

UNI-FACEF (CENTRO UNIVERSITÁRIO MUNICIPAL DE FRANCA)

OTÁVIO HENRIQUE NEVES PINTO

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO
ARMADO DE 18 PAVIMENTOS**

**FRANCA
2018**

OTÁVIO HENRIQUE NEVES PINTO

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO
ARMADO DE 18 PAVIMENTOS**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Uni-FACEF (Centro
Universitário Municipal de Franca) para
obtenção do título de bacharel em
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Ms. Anderson Fabrício
Mendes

**FRANCA
2018**

Pinto, Otávio Henrique Neves

P729a

Análise da estabilidade global de um edifício em concreto armado de 18 pavimentos. / Otávio Henrique Neves Pinto. – Franca: Uni-FACEF, 2018.

89p.; il.

Orientador: Prof. Me. Anderson Fabrício Mendes
Bacharelado Engenharia civil – Uni-FACEF
Trabalho de Conclusão de Curso

1.Engenharia civil 2.Estruturas - estabilidade global.
3.Estruturas – efeito de segunda ordem global. I.T.

CDD 620.136

OTÁVIO HENRIQUE NEVES PINTO

**ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE UM EDIFÍCIO EM CONCRETO
ARMADO DE 18 PAVIMENTOS**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Uni-FACEF (Centro
Universitário Municipal de Franca) para
obtenção do título de bacharel em
Engenharia Civil.

Franca, 28 de junho de 2018.

Orientador (a): _____

Nome: Prof. Ms. Anderson Fabrício Mendes

Instituição: Uni-FACEF (Centro Universitário Municipal de Franca)

Examinador (a): _____

Nome: Prof. Luís Fernando Facioli Rosa

Instituição: Uni-FACEF (Centro Universitário Municipal de Franca)

Examinador (a): _____

Nome: Prof. Leandro Gaspar Conterato

Instituição: Uni-FACEF (Centro Universitário Municipal de Franca)

AGRADECIMENTOS

- Agradeço, principalmente, a DEUS, aos meus pais, aos meus irmãos, aos meus familiares, pelo apoio.
- Agradeço ao meu orientador professor Anderson Fabrício Mendes, pela dedicação.
- Agradeço ao meu professor Thales Jati Gilberto, pela ajuda.

A verdadeira motivação vem de realização, desenvolvimento pessoal, satisfação no trabalho e reconhecimento.

Frederick Herzberg

RESUMO

Os edifícios residenciais e/ou comerciais estão cada vez mais altos e esbeltos para suprir o aumento populacional observado nos últimos anos e a escassez de espaços físicos nesses centros. Com isso, surge a necessidade de estudar a estabilidade global dessas estruturas, pois, devido a sua altura e esbeltez, esforços adicionais devem ser estudados. Após a deformação da estrutura, devido a não linearidade física e a não linearidade geométrica das estruturas, esta pode chegar ao estado limite de instabilidade, provocando o colapso da edificação. Para a avaliação da estabilidade Global dos edifícios em concreto armado, a NBR 6118:2014 aponta os parâmetros alfa (α) e gama z (γ_z), juntamente com seus limites e processos de cálculo, bem como os limites de deslocamentos horizontais para as edificações em concreto armado e protendido. Segundo Pinheiro, Muzardo e Santos (2003), inicia-se o pré-dimensionamento dos pilares estimando-se sua carga vertical, por exemplo, através do processo de áreas de influência. Esse processo consiste em dividir a área total do pavimento em áreas de influência, relativas a cada pilar e, a partir daí, estimar a carga que eles irão absorver. Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988), item 4.2.b, a velocidade básica do vento é multiplicada pelos fatores S1, S2 e S3 para ser obtida a velocidade característica do vento, V_k . Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014), item 6.1, as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil. Este trabalho faz um estudo da influência dos elementos estruturais, vigas, lajes, pilares, pilares-parede e núcleos de rigidez no valor do parâmetro gama γ_z e nos deslocamentos horizontais da estrutura, apresentando em sua conclusão a contribuição destes elementos para a redução destes valores a níveis aceitáveis e recomendados pela norma e por vários estudiosos da área de estruturas em concreto armado.

Palavras chaves: Estabilidade global; Efeito de segunda ordem global; Parâmetro α ; coeficiente γ_z .

ABSTRACT

Residential and/or commercial buildings are increasingly tall and slender to fill the population increase observed in recent years and the scarcity of physical spaces in these centers. Therefore, it is necessary to study the overall stability of these structures, because, due to their height and slenderness, additional efforts should be studied. After deformation of the structure, due to the physical non-linearity and the geometric non-linearity of the structures, it can reach the limit state of instability, causing the collapse of the building. In order to evaluate the overall stability of buildings in reinforced concrete, NBR 6118: 2014 indicates the alpha (α) and z-range (γ_z) parameters, together with their limits and calculation processes, as well as the limits of horizontal displacements for buildings in reinforced and prestressed concrete. According to Pinheiro, Muzardo and Santos (2003), the pre-dimensioning of the pillars begins, estimating its vertical load, for example, through the process of influence areas. This process consists in dividing the total area of the floor in areas of influence, relative to each pillar and, from there, estimating the load that they will absorb. According to the Brazilian Association of Technical Standards (1988), item 4.2.b, the basic wind speed is multiplied by the factors S1, S2 and S3 to obtain the characteristic wind speed, V_k . According to the Brazilian Association of Technical Standards (2014), item 6.1, concrete structures must be designed and constructed in such a way that, under the environmental conditions at the time of the project and when used as intended in the design, they retain their safety, stability and suitability in service for the period corresponding to its useful life. This work studies the influence of the structural elements, beams, slabs, pillars, wall-pillars and stiffness nuclei in the gamma parameter value γ_z and in the horizontal displacements of the structure, presenting in its conclusion the contribution of these elements to the reduction of these values to levels acceptable and recommended by the norm and by several scholars of the area of structures in reinforced concrete.

Keywords: Global stability; Second-order global effect; parameter α ; coefficient γ_z .

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Edifício em Belém do Pará que desabou por erros na Análise da Estabilidade Global	14
Figura 2 - Edifício de Hennebique, Paris, 1901.	15
Figura 3 - Diagrama tensão-deformação do concreto linear	21
Figura 4 - Diagrama tensão-deformação do concreto não-linear	21
Figura 5 - Diagrama momento-curvatura.....	22
Figura 6 - Diagrama normal momento-curvatura.....	22
Figura 7 - Barra vertical na situação inicial e deformada.....	25
Figura 8 - Barra vertical submetida a ações vertical e horizontal	26
Figura 9 - Reações na barra vertical indeformada.....	26
Figura 10 - Reações na barra vertical deformada	27
Figura 11 - Área de influência dos pilares	33
Figura 12 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)	36
Figura 13 - Fator topográfico $S_1(z)$	38
Figura 14 - Figura da Tabela Parâmetros Meteorológicos	42
Figura 15 - Figura da Tabela Fator S_2	42
Figura 16 - Figura da Tabela Valores mínimos do fator estatístico S_3	43
Figura 17 - Coeficiente de arrasto C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência	45
Figura 18 - Coeficiente de arrasto C_a , para corpos de seção constante.....	45
Figura 19 - Tabela de Classes de agressividade ambiental (CAA)	51
Figura 20 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	52
Figura 21 - Tabela Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10\text{mm}$	53
Figura 22 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede	55
Figura 23 - Limites para deslocamentos.....	56
Figura 24 - Exigências de durabilidade à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental	58
Figura 25 - Planta arquitetônica do edifício em estudo.....	63
Figura 26 - Croqui Estrutural	64

Figura 27 - Modelo estrutural adotado para análise estrutural do edifício	65
Figura 28 - Corte Esquemático do Edifício	66
Figura 29 - Concreto e CAA adotado	67
Figura 30 - Cobrimentos adotados	68
Figura 31 - Parâmetros adotados para cálculo do Coeficiente de arrasto	69
Figura 32 - Dimensões da edificação e os coeficientes adotados	70
Figura 33 - Croqui estrutural.....	71
Figura 34 - Coeficiente γ_z	72
Figura 35 - Deslocamentos horizontais nos edifícios	73
Figura 36 - Coeficiente γ_z após aumentar a alturas das vigas em 25%	74
Figura 37 - Deslocamentos horizontais no edifício após aumentar as alturas das vigas em 25%.....	75
Figura 38 - Gráfico sobre a Influência das vigas no coeficiente γ_z	76
Figura 39 - Gráfico sobre a Influência das lajes no coeficiente γ_z	77
Figura 40 - Gráfico sobre a Influência da altura das lajes nos deslocamentos horizontais.....	78
Figura 41 - Coeficiente γ_z após aumentar os pilares, exceto P8 e P19	79
Figura 42 - Deslocamentos horizontais após aumentar os pilares, exceto P8 e P19	80
Figura 43 - Gráfico sobre a Influência dos pilares paredes nos deslocamentos horizontais.....	81
Figura 44 - Croqui estrutural com as modificações das vigas e dos pilares	82
Figura 45 - Deslocamentos horizontais após modificações das vigas e dos pilares	83
Figura 46 - Croqui estrutural com núcleo de rigidez	84
Figura 47 - Coeficiente γ_z com núcleo de rigidez	85
Figura 48 - Gráfico sobre a Influência do Núcleo de Rigidez no coeficiente γ_z	83
Figura 49 - Deslocamentos horizontais com núcleo de rigidez.....	86

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	13
1.1 OBJETIVOS.....	16
1.2 QUESTÕES DE PESQUISA	16
1.3 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO	16
2. REFERENCIAL TEÓRICO	18
2.1 ESTABILIDADE GLOBAL	18
2.1.1 Não-linearidade física (NFL).....	20
2.1.2 Não-linearidade geométrica	24
2.1.3 Parâmetros de instabilidade (α)	28
2.1.3.1 Parâmetro de instabilidade alfa α	28
2.1.3.2 O coeficiente gama z (γ_z).....	30
2.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES PELO MÉTODO DA ÁREA DE INFLUÊNCIA	32
2.3 CÁLCULO DE COEFICIENTE DE ARRASTO (VENTO).....	34
2.3.1 Pressão dinâmica de vento	34
2.3.2 Velocidade característica do vento.....	35
2.3.3 Velocidade Básica do Vento.....	35
2.3.4 Fator topográfico	37
2.3.5 Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno	38
2.3.5.1 Rugosidade do terreno	39
2.3.5.2 Dimensões da edificação	40
2.3.5.3 Altura sobre o terreno.....	41
2.3.6 Fator Estatístico	43
2.3.7 Coeficiente de arrasto	43
2.4 DURABILIDADE	49
2.4.1 Mecanismo de deterioração do concreto.....	49
2.4.2 Mecanismo de deterioração da armadura	49
2.4.3 Mecanismo de deterioração da estrutura	50
2.4.4 Agressividade do ambiente	50
2.4.5 Qualidade de concreto de cobrimento.....	51
2.4.6 Espessura de cobrimento da armadura.....	52

2.5 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS E ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO	53
2.5.1 Estados limites últimos	53
2.5.2 Estados limites de serviço	54
2.6 DESLOCAMENTOS MÁXIMOS HORIZONTAIS.....	54
2.6.1 Pilares e Pilares-parede	55
2.6.2 Deslocamentos-limite	55
2.6.3 Controle da fissuração e proteção das armaduras	56
2.7 SOFTWARE CAD-TQS.....	58
2.7.1 Características de técnicas de análise	59
3. METODOLOGIA	61
3.1 METODOLOGIA DE ESTUDO DE CASO.....	61
3.2 O ESTUDO DE CASO.....	62
3.2.1 Configurações do software TQS	64
4. ANÁLISE DOS RESULTADOS	71
CONCLUSÕES	87
REFERÊNCIAS.....	89

INTRODUÇÃO

Segundo Lima (2001) e Oliveira (1998), com a simples observação dos grandes centros urbanos por todo o mundo podemos constatar que um novo padrão arquitetônico e urbanístico vem se consolidando no mercado imobiliário. Os edifícios residenciais e/ou comerciais estão cada vez mais altos e esbeltos para suprir o aumento populacional observado nos últimos anos e a escassez de espaços físicos nesses centros.

Nesse sentido, Moncayo (2011), Lima (2001) e Paixão e Alves (2016) apontam que o avanço da tecnologia e o avanço das propriedades dos materiais concreto e aço permitiu a arquitetos e engenheiros projetar edifícios cada vez mais altos e esbeltos. Porém, destacam que essa realidade trouxe também uma preocupação a engenharia de estruturas, pois, em estruturas de tal magnitude, os efeitos do vento, da não linearidade física e geométrica dos materiais e até erros construtivos como o desaprumo podem gerar instabilidades e/ou esforços adicionais na estrutura que não podem ser desconsiderados.

Nessa perspectiva, Paixão e Alves (2016), em seu artigo publicado na revista eletrônica de engenharia civil, destacam que projetos de edifícios esbeltos em concreto armado normalmente têm como principal desafio a busca por uma solução estrutural que viabilize sua estabilização horizontal, sem comprometer a segurança, nem aspectos arquitetônicos ou da economia. Os autores destacam, ainda, que a ação do vento nessas edificações provoca grandes efeitos, produzindo esforços adicionais na estrutura, que atuam simultaneamente com as demais ações atuantes na estrutura.

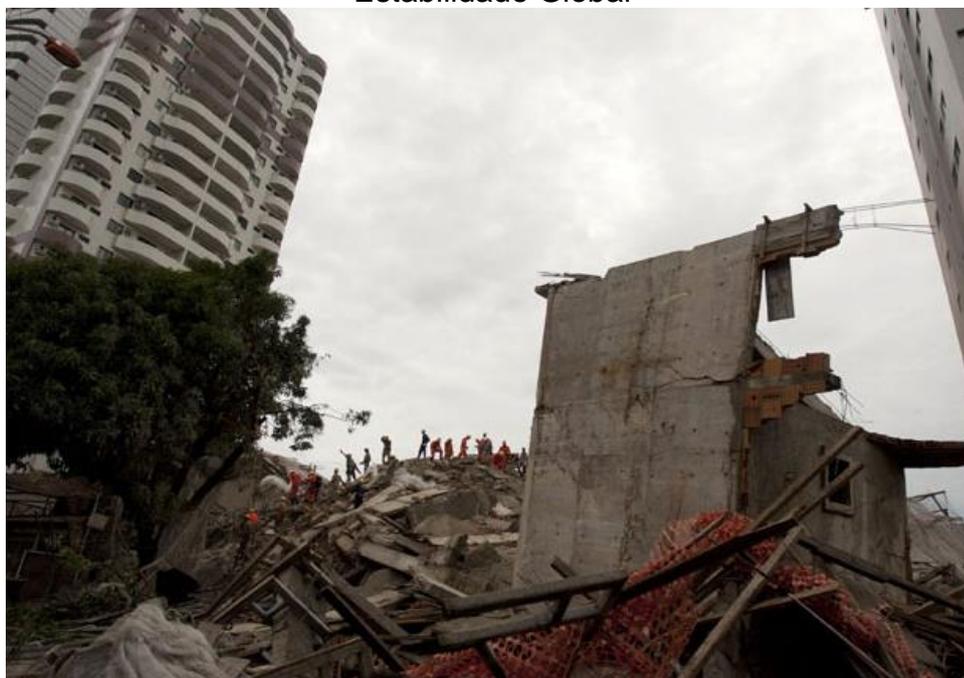
Dentro desse novo contexto, Moncayo (2011) destaca o surgimento de novos equipamentos e técnicas, advindas do computador, que possibilitaram a sofisticação e refinamento das análises e modelagens matemáticas dos edifícios, aumentando assim a capacidade de representar o comportamento dos elementos estruturais após a deformação da estrutura e os surgimentos dos esforços de 2ª ordem, melhorando significativamente o modelo estrutural, as estimativas de esforços e os deslocamentos que as estruturas estão sujeitas.

Sendo assim, Carvalho e Pinheiro (2013) afirmam que, hoje, é imprescindível o estudo da estabilidade global dos edifícios altos e esbeltos, pois

sua não consideração pode acarretar em graves acidentes ou patologias nas edificações.

Um exemplo dessa negligência, como indica Araújo (2016), ocorreu em 2011 na cidade de Belém do Pará, quando um prédio em construção de 34 andares desabou causando a morte de três pessoas e danos nas edificações vizinhas. A perícia constatou que houve falhas na concepção estrutural, no dimensionamento e detalhamento dos elementos e que dois pilares centrais do prédio não resistiram as cargas verticais e horizontais do prédio, vindo ao colapso. O perito Silvio destacou que o cálculo estrutural foi feito por pavimento e não foi considerado o edifício como um todo, princípio da análise da estabilidade global. A figura 1 abaixo mostra:

Figura 1 - Edifício em Belém do Pará que desabou por erros na Análise da Estabilidade Global



Fonte: (G1, 2011).

O primeiro edifício, construído totalmente em concreto armado, com pilares, vigas e lajes, similar ao que se pratica atualmente, foi construído em 1901, pelo Francês François Hennebique. O edifício conta com 7 andares, como mostra a figura 2 a seguir:

Figura 2 - Edifício de Hennebique, Paris, 1901.



Fonte: (HELENE; ANDRADE, 2010).

A partir do edifício de Hennebique, Oliveira (1998) destaca que vários edifícios em concreto armado foram construídos pelo mundo e a estabilidade global dos mesmos eram garantidas pelas estruturas robustas que apresentavam. Até a década de 60 não havia preocupação com o estudo da estabilidade global nos edifícios construídos no Brasil. A própria norma é flexível nesse ponto, pois os edifícios altos eram construídos com pilares e vigas de alta rigidez, pilares-parede e núcleo de rigidez nas caixas de elevadores e escadas, sem um estudo aprofundado dos efeitos de segunda ordem global.

Hoje, a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), em suas seções 15.5.2 e 15.5.3, apresenta para a verificação da estabilidade global dois parâmetros, o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z . A Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014) atribui ao coeficiente γ_z na avaliação da ocorrência ou não dos esforços globais de 2ª ordem para estruturas reticuladas de no mínimo 4 andares. Para $\gamma_z \leq 1,10$, a estrutura é considerada de nós fixos e o cálculo estrutural será realizado considerando cada elemento isoladamente. Para $1,10 < \gamma_z \leq 1,30$, a norma aponta que os esforços globais de 2ª ordem devem ser considerados, de maneira aproximada, pela majoração dos esforços horizontais da combinação de carregamento por $0,95 \gamma_z$.

Nesse sentido, Moncayo (2011) ressalta que, para se projetar edifícios altos, a análise de segunda ordem global de edifícios é indispensável nos dias atuais, em que as estruturas são cada vez mais esbeltas. Para essa análise, temos disponíveis atualmente vários softwares, porém alguns novos engenheiros estruturais podem não conhecer os conceitos em que ela se baseia, tais como o avaliar os efeitos de segunda ordem por meio do coeficiente γ_z e do parâmetro α . Sendo assim, este trabalho tem por objetivo fornecer subsídios para que os profissionais da engenharia de estrutura atuem com uma base conceitual bem fundamentada, tanto na escolha do método, quanto na análise dos resultados obtidos pelos programas computacionais.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é contribuir para o estudo da avaliação da estabilidade global de concreto armado com auxílio do software TQS, fornecendo subsídios para que os profissionais da engenharia de estrutura atuem com uma base conceitual bem fundamentada, no que diz respeito a estabilidade global de edifícios, avaliando a contribuição das vigas, lajes, da posição e dimensões dos pilares, dos pilares paredes e de núcleos de rigidez, no parâmetro gama z (γ_z).

1.2 QUESTÕES DE PESQUISA

As questões que nortearão este trabalho serão:

- Qual a contribuição dos elementos estruturais, vigas, lajes, pilares, pilares paredes e núcleos de rigidez para garantir a Estabilidade Global em um edifício de 18 pavimentos?
- Qual a relação destes elementos estruturais e o coeficiente γ_z ?

1.3 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

O capítulo 2, aborda o referencial teórico que norteia a análise e discussão dos resultados obtidos neste trabalho.

O capítulo 3, disserta sobre a metodologia de estudo de caso, método que referencia este trabalho. Descreve detalhadamente neste capítulo o processo de obtenção de dados.

O capítulo 4, apresenta os dados obtidos e uma discussão aprofundada sobre os resultados obtidos.

A conclusão deste trabalho é exposta.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

Este capítulo, aborda os conceitos teóricos sobre o estudo dos efeitos de segunda ordem e da estabilidade global dos edifícios que norteiam a análise e a discussão dos dados obtidos neste trabalho. Não há uma ordem cronológica nos conceitos apresentados e sim uma integração entre eles para a melhor concepção e análise da estrutura.

2.1 ESTABILIDADE GLOBAL

Segundo Ribeiro (2010), nos projetos estruturais, usualmente, os cálculos e verificações são efetuados elemento a elemento, fazendo-se a análise de cada parcela da estrutura (pilar, viga, laje, etc.) de maneira isolada. Porém, somente essa análise dos elementos isolados não é suficiente para que o modelo estrutural adotado seja eficiente, pois os elementos estruturais se deformam. Ao se deformarem, surgem esforços adicionais, que se não considerados, podemos ter uma interpretação equivocada dos esforços obtidos por modelo estrutural, ou seja, ele pode não representar o comportamento real da estrutura. Sendo assim, o autor aponta que, deve-se dar especial atenção ao comportamento global da estrutura, analisar os efeitos de primeira e segunda ordem, e a estabilidade global da estrutura.

Segundo Wordell (2003), atualmente, a escassez de espaços nas grandes cidades fizeram com que os projetos arquitetônicos, buscando otimizar a pouca área horizontal existente, buscassem a todo momento edificações cada vez mais altas e esbeltas, para atender a demanda habitacional e comercial desses centros. Com esse aumento significativo na altura das edificações, a atenção, quando tratamos dos pilares, por exemplo, não deve ser dada apenas às cargas verticais atuantes nesses elementos, pois os esforços horizontais, devido as ações do vento, provocam deformações e carregamentos adicionais, e devem ser analisados com toda atenção e critério pelo projetista.

Segundo Bueno (2009), estruturas que suportam carregamentos podem falhar de várias formas, dependendo do tipo de estrutura, das condições de

apoio, dos carregamentos e do material usado. Em estruturas de concreto armado, o estado limite último, aquele relacionado ao colapso ou qualquer forma de ruína estrutural, pode ser alcançado basicamente de dois modos: esgotamento da capacidade resistente e instabilidade do equilíbrio. O primeiro comportamento, típico de estruturas pouco esbeltas, no qual o limite de resistência de uma seção é definido pela ultrapassagem das deformações-limites de sua fibra mais comprimida ou tracionada. O segundo está associado a elementos bastante esbeltos, nos quais a seção transversal não atinge seu limite máximo de resistência. Porém, devido à instabilidade pode ocorrer a ruína, sendo assim, a verificação da estabilidade global em edifícios altos, que estão sujeitos a cargas horizontais consideráveis, deve ser feita com critérios e cuidado pelo calculista.

Nesse sentido, Moncayo (2011) afirma que a verificação da estabilidade global é um requisito importante na elaboração de projetos de edifícios de concreto armado, pois a estabilidade global tem objetivo de analisar e garantir a segurança da estrutura perante o estado limite último de instabilidade, situação que representa a perda de capacidade resistente da estrutura, causada pelo aumento das deformações.

