



**CAROLINE APARECIDA FERREIRA
ELIAS EDUARDO SILVA**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO CONSIDERANDO METODOLOGIAS
NUMÉRICAS E NORMATIVAS**

**LAVRAS – MG
2021**

**CAROLINE APARECIDA FERREIRA
ELIAS EDUARDO SILVA**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
CONSIDERANDO METODOLOGIAS NUMÉRICAS E NORMATIVAS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à
Universidade Federal de Lavras, como parte
das exigências do Curso de Engenharia Civil,
para a obtenção do título de Bacharel.

Prof. D.Sc. Igor José Mendes Lemes
Orientador

**LAVRAS – MG
2021**

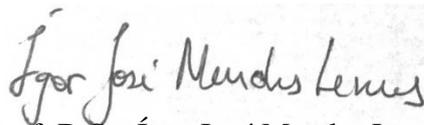
**CAROLINE APARECIDA FERREIRA
ELIAS EDUARDO SILVA**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO
CONSIDERANDO METODOLOGIAS NUMÉRICAS E NORMATIVAS**

**STUDY OF THE BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES
CONSIDERING NUMERICAL AND DESIGN CODES APPROACHES**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à
Universidade Federal de Lavras, como parte
das exigências do Curso de Engenharia Civil,
para a obtenção do título de Bacharel.

APROVADO em 19 de novembro de 2021.
D.Sc. Ígor José Mendes Lemes UFLA
D.Sc. André Luiz Zangiácomo UFLA
D.Sc. Jéssica Lorrany e Silva UFMG



Prof. D.Sc. Ígor José Mendes Lemes
Orientador

**LAVRAS – MG
2021**

RESUMO

O presente trabalho visa o estudo da precisão de uma metodologia normativa para a aferição da deslocabilidade lateral de um edifício de múltiplos pavimentos com estrutura de concreto armado. Tal metodologia provém de simplificações no desenvolvimento das equações analíticas, com relativo grau de dificuldade na consideração de sua forma exata nos cálculos, e conseqüentemente perda da precisão na resposta em problemas complexos. Visa-se aqui gerar comparações entre o método normativo (γ_z - gama z) com métodos numéricos de alta precisão – desenvolvidos considerando a não linearidade geométrica com equações de ordem elevada. Após a dedução analítica dos parâmetros normativos algumas aplicações foram feitas concomitantemente às simulações numéricas. As análises partiram de um pilar isolado considerando variações na carga vertical para a majoração dos efeitos de segunda ordem. Para o caso do pilar com pequena, média e grande deslocabilidades, foram obtidas as seguintes diferenças quando comparando o método γ_z com a abordagem numérica: 0,141%, 14,866% e 37,631%, respectivamente. Tais dados são convergentes ao comportamento do pórtico plano, em que ao se aumentar a sua deslocabilidade o coeficiente γ_z perdeu precisão. Por fim, foi feita uma aplicação em um edifício real, com cargas definidas em consonância às prescrições normativas vigentes no país. Na análise do edifício foram verificadas a influência do vento atuando a 0° e a 90°, sendo que a combinação mais desfavorável foi o vento 0° (direção 1), gerando uma deslocabilidade lateral de 3,4471 centímetros, utilizando a análise mais precisa (numérica). Uma das direções do edifício apresentou comportamento linear, segundo o coeficiente γ_z , enquanto a outra direção necessitou de análise de 2ª ordem. Na direção em que a deslocabilidade do edifício foi maior, a precisão da metodologia utilizando o γ_z foi de 96,905% em relação ao método numérico. Concluiu-se então que o coeficiente γ_z é uma alternativa satisfatória tanto para avaliação dos elementos isolados, para pórticos planos e também para edifícios de múltiplos andares.

Palavras-chave: Efeitos de segunda ordem. Análise computacional. Normas de projeto. Estruturas de concreto armado. Edifícios de múltiplos pavimentos.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	5
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	7
2.1	Considerações iniciais	7
2.2	Definições normativas para a avaliação do efeito de segunda ordem	8
2.3	Estado da arte	10
2.4	Aplicabilidade prática do trabalho	11
2.5	Processos de cálculo.....	11
2.5.1	Pré-dimensionamento das vigas	11
2.5.2	Pré-dimensionamento das lajes	12
2.5.3	Pré-dimensionamento dos pilares	13
2.5.4	Determinação das ações laterais.....	14
2.5.4.1	Fatores determinantes para se obter as cargas eólicas, segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988)	14
2.5.4.2	Fator topográfico (variações do relevo) (S₁).....	15
2.5.4.3	Fator de rugosidade do terreno e de dimensões da edificação (S₂).....	15
2.5.4.4	Fator estatístico (S₃)	16
2.5.4.5	Velocidade característica (V_k)	16
2.5.4.6	Cálculo da pressão de obstrução	17
2.5.4.7	Cálculo da força de arrasto.....	17
2.5.5	Combinação de ações	19
2.5.6	Carregamentos da estrutura.....	19
2.5.6.1	Cargas variáveis.....	19
2.5.6.2	Cargas permanentes	20
3	METODOLOGIA	21
3.1	Modelagem estrutural	21
3.1.1	Modelagem pilar isolado	21
3.1.2	Modelagem pórtico plano	22
3.1.3	Modelagem de um edifício	23
3.1.3.1	Condições de apoio adotadas	25
3.1.3.2	Cargas aplicadas	25
3.1.3.3	Excentricidades de forma	26
3.1.3.4	Determinação das ações de vento	26
3.1.3.5	Combinações de ações	26

3.2	Análises	27
3.2.1	Análise linear	27
3.2.2	Análise não linear	28
4	ANÁLISES E RESULTADOS	29
4.1	Pilar isolado.....	29
4.1.1	1ª análise	29
4.1.2	2ª análise	30
4.1.3	3ª análise	32
4.2	Pórtico plano	33
4.2.1	1ª análise	34
4.2.2	2ª análise	35
4.3	Edifício de múltiplos pavimentos	36
4.3.1	Análise linear do edifício	39
4.3.2	Análise não linear do edifício.....	48
5	CONCLUSÕES	52
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	54
	ANEXO A – Planta baixa	56
	APÊNDICE A – Dedução γ_z.....	57
	APÊNDICE B – Dimensionamento dos pilares	60
	APÊNDICE C – Cálculo das ações do vento.....	61

1 INTRODUÇÃO

Na concepção dos projetos estruturais de engenharia, os projetistas iniciam os cálculos baseados em três premissas: segurança, tempo (elaboração e execução da obra) e economia. Para se atingir um equilíbrio entre essas variáveis há uma gama de materiais e métodos disponíveis no mercado. De forma isolada, dentre os materiais mais usados na construção civil, destacam-se o concreto, o aço e a madeira.

Considerando as demandas por habitações em centros urbanos com alto índice de ocupação da área, edifícios de múltiplos pavimentos se destacam como solução aplicável e prática. Em termos estruturais, quanto maior for a relação altura do edifício e sua área em planta, maior é a sua susceptibilidade aos efeitos de segunda ordem. Esses efeitos são responsáveis pela amplificação dos esforços solicitantes de flexão, principalmente nos pilares da edificação, quando se consideram as cargas horizontais como por exemplos as oriundas da ação eólica.

Nos edifícios de múltiplos pavimentos a deslocabilidade lateral se torna um fator importante no dimensionamento da estrutura, uma vez que grandes deslocamentos podem causar desconforto aos usuários da edificação. Como elementos resistentes à deslocabilidade lateral, tem-se os pórticos, as lajes e os núcleos rígidos (caixa de escada, caixa de elevador, sistemas de contraventamento, etc). Os pórticos são sistemas fundamentais de um edifício, compostos pela simples junção das vigas e dos pilares. A distância entre os pilares, no mesmo plano de atuação da carga, gera automaticamente um elemento resistente às ações laterais, como por exemplo o vento. Essa capacidade resistente é acrescida com a função de diafragma rígido das lajes, que com sua elevada rigidez axial, ajuda na distribuição das cargas horizontais de forma igualitária entre os pilares. Por fim, os núcleos rígidos colaboram na capacidade resistente em conjunto com os pórticos e as lajes, reduzindo a esbeltez da estrutura.

Segundo Santana (2015), o projeto de estruturas esbeltas tem se tornado cada vez mais comum em função dos avanços científicos e computacionais. Quando submetidos a carregamentos extremos, esses sistemas estruturais podem sofrer grandes deslocamentos e deformações. Mesmo para pequenas perturbações, o equilíbrio desses sistemas pode ser perdido. Na prática, tal comportamento leva, geralmente, ao colapso parcial ou total da estrutura e a identificação das configurações de equilíbrio estáveis e instáveis é de grande importância (WRIGGERS, 2008).

Em alguns casos, os projetos de estruturas ainda são desenvolvidos considerando a geometria da estrutura perfeita e utilizando a análise linear elástica. As equações de equilíbrio são formuladas baseando-se na configuração inicial, indeformada, da estrutura e assume-se que

as deformações, deslocamentos e rotações são pequenas. Assim, as normas de projeto (NBR 8800, ABNT, 2008; NBR 6118, ABNT, 2014; AISC/LRFD, 2016) apresentam modelos simplificados para o cálculo de esforços em estruturas de pequeno e médio porte. Uma desvantagem da análise linear elástica tem sido sua incapacidade de retratar o comportamento real de estruturas sob condições não usuais de carregamento ou de carregamento limite. No entanto, face ao aumento de esbeltez, as estruturas podem apresentar comportamento não linear relevante antes mesmo de atingirem seus limites de resistência. Assim, as próprias normas de projeto supracitadas se resguardam de responsabilidade quando as estruturas são tidas como esbeltas, e recomendam a utilização de metodologias computacionais em face aos modelos simplificados por elas definidos.

O presente trabalho se auto justifica como início de um estudo dos processos normativos para análises dos efeitos de segunda ordem em edificações de múltiplos pavimentos. Essa verificação se faz necessária, uma vez que os processos normativos são bastante utilizados no meio prático, e são conservadores em relação ao comportamento real da estrutura. Em outras palavras, as normas técnicas fornecem metodologias que tendem a gerar solicitações maiores do que as reais implicando em um dimensionamento antieconômico. Assim sendo, ao se adotar metodologias numéricas de alta precisão, tem-se a redução do uso de materiais construtivos (aço e concreto), estando assim em consonância com a sustentabilidade e economia. Com isso, o problema da estabilidade lateral das edificações com maior índice de esbeltez poderá ser corrigido, gerando projetos seguros, confortáveis para os seus usuários e mais econômicos.

Sendo assim, o objetivo desse trabalho é promover um estudo comparativo numérico-analítico para avaliar a eficiência da metodologia normativa na análise de estruturas de concreto armado. Assim, será possível avaliar a deslocabilidade lateral desses sistemas estruturais, tanto por meios numéricos de alta precisão, quanto pelo método simplificado proposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

2 REFERÊNCIAL TEÓRICO

2.1 Considerações iniciais

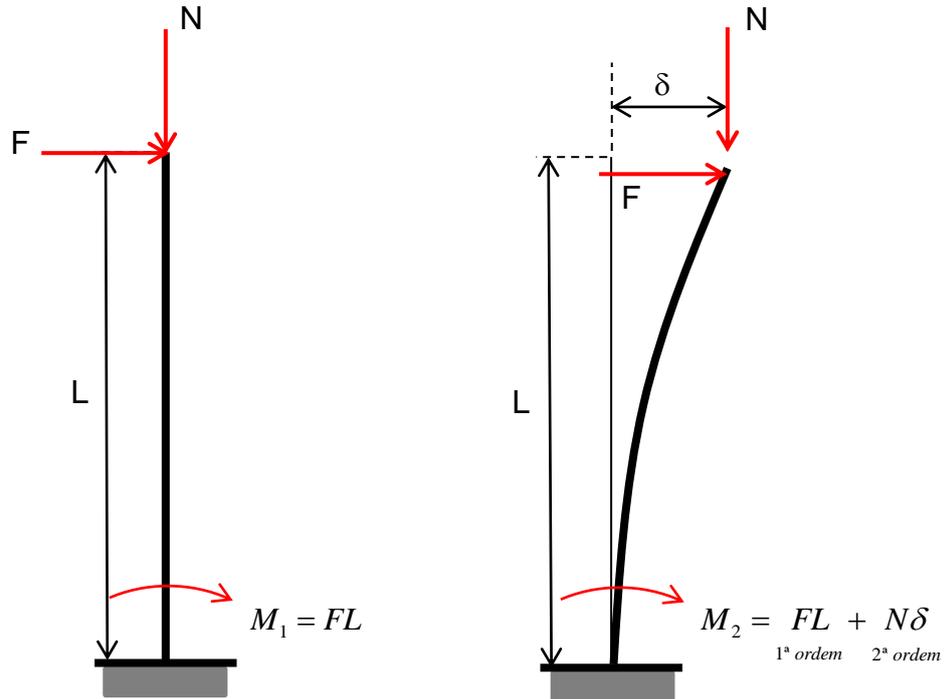
No comportamento real de estruturas, efeitos de segunda ordem podem ser importantes para o dimensionamento dos elementos estruturais (MARTHA, 2010, p. 146). O efeito de segunda ordem é a amplificação do momento fletor, o esforço de flexão, devido a imperfeição da peça. Para entender o comportamento da peça inicialmente estuda-se a flambagem que ocorre através da peça perturbada. Segundo Hibbeler (2010, p. 477), a flambagem que ocorre em uma coluna pode resultar em uma falha repentina e comprometer toda a estabilidade da estrutura e levá-la ao colapso. Para isso, é necessário estudar a carga axial máxima de compressão que uma coluna pode suportar a fim de dimensioná-la com segurança.

Segundo Martha (2010, p. 146), para estudar a flambagem de uma peça considera-se inicialmente a compressão por uma carga axial centrada, uma situação ideal, onde se analisam apenas os efeitos de primeira ordem na peça. Entretanto, considerando a situação real, a peça possui imperfeições gerando uma excentricidade do esforço normal que ocasiona momentos fletores na barra e pode provocar a perda da estabilidade da peça comprimida.

A partir da análise dos efeitos da flambagem na peça, percebe-se que quanto maior a sua esbeltez, maior será sua suscetibilidade aos efeitos de segunda ordem devido ao aumento progressivo do momento fletor na peça. Segundo Vieira *et al.* (2017), os efeitos de 2ª ordem surgem quando as equações de equilíbrio são consideradas na configuração deformada da estrutura, o que ocasiona um comportamento não-linear geométrico. Por isso, ao realizar a modelagem matemática da estrutura estudada é importante analisar as condições de equilíbrio da peça na sua forma deformada levando em consideração os efeitos de segunda ordem, pois estes podem influenciar significativamente na estabilidade global da estrutura.

O aumento do momento fletor, devido a não linearidade geométrica pode ser observada na Figura 2.1.

Figura 2.1 – Efeitos de 1ª e 2ª ordem sobre um pilar isolado.



Fonte: Dos autores (2021).

Inicialmente a peça é considerada perfeita, com a força normal, N , atuando no centro de gravidade (CG) da seção transversal da peça, tendo assim um momento de 1ª ordem M_1 . Posteriormente a peça se encontra deformada em virtude da ação horizontal, F , e também às imperfeições no processo construtivo, nesse caso a força normal atua com uma excentricidade, δ , em relação ao CG da base da estrutura, o que faz com que o momento total seja maior, caracterizando o que é chamado de efeito de 2ª ordem.

