tabela 6: Cálculo do parâmetro alfa – exemplo 2.....	68
Tabela 7: Redução de cargas máximas – pilares não alterados.....	69
Tabela 8: Aumento de cargas máximas – pilares-parede.....	69
Tabela 9: Dimensões de pilares – exs. 1 e 3.....	71
Tabela 10: Dimensões das vigas – exs. 1 e 3.....	72
Tabela 11: Comparação entre consumo de materiais – exemplos 1 e 3.....	72
Tabela 12: Cálculo do módulo de rigidez equivalente – exemplo 3.....	74
Tabela 13: Comparação entre os módulos de rigidez equivalentes (MRE) – exemplos 1 e 3.....	74
Tabela 14: Cálculo do módulo de rigidez equivalente – exemplo 4.....	76
Tabela 15: Comparação entre os módulos de rigidez equivalentes (MRE) – exemplos 1 e 4.....	76
Tabela 16: Cálculo do parâmetro alfa – exemplo 4.....	77
Tabela 17: Redução de cargas máximas axiais de compressão – pilares.....	77
Tabela 18: Parâmetros de estabilidade – exs. 1, 2 e 4.....	79
Tabela 19: Dimensões de pilares – exs. 1 e 5.....	80
Tabela 20: Dimensões das vigas – exs. 1 e 5.....	81
Tabela 21: Cálculo do módulo de rigidez equivalente – exemplo 5.....	82
Tabela 22: Comparação entre os módulos de rigidez equivalentes (MRE) – exemplos 1 e 5.....	82
Tabela 23: Cálculo do parâmetro alfa – exemplo 5.....	82
Tabela 24: Comparação entre consumo de materiais – exemplos 1 e 5.....	82

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Classe de agressividade ambiental	49
Quadro 2: Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto	49
Quadro 3: Correspondência entre classe de agressividade e cobrimento nominal...	50
Quadro 4: Gama-Z para as diferentes combinações efetuadas pelo software.....	52
Quadro 5: Cargas e deslocamentos verticais e horizontais	53
Quadro 6: Coeficiente gama-Z	54
Quadro 7: Análise da não-linearidade geométrica pelo processo P- Delta	56

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	14
1.1 OBJETIVOS	15
1.1.1 Objetivo geral	15
1.1.2 Objetivos específicos	16
1.2 JUSTIFICATIVA	16
2. REFERENCIAL TEÓRICO	18
2.1 EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	18
2.1.1 Efeitos globais de segunda ordem	19
2.1.2 Efeitos locais de segunda ordem	19
2.1.3 Efeitos localizados de segunda ordem.....	20
2.2 ANÁLISE NÃO-LINEAR DE ESTRUTURAS	21
2.2.1 Não-linearidade geométrica	22
2.2.2 Não-linearidade física.....	22
2.3 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE.....	24
2.3.1 Coeficiente γ_z	25
2.3.2 Parâmetro de instabilidade α	26
2.4 PROCESSO P-DELTA.....	27
2.5 FATORES QUE INFLUENCIAM A ESTABILIDADE GLOBAL	29
2.5.1 Cargas atuantes.....	29
2.5.2 Cargas de vento.....	29
2.5.3 Cargas horizontais	31
2.5.4 Cargas verticais	31
2.5.5 Rigidez	31
2.5.6 Interação solo-estrutura	32
2.5.7 Análise com redistribuição de esforços	33
2.6 CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS.....	34
2.6.1 Pórticos viga-pilar.....	35
2.6.2 Contraventamento com pilares-parede	36
2.6.3 Contraventamento com núcleos rígidos.....	36
2.7 MODELAGEM DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS	37
2.7.1 Modelo estrutural	38
2.7.2 Analogia de grelha	39

2.7.3	Pórtico espacial.....	40
2.7.4	Futuro da modelagem estrutural	41
3.	METODOLOGIA.....	44
3.1	DELINEAMENTO DA PESQUISA	45
4.	ESTUDO PRELIMINAR DOS CRITÉRIOS DO SOFTWARE.....	46
4.1	CONSIDERAÇÕES DE PROJETO	47
4.1.1	Cargas atuantes.....	47
4.1.2	Materiais e durabilidade	49
4.1.3	Modelo de cálculo	50
4.2	VARIÁVEIS QUE AFETAM A ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL	51
4.2.1	Parâmetros de estabilidade.....	51
4.2.2	Não-linearidade física.....	54
4.2.3	Processo P – Delta.....	56
4.2.4	Análise com redistribuição de esforços	57
5.	ESTUDO DE CASO – RESULTADOS E DISCUSSÕES	62
5.1	MÓDULO DE RIGIDEZ EQUIVALENTE	63
5.2	EXEMPLOS SIMULADOS.....	64
5.2.1	Exemplo 1	64
5.2.2	Exemplo 2	66
5.2.3	Exemplo 3	70
5.2.4	Exemplo 4	74
5.2.5	Exemplo 5	80
6.	CONCLUSÕES	86
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	89

1. INTRODUÇÃO

A atual necessidade contínua de urbanização devido ao aumento da densidade populacional, intensificou a verticalização das edificações e tornou ainda mais necessário um aprimoramento sobre a análise estrutural e a estabilidade global de edifícios, com o objetivo de se planejar e construir edifícios cada vez mais seguros e econômicos (MARTINS, 2001).

A estabilidade global de edifícios relaciona-se com a não-linearidade física dos materiais que compõem os elementos da estrutura e também aos efeitos gerados pelas deformações nas estruturas mediante carregamentos, denominados efeitos de segunda ordem. Basicamente, quanto maior a sensibilidade da estrutura a tais efeitos, menor sua estabilidade global (KIMURA, 2007).

De forma a minorar tal sensibilidade e os deslocamentos da estrutura são estabelecidos sistemas de contraventamento, formados por elementos de alta rigidez, tais como pórticos viga-pilar, pilares-parede e núcleos rígidos (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

As construções tradicionais baseiam-se na concepção de vários pórticos viga-pilar, os quais naturalmente formam uma subestrutura de contraventamento, auxiliadas normalmente pelas paredes de alvenaria trabalhando como travamento. Dessa forma, o cálculo dos efeitos de segunda ordem historicamente foi por muitas vezes suprimido e mesmo assim as estruturas resistiram bem aos esforços solicitantes. A partir da utilização de novos materiais em fachadas e da busca pela economia e eficiência dos materiais e elementos utilizados, foram concebidas novas opções para a subestrutura de contraventamento, tornando imprescindível o estudo da estabilidade global de edifícios e dos efeitos de segunda ordem (SÜSSEKIND, 1991).

Por tratarem-se de cálculos trabalhosos, a estimativa da magnitude dos efeitos de segunda ordem na estrutura é realizada atualmente por meio de softwares computacionais integrados. Estes permitem a simulação de um edifício real em computador, denominada modelagem estrutural, realizando análises e cálculos que objetivam a concepção de uma estrutura mais eficiente e otimizada, além de diminuir o tempo necessário para a realização de um projeto.

Neste contexto, cabe ao engenheiro projetista o papel de realizar a concepção e a análise estrutural da edificação. A primeira etapa é constituída pela definição dos materiais a serem utilizados, o pré-dimensionamento dos elementos, a escolha do sistema de contraventamento e a determinação das ações que atuarão sobre a estrutura. Com a entrada dos dados no modelo computacional, este calculará os deslocamentos e esforços solicitantes na estrutura, permitindo ao engenheiro a análise do comportamento real do edifício e através desta, a tomada de decisão quanto a possíveis alterações na concepção inicial (KIMURA, 2007).

Neste trabalho será realizado um estudo de caso, que consiste basicamente na comparação da estabilidade global de um edifício para diferentes três diferentes sistemas de contraventamento: pórticos viga-pilar, pilares-parede e núcleos rígidos.

Com o auxílio do software estrutural AltoQI Eberick, serão calculados parâmetros de estabilidade definidos na literatura para diferentes situações de projeto e comparados os quantitativos de materiais para a execução de cada sistema de contraventamento escolhido, buscando a verificação da opção mais eficiente quando considerados diversas variáveis técnicas.

Para alcançar os objetivos do trabalho, inicialmente foi realizada uma revisão teórica sobre os assuntos estabilidade global de edifícios, análise não-linear de estruturas, sistemas de contraventamento e modelagem estrutural. Na metodologia foram apresentados os procedimentos a serem realizados na coleta de dados. Dando seguimento ao estudo foram apresentados o projeto base assim como os critérios do software e da modelagem escolhida para simulação do comportamento do edifício, com os resultados obtidos decorrentes das variações do sistema de contraventamento e por fim as conclusões quanto aos dados coletados.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Identificar a influência de diferentes sistemas de contraventamento na estabilidade global de edifícios, realizando análise estrutural de uma edificação estudo de caso por meio de modelagem em software computacional.

1.1.2 Objetivos específicos

- Realizar levantamento bibliográfico sobre a questão da estabilidade global de edifícios.
- Calcular parâmetros de estabilidade, com o objetivo de avaliar a estabilidade global do edifício e estimar os efeitos globais de segunda ordem para diferentes situações de projeto.
- Avaliar a influência de diferentes subestruturas de contraventamento em relação aos deslocamentos da estrutura e aos esforços em seus elementos.
- Estimar o quantitativo de materiais necessário para a execução dos diferentes sistemas simulados.
- Discutir aspectos da modelagem estrutural de edifícios por meio de softwares, e a forma que o programa computacional AltoQI Eberick trata dos diversos critérios de análise e dimensionamento estrutural.

1.2 JUSTIFICATIVA

Antigamente as estruturas possuíam uma quantidade maior de pórticos, elementos de maiores seções transversais e menores vãos a serem vencidos. Dessa forma os cálculos simplificados, que muitas vezes não consideravam os efeitos de segunda ordem, eram suficientes para a garantia da segurança (SÜSSEKIND, 1991).

Atualmente, a partir do desenvolvimento de modernos sistemas construtivos na engenharia civil, permite-se que as novas edificações sejam cada vez mais esbeltas e utilizem a capacidade máxima dos materiais. Com isso, a análise da estabilidade global de edifícios através da influência dos efeitos globais de segunda ordem se mostra obrigatória, estimulando a utilização de programas computacionais para tal estudo (SCANDELAI, 2004).

A função do engenheiro é compreender por completo os critérios da modelagem estrutural utilizada pelo software, de modo a estabelecer parâmetros que condizem com o comportamento real da estrutura e favoreçam a compreensão da análise estrutural fornecida pelo programa, garantindo um projeto estrutural eficiente e seguro (KIMURA, 2007).

Cabe também ao engenheiro projetista determinar qual será o sistema de contraventamento utilizado, de forma a garantir a estabilidade global do edifício e diminuir os deslocamentos da estrutura. Essa escolha deve ser baseada em critérios científicos e econômicos, visando satisfazer não só as exigências normativas quanto a fatores técnicos, como também aos procedimentos de execução e aos custos finais do projeto proposto (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

Neste trabalho serão analisadas três diferentes subestruturas de contraventamento para um mesmo projeto estudo de caso: o sistema convencional formado por pórticos viga-pilar, a utilização de paredes estruturais ou pilares-parede, e a concepção de núcleos rígidos abrigando a caixa da escada do edifício.

Este estudo torna-se viável com a modelagem estrutural do projeto estudo de caso no software AltoQI Eberick V8, o qual utiliza os critérios vigentes na NBR 6118:2014 – Projetos de Estruturas de Concreto - e considera diversos parâmetros de influência na estabilidade global dos edifícios, que serão minuciosamente demonstrados no decorrer do trabalho.

Pela observação dos aspectos analisados, o trabalho permite as conclusões finais sobre a influência de cada um dos sistemas de contraventamento na estabilidade global de edifícios, no quantitativo de materiais dos demais elementos estruturais e como os critérios do software utilizado alteram o dimensionamento das estruturas nos projetos atuais.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

Na análise estrutura segundo a Teoria das Estruturas, calculam-se as estruturas em sua forma indeformada, obtendo os chamados efeitos de primeira ordem. A partir da aplicação de forças nas estruturas, estas deformam-se, resultando em efeitos adicionais ou efeitos de segunda ordem.

Para melhor ilustração deste conceito, pode-se imaginar uma força horizontal e outra axial sendo aplicadas numa barra vertical engastada em sua base e livre na outra extremidade. Inicialmente, numa barra indeformada, o momento resultante M_1 na base da estrutura não depende da força vertical F_v , e é, portanto, denominado efeito de primeira ordem. A Figura 1 ilustra o conceito exposto.

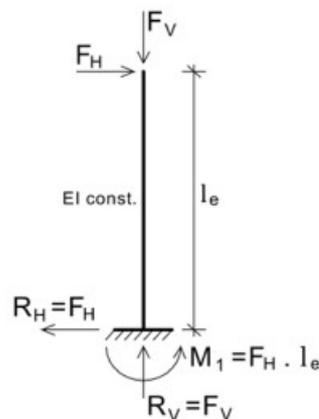


Figura 1: Efeito de primeira ordem - barra indeformada
Fonte: Moncayo, 2011.

Entretanto, como é possível observar na Figura 2, a partir do surgimento de uma flecha elástica μ na extremidade superior, resultante da aplicação das forças, o momento resultante M_2 na base aumenta em relação ao M_1 , pois altera-se o ponto de aplicação da força vertical, que passa a influenciar o valor final do momento. Este novo efeito é denominado efeito de segunda ordem.

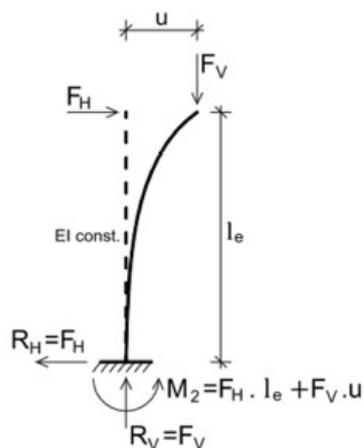


Figura 2: Efeito de segunda ordem - barra deformada
Fonte: Moncayo, 2011.

Pode-se observar que quanto maior a excentricidade causada pela deformação da barra, maior e mais influente será o acréscimo de momento fletor na base da barra.

Nota-se a importância da consideração desses efeitos para o cálculo estrutural, uma vez que novos materiais permitem estruturas cada vez mais esbeltas e, portanto, mais deformáveis, aumentando a influência dos efeitos de 2ª ordem na estrutura. A não observação desses efeitos pode resultar na instabilidade global da estrutura e até a ruptura desta (SCANDELAI, 2004).

2.1.1 Efeitos globais de segunda ordem

Relacionam-se com o edifício considerando os nós da estrutura como um todo. Devido a ação de cargas horizontais (como o vento) e verticais (peso próprio e sobrecargas) o edifício desloca-se horizontalmente. Os esforços de segunda ordem que aparecem devido a esse deslocamento geral da estrutura são denominados globais (KIMURA, 2007).

2.1.2 Efeitos locais de segunda ordem

No item 15.4.1 a NBR 6118:2014 apresenta o conceito de efeito local de segunda ordem como os efeitos que surgem a partir do deslocamento de eixos de barras das estruturas, como pilares. A partir da aplicação da carga e o aparecimento

de excentricidades em relação ao eixo da barra, os esforços solicitantes são majorados devido à presença dos efeitos locais de segunda ordem.

Esse efeito pode ser melhor visualizado na Figura 3. A partir da aplicação de esforços em lances de pilares, estes deformam-se, de acordo com o sentido das ações, gerando excentricidades ou curvaturas. Essas deformações aumentam de forma proporcional a magnitude dos momentos solicitantes.

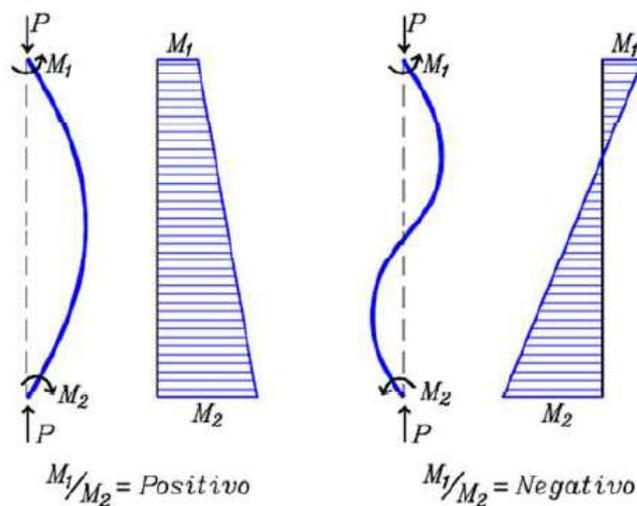


Figura 3: Deformação em pilares
Fonte: Aguiar; Pinheiro, 2000.

2.1.3 Efeitos localizados de segunda ordem

Segundo a NBR 6118:2014, os efeitos localizados de segunda ordem são encontrados nos elementos pilares-parede, que por possuírem uma região de maior não retilinidade do que a do eixo do pilar como um todo, apresentam efeitos de 2ª ordem de maiores magnitudes, denominados localizados.

A Figura 4 ilustra os três tipos de efeitos de segunda ordem.

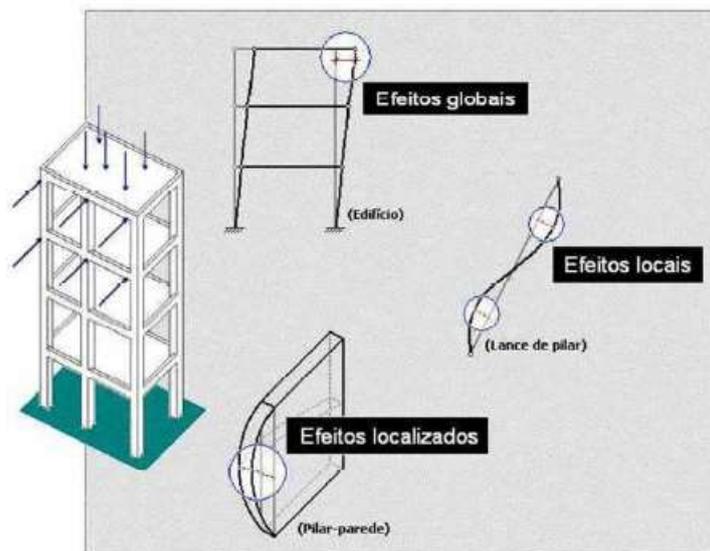


Figura 4: Efeitos globais, locais e localizados
Fonte: Kimura, 2007.

2.2 ANÁLISE NÃO-LINEAR DE ESTRUTURAS

A análise não-linear pode ser definida como um cálculo no qual a resposta da estrutura, seja em deslocamentos, esforços ou tensões é desproporcional ao carregamento aplicado, ou seja, não obedece ao comportamento linear tão comumente utilizado nas simplificações de cálculo utilizados nos cursos de graduação em Engenharia Civil (KIMURA, 2007).

Segundo a NBR 6118:2014, existem duas não-linearidades básicas consideradas no comportamento de uma estrutura. A Não-Linearidade Física (NLF) determina que as tensões não são proporcionais às deformações devido às propriedades físicas dos materiais, enquanto a Não-Linearidade Geométrica (NLG) considera as não-linearidades decorrentes das alterações da geometria da estrutura devido a deformação desta.

Segundo o item 15.7.1 da NBR 6118:2014, na análise estrutural de estruturas de nós móveis, devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos da não-linearidade geométrica e da não-linearidade física, e no dimensionamento devem ser considerados os efeitos globais e locais de 2ª ordem.

2.2.1 Não-linearidade geométrica

Edifícios estão sujeitos às ações verticais e horizontais simultaneamente, que provocam o deslocamento horizontal da estrutura, deformando-a e alterando sua geometria (PINTO, 1997).

Como descrito no item 2.1 deste trabalho, esses deslocamentos geram esforços de segunda ordem na estrutura, decorrentes da análise da estrutura em sua condição deformada. A partir da estimativa desses esforços são considerados então os efeitos da não-linearidade geométrica na estrutura.

De forma a considerar a não-linearidade geométrica no dimensionamento de peças estruturais em concreto armado, a norma NBR 6118:2014 apresenta nos itens 15.5.2 e 15.5.3 o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z , respectivamente. Esses dois processos terão como função classificar a estrutura como de nós rígidos ou móveis, podendo ser desprezados os efeitos globais de segunda ordem no primeiro caso.

Além disso, o coeficiente γ_z permite a estimativa da parcela dos efeitos de segunda ordem nas solicitações e a consequente consideração desses efeitos no cálculo, através de uma simples majoração dos efeitos de primeira ordem.

2.2.2 Não-linearidade física

O comportamento do concreto armado não é elástico perfeito, pois fatores como o efeito da fissuração, da fluência e o escoamento da armadura geram uma resposta não-linear desse material aos carregamentos aplicados, denominada não-linearidade física (PINTO, 1997).

A principal diferença em ser ou não considerada a não linearidade física do concreto armado é demonstrada na Figura 5 e está no módulo de elasticidade do concreto, uma vez que as respostas do material ao incremento de tensões não são proporcionais, resultando em módulos de elasticidade variados (MONCAYO, 2011).

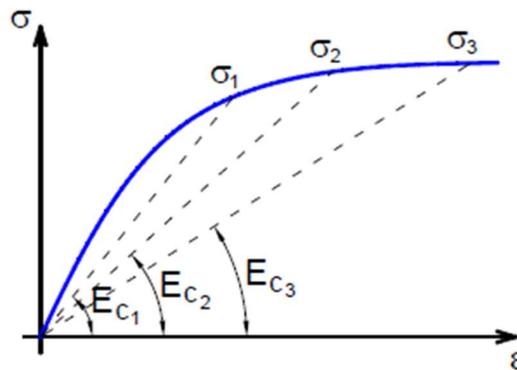


Figura 5: Diagrama não-linear de tensão-deformação do concreto
Fonte: Moncayo, 2011.