Para tal verificação existem alguns coeficientes chamados de parâmetros de estabilidade global. Porém, antes de estudá-los, para o bom entendimento de tais parâmetros, é necessário comentar sobre a análise não-linear, que é extremamente importante, pois, na realidade, o concreto armado possui comportamento não-linear. Na engenharia de estruturas existem basicamente três tipos de não-linearidades que podem gerar um comportamento não-linear, à medida que o carregamento é aplicado: não-linearidade física (NFL), não-linearidade geométrica (NLG) e a não-linearidade de contato (NLC).

Em projetos de edifícios de concreto moldados no local, consideram-se somente as não-linearidades física e geométrica, já que a não-linearidade de contato não é comum, pois se trata de alterações nas condições de contorno (apoio, engaste) durante o processo de deformação da estrutura. Ou seja, vínculos inicialmente inexistentes podem passar a existir, ou. Então, vínculos inicialmente existentes podem desaparecer. Por outro lado, forças inicialmente prescritas, externamente aplicadas ao contorno, podem ter sua ação alterada em função do processo de deformação da estrutura (PROENÇA, 2010).

Este trabalho, aborda somente as não-linearidades física e geométrica.

2.1.1 Não-linearidade física (NFL)

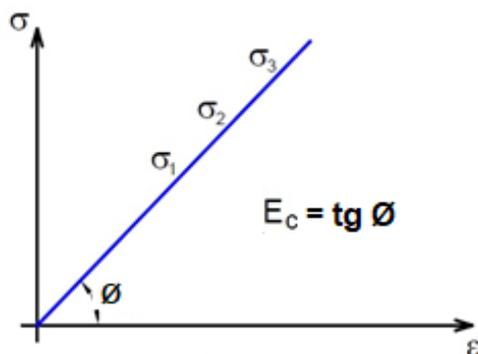
A não-linearidade física, está relacionada ao comportamento dos materiais utilizados, o concreto e o aço. Os efeitos da fissuração, da fluência, do escoamento da armadura, todos eles conferem ao concreto armado um comportamento não-linear (MONCAYO, 2011; PINTO, 2002).

A não-linearidade física, segundo Fontes (2005), em estruturas de concreto armado, está associada à degradação de seus materiais constituintes, desenvolvendo-se a partir de fissuração, fluência, deformação plástica do concreto, escoamento das armaduras, entre outros fatores. O autor afirma que, quando ocorre a fissuração, a plastificação do aço e do concreto são as principais causas da não linearidade física, pois a fissuração causa uma alteração nas propriedades dos materiais constituintes do elemento estrutural.

Sobre os problemas causados pela fissuração, Wordell (2003) afirma que, após o surgimento das fissuras, ocorre o aumento das solicitações, fazendo com que o valor do momento de inércia das seções transversais se reduza significativamente. Consequentemente, a rigidez da seção também diminui, o que afeta a estabilidade global da estrutura.

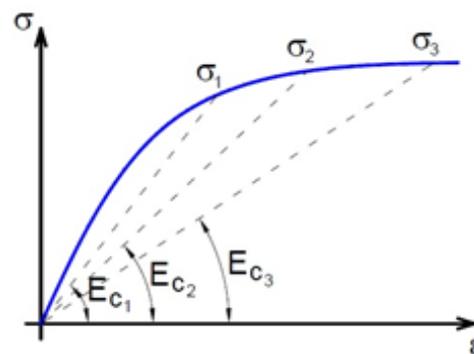
Sendo assim, segundo Wordell (2003), uma questão importante na análise de uma estrutura de concreto armado diz respeito às propriedades do concreto, que apresenta diagrama tensão-deformação não-linear. Devido à curva tensão-deformação não ser linear, o valor do módulo de elasticidade (E) não permanece constante. A figura abaixo mostra o diagrama tensão deformação do concreto linear e não linear.

Figura 3 - Diagrama tensão-deformação do concreto linear



Fonte: (MONCAYO, 2011).

Figura 4 - Diagrama tensão-deformação do concreto não-linear



Fonte: (MONCAYO, 2011).

O módulo de elasticidade é definido como a tangente do ângulo \emptyset , o que nos leva a concluir que, quando o material possui um diagrama tensão deformação linear, o seu módulo de elasticidade é constante, pois o ângulo \emptyset permanece inalterado. Nesse caso, dizemos que o material respeita a Lei de Hooke, pela quais as tensões são proporcionais as deformações (CARVALHO; PINHEIRO, 2013).

Segundo Moncayo (2011), em contrapartida, podemos observar que na figura 4 o módulo de elasticidade do material não é constante, pois as tensões não são proporcionais as deformações.

A importância do efeito da fissuração e do módulo de elasticidade do concreto está no conceito de rigidez de um elemento estrutural, propriedade fundamental para o estudo da estabilidade global dos edifícios. A Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014) apresenta em seu item 15.7.3 o conceito de rigidez dos elementos estruturais como sendo o produto do módulo de elasticidade (E) pelo momento de inércia da seção (I), sendo assim:

$$\text{Rígidez} = E \cdot I$$

Com isso, Pinto (2002) afirma que, se a seção é constante, temos um momento de inércia constante para toda a seção. Mas, como o módulo de elasticidade é variável, temos uma rigidez variável para cada seção, o que traz dificuldades para o cálculo da rigidez do elemento. Caso ocorra a fissuração, como vimos anteriormente, o momento de inércia diminui consideravelmente. Desse modo, o cálculo da rigidez de um elemento não é uma tarefa simples.

Para a análise da não linearidade física e cálculo da rigidez de um elemento, Pinto (2002) aponta que podemos analisar o diagrama momento-

curvatura ($M - \frac{1}{R}$), indicando na figura 5. Pode ser utilizado na análise não-linear de pavimentos o cálculo de flechas e o diagrama normal-momento-curvatura ($M - \frac{1}{R}$), mostrado na figura 6, que é empregado no cálculo de elementos submetidas a esforço normal, por exemplo, para o cálculo de vigas submetidas à flexão composta e, principalmente, para o cálculo de pilares.

Figura 5 - Diagrama momento-curvatura

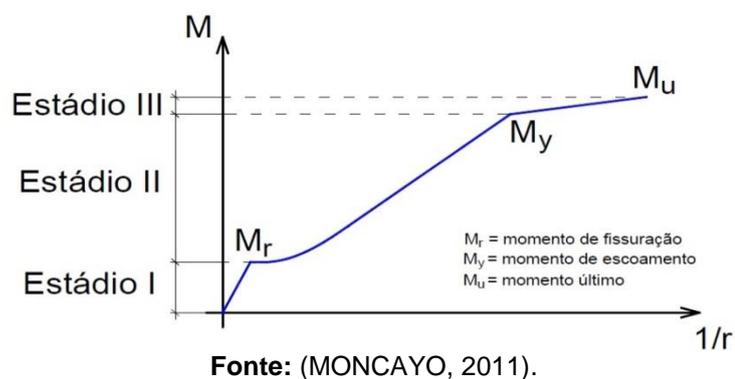
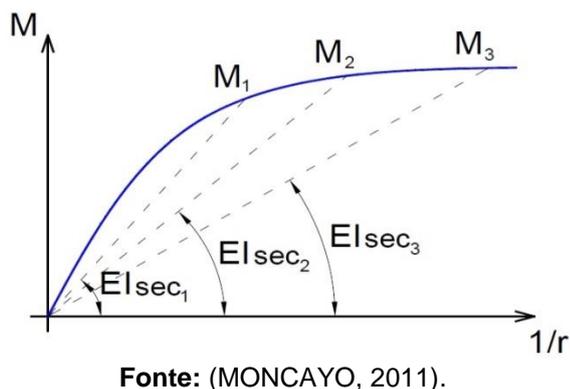


Figura 6 - Diagrama normal momento-curvatura



Entretanto, a consideração da NLF pode-se tornar uma tarefa trabalhosa e difícil de ser implementada em estruturas de concreto armado de grande porte. Isso porque, geralmente, emprega-se nesse tipo de análise um procedimento incremental e iterativo no qual, para cada nível de carregamento da estrutura, a rigidez dos elementos estruturais é estabelecida a partir das relações constitutivas dos materiais e da disposição de armadura no elemento. Do procedimento anterior resulta que, para cada seção, corresponderá um valor do

produto da rigidez $E.I$ diferente, em função do nível de solicitação, da quantidade e disposição de armadura desta seção. Em virtude dessas dificuldades, tem-se pesquisado métodos simplificados para a determinação da rigidez a ser considerado para os diferentes elementos estruturais (PINTO, 2002).

Segundo Moncayo (2011), tem-se uma grande vantagem em utilizar a relação momento-curvatura, pois, analogamente ao diagrama tensão-deformação, em que se pode obter o módulo de elasticidade, no diagrama momento-curvatura pode-se obter diretamente a rigidez EI , que é de extrema importância para a análise estrutural.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), no item 15.3.1, faz comentários a respeito das relações momento-curvatura e aponta que, sem auxílio computacional, a consideração desses diagramas em projetos de edifícios torna-se inviável, pois a construção dos diagramas é extremamente trabalhosa. Devido a essa dificuldade, a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014) permite que se faça uma análise-linear simplificada para a consideração da não linearidade física e cálculo das rigidezes dos elementos estruturais.

Para o caso da análise global de uma edificação, pode-se considerar um valor constante (único para a rigidez $E.I$, porém utilizando-se um coeficiente redutor). Tal coeficiente tem a função de simular a variação da rigidez e estimar de forma aproximada os efeitos de não-linearidade física (MONCAYO, 2011).

A Associação Brasileira De Normas Técnicas: 6118 (2014), em seu item 15.7.3, apresenta coeficientes redutores diferenciados para lajes, vigas e pilares e valem somente para estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares. São eles:

- Para lajes:

$$(EI)_{sec} = 0,3.E_c . I_c$$

- Para vigas:

$$(EI)_{sec} = 0,4.E_c . I_c \text{ para } A'_s \neq A_s \text{ e}$$

$$(EI)_{sec} = 0,5.E_c . I_c \text{ para } A'_s = A_s$$

- Para pilares:

$$(EI)_{sec} = 0,8.E_c . I_c$$

Onde:

- I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso as mesas colaborantes (seção T).
- $A'(s)$ é a armadura de compressão, no caso de vigas com armadura dupla.
- $A(s)$ é a armadura de tração.
- E_c é o valor representativo do módulo de deformação do concreto.

Segundo Moncayo (2011) em projetos de edifícios usuais, é muito difícil ter vigas armadas com $A'(s) = A(s)$. Portanto, na maioria dos casos, utiliza-se $(EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_c \cdot I_c$. Cabe destacar que essa consideração vale para vigas com armadura dupla ou simples.

Há também mais uma consideração para a redução de rigidez, segundo Moncayo (2011), devem ser respeitadas duas condições: a estrutura de contraventamento (estrutura responsável pela estabilidade do edifício) for composta exclusivamente por vigas e pilares, ou seja, sem a consideração de núcleos de elevadores, que em geral são pilares-parede de grandes dimensões, em formato de U, e γ_z (será estudado mais adiante) for menor que 1,3. Nessas situações, permite-se calcular a rigidez das vigas e pilares por:

$$(EI)_{sec} = 0,7 \cdot E_c \cdot I_c$$

Moncayo (2011) aponta ainda que, para o caso citado acima, a rigidez das lajes não seriam alteradas, ou seja, continuariam com $(EI)_{sec} = 0,3 E_c \cdot I_c$. Também não se pode esquecer que esses valores de rigidez reduzida são aproximados, pois, por exemplo, na realidade não se tem $(EI)_{sec} = 0,7 \cdot E_c \cdot I_c$ ou $(EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_c \cdot I_c$ para cada lance de pilar, ao longo da altura do edifício. Os lances possuem diferentes valores de rigidez, mas se adotam tais valores como uma média que representa bem a rigidez dos pilares do edifício como um todo. Portanto, por esse motivo, são utilizados somente, para análise global, e não podem ser usados para uma análise local.

Moncayo (2011) destaca que essas reduções para a análise global valem somente estruturas de no mínimo quatro pavimentos.

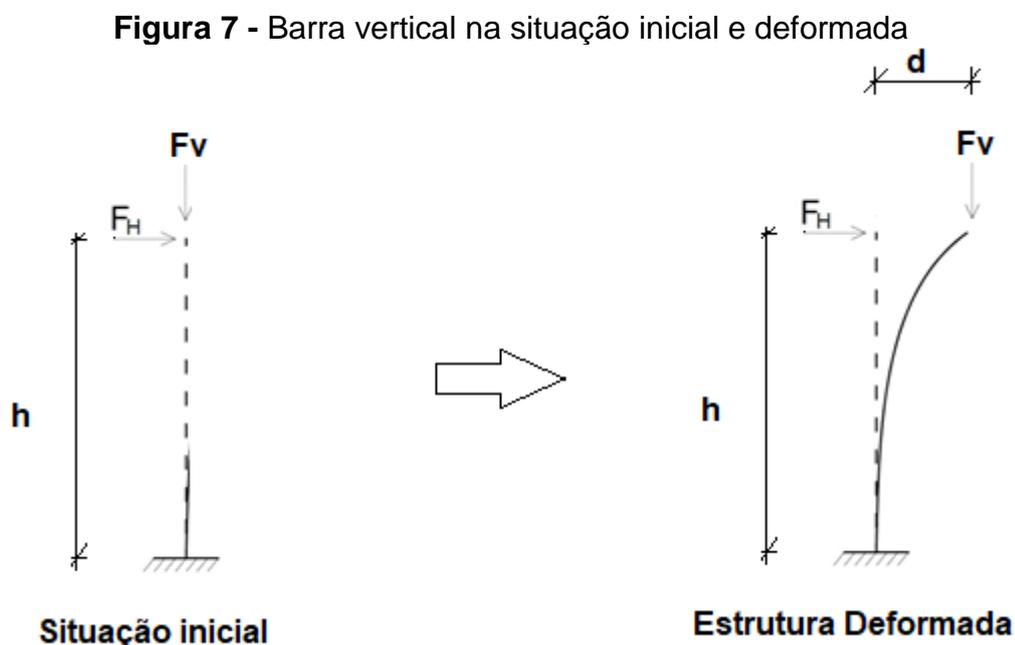
Além da não linearidade física, tem que considerar a não-linearidade geométrica da estrutura, assunto a seguir.

2.1.2 Não-linearidade geométrica

Segundo Wordell (2003), a atuação simultânea das ações verticais e horizontais ou, ainda, em alguns casos, ações apenas verticais nos edifícios, provoca deslocamentos laterais dos elementos ou nós da estruturas. Esse efeito causa um aumento das solicitações nos elementos que compõem a estrutura e provoca a alteração da seção dos elementos estruturais. Esse efeito é denominado não-linearidade geométrica. Nesse sentido, o autor aponta que se deve dar atenção aos esforços adicionais que surgirão após o deslocamento da estrutura, pois o equilíbrio agora considerado não será mais na posição indeformada da estrutura, e sim na sua posição deformada.

Pinto (2002) ressalta que a não-linearidade geométrica é causada pela mudança da geométrica das seções dos elementos da estrutura, ou seja, mudança da posição da estrutura no espaço.

Para ilustrar esse deslocamento da estrutura, segundo Moncayo (2011), analisando a figura 7, que representa uma barra vertical engastada na base e livre topo. Sendo assim, na situação inicial, em relação a base, temos apenas o momento $F_H \cdot h$ atuando na estrutura. Porém, a força F_H provoca um deslocamento d da força F_V , provocando assim, em relação a base, um momento adicional $F_V \cdot d$, momento este chamado de momento de 2º ordem, ou efeito de segunda ordem.

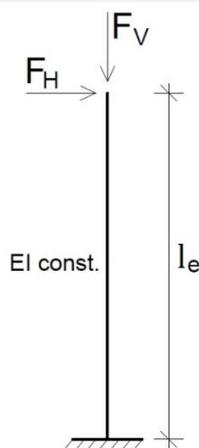


Fonte: (MONCAYO, 2011).

Segundo Moncayo (2011), os efeitos da não-linearidade geométrica são determinados quando se analisa o equilíbrio na posição deformada, ou seja, considerando os efeitos de 2° ordem.

Segundo Ribeiro (2010), para explicar os conceitos da não-linearidade geométrica, também analisou uma barra vertical, mostrada na figura 8, submetida às forças vertical e horizontal, porém considerando a rigidez da barra.

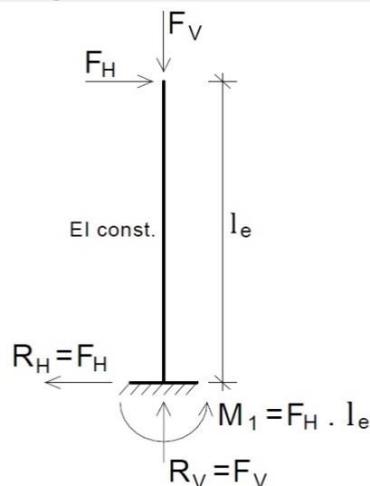
Figura 8 - Barra vertical submetida a ações vertical e horizontal



Fonte: (MONCAYO, 2011).

Para que a estrutura esteja em equilíbrio na situação inicial, ou seja, indeformada, aparecem reações na base da barra, como mostrado na figura 9, sendo uma delas o momento fletor de primeira ordem $M(1)$, que recebe este nome (de primeira ordem) pelo fato de ter sido obtido na análise do equilíbrio da barra na posição indeformada (inicial).

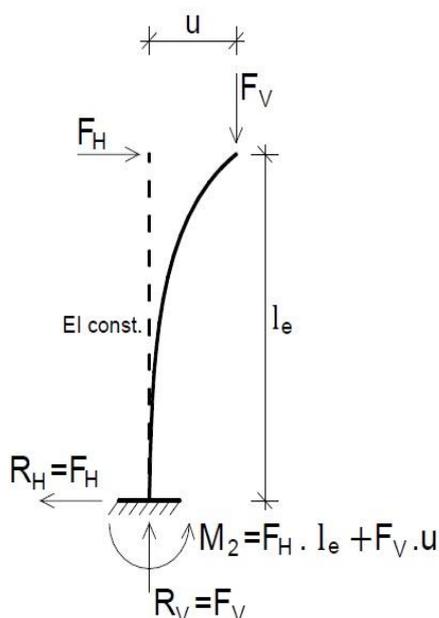
Figura 9 - Reações na barra vertical indeformada



Fonte: (MONCAYO, 2011).

Agora, se o equilíbrio for considerado na posição deformada, ou seja, na posição deslocada de um valor u devido à ação horizontal, será gerado um acréscimo de momento na base igual a $\Delta m = F(v).u$, fazendo com que o valor do momento de primeira ordem $M(1)$ aumente, resultando o momento de primeira ordem acrescido do segunda ordem, chamado $M(2)$, que pode ser visto na figura 10.

Figura 10 - Reações na barra vertical deformada



Fonte: (MONCAYO, 2011).

Segundo Ribeiro (2010), a não-linearidade geométrica está relacionada com o deslocamento horizontal dos nós da estrutura ao receber carregamentos, devendo ser analisado, então, o arranjo estrutural na condição deformada, e não apenas na configuração geométrica inicial. Essa análise é necessária em razão do surgimento dos chamados efeitos de segunda ordem: o deslocamento horizontal da estrutura causa excentricidades nas cargas verticais recebidas pelos pilares, sendo gerados, conseqüentemente, momentos que não existiam na condição anterior às deformações.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014) indica o parâmetros para a avaliação e consideração ou não dos deslocamentos laterais e dos efeitos de 2º ordem atuantes em um estrutura, apresentando limites, tanto para consideração dos efeitos de segunda ordem, quanto para avaliação da estabilidade global do edifício. A seguir abordará os parâmetros alfa (α) e o parâmetro gama z (γ_z).

2.1.3 Parâmetros de estabilidade

A avaliação da estabilidade global de edifícios pode ser realizada mediante o cálculo dos chamados parâmetros de estabilidade. Alguns deles, além de avaliar a estabilidade, podem estimar os efeitos de segunda ordem (MONCAYO, 2011).

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014), no item 15.2, indica que os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados sempre que não representarem acréscimo superior a 10% nas reações e nas solicitações relevantes da estrutura. Ou seja, tais efeitos podem ser desprezados se não representarem acréscimo superior a 10% em relação aos efeitos de primeira.

Para o efeito de cálculo, as estruturas são consideradas de nós fixos ou de nós móveis. São consideradas de nós fixos quando os efeitos globais de segunda ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem). São considerados de nós móveis quando os efeitos são superiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem e devem ser considerados. Duas observações devem ser feitas: as estruturas de nós fixos na realidade não são fixas, ou seja, são deslocáveis, mas possuem deslocamentos horizontais muito pequenos, que podem ser desprezados. E as estruturas de nós móveis não são estruturas que se movimentam de forma significativa, mas diferentemente das de nós fixos, seus deslocamentos precisam ser considerados no cálculo dos esforços (MONCAYO, 2011). Para a avaliação da estrutura de nós fixos ou nós móveis a norma traz em seu item 15.5.2 o parâmetro alfa (α).

2.1.3.1 Parâmetro de instabilidade alfa (α)

Segundo Moncayo (2011), o parâmetro α é um meio para avaliar a estabilidade global de estruturas de concreto, porém não é capaz de estimar os efeitos de segunda ordem. Ele foi deduzido em 1967 por Beck e König, baseado na teoria de Euler e foi definido como parâmetro de instabilidade por Franco (1985).

Segundo Wordell (2003), o parâmetro α tem o objetivo de fornecer ao projetista uma avaliação da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem. Se ficar demonstrado a necessidade da consideração dos esforços adicionais, devido aos deslocamentos da estrutura, o projetista deverá utilizar um

majorador ou algum outro processo para quantificar o acréscimo destes esforços de segunda ordem.

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014), item 15.5.2, o parâmetro α é calculado pela seguinte expressão:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}}$$

Onde :

- 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;
- $E_{cs} I_c$ é 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 $E_{cs} I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014), em seu item 15.5.2, indica que uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor de α_1 , onde :

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 n \quad \text{se } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se } n \geq 4$$

Nesse caso, n é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou nível pouco deslocável do subsolo.

Moncayo (2011) afirma que esse valor limite $\alpha_1 = 0,6$ prescrito para $n \geq 4$ é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios. Pode ser adotado para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede. Pode ser aumentado para $\alpha_1 = 0,7$ no caso contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede. Deve ser reduzido para $\alpha_1 = 0,5$, quando só houver pórticos.

Ribeiro (2010) aponta que o estudo do parâmetro α , embora não seja considerada a fissuração dos elementos, a não-linearidade física do concreto é levada em conta na dedução do limite α_1 , pois o comportamento não-linear não surge apenas devido à fissuração, pois o concreto submetido à compressão já possui um comportamento puramente não-linear.

Em Franco (1985), observa-se que, na dedução de α_1 , foi levada em conta uma vertical de cálculo $N_d = 1,4.N_k$ e rigidez igual a $0,7.E_c.I_c$. Isso explica-se porque no cálculo do parâmetro α utilizam-se esforços característicos e rigidez integral da seção. O valor de I_c deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares, e o valor do módulo de elasticidade $E_{cs} = 0,85 E_{ci}$, onde $E_{ci} = 5600.\sqrt{f_{ck}}$ com f_{ck} em MPa.

No entanto, vários autores, como Franco (1985), Ribeiro (2010), Wordell (2003) e Moncayo (2011), apontam um fator desfavorável para a utilização do parâmetro α . Ele não se aplica a estruturas significativamente assimétricas ou que apresentem deslocamentos horizontais apreciáveis sob ação das cargas verticais e que ele não é capaz de avaliar os efeitos de 2º ordem. Sendo assim, na prática, ele é bem menos utilizado que o coeficiente γ_z , pois com este coeficiente, além de se avaliar a estabilidade global, pode-se estimar os esforços de segunda ordem e assim obter os esforços globais finais, o que não é possível com o parâmetro α , como foi dito anteriormente.