2.2 Definições normativas para a avaliação do efeito de segunda ordem

O coeficiente γ_z é bastante utilizado atualmente para se analisar a estabilidade global de estruturas com 4 pavimentos ou mais. De acordo com Vieira *et al.* (2017), o parâmetro visa avaliar os efeitos de 2ª ordem sem a necessidade de uma análise não linear geométrica. Assim sendo, o coeficiente é uma forma simplificada de analisar tais efeitos, considerando a estrutura com geometria linear, aplicando algumas simplificações que serão detalhadas adiante. A NBR 6118 (ABNT, 2014) afirma que os efeitos de 2ª ordem que representam um acréscimo inferior a 10% em relação aos efeitos de 1ª ordem, podem ser desprezados. A norma também não apresenta soluções caso o acréscimo de esforços entre os efeitos de 1ª e 2ª ordem seja superior

a 30%, nesse caso as estruturas são tidas como muito esbeltas sendo necessária a utilização de metodologias computacionais em face aos modelos simplificados propostos pela norma.

A NBR 6118 (ABNT,2014) define o parâmetro γ_z , deduzido no Apêndice A, conforme a equação a seguir:

$$\gamma_z = \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \right) \quad (2.1)$$

Em que:

$M_{1,tot,d}$ → momento fletor de primeira ordem (momento de tombamento) = somatório das forças horizontais atuantes na edificação vezes as suas respectivas alturas.

$\Delta M_{tot,d}$ → produto das forças gravitacionais pelos respectivos deslocamentos laterais dos pavimentos.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) determina alguns limites para a análise do coeficiente γ_z , sendo estes:

- $\gamma_z < 1,1$ → A estrutura é considerada de nós fixos, sendo necessária apenas uma análise de 1ª ordem.
- $1,1 \leq \gamma_z \leq 1,3$ → A estrutura é considerada de nós móveis, sendo necessária uma análise de 2ª ordem.

Caso a estrutura seja de nós móveis, ou seja, possua o coeficiente γ_z entre 1,1 e 1,3, deve ser realizado uma análise de 2ª ordem, levando em consideração a não linearidade física da estrutura. A NBR 6118 (ABNT, 2014) propõe que seja realizada uma redução da rigidez dos elementos estruturais gerados pela não linearidade física. Sendo assim, para uma análise dos esforços globais de 2ª ordem, são realizadas as seguintes reduções da rigidez dos elementos estruturais:

- Lajes:

$$(EI)_{sec} = 0,3E_c I_c \quad (2.2)$$

- Vigas:

$$(EI)_{sec} = 0,4E_c I_c \text{ para } As' \neq As \quad (2.3)$$

$$(EI)_{sec} = 0,5E_c I_c \text{ para } As' = As \quad (2.4)$$

- Pilares:

$$(EI)_{sec} = 0,8E_c I_c \quad (2.5)$$

Sendo:

I_c → O momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes.

E_c → O valor representativo do módulo de deformação do concreto conforme o item 15.5.1 da referida norma.

Vieira *et al.* (2017) afirmaram que o coeficiente γ_z pode ser utilizado como um majorador dos esforços de 1ª ordem, para obtenção aproximada dos esforços finais da estrutura, dispensando assim uma análise de 2ª ordem. A NBR 6118 (ABNT,2014) sugere que os esforços horizontais sejam majorados por $0,95\gamma_z$, desde que $\gamma_z < 1,3$. Assim é possível obter resultados aproximados ao encontrados em uma análise detalhada de 2ª ordem, realizando apenas uma análise simplificada de 1ª ordem.

2.3 Estado da arte

Estudos sobre estruturas esbeltas se tornam cada vez mais importantes, devido à grande demanda por edifícios altos construídos em áreas cada vez menores. Por isso, diferentes autores vêm analisando os efeitos de segunda ordem em estruturas, por meio de diferentes metodologias.

Sabe-se que a estabilidade global de uma estrutura está estritamente relacionada aos efeitos de 2ª ordem, os quais se originam da forma deformada do elemento. Sendo assim, Vieira *et al.* (2017) propuseram uma metodologia de análise em que se obteve uma equação para o cálculo aproximado da carga crítica de flambagem, em função do coeficiente γ_z . Tal equação foi desenvolvida a partir de análises em edifícios reais de concreto armado, sendo obtidos resultados satisfatórios para certos intervalos do referido coeficiente.

Araújo (2016) realizou uma comparação analítica entre os edifícios mais antigos e os mais recentes construídos na cidade de Goiânia-GO. A análise partiu da percepção do aumento de edifícios cada vez mais esbeltos na cidade, nos últimos 10 anos. Para a análise foi modelado 1 edifício de 10 pavimentos, com características referentes aos prédios mais antigos da cidade, o autor definiu essa estrutura como sendo a modelo, a fim de comparação com as mais recentes. Em seguida, o autor testou 2 estruturas referentes a edifícios mais recentes, sendo uma de um prédio de 24 andares e a outra de 31 andares. Como resultado, o autor constatou que o edifício

modelo (antigo) apresentou coeficientes $\gamma_z < 1,1$ nas direções x e y , o que garante que apenas uma análise de 1ª ordem é suficiente para a estrutura. Já nos edifícios mais recentes, com maiores esbeltezes, ficou constatada a necessidade de uma análise de 2ª ordem nessas estruturas, pois apresentaram $\gamma_z > 1,1$, em pelo menos uma direção.

Oliveira (2002) realizou o estudo dos parâmetros de instabilidade global das estruturas, o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z , por meio de análises de primeira e segunda ordem em edifícios de concreto armado com o intuito de determinar o grau de confiabilidade desses parâmetros e avaliar a eficiência do coeficiente γ_z como majorador dos esforços de primeira ordem, para a obtenção dos esforços finais, que incluem os efeitos de segunda ordem.

2.4 Aplicabilidade prática do trabalho

Conforme discutido anteriormente, a análise dos efeitos de segunda ordem é de fundamental importância para a garantia da segurança dos projetos estruturais. Atualmente a análise de 2ª ordem é primordial, devido à crescente demanda por edifícios cada vez mais esbeltos.

2.5 Processos de cálculo

A seguir serão detalhadas todas as metodologias e aplicações utilizadas para se analisar os elementos estruturais, avaliados nessa pesquisa.

2.5.1 Pré-dimensionamento das vigas

A NBR 6118 (ABNT, 2014), estabelece que as vigas não podem apresentar largura menor que 12 cm, devido à necessidade de cobrimento de sua armadura. Em casos excepcionais, admite-se uma largura mínima de 10 cm, desde que sejam respeitadas determinadas condições (alojamento das armaduras - cobrimento mínimo - condições de execução - lançamento e adensamento do concreto).

Por questões estéticas, a espessura das vigas é definida de acordo com a espessura da parede. Já a altura estimada das vigas ($h_{est.}$) é definida de acordo com o vão livre (l_0), conforme sugere Pinheiro (2007), sendo:

- Tramos extremos ou vigas bi apoiadas:

$$h_{est.} = \frac{l_0}{10} \quad (2.6)$$

- Tramos intermediários:

$$h_{est.} = \frac{l_0}{12} \quad (2.7)$$

- Balanços:

$$h_{est.} = \frac{l_0}{5} \quad (2.8)$$

2.5.2 Pré-dimensionamento das lajes

O dimensionamento de lajes maciças parte do conhecimento dos vãos a serem vencidos pela laje e das suas condições de contorno. As condições de contorno são definidas a partir do lançamento de vigas e pilares, adaptando-os ao projeto arquitetônico, formando assim os pórticos. Para efeitos de simplificação, será realizado aqui apenas um pré-dimensionamento para estimar a altura das lajes, conforme definido por Velasco *et al.* (2017), assim será adotado as seguintes premissas:

- Laje armada em duas direções:

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x} \leq 2 \rightarrow h_{est.} \approx \frac{L_x}{50} \hat{a} \frac{L_x}{40} \quad (2.9)$$

- Laje armada em uma direção:

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x} > 2 \rightarrow h_{est.} \approx \frac{L_x}{45} \hat{a} \frac{L_x}{25} \quad (2.10)$$

Onde:

L_y → maior vão da laje.

L_x → menor vão da laje.

$h_{est.}$ → altura estimada da laje.

λ → parâmetro lambda dado pela razão entre o lado menos rígido (L_y) e o lado mais rígido (L_x).

A partir das alturas obtidas no pré-dimensionamento é necessário verificar se a mesma atende aos critérios mínimos definidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 74). A referida norma determina as seguintes dimensões de altura mínima (h_{\min}):

- Laje de cobertura não em balanço $\rightarrow h_{\min.} = 7$ cm.
- Laje de piso não em balanço $\rightarrow h_{\min.} = 8$ cm.
- Laje em balanço $\rightarrow h_{\min.} = 10$ cm.

De acordo com a referida norma, caso as lajes estejam em balanço, essa deve ter seu esforço solicitante de cálculo majorado por um coeficiente γ_n , obedecendo a seguinte expressão em função de sua altura:

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05h \quad (2.11)$$

2.5.3 Pré-dimensionamento dos pilares

O pré-dimensionamento dos pilares se inicia estimando a carga atuante por meio do processo das áreas de influência (quinhão de carga). 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 absorverão.

A área de influência de cada pilar pode ser obtida dividindo-se as distâncias entre seus eixos (l) em intervalos que variam de $0,45l$ a $0,55l$, dependendo da posição do pilar na estrutura, conforme os seguintes critérios propostos por Pinheiro (2007):

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

Em função de sua posição na estrutura os pilares podem ser identificados como de canto, de extremidade e interno. As excentricidades das cargas descarregadas nos pilares são consideradas por meio de um coeficiente de majoração da força normal α . Pinheiro (2007) indica os seguintes valores:

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

A partir das definições apresentadas, a seção dos pilares abaixo do primeiro pavimento tipo, serão definidas de acordo com a equação proposta por Pinheiro (2007):

$$A_c = \frac{30 \times \alpha \times A \times (n + 0,7)}{f_{ck} + 0,01 \times (69,2 - f_{ck})} \quad (2.12)$$

Onde:

$A_c = b \times h \rightarrow$ área da seção de concreto (cm^2);

$\alpha \rightarrow$ coeficiente que leva em conta as excentricidades da carga;

$A \rightarrow$ área de influência do pilar (m^2);

$n \rightarrow$ número de pavimentos-tipo;

$(n + 0,7) \rightarrow$ número que considera a cobertura, com carga estimada em 70% da relativa ao pavimento-tipo;

$f_{ck} \rightarrow$ resistência característica do concreto (kN/cm^2).

A NBR 6118 (ABNT, 2014), determina a área mínima da seção transversal do pilar igual a 360 cm^2 . A norma também estabelece valores mínimos para as dimensões dos pilares, onde a seção transversal de pilares e pilares parede ($h > 5b$), qualquer que seja a sua forma, não pode apresentar dimensão menor que 19 cm. Em casos especiais se admite dimensões entre 14 cm e 19 cm, desde que se majore os esforços solicitantes de cálculo por um coeficiente adicional γ_n , calculado de acordo com a equação a seguir, proposta pela norma.

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05b \quad (2.13)$$

Onde:

$b \rightarrow$ Menor dimensão da seção transversal em cm.

2.5.4 Determinação das ações laterais

2.5.4.1 Fatores determinantes para se obter as cargas eólicas, segundo a NBR 6123 (ABNT, 1988)

Para se obter as forças atuantes na estrutura devidos à ação do vento é necessário analisar todo o ambiente onde a construção está inserida. Sendo assim é necessário analisar os diferentes contextos, em que pode estar exposto a edificação, para assim se ter uma melhor representação das forças que estão realmente atuando na estrutura. Para isso é necessário utilizar os fatores de correção para ações do vento de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988).

2.5.4.2 Fator topográfico (variações do relevo) (S₁)

É um fator que introduz no modelo de cálculo a condição geográfica (variações no relevo) da edificação. Os terrenos podem ser planos ou fracamente acidentados, pode conter também morros, taludes, ou vales profundos.

O vento incidente na lateral será representado aqui como o da direção de 0°, pois está paralelo a maior dimensão em planta da edificação.

2.5.4.3 Fator de rugosidade do terreno e de dimensões da edificação (S₂)

O fator de rugosidade é determinado de acordo com a vizinhança da edificação sendo classificado em diferentes categorias, conforme o Quadro 2.1 a seguir.

Quadro 2.1 – categorias de rugosidades de terreno.

Categoria/Descrição	Exemplos
I - Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.	mar calmo; lagos e rios; pântanos sem vegetação.
II - Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0 m.	zonas costeiras planas; pântanos com vegetação rala; campos de aviação; pradarias e charnecas; fazendas sem sebes ou muros.
III - Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0 m.	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.
IV - Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m.	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.
V - Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 m.	florestas com árvores altas, de copas isoladas; centros de grandes cidades; complexos industriais bem desenvolvidos.

Fonte: adaptado NBR 6123 (ABNT, 1988, p. 8).

Outra classificação, é a de classes, que estão relacionadas com as dimensões da face onde o vento está atuando, sendo:

A → edificações com maior dimensão (horizontal ou vertical) menor que 20 m.

B → edificações com maior dimensão (horizontal ou vertical) entre 20 e 50 m.

C → edificações com maior dimensão (horizontal ou vertical) maior que 50 m.

A partir da definição da categoria e da classe da edificação, pode-se determinar o fator S_2 pela seguinte expressão:

$$S_2 = b \times F_r \times \left(\frac{Z}{10}\right)^p \quad (2.14)$$

Sendo:

Z → altura acima do nível do terreno;

b → parâmetro de correção da classe da edificação;

F_r → fator de rajada;

P → parâmetro meteorológico.

Os parâmetros da equação 2.14 utilizados para o cálculo de S_2 se encontram tabelados na NBR 6123 (ABNT,1988), sendo definidos a partir das informações de categoria e classe da edificação.

2.5.4.4 Fator estatístico (S_3)

Considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação e, depende do tipo de construção. As construções podem ser permanentes, como hospitais, residências, hotéis, e também de uso temporário. Para cada tipo de construção, a NBR 6123 (ABNT, 1988) em sua Tabela 3, propõe um valor específico de S_3 .

2.5.4.5 Velocidade característica (V_k)

De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), a velocidade característica do vento é corrigida com os fatores de correções de acordo com a seguinte relação:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (2.15)$$

Sendo:

V_k → Velocidade característica do vento;

V_0 → Velocidade básica do vento;

S_1 → Fator topográfico;

S_2 → Fator de rugosidade do terreno e de dimensões das edificações;

S_3 → Fator estatístico.

2.5.4.6 Cálculo da pressão de obstrução

A equação utilizada para pressão de obstrução (q) é determinada pela NBR 6123 (ABNT, 1988), conforme a seguinte equação:

$$q = (0,613 \times V_k^2) / 1000 \quad (2.16)$$

2.5.4.7 Cálculo da força de arrasto

A força de arrasto é a componente da força global na direção do vento, e é calculada seguindo a NBR 6123 (ABNT, 1988) conforme a equação a seguir:

$$F_a = C_a \times q \times A_e \quad (2.17)$$

Onde:

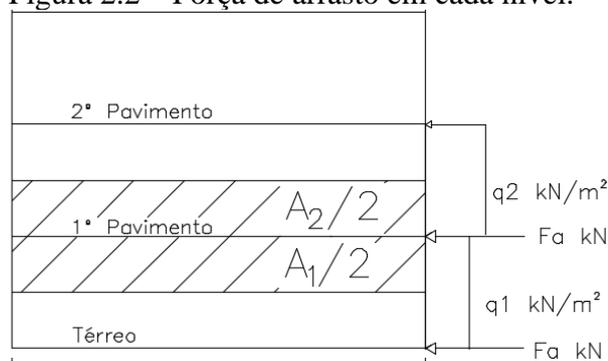
C_a → Coeficiente de arrasto;

q → Pressão de obstrução;

A_e → Área da superfície na qual o vento atua.

Para se determinar a força atuante em cada nível, na região da laje, leva-se em consideração o efeito de transição da carga de obstrução nos níveis vizinhos, conforme esquema ilustrado na Figura 2.2.