A NBR 6118:2014 estabelece uma maneira aproximada para consideração dos efeitos da não-linearidade física do concreto armado na estabilidade global de um edifício. Trata-se de uma minoração da rigidez dos elementos que compõem a estrutura a partir dos seguintes coeficientes redutores:

- Para lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 E_{ci} * I_c$ (Eq. 1)
- Para vigas: $(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci} * I_c$ para $A'_s \neq A_s$ (Eq. 2)
- $(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci} * I_c$ para $A'_s = A_s$ (Eq. 3)
- Para pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci} * I_c$ (Eq. 4)

Onde:

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

A_s - é a área da armadura de tração;

A'_s - é a área da armadura de compressão, no caso de vigas com armadura dupla;

E_{ci} - é o módulo de elasticidade inicial do concreto.

Segundo o item 8.2.8 NBR 6118:2014, o módulo de elasticidade deve ser obtido, para concretos com f_{ck} entre 20 e 50 MPa, a partir da seguinte equação:

$$E_{ci} = \alpha E * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{Eq. 5})$$

Sendo

- αE um parâmetro que observa o agregado graúdo da composição do concreto. Seu valor é de 1,2 para basalto e diabásio, 1,0 para granito e gnaisse, 0,9 para calcário e 0,7 para arenito.
- E_{ci} e f_{ck} são dados em megapascal.

2.3 PARÂMETROS DE ESTABILIDADE

Os parâmetros de estabilidade têm como objetivo avaliar a estabilidade global de edifícios e, em alguns casos, estimar a parcela de efeitos globais de segunda ordem nas solicitações da estrutura.

É importante observar que os dois tipos de estruturas expostos na Figura 6, de nós fixos e de nós móveis, possuem deslocamentos horizontais, porém em apenas um dos casos sua magnitude é importante e influencia significativamente no cálculo dos esforços.

Segundo a NBR 6118:2014, é permitido desprezar os efeitos globais de segunda ordem caso estes não representem um acréscimo de 10% nos esforços em relação aos efeitos de primeira ordem. Estas estruturas são denominadas de nós fixos. Caso esta porcentagem seja ultrapassada, é obrigatória a consideração dos efeitos de segunda ordem no dimensionamento dos elementos que compõem a estrutura, classificadas como estruturas de nós móveis.

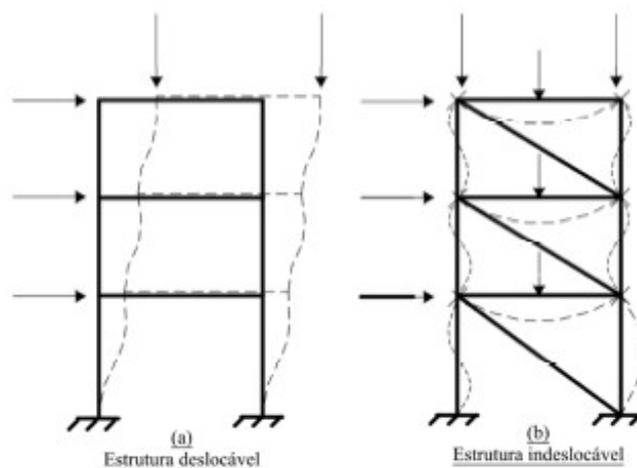


Figura 6: Estrutura de (a) nós móveis e (b) nós fixos
Fonte: Fusco, 1981.

2.3.1 Coeficiente γ_z

Trata-se de um coeficiente que avalia a estabilidade global do edifício de forma simples e eficiente, sendo capaz de estimar a magnitude dos efeitos globais de segunda ordem na estrutura a partir de uma simples majoração dos esforços de primeira ordem. Foi deduzida e criada em 1991 pelos engenheiros brasileiros Mario Franco e Augusto Carlos de Vasconcelos (MONCAYO, 2011).

Segundo o item 15.7.2 da NBR 6118:2014, uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) a partir de uma simples majoração dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95 \gamma_z$, em processo válido para $\gamma_z \leq 1,3$.

O coeficiente γ_z para uma determinada combinação de carregamento é dado por:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (\text{Eq. 6})$$

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

Segundo Kimura (2007), a interpretação desse coeficiente pode resumir-se no seu valor decimal, que pode ser associado com os efeitos globais de segunda ordem, como nas relações a seguir:

$\gamma_z = 1,00$, efeitos de segunda ordem praticamente inexistentes.

$\gamma_z = 1,05$, efeitos de segunda ordem em torno de 5% dos efeitos de primeira ordem.

$\gamma_z = 1,10$, efeitos de segunda ordem em torno de 10% dos efeitos de primeira ordem.

Este coeficiente também classifica a estrutura quanto a sua estabilidade global. Considera-se que a estrutura é de nós fixos se $\gamma_z \leq 1.1$ e de nós móveis se $1.1 \leq \gamma_z \leq 1.3$.

Moncayo (2011) apresentou resultados e citou outros autores que chegaram a mesma conclusão de que a utilização de γ_z como fator de majoração dos esforços de primeira ordem para consideração dos de segunda ordem é de maior eficácia que o emprego de $0,95\gamma_z$.

2.3.2 Parâmetro de instabilidade α

Este parâmetro é utilizado para avaliar a estabilidade global das estruturas, classificando-a como de nós fixos ou de nós móveis, entretanto não estima a parcela dos efeitos de segunda ordem na estrutura (MONCAYO, 2011).

A partir da teoria de BECK (1996), o valor deste parâmetro é determinado pela seguinte equação:

$$\alpha = H_{tot} * \sqrt[2]{\frac{Nk}{(E_{cs} \cdot I_c)}} \quad (\text{Eq. 7})$$

- H_{tot} : é a altura da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;
- N_k : é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;
- $E_{cs} \cdot I_c$: é o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada; no caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs} \cdot I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

O valor de α é comparado a um valor α_1 , de modo que, se $\alpha < \alpha_1$, a estrutura é considerada de nós fixos, e se $\alpha \geq \alpha_1$, de nós móveis.

Sendo n o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo, o valor de α_1 é dado por:

- $\alpha_1 = 0,2 + 0,1 * n$ (Eq. 8)

- $\alpha_1 = 0,6$ (Eq. 9)

O item 15.5.2 da NBR 6118:2014 determina que o valor limite $\alpha_1 = 0,6$ prescrito para $n \geq 4$ é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios. Além disso, para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-paredes, deve-se adotar $\alpha_1 = 0,6$. No caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, adotar $\alpha_1 = 0,7$. Caso só existam pórticos, adotar $\alpha_1 = 0,5$.

Segundo Moncayo (2011), o parâmetro α não se aplica a estruturas significativamente assimétricas, ou que apresentem deslocamentos horizontais apreciáveis sob ação das cargas verticais, e portanto, não estima os efeitos globais de segunda ordem na estrutura. Existem diversas maneiras para obter tal estimativa, sendo o processo P-Delta o mais conhecido dentre estas.

2.4 PROCESSO P-DELTA

O processo P-Delta trata-se de um método que relaciona a carga axial P com os deslocamentos Δ . Na literatura existem diversos métodos de cálculo que consideram tal processo, sendo o método da Carga Lateral Fictícia o mais conhecido entre todos.

Como observado na Figura 7, este método aplica esforços de forma iterativa, de modo que a cada iteração obtém-se uma nova força lateral fictícia. Esse processo é repetido até que se atinja uma posição de equilíbrio, ou seja, de pouca alteração com a aplicação de novas iterações (MONCAYO, 2011).

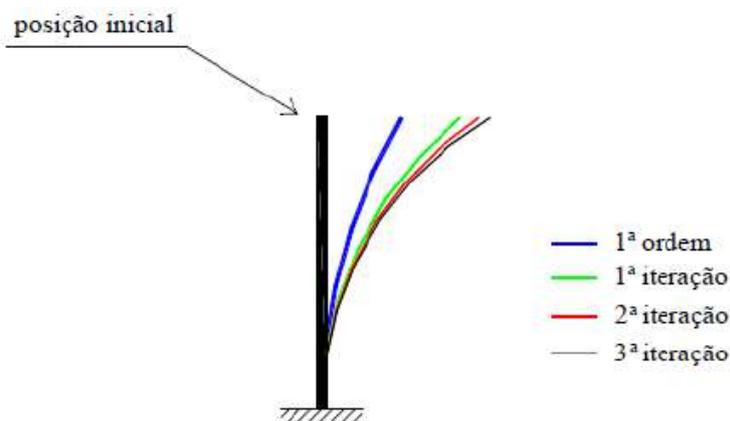


Figura 7: Processo P-Delta – Método da carga lateral fictícia

Fonte: Moncayo, apud. Lima, 2011.

Fusco (1981), refere-se a tal método como um processo de cálculo rigoroso para barras perpendiculares entre si. O processo se desenvolveria em etapas, na qual a primeira seria a análise linear de primeira ordem, calculando-se os deslocamentos horizontais. Na próxima etapa, seriam calculados os efeitos dos deslocamentos na etapa anterior, substituindo-se o efeito de segunda ordem por um efeito de primeira ordem equivalente. Calculam-se novamente os deslocamentos horizontais quantas vezes forem necessárias, até que os valores consigam convergir para valores finitos e a estrutura mostre-se estável.

O conceito básico deste método é ilustrado na Figura 8, onde a cada nova iteração existe um novo deslocamento a ser considerado para o cálculo real da solicitação, relacionado a carga P aplicada.

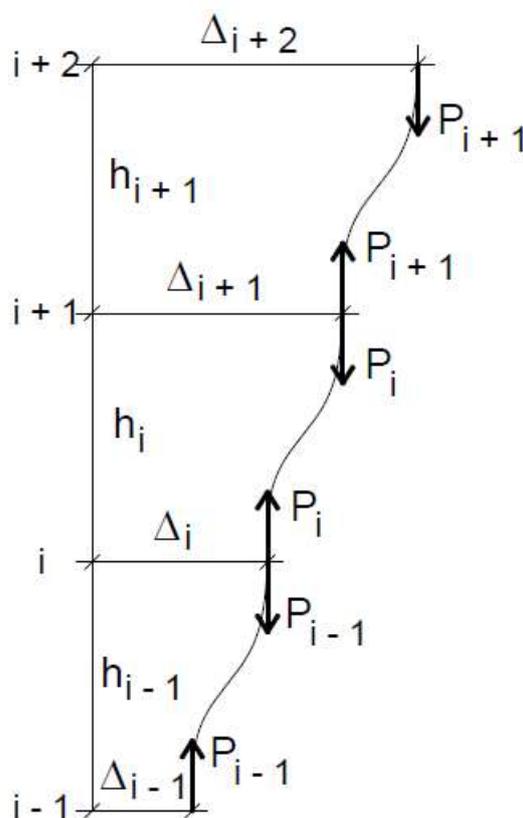


Figura 8: Método da carga lateral fictícia
Fonte: Moncayo, 2011.

2.5 FATORES QUE INFLUENCIAM A ESTABILIDADE GLOBAL

2.5.1 Cargas atuantes

A NBR 6118 determina que “na análise estrutural deve ser considerada toda a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados-limite últimos e os de serviço”.

Segundo a NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento, ações são causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Estas são classificadas em permanentes, variáveis e excepcionais.

Ações permanentes são aquelas que ocorrem com valores praticamente constantes durante a vida útil da edificação. São divididas entre ações permanentes diretas, como os pesos próprios dos elementos da construção e empuxos de terras, e ações permanentes indiretas, como a protensão, recalques de apoio e retração de materiais.

Ações variáveis são ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida da construção. As chamadas ações variáveis diretas são constituídas por cargas acidentais para o uso da construção, pela ação do vento e da chuva, enquanto as indiretas são causadas por variações de temperatura e por ações dinâmicas.

Consideram-se como ações excepcionais as ações decorrentes de causas tais como explosões, choques de veículos, sismos, incêndios ou enchentes.

Os valores representativos das ações para cálculo são obtidos através da combinação de ações, considerando coeficientes de ponderação para os estados limites últimos e de serviço, definidos na norma NBR 6118:2014.

2.5.2 Cargas de vento

A ação do vento nas edificações depende de aspectos meteorológicos e aerodinâmicos, os quais buscam, através do estudo de diversas variáveis, determinar a velocidade do vento considerada em projeto e como será o comportamento do vento em função da forma da edificação (GONÇALVES, 2007).

As ações horizontais, provenientes por exemplo do vento, devem ser absorvidas pela estrutura e transmitidas para a fundação. Essas cargas são resistidas por elementos de contraventamento de alta rigidez, tais como pórticos, pilares-parede e núcleos (PINHEIRO, 2007).

A Norma Brasileira NBR 6118:2014 determina que os efeitos provenientes as ações de vento devem ser considerados e determinados de acordo com a ABNT NBR 6123:1998 - Forças devidas ao vento em edificações.

A ação de vento numa fachada do edifício é determinada a partir da força de arrasto do vento F_a , que deve ser considerada para os cálculos de dimensionamento da estrutura, é calculada, segundo a NBR 6123:1998, pela seguinte equação:

$$F_a = C_a * q * A_e \quad (\text{Eq. 10})$$

Onde:

C_a - é o coeficiente de arrasto do vento;

A_e - é a área frontal efetiva da edificação, definida como a área da projeção ortogonal da edificação sobre um plano perpendicular à direção do vento;

q - é a pressão dinâmica do vento.

A pressão dinâmica do vento q é definida pela equação:

$$q = 0,613V_k^2 \text{ (N/m}^2\text{)} \quad (\text{Eq. 11})$$

Onde V_k é a velocidade a característica do vento, obtida a partir da multiplicação da velocidade básica do vento, V_o , adequada ao local onde a estrutura será construída, por três coeficientes, S_1 , S_2 e S_3 , que consideram fatores como o tipo e rugosidade do terreno, altura do edifício e sua utilização.

Dessa forma, têm-se segundo a NBR 6123:1998:

$$V_k = V_o * S_1 * S_2 * S_3 \quad (\text{Eq. 12})$$

Sendo:

V_o – a velocidade básica do vento, obtida pelo gráfico das isopletas da NBR 6123:1998;

S_1 – fator topográfico que observa variações do relevo;

S2 – fator que considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte desta em consideração;

S3 – fator estatístico baseado no grau de segurança requerido e na vida útil da edificação;

A consideração do efeito do vento na edificação será determinado a partir da força de arrasto e da área de abrangência de cada nó da fachada na edificação. Com isso, serão calculadas as parcelas de carga horizontal aplicadas em cada nó e que influenciam na magnitude dos efeitos globais de segunda ordem.

2.5.3 Cargas horizontais

As variações da magnitude das cargas horizontais aplicadas na estrutura não alteram a estabilidade global da estrutura. Dessa forma, a variação da velocidade do vento, por exemplo, não altera a estabilidade do edifício.

Isso acontece, pois, as forças horizontais influenciam os esforços de primeira ordem na mesma proporção que os de segunda ordem, mantendo o coeficiente γ_z inalterado (KIMURA, 2007).

2.5.4 Cargas verticais

As cargas verticais, por outro lado, influenciam diretamente a estabilidade global da estrutura. Quanto maior a magnitude dessas cargas, maior o valor do coeficiente γ_z e menor a estabilidade do edifício (KIMURA, 2007).

2.5.5 Rigidez

A rigidez EI dos elementos que compõem a estrutura possui influência direta na estabilidade global dos edifícios. Essa importância é maior em pilares e vigas, pois estes formam os pórticos responsáveis por travar a estrutura, estabilizando-a. Por outro lado, a rigidez das lajes pouco importam, e podem muitas vezes ser desprezada (KIMURA, 2007).

Para melhor como a rigidez influencia na estabilidade global de edifícios, tomemos como exemplo uma barra de comprimento “ l_e ” engastada na base e livre em

sua outra extremidade, carregada por uma força horizontal F_h . Pelo estudo dos deslocamentos, sabe-se que a flecha μ gerada será igual a seguinte equação:

$$\mu = \frac{F_h * l_e}{3 E I} \quad (\text{Eq. 13})$$

Caso o valor da rigidez seja diminuído em 50 %, tem-se que o novo valor de deslocamento horizontal μ' no topo da base será de $2 * \mu$.

$$\mu' = \frac{F_h * l_e}{3 (0,5 * E I)} = 2\mu \quad (\text{Eq. 14})$$

Calculando o coeficiente γ_Z pela equação 6, obtêm-se que:

$$\Delta M_{tot,d} = F_v * 2 * u \quad (\text{Eq. 15})$$

$$M_{1,tot,d} = F_h * l_e \quad (\text{Eq. 16})$$

$$\gamma_Z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{F_v * 2 * u}{F_h * l_e}} \quad (\text{Eq. 17})$$

Dessa forma, a alteração da rigidez modifica os esforços totais de segunda ordem ($\Delta M_{tot,d}$), sem influência nos esforços de primeira ordem ($M_{1,tot,d}$). No exemplo, a diminuição da rigidez da barra aumentará o valor do coeficiente γ_Z , comprovando a influência direta desse fator na estabilidade global do edifício (MONCAYO, 2011).

2.5.6 Interação solo-estrutura

Tradicionalmente, os projetos de infraestrutura e superestrutura de um edifício são realizados de forma independente. Dessa forma, não se observa a interação solo-estrutura, resultando em uma análise que não reflete ao comportamento real das reações de apoio. Estas dependem das características do solo nas quais as fundações da edificação estão apoiadas (REIS, 2000).

Foi comprovado, a partir de estudos realizados por Delalibera et al. (2005), que os deslocamentos horizontais nos edifícios são maiores quando as deformações existentes nas fundações são consideradas, ocasionando maiores esforços de segunda ordem e conseqüentemente influenciando diretamente na estabilidade global dos edifícios (MONCAYO, 2011).

O caso dos prédios inclinados em Santos-SP, no qual os recalques diferenciais causaram danos estruturais, arquitetônicos e funcionais nos edifícios, é um exemplo clássico da necessidade do estudo integrado entre as condições reais do solo e as reações geradas na estrutura (REIS, 2000).

2.5.7 Análise com redistribuição de esforços

A NBR 6118:2014 classifica a análise estrutural em 5 categorias, sendo uma delas a análise linear com redistribuição dos esforços. Neste caso os efeitos das ações são redistribuídos na estrutura, para as combinações do estado de limite último.

A distribuição de esforços acontece nos elementos de um edifício de acordo com a rigidez destes. Os esforços tendem a ser maiores nas regiões de elementos com maior rigidez (KIMURA, 2007).

Esta consideração se aproxima ao comportamento real dos elementos. Uma vez aplicados os esforços no concreto, este tende a fissurar, reduzindo a rigidez do elemento estrutural. Com isso, a peça passa a resistir a menos esforços, transmitindo parte dos esforços para regiões com maior rigidez.

A forma mais comum de se considerar esta redistribuição é reduzindo o momento negativo na ligação viga-pilar, e em consequência, aumentando-se o momento positivo no meio do vão. Essa consideração é realizada pois obtém-se dois principais benefícios. Além de economia de material, nas ligações entre vigas-pilares existem grandes momentos negativos, que necessitariam de uma quantidade expressiva de armadura, o que poderia dificultar a execução. Reduzindo o momento neste local e o redistribuindo para o meio do vão, a armadura necessária é menor e o processo construtivo é facilitado.

A redistribuição, contudo, deve ser realizada de forma criteriosa. O limite de redução de momentos, segundo a NBR 6118 é de 10% para as estruturas de nós móveis e 25% para as estruturas de nós fixos. Uma das considerações mais comuns e perigosas é a aproximação de uma articulação nas ligações viga-pilar (redução de 100%), eliminando o momento no local e o redistribuindo para o meio do vão, algo que não condiz com a realidade, podendo gerar fissurações e problemas estruturais no local. Essas reduções aumentam os valores de α e γ_z , e, portanto, influenciam diretamente na estabilidade global de um edifício (MONCAYO, 2011).

2.6 CONTRAVENTAMENTO DE EDIFÍCIOS

O contraventamento é uma estrutura auxiliar presente nos edifícios que tem como objetivo reduzir os deslocamentos presentes na estrutura através do aumento da rigidez da edificação. Dessa forma, forças horizontais e excepcionais são melhor absorvidas e os efeitos de segunda ordem são minorados (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

Segundo o item 15.4.3 NBR 6118:2014, as subestruturas de contraventamento são aquelas que, devido à grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações. Os elementos que não constituem essa subestrutura são denominados elementos contraventados. A Figura 9 ilustra os diversos elementos nas subestruturas de contraventamento.

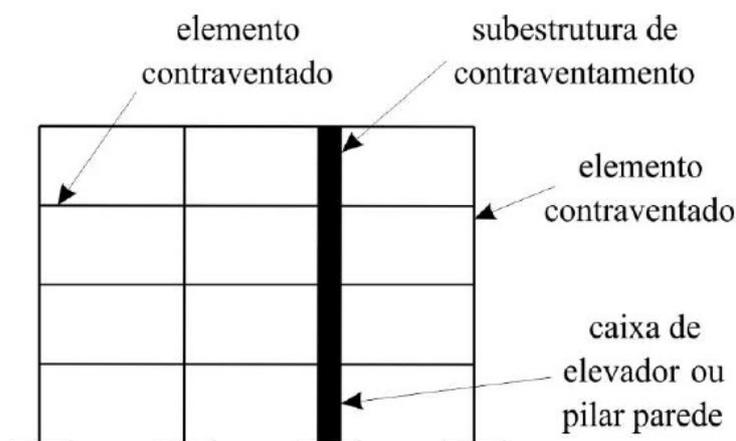


Figura 9: Subestruturas de contraventamento e elementos contraventados
Fonte: Marino, 2006.

A evolução nas edificações trouxe consigo preocupações quanto ao sistema de contraventamento escolhido. A utilização de novos materiais permite a construção de edifícios mais esbeltos, que recebem maiores esforços de segunda ordem em sua estrutura. Além disso, tradicionalmente eram utilizadas estruturas aporticadas, repletas de vigas e pilares, com fechamento em alvenaria atuando como diagonais comprimidas, e, portanto, auxiliando no sistema de contraventamento. Novos sistemas de construção retiram essa característica usual, a partir, por exemplo, da supressão de vigas, utilização de lajes cogumelo e da substituição da alvenaria por fachadas em vidro.

Dessa forma, toda estrutura deve ter seu sistema de contraventamento estudado e adequadamente dimensionado, independentemente do seu número de andares (SÜSSEKIND,1991). Existem diversos sistemas para realização de contraventamentos de estruturas, sendo os mais utilizados o sistema de pórticos viga-pilar, pilares-parede, núcleos rígidos e pórticos treliçados, ilustrados na Figura 10.