2.1.3.2 O coeficiente gama z (γ_z)

Segundo Vasconcelos (2000) e Moncayo (2011), o coeficiente γ_z é um parâmetro que avalia, de forma simples e bastante eficiente, a estabilidade global de um edifício com estrutura de concreto armado. Também é capaz de estimar os esforços de segunda ordem, por uma simples majoração dos esforços de primeira ordem.

O coeficiente γ_z teve origem nos estudos de Franco e Vasconcelos (1991), com o objetivo de propor um processo com certa precisão para determinar os esforços de segunda ordem. Esse coeficiente é utilizado como um majorador dos esforços de primeira ordem, para obtenção dos esforços finais, os quais já incluem os esforços de segunda ordem.

Os estudos Franco e Vasconcelos (1991) apontam que os valores de γ_z são números um pouco maiores do que 1,0. Após a análise de seu trabalho, os autores concluíram que é possível avançar o valor de γ_z para além do valor 1,20, podendo chegar até a 1,30.

Pinto (2002) concluiu que valores superiores a 1,20 devem ser evitados. Ele chegou a essa conclusão comparando os valores de γ_z , aos resultados obtidos com um método que considera a NLG de maneira mais refinada, através de alterações incrementais na matriz de rigidez.

Em relação aos esforços obtidos com o γ_z , Pinto (2002) e Lima (2001) perceberam que, para valores entre 1,15 e 1,20, começam a aparecer diferenças de 3% contra a segurança. Acima de 1,20, as diferenças tendem a aumentar para mais de 5%. E, para γ_z , superior a 1,30, aparecem diferenças da ordem de 7% contra a segurança. Lima (2001) também concluiu que o limite 1,20 está mais compatível que 1,30. Pinto, Correa e Ramalho (2005) chegaram a uma nova conclusão, em que o limite de 1,20 pode ser um pouco conservador, podendo estender o limite do coeficiente γ_z para 1,25, devendo ser evitados valores acima disso.

De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), o limite do coeficiente γ_z é 1,30. Como já se pode perceber, valores acima disso revelam que a estrutura possui um grau de instabilidade elevado, ou seja, é uma estrutura instável e impraticável. Valores inferiores a 1,0, ou mesmo negativos, são incoerentes e indicam que a estrutura é totalmente instável.

Segundo Moncayo (2011), pode-se relacionar a parte decimal do valor obtido de γ_z , com a magnitude dos efeitos globais da segunda ordem na estrutura, por exemplo:

- - 1,05 – Efeitos de segunda ordem em torno de 5% dos de primeira;
- - 1,10 – Efeitos de segunda ordem em torno de 10% dos de primeira;
- - 1,15 – Efeitos de segunda ordem em torno de 15% dos de primeira.

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), item 15.5.3, o valor de γ_z para cada combinação de carregamento é dado pela expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{\left[1 - \left(\frac{\Delta M(tot, d)}{M(1, tot, d)}\right)\right]}$$

Onde :

- $\Delta M(tot, d)$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, combinação considerada, com seu valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de primeira ordem;

- $M(1,tot,d)$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição $\gamma_z \leq 1,1$, de nós móveis se $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$.

Segundo o item 15.7.2 da Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), com valor de γ_z é possível estimar os esforços finais (1° + 2° ordem) por uma simples multiplicação dos esforços horizontais de primeira ordem, da combinação de carregamento considerada, por 0,95. γ_z , sendo válido esse processo somente para $\gamma_z \leq 1,3$.

Carmo (1995) concluiu que majorar os esforços horizontais de primeira ordem somente por γ_z é satisfatório. Como já havia sido mostrado por Franco e Vasconcelos (1991) gera resultados satisfatórios até o limite de 1,20. Lima (2001) concluiu que a majoração por 0,95. γ_z não conduz a bons resultados, principalmente nos pavimentos inferiores, pois a variação dos efeitos de segunda ordem é bastante significativa ao longo da altura da edificação.

Segundo Moncayo (2011), a majoração com γ_z , por outro lado, mostrou-se bastante satisfatória e mais eficiente do que a feita com 0,95. γ_z , e sugeriu a adoção de γ_z como majorador dos esforços. Pinto, Côrrea e Ramalho (2005) obtiveram apenas um novo limite para γ_z igual a 1,25, como já foi comentado, porém a majoração apenas γ_z ainda foi satisfatória.

Outro motivo é que o cálculo do γ_z pressupõe estruturas com pavimentos idênticos e regularidade dos elementos estruturais de um piso ao outro, regularidade essa que é menos comum em edifícios com até quatro pavimentos (MONCAYO, 2011).

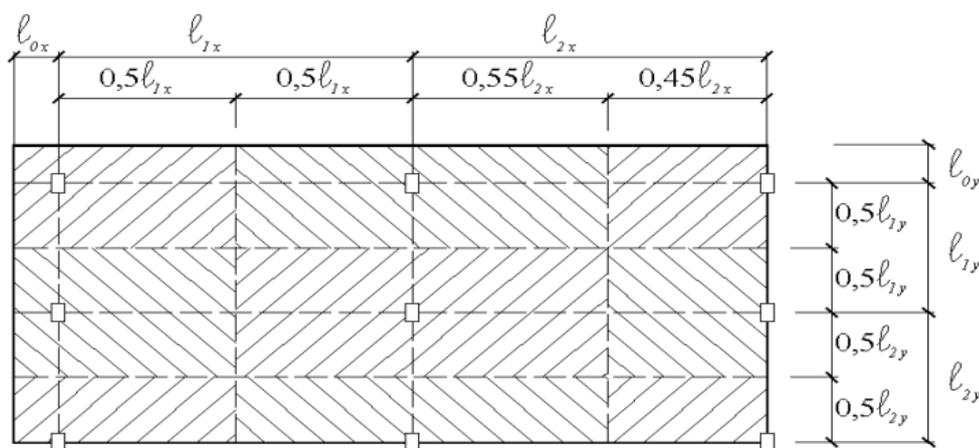
2.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES PELO MÉTODO DA ÁREA DE INFLUÊNCIA

Segundo Pinheiro, Muzardo e Santos (2003), inicia-se o pré-dimensionamento dos pilares estimando-se sua carga vertical, por exemplo, através do processo de áreas de influência. Esse processo consiste em dividir a área total

do pavimento em áreas de influência, relativas a cada pilar e, a partir daí, estimar a carga que eles irão absorver.

Pinheiro, Muzardo e Santos (2003) afirmam que a área de influência de cada pilar pode ser obtida dividindo-se as distâncias entre seus eixos em intervalos entre $0,45l$ e $0,55l$, dependendo da posição do pilar na estrutura, conforme o seguinte critério (ver figura 11).

Figura 11 - Área de influência dos pilares



Fonte: (PINHEIRO; MUZARDO; SANTOS, 2003).

- $0,45l$: pilar de extremidade e de canto, na direção da sua menor dimensão;
- $0,55l$: complementos dos vãos do caso anterior;
- $0,50l$: pilar de extremidade e de canto, na direção da sua maior dimensão.

No caso de edifícios com balanço, considera-se área do balanço acrescida das respectivas áreas das lajes adjacentes, tomando-se, na direção do balanço, largura igual a $0,50l$, sendo l o vão adjacente ao balanço (PINHEIRO; MUZARDO; SANTOS, 2003).

Segundo Pinheiro, Muzardo e Santos (2003), convém salientar que, quanto maior for a uniformidade no alinhamento dos pilares e na distribuição dos vãos e das cargas, maior será a precisão dos resultados obtidos. Há que se salientar também que, em alguns casos, esse processo pode levar a resultados muito imprecisos.

Segundo Pinheiro, Muzardo e Santos (2003), após avaliar a força nos pilares pelo processo das áreas de influência, é determinado o coeficiente da majoração da força normal (α) que leva em conta as excentricidades carga, sendo considerados os valores:

- $\alpha = 1,3$ – pilares internos ou de extremidade, na direção da maior dimensão;
- $\alpha = 1,5$ – pilares de extremidade, na direção da menor dimensão;
- $\alpha = 1,8$ – pilares de canto.

Pinheiro, Muzardo e Santos (2003) afirmam que a seção abaixo do primeiro andar-tipo é estimada, então considerando-se compressão simples com carga majorada pelo coeficiente α , utilizando-se a seguinte expressão:

$$A_c = \frac{30. \alpha. A. (n + 0,7)}{f_{ck} + 0,01. (69,2 - f_{ck})}$$

Na fórmula:

- $A_c = b \times h$ – Área da seção de concreto (cm²);
- α – Coeficiente que leva em conta as excentricidades da carga;
- A – Área de influência do pilar (m²);
- $(n+0,7)$ – número que considera a cobertura, com carga estimada em 70% da relativa ao pavimento – tipo;
- n – número de pavimentos-tipo
- f_{ck} – resistência característica do concreto (KN/cm²).

A existência de caixa d'água superior, casa de máquina e outros equipamentos não pode ser ignorada no pré-dimensionamento dos pilares, devendo-se estimar os carregamentos gerados por eles, os quais devem ser considerados nos pilares que os sustentam (PINHEIRO; MUZARDO; SANTOS, 2003).

Segundo Pinheiro, Muzardo e Santos (2003), para as seções dos pilares inferiores, o procedimento é semelhante, devendo ser estimadas as cargas totais que esses pilares suportam.

2.3 CÁLCULO DE COEFICIENTE DE ARRASTO (VENTO)

Este tópico trata os esforços provocados pelo vento, o referencial teórico utilizado é a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6123 (1988), que trata da forças devidas ao vento em edificações. Segue abaixo, a sugestão de cálculo indicada pela norma.

2.3.1 Pressão dinâmica de vento

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6123 (1988), item 4.2.c, a velocidade característica do vento permite determinar a pressão dinâmica pela expressão:

$$q = 0,613.Vk^2,$$

Sendo as unidades pelo Sistema Internacional (SI):

- q (pressão dinâmica) em N/m^2 ;
- Vk (Velocidade característica do vento), em m/s .

2.3.2 Velocidade característica do vento

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6123 (1988), item 4.2.b, a velocidade básica do vento é multiplicada pelos fatores $S1$, $S2$ e $S3$ para ser obtida a velocidade característica do vento, Vk . Para a parte da edificação em consideração a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6123 (1988), item 5.2 a 5.5:

$$Vk = Vo.S1.S2.S3$$

Sendo:

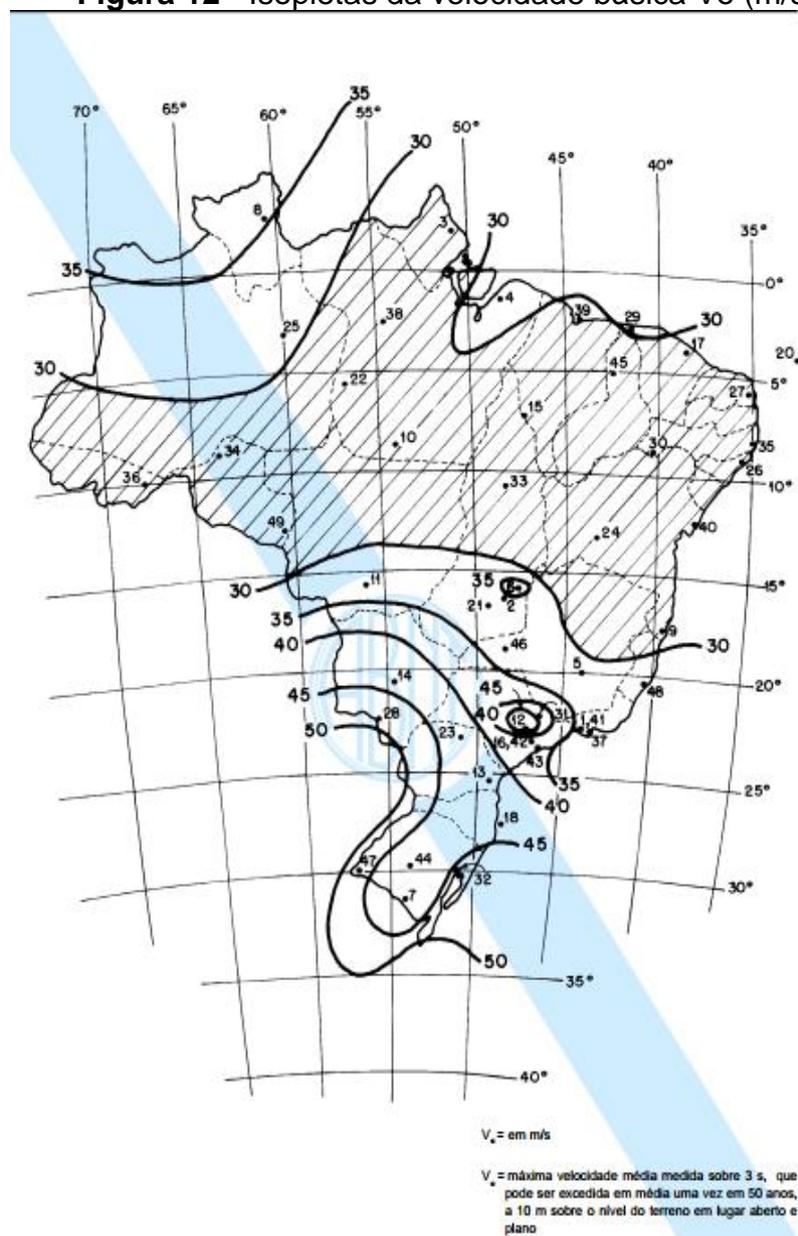
- Vo – Velocidade básica do vento;
- $S1$ – Fator topográfico;
- $S2$ – Fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões das edificações ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno;
- $S3$ – Fator baseado em conceitos probalísticos.

2.3.3 Velocidade Básica do Vento

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6123 (1988), item 5.1, a velocidade básica do vento, Vo , é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano.

Como regra geral, é admitido que o vento básico pode soprar de qualquer direção horizontal.

Figura 12 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)



Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: 6123, 1988).

2.3.4 Fator topográfico

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6123 (1988), item 5.2, o fator topográfico S1 leva em consideração as variações do relevo do terreno e é determinado do seguinte modo:

a) Terreno plano ou fracamente acidentado: $S1 = 1,0$;

b) Taludes e morros:

b1) taludes e morros alongados nos quais pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido na figura 13;

b2) no ponto A (morros) e nos pontos A e C (taludes): $S1 = 1,0$;

b3) no ponto B: [S1 é uma função S1(z)]:

$$\varnothing \leq 3^\circ: S1(z) = 1,0$$

$$6^\circ \leq \varnothing \leq 17^\circ: S1(z) = 1,0 + (2,5 - (z/d)) * \text{tg}(\varnothing - 3^\circ) \geq 1$$

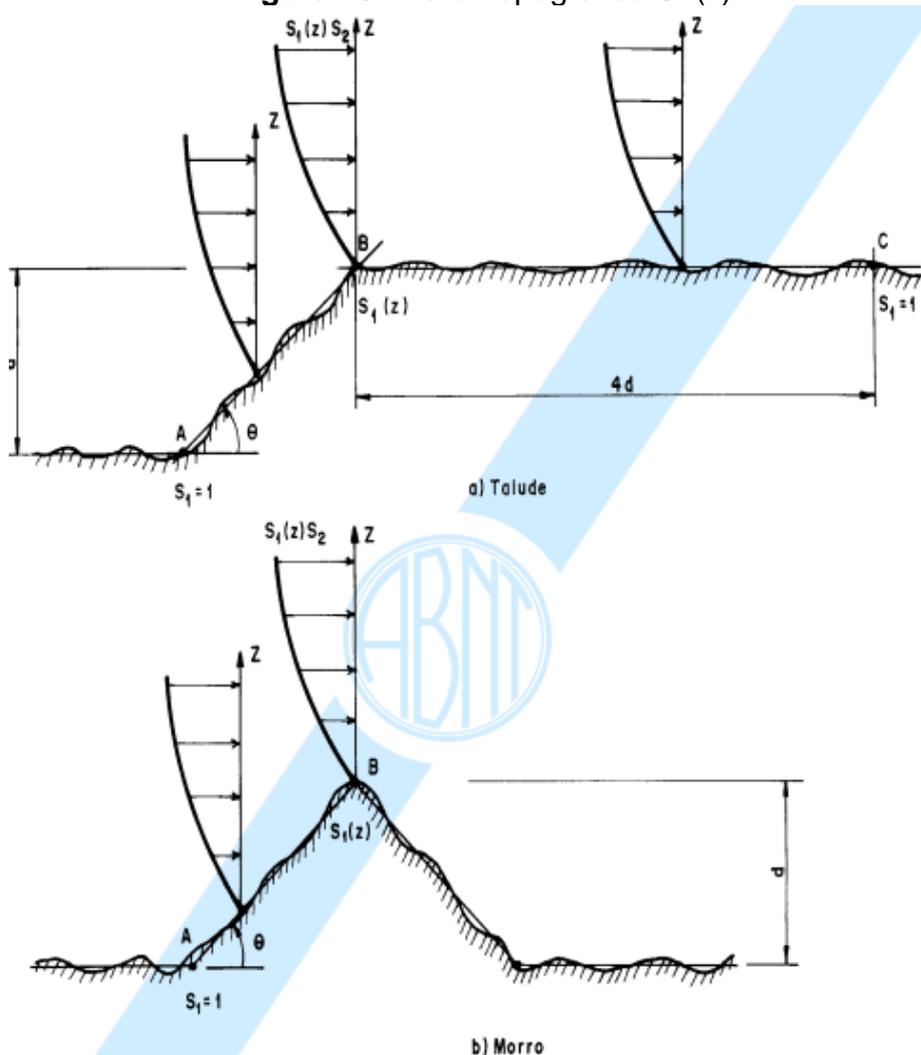
$$\varnothing \geq 45^\circ: S1(z) = 1,0 + (2,5 - (z/d)) * 0,31 \geq 1$$

[interpolar linearmente para $3^\circ < \varnothing < 6^\circ < 17^\circ < \varnothing < 45^\circ$]

Onde:

- z = altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;
 - d = diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;
 - \varnothing = inclinação média do talude ou encosta do morro;
 - Nota: Entre A e B e entre B e C, o fator S1 é obtido por interpolação linear.
- c) vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção: $S1 = 0,9$.

Figura 13 - Fator topográfico $S_1(z)$



Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: 6123, 1988).

2.3.5 Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno

;

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6123 (1988), item 5.3, o fator S_2 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 da edificação em consideração.

Em ventos fortes em estabilidade neutra, a velocidade do vento aumenta com a altura acima do terreno. Esse aumento depende da rugosidade do terreno e do intervalo de tempo considerado na determinação da velocidade. Esse intervalo de tempo está relacionado com as dimensões da edificação, pois as edificações pequenas e elementos das edificações são mais afetadas por rajadas de

curta duração do que grandes edificações. Para essas edificações, é mais adequado considerar o vento médio calculado com um intervalo de tempo maior.

2.3.5.1 Rugosidade do terreno

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6123 (1988), item 5.3.1, para os fins dessa norma, a rugosidade é classificada em cinco categorias:

- Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos:
 - mar calmo;
 - lagos e rios;
 - pântanos sem vegetação.
- Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Exemplos:
 - zonas costeiras planas;
 - pântanos com vegetação rala;
 - campos de aviação;
 - pradarias e charnecas;
 - fazendas sem sebes ou muros.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0 m.

- Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Exemplos:
 - granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos;
 - fazendas com sebes e/ou muros;
 - subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e

esparsas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0 m.

- Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Exemplos:
 - zonas de parques e bosques com muitas árvores;

- cidades pequenas e seus arredores;
- subúrbios densamente construídos de grandes cidades;
- áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m.

Esta categoria também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser consideradas na categoria V.

- Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Exemplos:
 - florestas com árvores altas, de copas isoladas;
 - centros de grandes cidades;
 - complexos industriais bem desenvolvidos.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 m.

2.3.5.2 Dimensões da edificação

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6123 (1988), item 5.3.2, a velocidade do vento varia continuamente. Seu valor médio pode ser calculado sobre qualquer intervalo de tempo. Foi verificado que o intervalo mais curto das medidas usuais (3 s) corresponde a rajadas cujas dimensões envolvem convenientemente obstáculos de até 20 m na direção do vento médio.

Quanto maior o intervalo de tempo usado no cálculo da velocidade média, tanto maior a distância abrangida pela rajada.

Para a definição das partes da edificação a considerar na determinação das ações do vento, é necessário considerar características construtivas ou estruturais que originem pouca ou nenhuma continuidade estrutural ao longo da edificação, tais como:

- edificações com juntas que separem a estrutura em duas ou mais partes estruturalmente independentes;
- edificações com pouca rigidez na direção perpendicular à direção do vento e, por isso, com pouca capacidade de redistribuição de cargas.

Foram escolhidas as seguintes classes de edificações, partes de edificações e seus elementos, com intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de, respectivamente, 3 s, 5 s e 10 s:

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

Para toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 80 m, o intervalo de tempo correspondente poderá ser determinado de acordo com as indicações do Anexo A (Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988)).

2.3.5.3 Altura sobre o terreno

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6123 (1988), item 5.3.3, o fator S2 usado no cálculo da velocidade do vento em uma altura z acima do nível do terreno é obtido pela expressão:

$$S2 = b \cdot Fr \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p$$

Sendo que o fator de rajada Fr é sempre o correspondente à categoria II. A expressão acima é aplicável até a altura z(g), que define o contorno superior da camada atmosférica.

Os parâmetros que permitem determinar S2 para as cinco categorias desta Norma são apresentados na Figura 14.

Os valores de S2 para as diversas categorias de rugosidade do terreno e classes de dimensões das edificações definidas nessa Norma são dados na Figura 15.

Para estudo dos elementos de vedação, é recomendado usar o fator S2 correspondente ao topo da edificação. Essa recomendação é baseada no fato de que na fachada de barlavento e nas fachadas laterais o vento é defletido para baixo, com conseqüente aumento da pressão dinâmica na parte inferior da edificação. Pela mesma razão, o fator S2 é considerado constante até 10 m de altura na categoria V.

Figura 14 - Figura da Tabela Parâmetros Meteorológicos

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos

Categoria	z _e (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F _r	1,00	0,98	0,95
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: 6123, 1988).

Figura 15 - Figura da Tabela Fator S2

Tabela 2 - Fator S_z

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

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: 6123, 1988).

2.3.6 Fator Estatístico

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6123 (1988), item 5.4, o fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Segundo a definição de 5.1, a velocidade básica V_0 é a velocidade do vento que apresenta um período de recorrência médio de 50 anos. A probabilidade de que a velocidade V_0 seja igualada ou excedida neste período é de 63%.

O nível de probabilidade (0,63) e a vida útil (50 anos) adotados são considerados adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios, etc. (grupo 2). Na falta de uma norma específica sobre segurança nas edificações ou de indicações correspondentes na norma estrutural, os valores mínimos do fator S_3 são os indicados na Figura 16.

Figura 16 - Figura da Tabela Valores mínimos do fator estatístico S_3

Tabela 3 - Valores mínimos do fator estatístico S_3

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

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: 6123, 1988).