Figura 2.2 – Força de arrasto em cada nível.



Fonte: Dos autores (2021).

Sendo assim, se obtém a força de arrasto F_a , pela seguinte equação:

$$F_a = C_a \times q_1 \times \frac{A_e}{2} + C_a \times q_2 \times \frac{A_e}{2} \quad (2.18)$$

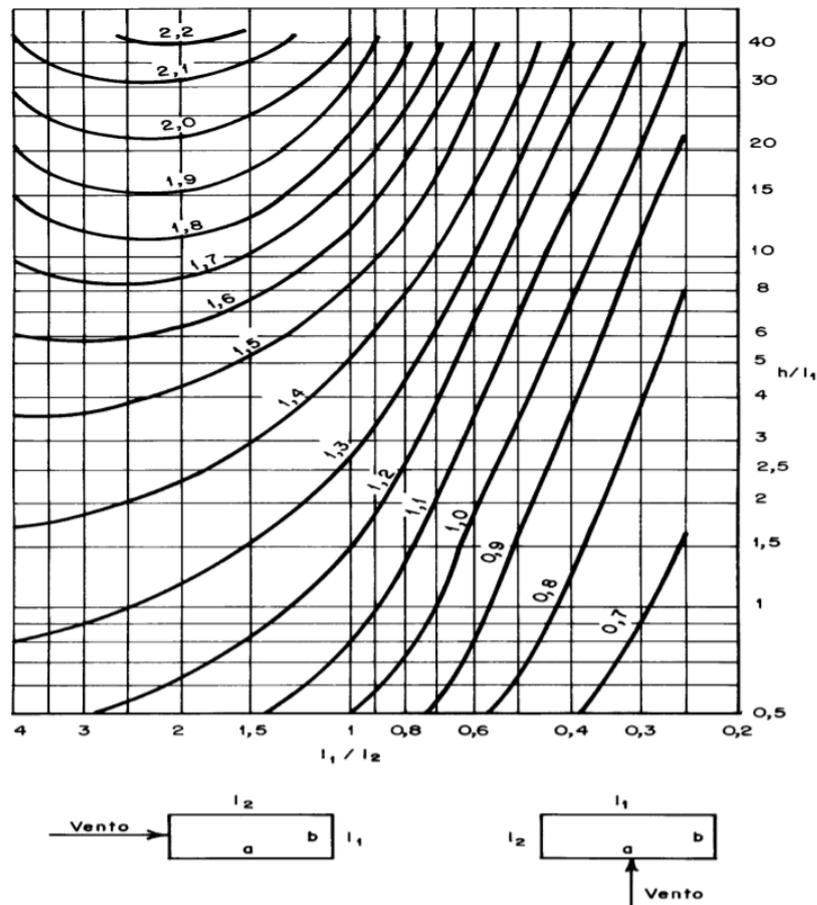
Para edificações de plantas retangulares com vários andares, o valor de C_a é obtido levando-se em consideração as condições do vento de baixa ou alta turbulência. Sendo neste projeto considerado uma zona de baixa turbulência, calcula-se os seguintes parâmetros para o cálculo do C_a .

$\frac{h}{L_1}$ → Altura do edifício dividida pela largura da face de incidência do vento;

$\frac{L_1}{L_2}$ → Largura da face de incidência do vento dividida pela largura da face oposta.

A partir da obtenção dos dados anterior, realiza-se a análise do C_a para cada direção do vento, conforme o ábaco apresentado na Figura 2.3 a seguir.

Figura 2.3 – Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência. Direção do vento a 0° e 90° , respectivamente.



Fonte: NBR 6123 (ABNT, 1988).

A área da superfície (A_e) é calculada pela altura do pé direito que corresponde à altura de cada pavimento, sendo 3 m, multiplicado pela dimensão da face em que atua o vento.

2.5.5 Combinação de ações

A partir do lançamento da estrutura e dos seus respectivos carregamentos e das ações laterais provenientes dos ventos, nas suas quatro faces, se faz necessário a realização de diferentes combinações de ações, a fim de se avaliar as situações críticas de solicitações.

Sendo assim, será utilizado a combinação última normal para a análise, conforme equação definida pela NBR6118 (ABNT, 2014):

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \Psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk} \quad (2.19)$$

Onde:

F_d → valor de cálculo das ações;

F_{gk} → ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$ → ações indiretas (permanentes ou variáveis);

F_{qk} → ações variáveis diretas;

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_{\varepsilon q}, \Psi_{0j}$ → Coeficientes de ponderação das ações.

A referida norma, estabelece que os coeficientes de majoração, para a combinação normal, das cargas permanentes (γ_g) e variáveis (γ_q) são de 1,4 para a situação mais desfavorável.

A norma também determina os seguintes coeficientes para as cargas acidentais de edifícios residenciais: $\psi_0 = 0,5$, $\psi_1 = 0,4$ e $\psi_2 = 0,3$. E os valores para as ações do vento são definidos como: $\psi_0 = 0,6$, $\psi_1 = 0,3$ e $\psi_2 = 0$.

2.5.6 Carregamentos da estrutura

2.5.6.1 Cargas variáveis

A ação variável atuante na edificação é a sobrecarga de utilização que depende do tipo de ocupação a qual a edificação será submetida. Os valores característicos das ações são prescritos na Tabela 10 da NBR 6120 (ABNT, 2018), onde é apresentado valores da carga

uniformemente distribuída em kN/m^2 , a serem adotados de acordo com o ambiente da construção.

2.5.6.2 Cargas permanentes

As ações permanentes atuantes em uma edificação são devidas ao peso próprio dos elementos estruturais e de outros materiais colocados sobre a edificação. Segundo a NBR 6120 (ABNT, 2018), considerando as cargas que atuam na edificação analisada, é calculada o peso próprio da estrutura, através das seções transversais dos elementos e o peso próprio do concreto armado. Também é definido o peso de elementos fixos, como os revestimentos por exemplo, onde a referida norma traz uma tabela de valores característicos de peso em kN/m^2 . A NBR 6120 (ABNT, 2018) também traz, na sua Tabela 2, valores a serem considerados no caso de paredes sobre a laje, sendo apresentados valores de cargas distribuídas (kN/m^2), de acordo com o tipo de parede. Assim se obtém o carregamento total da estrutura.

3 METODOLOGIA

O trabalho foi desenvolvido em duas etapas, sendo a primeira referente a modelagem estrutural, onde foram definidos 3 tipos de estruturas, um pilar isolado, um pórtico e um edifício residencial. A partir da modelagem foi realizada uma segunda etapa, que é a de análise dos efeitos de segunda ordem sobre os elementos estruturais.

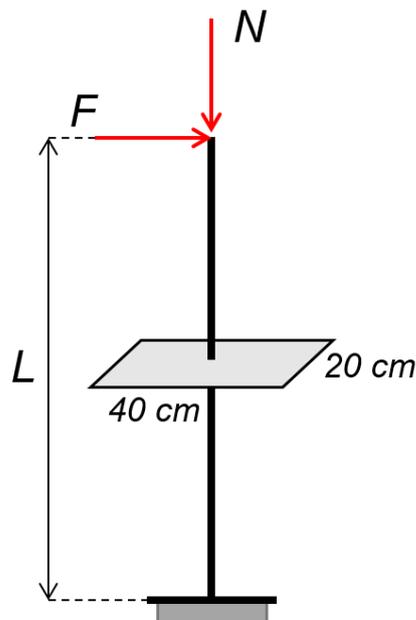
3.1 Modelagem estrutural

O primeiro passo para a realização desse trabalho é a modelagem da estrutura utilizando-se programas computacionais, de modo a se avaliar como ocorrem os efeitos de segunda ordem em diferentes estruturas, submetidas a diferentes carregamentos.

3.1.1 Modelagem pilar isolado

A primeira estrutura a ser analisada é um pilar isolado, onde foram realizadas análises de 1ª e 2ª ordem através do programa Mastan2. O pilar isolado foi considerado engastado na base e livre no topo, conforme ilustrado na Figura 3.1.

Figura 3.1 – Pilar isolado.



Fonte: Dos autores (2021).

O pilar foi modelado com as seguintes características: material concreto C25, seção de 20x40 ($b = 20$ cm; $h = 40$ cm) e altura $L = 3$ m. Devido as características adotadas o pilar se apresenta como esbelto, com índice de esbeltez igual a 51.

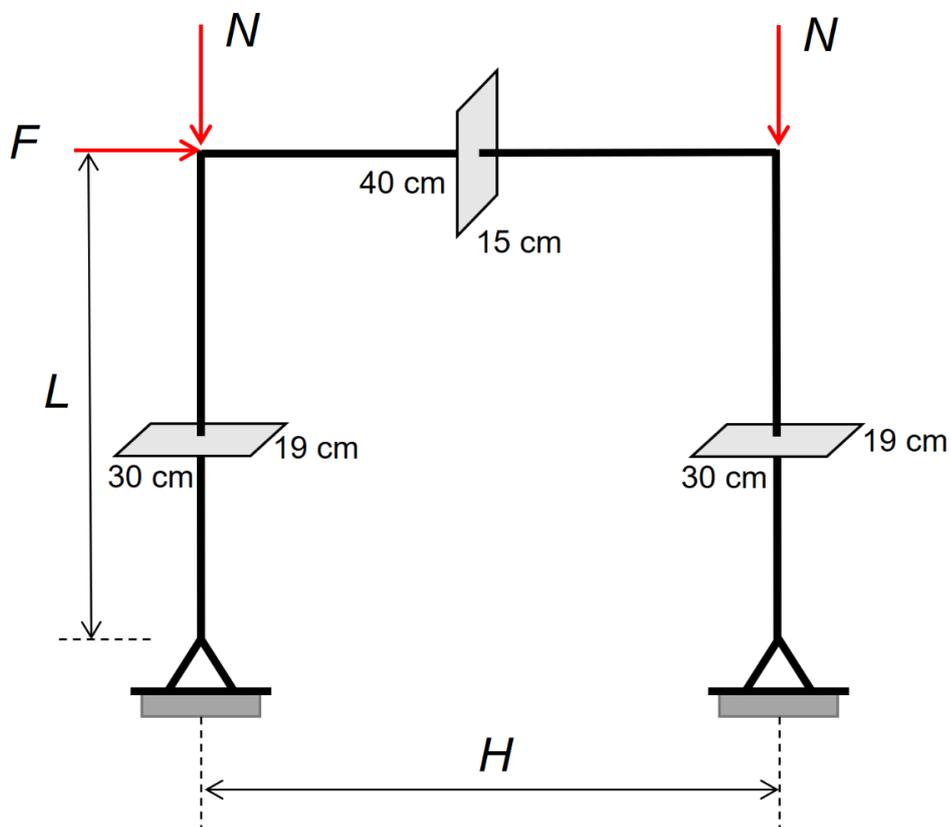
Foram realizadas 3 variações nos carregamentos de forma a abranger diferentes níveis de deslocamento da estrutura. Em todos os 3 casos foram feitas análises lineares de 1ª ordem e análises não lineares, considerando os efeitos de 2ª ordem. As três variações testadas foram:

- 1ª análise $\rightarrow N = 10$ kN e $F = 10$ kN;
- 2ª análise $\rightarrow N = 1000$ kN e $F = 10$ kN;
- 3ª análise $\rightarrow N = 2100$ kN e $F = 10$ kN.

3.1.2 Modelagem pórtico plano

A segunda estrutura a ser analisada é a de um pórtico bidimensional bi-rotulado composto por dois pilares e uma viga, conforme ilustrado na Figura 3.2.

Figura 3.2 – Pórtico bidimensional.



Fonte: Dos autores (2021).

As análises de 1ª e 2ª ordem, também foram realizadas utilizando-se o programa Mastan2. O pórtico foi modelado com as seguintes características: material concreto C25, seção dos pilares de 19x30 ($b = 19$ cm; $h = 30$ cm) e altura $L = 3.5$ m, seção da viga de 15x40 ($b = 15$ cm; $h = 40$ cm) e comprimento $H = 5$ m.

Foram realizadas 2 análises de forma a abranger diferentes níveis de deslocamento da estrutura tanto no contexto linear, 1ª ordem, quanto o não linear, 2ª ordem. Aqui, as variações nas cargas foram:

- 1ª análise $\rightarrow N = 100$ kN e $F = 10$ kN;
- 2ª análise $\rightarrow N = 1000$ kN e $F = 10$ kN.

3.1.3 Modelagem de um edifício

A partir do projeto arquitetônico, disponível no Anexo A, foi realizada a modelagem estrutural do edifício, utilizando-se programas computacionais. O primeiro passo foi a definição da concepção estrutural, adotando uma disposição dos elementos estruturais (lajes, vigas e pilares) de forma a aliar a economia e segurança, propondo um lançamento estrutural preliminar o mais eficiente possível, obedecendo algumas recomendações práticas.

Os pilares foram adotados espaçados com distâncias entre 2.5m e 8m, suas orientações foram adotadas utilizando-se a maior inércia no sentido das maiores solicitações. Assim, os mesmos foram dispostos alinhados, tanto no sentido longitudinal, quanto no sentido transversal do edifício, possibilitando uma melhor formação dos pórticos, tornando a estrutura mais rígida. Tal proposição garante menores deslocamentos à estrutura.

A concepção estrutural adotada se encontra na Figura 3.3.

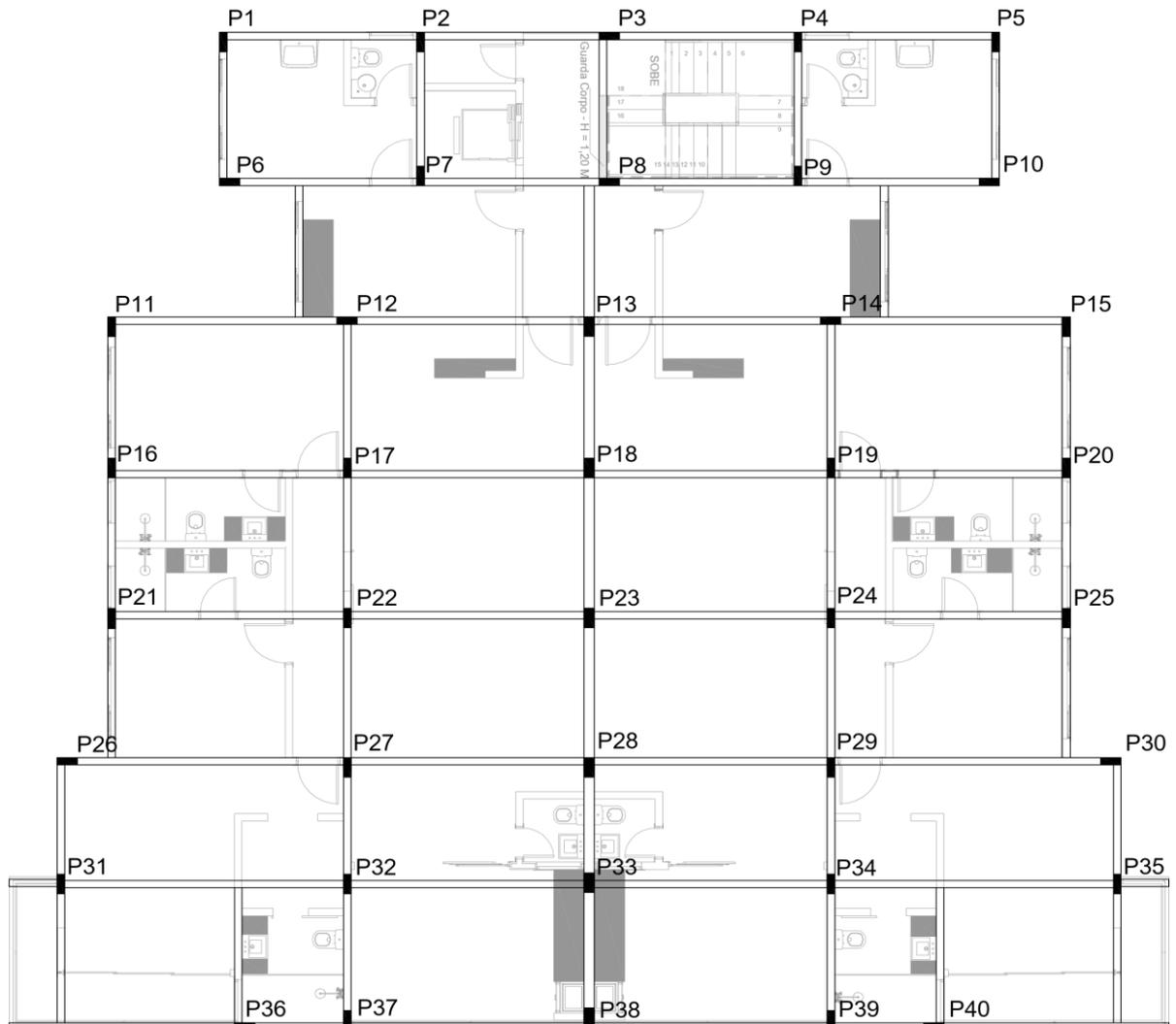
Para simplificação do processo de dimensionamento, que não é o foco deste trabalho, será adotada largura única de 19 cm para as vigas. A altura também será única, de modo a atender à situação mais crítica, ou seja, ao maior vão livre a ser vencido. Sendo assim, de acordo com as recomendações descritas em 2.5.1, as vigas terão uma altura de:

$$h_{viga} = \frac{l_0}{10} = \frac{550cm}{10} = 55cm$$

A fim de simplificar o processo construtivo, será adotado uma altura única também para as lajes, aqui consideradas como maciças. Para isso, adota-se para o cálculo a situação mais crítica que é a laje da Suíte Master, que possui o maior vão. Sendo assim $L_y = 567,5$ cm e $L_x = 310$ cm, calculando $\lambda = 567,5/310 = 1,83$, conclui-se que a laje é armada em duas direções e,

portanto, $h_{est.} = 310/40 = 7,75$ cm. No entanto, o projeto apresenta lajes em balanço, por isso será adotado uma altura única de 10 cm para todas as lajes, de acordo com as recomendações da NBR 6118 (ABNT,2014).