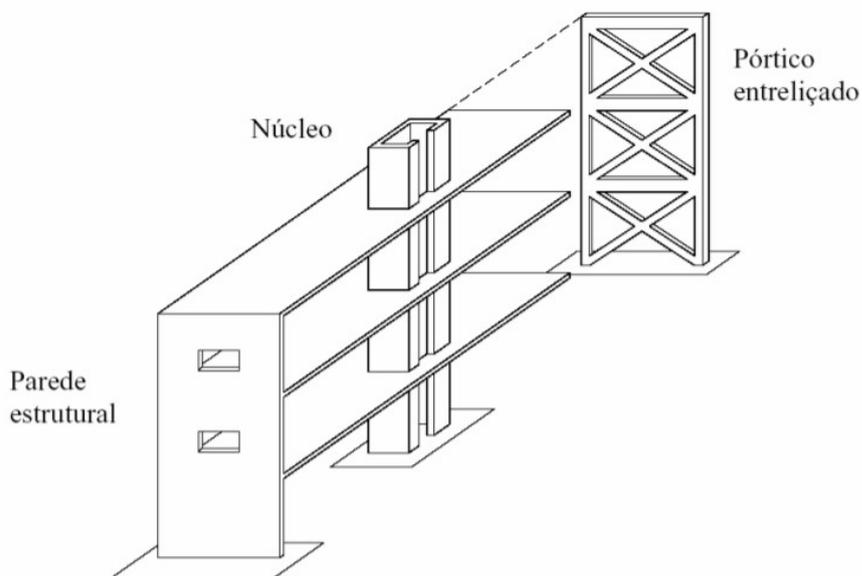


Figura 10: Sistemas de contraventamento
Fonte: Carneiro; Martins, 2008.

2.6.1 Pórticos viga-pilar

É o sistema no qual a união entre vigas e pilares, formando pórticos, serão responsáveis pela estabilidade global da estrutura. O princípio é a estabilidade do edifício a partir da rigidez à flexão das vigas e pilares que compõem o pórtico. O seu desempenho poderá ser melhorado com a inclusão de ligações rígidas entre as vigas e pilares que possuem maior responsabilidade para o travamento da estrutura.

As avaliações dos vínculos nas ligações pilar-viga devem ser adequadamente analisadas, de modo a garantir um bom comportamento da estrutura. Caso esta análise seja feita equivocadamente, o projeto será mal dimensionado e com soluções pouco econômicas e ineficientes (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

2.6.2 Contraventamento com pilares-parede

Pilares-parede, segundo o item 14.4.2.4 da NBR 6118:2014, são elementos estruturais de superfície plana ou casca cilíndrica, usualmente dispostos na vertical e submetidos preponderantemente à compressão. Para que se tenha um pilar-parede, a menor dimensão deve ser menor que 1/5 da maior, ambas consideradas na seção transversal do elemento estrutural.

Esse sistema é utilizado em edifícios altos, de até cerca de 40 andares. A associação ocorre entre elementos estruturais com comportamentos diferentes, como apresenta a Figura 11. Enquanto a estrutura pilar-parede tem uma deformação por flexão, o pórtico tem uma deformação rígida por distorção. (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

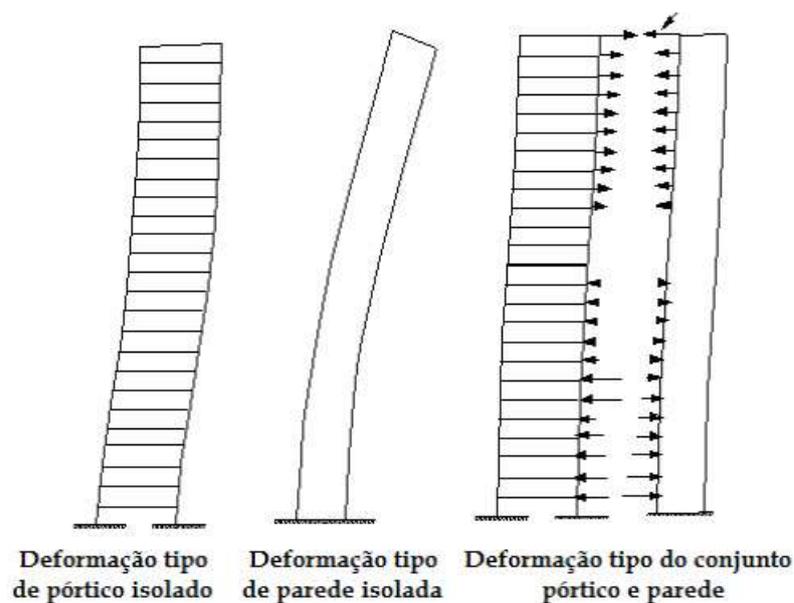


Figura 11: Sistema de contraventamento com pilares-parede
Fonte: Carneiro; Martins, 2008.

2.6.3 Contraventamento com núcleos rígidos

Os núcleos rígidos, ou núcleos resistentes, são formados pela associação tridimensional de paredes estruturais retas ou curvas, formando seções transversais abertas ou fechadas, como observado na Figura 12. São geralmente utilizados

arquitetonicamente para abrigar caixas de elevadores e escadas, posicionados na área central do edifício.

As dimensões dos núcleos são normalmente superiores às dos outros elementos componentes do sistema de contraventamento, sendo a sua rigidez à flexão responsável pela estabilidade global do edifício. Os núcleos resistem isoladamente a todos os tipos de ações no edifício, e tornam-se, portanto, uma ótima alternativa como sistema de contraventamento.

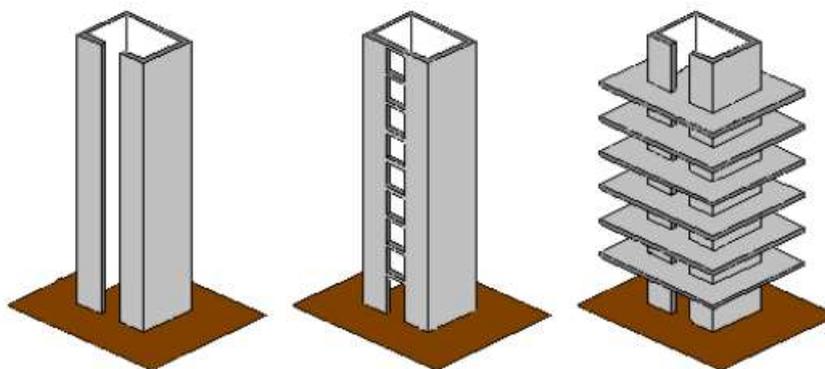


Figura 12: Representação de núcleos rígidos
Fonte: Pereira, 2000.

Apresentam grande resistência a distorção, sendo que as lajes contribuem para esse comportamento devido à grande rigidez no plano que atuam, agindo como diafragmas rígidos. Normalmente consideram-se os núcleos como engastados na base, permitindo a absorção de todos os esforços resultantes (PEREIRA, 2000).

Por se apresentarem de difícil execução, algumas empresas da construção civil definem juntamente ao projetista estrutural pela não utilização de núcleos rígidos em suas concepções estruturais, buscando outras alternativas para o contraventamento e garantia da estabilidade global da estrutura (MONCAYO, 2011).

2.7 MODELAGEM DE ELEMENTOS ESTRUTURAIIS

Edifícios altos são cada vez mais presentes em grandes centros urbanos, e sabe-se que esta característica eleva a importância da análise da estabilidade global da construção quando submetida a esforços horizontais, cuja absorção deve ser garantida por uma estrutura dimensionada para este fim. Aliado ao contínuo avanço tecnológico na área da informática, esses dois fatores estimulam o desenvolvimento

de modelos matemáticos que simulem o mais próximo possível o comportamento real das estruturas (SOUTO, 1993).

A análise de estruturas pode ser realizada utilizando-se o processo contínuo ou processos discretos. No processo contínuo considera-se a estrutura do edifício com uma rigidez equivalente, reduzindo os parâmetros na entrada de dados. O comportamento do modelo estrutural é expresso por uma equação diferencial ou por um sistema de equações diferenciais e a cada variação na concepção arquitetônica é preciso definir uma nova equação diferencial, dificultando a resolução de estruturas com grandes variações arquitetônicas.

Já os processos discretos não apresentam tal limitação, permitindo variadas disposições arquitetônicas e de carregamentos. Estes processos obtêm a matriz de rigidez global da estrutura através da matriz de rigidez local de cada elemento, permitindo a análise da estrutura em elementos simples ligados entre si através de nós.

Com o avanço tecnológico foram desenvolvidos modelos matemáticos capazes de receber, interpretar e analisar o grande número de parâmetros necessários para esse tipo de processo, tornando mais eficaz o processo de discretização de uma estrutura (MARTINS, 2001).

2.7.1 Modelo estrutural

A análise estrutural consiste em prever o comportamento real da estrutura a partir das teorias físicas e matemáticas conhecidas na Engenharia Estrutural, de forma a representar a estrutura da forma mais próxima possível, possibilitando a sua análise (MARTHA, 2010).

Modelos estruturais são representações de uma estrutura real, de forma a simular as composições de elementos e as cargas solicitantes da estrutura. A utilização de um ou outro modelo depende de fatores como a disponibilidade de tempo, custo e de ferramentas computacionais para a análise (FONTES, 2005).

Os cálculos dos esforços solicitantes atuantes em estruturas de edifícios de concreto armado podem ser feitos por processo simplificado, que considera os elementos estruturais separadamente, ou por processo mais elaborado, que considera o conjunto de vigas e lajes como grelha e o conjunto de vigas e pilares como pórtico plano ou pórtico espacial (GIONGO, 2005).

Segundo Kimura (2007), atualmente adota-se uma combinação de modelos estruturais para a análise estrutural de edifícios. Em elementos como lajes e vigas utiliza-se o modelo de grelha de vigas e lajes, enquanto para análise de vigas e pilares opta-se pelo modelo de pórtico espacial.

O modelo de grelha é recomendado para a modelagem dos pavimentos de concreto armado que compõem a edificação, pois abrange a maioria dos tipos de lajes atualmente usuais, tais como lajes maciças, nervuradas, treliçadas, planas e cogumelos. O modelo pórtico espacial é empregado para a análise da estabilidade global da estrutura, pois com ele é possível calcular os deslocamentos, incluindo os efeitos de segunda ordem, provenientes de cargas verticais e horizontais.

2.7.2 Analogia de grelha

É um modelo estrutural composto por elementos lineares, ou barras, que apresentam como principal característica possuir uma das dimensões bem maior que as outras. As grelhas podem ser consideradas formadas apenas por vigas, simuladas pelas barras, sendo as ligações entre elas rígidas ou articuladas, permitindo o apoio de uma viga em outra de menor rigidez. As lajes também são comumente modeladas pela analogia de grelha, como uma malha de barras com rigidez referentes às lajes que representam (FONTES, 2005).

A interação das lajes e vigas neste modelo é bastante precisa, uma vez que a distribuição de esforços depende das próprias características de cada barra, tais como seção transversal e material que a compõe. Essa subdivisão em barras, denominada discretização, permite a representação detalhada de cada trecho do pavimento, fazendo com que os esforços sejam distribuídos para as regiões de maior rigidez, simulando a condição real da estrutura.

As barras desse modelo possuem três graus de liberdade, sendo duas translações e uma rotação, como visto na Figura 13, permitindo o cálculo dos deslocamentos, esforço cortante e momento fletor e torsor. As cargas solicitantes são verticais, não sendo possível a análise global do edifício por meio dos efeitos das ações horizontais (KIMURA, 2007).

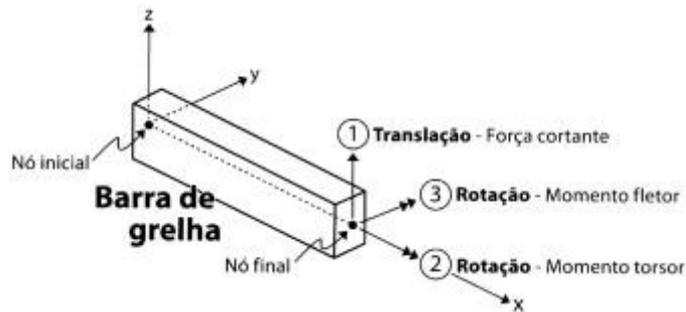


Figura 13: Elemento barra de grelha
Fonte: Kimura, 2007.

2.7.3 Pórtico espacial

O modelo estrutural pórtico espacial é o mais adequado para a análise estrutural de edifícios e por consequência o mais utilizado nos escritórios de projeto de engenharia. O modelo, representado na Figura 14, é capaz de determinar momentos fletores e de torção, esforços cortantes e normais para todos os elementos da estrutura, considerando carregamentos verticais e horizontais (FONTES, 2005).

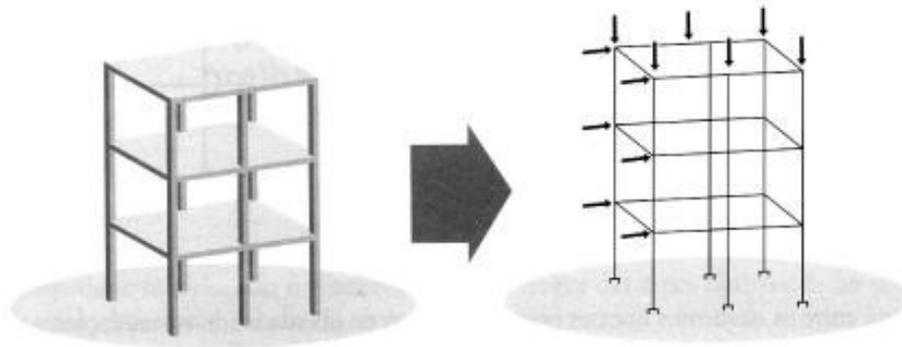


Figura 14: Modelo de pórtico espacial
Fonte: Kimura, 2007.

O pórtico espacial representa todos os elementos de vigas e pilares da estrutura, de forma tridimensional, permitindo uma eficaz análise da estabilidade global de edifícios. Por não estarem usualmente presentes no modelo, as lajes são representadas como elementos de elevada rigidez no plano horizontal, em tratamento denominado diafragma rígido, simulado normalmente através do enrijecimento lateral das vigas, criação de elementos especiais no modelo ou por manipulação interna dos cálculos matriciais.

A Figura 15 apresenta a característica deste modelo em que cada nó possui seis graus de liberdade, sendo três translações e três rotações. Permite, portanto, analisar a distribuição de esforços na estrutura de forma tridimensional, a partir da solicitação de ações verticais e horizontais, inclusive as presentes no plano de piso como a retração do concreto e a protensão (KIMURA, 2007).

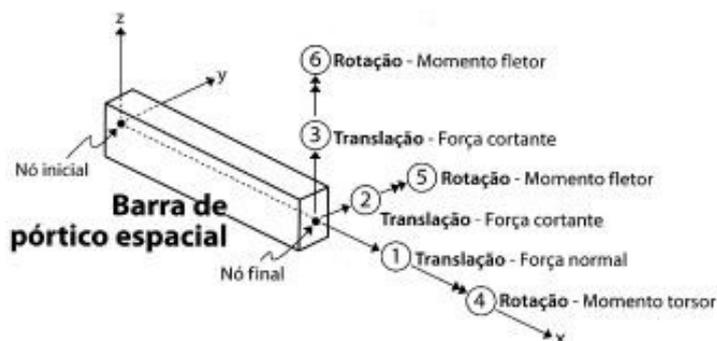


Figura 15: Elemento de barra de pórtico espacial
Fonte: Kimura, 2007.

2.7.4 Futuro da modelagem estrutural

Como já descrito neste trabalho, a NBR 6118:2014 considera a não-linearidade física dos materiais que compõem uma estrutura de concreto armado a partir de uma alteração nos valores de rigidez dos elementos. Segundo Kimura (2007), este procedimento é aproximado, sendo possível aprimorar a consideração da NLF em análises estruturais, obtendo valores de rigidez mais precisos, a partir da utilização de diagramas denominados momento-curvatura.

No caso de materiais que apresentam comportamento elástico linear, o diagrama que relaciona o momento interno (M_{int}) aplicado no elemento e sua curvatura ($1/r$) é linear e definido pela rigidez EI :

$$M_{int} = \frac{1}{r} * EI \quad (\text{Eq.18})$$

Já no caso de materiais de comportamento não-linear, como o concreto armado, a relação entre momento interno e a curvatura resulta em um diagrama curvo (SCANDELAI, 2004). A Figura 16 representa os dois casos descritos.

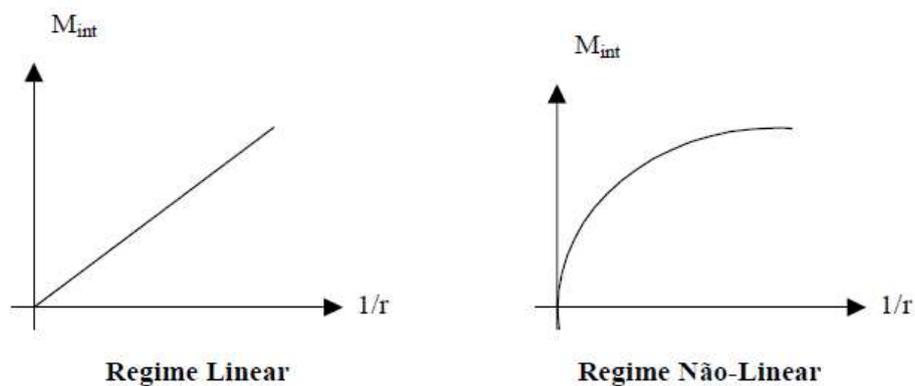


Figura 16: Momento interno versus curvatura
Fonte: Scandelai, 2004.

Em cálculos simplificados, considera-se que o concreto possua um comportamento linear na relação tensão-deformação ou momento-curvatura. Sabe-se, porém, que os efeitos da fissuração e fluência do concreto alteram as condições de rigidez dos elementos submetidos a flexão simples durante a aplicação do esforço. Dessa forma, é possível relacionar diretamente o momento com a consequente curvatura imposta pelo carregamento (CARVALHO, 1994).

Essa relação pode ser representada através do diagrama momento-curvatura ($M-1/r$), visto na Figura 17. É indicado, portanto, para a análise não-linear de pavimentos e possui o benefício de permitir a análise baseada em momentos, atitude comum aos projetistas estruturais atuais (MONCAYO, 2011).

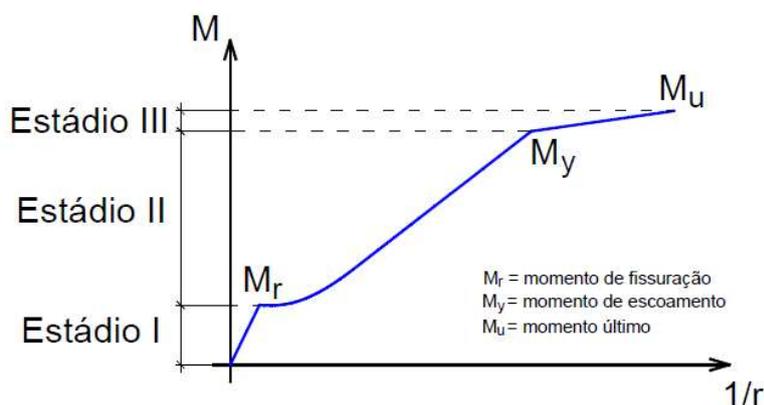


Figura 17: Diagrama momento-curvatura
Fonte: Moncayo, 2011.

Analisando o diagrama, pode-se perceber que o trecho inicial é linear, determinado por uma rigidez EI constante. O Estádio 1 compreende o estado no qual

o concreto resiste aos esforços de tração e é limitado pelo momento de fissuração (M_r), o qual gera a primeira fissura no concreto.

O segundo e mais longo trecho representa o Estádio 2, no qual existem regiões que ainda não fissuraram entre as demais fissuradas. Por apresentar característica não-linear, a rigidez EI não é constante e varia juntamente com o valor de momento. É limitado pelo momento de escoamento (M_y), que provoca o escoamento da armadura tracionada.

O último trecho, denominado Estádio 3, é limitado pelo momento último (M_u), no qual se atinge o estado limite último. Neste estado ocorre um grande aumento de curvatura para um pequeno acréscimo de momento, caracterizando uma rigidez baixa.

Atualmente, a utilização de diagramas momento curvatura é muito comum nos projetos de estruturas de concreto armado e representa um avanço no aprimoramento dos cálculos e análise estrutural (KIMURA, 2007).

3. METODOLOGIA

O presente capítulo do trabalho tem como objetivo apresentar os procedimentos a serem realizados para a obtenção dos resultados finais. Após a conclusão da revisão bibliográfica sobre o tema, serão abordadas aqui as ferramentas utilizadas para o desenvolvimento do estudo de caso proposto.

O trabalho busca compreender como variáveis, em especial o sistema de contraventamento escolhido, alteram a estabilidade global de edifícios, modelados através de software computacional. Outro interesse do estudo é compreender de que forma a escolha de diferentes critérios de dimensionamento estrutural altera a análise realizada pelo software.

Dessa forma, a partir da definição de um projeto estudo de caso, são definidos os critérios de dimensionamento no software computacional Alto QI Eberick. Em seguida, será realizada a análise das variáveis na estabilidade global de um edifício decorrentes da alteração de sua subestrutura de contraventamento (pórtico viga-pilar, pilares-parede e núcleo rígido) através da modelagem de 5 diferentes exemplos. A Figura 18 apresenta um diagrama que resume a sequência do trabalho.