2.3.7 Coeficiente de arrasto

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6123 (1988), item 6.3, os coeficientes de arrasto indicados neste item são aplicáveis a corpos de seção constante ou fracamente variável.

Os coeficientes de arrasto dados na figura 18 dependem da relação h/l_1 entre o comprimento do corpo e a dimensão de referência l_1 , e, em diversos casos, do número de Reynolds, expresso por:

$$Re = 70000.Vk.l1, (Vk \text{ em } \frac{m}{s}; l1 \text{ em m})$$

Esses coeficientes são aplicáveis a corpos de eixo vertical e assentes no terreno sobre uma superfície plana com extensão suficiente (relativamente à seção transversal do corpo) para originar condições de fluxo semelhantes às causadas pelo terreno.

Os coeficientes da figura 18 são também aplicáveis ao caso de corpos de eixo horizontal, desde que a distância livre entre corpo e terreno (ou superfície equivalente) não seja menor que a dimensão de referência $l1$. O vento é considerado incidindo perpendicularmente ao eixo do corpo, de comprimento h .

Se o vento puder passar livremente pelos dois extremos do corpo, o valor de h a considerar para o cálculo da relação $h/l1$ deve ser a metade do comprimento do corpo. Se o corpo estiver confinado em ambos os extremos por superfícies suficientemente extensas relativamente à seção transversal do corpo, a relação $h/l1$ é considerada infinita. Se o confinamento nas condições anteriores existir em apenas uma extremidade, o valor de h a considerar para o cálculo da relação $h/l1$ deve ser o comprimento real do corpo.

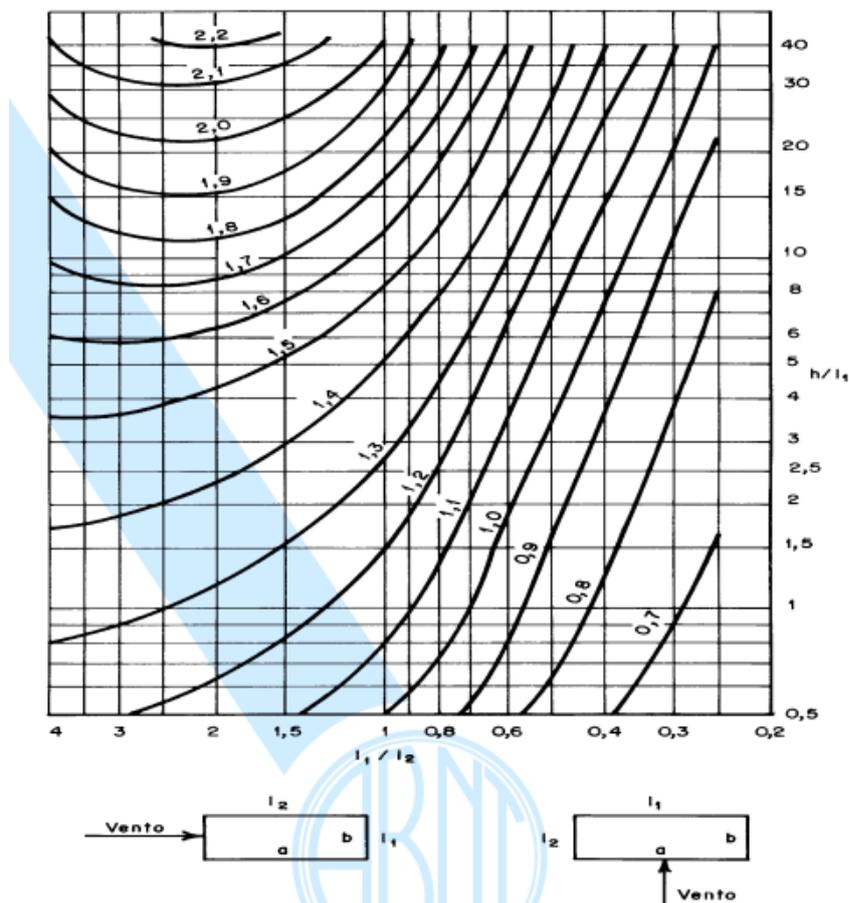
Embora os valores fornecidos na Figura 18 se refiram a corpos fechados, eles podem ser aplicados a corpos com um extremo aberto, tais como chaminés, desde que a relação $h/l1$ seja superior a 8.

A força de arrasto é calculada pela expressão:

$$Fa = Ca.q.Ae$$

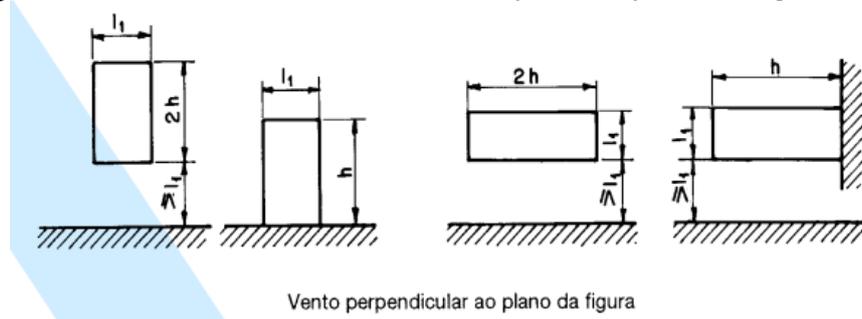
Nos casos em que o coeficiente Ca depende do número de Reynolds, poderá resultar mais desfavorável a adoção de uma velocidade inferior à velocidade característica, pois a diminuição da pressão dinâmica q poderá ser sobrepujada pelo aumento do coeficiente de arrasto Ca .

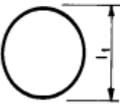
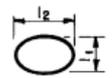
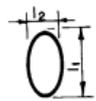
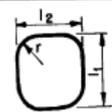
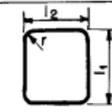
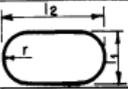
Figura 17 - Coeficiente de arrasto C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência



Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: 6123, 1988).

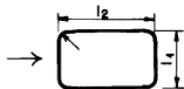
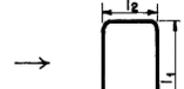
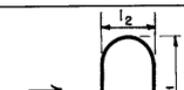
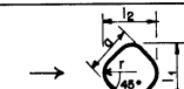
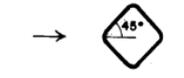
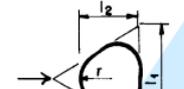
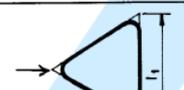
Figura 18 - Coeficiente de arrasto C_a , para corpos de seção constante



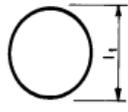
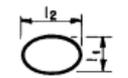
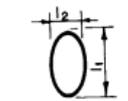
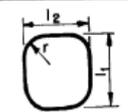
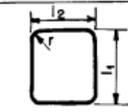
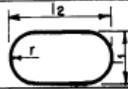
Planta	Re ^(A) x 10 ⁻⁵	h/l ₁							
		1/2	1	2	5	10	20	∞	
	liso (metal, concreto, alvenaria rebocada)	$\leq 3,5$ $\geq 4,2$	0,7 0,5	0,7 0,5	0,7 0,5	0,8 0,5	0,9 0,5	1,0 0,6	1,2 0,6
	com rugosidade ou saliências = 0,02 l ₁	Todos valores	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,2
	com rugosidade ou saliências = 0,08 l ₁	Todos valores	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,4
	ELIPSE $l_1/l_2 = 1/2$	$\leq 4,2$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7
		≥ 7	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	ELIPSE $l_1/l_2 = 2$	≤ 7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3	1,7
		≥ 8	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3	1,5
	$l_1/l_2 = 1$ $r/l_1 = 1/3$	$\leq 3,5$	0,6	0,6	0,6	0,7	0,8	0,8	1,0
		$\geq 4,2$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5
	$l_1/l_2 = 1$ $r/l_1 = 1/6$	≤ 7	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,0	1,3
		≥ 8	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6
	$l_1/l_2 = 1/2$ $r/l_1 = 1/2$	≤ 2	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4
		$\geq 3,5$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,3	0,3	0,3

/continua

/continuação

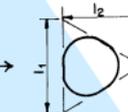
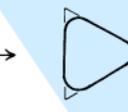
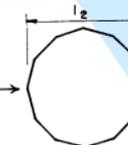
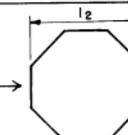
Planta	$Re^{(A)}$ $\times 10^{-5}$	h/l_1						
		1/2	1	2	5	10	20	∞
 $l_1/l_2=1/2$ $r/l_1=1/6$	Todos valores	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7
 $l_1/l_2=2$ $r/l_1=1/2$	Todos valores	0,9	0,9	1,0	1,1	1,2	1,5	1,9
 $l_1/l_2=2$ $r/l_1=1/4$	$\leq 3,5$ $\geq 4,2$	0,7 0,5	0,8 0,5	0,8 0,5	0,9 0,5	1,0 0,5	1,2 0,6	1,6 0,6
 $r/a=1/3$	$\leq 4,2$ ≥ 6	0,8 0,5	0,8 0,5	0,9 0,5	1,0 0,5	1,1 0,5	1,3 0,6	1,5 0,6
 $r/a=1/12$	Todos valores	0,9	0,9	0,9	1,1	1,2	1,3	1,6
 $r/a=1/48$	Todos valores	0,9	0,9	0,9	1,1	1,2	1,3	1,6
 $r/l_1=1/4$	≤ 7 ≥ 10	0,7 0,4	0,7 0,4	0,7 0,4	0,8 0,4	0,9 0,5	1,0 0,5	1,2 0,5
 $r/l_1=1/12$	Todos valores	0,8	0,8	0,8	1,0	1,1	1,2	1,4
 $r/l_1=1/48$	Todos valores	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3

/continua

Planta	Re ^(A) x 10 ⁻⁵	h/l ₁							
		1/2	1	2	5	10	20	∞	
	liso (metal, concreto, alvenaria rebocada) $\leq 3,5$ $\geq 4,2$	0,7	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	
	com rugosidade ou saliências = 0,02 l ₁	Todos valores	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,2
	com rugosidade ou saliências = 0,08 l ₁	Todos valores	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,4
 ELIPSE l ₁ /l ₂ = 1/2	$\leq 4,2$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	
	≥ 7	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	
 ELIPSE l ₁ /l ₂ = 2	≤ 7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3	1,7	
	≥ 8	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3	1,5	
 l ₁ /l ₂ = 1 r/l ₁ = 1/3	$\leq 3,5$	0,6	0,6	0,6	0,7	0,8	0,8	1,0	
	$\geq 4,2$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5	
 l ₁ /l ₂ = 1 r/l ₁ = 1/6	≤ 7	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,0	1,3	
	≥ 8	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6	
 l ₁ /l ₂ = 1/2 r/l ₁ = 1/2	≤ 2	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	
	$\geq 3,5$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,3	0,3	0,3	

/continua

/continuação

Planta	Re ^(A) x 10 ⁻⁵	h/l ₁						
		1/2	1	2	5	10	20	∞
 r/l ₁ = 1/4	≤ 5	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3
	≥ 7	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5
 1/48 < r/l ₁ < 1/12	Todos valores	1,2	1,2	1,2	1,4	1,6	1,7	2,1
 DODECÁGONO l ₁ = l ₂	≤ 5	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3
	≥ 12	0,7	0,7	0,7	0,7	0,8	0,9	1,1
 OCTÓGONO l ₁ = l ₂	Todos valores	1,0	1,0	1,1	1,2	1,2	1,3	1,4

^(A) Interpol linearmente para valores intermediários de Re:
 Re = 70000 V_k l₁ (V_k em m/s; l₁ em m)

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: 6123, 1988).

2.4 DURABILIDADE

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), item 6.1, as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil.

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), item 6.2.1, por vida útil de projeto, entende-se o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, sem intervenções significativas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor.

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), item 6.2.2, o conceito de vida útil aplica-se à estrutura como um todo ou às suas partes. Dessa forma, determinadas partes das estruturas podem merecer consideração especial com valor de vida útil diferente do todo, como, por exemplo, aparelhos de apoio e juntas de movimentação.

2.4.1 Mecanismo de deterioração do concreto

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), item 6.3.2, os principais mecanismos de deterioração do concreto são:

- a) Lixiviação: é o mecanismo responsável por dissolver e carrear os compostos hidratados da pasta de cimento por ação de águas puras, carbônicas agressivas, ácidas e outras;
- b) Expansão por sulfato: é a expansão por ação de águas e solos que contenham ou estejam contaminados com sulfatos, dando origem a reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado;
- c) Reação álcali-agregado: é a expansão por ação das reações entre os álcalis do cimento e certos agregados reativos.

2.4.2 Mecanismo de deterioração da armadura

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), item 6.3.3, os principais mecanismos de deterioração do concreto são:

- a) Despassivação por carbonatação: é a despassivação por carbonatação, ou seja, por ação do gás carbônico da atmosfera sobre o aço da armadura;
- b) Despassivação por ação de cloretos: consiste na ruptura da camada de passivação, causada por elevado teor de íon-cloro.

2.4.3 Mecanismo de deterioração da estrutura

Segundo Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), item 6.3.4, são todos aqueles relacionados às ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas, retração, fluência e relaxação, bem como as diversas ações que atuam sobre a estrutura.

2.4.4 Agressividade do ambiente

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), item 6.4, a agressividade do meio ambiente está relacionado às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014) determina que nos projetos das estruturas correntes, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na figura 19 e pode ser avaliada, de modo simplificado, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes.

Figura 19 - Tabela de Classes de agressividade ambiental (CAA)**Tabela 6.1 – Classes de agressividade ambiental (CAA)**

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 ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe 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).

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

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

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: 6118, 2014)

2.4.5 Qualidade de concreto de cobrimento

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), item 7.4, a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura.

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), item 7.4.2, ensaios comprobatórios de desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e classe de agressividade prevista em projeto devem estabelecer os parâmetros mínimos a serem atendidos. Na falta destes e devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento e a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, permite-se que sejam adotados os requisitos mínimos expressos na Figura 20.

Figura 20 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Tabela 7.1 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	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

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: 6118, 2014).

2.4.6 Espessura de cobrimento da armadura

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), item 7.4.7.2, para garantir o cobrimento mínimo (C_{min}), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (C_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na figura 21, para $\Delta c = 10$ mm.

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C$$

Nas obras correntes, o valor de Δc deve ser maior ou igual a 10 mm. Esse valor pode ser reduzido para 5 mm quando houver um adequado controle de qualidade e rígidos limites de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução das estruturas de concreto. Mas a exigência de controle rigoroso deve ser explicitada nos desenhos de projeto.

Os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser:

- $C_{nom} \geq \emptyset$ barra;
- $C_{nom} \geq \emptyset$ feixe = $\emptyset \cdot \sqrt{n}$;
- $C_{nom} \geq 0,5 \cdot \emptyset$ bainha.

A dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20% a espessura nominal do cobrimento, ou seja:

$$d_{max} \leq 1,2 C_{nom}$$

Figura 21 - Tabela Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10\text{mm}$

Tabela 7.2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10\text{ mm}$

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b 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, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal $\geq 15\text{ mm}$.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal $\geq 45\text{ mm}$.

Para concretos de classe de resistência superior ao mínimo exigido, os cobrimentos definidos na Tabela 7.2 podem ser reduzidos em até 5 mm.

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: 6118, 2014).

2.5 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS E ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

2.5.1 Estados limites últimos

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), item 3.2.1, estado-limite é relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura. Segundo Camacho (2005), a segurança deve sempre ser verificada em relação aos seguintes estados limites últimos:

- Estado limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais;
- Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- Estado limite último provocado por solicitações dinâmicas; - Casos especiais.

2.5.2 Estados limites de serviço

Segundo Camacho (2005), esses estados são aqueles que correspondem à impossibilidade do uso normal da estrutura, estando relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e a boa utilização funcional da mesma, seja em relação aos usuários, seja às máquinas e aos equipamentos utilizados. Podem se originar de uma das seguintes causas de acordo com Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), item 3.2:

- Estado limite de formação de fissuras: estado em que se inicia a formação de fissuras;
- Estado limite de abertura de fissuras: estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados por Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014), item 13.4.2;
- Estado limite de deformações excessivas: estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal;
- Estado limite de descompressão: estado no qual, em um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção;
- Estado limite de descompressão parcial: estado no qual garante-se a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas;
- Estado limite de compressão excessiva: estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido. Usual no caso do concreto protendido na ocasião da aplicação da protensão;
- Estado limite de vibrações excessivas: estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção.

2.6 DESLOCAMENTOS MÁXIMOS HORIZONTAIS

Segundo Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), item 13.2.1, a prescrição de valores-limites mínimos para as dimensões de elementos estruturais de concreto tem como objetivo evitar um desempenho inaceitável para os elementos estruturais e propiciar condições de execução adequadas.

2.6.1 Pilares e Pilares-parede

Segundo Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), item 13.2.3, a seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não pode apresentar dimensão menor que 19 cm.

Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com o indicado na figura 22. Em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm².

Figura 22 - Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede

Tabela 13.1 – Valores do coeficiente adicional γ_n para pilares e pilares-parede

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
onde $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$; b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm). NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.						

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: 6118, 2014). Ativar

2.6.2 Deslocamentos-limite

Segundo Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), item 13.3, deslocamentos-limite são valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado-limite de deformações excessivas da estrutura. Para os efeitos dessa Norma, são classificados nos quatro grupos básicos a seguir relacionados:

- a) aceitabilidade sensorial: o limite é caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável. A limitação da flecha para prevenir essas vibrações, em situações especiais de utilização;
- b) efeitos específicos: os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção;

- c) efeitos em elementos não estruturais: deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão a ela ligados;
- d) efeitos em elementos estruturais: os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas. Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-as ao modelo estrutural adotado.

Na Figura 23 são dados valores-limites de deslocamentos que visam proporcionar um adequado comportamento da estrutura em serviço.

Figura 23 - Limites para deslocamentos

Tabela 13.3 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$l/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$l/350 + \text{contraflecha}^b$
			Ocorrido após a construção do piso	$l/600$
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento	
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$l/500^c$ e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$l/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1700$ e $H/850^e$ entre pavimentos ^f
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$l/400^g$ e 15 mm

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: 6118, 2014).

2.6.3 Controle da fissuração e proteção das armaduras

Segundo Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), a fissuração em elementos estruturais de concreto armado é inevitável, devido à grande variabilidade e à baixa resistência do concreto à tração; mesmo sob as ações de serviço (utilização), valores críticos de tensões de tração são atingidos. Visando obter bom desempenho relacionado à proteção das armaduras quanto à corrosão e à aceitabilidade sensorial dos usuários, busca-se controlar a abertura dessas fissuras.

Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), item 13.4.1, de maneira geral, a presença de fissuras com aberturas que respeitem os limites, em estruturas bem projetadas, construídas e submetidas às cargas previstas na normalização, não implicam em perda de durabilidade ou perda de segurança quanto aos estados-limite últimos.

Na Figura 24 da Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014) são dados valores-limite da abertura característica w_k das fissuras, assim como outras providências, visando garantir proteção adequada das armaduras quanto à corrosão. Entretanto, devido ao estágio atual dos conhecimentos e da alta variabilidade das grandezas envolvidas, esses limites devem ser vistos apenas como critérios para um projeto adequado de estruturas.

Figura 24 - Exigências de durabilidade à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Tabela 13.4 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente

^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1).

NOTAS

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: 6118, 2014).

2.7 SOFTWARE CAD-TQS

Segundo Vergutz e Custódio (2010), na década de 80, a empresa TQS informática LTDA lançou no Brasil a primeira versão de seu programa para auxílio na elaboração de projeto estrutural, denominado CAD/Vigas, cuja função era dimensionamento e detalhamento de vigas. Posteriormente a TQS lança a versão do CAD/lajes, para auxiliar no detalhamento de armaduras de lajes. Na década de 90 é lançado pela TQS o CAD/Pilar, para cálculo, dimensionamento e detalhamento de seções genéricas de pilares.

Vergutz e Custódio (2010) apontam que no programa é possível desenvolver o projeto de acordo com as normas atuais. Quanto às análises de esforços, é possível realizar através de pórtico espacial, grelha e elementos finitos de placas (para as lajes) assim como nos outros softwares de projetos de estruturas, o programa oferece a possibilidade do cálculo de estabilidade global,

dimensionamento, detalhamento e desenho de vigas, pilares, lajes (convencionais, nervuradas, sem vigas, treliçadas), escadas, rampas, blocos e sapatas.

Os produtores desse software enfatizam muito nas responsabilidades que o engenheiro de estruturas deve possuir, afirmando que no desenvolvimento de um projeto estrutural é necessário muito trabalho intelectual, bem como desenvolvimento de conhecimentos teóricos e práticos, de forma que o software para projeto de estruturas é apenas uma ferramenta auxiliar e não substitui o papel do engenheiro (VERGUTZ; CUSTÓDIO, 2010).

Segundo Vergutz e Custódio (2010), as etapas presentes para a elaboração do projeto estrutural no sistema CAD/TQS são: Concepção estrutural; Análise estrutural; Dimensionamento e detalhamento; Emissão das plantas finais. A seguir, são apresentadas um fluxograma geral das etapas envolvidas no desenvolvimento do projeto de estruturas.

2.7.1 Características de técnicas de análise

Segundo Vergutz e Custódio (2010), a análise estrutural realizada pelo programa pode ser baseada em um modelo integrado (grelhas + pórticos espaciais) que considera as ligações viga-pilar flexibilizadas. Ou seja, com engastamentos não considerados em sua totalidade. O programa pode também considerar a não linearidade física (fissuração do concreto) e não linearidade geométrica (γ_z ou P-Delta), modelos especiais podem ser gerados para vigas de transição, bem como plastificações automáticas nos apoios.

Vergutz e Custódio (2010) apontam que existe a possibilidade de serem escolhidos quatro tipos de modelos de análises diferentes no programa, modelo I, II, III e IV. De forma geral os fabricantes do TQS recomendam o uso do modelo IV, que leva em consideração a aplicação das ações verticais e horizontais inseridos no cálculo por meio do pórtico espacial e grelha, posteriormente com os esforços processados, o programa executa rotinas de cálculo para o dimensionamento das vigas e pilares do edifício. No modelo IV, onde é considerado o pórtico espacial com grelhas planas, a distribuição das lajes nas vigas do pórtico espacial é realizada automaticamente por meio da transferência das reações das barras de lajes presentes no modelo de grelha. O sistema TQS também permite que se façam alterações quanto à consideração da inércia a torção em vigas, baseado

no prescrito do item 14.6.7.2 da Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), que afirma que em análises estruturais por modelos de pórtico e grelha, deve-se considerar no mínimo 15% da inércia integral a torção, desta forma o programa considera automaticamente uma torção mínima de 15%. Os esforços de torção são então transferidos ao módulo do programa, CAD Vigas, em uma envoltória de máximos e mínimos.

3. METODOLOGIA

Este capítulo, disserta sobre a metodologia de estudo de caso, método que referencia este trabalho. Descreverá detalhadamente o processo de obtenção de dados para no próximo tópico discutir e analisá-los.

3.1 METODOLOGIA DE ESTUDO DE CASO

A pesquisa se classifica como um Estudo de Caso, que segundo Yin (2001), trata-se de uma abordagem metodológica de investigação especialmente adequada quando procuramos compreender, explorar ou descrever acontecimentos e contextos complexos, nos quais estão simultaneamente envolvidos diversos fatores.