Figura 3.3 – Concepção estrutural.



Fonte: Dos autores (2021).

Os pilares foram dimensionados conforme procedimentos descritos em 2.5.3, os resultados obtidos se encontram no Apêndice B.

O material adotado para os elementos estruturais será o concreto C25. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), o peso por unidade de volume do concreto utilizado será de 25 kN/m³, o módulo de elasticidade secante de 23800000 kN/m², coeficiente de Poisson de 0,2 e a resistência característica do concreto a compressão de 25000 kN/m².

Cada componente estrutural (lajes, vigas e pilares) representado no software é considerado como um elemento finito, mas para a estrutura apresentar um comportamento condizente com a realidade é necessário dividir cada elemento estrutural em diversos elementos finitos. Portanto, cada laje foi dividida em 10 partes em cada direção, gerando 100 elementos em cada área, já as barras das vigas e dos pilares foram divididas em 10 partes.

3.1.3.1 Condições de apoio adotadas

É impraticável realizar o engastamento de pilar em sapata, por isso todos os pilares da estrutura serão adotados como apoiados, com as rotações livres e as translações impedidas.

Além disso, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), é recomendado adotar na modelagem 15% da rigidez torcional com o objetivo de considerar o efeito da fissuração na rigidez à torção das vigas.

3.1.3.2 Cargas aplicadas

Com o intuito de majorar os esforços, a sobrecarga de utilização utilizada nas lajes, de acordo com a Tabela 10 da NBR 6120 (ABNT, 2018) mencionada no item 2, será para edifícios residenciais para áreas de uso comum: Carga uniformemente distribuída de 3 kN/m². Já para a laje da escada, considerando com acesso ao público, o mínimo recomendado é a carga de 3 kN/m², entretanto para o projeto será adotado a carga uniformemente distribuída de 4 kN/m², afim de se avaliar a situação mais crítica da estrutura.

Considerando as ações permanentes, o *software* já calcula o peso próprio da estrutura, através das dimensões dos elementos e do peso específico do concreto armado de 25 kN/m³. Já os demais carregamentos devido aos revestimentos e paredes terão que ser introduzidos. A argamassa de assentamento e revestimento terão espessuras de 1.5 cm e será adotado o peso específico de 21 kN/m³, segundo a tabela 1 da NBR 6120 (ABNT, 2018). Considerando o revestimento cerâmicos (pisos) de edifícios residenciais, segundo a tabela 4 da NBR 6120 (ABNT, 2018), o peso será 1,4 kN/m². Para a alvenaria adotou-se no projeto todas as paredes com espessura de 20 cm (considerando o revestimento) e de acordo com a tabela 2 da NBR 6120 (ABNT, 2018), adotando tijolos cerâmicos furados de 19 cm com 1 cm de revestimento, tem-se o peso de 1,6 kN/m² referente as cargas das paredes com revestimentos distribuídas por todas as lajes. Portanto considerando as ações permanentes será adicionada a carga distribuída de 3,63 kN/m².

De forma simplificada, não foi considerada a redução das cargas variáveis ao longo dos pavimentos conforme permitido pelo item 6.2 da NBR 6120 (ABNT, 2019).

3.1.3.3 Excentricidades de forma

Ao realizar a modelagem do edifício no *software* a posição do centro geométrico dos pilares e das vigas coincidem. Entretanto, isso não acontece na prática devido ao fato de os projetistas tentarem evitar deixar esses elementos aparentes para não comprometer a estética do projeto. Para isso, é necessário realocar as posições dos pilares para que sua face se inicie junto com as faces das vigas. Ao mudar a posição do centroide dos elementos são introduzidas excentricidades na estrutura.

3.1.3.4 Determinação das ações de vento

Para os cálculos das forças atuantes na estrutura devidas à ação do vento foram adotadas as seguintes considerações:

- o edifício será construído em Lavras/MG, $V_0 = 35$ m/s;
- zona de baixa turbulência;
- o uso do edifício é residencial;
- edifício com alto fator de ocupação ($S_3 = 1$);
- possui 8 pavimentos;
- 3 metros de pé-direito;
- edifício construído em terreno plano ($S_1 = 1$);
- a maior dimensão do edifício é a vertical, que possui 24m;
- foi considerado, de forma a simplificar a obtenção das forças do vento, que o edifício apresenta planta retangular.

A partir das considerações descritas e utilizando-se os métodos descritos no tópico 2.5.4, determinou-se as ações horizontais sobre a estrutura do edifício. Os dados obtidos se encontram no apêndice C.

3.1.3.5 Combinações de ações

Para o projeto em análise são utilizadas quatro diferentes combinações de ações conforme coeficientes definidos no tópico 2.5.5.

- 1º combinação → Sobrecarga como carga principal e vento a 0°.

$$F_{d,SCP} = 1,4F_{gk} + 1,4F_{qk} + 1,4 \times 0,6F_{V0^\circ} \quad (3.1)$$

- 2º combinação → Sobrecarga como carga principal e vento a 90°.

$$F_{d,SCP} = 1,4F_{gk} + 1,4F_{qk} + 1,4 \times 0,6F_{V90^\circ} \quad (3.2)$$

- 3º combinação → Vento 0° como carga principal e sobrecarga.

$$F_{d,0^\circ p} = 1,4F_{gk} + 1,4F_{V0^\circ} + 1,4 \times 0,5F_{qk} \quad (3.3)$$

- 4º combinação → Vento 90° como carga principal e sobrecarga.

$$F_{d,90^\circ p} = 1,4F_{gk} + 1,4F_{V90^\circ} + 1,4 \times 0,5F_{qk} \quad (3.4)$$

3.2 Análises

Após completar toda a modelagem para a representação do comportamento real do edifício, é necessário realizar análises com o intuito de determinar as ações no edifício e verificar o estado limite último. Com isso, através dessas análises, obtém os deslocamentos e esforços que ocorrem na estrutura estudada para calcular e avaliar o coeficiente γ_z , de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), e compará-lo com soluções numéricas de maior precisão, obtidas através de programas computacionais.

3.2.1 Análise linear

Na análise linear do edifício considera-se que os materiais apresentam comportamento elástico-linear e, para análise global, as características da geometria são determinadas através da seção bruta dos componentes estruturais considerando a ductilidade, o grau de deformação que o material suporta até sua ruptura, e as forças horizontais para realizar as verificações de estabilidade global da estrutura, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Após essa análise, obtém-se os deslocamentos e as forças gravitacionais dos pilares em cada pavimento a partir das combinações de ações descritas no item 3.1.3.5. Com isso, para obter o coeficiente de estabilidade global, a Equação 2.1, encontra-se o valor referente ao somatório do produto das forças gravitacionais pelos respectivos deslocamentos laterais dos pilares de cantos e extremidades em cada pavimento e o momento de tombamento, que é dado pelo somatório das forças horizontais atuantes na edificação, a força de arrasto descrita no item 2.5.4.7, pelas suas respectivas alturas.

Com a obtenção do coeficiente γ_z , deve-se verificar se o parâmetro está dentro do limite normativo, imposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014), e se há necessidade de realizar uma análise levando em consideração a não linearidade física da estrutura.

3.2.2 Análise não linear

Na análise não linear da estrutura considera-se que os materiais apresentam comportamento não linear e que os componentes estruturais apresentam imperfeições geométricas.

Para realizar a análise determinada pela NBR 6118 (ABNT, 2014), com o parâmetro de estabilidade global maior que 1,1 e menor que 1,3, é necessário realizar uma redução na rigidez dos componentes estruturais representados na modelagem para as lajes, conforme Equação 2.2, para as vigas, conforme Equação 2.3, e para os pilares, conforme Equação 2.4. Em seguida, é necessário majorar as forças horizontais, a força de arrasto, através de 95% do valor do coeficiente de estabilidade global encontrado. Após esses procedimentos, encontra-se os deslocamentos provocados pelos efeitos de 2ª ordem, através da análise linear.

Em seguida, determina-se os efeitos de 2ª ordem na estrutura por meio da análise não linear mais detalhada por meio de um *software* computacional, verificado pelo processo P-Delta, e obtém-se os deslocamentos dos pilares em cada pavimento a partir das combinações de ações descritas no item 3.1.3.5. Vale ressaltar que neste caso, análise não linear considerando o processo numérico, as forças horizontais são aplicadas sem majoração.

4 ANÁLISES E RESULTADOS

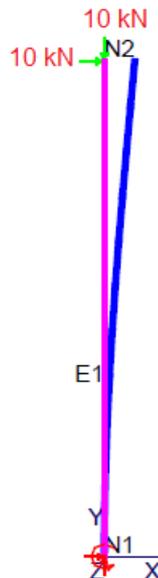
4.1 Pilar isolado

A partir das características adotadas para o pilar isolado, descrito no item 3.1.1, foi realizada a sua modelagem no programa Mastan2. A partir do lançamento das cargas, foram realizadas análises de 1ª e 2ª ordem através do programa, obtendo-se os seguintes deslocamentos da estrutura, de acordo com cada análise.

4.1.1 1ª análise

A partir da modelagem da estrutura, foi possível se obter os deslocamentos da estrutura para os carregamentos da primeira análise, conforme mostra a Figura 4.1 a seguir.

Figura 4.1 – Deslocamento sofrido pelo pilar na 1ª análise.
 **** Deflected Shape: 2nd-Order Elastic, Incr # 10, Applied Load Ratio = 1 ****



Fonte: Dos autores (2021).

Aplicando os carregamentos e realizando uma análise de 1ª ordem, foi obtido um deslocamento de 0,003545m. Em seguida foi realizado uma análise de 2ª ordem, obtendo-se um deslocamento de 0,00355m.

Pode-se observar que para os carregamentos aplicados os efeitos de segunda ordem pouco influenciaram no deslocamento total da estrutura. Em termos de porcentagem teve-se um acréscimo no deslocamento de:

$$(0,00355 / 0,003545) = 1,001410 - 1 = 0,001410 \times 100\% = 0,141 \%$$

Calculando o coeficiente γ_z :

1) Momento de tombamento:

$$M_{1,tot,d} = 3 \times 10 = 30 \text{ kNm}$$

2) Momento devido a força gravitacional:

$$\Delta M_{tot,d} = 0,003545 \times 10 = 0,03545 \text{ kNm}$$

De acordo com a Equação 2.1, tem-se que:

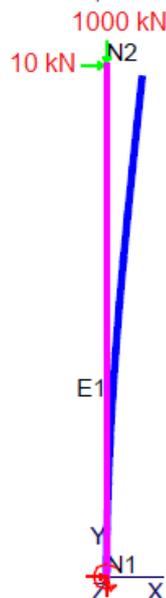
$$\gamma_z = \left(\frac{1}{1 - \frac{0,03545}{30}} \right) = 1,0012$$

Portanto $\gamma_z < 1,1 \rightarrow$ A estrutura é considerada de nós fixos, sendo necessária apenas uma análise de 1ª ordem.

4.1.2 2ª análise

A partir da modelagem da estrutura, foi possível se obter os deslocamentos da estrutura para os carregamentos da segunda análise, conforme mostra a Figura 4.2 a seguir.

Figura 4.2 – Deslocamento sofrido pelo pilar na 2ª análise.
**** Deflected Shape: 2nd-Order Elastic, Incr # 10, Applied Load Ratio = 1 ***



Fonte: Dos autores (2021).

Aplicando os carregamentos e realizando uma análise de 1ª ordem, foi obtido um deslocamento de 0,003545 m. Em seguida foi realizada uma análise de 2ª ordem, obtendo-se um deslocamento de 0,004072 m.

Podemos observar que para os carregamentos aplicados os efeitos de segunda ordem, ocasionaram aumento do deslocamento lateral, quando comparado a 1ª análise. Em porcentagem teve-se um acréscimo no deslocamento de:

$$\left(\frac{0,004072}{0,003545} \right) - 1 = 1,14866 - 1 = 0,14866 \times 100\% = 14,866 \%$$

Ou seja, o deslocamento real da estrutura é 14,866% maior do que o deslocamento obtido realizando uma análise linear de 1ª ordem.

Calculando o coeficiente γ_z :

- 1) Momento de tombamento: $M_{1,tot,d} = 3 \times 10 = 30 kNm$
- 2) Momento devido a força gravitacional: $\Delta M_{tot,d} = 0,003545 \times 1000 = 3,545 kNm$

De acordo com a Equação 2.1, tem-se que:

$$\gamma_z = \left(\frac{1}{1 - \frac{3,545}{30}} \right) = 1,1340$$

Portanto $\gamma_z > 1,1 \rightarrow$ A estrutura é considerada de nós móveis, sendo necessária uma análise de 2ª ordem.

Sendo o $\gamma_z \leq 1,3$, poderiam ser adotadas as simplificações propostas pela NBR6118 (ABNT,2014) conforme descrito no item 2.3. A partir da diminuição da rigidez do elemento e majoração do esforço horizontal, se conseguiria obter resultados confiáveis, realizando-se uma análise linear de 1ª ordem.

Realizando a majoração dos esforços horizontais conforme determina a NBR6118 (ABNT, 2014) no seu item 15.7.2, tem-se que:

$$F = 0,95 \times \gamma_z \times 10 = 0,95 \times 1,1340 \times 10 = 10,773 kN$$

Ao realizar uma análise de 2ª ordem pelo programa Mastan2, foi obtido um momento total (1ª + 2ª ordem) de 34,06 kNm.