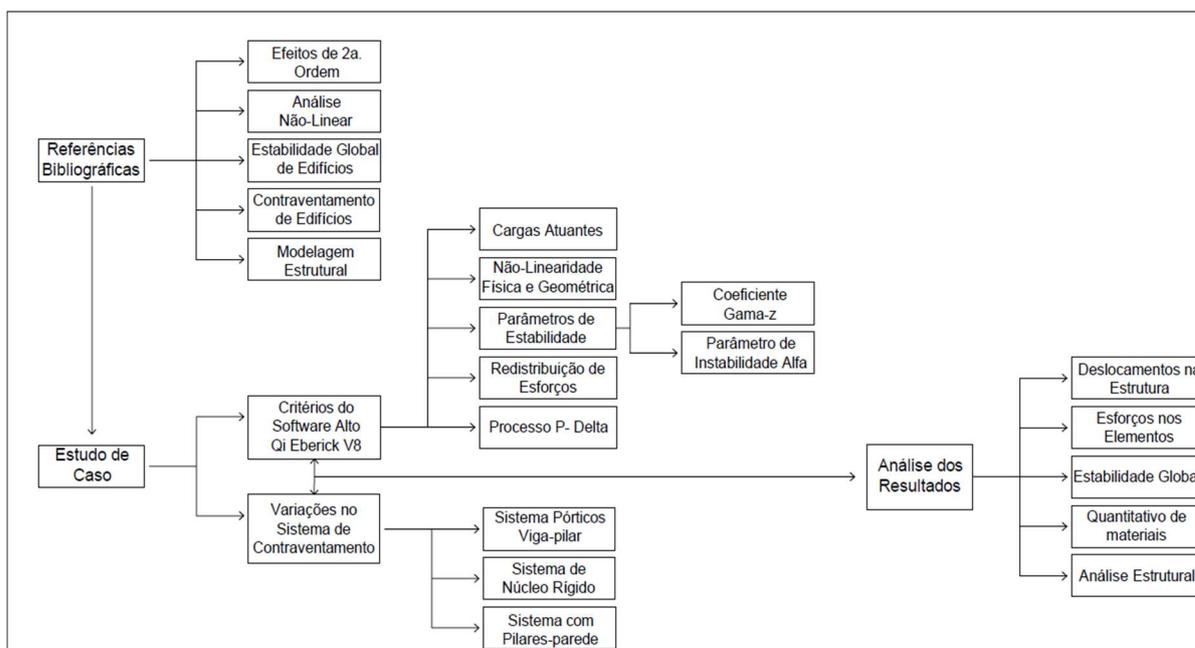


Figura 18: Diagrama do trabalho
Fonte: O Autor.

3.1 DELINEAMENTO DA PESQUISA

Gil (2002) classifica as pesquisas em exploratórias, descritivas ou explicativas, de acordo com os objetivos gerais desta. A presente pesquisa é do tipo explicativa, comum ao conhecimento científico, uma vez que objetiva a compreensão das diversas variáveis que possam determinar ou contribuir para um determinado fenômeno. Neste trabalho serão discutidas e analisadas determinadas variáveis que influenciam na estabilidade global de edifícios.

A pesquisa pode também ser classificada quanto a maneira em que serão discutidos e apresentados os resultados em qualitativa e quantitativa. A primeira busca compreender comportamentos e aspectos nem sempre mensuráveis, enquanto a quantitativa busca analisar dados numéricos (FACHIN, 2001). Esta pesquisa pode ser classificada como qualitativa-quantitativa, uma vez que buscará não somente a apresentação de resultados numéricos, como também a interpretação e discussão destes.

Segundo Gil (2002), o delineamento da pesquisa refere-se à forma na qual serão coletados, analisados e interpretados os dados necessários para a pesquisa. No presente trabalho foram utilizadas a pesquisa bibliográfica e o estudo de caso como fontes de coleta de dados.

A pesquisa bibliográfica consiste em uma reunião de materiais já elaborados por outros autores e publicadas em artigos científicos, livros, etc., e que serão utilizados de embasamento teórico. Já o estudo de caso é definido como um estudo minucioso de poucos objetos, que permitam um conhecimento mais detalhado sobre as variáveis escolhidas. Esse conjunto de informações permite, então, a análise e discussão dos resultados finais.

4. ESTUDO PRELIMINAR DOS CRITÉRIOS DO SOFTWARE

Propõe-se aqui o estudo das considerações do software Alto QI Eberick para as diversas variáveis que influenciam na estabilidade global de edifícios. Para isso, foi elaborado um projeto que colaborasse com os objetivos do estudo, permitindo a compreensão dessas variáveis através de simulações. O edifício simulado possui aproximadamente 540 m² de área divididos em 5 pavimentos, os quais diferem apenas nas cargas aplicadas e na ausência de lajes no pavimento térreo. A distância entre os eixos de referência das vigas de cada pavimento foi definido em 290 cm para todos os pavimentos e a distância da fundação até a primeira viga baldrame é de 150 cm.

Neste estudo preliminar, o sistema estrutural e também de contraventamento é o de pórticos viga-pilar. Buscou-se uma concepção estrutural simétrica e simples, facilitando e direcionando as discussões aos assuntos propostos. A modelagem 3D e a planta de fôrmas do projeto base podem ser vistas nas figuras 19 e 20, respectivamente.

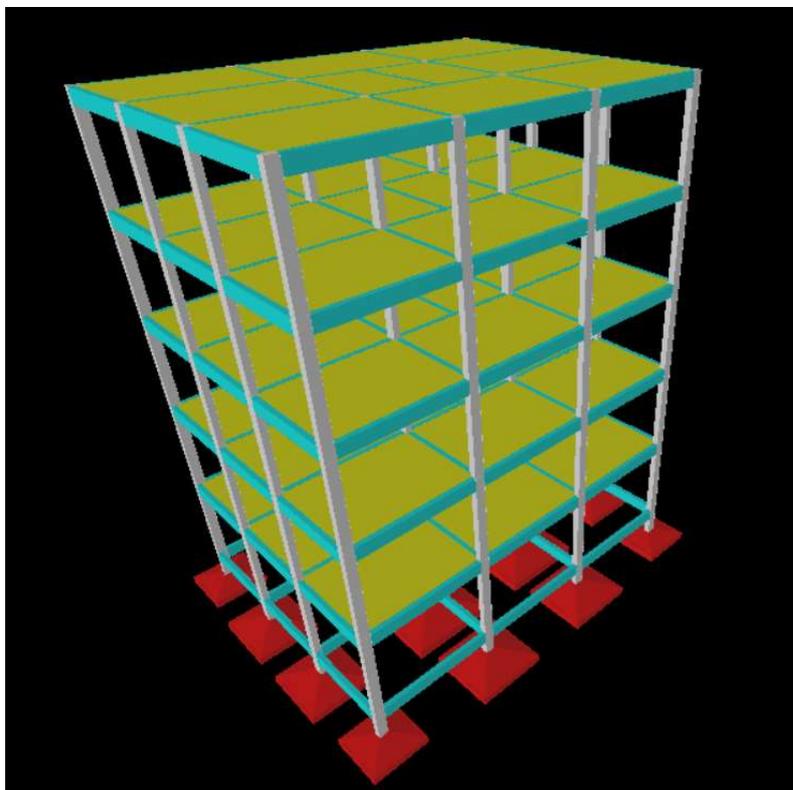


Figura 19: Modelagem 3D – projeto base
Fonte: O Autor.

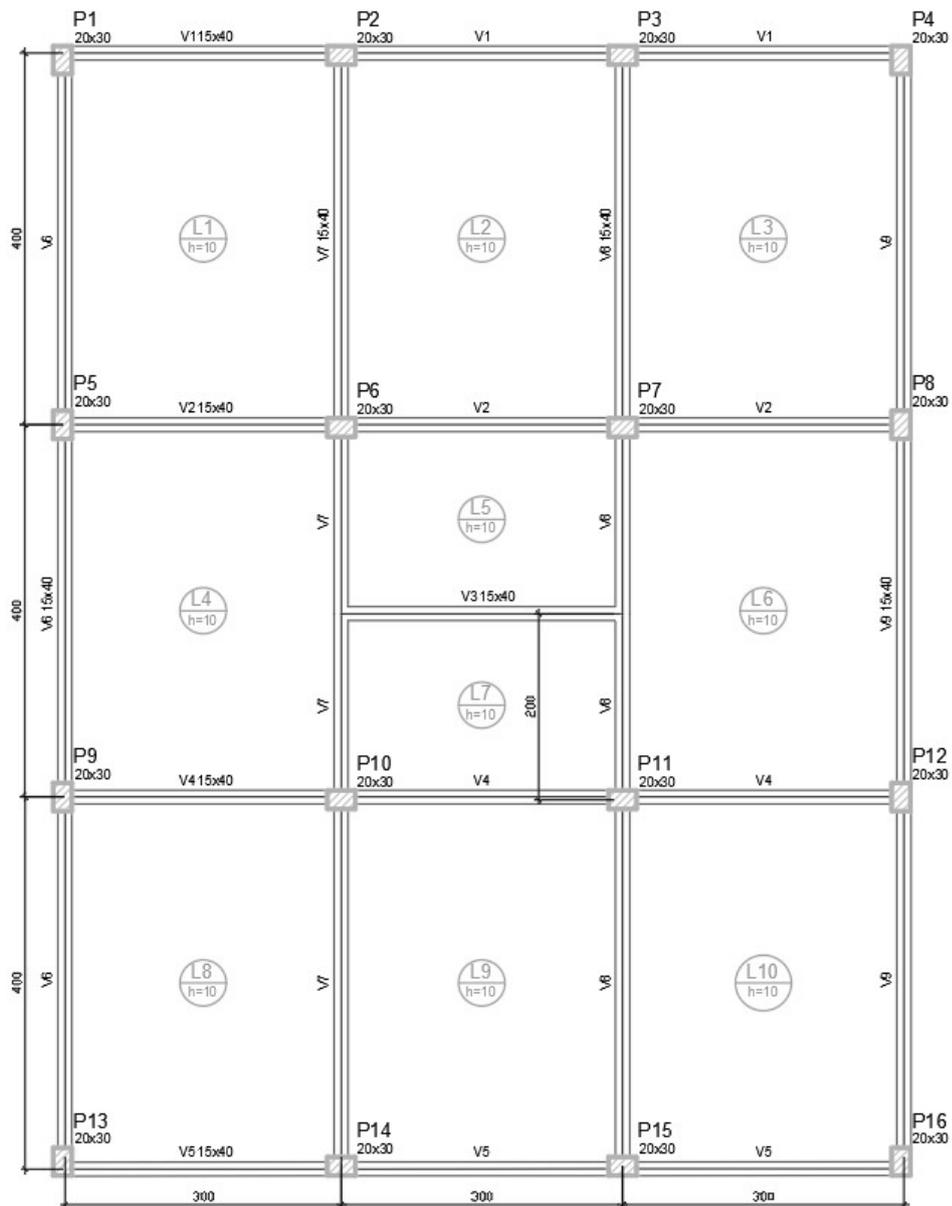


Figura 20: Planta de fôrma – projeto base
Fonte: O Autor.

4.1 CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

4.1.1 Cargas atuantes

As cargas atuantes no edifício podem ser classificadas em permanentes e variáveis, como determina a NBR 8681:2003. As cargas permanentes consideradas neste projeto foram as diretas, resumidas no peso próprio dos elementos estruturais,

calculado diretamente pelo software a partir da definição da geometria das peças e seu material.

As cargas variáveis do projeto foram as normais, como as provenientes de uso da construção e de vento. Cargas variáveis excepcionais não fazem parte do escopo do trabalho.

O edifício foi considerado residencial, e portanto, a partir da NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – foi estabelecido o valor de 2 KN/m² para todas as lajes da estrutura. Como valor de revestimento de piso e de teto, adotou-se o valor de 1 KN/m².

Em todas as vigas da estrutura, exceto do pavimento cobertura, considerou-se atuante o peso próprio de paredes. Com a espessura de 15 cm e a altura de 250 cm, e considerando o valor estipulado pelo software de 1300 kgf/m³ para alvenarias de blocos cerâmicos, as vigas foram carregadas com uma carga linear de 487,5 kgf/m.

Para as cargas de vento, o software permite a determinação de critérios baseado na NBR 6123:1988 na aba “Configurações – Vento”, como visto na Figura 21. Foram estabelecidos então os coeficientes S1, S2 e S3 e também a velocidade básica do vento em 42 m/s, parâmetros necessários para o cálculos dos esforços.

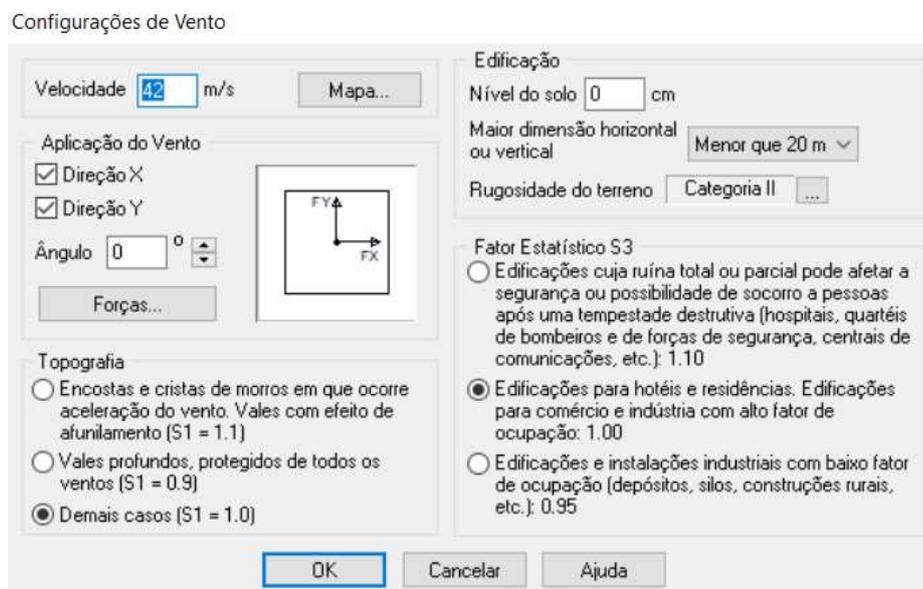


Figura 21: Configuração do efeito do vento no software
Fonte: O Autor.

Todas as combinações de ações realizadas pelo software respeitam os coeficientes de ponderação e os fatores de combinação determinados pela NBR 8681:2003.

4.1.2 Materiais e durabilidade

Segundo a NBR 6118:2014, o projetista deve determinar a agressividade do meio ambiente em que está inserida a edificação, conforme a tabela 6.1 desta norma (Quadro 1).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Quadro 1: Classe de agressividade ambiental
Fonte: NBR 6118/2014.

A partir disso, determinam-se com o auxílio de outras duas tabelas, 7.1 e 7.2 desta norma (quadros 2 e 3), a classe de concreto a ser utilizada e o cobrimento mínimo de armadura. Estes são fatores que influenciam diretamente na durabilidade da estrutura, de forma a protegê-la de agentes externos diminuindo a porosidade do concreto e a exposição da armadura.

Concreto	Tipo	Classe de agressividade (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

NOTAS

1 O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

3 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Quadro 2: Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto
Fonte: NBR 6118/2014.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

¹⁾ Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

²⁾ Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

³⁾ Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Quadro 3: Correspondência entre classe de agressividade e cobrimento nominal
Fonte: NBR 6118/2014.

A partir de tais determinações da norma, foi definido no software na aba “Configurações – Materiais e Durabilidade”, a classe de agressividade II e a classe de concreto C25 para todas as peças estruturais, e o cobrimento nominal de 30 mm para vigas e pilares e de 25 mm para lajes.

As armaduras possuem aço de classe CA50 e CA60, variando entre as bitolas normatizadas na NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação.

4.1.3 Modelo de cálculo

A estrutura foi modelada e calculada a partir dos modelos estruturais analogia de grelha (para lajes) e de pórtico espacial (para vigas e pilares), já discutidos no referencial bibliográfico. O roteiro básico de cálculo pode ser definido, segundo o próprio manual de utilização presente no software, com os seguintes passos:

- i) Os painéis de lajes são montados e calculados, de acordo com o processo que estiver configurado (analogia de grelha);
- ii) As reações das lajes são transmitidas às vigas onde estas se apoiam;
- iii) É montado o pórtico espacial da estrutura, recebendo o carregamento calculado pelas lajes;
- iv) O pórtico é processado e os esforços solicitantes são utilizados para o detalhamento dos elementos estruturais.

Cabe aqui salientar, como sustentado pelo manual do programa, que o modelo de pórtico espacial trata-se de um modelo completo, com a estrutura calculada espacialmente, considerando os efeitos horizontais e efetuando as verificações de estabilidade global.

4.2 VARIÁVEIS QUE AFETAM A ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL

A partir da concepção da estrutura e seus materiais e a definição das cargas atuantes, foram realizadas simulações de forma a compreender os critérios do software em relação a algumas variáveis, discutidas no referencial bibliográfico, que possuem influência direta na estabilidade global.

4.2.1 Parâmetros de estabilidade

O coeficiente γ_z e o parâmetro de instabilidade α têm como função a determinação de avaliar o grau de estabilidade global dos edifícios, como já debatido neste trabalho. O software Alto QI Eberick calcula, ao processar a estrutura completa, apenas o coeficiente γ_z , uma vez que este permite além da classificação da estrutura quanto a nós móveis ou fixos, a estimativa da parcela dos efeitos globais de segunda ordem na estrutura.

Segundo a NBR 6118:2014, o cálculo deste parâmetro é válido para estruturas com no mínimo 4 pavimentos. O software Alto QI Eberick calcula os valores para todas as combinações nos eixos X e Y, tendo como valor crítico e determinante o máximo entre eles.

O coeficiente γ_z é calculado, como já apresentado no item 2.3.1, pela equação 6 deste trabalho:

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

Onde:

- $M1_{tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura. Representa a magnitude do esforço de primeira ordem.
- $\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos em primeira ordem. Representa a magnitude do esforço de segunda ordem inicial.

O relatório gerado pelo software Alto QI Eberick após o processamento da estrutura do projeto-base apresenta o coeficiente Gama-Z calculado para todas as combinações de ações possíveis, destacando em negrito os valores máximos, como visto no Quadro 4.

Gama-Z por Combinação						
Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.4V1	282.70	187.12	19.77	0.09	1.08	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.4V2	282.70	187.12	19.77	0.09	1.08	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.4V3	282.70	187.12	0.18	16.34	1.00	1.10
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.4V4	282.70	187.12	0.18	16.34	1.00	1.10
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V1	169.62	112.27	12.67	0.10	1.08	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V2	169.62	112.27	12.67	0.10	1.08	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V3	169.62	112.27	0.20	10.44	1.00	1.10
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V4	169.62	112.27	0.20	10.44	1.00	1.10
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V1	282.70	187.12	16.94	0.08	1.06	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V2	282.70	187.12	16.94	0.08	1.06	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V3	282.70	187.12	0.14	14.01	1.00	1.08
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V4	282.70	187.12	0.14	14.01	1.00	1.08
G1+G2+S+0.98Q+1.2A+1.4V1	282.70	187.12	15.35	0.05	1.06	1.00
G1+G2+S+0.98Q+1.2A+1.4V2	282.70	187.12	15.35	0.05	1.06	1.00
G1+G2+S+0.98Q+1.2A+1.4V3	282.70	187.12	0.11	12.69	1.00	1.07
G1+G2+S+0.98Q+1.2A+1.4V4	282.70	187.12	0.11	12.69	1.00	1.07
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V1	169.62	112.27	9.99	0.06	1.06	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V2	169.62	112.27	9.99	0.06	1.06	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V3	169.62	112.27	0.12	8.24	1.00	1.08
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V4	169.62	112.27	0.12	8.24	1.00	1.08
G1+G2+S+1.4V1	282.70	187.12	12.53	0.04	1.05	1.00
G1+G2+S+1.4V2	282.70	187.12	12.53	0.04	1.05	1.00
G1+G2+S+1.4V3	282.70	187.12	0.07	10.36	1.00	1.06
G1+G2+S+1.4V4	282.70	187.12	0.07	10.36	1.00	1.06

Quadro 4: Gama-Z para as diferentes combinações efetuadas pelo software
Fonte: O Autor.

As combinações críticas foram as relacionadas as cargas de vento V1 e V3, para os eixos X e Y, respectivamente. O manual do software Alto Qi Eberick, define as ações de vento da seguinte maneira:

- V1 – vento atuando na direção X, da esquerda para a direita.
- V2 – vento atuando na direção X, da direita para a esquerda.
- V3 – vento atuando na direção Y, de baixo para cima.
- V4 – vento atuando na direção Y, da cima para baixo.

Dessa forma, fica evidente a relação entre os maiores valores do coeficiente Gama-Z em cada direção e a carga de vento crítica.

São registrados também os valores das cargas e deslocamentos verticais e horizontais resultantes das combinações que geram os valores máximos do coeficiente Gama-Z, necessários para o cálculo do momento de tombamento e do momento de segunda ordem de cálculo, visualizados no Quadro 5.

Eixo X (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V1)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Cobertura	1600	128.97	2.13	1.41	2.08	0.02
Tipo 4	1310	161.93	4.13	2.74	1.98	0.02
Tipo 3	1020	161.93	3.93	2.60	1.75	0.01
Tipo 2	730	161.93	3.66	2.42	1.38	0.01
Tipo 1	440	161.93	3.20	2.12	0.90	0.01
Térreo	150	79.69	0.36	0.24	0.32	0.00

Eixo Y (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V3)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Cobertura	1600	128.97	2.13	1.41	0.04	1.71
Tipo 4	1310	161.93	4.13	2.74	0.03	1.63
Tipo 3	1020	161.93	3.93	2.60	0.03	1.44
Tipo 2	730	161.93	3.66	2.42	0.02	1.14
Tipo 1	440	161.93	3.20	2.12	0.01	0.74
Térreo	150	79.69	0.36	0.24	0.00	0.26

Quadro 5: Cargas e deslocamentos verticais e horizontais
Fonte: O Autor.

Dessa forma, chega-se ao Quadro 6, que resume os valores críticos para o eixo X e Y e destaca o valor final do coeficiente, utilizado para a análise final da estrutura quanto a tal parâmetro.

Coeficiente Gama-Z		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	169.62	112.27
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	12.67	10.44
Gama-Z	1.08	1.10

Valor limite: 1.10

Quadro 6: Coeficiente gama-Z

Fonte: O Autor.

Pode-se verificar o cálculo do coeficiente Gama-Z no eixo X e Y. Tomando a equação 6, temos que:

$$\gamma_z(x) = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M1,tot,d}} = \frac{1}{1 - \frac{12,67}{169,62}} = 1,08$$

$$\gamma_z(y) = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M1,tot,d}} = \frac{1}{1 - \frac{10,44}{112,27}} = 1,10$$

Como os valores estão dentro do limite de 1.10 em ambos os eixos, a estrutura simulada, segundo a norma NBR 6118:2014, está dispensada de considerar os efeitos globais de segunda ordem.