De acordo com Yin (2001), os estudos de casos são especialmente indicados como estratégia quando:

- se colocam questões do tipo “como” e “por que”;
- o pesquisador tem pouco controle sobre os eventos;
- o foco se encontra em fenômenos contemporâneos inseridos em algum contexto da vida real.

O estudo de caso é o método que visa compreender fenômenos sociais complexos, preservando as características holísticas e significativas dos eventos da vida real (YIN, 2001).

Segundo Yin (2001), as características do Estudo de Caso:

- o fenômeno é observado em seu ambiente natural;
- os dados são coletados por diversos meios;
- um ou mais entes (pessoas, grupos, organizações) são examinados;
- a complexidade do caso é estudada intensamente;
- não são utilizados controles experimentais;
- o pesquisador precisa especificar previamente o conjunto de variáveis;
- a pesquisa envolve as questões como e por que;
- não considera prevalências ou incidências;
- o estudo enfoca eventos contemporâneos;

- requer um problema que convoca a compreensão holística de um evento ou de uma situação em questão usando a lógica indutiva, ou seja, do particular ou o específico para o geral.

De acordo com Yin (2001), os objetivos do Estudo de Caso são:

- visa compreender o evento em estudo e ao mesmo tempo desenvolver teorias mais genéricas a respeito do fenômeno observado.
- vai além de descrever os fatos ou situações, senão que busca proporcionar conhecimento acerca do fenômeno estudado e comprovar ou contrastar relações evidenciadas no caso.
- o objetivo do estudo de caso é explorar, descrever, explicar, avaliar e/ou transformar.

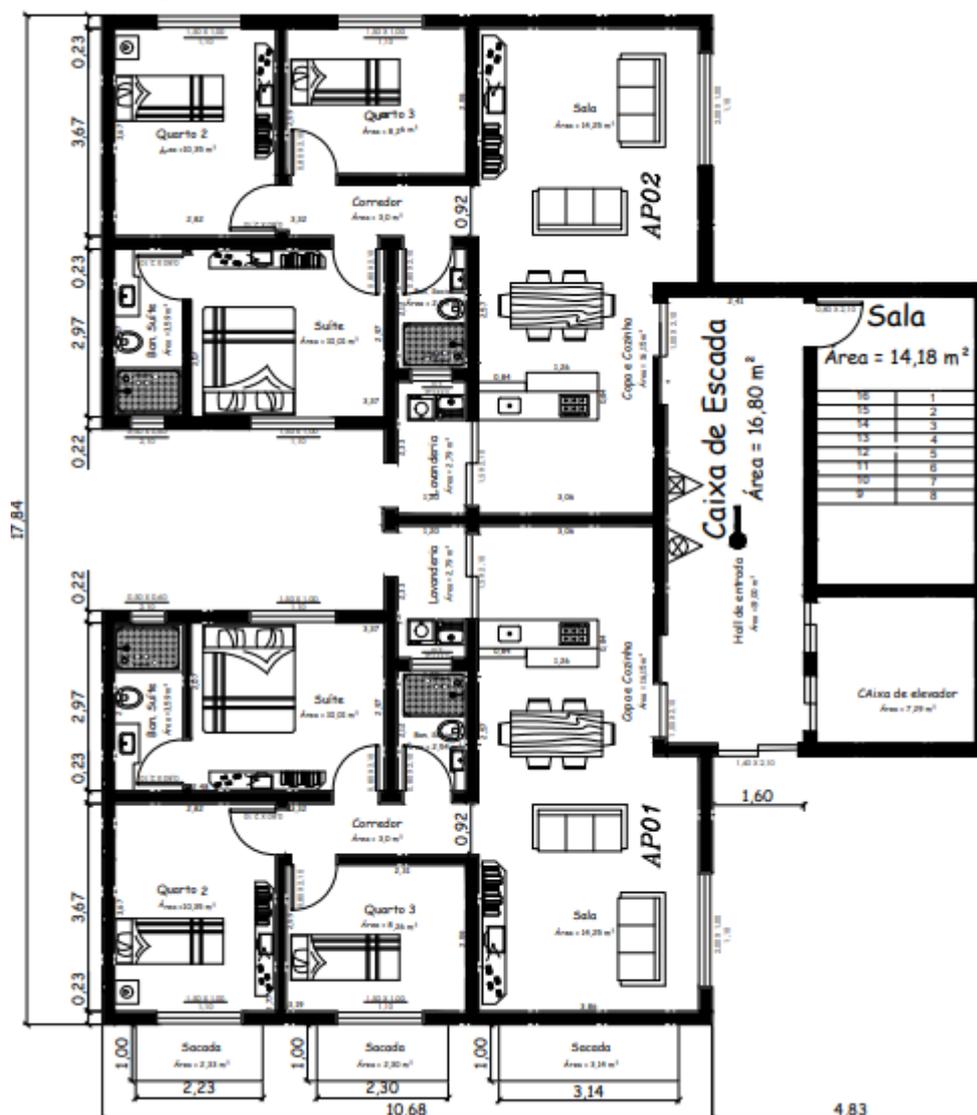
Segundo Yin (2001), os Propósitos do Estudo de Caso:

- Exploratório: contribui para esclarecer uma situação na qual as informações são escassas. O nível de investigação é menos rigoroso do que um estudo de caso descritivo. O objetivo é prover o pesquisador de maior conhecimento sobre o tema ou problema de pesquisa. Às vezes, é uma fase preliminar de um projeto mais longo;
- Descritivo: Descreve um ou alguns exemplos. Ajuda a compreensão de acontecimentos, centra-se nas questões “Como” e “Porquê”. Possuem objetivos bem definidos, com procedimentos formais estruturados e dirigidos para a solução de problemas ou avaliação de alternativas de cursos de ação. A descrição visa a compreensão completa do fenômeno.

3.2 O ESTUDO DE CASO

Este trabalho, estuda um projeto arquitetônico residencial de um edifício de 18 pavimentos, cuja planta arquitetônica está indicada na figura 25.

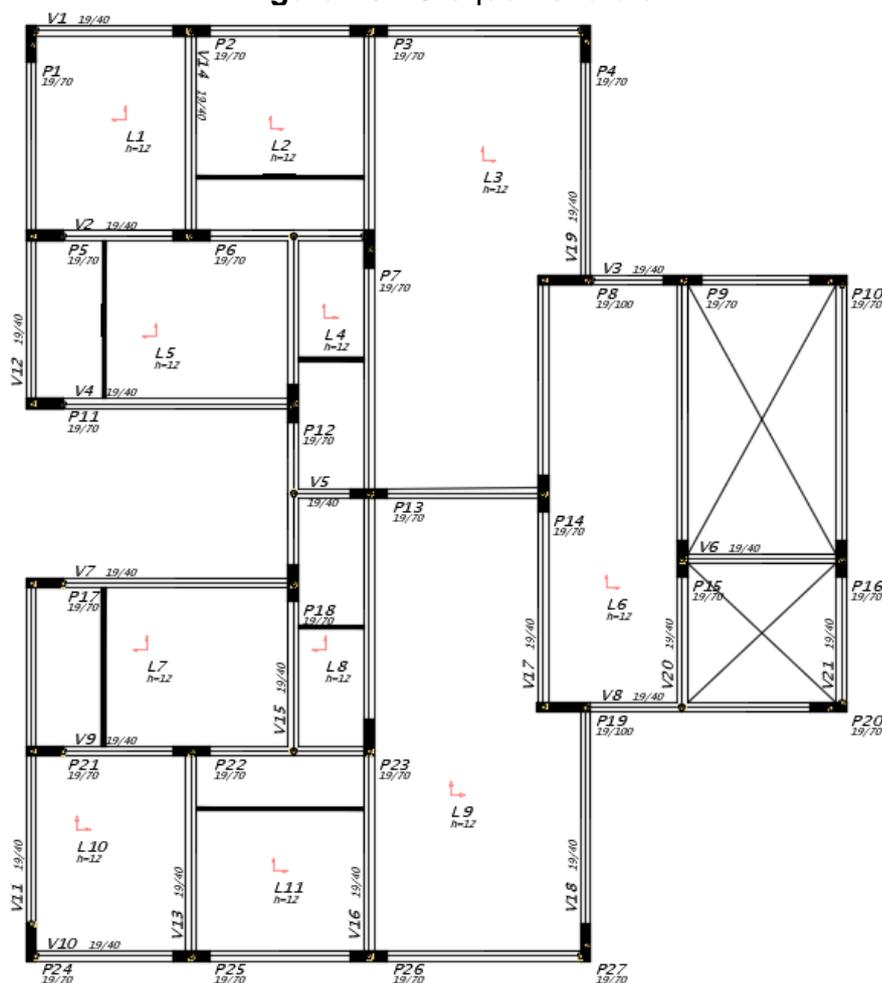
Figura 25 - Planta arquitetônica do edifício em estudo



Fonte: Dados da pesquisa.

Para o primeiro estudo da estabilidade global do edifício, foram locados 27 pilares, com dimensões 19 cm x 70 cm, com exceção dos pilares P8 (19x100) e P19 (19x100), das vigas com dimensões 19x40 e das lajes maciças com altura de 12cm. A figura 26 abaixo, mostra o croqui estrutural com a locação dos pilares, lajes e vigas.

Figura 26 - Croque Estrutural



Fonte: Dados da pesquisa.

Após o estudo inicial da estabilidade global do edifício, onde analisa a influência da posição e dimensões dos pilares, das dimensões das vigas e lajes no coeficiente γ_z .

3.2.1 Configurações do software TQS

Segue abaixo a descrição detalhada e todos os parâmetros utilizados no projeto e os materiais escolhidos.

O modelo de cálculo adotado será o modelo IV do software TQS, modelo no qual o edifício será modelado por um pórtico espacial mais os modelos dos pavimentos. O pórtico será composto apenas por barras que simulam as vigas e pilares da estrutura, cujas rigidezes foram descritas no referencial teórico, levando em conta os efeitos da não linearidade física e geométrica dos materiais, com o efeito de diafragma rígido das lajes devidamente incorporados. Os efeitos oriundos

das ações verticais e horizontais nas vigas e pilares serão calculados com o pórtico espacial, nas lajes, somente os efeitos gerados pelas ações verticais serão calculados, pelo modelo de grelha. Segue uma figura 27 abaixo, a janela do software TQS com as configurações descritas acima.

Figura 27 - Modelo estrutural adotado para análise estrutural do edifício

The screenshot shows the 'Modelo' tab in the TQS software. The 'Modelo estrutural do edifício' section has six radio button options, with option IV selected. Below this, the 'Modelos independentes' section has two radio button options, with the first one selected. There are two rows of buttons: the first row contains 'Vigas de transição / tirantes', 'Processo P-Delta', and 'Análise dinâmica'; the second row contains 'Interação Solo-Estruturas', 'Pré-moldados', and 'Efeito incremental'. At the bottom, there is a text box explaining the modeling approach.

Modelo estrutural do edifício:

- I Modo manual
- II Esforços verticais por vigas contínuas ou grelhas, sem vento
- III Esforços verticais por vigas ou grelha, vento por pórtico espacial
- IV Modelo de vigas e pilares, flexibilizado conforme critérios.
- V Modelo conjunto de Pórtico/Grelhas/Vigas (versão 10 e anteriores)
- VI Modelo de vigas, pilares e lajes, flexibilizado conforme critérios.

Modelos independentes

- A estrutura se comporta como um corpo único, sem juntas ou torres separadas
- Comportamento de corpos separados por espaços ou juntas, sob ação de vento

Vigas de transição / tirantes	Processo P-Delta	Análise dinâmica
Interação Solo-Estruturas	Pré-moldados	Efeito incremental

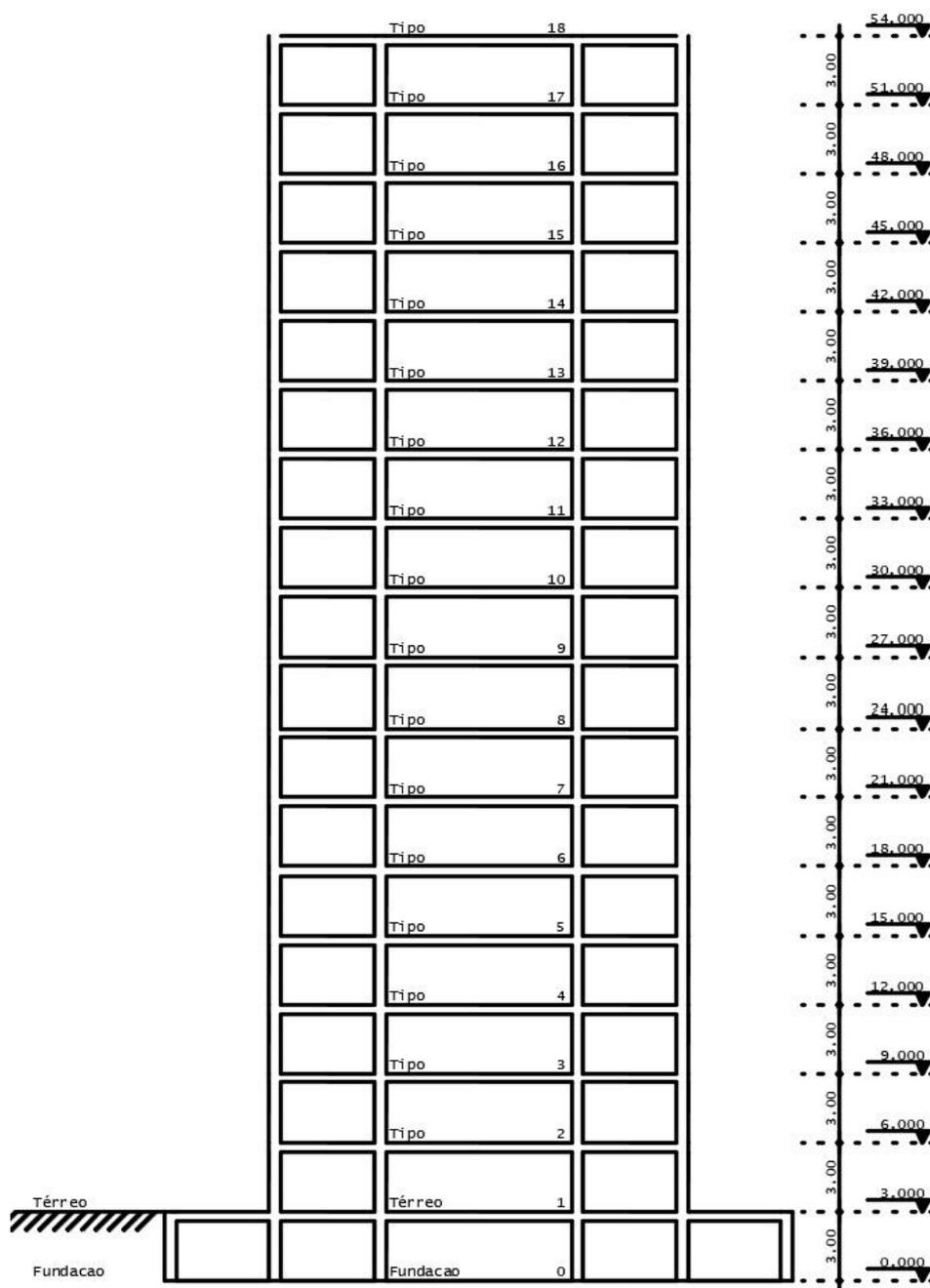
O edifício será modelado por um pórtico espacial mais os modelos dos pavimentos (vigas contínuas ou grelhas). O pórtico será composto apenas por barras que simulam as vigas e pilares da estrutura, com o efeito de diafragma rígido das lajes devidamente incorporado. Os efeitos oriundos das ações verticais e horizontais nas vigas e pilares serão calculados com o pórtico espacial. Nas lajes, somente os efeitos gerados pelas ações verticais serão calculados, de acordo com o modelo selecionado para os pavimentos. Nos pavimentos simulados por grelha de lajes, os esforços resultantes das barras de lajes sobre as vigas serão transferidas como cargas para o pórtico espacial, ou seja, há uma certa integração entre ambos os modelos (pórtico espacial e grelhas). Para os demais tipos de modelos de pavimento, as cargas das lajes serão transferidas para o pórtico por meio de quinhões de carga. Tratamento especial para vigas de transição e que suportam tirantes pode ser ativado no botão abaixo. A flexibilização das ligações viga-pilar, a separação de modelos específicos p/avaliações ELU e ELS, bem como seus respectivos coeficientes de não-linearidade física, são controlados por critérios gerais do Pórtico-TQS.

Fonte: dados da pesquisa.

O edifício terá 18 pavimentos, com 54 metros de altura, dos quais um é o pavimento fundação, um é o pavimento térreo e os outros 16 são denominados pavimentos tipos. O software considera que os efeitos de vento serão aplicados a partir do pavimento térreo, por este motivo, devemos separar o pavimento térreo, dos pavimentos fundação e tipo.

O pé-direito adotado foi de 3,00 m para os pavimentos de térreo e tipos. Segue uma figura 28 abaixo, um corte esquemático do edifício.

Figura 28 - Corte Esquemático do Edifício
Corte esquemático



Fonte: dados da pesquisa.

Os materiais e a classe de agressividade ambiental adotados estão indicados na figura 29 abaixo:

Figura 29 - Concreto e CAA adotada

Gerais | Modelo | Pavimentos | Materiais | Cobrimentos | Cargas | Critérios | Gerenciamento

Modo de fornecimento de Fck

Definir valores em kgf/cm²

Usar somente valores tabelados

Concreto para elementos estruturais em:

Concreto armado

Concreto protendido

Classe de agressividade ambiental

II - Moderada - Urbana

Alterar

Fcks gerais

Classe

Vigas/Lajes C35

Pilares C35

Fundações C35

Desativar a verificação de Fck mínimo

Fcks diferenciados por piso/planta

Vigas/Lajes

Pilares

Elementos pré-moldados

Alterar

Alvenaria estrutural

Blocos vazados de CONCRETO

Fabricantes p/o projeto

Os Fcks definidos nesta tela serão usados nos modelos de pórtico espacial e grelhas e no dimensionamento/detalhamento de vigas, pilares, lajes, escadas e fundações.

Fonte: dados da pesquisa.

Os cobrimentos adotados são os estabelecidos na NBR 6118:2014 e estão indicados na figura 30 abaixo:

Figura 30 - Cobrimentos adotados

Cobrimentos em cm		Inferior	Superior	Diferença secundária	
Lajes em geral		2	2	1	1
Lajes protendidas		3	3	1	
Vigas		2.5			
Pilares		2.5			
Fundações		2.5		1	

Cobrimento de elementos em contato com o solo em cm	
Vigas e lajes	2.5
Pilares	4

Verificação de cobrimentos mínimos	
Maior altura de bainha	60 mm
Maior bitola de viga/pilar	25 mm
Maior bitola de lajes	12.5 mm
<input type="checkbox"/> Desativar a verificação dos cobrimentos mínimos	

Classe de agressividade ambiental	
II - Moderada - Urbana	
Alterar	

Combrimento em cm, da armadura inferior (positiva) das lajes

Fonte: dados da pesquisa.

O coeficiente de arrasto foi calculado segundo os critérios da Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6123 (1988), com os parâmetros referentes a velocidade básica do vento, fator do terreno, categoria de rugosidade, classe da edificação e fator estatístico, de acordo com a figura 31 abaixo.

Figura 31 - Parâmetros adotados para cálculo do Coeficiente de arrasto

Gerais | Modelo | Pavimentos | Materiais | Cobrimentos | Cargas | Critérios | Gerenciamento

Verticais | Vento | Adicionais | Combinações

V0 - Velocidade básica: 42
 S1 - Fator do terreno: 1.00
 S2 - Categoria de rugosidade: III
 S2 - Classe da edificação: A
 S3 - Fator estatístico: 1.00

	Ângulo	C.A.	Def Cot	Cot ini
1	90	1.3	Não	0
2	180	1.27	Não	0
3	0	1.27	Não	0
4	180	1.27	Não	0

Cota inicial para aplicação de vento

Casos de vento nas plantas de formas

Ângulo de incidência de vento

Tabelas de excentricidades e forças impostas

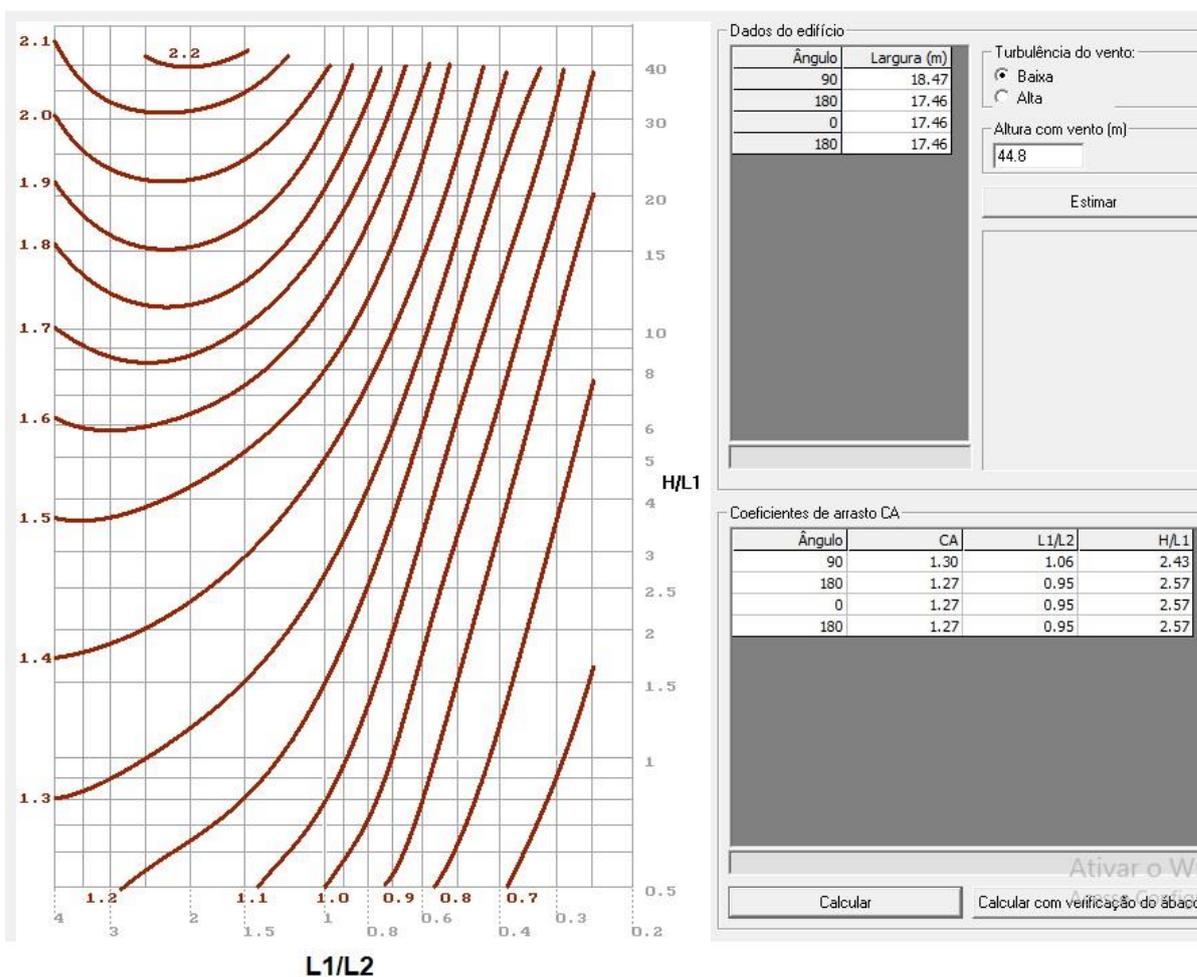
Começa as variáveis para cálculo de vento conforme a norma ou especifique valores especiais ou de ensaio no item "Excentricidades".