Aplicando a majoração do esforço horizontal na estrutura, tem-se a seguinte relação entre os deslocamentos de 2ª e 1ª ordem:

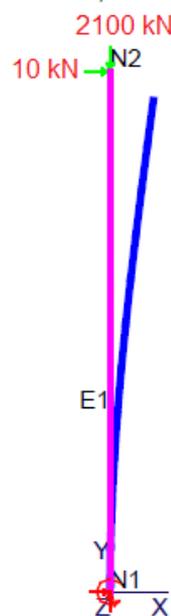
$$\left(\frac{0,004072}{0,003819} \right) - 1 = 1,066248 - 1 = 0,066248 \times 100\% = 6,6248 \%$$

Percebe-se que somente majorando os esforços horizontais, já se consegue uma diminuição do erro de 14,866% para 6,6248%. Nota-se também que o processo normativo subestima o deslocamento da estrutura quando comparado à metodologia numérica. Tal fato, para pilares isolados, também é relatado em Moncayo (2011).

4.1.3 3ª análise

A partir da modelagem da estrutura, foi possível se obter os deslocamentos da estrutura para os carregamentos da terceira análise, conforme mostra a Figura 4.3 a seguir.

Figura 4.3 – Deslocamento sofrido pelo pilar na 3ª análise.
 **** Deflected Shape: 2nd-Order Elastic, Incr # 10, Applied Load Ratio = 1 ****



Fonte: Dos autores (2021).

Aplicando os carregamentos e realizando a análise de 1ª ordem, foi obtido um deslocamento de 0,003545 m. Em seguida foi realizada a análise de 2ª ordem, obtendo-se um deslocamento de 0,004879 m.

Podemos observar que para os carregamentos aplicados os efeitos de segunda ordem, ocasionaram um aumento do deslocamento lateral, quando comparado a 1ª e 2ª análise. Em termos de porcentagem esse acréscimo no deslocamento pode ser definido como segue:

$$\left(\frac{0,004879}{0,003545}\right) - 1 = 1,37631 - 1 = 0,37631 \times 100\% = 37,631\%$$

Calculando o coeficiente γ_z :

3) Momento de tombamento:

$$M_{1,tot,d} = 3 \times 10 = 30kNm$$

4) Momento devido a força gravitacional:

$$\Delta M_{1,tot,d} = 0,003545 \times 2100 = 7,445kNm$$

De acordo com a Equação 2.1, tem-se que:

$$\gamma_z = \left(\frac{1}{1 - \frac{7,445}{30}} \right) = 1,3301$$

Portanto $\gamma_z > 1,1 \rightarrow$ A estrutura é considerada de nós móveis, sendo necessária uma análise de 2ª ordem. No entanto a NBR6118 (ABNT, 2014) limita os métodos citados no item 2.3, somente para $\gamma_z \leq 1,3$, pois acima desse limite o método apresenta valores de erros elevados, não sendo, portanto, aplicável. A título de exemplificação o método da majoração dos esforços horizontais será aplicado:

$$F = 0,95 \times \gamma_z \times 10 = 0,95 \times 1,3301 \times 10 = 12,6360kN$$

Aplicando a majoração do esforço horizontal na estrutura, tem-se a seguinte relação entre os deslocamentos de 2ª e 1ª ordem:

$$\left(\frac{0,004879}{0,004479}\right) - 1 = 1,089306 - 1 = 0,089306 \times 100\% = 8,9306\%$$

Percebe-se que a partir do aumento do coeficiente γ_z , o método simplificado proposto pela norma, apresenta erros cada vez maiores em relação a uma análise realista de 2ª ordem.

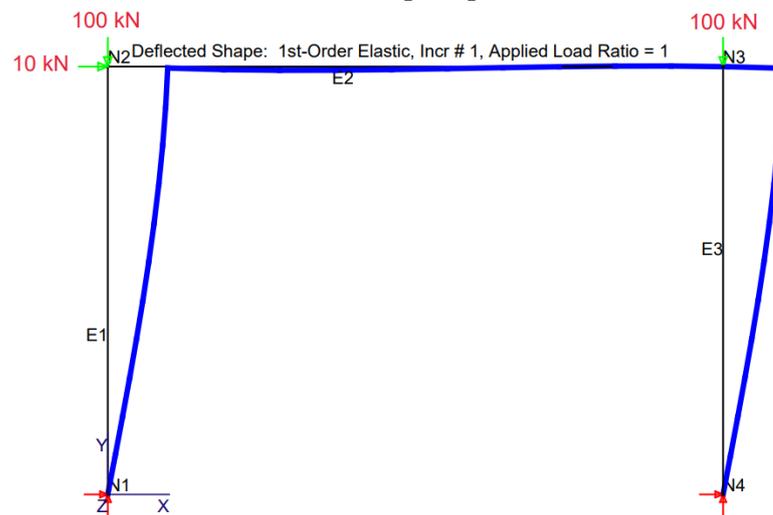
4.2 Pórtico plano

A partir das características adotadas para o pórtico bidimensional, descrito no item 3.1.2, foi realizada a sua modelagem no programa Mastan2. A partir do lançamento das cargas, foram realizadas análises de 1ª e 2ª ordem através do programa, obtendo-se os seguintes deslocamentos da estrutura, de acordo com cada análise.

4.2.1 1ª análise

A partir da modelagem da estrutura do pórtico, foi possível se obter os deslocamentos da estrutura para os carregamentos da primeira análise, conforme mostra a Figura 4.4 a seguir.

Figura 4.4 – Deslocamento sofrido pelo pórtico bidimensional na 1ª análise.



Fonte: Dos autores (2021).

A partir de uma análise linear de 1ª ordem, foram obtidos um deslocamento de 0,009738m para o nó N2 e um deslocamento de 0,009721m para o nó N3. Em seguida foi realizada uma análise de 2ª ordem, obtendo-se um deslocamento de 0,01034m para o nó N2 e um deslocamento de 0,01032m para o nó N3.

Pode-se observar que para os carregamentos aplicados, os efeitos de segunda ordem ocasionaram um aumento do deslocamento lateral, quando comparado a 1ª e 2ª análise. Em termos de porcentagem esse acréscimo no deslocamento do nó N2 é:

$$\left(\frac{0,01034}{0,009738} \right) - 1 = 1,06182 - 1 = 0,06182 \times 100\% = 6,182 \%$$

Para o nó N3, o acréscimo da porcentagem do deslocamento é:

$$\left(\frac{0,01032}{0,009721} \right) - 1 = 1,06162 - 1 = 0,06162 \times 100\% = 6,162 \%$$

Calculando o coeficiente γ_z para essa estrutura, submetida a esses carregamentos, tem-se que:

- 1) Momento de tombamento:

$$M_{1,tot,d} = 3,5 \times 10 = 35 \text{ kNm}$$

2) Momento devido a força gravitacional:

$$\Delta M_{tot,d} = 0,009721 \times 100 + 0,009738 \times 100 = 1,9459 \text{ kNm}$$

De acordo com a Equação 2.1, obtém-se:

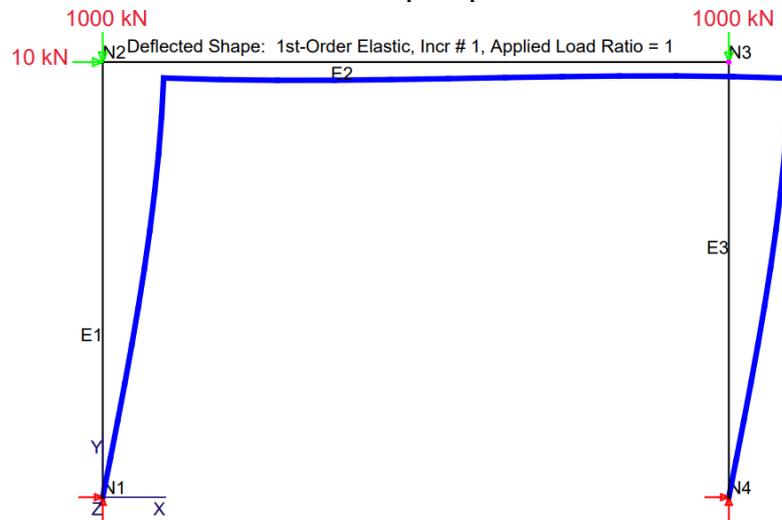
$$\gamma_z = \left(\frac{1}{1 - \frac{1,9459}{35}} \right) = 1,0589$$

Portanto $\gamma_z < 1,1 \rightarrow$ A estrutura é considerada de nós fixos, sendo necessária apenas uma análise de 1ª ordem.

4.2.2 2ª análise

A partir da modelagem da estrutura do pórtico, foi possível se obter os deslocamentos da estrutura para os carregamentos da segunda análise, conforme mostra a Figura 4.5 a seguir.

Figura 4.5 – Deslocamento sofrido pelo pórtico bidimensional na 2ª análise.



Fonte: Dos autores (2021).

A partir de uma análise linear de 1ª ordem, foram obtidos um deslocamento de 0,009738m para o nó N2 e um deslocamento de 0,009721m para o nó N3. Em seguida foi realizada uma análise de 2ª ordem, obtendo-se um deslocamento de 0,02378m para o nó N2 e um deslocamento de 0,02376m para o nó N3.

Pode-se observar que para os carregamentos aplicados, os efeitos de segunda ordem ocasionaram um aumento do deslocamento lateral, quando comparado a 1ª e 2ª análise. Em termos de porcentagem esse acréscimo no deslocamento do nó N2 é:

$$\left(\frac{0,02378}{0,009738} \right) - 1 = 2,44198 - 1 = 1,44198 \times 100\% = 144,198 \%$$

Para o nó N3, o acréscimo da porcentagem do deslocamento é:

$$\left(\frac{0,02376}{0,009721} \right) - 1 = 2,44419 - 1 = 1,44419 \times 100\% = 144,419 \%$$

Calculando o coeficiente γ_z para essa estrutura, submetida a esses carregamentos, tem-se que:

- 1) Momento de tombamento:

$$M_{1,tot,d} = 3,5 \times 10 = 35kNm$$

- 2) Momento devido a força gravitacional:

$$\Delta M_{tot,d} = 0,009721 \times 1000 + 0,009738 \times 1000 = 19,459kNm$$

De acordo com a Equação 2.1, obtém-se:

$$\gamma_z = \left(\frac{1}{1 - \frac{19,459}{35}} \right) = 2,2521$$

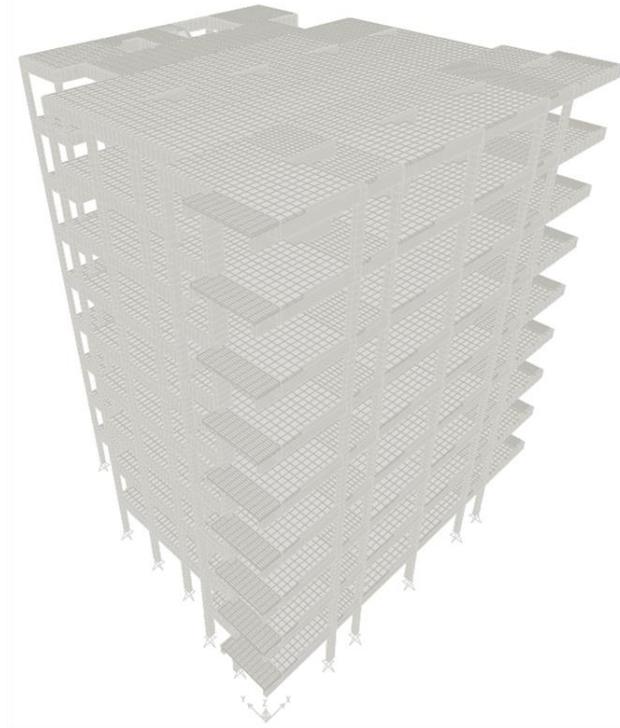
Portanto $\gamma_z > 1,1 \rightarrow$ A estrutura é considerada de nós móveis, sendo necessária uma análise de 2ª ordem. No entanto a NBR6118 (ABNT, 2014) limita os métodos citados no item 2.3, somente para $\gamma_z \leq 1,3$, pois acima desse limite o método apresenta valores de erros elevados, não sendo, portanto, aplicável.

Ao comparar os resultados obtidos nas 2 análises, pilar isolado e pórtico, pode-se perceber que os pórticos são mais sensíveis ao aumento da carga gravitacional. Um pequeno aumento do carregamento já é suficiente para prejudicar a estabilidade global da estrutura.

4.3 Edifício de múltiplos pavimentos

Com as características adotadas para o edifício estudado, descrito no item 3.1.3, foi realizada a sua modelagem no programa computacional, conforme as figuras abaixo.

Figura 4.6 – Modelagem do edifício: vista superior, frontal e lateral.



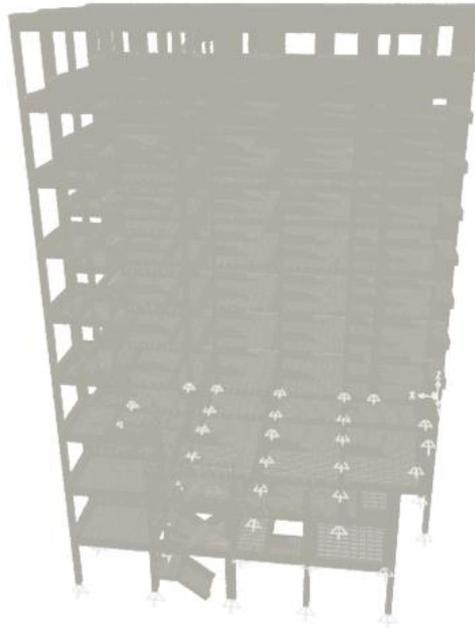
Fonte: Dos autores (2021).

Figura 4.7 – Modelagem do edifício: vista frontal.



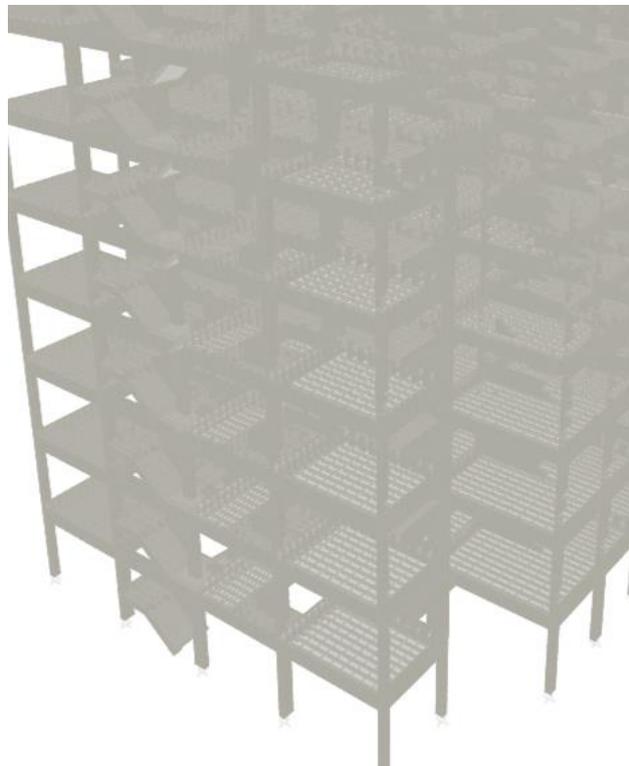
Fonte: Dos autores (2021).

Figura 4.8 – Modelagem do edifício: vista posterior.



Fonte: Dos autores (2021).