4.2.2 Não-linearidade física

Como discutido no item 2.2.2 do presente trabalho, existe uma maneira aproximada para a consideração dos efeitos da não-linearidade física do concreto armado durante os cálculos estruturais. Para isso, segundo a NBR 6118:2014, a rigidez dos elementos viga, pilar e laje, que compõem a estrutura, devem ser minoradas a partir de coeficientes redutores.

No software Alto QI Eberick, esses coeficientes podem ser inseridos na aba “Configurações – Análise”, como visto na Figura 22.

Análise

Processo

Pórtico espacial

Pavimentos isolados

Geral

Redução no engaste para nós semi rígidos %

Redução na torção para os pilares %

Redução na torção para as vigas %

Aumento na rigidez axial dos pilares ...

Salvar automaticamente o projeto após o processamento

Não linearidade física

Rigidez das vigas Eci.lc

Rigidez dos pilares Eci.lc

Rigidez das lajes Eci.lc

Figura 22: Não-linearidade física – software
Fonte: O Autor.

Processou-se a estrutura considerando os coeficientes dados por norma, apresentados na Figura 22, obtendo-se o valor de 1.08 do coeficiente Gama-Z na direção X e de 1.10 do coeficiente Gama-Z na direção Y. A estrutura também foi simulada sem a consideração dessa minoração, ou seja, sem a consideração da linearidade física, e o resultado obtido foi de 1.05 e 1.06, nas direções X e Y.

Portanto, é evidente que a não consideração desta influência traz ao analista estrutural a falsa impressão de que a estrutura comporta-se melhor quanto a estabilidade global e os deslocamentos de segunda ordem, uma vez que esta é simulada com um grau maior de rigidez e desconsiderando os efeitos da não-linearidade física.

Em um hipotético caso extremo, uma estrutura que na verdade seria classificada como de nós móveis, passa a ser classificada como nós fixos, devido a diminuição do valor do coeficiente Gama-Z causada pela não aplicação dos coeficientes de minoração da rigidez. Trata-se aqui de um caso que evidencia a necessidade do conhecimento do projetista quanto a variáveis que influenciam a estabilidade global do edifício.

4.2.3 Processo P – Delta

O item 2.4 deste trabalho apresentou o processo P – Delta, o qual busca através de iterações a determinação da influência dos efeitos globais de segunda ordem no deslocamento das estruturas. Segundo a NBR 6118:2014, apenas em estruturas de nós móveis (com $\gamma_z > 1,10$) os esforços provenientes da análise de segunda ordem são relevantes para o dimensionamento dos elementos estruturais.

O software Alto QI Eberick permite a determinação de parâmetros para esse processo na aba “Configurações – Análise”, como visto na Figura 23.

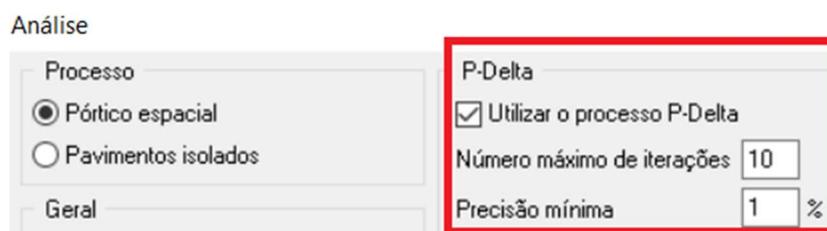


Figura 23: Processo P-Delta em software
Fonte: O Autor.

O usuário pode determinar o número máximo de iterações, limitando-as, uma vez que, segundo recomendações do programa, caso os valores de deslocamento da estrutura não convirjam, demonstra-se a instabilidade da estrutura e a necessidade de enrijecê-la. Além disso, há uma precisão mínima para determinar a aproximação entre iterações sucessivas que determine o equilíbrio da estrutura no estado deformado.

O software também fornece um relatório final da análise pelo processo P – Delta. Como apresentado no Quadro 7, o usuário recebe a “Análise da não-linearidade geométrica pelo processo P - Delta”, onde para diferentes esforços estarão apresentados os deslocamentos horizontais médios e os esforços horizontais máximos aplicados considerando os efeitos de 1ª e de 2ª ordem, assim como a variação final de deslocamento no topo da edificação.

Caso 8 Vento Y+								
Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
Cobertura	0.00	2.02	0.00	2.23	0.00	1.68	0.00	1.72
Tipo 4	0.00	1.92	0.00	2.13	0.00	3.26	0.00	3.45
Tipo 3	0.00	1.70	0.00	1.90	0.00	3.10	0.00	3.47
Tipo 2	0.00	1.35	0.00	1.51	0.00	2.88	0.00	3.41
Tipo 1	0.00	0.87	0.00	0.99	0.00	2.52	0.00	3.11
Térreo	0.00	0.31	0.00	0.35	0.00	0.29	0.00	0.62

Variação no deslocamento do topo da edificação: 10.53%

Quadro 7: Análise da não-linearidade geométrica pelo processo P- Delta
Fonte: O Autor.

4.2.4 Análise com redistribuição de esforços

Segundo Kimura (2007), em uma estrutura real de concreto armado, os esforços serão distribuídos de acordo com a rigidez dos elementos. Quanto maior a rigidez, maior a parcela de esforços recebida.

A ligação entre viga e pilar em obras de concreto é normalmente definida como engastada, uma vez que esse vínculo opõe restrições ao giro e ao movimento vertical e horizontal das vigas. Com isso, têm-se momentos negativos na região dos vínculos e a conseqüente necessidade de armadura negativa para suportar os esforços de tração.

Moncayo (2011) afirma que a melhor forma de retratar a situação real da estrutura é considerar a redistribuição de esforços do vínculo para o meio da viga, diminuindo os momentos negativos e aumentando os momentos positivos no meio do vão.

A redistribuição de esforços acontece, na realidade, devido a fissuração dos elementos de concreto. A partir de um carregamento constante, as seções tracionadas que apresentam os maiores momentos entram no estágio II, ou seja, o concreto tracionado deixa de contribuir na resistência a tração e fissura. No caso de uma viga contínua os maiores momentos estão nos apoios, onde então aparecem as primeiras fissuras. Percebe-se então a redistribuição dos esforços, com o aumento dos momentos fletores nos vãos, cujas seções ainda estão no estágio I, quando o concreto ainda não fissurou e resiste aos esforços de tração solicitantes (FONTES, 2005).

No software Alto QI Eberick, a consideração da redistribuição de esforços pode ser feita a partir da definição da redução da parcela de engaste em nós semirrígidos na aba “Configurações – Análise” (Figura 24). A porcentagem permitida pela norma NBR 6118:2014 é de 25% para estruturas de nós fixos e de 10% para estruturas de nós móveis. O que se faz, portanto, é diminuir a rigidez nos vínculos viga-pilar, redistribuindo os esforços para o centro do vão.

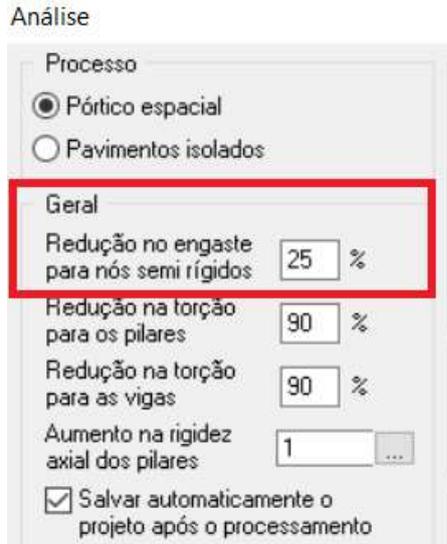


Figura 24: Redução no engaste em software
Fonte: O Autor.

Os critérios para a determinação da possível redução do engaste na modelagem em software são simples. Caso a viga, na direção da ligação, possua continuidade, essa ligação será considerada totalmente engastada, uma vez que não somente o pilar, como também a sua própria continuidade restringirá o giro, consolidando o engaste.

Caso a viga não possua continuidade em uma direção, é possível determinar a condição de vinculação semirrígida. Na Figura 25 pode-se observar essas duas condições, onde na direção X a viga possui continuidade e suas vinculações são consideradas rígidas, enquanto na direção Y foi determinada uma redução de rigidez no vínculo, representada por um pequeno símbolo em amarelo.

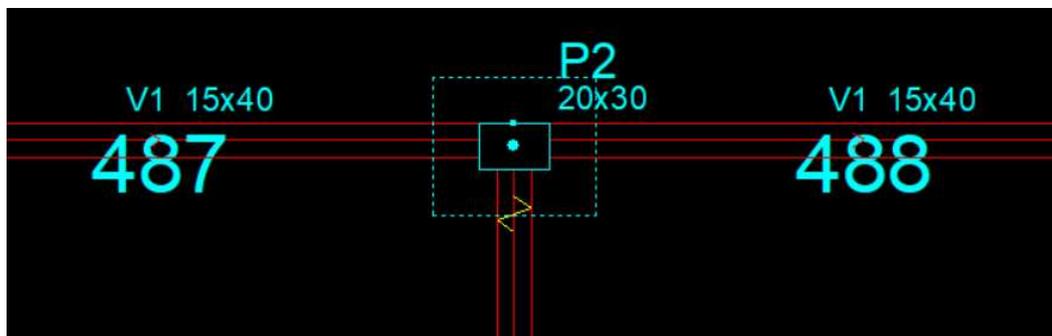


Figura 25: Ligações rígidas e semirrígidas em software
Fonte: O Autor.

Para exemplificar melhor os efeitos desse critério, analisaremos os diagramas de momento fletor e as armaduras calculadas para uma viga em diferentes condições de vinculação. Será analisada a viga 1 do pavimento tipo 3, inicialmente sem nenhuma redução de engaste nas ligações, como visto na Figura 26.



Figura 26: Viga 1 sem redução de engaste
Fonte: O Autor.

O diagrama de momentos fletores, quando da aplicação de uma carga distribuída proveniente de uma combinação de ações, apresenta grandes momentos negativos nos apoios externos, com valores de -999 e -1124 kgf.m e momentos positivos nos vãos com valores de 791, 682 e 784 kgf.m (Figura 27). Com isso, a armadura necessária para vencer os esforços de tração é a apresentada na Figura 28.

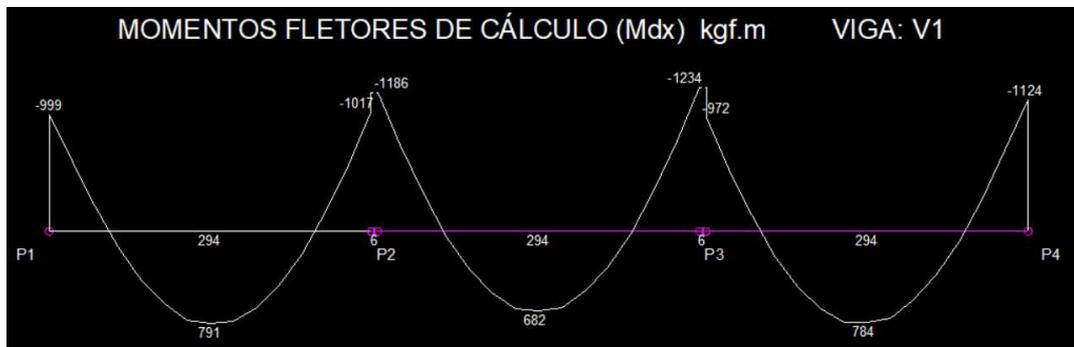


Figura 27: Momentos fletores viga 1 – sem redução de engaste
Fonte: O Autor.

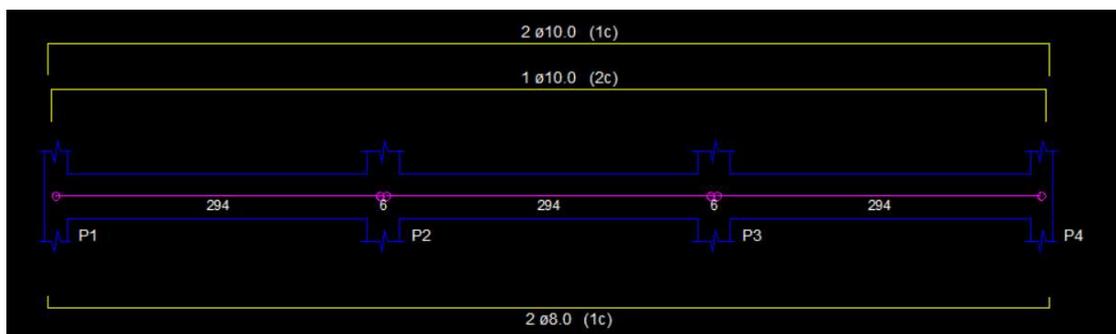


Figura 28: Armadura viga 1 – sem redução de engaste
Fonte: O Autor.

Essa mesma viga, quando considerada uma redução de 25% no engaste de seus vínculos extremos (Figura 29), apresenta o diagrama de momento fletor mostrado na Figura 30.



Figura 29: Viga 1 com redução de engaste em 25%
Fonte: O Autor.

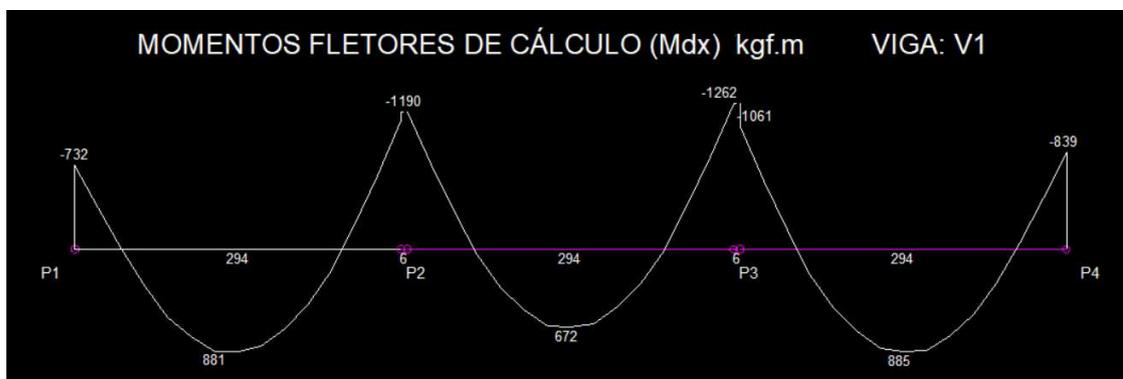


Figura 30: Momentos fletores viga 1 – com redução de engaste em 25%
Fonte: O Autor.

Observa-se uma clara redução nos momentos negativos dos apoios extremos. No apoio da esquerda, o valor máximo alterou-se de -999 kgf.m para -732 kgf.m, enquanto no apoio da direita, a variação foi de -1124 kgf.m para -839 kgf.m. Esses momentos foram redistribuídos para os vãos extremos, com variação de 791 kgf.m para 861 kgf.m no vão da esquerda e de 784 kgf.m para 885 kgf.m no vão direito.

Os momentos máximos dos apoios intermediários e do vão central apresentaram mudanças insignificantes, uma vez que o vão central não teve suas condições de apoio alteradas (continuou considerando-se esses apoios como engastados nesta direção).

A alteração no diagrama de momentos fletores para as duas condições é refletida na armadura necessária para a viga 1. A Figura 31 apresenta as bitolas e comprimentos necessários para a situação em que houve a redução de engaste em 25%.

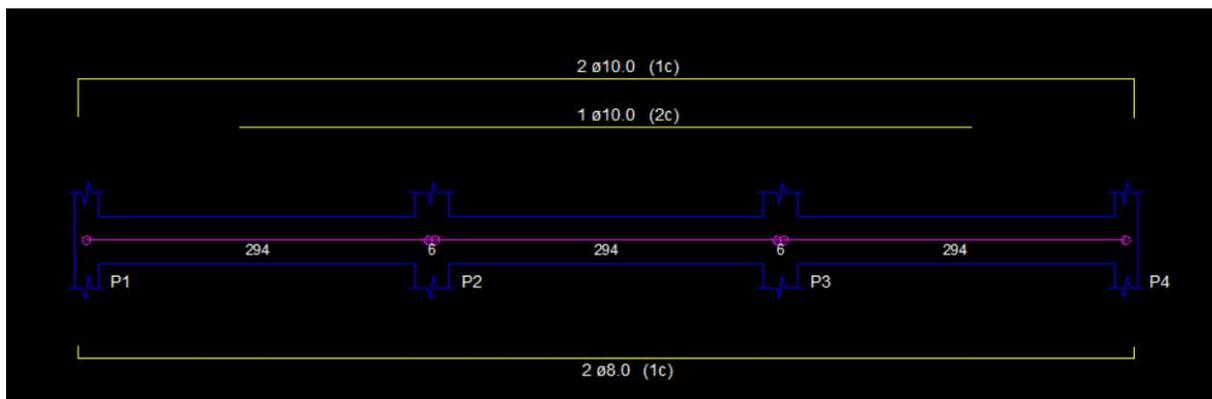


Figura 31: Armadura viga 1 – com redução de engaste em 25%
Fonte: O Autor.

Observa-se em relação ao caso sem redução de engaste, já apresentada na Figura 28, que a armadura positiva necessária para vencer os momentos positivos continua a mesma, apesar do aumento dos valores dos momentos.

A armadura negativa continua praticamente a mesma em toda seção da viga, sendo a única alteração nos apoios extremos. Devido a diminuição do valor do momento negativo, o comprimento da barra da segunda camada negativa é menor, não chegando aos apoios extremos.

Essa mudança evidencia não só o benefício econômico da consideração da vinculação semirrígida, a partir da diminuição do comprimento de barras, como também o benefício construtivo, diminuindo na ligação o número de barras e facilitando os processos de montagem e de construção da estrutura.

5. ESTUDO DE CASO – RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão analisados 5 diferentes modelagens, nas quais serão variadas condições estruturais e do sistema de contraventamento de um edifício de 10 pavimentos. O primeiro exemplo será constituído apenas por pórticos viga-pilar, e então a partir desse modelo básico serão feitas variações na concepção estrutural, sendo trabalhados basicamente três sistemas de contraventamento: pórticos viga-pilar, paredes-pilar e núcleos rígidos.

O exemplo 1 exemplifica o sistema pórtico-viga pilar, os exemplos 2 e 3 apresentam pilares-parede e os exemplos 4 a 5 os núcleos rígidos.

Para a discussão e análise dos resultados, serão calculados os parâmetros de estabilidade – coeficiente Gama-Z e parâmetro de instabilidade alfa -, o módulo de rigidez equivalente e o quantitativo de materiais necessários para as situações estruturais.

Em todas as simulações foram considerados os seguintes critérios de projeto:

- I. As cargas atuantes no edifício são as mesmas descritas no item 4.1.1 deste trabalho. Foram observadas as diferentes alturas de paredes, devido à variação de altura nas vigas.
- II. As características dos materiais e durabilidade são: concreto C30, Classe de agressividade ambiental II, aço CA50 e CA60.
- III. O modelo de cálculo considera os modelos de cálculo analogia de grelha e pórtico espacial, descritos no item 4.1.3 deste trabalho.
- IV. O coeficiente Gama-z é calculado diretamente pelo programa computacional, como descrito no item 4.2.1 deste trabalho.
- V. Para consideração da não-linearidade física foram utilizados os coeficientes de redução da rigidez de elementos previstos na NBR 6118:2014 e apresentados no item 4.2.2 deste trabalho.
- VI. O cálculo dos deslocamentos é realizado para os efeitos de primeira e segunda ordem através do processo P-Delta, independente da classificação da estrutura em nós fixos ou móveis, como visto no item 4.2.3 deste trabalho.

- VII. A consideração de ligações semirrígidas foi determinada utilizando os critérios apresentados no item 4.2.4. A porcentagem de redução no engaste para nós semirrígidos foi de 10%.
- VIII. As fundações são calculadas diretamente pelo software, neste edifício foram escolhidas fundações profundas, com blocos de fundação e estacas.
- IX. O módulo de rigidez equivalente e o parâmetro de instabilidade α serão calculados segundo critérios explicados no item 5.1 deste trabalho.

5.1 MÓDULO DE RIGIDEZ EQUIVALENTE

O Módulo de Rigidez da Estrutura (EI) pode ser obtido através do somatório das rigidezes dos pilares na direção considerada ou, em situações de estruturas de pórticos, pode ainda ser encontrado considerado um pilar em balanço que possua uma rigidez equivalente, sofrendo em seu topo o mesmo deslocamento da estrutura original. Essa é uma forma de considerar o trabalho conjunto de vigas e pilares, o qual aumenta consideravelmente a rigidez do edifício (OLIVEIRA, 2002).

Dessa forma, na aplicação de uma força distribuída P , um edifício de altura H e deslocamento em seu topo “ a ”, terá o módulo de rigidez equivalente $(EI)_{eq}$ descrito pela equação 19. O módulo de rigidez encontrado se refere a um pilar em balanço, de mesma altura e deslocamento de topo da estrutura original (Figura 32).

$$(EI)_{eq} = \frac{pH^4}{8a} \quad (\text{Eq. 19})$$

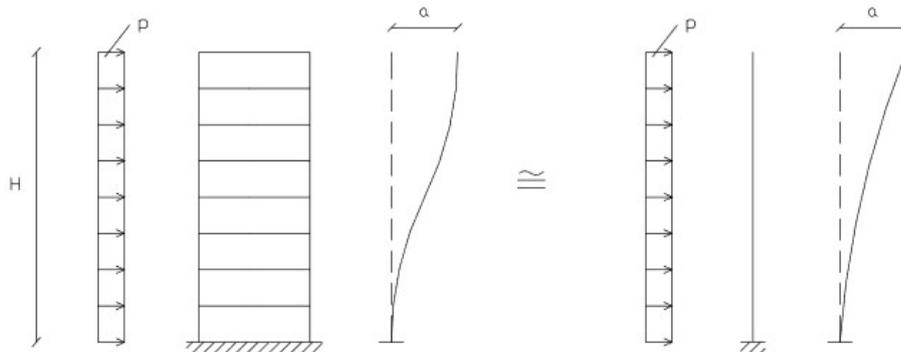


Figura 32: Módulo de rigidez equivalente
Fonte: Oliveira, 2002.