Fonte: Dados da pesquisa.

Segue uma figura 32 abaixo, uma imagem com as dimensões da edificação e os coeficientes adotados nas direções 0, 90°, 180° e 270°.

Figura 32 - Dimensões da edificação e os coeficientes adotados

Cálculo dos coeficientes de arrasto



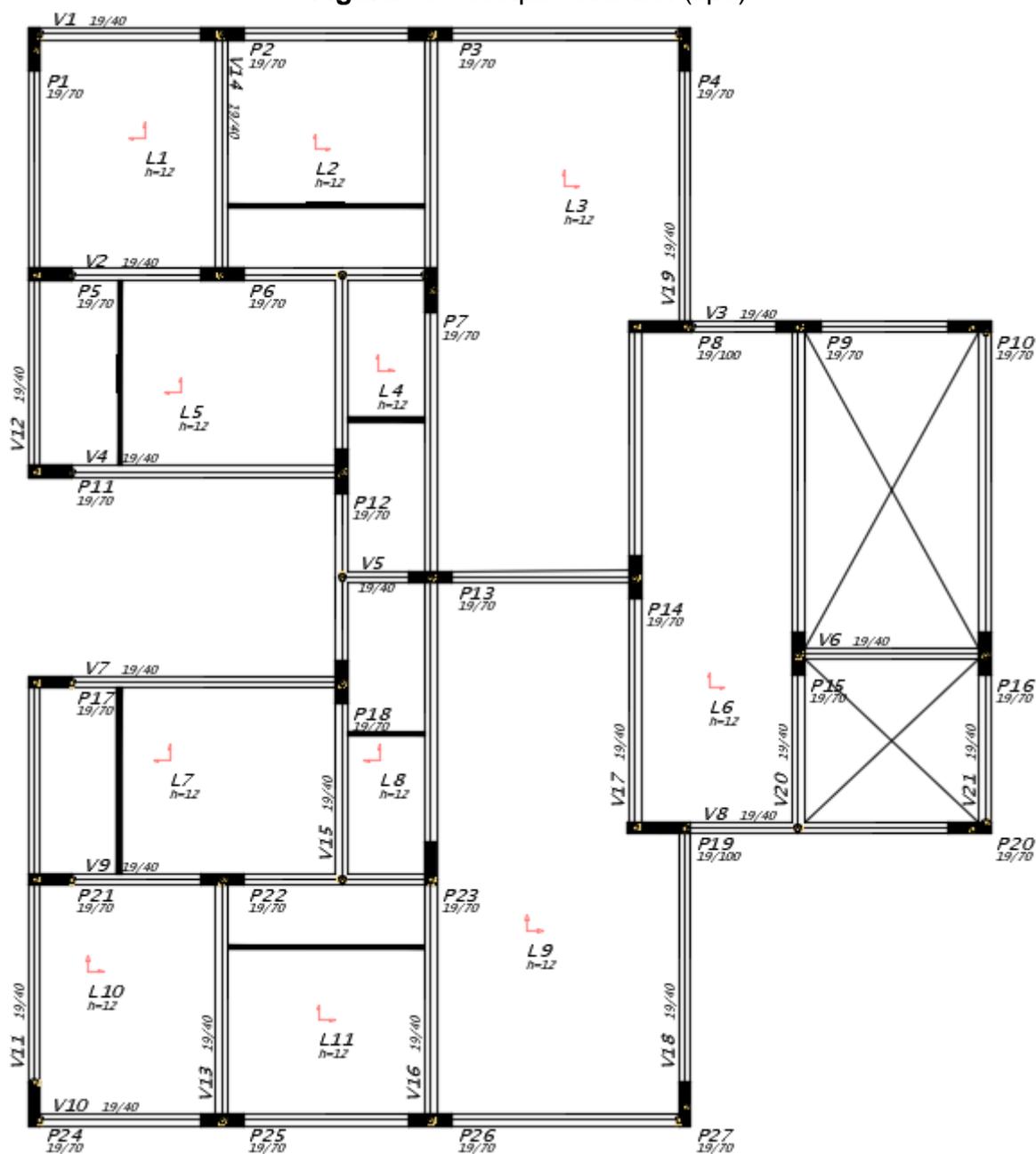
Fonte: dados da pesquisa.

Por fim, o coeficiente de majoração das cargas para o dimensionamento do Estado Limite Último adotado foi de 1,4 e os coeficientes de minoração das resistências do concreto e do aço adotados foram, respectivamente, 1,4 e 1,15.

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Segue figura 33 abaixo, a estrutura lançada no software TQS para o estudo inicial da estabilidade global do edifício.

Figura 33 - Croqui estrutural (tipo)



Fonte: dados da pesquisa.

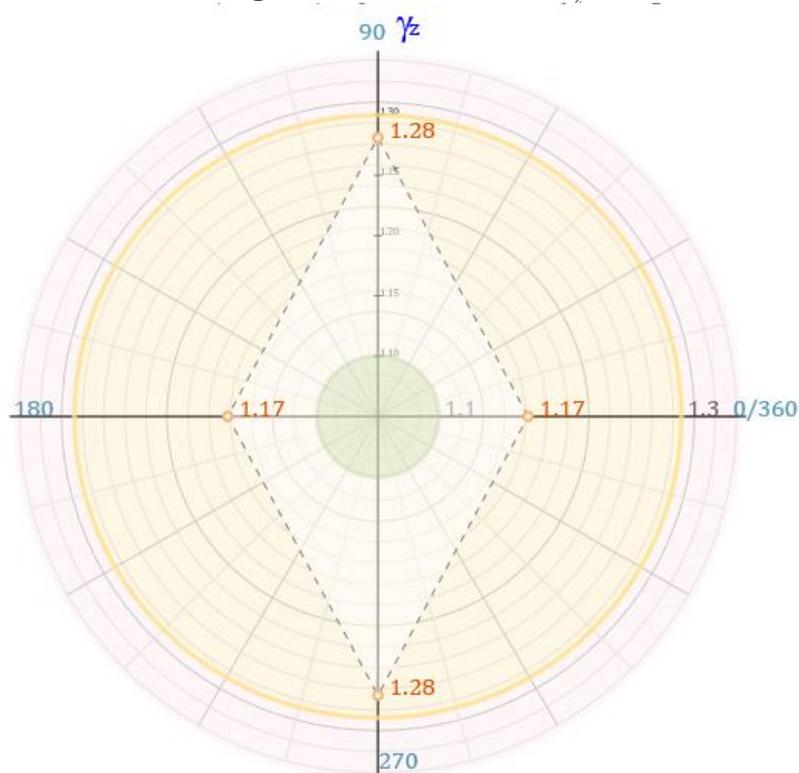
Após lançada a estrutura no programa o processamento global da estrutura, apontou os seguintes resultados para os coeficientes α e γ_z na tabela 1.

Tabela 1 - Parâmetro de estabilidade γ_z para os carregamentos simples de vento

Parâmetro de estabilidade (γ_z) para os carregamentos simples de vento									
Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	γ_z	α	Obs
5	90.0	4859.5	958.4	185.9	5557.6	187.7	1.281	1.039	B
6	270.0	4859.5	958.4	185.9	5557.6	187.7	1.281	1.039	B
7	0.0	4859.5	778.0	223.8	6690.9	187.7	1.174	0.877	B
8	180.0	4859.5	778.0	223.8	6690.9	187.7	1.174	0.877	B

Fonte: dados da pesquisa – Software TQS.

Para melhor visualização e entendimento do parâmetro γ_z , analisa-se a figura 34 abaixo:

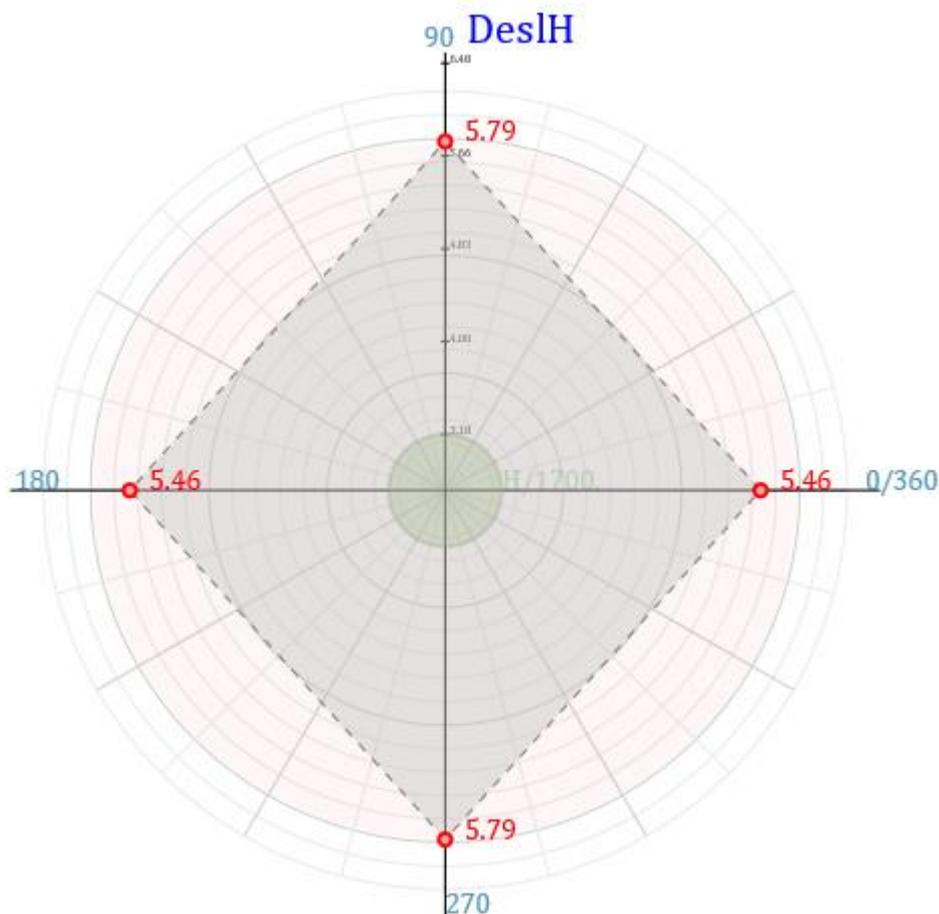
Figura 34 - Coeficiente γ_z 

Fonte: dados da pesquisa – Software TQS.

Os resultados indicam que o coeficiente γ_z está próximo do limite imposto pela Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), $\gamma_z \leq 1,30$, mostrando que a estrutura está próxima da instabilidade nas direções do vento de 90° e 270°. Nas direções 180 e 0° o coeficiente $\gamma_z = 1,17$, indicando que os esforços de segunda ordem devem ser considerados e são da ordem de 17% dos esforços de primeira ordem.

O processamento global indicou deslocamentos horizontais excessivos em todas as direções consideradas. Segue a figura 35, abaixo os deslocamentos da estrutura fornecidos pelo software TQS.

Figura 35 - Deslocamentos horizontais nos edifícios



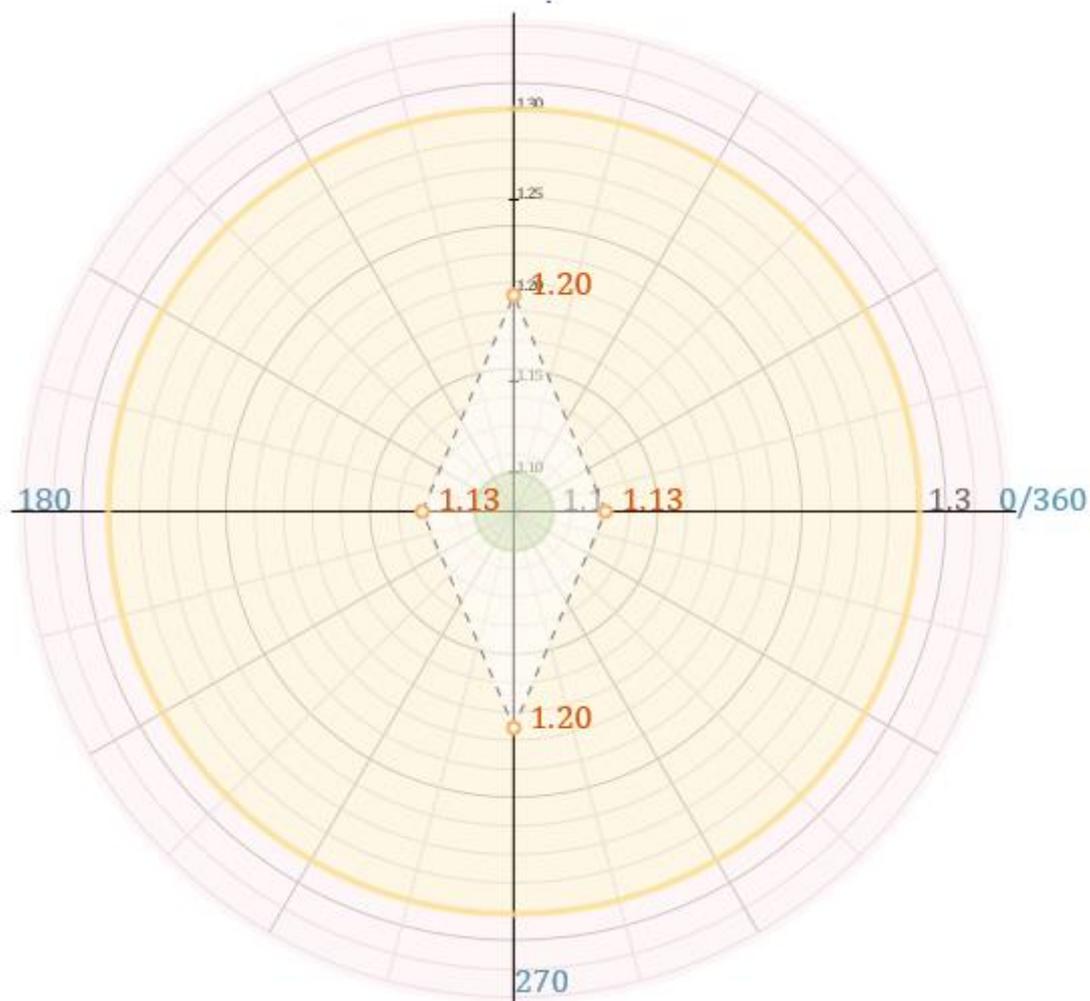
Fonte: dados da pesquisa – Software TQS.

Os deslocamentos horizontais estão acima do limite permitido pela ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: 6118 (2014), indicados na figura 23, onde os deslocamentos não podem ultrapassar $\frac{H}{1700}$, onde H é a altura do edifício. Como a altura do edifício é 54 m, então o limite para os deslocamentos horizontais é de $\frac{5400}{1700} = 3,17$ cm.

Sendo assim, precisa-se aumentar a rigidez do edifício, diminuindo assim o γ_z e os deslocamentos horizontais. Para tanto, inicialmente, aumenta-se a altura das vigas em 25%, ou seja, alterando todas as vigas para 19x50, e avaliar a contribuição das vigas no parâmetro grama z e nos deslocamentos horizontais.

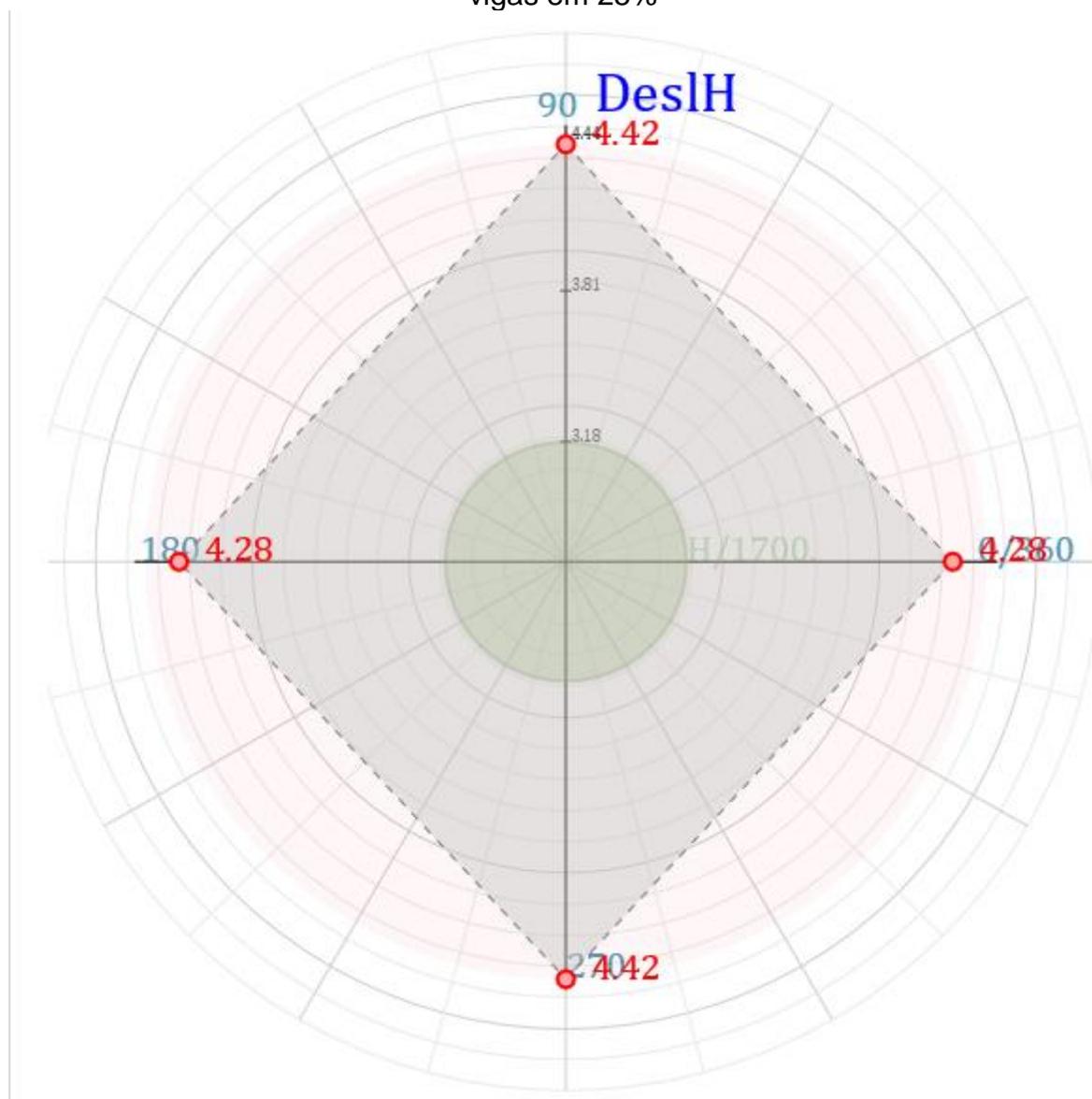
Após a alteração das seções das vigas, foram obtidos os resultados apresentados nas figuras 36 e 37 abaixo para coeficiente γ_z e os deslocamentos horizontais após esta modificação.

Figura 36 - Coeficiente γ_z após aumentar a alturas das vigas em 25%



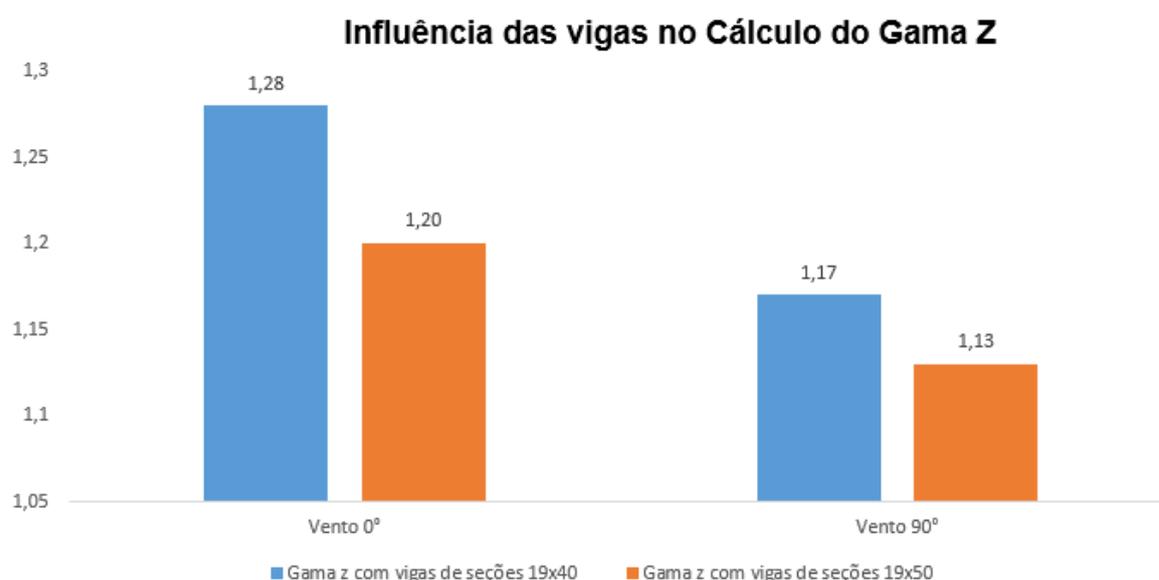
Fonte: dados da pesquisa – Software TQS.

Figura 37 - Deslocamentos horizontais no edifício após aumentar as alturas das vigas em 25%



Fonte: dados da pesquisa – Software TQS.

Os resultados apontam que, após aumentar as seções das vigas em 25%, ou seja, de 19x40 para 19x50, houve redução do γ_z nas duas direções e dos deslocamentos horizontais. Obtiveram uma melhora no coeficiente γ_z e nos deslocamentos horizontais, indicando que as vigas contribuem para a melhoria desses parâmetros. Segue a figura 38 abaixo.

Figura 38 - Gráfico sobre a Influência das vigas no coeficiente γ_z 

Fonte: dados da pesquisa.

Apesar da redução do γ_z e dos deslocamentos, a redução, na direção do vento 0° foi de 1,28 para 1,20, o que representa uma diminuição de 7% nos esforços de 2° ordem. Houve redução de 1,17 para 1,13, na direção de 90°, diminuição de 4%. Percebe-se que, com a alteração apenas das seções das vigas, não atingiram os limites de 1,10. Pode-se desconsiderar os efeitos de 2° ordem. Nesse caso, deve-se multiplicar os esforços horizontais por $0,95 \cdot 1,20 = 1,14$ na direção 0° e $0,95 \cdot 1,13 = 1,074$ na direção de 90°, majorando assim os esforços em 14% e 7,4% nas direções consideradas.

Em relação aos deslocamentos, o aumento de 25% na altura das vigas proporcionou uma diminuição na direção de 0° de 5,79 cm para 4,42 cm. Houve diminuição de 24% na direção de 90° do vento, de 5,46 para 4,28, redução de 21% nessa direção. Sendo assim, a redução média dos deslocamentos nessas direções foi de 22,5%, quando aumentaram a altura da seção em 25%.