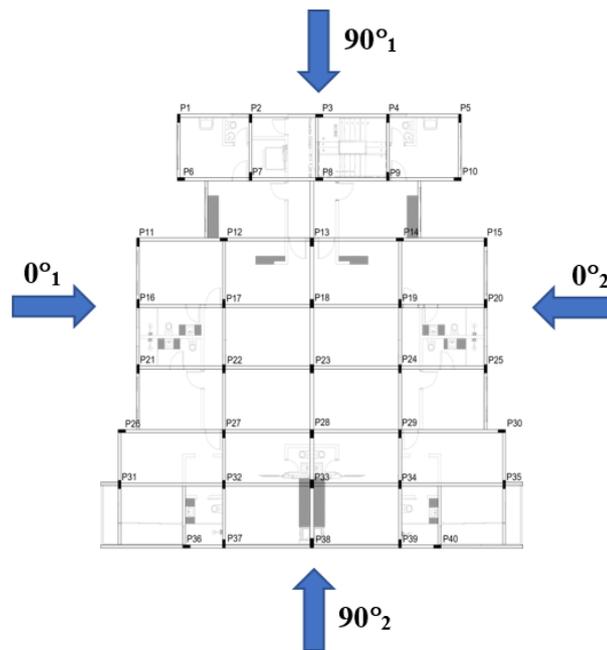
Figura 4.9 – Modelagem do edifício: vista posterior enfatizando o núcleo rígido (escada) do Edifício.



Fonte: Dos autores (2021).

A partir das análises descritas no item 3.2, foi realizado o estudo dos efeitos de 1ª e 2ª ordem através do programa, obtendo-se os deslocamentos e cargas gravitacionais da estrutura, de acordo com cada combinação de ações descritas no item 3.1.3.5. Entretanto, as combinações utilizando o vento como variável principal proporcionaram os maiores deslocamentos laterais, e por isso as combinações utilizando a sobrecarga como variável principal foram desconsideradas. Para efeito de análise das combinações, foram consideradas as seguintes posições das cargas de vento: o vento 0° na direção 1 (positiva), da esquerda para a direita, o vento 0° na direção 2 (negativa), da direita para a esquerda, o vento 90° na direção 1 (negativa), de cima para baixo, e o vento 90° na direção 2 (positiva), de baixo para cima, conforme esquema ilustrado na Figura 4.10.

Figura 4.10 – Posição do vento analisado nas combinações.



Fonte: Dos autores (2021).

4.3.1 Análise linear do edifício

Através da análise linear, descrita no item 3.2.1, foram obtidos os deslocamentos laterais e as forças gravitacionais dos pilares de cantos e extremidades em cada pavimento. Pode-se perceber que os maiores deslocamentos dos pilares ocorreram na cobertura do edifício. A seguir tem-se as tabelas referentes a esses deslocamentos e forças gravitacionais da cobertura e o cálculo do coeficiente γ_z .

- **Vento 0° (direção 1)**

Na Tabela 4.1, estão representados os deslocamentos e as forças gravitacionais encontradas somente na cobertura do edifício, a fim de facilitar a exemplificação da aplicação do método utilizado. Os demais dados foram levados em consideração, porém não são apresentados aqui.

Tabela 4.1 – Deslocamentos encontrados na cobertura para vento 0° (direção 1).

Pilar	Altura (m)	Deslocamento (cm)	Força Gravitacional (kN)	$\Delta M_{tot,d}$ (kNcm)
P1	27	2,2533	130,631	294,35
P2	27	2,2511	328,120	738,64
P3	27	2,2504	539,169	1213,34
P4	27	2,2472	344,085	773,23
P5	27	2,2429	117,364	263,24
P6	27	2,3883	247,401	590,86
P10	27	2,3765	157,795	374,99
P11	27	2,5128	187,578	471,34
P15	27	2,5034	154,204	386,04
P16	27	2,6532	265,910	705,52
P20	27	2,6462	242,700	642,23
P21	27	2,7822	294,957	820,62
P25	27	2,7759	291,477	809,12
P26	27	2,9226	185,840	543,13
P30	27	2,9072	142,294	413,67
P31	27	3,0218	579,717	1751,78
P35	27	3,0265	499,474	1511,65
P36	27	3,1558	349,474	1102,86
P37	27	3,1598	222,959	704,51
P38	27	3,1568	369,959	1167,90
P39	27	3,1562	278,478	878,92
P40	27	3,1620	294,678	931,78

Fonte: Dos autores (2021).

Percebe-se que o pilar P40 foi o que sofreu maior deslocamento de 3,1620 cm. Esse pilar recebe carga da varanda em balanço logo resultado é condizente com o esperado devido a arquitetura do projeto estudado.

Calculando o coeficiente γ_z :

- 1) Momento de tombamento: Dado pelo somatório da força de arrasto em cada pavimento pela altura do pavimento.

A força de arrasto foi calculada conforme item 2.5.4 e está no Anexo C. A seguir tem-se a Tabela 4.2 referente ao cálculo do momento de tombamento para o vento 0°.

Tabela 4.2 – Cálculo do momento de tombamento referente a força de arrasto a 0°.

Z (m)	Fa (kN)	$\Delta M_{1,tot,d}$ (kNm)
3	55,02	165,07
6	59,06	354,35
9	61,77	555,92
12	63,85	766,20
15	65,55	983,30
18	67,00	1206,02
21	68,27	1433,57
24	69,39	1665,33
27	17,48	471,96
$\Sigma \Delta M_{tot,d}$ (kNm)		7601,73

Fonte: Dos autores (2021).

$$\Delta M_{1,tot,d} = \sum 55,02 \times 3 + 59,56 \times 6 + \dots + 17,48 \times 27 = 7601,7330 \text{ kNm} = 760173,30 \text{ kNcm}$$

- 2) Momento devido a força gravitacional: Dado pelo somatório dos deslocamentos dos pilares analisados em cada pavimento pela força gravitacional.

$$\Delta M_{tot,d} = \sum 0,7843 \times 130,631 + \dots + 2,2533 \times 130,631 + \dots + 3,1620 \times 294,349$$

$$\Delta M_{tot,d} = 117783,52 \text{ kNcm}$$

De acordo com a Equação 2.1, tem-se que:

$$\gamma_z = \left(\frac{1}{1 - \frac{117783,52}{760173,30}} \right) = 1,1834$$

Portanto $\gamma_z > 1,1 \rightarrow$ A estrutura é considerada de nós móveis, sendo necessária uma análise de 2ª ordem.

- **Vento 0° (direção 2)**

Para a combinação linear com o vento 0° na direção 2 como variável principal, foram obtidos os deslocamentos dos pilares de cantos e extremidades de todos os pavimentos da

estrutura. Na Tabela 4.3 estão representados os deslocamentos e as forças gravitacionais encontradas somente na cobertura do edifício (embora os dados de todos os pavimentos tenham sido considerados nas análises), a fim de facilitar a exemplificação da aplicação do método utilizado.

Tabela 4.3 – Deslocamentos encontrados na cobertura para vento 0° (direção 2).

Pilar	Altura (m)	Deslocamento (cm)	Força Gravitacional (kN)	$\Delta M_{tot,d}$ (kNm)
P1	27	-2,3766	117,479	-279,20
P2	27	-2,3782	305,304	-726,07
P3	27	-2,3818	477,183	-1136,56
P4	27	-2,3829	426,543	-1016,39
P5	27	-2,3847	133,257	-317,78
P6	27	-2,4853	199,307	-495,35
P10	27	-2,4951	191,965	-478,98
P11	27	-2,5920	156,079	-404,56
P15	27	-2,6016	187,013	-486,53
P16	27	-2,7113	243,828	-661,10
P20	27	-2,7185	264,784	-719,82
P21	27	-2,8195	289,358	-815,83
P25	27	-2,8258	297,266	-840,01
P26	27	-2,9281	144,254	-422,39
P30	27	-2,9435	183,936	-541,42
P31	27	-3,0290	499,598	-1513,30
P35	27	-3,0243	579,603	-1752,91
P36	27	-3,1420	295,644	-928,91
P37	27	-3,1361	273,796	-858,66
P38	27	-3,1368	370,133	-1161,02
P39	27	-3,1397	227,555	-714,46
P40	27	-3,1357	349,142	-1094,80

Fonte: Dos autores (2021).

Percebe-se que o pilar P36 foi o que sofreu maior deslocamento de 3,1420 cm. Esse pilar recebe carga da varanda em balanço logo resultado é condizente com o esperado devido a arquitetura do projeto estudado.

Calculando o coeficiente γ_z :

- 1) Momento de tombamento: Dado pelo somatório da força de arrasto em cada pavimento pela altura do pavimento.

A força de arrasto foi calculada conforme item 2.5.4 e está no Anexo C. A seguir encontra-se na Tabela 4.4 o cálculo do momento de tombamento para o vento 0°.

Tabela 4.4 – Cálculo do momento de tombamento referente a força de arrasto a 0°.

Z (m)	Fa (kN)	$\Delta M_{1,tot,d}$ (kNm)
3	55,02	165,07
6	59,06	354,35
9	61,77	555,92
12	63,85	766,20
15	65,55	983,30
18	67,00	1206,02
21	68,27	1433,57
24	69,39	1665,33
27	17,48	471,96
$\Sigma \Delta M_{tot,d}$ (kNm)		7601,73

Fonte: Dos autores (2021).

$$\Delta M_{1,tot,d} = \sum 55,02 \times 3 + 59,56 \times 6 + \dots + 17,48 \times 27 = 7601,7330 \text{ kNm} = 760173,30 \text{ kNcm}$$

- 2) Momento devido a força gravitacional: Dado pelo somatório dos deslocamentos dos pilares analisados em cada pavimento pela força gravitacional.

$$\Delta M_{tot,d} = \sum 0,8572 \times 117,479 + \dots + 2,3766 \times 117,479 + \dots + 3,1357 \times 349,142$$

$$\Delta M_{tot,d} = 119437,96 \text{ kNcm}$$

De acordo com a Equação 2.1, tem-se que:

$$\gamma_z = \left(\frac{1}{1 - \frac{119437,96}{760173,30}} \right) = 1,1864$$

Portanto $\gamma_z > 1,1 \rightarrow$ A estrutura é considerada de nós móveis, sendo necessária uma análise de 2ª ordem.

- **Vento 90° (direção 1)**

Para a combinação linear com o vento 90° na direção 1 como variável principal, obteve os deslocamentos dos pilares de cantos e extremidades de todos os pavimentos da estrutura. Na Tabela 4.5 estão representados os deslocamentos e as forças gravitacionais encontradas somente na cobertura do edifício, a fim de facilitar a exemplificação da aplicação do método utilizado.

Tabela 4.5 – Deslocamentos da cobertura para vento 90° direção 1.

Pilar	Altura (m)	Deslocamento (cm)	Força Gravitacional (kN)	$\Delta M_{tot,d}$ (kNcm)
P1	27	-1,8738	134,303	-251,66
P2	27	-1,8730	333,165	-624,01
P3	27	-1,8818	540,248	-1016,62
P4	27	-1,8767	421,409	-790,87
P5	27	-1,8835	136,482	-257,06
P6	27	-1,8717	214,31	-401,12
P10	27	-1,8812	159,991	-300,98
P11	27	-1,8727	188,548	-353,10
P15	27	-1,8801	189,033	-355,39
P16	27	-1,8718	262,613	-491,56
P20	27	-1,8791	262,42	-493,10
P21	27	-1,8720	281,396	-526,77
P25	27	-1,8792	282,398	-530,68
P26	27	-1,8616	170,061	-316,58
P30	27	-1,8694	169,628	-317,10
P31	27	-1,8683	529,509	-989,28
P35	27	-1,8762	530,959	-996,16
P36	27	-1,8750	309,182	-579,71
P37	27	-1,8746	215,109	-403,25
P38	27	-1,8768	324,494	-609,00
P39	27	-1,8782	216,511	-406,66
P40	27	-1,8802	309,596	-582,10

Fonte: Dos autores (2021).

Percebe-se que o pilar P5 foi o que sofreu maior deslocamento de 1,8835 cm. Constatase que através dessa combinação linear, com o vento 90° na direção 1, os deslocamentos foram menores em relação ao vento 0°.

Calculando o coeficiente γ_z :

- 1) Momento de tombamento: Dado pelo somatório da força de arrasto em cada pavimento pela altura do pavimento.

A força de arrasto foi calculada conforme item 2.5.4 e está no anexo C. A seguir, encontra-se a Tabela 4.6 referente ao cálculo do momento de tombamento para o vento 90°.

Tabela 4.6 – Cálculo do momento de tombamento referente a força de arrasto a 90°.

Z (m)	Fa (kN)	$\Delta M_{1,tot,d}$ (kNm)
3	68,03	204,09
6	73,02	438,10
9	76,37	687,31
12	78,94	947,28
15	81,05	1215,69
18	82,84	1491,05
21	84,40	1772,37
24	85,79	2058,91
27	21,61	583,50
$\Sigma \Delta M_{1,tot,d}$ (kNm)		9398,29

Fonte: Dos autores (2021).

$$\Delta M_{1,tot,d} = \sum 68,03 \times 3 + 73,02 \times 6 + \dots + 21,61 \times 27 = 9398,2905 \text{ kNm} = 939829,05 \text{ kNcm}$$

- 2) Momento devido a força gravitacional: Dado pelo somatório dos deslocamentos dos pilares analisados em cada pavimento pela força gravitacional.

$$\Delta M_{tot,d} = \sum 0,5505 \times 134,303 + \dots + 1,8738 \times 134,303 + \dots + 1,8802 \times 309,596$$

$$\Delta M_{tot,d} = 75951,11 \text{ kNcm}$$

De acordo com a Equação 2.1, tem-se que:

$$\gamma_z = \left(\frac{1}{1 - \frac{75951,11}{939829,05}} \right) = 1,0879$$

Portanto $\gamma_z < 1,1 \rightarrow$ A estrutura é considerada de nós fixos, sendo necessária apenas uma análise de 1ª ordem.

- **Vento 90° (direção 2)**

Para a combinação linear com o vento 90° na direção 2 como variável principal, obteve os deslocamentos dos pilares de cantos e extremidades de todos os pavimentos da estrutura. Na tabela abaixo estão representados os deslocamentos e as forças gravitacionais encontradas somente na cobertura do edifício, a fim de facilitar a exemplificação da aplicação do método utilizado. Tal como relatado anteriormente, os dados dos demais pavimentos foram considerados nos cálculos, mas não são apresentados aqui.

Tabela 4.7 – Deslocamentos da cobertura para vento 90° direção 2.

Pilar	Altura (m)	Deslocamento (cm)	Força Gravitacional (kN)	$\Delta M_{tot,d}$ (kNcm)
P1	27	1,7765	115,836	205,79
P2	27	1,7543	298,387	523,46
P3	27	1,7261	477,529	824,26
P4	27	1,7047	344,404	587,12
P5	27	1,6809	118,155	198,60
P6	27	1,7778	234,398	416,72
P10	27	1,6824	187,744	315,86
P11	27	1,7930	152,971	274,28
P15	27	1,6667	153,382	255,63
P16	27	1,7936	247,658	444,20
P20	27	1,6674	247,209	412,18
P21	27	1,7928	305,099	546,99
P25	27	1,6666	306,068	510,11
P26	27	1,8101	156,62	283,50
P30	27	1,6706	156,044	260,69
P31	27	1,8032	549,693	991,23
P35	27	1,6637	550,804	916,37
P36	27	1,7744	334,819	594,10
P37	27	1,7606	285,782	503,14
P38	27	1,7288	417,33	721,49
P39	27	1,6967	287,082	487,08
P40	27	1,6817	335,267	563,83

Fonte: Dos autores (2021).

Percebe-se que o pilar P26 foi o que sofreu maior deslocamento de 1,8101 cm. Constatase que através dessa combinação linear, com o vento 90° na direção 2, os deslocamentos foram menores em relação ao vento 0°.

Calculando o coeficiente γ_z :

- 1) Momento de tombamento: Dado pelo somatório da força de arrasto em cada pavimento pela altura do pavimento.