Nos exemplos a serem simulados, o esforço horizontal aplicado são as forças do vento. Para o cálculo da força P , uniformemente distribuída ao longo do edifício, pode-se, segundo a NBR 6123:1988 utilizar a seguinte equação:

$$P = C_a * q * l \quad (\text{Eq. 20})$$

Onde:

- C_a é o coeficiente de arrasto para a direção considerada. Este valor será encontrado diretamente pelo software.
- q é a pressão dinâmica do vento, calculada como descrito no item 2.5.2 deste trabalho.
- l é o comprimento da fachada sobre o qual o vento incide.

Com isso, como o software Alto QI Eberick não calcula diretamente o parâmetro de instabilidade α , pode-se obter tal valor através da equação 7 deste trabalho, onde o módulo de rigidez equivalente encontrado na equação 19 será o denominador da fração. Dessa forma, obtemos a equação 21:

$$\alpha = H * \sqrt[2]{\frac{N_k}{(EI)_{eq}}} \quad (\text{Eq. 21})$$

Onde:

- H é a altura da edificação.
- N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;
- $(EI)_{eq}$ é o módulo de rigidez equivalente.

5.2 EXEMPLOS SIMULADOS

5.2.1 Exemplo 1

O Exemplo 1 apresenta o projeto base, a partir do qual as demais concepções estruturais apresentarão suas variações. Consiste num edifício de 10 pavimentos iguais, onde a distância entre os eixos de referência das vigas de cada pavimento foi

definido em 290 cm para todos os pavimentos, e o sistema estrutural é de contraventamento é o de pórticos viga-pilar. A estrutura apresenta 20 pilares, com 12 vigas em cada pavimento e 13 panos de lajes maciças de 10 cm de altura em cada andar. A sua modelagem 3D e a planta de fôrma básica são apresentadas nas Figuras 33 e 34, respectivamente.

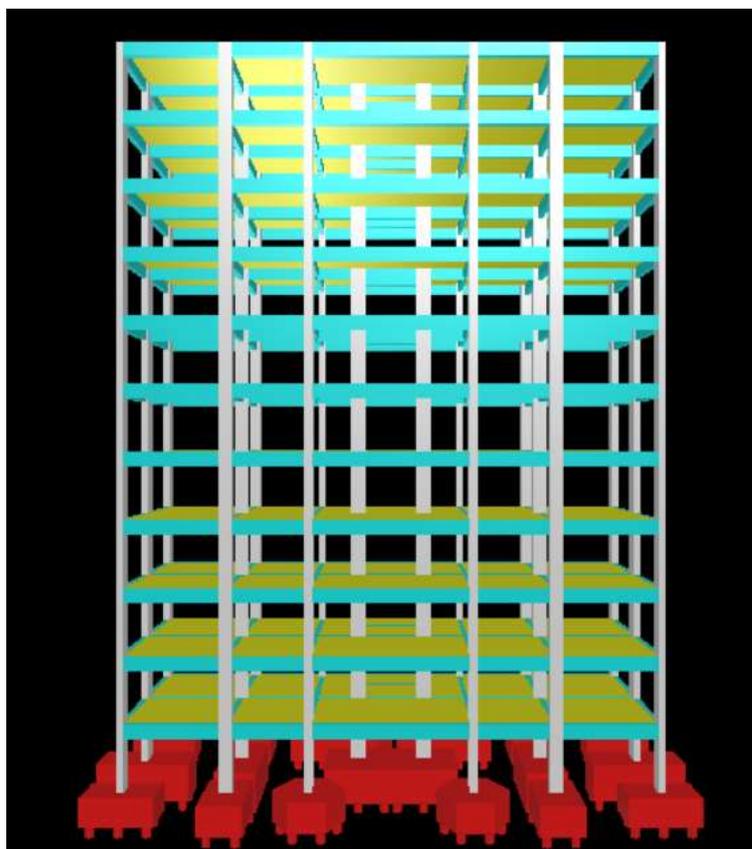


Figura 33: Modelagem - exemplo 1
Fonte: O Autor.

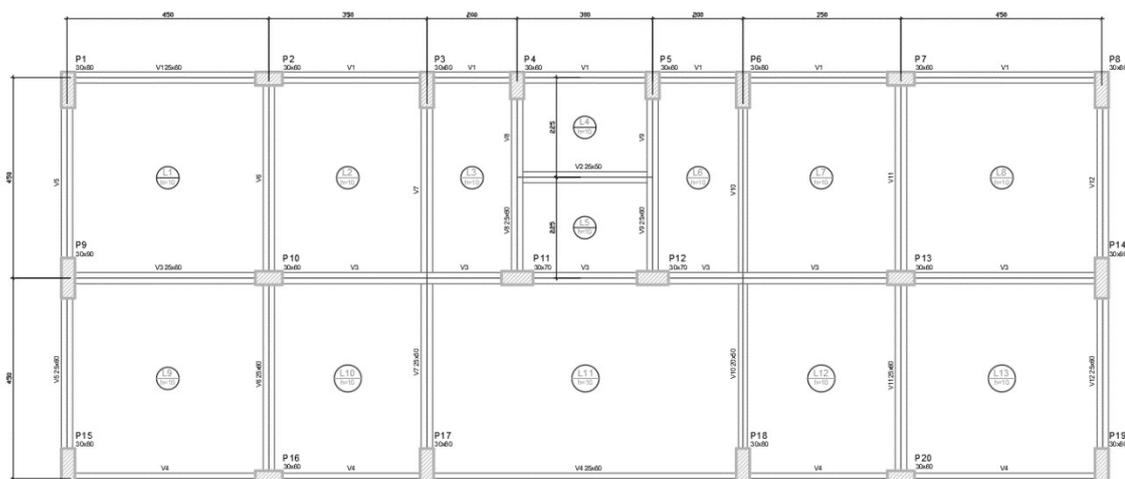


Figura 34: Planta de fôrmas – exemplo 1
Fonte: O Autor.

As dimensões dos elementos e a concepção estrutural foram tais que o coeficiente Gama-Z, tanto na direção X quanto na direção Y, apresentasse o valor de 1,10. Dessa forma, segundo a NBR 6118:2014, essa estrutura não apresenta obrigatoriedade na consideração dos esforços de segunda ordem em seu dimensionamento.

A partir das equações apresentadas no item 5.1, foi possível calcular os valores do módulo de rigidez equivalente da estrutura e o parâmetro de instabilidade α , como visto nas Tabelas 1, 2 e 3.

Tabela 1: Cálculo da força distribuída P

Eixo	Vk (m/s)	q (KN/m ²)	Ca	L (m)	P (KN/m)
Eixo x	42,00	1,09	0,88	9,19	8,82
Eixo y	42,00	1,09	1,33	23,19	33,62

Fonte: O Autor.

Tabela 2: Cálculo do módulo de rigidez equivalente – exemplo 1

Eixo	P (Kn/m)	H(m)	a (m)	(EI) _{eq} (KN/m ²)
Eixo x	8,82	29,00	0,0193	40385915,76
Eixo y	33,62	29,00	0,0808	36790025,54

Fonte: O Autor.

Tabela 3: Cálculo do parâmetro alfa – exemplo 1

Eixo	Nk (KN)	(EI) _{eq} (KN/m ²)	H (m)	Parâmetro Alfa
Eixo x	26807,40	40385915,76	29,00	0,75
Eixo y	26807,40	36790025,54	29,00	0,78

Fonte: O Autor.

Pode-se observar pelo valor do parâmetro alfa, que para esse indicador, a estrutura seria considerada como de nós móveis (alfa > 0,5, em estrutura de pórtico viga-pilar) e portanto deveriam ser considerados os esforços de segunda ordem nos cálculos.

5.2.2 Exemplo 2

Nessa modelagem, seis dos pilares do Exemplo 1 foram transformados em pilares-parede. Essa foi a única modificação em relação ao exemplo anterior, permanecendo inalteradas as cargas aplicadas, seções de vigas, lajes e demais pilares.

Segundo a NBR 6118:2014, para que se tenha um pilar-parede, a menor dimensão da seção transversal do elemento estrutural deve ser menor ou igual que 1/5 da maior. Foram modificados seis pilares (P2, P7, P9, P14, P16 e P20), os quais passaram a apresentar a dimensão de 30x150 cm. Os pilares P9 e P14 possuíam dimensões de 30x90 cm, enquanto os demais de 30x60 cm.

A Figura 35 apresenta os novos pilares P2, P9 e P16. Por ser uma estrutura simétrica, a segunda metade ausente na imagem possui o mesmo sistema estrutural, sendo que os pilares P7, P14 e P20 estão nas posições dos pilares P2, P9 e P16, respectivamente.

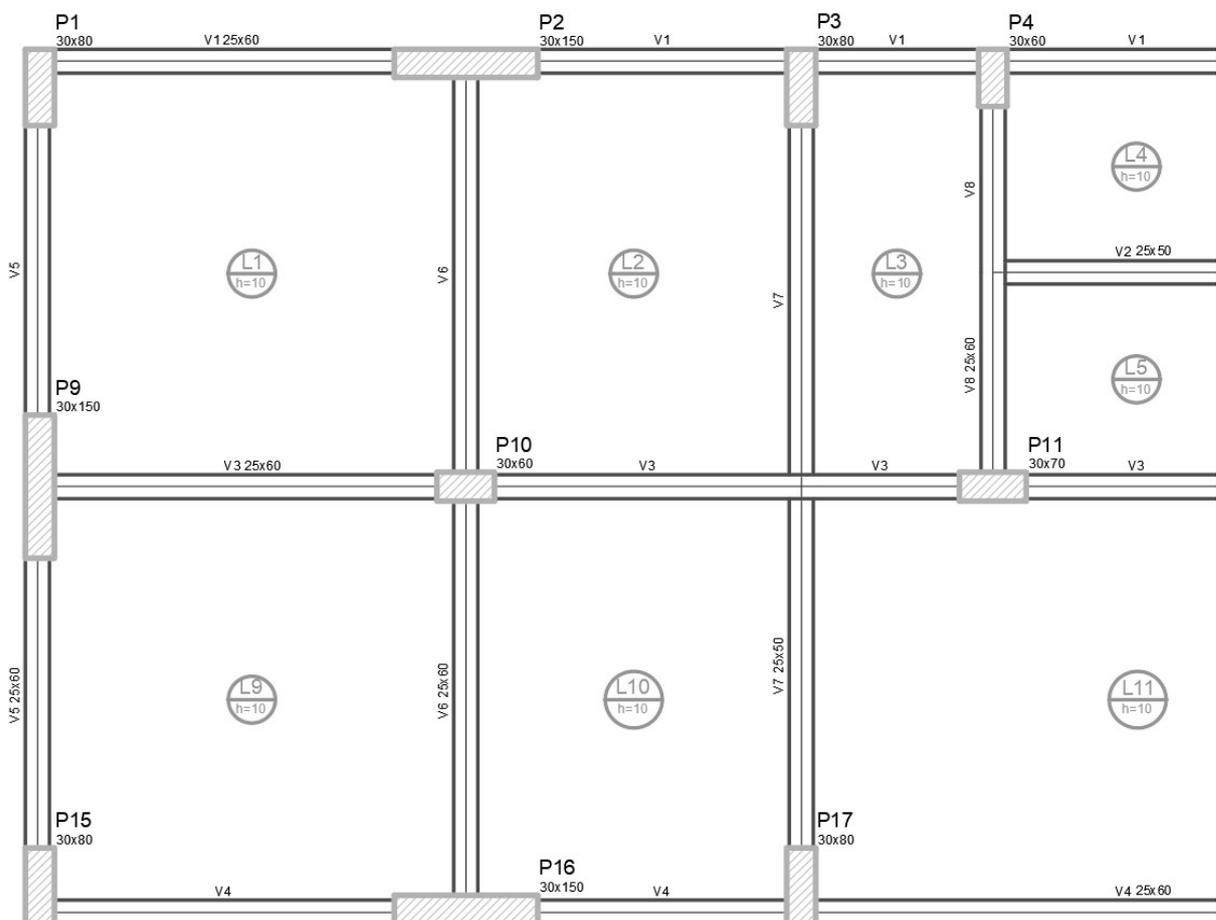


Figura 35: Pilares-parede – exemplo 2
Fonte: O Autor.

Com os dados apresentados pelo software, buscou-se um valor numérico da influência dos pilares paredes na estabilidade global do edifício. Para isso, calculou-se o módulo de rigidez da estrutura de forma semelhante ao do Exemplo 1, (Tabela 4), considerando a mesma força P calculada na Tabela 1, obtendo a porcentagem de aumento na rigidez da estrutura (Tabela 5).

Tabela 4: Cálculo do módulo de rigidez equivalente – exemplo 2

Eixo	P (Kn/m)	H(m)	a (m)	(EI)eq (KN/m ²)
Eixo x	8,82	29,00	0,0094	82920018,52
Eixo y	33,62	29,00	0,0604	49215795,76

Fonte: O Autor.

Tabela 5: Comparação entre os módulos de rigidez equivalentes (MRE) – exemplos 1 e 2

	M.R.E Eixo X	M.R.E Eixo Y
Exemplo 1	40385915,76	36790025,54
Exemplo 2	82920018,52	49215795,76
Aumento de Rigidez	105%	34%

Fonte: O Autor.

Constata-se a clara relevância da presença dos pilares-parede na estabilidade global do edifício. No eixo X, de menor comprimento e portanto menor área de resistência aos esforços horizontais, o aumento da seção dos pilares resultou no dobro da rigidez anterior. O eixo Y apresentou o relevante aumento de 34%.

O programa computacional apresentou os valores de 1,05 e 1,08 para o coeficiente Gama-Z nas direções X e Y, indicando o aumento da rigidez do sistema em relação ao Exemplo 1, em especial na direção X. O parâmetro de instabilidade alfa foi calculado para as duas direções (Tabela 6).

Tabela 6: Cálculo do parâmetro alfa – exemplo 2

	Nk (KN)	(EI)eq (KN/m ²)	H (m)	Parâmetro Alfa
Eixo x	27697,90	82920018,52	29,00	0,53
Eixo y	27697,90	49215795,76	29,00	0,69

Fonte: O Autor.

Observa-se que no eixo X, onde o módulo de rigidez equivalente foi dobrado, o parâmetro alfa é menor que 0,6, indicando uma estrutura de nós fixos, classificação a qual também foi determinada pelo coeficiente Gama-Z.

Buscou-se também identificar a influência dos pilares-parede nos esforços dos outros pilares da estrutura. A Tabela 7 apresenta as reduções de cargas máximas axiais de compressão aplicadas nos pilares da fundação não alterados, enquanto a Tabela 8 apresenta o aumento na carga nos pilares-parede.

Tabela 7: Redução de cargas máximas – pilares não alterados

Pilar	Cargas Ex. 1 (tf)	Cargas Ex. 2 (tf)	Redução
P1	153,11	135,74	11,3%
P3	140,42	119,22	15,1%
P4	133,63	120,36	9,9%
P5	152,89	141,29	7,6%
P6	137,70	114,54	16,8%
P8	153,40	135,54	11,6%
P10	195,13	176,28	9,7%
P11	211,94	200,19	5,5%
P12	212,60	201,57	5,2%
P13	195,53	176,53	9,7%
P15	160,95	144,00	10,5%
P17	187,18	159,88	14,6%
P18	183,28	157,43	14,1%
P19	161,20	144,38	10,4%

Fonte: O Autor.

Tabela 8: Aumento de cargas máximas – pilares-parede

Pilar	Cargas Ex. 1 (tf)	Cargas Ex. 2 (tf)	Aumento
P2	147,19	207,89	41,2%
P7	146,73	205,89	40,3%
P9	129,82	155,72	20,0%
P14	129,90	155,82	20,0%
P16	154,11	218,66	41,9%
P20	153,43	217,61	41,8%

Fonte: O Autor.

Estes valores demonstram que os pilares, antes responsáveis pelo contraventamento da estrutura em conjunto com as vigas, passam a ser estruturas contraventadas, ou seja, os pilares-parede passam a resistir a maior parte dos esforços, constituindo a subestrutura de contraventamento. A redistribuição de esforços é também evidenciada, seguindo a regra de que quanto maior a rigidez do elemento, maior a parcela de cargas recebida por este.

As Figura 36 e 37 ilustram novamente as diferenças entre as cargas máximas dos pilares, onde a primeira apresenta o aumento na carga nos pilares-parede adicionados e a segunda a redução nos demais pilares de seção inalterada.

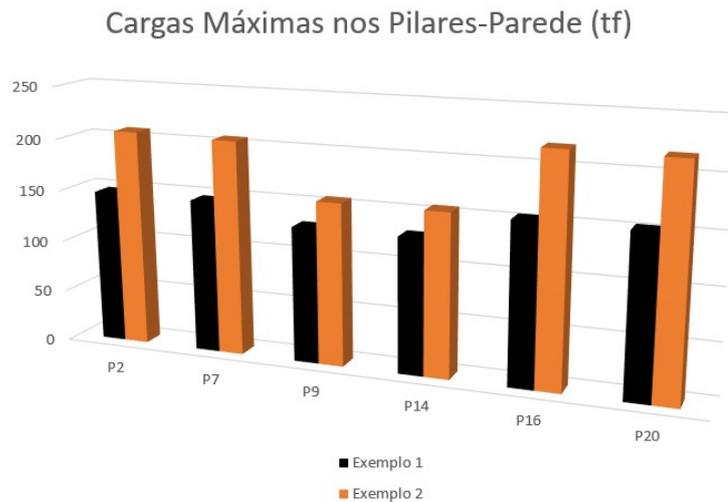


Figura 36: Cargas máximas axiais de compressão nos pilares-parede
Fonte: O Autor.

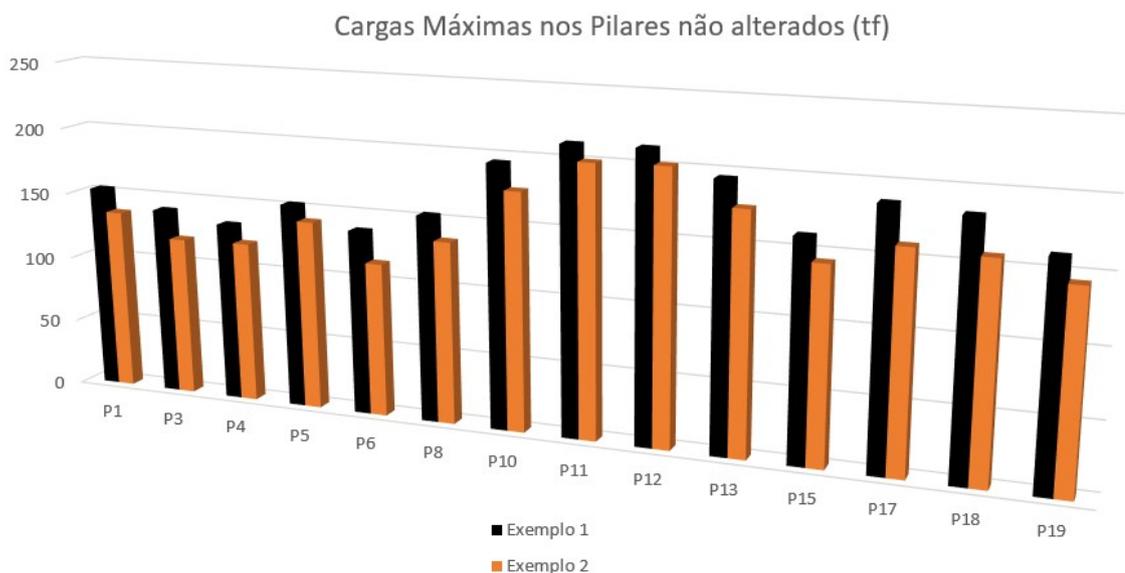


Figura 37: Cargas máximas axiais de compressão nos pilares de fundação não alterados
Fonte: O Autor.

5.2.3 Exemplo 3

O Exemplo 3 buscou otimizar a concepção apresentada no Exemplo 2. Com a manutenção dos pilares-parede propostos, foram reduzidas as seções de vigas e pilares até que o coeficiente Gama-Z na direção Y apresentasse o mesmo valor (1,10) do Exemplo 1, tornando-se o valor de referência.

Na direção X, como visto no exemplo anterior, os pilares-parede adicionados resultaram em um incremento de rigidez muito elevado, o que impossibilitou a equidade com o valor do coeficiente Gama-Z encontrado no primeiro exemplo. A redução das dimensões afeta não só a estabilidade global do edifício, como também o dimensionamento aos esforços axiais e de flexão dos elementos, e por esse motivo uma brusca redução de seção dos elementos não pode ser determinada apenas para a igualdade entre os valores do coeficiente Gama-Z.

De forma a apresentar os novos elementos estruturais foram elaboradas as tabelas 9 e 10, comparando estes àqueles do Exemplo 1. A Tabela 9 apresenta as dimensões dos pilares, sendo os com o fundo cinza escuro aqueles transformados em pilares-parede, os com fundo cinza claro os pilares que apresentaram redução de dimensões e os de fundo branco que permaneceram inalterados. Já a Tabela 10 apresenta as vigas, sendo as de fundo cinza claro as que apresentam diminuição em suas dimensões.

Tabela 9: Dimensões de pilares – exs. 1 e 3

Pilar	Seção (cm)	
	Exemplo 1	Exemplo 3
P1	30x80	30x50
P2	30x60	30x150
P3	30x80	30x80
P4	30x60	30x60
P5	30x60	30x60
P6	30x80	30x80
P7	30x60	30x150
P8	30x80	30x50
P9	30x90	30x150
P10	30x60	30x60
P11	30x70	30x70
P12	30x70	30x70
P13	30x60	30x60
P14	30x90	30x150
P15	30x80	30x50
P16	30x60	30x150
P17	30x80	30x80
P18	30x80	30x80
P19	30x80	30x50
P20	30x60	30x150

Fonte: O Autor.