Com isso, o aumento da altura das vigas em 25%, apesar de melhorar os parâmetros de estabilidade global, o coeficiente γ_z e os deslocamentos horizontais ficaram acima dos valores recomendados e indicados pelas normas e estudiosos da área, a saber $\gamma_z \leq 1,10$ e deslocamentos menores que $\frac{5400}{1700} = 3,17$ cm.

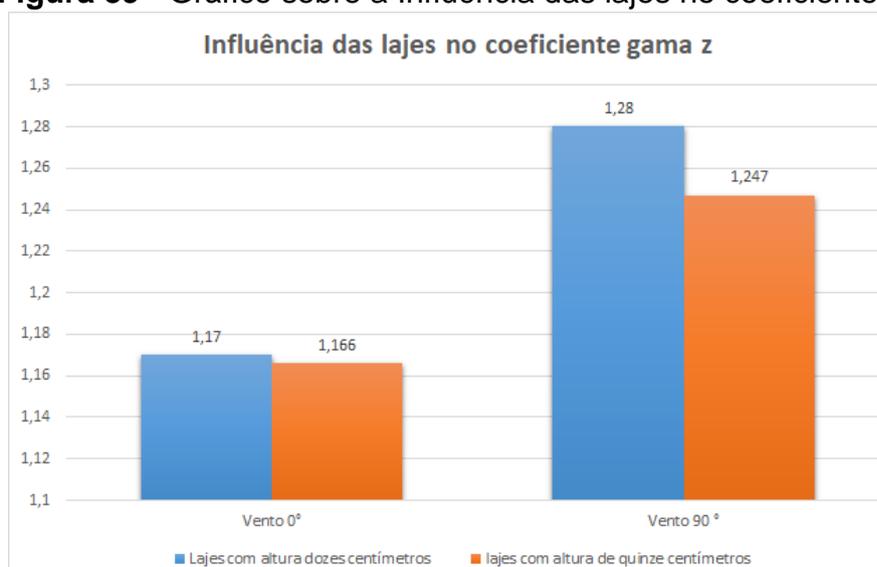
Sendo assim, volta-se para a configuração inicial do croqui estrutural. Ou seja, todas as vigas com seção 19x40 e aumenta-se a altura das lajes de 12 cm

para 15 cm e analisar a contribuição das lajes no cálculo dos coeficientes de estabilidade global e dos deslocamentos.

O gráfico abaixo, figura 39, mostra que as lajes pouco contribuíram para a diminuição do coeficiente γ_z , pois na direção do vento 0° , a redução foi de 1,17 para 1,166, praticamente. Na direção do vento 90° foi de 1,28 para 1,247, cerca de 3%, indicando que o aumento das altura das lajes não alteram, significativamente, o parâmetro γ_z .

Nas figuras 39 e 40 abaixo, pode-se visualizar que, com a alteração da altura das lajes de 12 cm para 15 cm, ou seja, um aumento de 20%, a contribuição para a redução do coeficiente γ_z , na direção do vento 0° foi de 0,34% e na direção do vento de 90° de 2,58%.

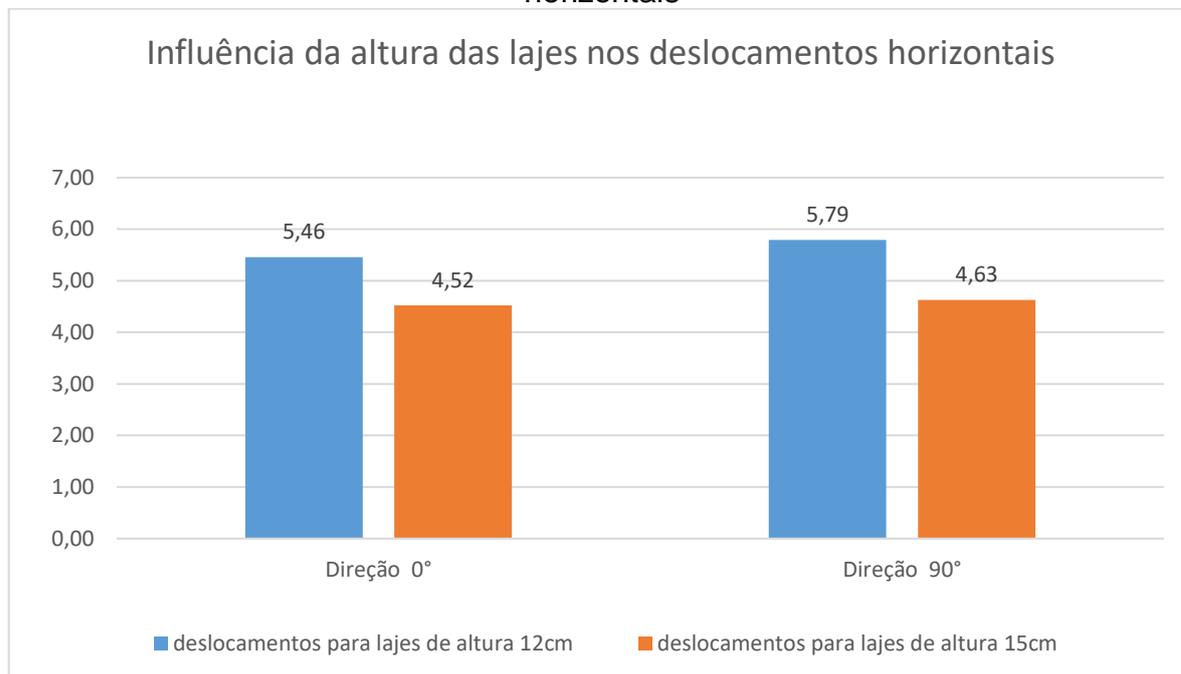
Figura 39 - Gráfico sobre a Influência das lajes no coeficiente γ_z



Fonte: dados da pesquisa.

Em contrapartida, esse aumento proporcionou a redução dos deslocamentos horizontais de 5,46 cm para 4,52 cm, um percentual de 17,2% na direção 0° . Também, de 5,79 cm para 4,76 cm, percentual de 17,7% na direção 90° . Isso ainda está acima do limite permitido pela ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: 6118 (2014). A figura 40 abaixo mostra os deslocamentos horizontais, calculados pelo software TQS, para as lajes de $h = 12$ cm e as lajes para $h = 15$ cm.

Figura 40 - Gráfico sobre a Influência da altura das lajes nos deslocamentos horizontais



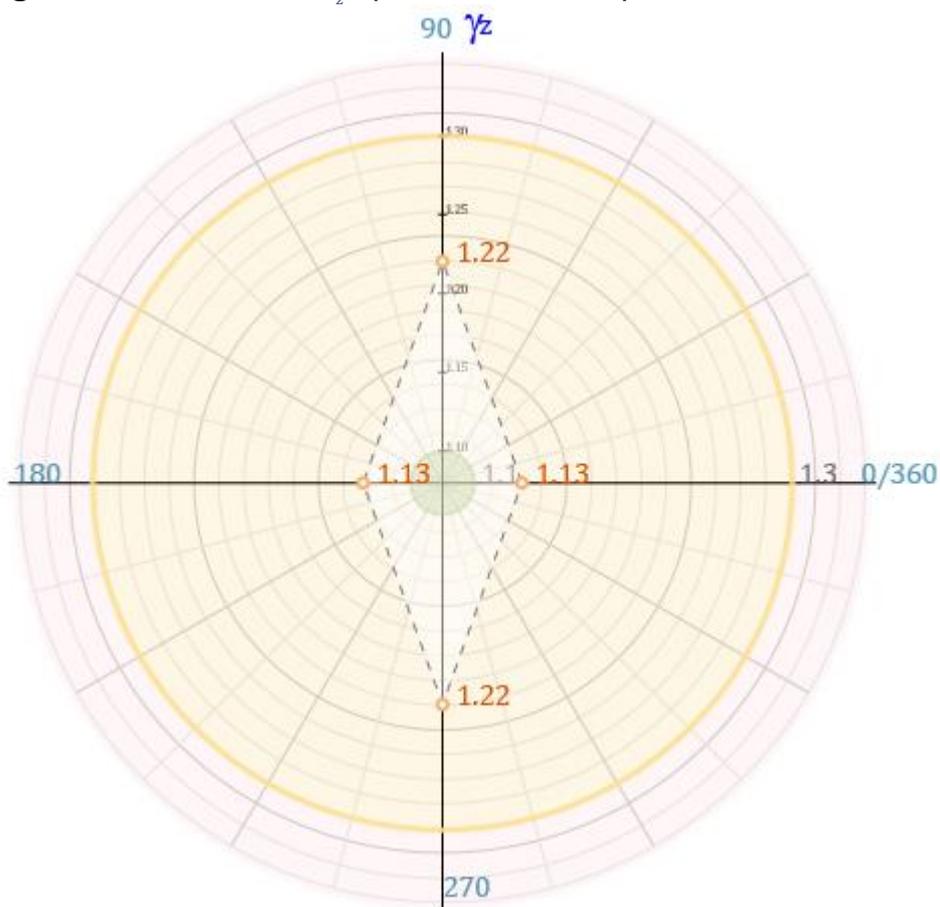
Fonte: dados da pesquisa.

Com os resultados obtidos citados acima, pode-se concluir que a contribuição das vigas para a estabilidade global e para a redução dos deslocamentos horizontais é maior do que a contribuição das lajes. Dessa forma, o aumento da seção das vigas é mais eficiente para a redução do coeficiente γ_z do que o aumento da altura da laje.

Nesse sentido, aumenta-se a seção de todos os pilares de 19x70 para 19x90, exceto os pilares P8 e P19 que se mantêm com a seção 19x100. Mantêm-se as seções iniciais das vigas (19x40) e da laje ($h = 12$ cm) e avaliam os resultados.

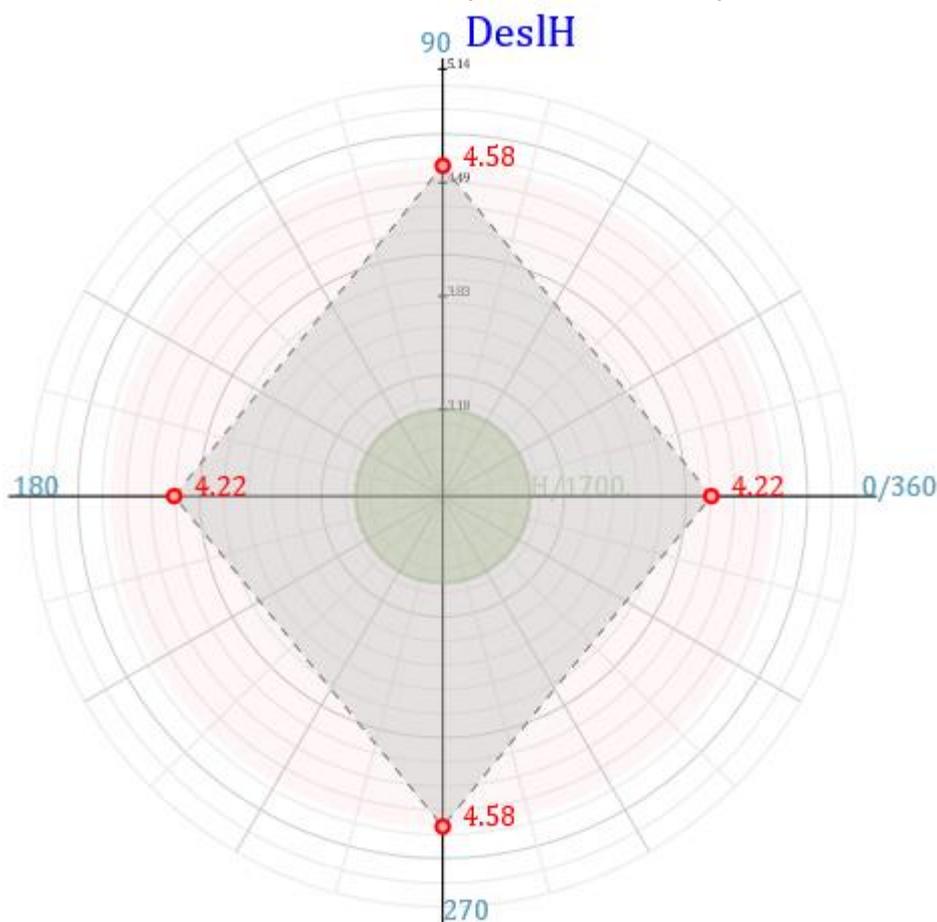
Com a alteração da seção dos pilares, os resultados obtidos para o γ_z e os deslocamentos laterais estão indicados nas figuras 41 e 42 abaixo.

Figura 41 - Coeficiente γ_z após aumentar os pilares, exceto P8 e P19



Fonte: dados da pesquisa – Software TQS.

Figura 42 - Deslocamentos horizontais após aumentar os pilares, exceto P8 e P19



Fonte: dados da pesquisa – Software TQS.

Os resultados mostram que a alteração da seção dos pilares não foi suficiente para diminuir o coeficiente γ_z e os deslocamentos horizontais para limites aceitáveis pela Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014). Sendo assim, colocam-se alguns pilares com maior rigidez, pilares-parede, com objetivo de diminuir os parâmetros citados acima. Realiza-se a alteração da seção dos pilares de canto, pilares de contraventamento, à saber, P1, P4, P10, P11, P17, P20, P24 e P27 de 19x90 para 19x120 e mantêm-se a seção dos demais pilares.

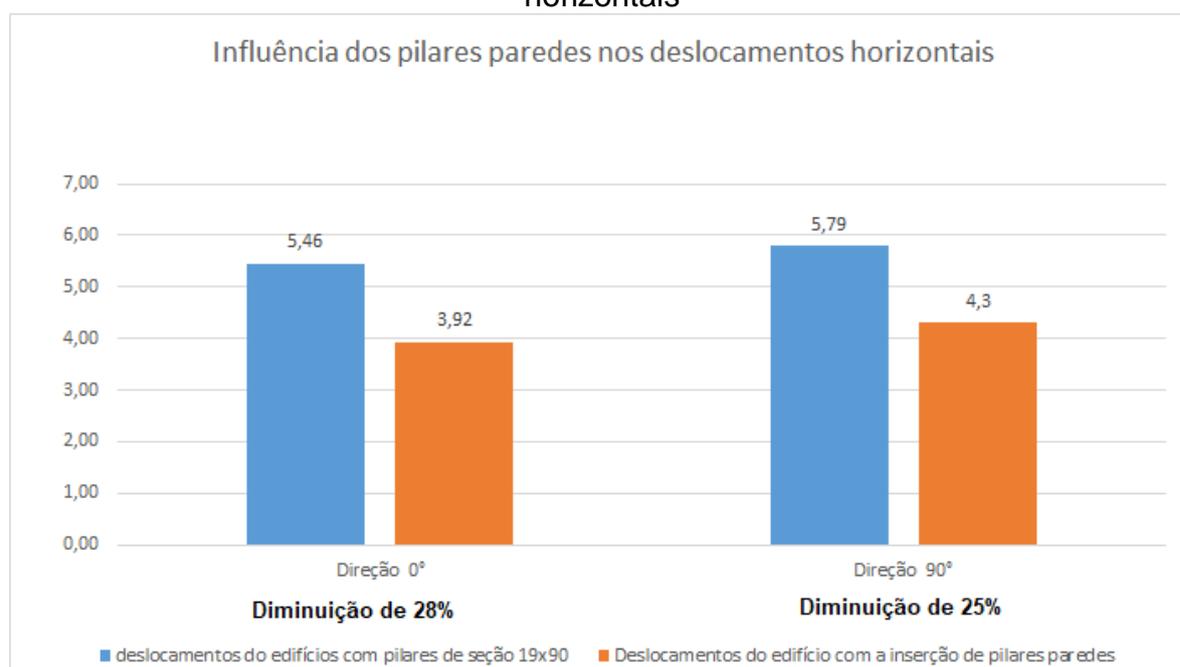
Na tabela 2, os resultados indicam que o parâmetro γ_z diminuiu em todas as direções, mas ainda são superiores a 1,10, valor indicado por vários autores e pela Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), caso são se queira majorar os esforços por um coeficiente adicional de 0,95. γ_z .

Tabela 2 - Parâmetro de estabilidade γ_z para os carregamentos simples de vento

Parâmetro de estabilidade (γ_z) para os carregamentos simples de vento									
Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	γ_z	α	Obs
5	90.0	4917.9	726.1	185.9	5557.5	189.7	1.199	0.920	B
6	270.0	4917.9	726.1	185.9	5557.5	189.7	1.199	0.920	B
7	0.0	4917.9	559.9	223.8	6690.3	189.7	1.119	0.755	B
8	180.0	4917.9	559.9	223.8	6690.3	189.7	1.119	0.755	B

Fonte: dados da pesquisa – Software TQS.

A respeito dos deslocamentos horizontais, os deslocamentos diminuíram em 28% na direção 0°. Na direção 90°, a diminuição foi de 25%, indicando que os pilares paredes contribuem bastante para a redução dos deslocamentos horizontais no edifício. A figura 43 abaixo indica estas relações.

Figura 43 - Gráfico sobre a Influência dos pilares paredes nos deslocamentos horizontais

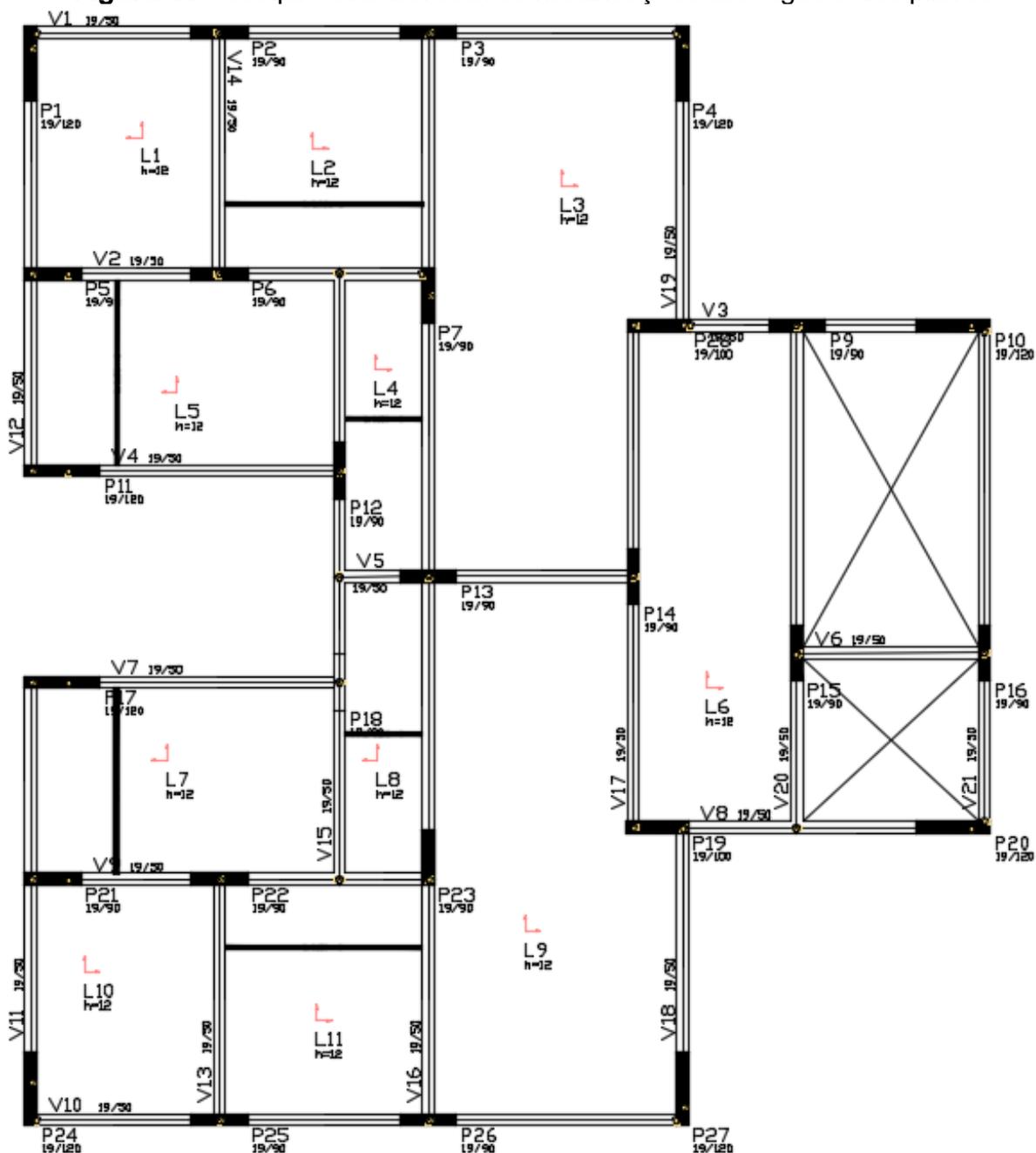
Fonte: dados da pesquisa.

Apesar da diminuição dos deslocamentos, eles ainda estão acima do permitido pela norma. O parâmetro γ_z ainda está acima de 1,10. Com o objetivo de atingir os limites de deslocamentos aceitáveis e diminuir o γ_z para um valor menor ou igual a 1,10, conclui-se que a alteração dos elementos isoladamente não é apropriada. Sendo assim, como as vigas contribuíram mais que as lajes para a redução desses fatores, realizam-se os pilares com as seções 19x90 e os pilares

paredes com 19x120 e aumenta-se as seções das vigas para 19x50, a fim de analisar o comportamento da estrutura quanto alteramos a seção destes dois elementos.

Segue a figura 44 abaixo, croqui estrutural com as modificações descritas acima.

Figura 44 - Croqui estrutural com as modificações das vigas e dos pilares

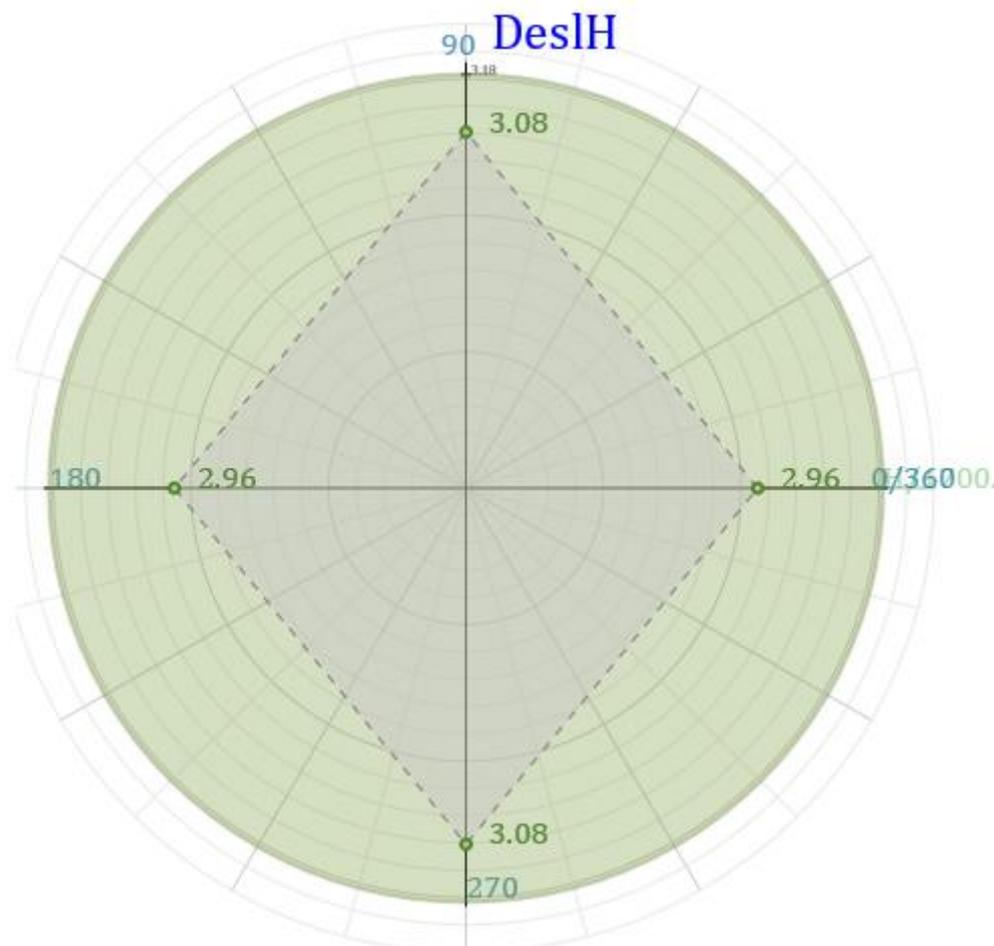


Fonte: dados da pesquisa.