A força de arrasto foi calculada conforme item 2.5.4 e está no anexo C. Na Tabela 4.8 apresentam-se os dados para o cálculo do momento de tombamento para o vento 90°.

Tabela 4.8 – Cálculo do momento de tombamento referente a força de arrasto a 0°.

Z (m)	Fa (kN)	$\Delta M_{1,tot,d}$ (kNm)
3	68,03	204,09
6	73,02	438,10
9	76,37	687,31
12	78,94	947,28
15	81,05	1215,69
18	82,84	1491,05
21	84,40	1772,37
24	85,79	2058,91
27	21,61	583,50
$\Sigma \Delta M_{tot,d}$ (kNm)		9398,29

Fonte: Dos autores (2021).

$$\Delta M_{1,tot,d} = \sum 68,03 \times 3 + 73,02 \times 6 + \dots + 21,61 \times 27 = 9398,2905 \text{ kNm} = 939829,05 \text{ kNcm}$$

- 2) Momento devido a força gravitacional: Dado pelo somatório dos deslocamentos dos pilares analisados em cada pavimento pela força gravitacional.

$$\Delta M_{tot,d} = \sum 0,5269 \times 115,836 + \dots + 1,7765 \times 115,836 + \dots + 1,6817 \times 335,267$$

$$\Delta M_{tot,d} = 72994,59 \text{ kNcm}$$

De acordo com a Equação 2.1, tem-se que:

$$\gamma_z = \left(\frac{1}{1 - \frac{72994,59}{939829,05}} \right) = 1,0842$$

Portanto $\gamma_z < 1,1 \rightarrow$ A estrutura é considerada de nós fixos, sendo necessária apenas uma análise de 1ª ordem.

A seguir, encontra-se a Tabela 4.9 contendo os parâmetros de estabilidade global encontrado para cada combinação linear.

Tabela 4.9 – Resumo do cálculo do γ_z para as combinações lineares.

Variável principal	Σ deslocam. (cm)	$\Sigma \Delta M_{tot,d}$ (kNcm)	$\Sigma \Delta M_{1,tot,d}$ (kNcm)	γ_z	Pilar com maior deformação	Desloc. do pilar (cm)
Vento 0° 1	410,3393	117783,52	760173,30	1,1834	P40	3,1620
Vento 0° 2	-417,9617	119437,96	760173,30	1,1864	P36	-3,1420
Vento 90° 1	-270,3897	75951,11	939829,05	1,0879	P5	-1,8835
Vento 90° 2	256,4294	72994,59	939829,05	1,0842	P26	1,8101

Fonte: Dos autores (2021).

Como o γ_z foi maior que 1,1 para o vento 0° será necessário considerar os efeitos de 2ª ordem nesta direção da estrutura. Já para o vento 90° , como o γ_z foi menor que 1,1, não é necessário avaliar os efeitos de 2ª ordem, pois o deslocamento seria próximo ao obtido na análise de 1ª ordem.

4.3.2 Análise não linear do edifício

De acordo com a metodologia normativa, para todos coeficientes γ_z maiores que 1,1 é necessário verificar os efeitos de 2ª ordem por meio da diminuição da rigidez dos elementos estruturais e da majoração das forças horizontais, conforme descrição do item 3.2.2.

Além disso, considerando a metodologia numérica, são determinados os deslocamentos considerando os efeitos de 2ª ordem no edifício por meio de análises não lineares com auxílio de programa computacional.

- **Vento 0° (direção 1)**

Através da análise não linear numérica, foram identificados os deslocamentos em cada pilar ocasionados pelos efeitos de 2ª ordem e, com isso, verificou-se que o pilar P40 foi o que obteve o maior deslocamento de 3,4471 cm. Pode-se observar que para os carregamentos aplicados os efeitos de segunda ordem, ocasionaram aumento do deslocamento lateral, quando comparado a 1ª análise (3,1620 cm). Em porcentagem teve-se um acréscimo no deslocamento de:

$$\left(\frac{3,4471}{3,1620} \right) - 1 = 1,09016 - 1 = 0,09016 \times 100\% = 9,016 \%$$

Ou seja, o deslocamento real da estrutura é 9,016% maior do que o deslocamento obtido realizando uma análise linear de 1ª ordem.

Realizando a majoração dos esforços horizontais conforme determina a NBR6118 (ABNT, 2014) no seu item 15.7.2, tem-se que:

Tabela 4.10 – Majoração das forças horizontais para o vento 0° direção 1.

Nível	Altura (m)	F _a (kN)	γ _z	F _a majorado (kN)
1	3	55,02	1,1834	61,86
2	6	59,06	1,1834	66,39
3	9	61,77	1,1834	69,44
4	12	63,85	1,1834	71,78
5	15	65,55	1,1834	73,69
6	18	67,00	1,1834	75,32
7	21	68,27	1,1834	76,74
8	24	69,39	1,1834	78,01
9	27	17,48	1,1834	19,65

Fonte: Dos autores (2021).

Portanto, através da metodologia normativa, identificou-se que o pilar que sofreu maior deformação foi o P40 com 3,5538 cm.

Comparando o deslocamento obtido através do método normativo e do numérico, tem-se:

$$\left(\frac{3,5538}{3,4471} \right) - 1 = 1,03095 - 1 = 0,03095 \times 100\% = 3,095 \%$$

Ou seja, o deslocamento da estrutura obtido pelo método normativo é 3,095% maior do que o método numérico, que possui maior precisão. Vale ressaltar que o erro do método normativo, é um saldo positivo a favor da segurança, porém caso este valor seja elevado pode ser antieconômico. Logo, tem-se que a precisão da metodologia da norma é de 96,905% para o ponto analisado.

- **Vento 0° (direção 2)**

Através da análise não linear, foram identificados os deslocamentos em cada pilar ocasionados pelos efeitos de 2ª ordem e, com isso, verificou-se que o pilar P36 foi o que obteve o maior deslocamento de 3,4234 cm. Pode-se observar que para os carregamentos aplicados os efeitos de segunda ordem, ocasionaram aumento do deslocamento lateral, quando comparado a 1ª análise (3,1420 cm). Em porcentagem teve-se um acréscimo no deslocamento de:

$$\left(\frac{3,4234}{3,1420} \right) - 1 = 1,08956 - 1 = 0,08956 \times 100\% = 8,956 \%$$

Ou seja, o deslocamento real da estrutura é 8,956% maior do que o deslocamento obtido realizando uma análise linear de 1ª ordem.

Realizando a majoração dos esforços horizontais conforme determina a NBR6118 (ABNT, 2014) no seu item 15.7.2, tem-se que:

Tabela 4.11 – Majoração das forças horizontais para o vento 0° direção 2.

Nível	Altura (m)	F _a (kN)	γ _z	F _a majorado (kN)
1	3	55,02	1,1864	62,02
2	6	59,06	1,1864	66,56
3	9	61,77	1,1864	69,62
4	12	63,85	1,1864	71,96
5	15	65,55	1,1864	73,88
6	18	67,00	1,1864	75,52
7	21	68,27	1,1864	76,94
8	24	69,39	1,1864	78,21
9	27	17,48	1,1864	19,70

Fonte: Dos autores (2021).

Portanto, através da metodologia normativa, identificou-se que o pilar que sofreu maior deformação foi o P36 com 3,5429 cm.

Comparando o deslocamento obtido através do método normativo e do numérico, tem-se:

$$\left(\frac{3,5429}{3,4234} \right) - 1 = 1,03491 - 1 = 0,03491 \times 100\% = 3,491\%$$

Ou seja, o deslocamento real da estrutura obtido pelo método normativo é 3,491% maior do que o método numérico, que possui maior precisão. Vale ressaltar que o erro do método normativo, é um saldo positivo a favor da segurança, porém caso este valor seja elevado pode ser antieconômico. Logo, tem-se que a precisão da metodologia da norma é de 96,509% para o ponto analisado.

- **Vento 90° (direção 1)**

Como o coeficiente γ_z encontrado é menor que 1,1, de acordo com a metodologia normativa, não há necessidade de verificar os efeitos de 2ª ordem.

Através da análise não linear, os deslocamentos em cada pilar ocasionados pelos efeitos de 2ª ordem foram identificados e, com isso, verificou-se que o pilar P5 foi o que obteve o maior deslocamento de 1,9381 cm. Pode-se observar que, através desta análise não linear, houve o aumento do deslocamento lateral, quando comparado 1ª análise (1,8835 cm).

Pode-se observar que para os carregamentos aplicados os efeitos de segunda ordem pouco influenciaram no deslocamento total da estrutura. Em termos de porcentagem teve-se um acréscimo no deslocamento de:

$$\left(\frac{1,9381}{1,8835}\right) - 1 = 1,02899 - 1 = 0,02899 \times 100\% = 2,899 \%$$

Ou seja, o deslocamento real da estrutura é 2,899% maior do que o deslocamento obtido realizando uma análise linear de 1ª ordem.

- **Vento 90° (direção 2)**

Como o coeficiente γ_z encontrado é menor que 1,1, de acordo com a metodologia normativa, não há necessidade de verificar os efeitos de 2ª ordem.

Através da análise não linear, foi identificado os deslocamentos em cada pilar ocasionados pelos efeitos de 2ª ordem e, com isso, verificou-se que o pilar P26 foi o que obteve o maior deslocamento de 1,8725 cm. Pode-se observar que, através desta análise não linear, houve o aumento do deslocamento lateral, quando comparado 1ª análise (1,8101cm).

Pode-se observar que para os carregamentos aplicados os efeitos de segunda ordem pouco influenciaram no deslocamento total da estrutura. Em termos de porcentagem teve-se um acréscimo no deslocamento de:

$$\left(\frac{1,8725}{1,8101}\right) - 1 = 1,03447 - 1 = 0,03447 \times 100\% = 3,447 \%$$

Ou seja, o deslocamento real da estrutura é 3,447% maior do que o deslocamento obtido realizando uma análise linear de 1ª ordem.

A seguir, encontra-se a Tabela 4.12 contendo o resumo dos deslocamentos analisados.

Tabela 4.12 – Resumo dos deslocamentos analisados

Variável principal	Pilar com maior deformação	Deslocamento linear (cm)	Deslocamento não linear - software (cm)	Deslocamento não linear - γ_z (cm)
Vento 0° 1	P40	3,1620	3,4471	3,5538
Vento 0° 2	P36	-3,1420	3,4234	-3,5429
Vento 90° 1	P5	-1,8835	-1,9381	-
Vento 90° 2	P36	1,8101	1,8725	-

Fonte: Dos autores (2021).

5 CONCLUSÕES

No presente trabalho foi estudada a precisão do coeficiente γ_z comparando-o com soluções numéricas de maior precisão. O trabalho se iniciou pela dedução das equações e aplicações dos conceitos em elementos isolados, pórtico plano e pórtico tridimensional.

Baseado nas normas de projeto em vigência no Brasil, foram feitos os cálculos das cargas atuantes nas estruturas e verificação das dimensões máximas e mínimas para os elementos estruturais. Posteriormente tais conceitos foram aplicados em *softwares* tanto para a análise linear quanto para a análise não linear geométrica com alta precisão.

Dentre todos os testes realizados, verificou-se que a medida que o γ_z aumenta, sua precisão para obtenção de dados referentes aos efeitos de segunda ordem é reduzida. Para os modelos estruturais testados, pode-se concluir:

- Para o pilar isolado, foi observada a diferença entre os resultados, utilizando o coeficiente γ_z e análise de 2ª ordem mais precisa, para a estrutura com baixa deslocabilidade de 0,141%, média deslocabilidade de 14,866% e para a com grande deslocabilidade o acréscimo foi de 37,631%;
- O pórtico é mais sensível ao aumento da carga gravitacional, comparado com o pilar isolado. Percebeu-se que, utilizando o coeficiente γ_z e análise de 2ª ordem mais precisa, considerando o nó N2 na primeira análise houve acréscimo de 6,182% no deslocamento e na segunda análise o aumento foi de 144,198%.

Por fim, foi feita a modelagem de um edifício real com pórticos tridimensionais sendo analisada a influência do vento atuando a 0° e a 90°. Com isso foram obtidos os seguintes dados:

- No caso estudado a combinação mais desfavorável foi o vento 0° (direção 1), gerando uma deslocabilidade lateral de 3,4471 cm, utilizando a análise mais precisa;
- Uma das direções do edifício apresentou comportamento linear, onde o vento incide a 90° de acordo com o coeficiente γ_z , enquanto a outra direção, onde o vento incide a 0°, necessitou de análise de 2ª ordem, com isso, pode-se considerar que a estrutura analisada é de média deslocabilidade;
- Na direção em que a deslocabilidade do edifício foi maior, vento 0° na direção 1, a precisão da metodologia utilizando o γ_z foi de 96,905% em relação ao método numérico.

A partir das análises realizadas verificou-se que o coeficiente γ_z apresentou resultados satisfatórios para os elementos analisados. Para um possível trabalho futuro é sugerida a

mudança da posição do núcleo rígido e o estudo do efeito das fundações nas condições de apoio do pórtico, para se verificar a influência desses elementos na estabilidade global de estruturas.

REFERÊNCIAS BIBLIORÁFICAS

AISC LRFD. Specification for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2016.

ARAÚJO, Silas Oliveira. Análise da estabilidade global de estruturas de concreto armado da cidade de Goiânia. Dissertação de conclusão de curso em Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2016.

HIBBELER, R. C. Resistência dos materiais. 7. ed. São Paulo, SP: Pearson, 2010

MARTHA, L. F. - Análise de Estruturas. Rio de Janeiro: Campus, 2010.

MCGUIRE, W., GALLAGHER, R.H., ZIEMIAN, R.D. Matrix Structural Analysis, <<http://www.mastan2.com/>> acesso em: 11 de agosto de 2021.

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

NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2014.

NBR 6120. Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2018.

NBR 6123. Forças devidas ao vento em edificações. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 1988.

NBR 8800. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2008.

OLIVEIRA, Danielle Meireles de. Parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado segundo a nova NBR-6118. Dissertação (Mestrado) - Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil, 2002.

PINHEIRO, L.M. et al. Fundamentos do concreto e projeto de edifícios. Apostila EESC/USP, 2007.

SANTANA, M. V. B. Desenvolvimento de Sistema Computacional via MATLAB/GUI (Graphical User Interface) para Análise Geometricamente Não Linear de Estruturas. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, Brasil, 2016.

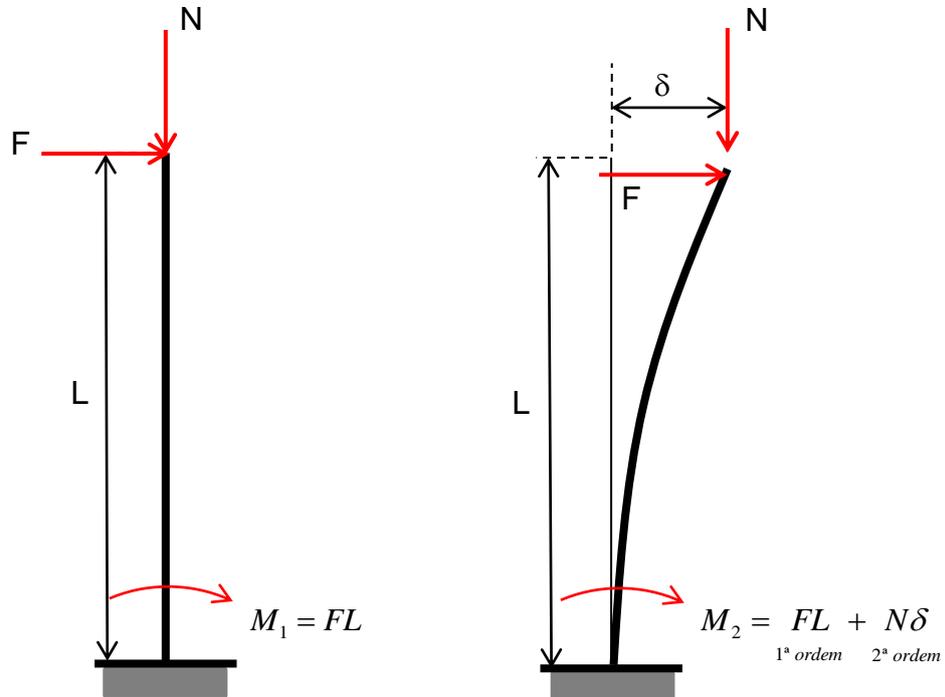
VELASCO, R; RODRIGUES, P. F; BALTHAR, V. Pré-dimensionamentos de elementos estruturais de concreto armado. Roteiro prático FAU/UFRJ, 2017. Disponível em: <https://fauufrjatelierintegrado1.weebly.com/uploads/1/2/5/9/12591367/ces_pre-dimensionamento.pdf>. Acesso em: 06 de novembro de 2021.