Tabela 10: Dimensões das vigas – exs. 1 e 3

Viga	Seção (cm)	
	Exemplo 1	Exemplo 3
V1	25x60	20x60
V2	25x50	25x50
V3	25x60	20x60
V4	25x60	25x60
V5	25x60	20x60
V6	25x60	20x60
V7	25x50	20x50
V8	25x60	20x60
V9	25x60	25x60
V10	25x50	20x50
V11	25x60	20x60
V12	25x60	20x60

Fonte: O Autor.

Para demonstrar a diferença das concepções estruturais consideradas otimizadas, foi elaborada a Tabela 11, que apresenta o quantitativo de materiais para os elementos estruturais vigas e pilares do Exemplo 1 (projeto base em pórticos viga pilar) e do Exemplo 3 (concepção otimizada da solução com pilares-parede).

Tabela 11: Comparação entre consumo de materiais – exemplos 1 e 3

	Concreto (m ³)		Área de Fôrmas (m ²)		Aço (kg)	
	Exemplo 1	Exemplo 3	Exemplo 1	Exemplo 3	Exemplo 1	Exemplo 3
Vigas	218,2	191,3	2139,5	2094	18634	17848
Pilares	143,2	180,8	1352,4	1602,7	13503	14934
Total	361,4	372,1	3491,9	3696,7	32138	32782
Diferença	2,96%		5,87%		2,00%	

Fonte: O Autor.

Observando a tabela, fica clara a influência da presença dos pilares-parede na concepção da estrutura. Enquanto os pilares, em sua totalidade, aumentam consideravelmente o consumo de materiais para sua execução, a presença dos novos elementos permite a diminuição do consumo de material para a execução das vigas. Como visto na Tabela 9, existe também a diminuição de consumo para alguns pilares regulares. Esse efeito é garantido pelo aumento da rigidez fornecida pelos pilares-parede, os quais por consequência deste fator recebem mais esforços que os outros elementos.

Cabe salientar que o peso próprio das vigas que descarregam nos pilares é menor que nos outros exemplos, já que as dimensões destas foram diminuídas. Dessa forma, uma comparação direta entre os esforços em pilares dos exemplos anteriores com o exemplo em questão não se mostra determinante.

A partir da análise dos esforços dos pilares de fundação, pode-se observar que os pilares diretamente influenciados pela presença dos pilares-parede foram os pilares de canto P1, P8, P15 e P19, apresentados na Figura 38, a qual também demonstra a planta de fôrma base do exemplo 3.

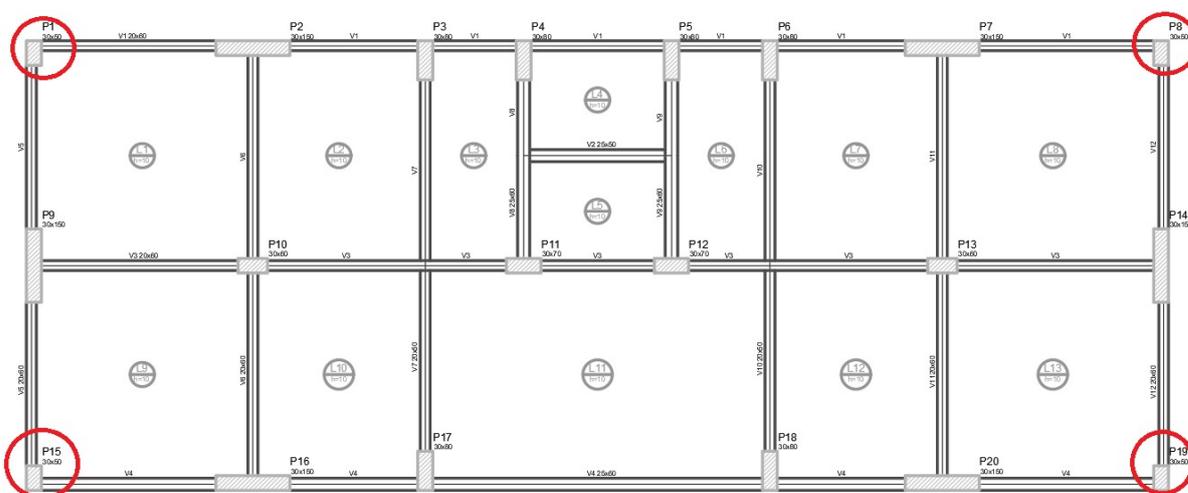


Figura 38: Pilares mais influenciados pelos pilares-parede
Fonte: O Autor.

A diferença percentual entre as cargas máximas médias dos pilares-parede e os pilares de canto nesta concepção estrutural chegaram a ultrapassar 100%. A título de comparação, no sistema proposto no Exemplo 1, a diferença entre os mesmos pilares não chegou a 20%.

Isso se deve, como já brevemente explicado, pela diminuição dos esforços em tais pilares devido a presença dos pilares-parede, o que permite a redução de suas próprias dimensões. As vigas, com menor parcela de carga, também são reduzidas. Com isso, os pilares de canto apresentam uma carga muito inferior àquela de seus pilares-parede adjacentes.

Calculou-se, de forma similar aos exemplos anteriores, o módulo de rigidez equivalente para essa simulação, com as cargas de vento P iguais às do Exemplo 1. Os valores de deslocamentos no topo da edificação (a) e os valores do módulo de rigidez equivalente são apresentados na Tabela 12. Pode-se então comparar os

resultados com aqueles obtidos no sistema de pórticos viga-pilar do exemplo 1 (Tabela 13).

Tabela 12: Cálculo do módulo de rigidez equivalente – exemplo 3

Eixo	P (Kn/m)	H(m)	a (m)	(EI) _{eq} (KN/m ²)
Eixo x	8,82	29,00	0,0102	76416487,66
Eixo y	33,62	29,00	0,0765	38857961,62

Fonte: O Autor.

Tabela 13: Comparação entre os módulos de rigidez equivalentes (MRE) – exemplos 1 e 3

	M.R.E Eixo X	M.R.E Eixo Y
Exemplo 1 – Projeto Base	40385915,76	36790025,54
Exemplo 3 – Pilares-Parede Otimizado	76416487,66	38857961,62
Diferença de Rigidez	89%	6%

Fonte: O Autor.

Daí percebe-se a manutenção do valor do coeficiente Gama-Z para a direção Y, onde o módulo de rigidez equivalente pouco se altera em relação ao projeto base (Exemplo 1). Por outro lado, na direção X, os pilares-parede conferem ao sistema uma rigidez muito maior ao sistema inicial de pórticos viga-pilar, ratificando o valor do coeficiente Gama-Z (1,05) encontrado para essa direção.

5.2.4 Exemplo 4

Este exemplo tem como objetivo o estudo das variáveis decorrentes da adição de um núcleo rígido na estabilidade global do edifício base (Exemplo 1).

Os núcleos rígidos são posicionados normalmente na parte central do edifício e utilizados para envolver caixas de elevadores e escadas. Por apresentarem grande rigidez à flexão, são uma ótima opção para o sistema de contraventamento (PEREIRA, 2000).

Para simular este elemento de alta rigidez, foi estabelecido um “ pilar retangular de seção vazada ” no centro da edificação, sendo suas dimensões apresentadas na Figura 39. Foi a maneira simplificada encontrada para analisar as influências de um elemento central de rigidez no comportamento global do edifício.

Pilar

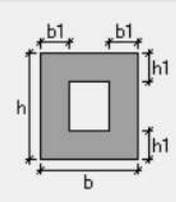
Dados do pilar			
Nome	P21	Vínculo	Engastado
Elevação	0 cm	Verticalidade	Automático
Ângulo de rotação	270 °	Ambiente	Externo
<input type="checkbox"/> Detalhamento contínuo no lance			
Seção			
Tipo	retangular vazada		
b	250 cm	h	330 cm
b1	25 cm	h1	25 cm
Ângulo de abertura	90 °		
<input checked="" type="checkbox"/> Manter seção constante na prumada			
Capitel			
<input type="checkbox"/> Usar capitel			
Ângulo de rotação	0 °	b	100 cm
Espessura	30 cm	h	100 cm

Figura 39: Dimensões do núcleo rígido
Fonte: O Autor.

No Exemplo 1, os pilares P4 e P5, a viga V2, um trecho da V1 e a laje L4 delimitavam a área ocupada pelo núcleo rígido. Nesta nova simulação, todos esses elementos foram substituídos por um único elemento, denominado P21. Todos os outros elementos da estrutura permaneceram inalterados. A Figura 40 apresenta a nova planta de fôrmas da edificação.

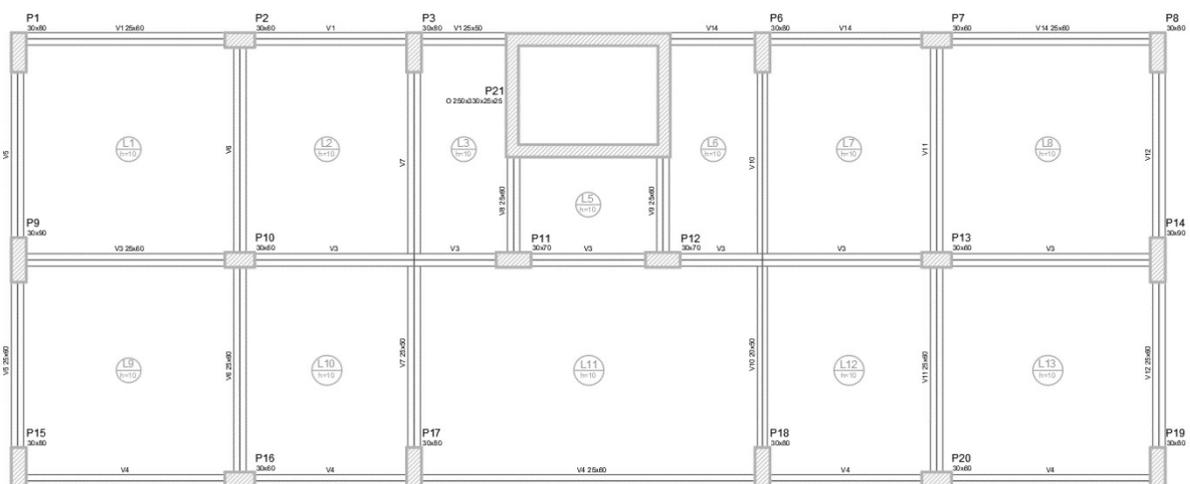


Figura 40: Planta de fôrmas – exemplo 4
Fonte: O Autor.

Após o processamento da estrutura, com os critérios previamente estabelecidos, percebe-se um grande aumento na rigidez do edifício através dos valores do coeficiente Gama-Z. Para o eixo X o valor foi de 1,04, enquanto para o eixo Y de 1,06. Os valores base do Exemplo 1 eram de 1,10 para as duas direções.

Com os dados apresentados pelo software, buscou-se um valor numérico da influência do núcleo rígido na estabilidade global do edifício. Para isso, calculou-se o módulo de rigidez da estrutura de forma semelhante ao do Exemplo 1, (Tabela 14), considerando a mesma força P calculada na Tabela 1, obtendo a porcentagem de aumento na rigidez da estrutura (Tabela 15) em relação ao projeto base.

Tabela 14: Cálculo do módulo de rigidez equivalente – exemplo 4

Cálculo de (EI) _{eq}				
Eixo	P (KN/m)	H(m)	a (m)	(EI) _{eq} (KN/m ²)
Eixo x	8,82	29,00	0,0080	97431021,76
Eixo y	33,62	29,00	0,0432	68810973,69

Fonte: O Autor.

Tabela 15: Comparação entre os módulos de rigidez equivalentes (MRE) – exemplos 1 e 4

	M.R.E Eixo X	M.R.E Eixo Y
Exemplo 1	40385915,76	36790025,54
Exemplo 4	97431021,76	68810973,69
Aumento de Rigidez	141%	87%

Fonte: O Autor.

Dessa forma confirma-se a significativa influência do núcleo rígido na estabilidade do edifício, principalmente no eixo X, de menor área resistente aos esforços horizontais, onde o aumento de rigidez foi de 141%.

Esta concepção estrutural mostrou-se também mais eficiente do que a solução com pilares-parede (Exemplo 2), a qual apresentou em relação ao projeto base (Exemplo 1), aumentos de 105% e 34% nos módulos de rigidez equivalente nos eixos X e Y, respectivamente.

Confirmando as discussões realizadas até aqui, calculou-se o parâmetro alfa para as duas direções, de forma análoga aos outros exemplos já apresentados no trabalho (Tabela 16). Percebe-se que os valores são menores que 0,6, indicando portanto uma estrutura de nós fixos nas duas direções, dispensando a consideração dos esforços de segunda ordem na análise estrutural.

Tabela 16: Cálculo do parâmetro alfa – exemplo 4

Eixo	Nk (KN)	(EI) _{eq} (KN/m ²)	H (m)	Parâmetro Alfa
Eixo x	26960,30	97431021,76	29,00	0,48
Eixo y	26960,30	68810973,69	29,00	0,57

Fonte: O Autor.

Buscou-se também identificar a influência do núcleo rígido nos esforços dos pilares da estrutura. A Tabela 17 apresenta as reduções de cargas máximas axiais de compressão aplicadas nos pilares de fundação em relação ao projeto base (Exemplo 1). Cabe destacar que os pilares P4 e P5 do projeto base foram substituídos pelo núcleo rígido, simulado pelo pilar P21 e que apresentou carga axial de 630,20 KN. Os demais pilares não tiveram suas dimensões alteradas.

Tabela 17: Redução de cargas máximas axiais de compressão – pilares

Pilar	Cargas Ex. 1 (tf)	Cargas Ex. 4 (tf)	Redução
P1	153,11	121,89	20,39%
P2	147,19	125,59	14,67%
P3	140,42	113,07	19,48%
P6	137,70	111,77	18,83%
P7	146,73	124,39	15,23%
P8	153,40	121,10	21,06%
P9	129,82	126,53	2,53%
P10	195,13	190,69	2,28%
P11	211,94	210,63	0,62%
P12	212,60	211,19	0,66%
P13	195,53	190,94	2,35%
P14	129,90	127,05	2,19%
P15	160,95	144,02	10,52%
P16	154,11	146,12	5,18%
P17	187,18	186,41	0,41%
P18	183,28	182,23	0,57%
P19	161,20	145,74	9,59%
P20	153,43	146,03	4,82%

Fonte: O Autor.

Observa-se que os pilares com maior redução foram os de canto (P1, P8, P15 e 19) e aqueles próximos ao núcleo rígido (P2, P3, P6 e P7), apresentados na Figura 41. Os demais apresentaram variações pequenas, uma vez que os carregamentos não foram alterados devido a presença do elemento núcleo rígido.

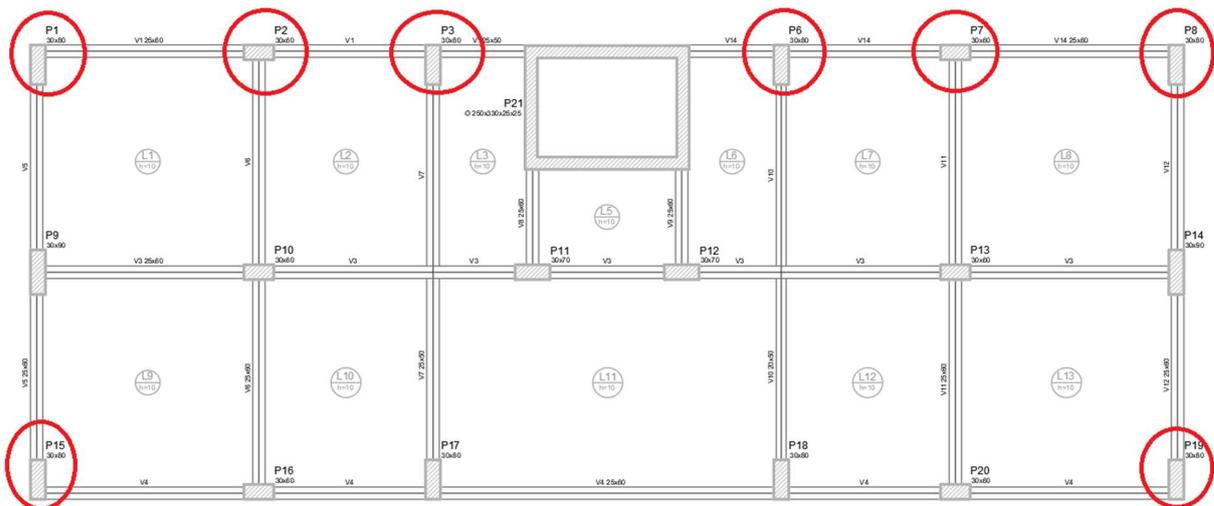


Figura 41: Pilares mais influenciados pelo núcleo rígido
Fonte: O Autor.

Com isso, foi possível a análise entre as influências de dois diferentes sistemas adicionados no projeto base. No Exemplo 2, foram adicionados 6 pilares-parede a concepção estrutural, enquanto no Exemplo 4 foi adicionado um elemento de núcleo rígido no centro da edificação. Nas duas situações os demais elementos do projeto base (Exemplo 1), não foram alterados.

Comparou-se então as cargas máximas axiais de compressão nos pilares que permaneceram inalterados em ambas as modificações. No Exemplo 2, foram alterados os pilares transformados em elementos pilares-parede (P2, P7, P9, P14, P16 e P20) e no Exemplo 4, dois pilares foram substituídos pelo núcleo rígido (P4 e P5). A Figura 42 apresenta as cargas máximas axiais de compressão dos pilares de fundação inalterados para as três situações.

Cargas máximas em pilares não alterados - Exs. 1, 2 e 4 (tf)

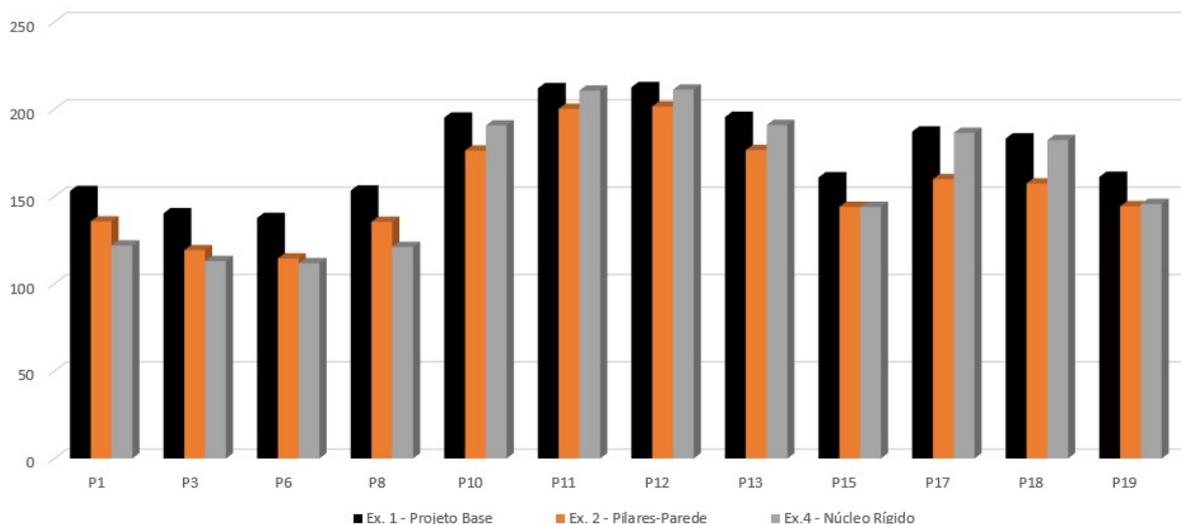


Figura 42: Cargas máximas axiais de compressão em pilares não alterados – exs. 1, 2 e 4
Fonte: O Autor.

Observando a imagem, e também os valores das tabelas 7 e 17, percebe-se que no contexto geral, a presença dos pilares-parede reduziu as cargas nos demais pilares de forma mais expressiva que a adição do núcleo rígido. Os únicos pilares que apresentaram cargas menores na simulação com núcleo rígido foram aqueles adjacentes a este elemento de alta rigidez (P1, P3, P6 e P8).

Em relação a estabilidade global do edifício, percebeu-se que o núcleo rígido teve uma maior influência. Isso pode ser comprovado tanto pelos aumentos de rigidez já comentados, assim como pelos valores do coeficiente Gama-Z e do parâmetro alfa, para ambas as direções. Os valores dos parâmetros de estabilidade foram resumidos na Tabela 18. Cabe lembrar que o coeficiente Gama-Z é calculado diretamente pelo programa, enquanto o parâmetro alfa foi calculado a partir de fórmulas e métodos explicados neste trabalho.

Tabela 18: Parâmetros de estabilidade – exs. 1, 2 e 4

Exemplos	Eixo X		Eixo Y	
	Gama	Alfa	Gama	Alfa
Exemplo 1 - Projeto Base	1,1	0,75	1,1	0,78
Exemplo 2 - Pilares-Parede	1,05	0,53	1,08	0,69
Exemplo 4 - Núcleo Rígido	1,04	0,48	1,06	0,57

Fonte: O Autor.

5.2.5 Exemplo 5

A partir da simulação anterior do Exemplo 4, esta modelagem tem como objetivo rever as dimensões dos pilares em geral presentes no Exemplo 4, o qual, pela inclusão do núcleo rígido, obteve valores de estabilidade global baixo, indicando a possibilidade de redução da inércia dos pilares do pavimento. Portanto, o Exemplo 5 busca uma otimização, tendo como ponto de partida o Exemplo 4, como forma de avaliar a redução no consumo de materiais para a estrutura do edifício.

Inicialmente foram modificadas as áreas transversais dos pilares com maior percentual de redução em suas cargas máximas devido a presença do núcleo rígido, apresentados no item anterior. Depois, foram reduzidas as dimensões de vigas e outros pilares, de forma a obter o valor de 1,10 para o coeficiente Gama-Z na direção Y, tornando-se o parâmetro de referência. Este foi o valor encontrado no projeto base, simulado no Exemplo 1.

De forma análoga ao Exemplo 3, simulação otimizada da solução com pilares-parede, a rigidez na direção X da estrutura tornou-se elevada, impossibilitando a redução das dimensões dos elementos a ponto de obter-se a equidade do valor do coeficiente Gama-Z também nesta direção. O valor calculado pelo software foi de 1,06.