Após a alteração das seções das vigas para 19x50, os deslocamentos horizontais diminuiram significativamente e ficaram abaixo do limite imposto pela Associação Brasileira de Normas Técnicas: 6118 (2014), na figura 23, que para este

edifício é de $\frac{5400}{1700} = 3,17$ cm. Segue a figura 45, com os deslocamentos calculados pelo software para o projeto estrutural indicado na figura 45.

Figura 45 - Deslocamentos horizontais após modificações das vigas e dos pilares



Fonte: dados da pesquisa – Software TQS.

Para o coeficiente γ_z , na direção de 0° e 180° , o valor está abaixo de 1,10. No caso, nessas direções têm-se $\gamma_z = 1,087$. Ou seja, nessas direções, o edifício está estável. Já para as direções 90° e 270° , apesar de estar estável, ele ainda está acima de 1,10. A tabela 3 abaixo indica os valores do γ_z obtidos.

Tabela 3 - Parâmetro de estabilidade γ_z para os carregamentos simples de vento

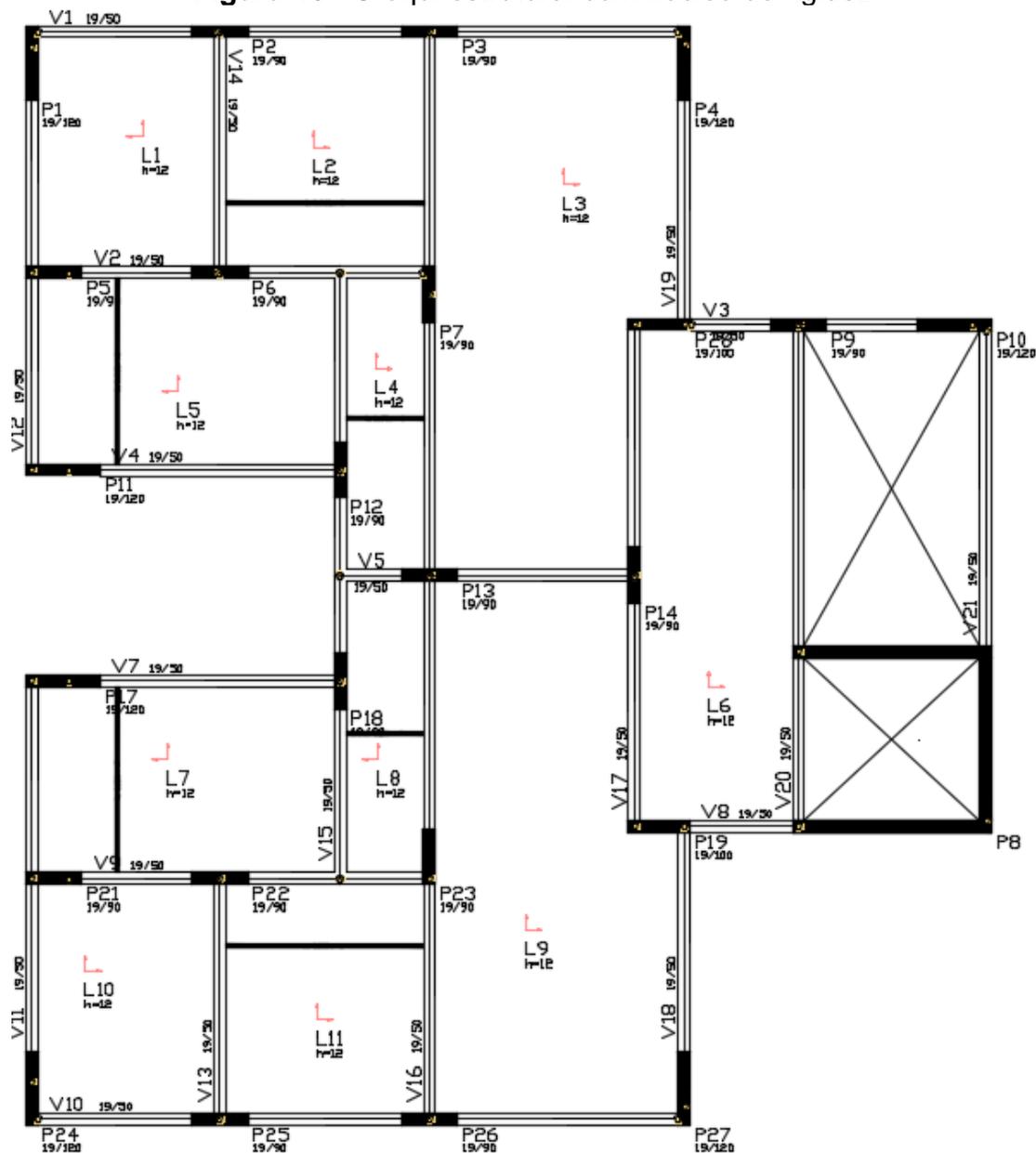
Parâmetro de estabilidade (γ_z) para os carregamentos simples de vento									
Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	γ_z	α	Obs
5	90.0	5048.8	532.3	185.9	5557.5	194.8	1.139	0.783	B
6	270.0	5048.8	532.3	185.9	5557.5	194.8	1.139	0.783	B
7	0.0	5048.8	422.9	223.8	6690.3	194.8	1.087	0.658	B
8	180.0	5048.8	422.9	223.8	6690.3	194.8	1.087	0.658	B

Fonte: dados da pesquisa – Software TQS.

Por fim, coloca-se um núcleo de rigidez na caixa de elevador e avalia os deslocamentos e o parâmetro γ_z . Para isso, coloca-se um pilar P8 em forma de U, eliminando os pilares P15, P16 e P20.

Segue a figura 46 abaixo, o croqui estrutural com as modificações citadas acima.

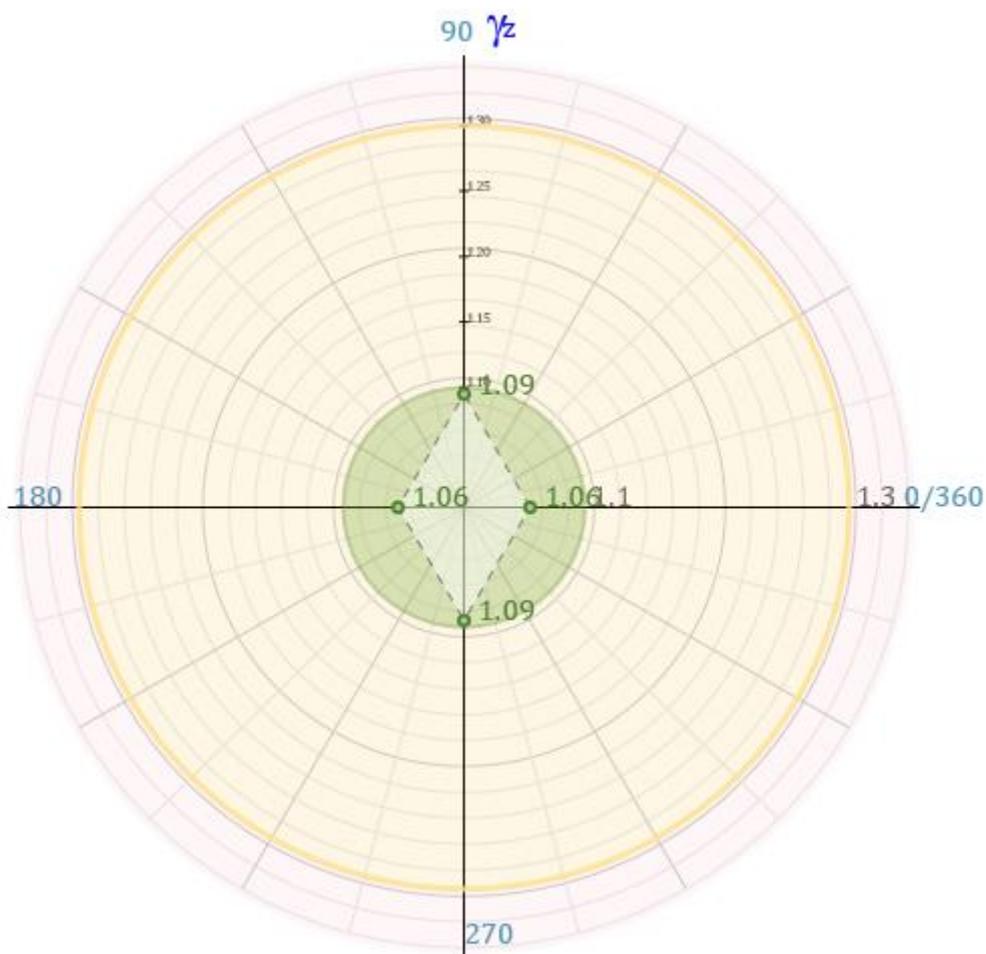
Figura 46 - Croqui estrutural com núcleo de rigidez



Fonte: dados da pesquisa.

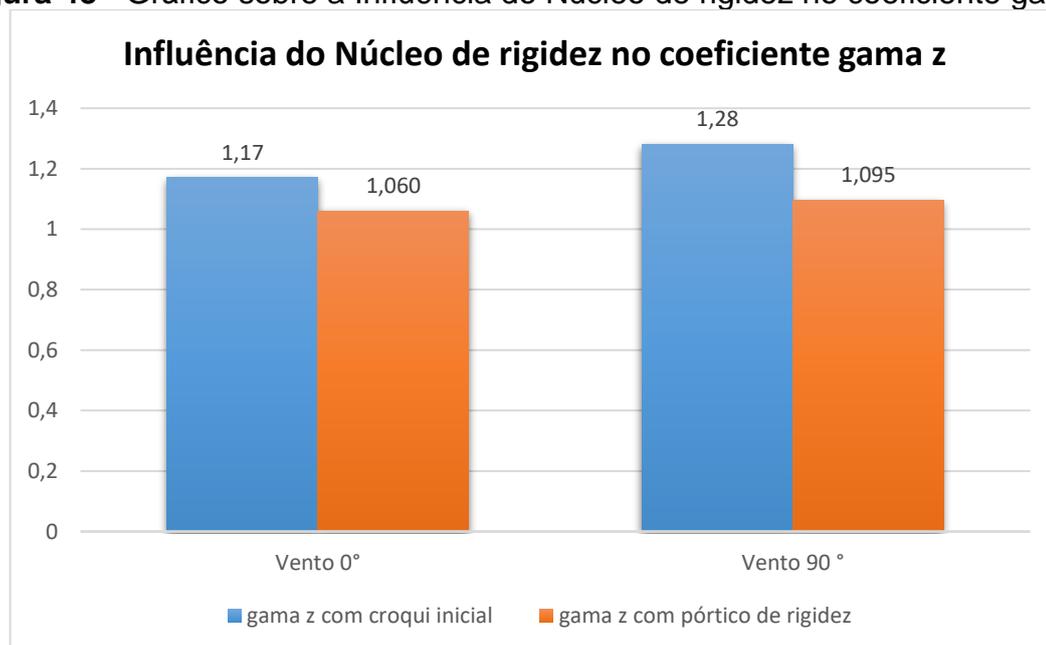
O núcleo de rigidez fez com que o γ_z ficasse abaixo de 1,10 em todas as direções, apontando a importância desse elemento para a estabilidade global de edifícios altos. Seguem as figuras 47 e 48, que mostram os resultados do γ_z para a estrutura com o núcleo de rigidez.

Figura 47 - Coeficiente γ_z com núcleo de rigidez



Fonte: dados da pesquisa – Software TQS.

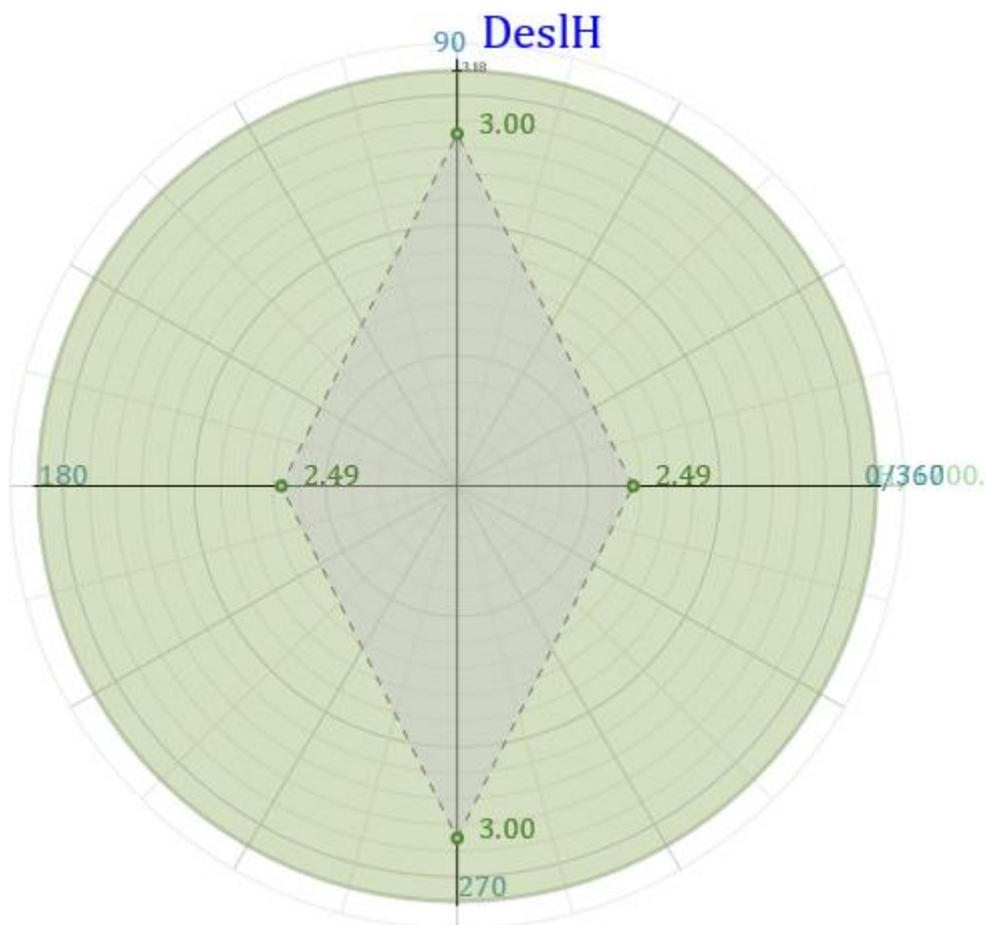
Figura 48 - Gráfico sobre a Influência do Núcleo de rigidez no coeficiente gama z



Fonte: dados da pesquisa.

Quanto aos deslocamentos, a inserção do núcleo de rigidez também proporcionou melhoras. Segue a figura 49 abaixo, com os resultados obtidos pelo TQS.

Figura 49 - Deslocamentos horizontais com núcleo de rigidez



Fonte: dados da pesquisa – Software TQS.

Tendo em vista os resultados obtidos neste trabalho, apresenta-se, no próximo capítulo, as conclusões acerca dos dados e análises obtidas.

CONCLUSÕES

Tendo em vista o referencial teórico apresentado e os dados e discussões acerca dos resultados obtidos neste trabalho, conclui-se que:

- As vigas contribuem para a redução do coeficiente γ_z . Neste estudo, a redução no γ_z foi de 1,27 para 1,20, na direção 0° , o que representa uma diminuição de 7% dos esforços de 2º ordem. Também, de 1,17 para 1,13, na direção de 90° . Com isso, na média das duas direções obtiveram uma redução de 6% dos esforços de 2º ordem;
- Sobre os deslocamentos, o aumento de 25% na altura das vigas proporcionou uma diminuição de 5,79cm para 4,42cm, 24% na direção de 90° do vento. Também de 5,46 para 4,28, redução de 21% nessa direção. Sendo assim, a redução média dos deslocamentos nessas direções foi de 22,5%, quando aumenta-se a altura da seção em 25%;
- O aumento da altura das vigas contribui para a redução do γ_z e dos deslocamentos horizontais dos edifícios, conseqüentemente aumentando a estabilidade global das edificações;
- Só o aumento das seções das vigas não foram suficientes para que o parâmetro γ_z e os deslocamentos horizontais ficassem inferiores aos valores recomendados e permitidos por norma, ou seja, $\gamma_z \leq 1,10$ e deslocamentos menores que $\frac{5400}{1700} = 3,17$ cm, indicando que deve-se aumentar a rigidez da estrutura para alcançar tais limites;
- O aumento da altura das lajes em 20% não contribuiu significativamente para a redução do coeficiente γ_z , em todas as direções consideradas. Por outro lado, esse aumento proporcionou a redução dos deslocamentos horizontais de 5,46 cm para 4,52 cm, percentual de 17,2% na direção 0° e 5,79 cm para 4,76 cm, percentual de 17,7%;
- O aumento das seções das vigas produziu resultados mais satisfatórios, tanto em relação a redução do γ_z quanto dos deslocamentos, indicando que as vigas têm maior contribuição para a estabilidade global do edifício;
- Os resultados mostram que a alteração da seção dos pilares não foram suficientes para que o coeficiente γ_z e os deslocamentos horizontais ficassem inferiores aos recomendados, ou seja, γ_z inferiores a 1,10 e deslocamentos

inferiores a 3,17. Com a alteração da seção dos pilares obtiveram uma redução de 5% nos esforços de 2º ordem, na direção do vento de 90° e de 4% na direção de 0°. Já em relação aos deslocamentos, a redução foi de 21% na direção 90° e 23% na direção 0°, indicando que os pilares contribuem para a redução do γ_z e dos deslocamentos;

- Os pilares-parede aumentam a rigidez da estrutura, diminuindo significativamente os deslocamentos horizontais da edificação, cerca de 28% e 25% nas direções de 0° e 90°, respectivamente, além de contribuir para a redução do γ_z ;
- A modificação isolada dos elementos não é uma forma eficiente para garantir a estabilidade global da edificação, nos resultados deste trabalho, percebe-se que com a alteração conjunta da seção das vigas e pilares e inserção de pilares-parede, garante-se a estabilidade global do edifício, com o parâmetro γ_z menor que 1,10 na direção de 0° e 180° e 1,13 na direção de 90° e 270° e os deslocamentos ficaram dentro dos limites permitidos pela norma;
- O núcleo de rigidez proporcionou melhoras no coeficiente γ_z e nos deslocamentos horizontais da edificação. Após a colocação do núcleo, o γ_z ficou abaixo de 1,10 em todas as direções, indicando que pode-se desconsiderar os efeitos de 2º ordem na estrutura e os deslocamentos ficaram abaixo do limite $\frac{H}{1700}$ proposto pela ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: 6118 (2014).

Por fim, com os resultados e suas análises feitas neste trabalho, foi possível avaliar como os elementos estruturais, vigas, pilares, lajes, pilares-parede e núcleos de rigidez influenciam na estabilidade global dos edifícios, no parâmetro γ_z e nos deslocamentos horizontais. Para a continuidade deste trabalho, apresenta-se as seguintes sugestões:

- Avaliar a influência do F_{ck} do concreto no cálculo do γ_z ;
- Estudar outros parâmetros e processos utilizados no estudo estabilidade global, por exemplo, processo P-Delta;
- Avaliar com mais profundidade a influência da posição dos pilares, sua inércia e esbelteza no cálculo e análise da estabilidade global;
- Estudar o efeito da torção causada pelos esforços de vento, efeito que não é considerado no cálculo do parâmetro γ_z .

REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, S. *Análise de estabilidade global de estruturas de concreto armado da cidade de Goiânia*. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio De Janeiro-RJ: [s.n.], 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações – Procedimento*. Rio De Janeiro-RJ: [s.n.], 1988.
- BUENO, M. *Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado*. 2009. 88 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade de Brasília, Brasília, 2009.
- CAMACHO, J. *Concreto Armado: Estados limites de utilização*. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2005.
- CARMO, R. *Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado*. 1995. 112 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.
- CARVALHO, R.; PINHEIRO, L. *Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado*. São Paulo: Editora Pini, 2013. v. 2.
- FONTES, F. *Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118: 2003*. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.
- FRANCO, M. Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado. In: REUNIÃO ANUAL DO IBRACON: COLÓQUIO SOBRE ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO, 1985, São Paulo. *Anais...* São Paulo: [s.n.], 1985.
- FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. Practical assessment of second order effects in tal buildings. In: COLLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC 90, 1991, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: [s.n.], 1991.
- G1. *Prédio em construção desaba em Belém*. G1. [S.l.: s.n.]. Disponível em: <<http://g1.globo.com/brasil/noticia/2011/01/predio-em-construcao-desaba-em-belem1.html>>. Acesso em: 14 fev. 2018. , 2011
- HELENE, P.; ANDRADE, T. Concreto de Cimento Portland. *Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais*. [S.l.]: Ibracon, 2010. .
- LIMA, J. *Verificações da punção e da estabilidade global de edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas*. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

MONCAYO, W. *Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado*. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

OLIVEIRA, J. *Estimativa do índice global de esbeltez de edifícios alto de concreto armado*. 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de Brasília, Brasília, 1998.

PAIXÃO, J.; ALVES, E. Análise de estabilidade global em edifícios altos. *Revista Eletrônica de Engenharia Civil*, v. 13, n. 1, p. 48–63, 2016.

PINHEIRO, L.; MUZARDO, C.; SANTOS, P. *Fundamentos do concreto e projeto de edifícios*. Universidade de São Paulo: Escola de Engenharia de São Carlos, 2003.

PINTO, R. *Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado*. 2002. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – São Carlos, Universidade de São Paulo, 2002.

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

PROENÇA, S. *Análise não-linear de estruturas. Notas de aula*. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, 2010.

RIBEIRO, J. *Estabilidade global em edifícios: Análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto*. 2010. 81 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

VASCONCELOS, A. Em que casos não se deve aplicar o processo simplificado do α_z para determinação dos efeitos de 2ª Ordem? n. Biblioteca Digital TQS, 2000.

VERGUTZ, J.; CUSTÓDIO, R. *Análise comparativa de resultados obtidos em softwares de dimensionamento de estruturas em concreto*. 2010. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2010.

WORDELL, F. *Avaliação da instabilidade global de edifícios altos*. 2003. Trabalho de Conclusão de Curso do Mestrado Profissional em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

YIN, R. *Estudo de Caso – Planejamento e Métodos*. 2. ed. São Paulo: Artmed, 2001.