VIEIRA, V. V. S.; RODRIGUES JUNIOR, S. J.; VELOSO, L. A. C. M. Global stability analysis of reinforced concrete buildings using the γ_z coefficient. *Revista Ibracon de Estruturas e Materiais*, São Paulo, v. 10, n. 5, p. 1113-1126, out. 2017. Disponível em: <<http://repositorio.ufpa.br/jspui/handle/2011/10256>>. Acesso em: 15 de setembro de 2021.

WRIGGERS, P. *Nonlinear Finite Element Methods*. Springer, 2008.

APÊNDICE A – Dedução γ_z

Figura 1 – Efeitos de 1ª e 2ª ordem sobre um pilar isolado.



Fonte: Dos autores (2021).

O equilíbrio entre forças externas e internas é definido por meio de procedimento iterativo.

- Forças externas:

$$\delta_1 \rightarrow M_1 = FL$$

$$\delta_2 \rightarrow M_2 = FL + N\delta_1$$

$$\delta_3 \rightarrow M_3 = FL + N\delta_2$$

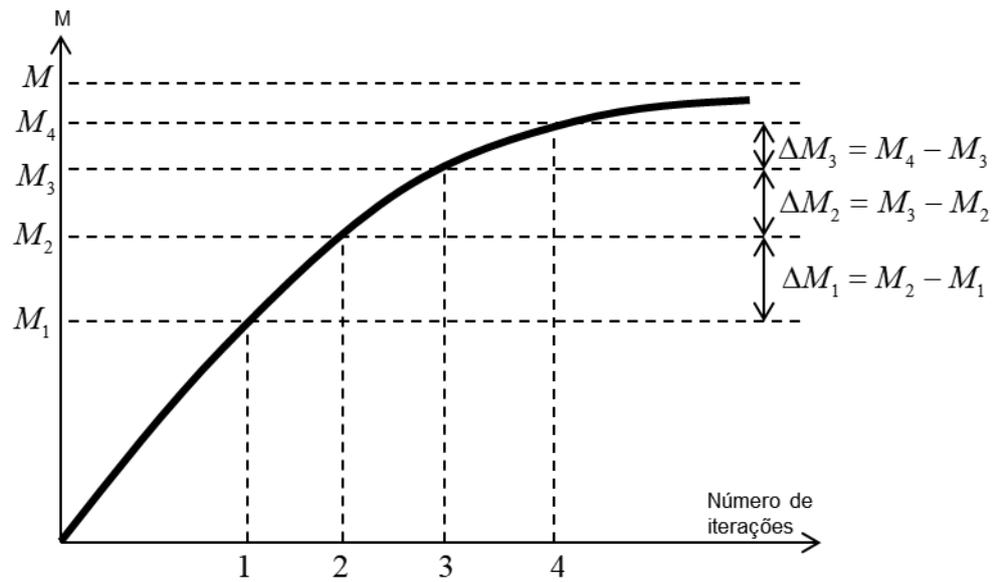
- Forças internas:

$$\delta \rightarrow \varepsilon, \gamma \rightarrow \sigma, \tau \rightarrow N, M, V$$

$$N = \int_A \sigma dA \quad M = \int_A \sigma y dA \quad V = \int_A \tau dA$$

CEB (1978): a sequência do momento fletor consiste num acréscimo via P.G. (Progressão Geométrica) de razão decrescente r .

Figura 2 – Aumento do momento fletor de acordo com o número de iterações.



Fonte: Dos autores (2021).

$$M = M_1 + \Delta M_1 + \Delta M_2 + \Delta M_3 + \dots + \Delta M_i \quad (1)$$

$$\Delta M_1 = rM_1 \quad (2)$$

$$\Delta M_2 = r(\Delta M_1) = r^2 M_1$$

$$\Delta M_3 = r(\Delta M_2) = r^3 M_1$$

⋮

$$\Delta M_i = r(\Delta M_{i-1}) = r^i M_1$$

$$M = M_1(1 + r + r^2 + r^3 + \dots + r^i) \quad (3)$$

Para progressão geométrica infinita:

$$Soma_n = \frac{a_1(r^n - 1)}{r - 1} \quad (4)$$

$$Soma_\infty = \frac{1 \times (r^\infty - 1)}{r - 1} = \frac{1 \times (-1)}{r - 1} = \frac{1}{1 - r}$$

Substituindo na equação 3:

$$M = M_1 \left(\frac{1}{1 - r} \right) \quad (5)$$

Da equação 2, tem-se que:

$$\frac{\Delta M}{M} = r \quad (6)$$

Substituindo na equação 5:

$$M = M_1 \underbrace{\left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta M}{M}} \right)}_{\gamma_z} \quad (7)$$

Assim é obtido o coeficiente γ_z definido pela NBR 6118 (ABNT, 2014). O coeficiente γ_z é responsável por majorar o momento fletor inicial M_1 , assim o momento total M será definido pelos esforços de 1º e 2ª ordem. Portanto o coeficiente γ_z é definido pela seguinte expressão:

$$\gamma_z = \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \right) \quad (8)$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ = momento fletor de primeira ordem (momento de tombamento) = somatório das forças horizontais atuantes na edificação vezes as suas respectivas alturas.

$\Delta M_{tot,d}$ = produto das forças gravitacionais pelos respectivos deslocamentos laterais dos pavimentos.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) determina alguns limites para a análise do coeficiente γ_z , sendo estes:

$\gamma_z < 1,1 \rightarrow$ A estrutura é considerada de nós fixos, sendo necessária apenas uma análise de 1ª ordem.

$1,1 \leq \gamma_z \leq 1,3 \rightarrow$ A estrutura é considerada de nós móveis, sendo necessária uma análise de 2ª ordem.

APÊNDICE B – Dimensionamento dos pilares

Tabela 1 – Pré-dimensionamento dos pilares.

Pré-dimensionamento Pilares									
Pilar	A (m²)	α	n	f_{ck} (kN/cm²)	Ac (cm²)	Ac > 360 cm²	b (cm)	a (cm)	Dimensão (a x b)
P1	2,82	1,8	8	2,5	418,33	418,33	19	25	19 x 25
P2	6,33	1,3	8	2,5	678,17	678,17	19	40	19 x 40
P3	5,88	1,5	8	2,5	726,88	726,88	19	40	19 x 40
P4	6,45	1,3	8	2,5	691,03	691,03	19	40	19 x 40
P5	2,82	1,8	8	2,5	418,33	418,33	19	25	19 x 25
P6	2,82	1,8	8	2,5	418,33	418,33	19	25	19 x 25
P7	12,16	1,3	8	2,5	1302,77	1302,77	19	70	19 x 70
P8	10,93	1,3	8	2,5	1171,00	1171,00	19	65	19 x 65
P9	11,44	1,3	8	2,5	1225,64	1225,64	19	65	19 x 65
P10	2,82	1,8	8	2,5	418,33	418,33	19	25	19 x 25
P11	3,39	1,8	8	2,5	502,88	502,88	19	30	19 x 30
P12	12,55	1,3	8	2,5	1344,56	1344,56	19	75	19 x 75
P13	14,06	1,3	8	2,5	1506,33	1506,33	19	80	19 x 80
P14	12,69	1,3	8	2,5	1359,56	1359,56	19	75	19 x 75
P15	3,39	1,8	8	2,5	502,88	502,88	19	30	19 x 30
P16	6,51	1,3	8	2,5	697,46	697,46	19	40	19 x 40
P17	15,27	1,3	8	2,5	1635,97	1635,97	19	90	19 x 90
P18	14,62	1,3	8	2,5	1566,33	1566,33	19	85	19 x 85
P19	15,27	1,3	8	2,5	1635,97	1635,97	19	90	19 x 90
P20	6,51	1,3	8	2,5	697,46	697,46	19	40	19 x 40
P21	6,41	1,3	8	2,5	686,74	686,74	19	40	19 x 40
P22	15,02	1,3	8	2,5	1609,18	1609,18	19	85	19 x 85
P23	14,38	1,3	8	2,5	1540,62	1540,62	19	85	19 x 85
P24	15,02	1,3	8	2,5	1609,18	1609,18	19	85	19 x 85
P25	6,41	1,3	8	2,5	686,74	686,74	19	40	19 x 40
P26	5,89	1,5	8	2,5	728,11	728,11	19	40	19 x 40
P27	13,40	1,3	8	2,5	1435,62	1435,62	19	80	19 x 80
P28	12,18	1,3	8	2,5	1304,92	1304,92	19	70	19 x 70
P29	13,40	1,3	8	2,5	1435,62	1435,62	19	80	19 x 80
P30	5,89	1,5	8	2,5	728,11	728,11	19	40	19 x 40
P31	12,11	1,3	8	2,5	1297,42	1297,42	19	70	19 x 70
P32	16,08	1,3	8	2,5	1722,75	1722,75	19	95	19 x 95
P33	14,61	1,3	8	2,5	1565,26	1565,26	19	85	19 x 85
P34	16,08	1,3	8	2,5	1722,75	1722,75	19	95	19 x 95
P35	12,11	1,3	8	2,5	1297,42	1297,42	19	70	19 x 70
P36	6,11	1,5	8	2,5	755,31	755,31	19	40	19 x 40
P37	4,73	1,3	8	2,5	506,75	506,75	19	30	19 x 30
P38	6,51	1,3	8	2,5	697,46	697,46	19	40	19 x 40
P39	4,73	1,3	8	2,5	506,75	506,75	19	30	19 x 30
P40	6,11	1,5	8	2,5	755,31	755,31	19	40	19 x 40

Fonte: Dos autores (2021).

APÊNDICE C – Cálculo das ações do vento

Tabela 2 – Cálculo do Fator de rugosidade do terreno e de dimensões da edificação (S_2).

Nível	Cálculo S_2				
	Z (m)	b	P	Fr	S_2
1	3	1,11	0,065	0,98	1,0059
2	6	1,11	0,065	0,98	1,0523
3	9	1,11	0,065	0,98	1,0804
4	12	1,11	0,065	0,98	1,1008
5	15	1,11	0,065	0,98	1,1169
6	18	1,11	0,065	0,98	1,1302
7	21	1,11	0,065	0,98	1,1415
8	24	1,11	0,065	0,98	1,1515
9	27	1,11	0,065	0,98	1,1603

Fonte: Dos autores (2021).

Tabela 3 – Parâmetros para o cálculo do C_a .

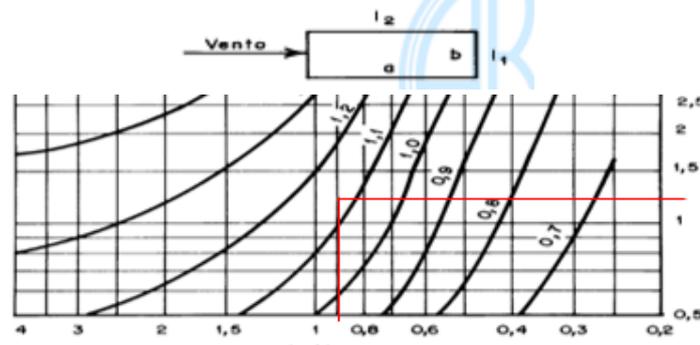
Parâmetro	Vento 0°	Vento 90°
H	27	27
L_1	20,4	22,8
L_2	22,8	20,4
h/L_1	1,3235	1,1842
L_1/L_2	0,8947	1,1176

Fonte: Dos autores (2021).

Cálculo do C_a por meio do ábaco da norma:

- Vento a 0° → $C_a = 1,13$.

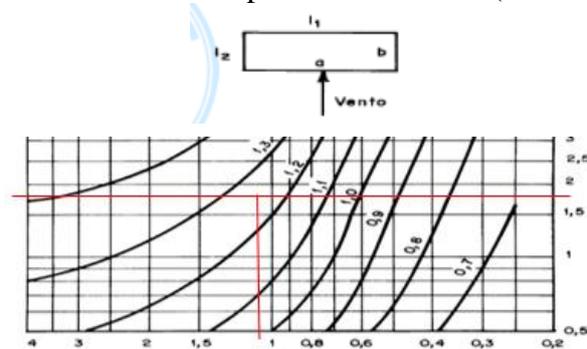
Figura 3 – Análise do C_a por meio de ábaco (vento a 0°).



Fonte: adaptado NBR 6123 (ABNT, 1988).

- Vento a $90^\circ \rightarrow Ca = 1,25$.

Figura 4 – Análise do Ca por meio de ábaco (vento a 90°).



Fonte: adaptado NBR 6123 (ABNT, 1988).

Tabela 4 – Cálculo da força de arrasto (F_a) (vento a 0°).

Nível	Z (m)	V_0	S1	S2	S3	$V_k - 0^\circ$ (m/s)	$q - 0^\circ$ (kN/m ²)	A_e (m ²)	C_a	F_a (kN)
1	3	35	1	1,0059	1	35,2071	0,75984	61,2	1,13	55,02
2	6	35	1	1,0523	1	36,8296	0,83148	61,2	1,13	59,06
3	9	35	1	1,0804	1	37,8132	0,87649	61,2	1,13	61,77
4	12	35	1	1,1008	1	38,5269	0,90989	61,2	1,13	63,85
5	15	35	1	1,1169	1	39,0898	0,93667	61,2	1,13	65,55
6	18	35	1	1,1302	1	39,5558	0,95914	61,2	1,13	67,00
7	21	35	1	1,1415	1	39,9541	0,97855	61,2	1,13	68,27
8	24	35	1	1,1515	1	40,3024	0,99569	61,2	1,13	69,39
9	27	35	1	1,1603	1	40,6121	1,01105	30,6	1,13	17,48

Fonte: Dos autores (2021).

Tabela 5 – Cálculo da força de arrasto (F_a) (vento a 90°).

Nível	Z (m)	V_0	S1	S2	S3	$V_k - 90^\circ$ (m/s)	$q - 90^\circ$ (kN/m ²)	A_e (m ²)	C_a	F_a (kN)
1	3	35	1	1,0059	1	35,2071	0,75984	68,4	1,25	68,03
2	6	35	1	1,0523	1	36,8296	0,83148	68,4	1,25	73,02
3	9	35	1	1,0804	1	37,8132	0,87649	68,4	1,25	76,37
4	12	35	1	1,1008	1	38,5269	0,90989	68,4	1,25	78,94
5	15	35	1	1,1169	1	39,0898	0,93667	68,4	1,25	81,05
6	18	35	1	1,1302	1	39,5558	0,95914	68,4	1,25	82,84
7	21	35	1	1,1415	1	39,9541	0,97855	68,4	1,25	84,40
8	24	35	1	1,1515	1	40,3024	0,99569	68,4	1,25	85,79
9	27	35	1	1,1603	1	40,6121	1,01105	34,2	1,25	21,61

Fonte: Dos autores (2021).