As tabelas 19 e 20 apresentam as dimensões de pilares e vigas do Exemplo 5, em comparação com as do Exemplo 1. Os elementos nas tabelas com fundo cinza claro são aqueles que apresentaram variação.

Tabela 19: Dimensões de pilares – exs. 1 e 5

Pilar	Seção (cm)	
	Exemplo 1 - Projeto Base	Exemplo 5 - Núcleo Rígido Otimizado
P1	30x80	30x50
P2	30x60	30x50
P3	30x80	30x50
P6	30x80	30x50
P7	30x60	30x50
P8	30x80	30x50
P9	30x90	30x50
P10	30x60	30x50
P11	30x70	30x70
P12	30x70	30x70
P13	30x60	30x50

P14	30x90	30x50
P15	30x80	30x50
P16	30x60	30x60
P17	30x80	30x60
P18	30x80	30x60
P19	30x80	30x50
P20	30x60	30x50

Fonte: O Autor.

Tabela 20: Dimensões das vigas – exs. 1 e 5

Viga	Seção (cm)	
	Exemplo 1	Exemplo 5
V1	25x60	20x50
V2	25x50	20x50
V3	25x60	20x50
V4	25x60	20x50
V5	25x60	20x50
V6	25x60	20x50
V7	25x50	20x50
V8	25x60	20x60
V9	25x60	20x60
V10	25x50	20x50
V11	25x60	20x50
V12	25x60	20x50

Fonte: O Autor.

Conclui-se que para que o parâmetro de referência fosse alcançado, ou seja, que o valor de Gama-Z no eixo Y fosse igual a 1,10, a presença do núcleo rígido permitiu a redução das dimensões da maioria dos elementos estruturais. Essa variação foi muito maior que a do Exemplo 3, onde apesar da presença dos pilares-parede, parte do contraventamento ainda era garantido pelos pórticos viga-pilar. No Exemplo 5, o núcleo rígido responsabiliza-se de maneira ainda mais expressiva pela rigidez do sistema estrutural, possibilitando uma grande redução dos elementos que compõem os pórticos.

Cabe ressaltar que o peso próprio das vigas que descarregam nos pilares é menor que nos outros exemplos, já que as dimensões destas foram diminuídas. Dessa forma, uma comparação direta entre os esforços em pilares dos exemplos anteriores com o exemplo em questão não se mostra determinante.

Calculou-se, de forma análoga a todos exemplos apresentados, o valor do módulo de rigidez equivalente e sua comparação com o Exemplo 1 (tabelas 21 e 22) e do parâmetro alfa (Tabela 23).

Tabela 21: Cálculo do módulo de rigidez equivalente – exemplo 5

Cálculo de (EI)eq				
	P (Kn/m)	H(m)	a (m)	(EI)eq (KN/m ²)
Eixo x	8,82	29,00	0,0142	54890716,49
Eixo y	33,62	29,00	0,0765	38857961,62

Fonte: O Autor.

Tabela 22: Comparação entre os módulos de rigidez equivalentes (MRE) – exemplos 1 e 5

	M.R.E Eixo X	M.R.E Eixo Y
Exemplo 1	40385915,76	36790025,54
Exemplo 5	54890716,49	38857961,62
Diferença de Rigidez	36%	5%

Fonte: O Autor.

Tabela 23: Cálculo do parâmetro alfa – exemplo 5

	Nk (KN)	(EI)eq (KN/m ²)	H (m)	alfa
Eixo x	24854,50	54890716,49	29,00	0,62
Eixo y	24854,50	38857961,62	29,00	0,73

Fonte: O Autor.

Percebe-se que o Módulo de Rigidez Equivalente (M.R.E) na direção Y permaneceu praticamente inalterado, como esperado, uma vez que os valores de Gama-Z para este eixo são iguais. Já no eixo X, prevaleceu um aumento de rigidez no eixo X, onde o valor apresentado para o Gama-Z foi de 1,06. Os valores de alfa classificam a estrutura, em ambos os eixos, como de nós móveis.

A Tabela 24 apresenta o consumo de materiais do Exemplo 5 em comparação aos quantitativos do Exemplo 1 (projeto base). Percebe-se que essa simulação, ao contrário do Exemplo 3, o qual otimizou a concepção com pilares-parede, reduziu o consumo de materiais para a execução da estrutura.

Tabela 24: Comparação entre consumo de materiais – exemplos 1 e 5

Consumo de Materiais						
Elemento	Concreto (m ³)		Área de Fôrmas (m ²)		Aço (kg)	
	Exemplo 1 - Projeto Base	Exemplo 5 - Núcleo Rígido	Exemplo 1 - Projeto Base	Exemplo 5 - Núcleo Rígido	Exemplo 1 - Projeto Base	Exemplo 5 - Núcleo Rígido
Vigas	218,2	141,9	2139,5	1700,1	18634,28	13210,89
Pilares	143,2	186,2	1352,4	1388,4	13503,76	15491,84
Total	361,4	328,1	3491,9	3088,5	32138,04	28702,73

Fonte: O Autor.

Com isso, também foi possível a comparação entre os quantitativos das três soluções otimizadas neste trabalho: Exemplo 1 (pórticos viga-pilar), Exemplo 3 (solução com pilares-parede otimizada) e o Exemplo 5 (estrutura com núcleo rígido otimizada). As figuras 43, 44 e 45 apresentam os consumos de concreto, área de formas e de aço para vigas e pilares.

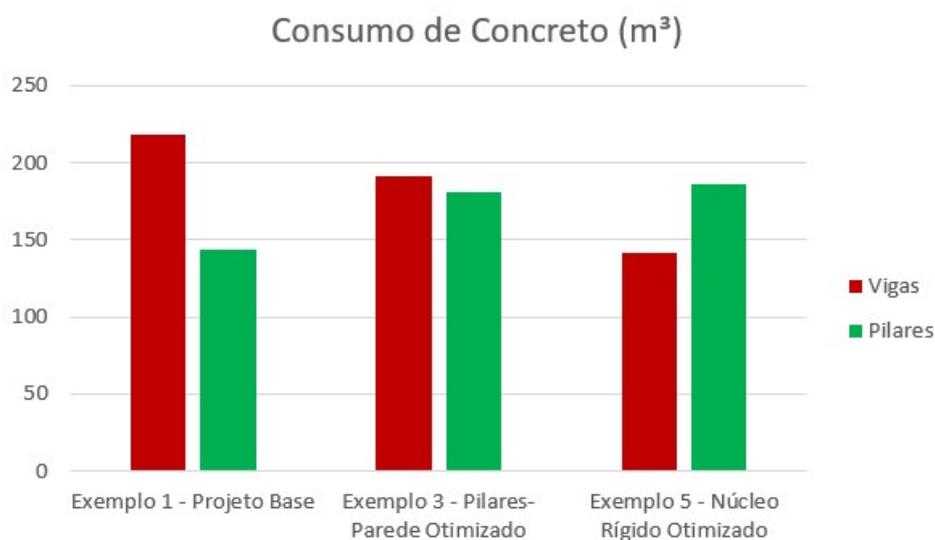


Figura 43: Consumo de concreto – eks. 1, 3 e 5
Fonte: O Autor.

Percebe-se que os exemplos 3 e 5 reduziram o consumo de concreto de vigas e aumentaram o consumo em pilares, uma vez que os novos sistemas basearam-se na modificação destes últimos para os sistemas de contraventamento. A diminuição do consumo de concreto de vigas no Exemplo 3, pode ser justificado pela alteração do comprimento desses elementos devido aos pilares-parede, além das reduções das seções permitidas pelo aumento da rigidez do conjunto. No Exemplo 5, o núcleo rígido foi classificado como elemento de pilar, justificando o maior consumo desses elementos.

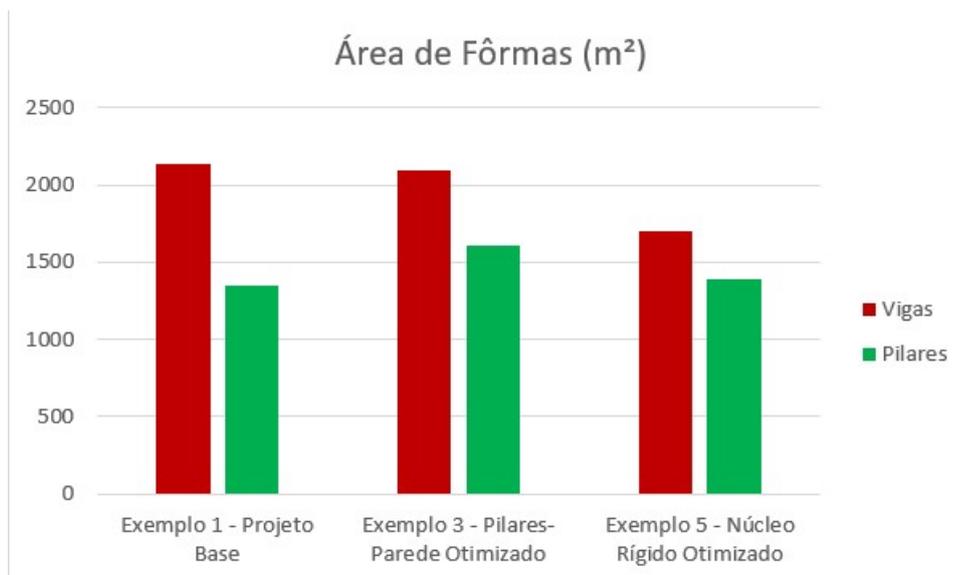


Figura 44: Consumo de área de fôrmas – eks. 1, 3 e 5
 Fonte: O Autor.

De modo semelhante ao consumo de concreto, a área de fôrmas para os exemplos 3 e 5 foi maior nos pilares e menor nas vigas. O Exemplo 3, que teve seis de seus pilares transformados em pilares-parede, apresentou um maior consumo na área de fôrmas, devido as novas dimensões destes. Já a solução com núcleo rígido apresentou pequena variação quanto ao projeto base, uma vez que a grande quantidade de fôrmas necessárias para o elemento central foi compensada com uma brusca redução nas dimensões dos demais pilares.

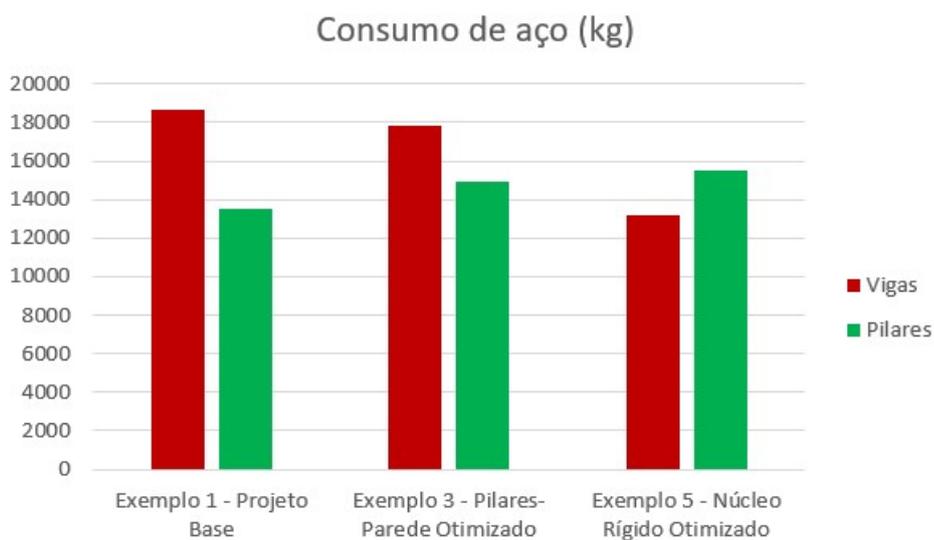


Figura 45: Consumo de aço – eks. 1, 3 e 5
 Fonte: O Autor.

No quantitativo de aço, os valores novamente foram para os exemplos 3 e 5 menores nas vigas e maiores nos pilares. Acompanhando o consumo de concreto, os valores das vigas foram superiores para a solução com pilares-parede e os de pilares para a solução com núcleo rígido.

Cabe aqui destacar que o parâmetro para a realização da comparação entre os materiais foi a de equidade entre o valor de Γ_{Z} em apenas um dos eixos. Dessa forma, as estruturas apresentam rigidezes variadas no Eixo X e isso deve ser considerado para conclusões mais aprofundadas sobre a solução mais econômica.

De qualquer forma, a solução com núcleo rígido permitiu uma maior redução de dimensões dos demais elementos estruturais, tornando-se então mais econômica entre as simulações comparadas e a mais eficiente ao aumento da rigidez do edifício.

6. CONCLUSÕES

O avanço tecnológico na área de softwares para dimensionamento de estruturas civis permite ao engenheiro calculista uma quantidade cada vez maior de informações no que concerne a análise da estabilidade global do edifício projetado. Para a otimização das soluções propostas, cabe ao projetista então conhecer os diferentes critérios requeridos pelos softwares, de forma a ajustá-los para uma melhor simulação do comportamento real da estrutura modelada.

O estudo preliminar realizado neste trabalho contribui nesse contexto. Percebeu-se que a consideração de determinados parâmetros têm interferência direta nos resultados obtidos para a análise da estabilidade global de edifícios, como nos valores dos parâmetros de estabilidade, e que podem inclusive também alterar a quantidade de materiais necessários para os elementos da estrutura e conseqüentemente a decisão da concepção estrutural adotada. É evidenciada, portanto, a necessidade do aprofundamento do conhecimento dos projetistas dos variados critérios presentes nos programas computacionais.

Para o estudo da estabilidade global de edifícios, o software Alto QI Eberick calcula apenas um dos parâmetros de estabilidade referidos na NBR 6118:2014, o coeficiente Gama-Z. A escolha pode ser justificada pelo fato de que tal parâmetro, além da classificação da estrutura em nós fixos ou móveis, também permite a estimativa da parcela dos efeitos globais de segunda ordem em relação aos de primeira ordem, ao contrário do parâmetro alfa, que apenas classifica a estrutura em nós fixos ou móveis, devendo ser complementado por processos como o P-delta.

Dessa forma, obtiveram-se os valores do coeficiente alfa para as simulações realizadas através da consideração do módulo de rigidez equivalente, método que consiste em aproximar os valores de rigidez da estrutura por outra semelhante. Em alguns exemplos, a classificação da estrutura em nós fixos ou móveis para as direções X e Y foram diferentes considerando o parâmetro de instabilidade alfa e o coeficiente Gama-Z.

Pode-se dizer que o coeficiente Gama-Z é prático e apresenta resultados satisfatórios. Por sua vez, o parâmetro alfa calculado sempre se mostrou conservador, levando com maior frequência a estrutura simulada a ser considerada como de nós móveis.

Analisando esses valores e também outras informações dadas pelo software, foi possível identificar os diferentes comportamentos estruturais para as simulações realizadas. No Exemplo 2, solução com pilares-parede, os valores obtidos para os parâmetros de estabilidade deixaram claro o aumento da estabilidade global do edifício dada pela transformação de pilares convencionais em pilares-parede. O aumento de rigidez foi ainda mais perceptível na direção X do edifício, onde as forças horizontais são de menor amplitude e os deslocamentos de segunda ordem reduziram-se muito.

A partir da comparação entre os esforços dos pilares de fundação dos exemplos 1 e 2, percebeu-se o efeito da redistribuição de esforços para regiões de maiores rigidez, neste caso os pilares-parede. Todos eles tiveram um aumento de esforços de compressão axiais, que chegaram a 40%, enquanto os pilares não alterados reduziram suas cargas máximas em até 16,9%.

Estabeleceu-se, portanto, outra subestrutura de contraventamento. Antes todos os esforços horizontais eram absorvidos exclusivamente pelo sistema pórtico viga-pilar. Com a presença dos pilares-parede, tais esforços foram transferidos em grande parcela a esses elementos, transformando os pilares não alterados em estruturas contraventadas.

A concepção otimizada com pilares-parede (Exemplo 3) mostrou-se levemente mais cara que o sistema inicial apenas em pórticos viga-pilar, já que o consumo de materiais para a execução de vigas e pilares foi maior. Porém, há de se considerar que a rigidez na direção X do sistema com alterações é cerca de 89% maior, ou seja, o edifício apresentou menores deformações na solução com pilares-parede.

Buscou-se com o Exemplo 4 a análise de uma nova solução estrutural, a partir da inserção de um núcleo rígido no projeto base (Exemplo 1). Com os valores do coeficiente Γ_{mZ} , e posteriormente com os cálculos para obtenção do parâmetro alfa e do módulo de rigidez equivalente, ficou evidenciado o expressivo aumento na estabilidade global do edifício.

Os valores foram inclusive superiores aos obtidos na simulação com a presença dos pilares-parede (Exemplo 2). No eixo X, a rigidez foi aumentada em 147% contra 105% e no eixo Y em 87% frente aos 34% do Exemplo 2. Tais dados comprovam que o núcleo rígido é uma ótima subestrutura de contraventamento, reduzindo muito os deslocamentos de segunda ordem da estrutura.

Em relação aos esforços nos demais pilares, as maiores reduções geradas pela presença do núcleo rígido foram nos pilares adjacentes a ele e nos pilares de canto. Por outro lado, alguns pilares apresentaram uma mudança irrisória nas cargas máximas solicitadas, principalmente os pilares centrais.

Isso se deve a manutenção da distribuição das cargas provenientes de vigas e lajes. Como o núcleo rígido realiza influência em apenas uma região da estrutura – superior central –, as demais regiões permanecem recebendo as cargas dos demais elementos.

No Exemplo 5, ficou clara a alta influência do núcleo rígido na rigidez do edifício. Buscou-se nessa simulação a otimização do sistema, tendo como parâmetro o valor do coeficiente Gama-Z na direção Y. Com a presença do núcleo rígido, as dimensões dos demais elementos puderam ser reduzidos em sua maioria, até que o valor de 1,10 para o coeficiente Gama-Z fosse satisfeito. Isso comprova a eficácia deste elemento como subestrutura de contraventamento do edifício.

Com tais reduções, esse sistema mostrou-se mais econômico em termos de consumo de concreto, aço e fôrmas, que as outras duas soluções otimizadas, seja a com pórticos viga-pilar (Exemplo 1) seja aquela com pilares-parede (Exemplo 3). Como já destacado no decorrer do trabalho, deve-se considerar que apenas um parâmetro de referência foi utilizado (coeficiente Gama-Z na direção Y), obtendo-se inclusive rigidezes diferentes no eixo X. Por isso, afirmações mais aprofundadas sobre a economia entre os sistemas devem ser cautelosas.

Conclui-se que as três soluções apresentadas para o sistema de contraventamento do edifício apresentaram os resultados esperados quanto a estabilidade do edifício. Os pilares-parede aumentaram bastante a rigidez do sistema, reduzindo também os esforços nos demais pilares expressivamente. Enquanto isso, o núcleo rígido por apresentar uma rigidez ainda maior, permitiu uma maior redução dos demais elementos, tornando a estrutura menos onerosa economicamente.

O estudo, portanto, colabora com a função destinada a projetistas na escolha do sistema de contraventamento para estruturas em concreto armado. Essa decisão, além dos aspectos técnicos aqui abordados, deve também basear-se em possíveis dificuldades construtivas mencionados na bibliografia, assunto sugerido a futuros trabalhos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto armado – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações: Procedimento**. Rio de Janeiro, 1980.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado–Especificação**. Rio de Janeiro, 2007.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

AGUIAR, Eduardo Aurélio Barros; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Projeto de pilares de concreto de alto desempenho**. São Carlos, 2000.

CARNEIRO, Francisco; MARTINS, João Guerra. **Análise de Estruturas – Contraventamento de Edifícios**. Porto, Portugal: UFP, 2008.

CARVALHO, Roberto Chust. **Análise não linear de pavimentos de edifícios de concreto através da analogia de grelha**. 1994. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

FACHIN, Odília. **Fundamentos de Metodologia**. 3ª ed. São Paulo: Saraiva, 2001.

FONTES, Fernando Fernandes. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118: 2003**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, 2005.

FUSCO, P.B. **Estruturas de concreto – Solicitações normais**. Rio de Janeiro, ed. Guanabara Dois, 1981.

GIL, Antônio Carlos. **Como elaborar projetos de pesquisa**. São Paulo, 2002.

GIONGO, José Samuel. **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios**. EESC/SET, 2005.

GONÇALVES, Roberto Martins et al. **Ação do vento nas edificações: teoria e exemplos**. SET/EESC/USP, 2007.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. São Paulo: PINI, 2007.

MAGNANI, Roberto. **Cálculo e desenho de concreto armado**. RM, 1999.

MARINO, M.A. **Concreto Armado – Apostila UFPR**. Curitiba. 2006.

MARTHA, Luiz. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. Elsevier Brasil, 2010.

MARTINS, Carlos Humberto. **Análise Não Linear de Estruturas Tridimensionais de Edifícios de Andares Múltiplos com Núcleo Resistentes, considerando a Rigidez Transversal à Flexão das Lajes**. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

MONCAYO, Winston Junior Zumeta. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. (2011). 221f. Tese (Mestrado em ciências, programa de Engenharia Civil – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2011).

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

PEREIRA, Ana Claudia. **Estudo da influência da modelagem estrutural do núcleo nos painéis de contraventamento de edifícios altos**. 2000. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projetos de edifícios**. Departamento de Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2007.

PINTO, Rivelli da Silva. **Não-linearidade física e geométrica no processo de edifícios usuais de concreto armado**. (1997). 108f. Dissertação (Mestrado em Engenharia das Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1997.

REIS, Jeselay Hemetério Cordeiro dos. **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole**. 2000. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

SCADELAI, Murilo Alessandro. **Dimensionamento de Pilares de acordo com a NBR 6118:2003**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004.

SOUTO, Andre Kraemer. **Análise de estruturas de edifícios altos submetidos a carregamentos horizontais e verticais**. Dissertação (Mestrado em Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1993.

SÜSSEKIND, José Carlos. **Curso de Análise Estrutural 2**. 1991. Rio de Janeiro, ed. Globo.