

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Mariana Pagnoncelli Boff

**ESTUDO DOS EFEITOS DA NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA E  
FÍSICA SOBRE O COMPORTAMENTO DE UMA EDIFICAÇÃO EM  
CONCRETO ARMADO**

Santa Maria, RS

2021

**Mariana Pagnoncelli Boff**

**ESTUDO DOS EFEITOS DA NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA E FÍSICA SOBRE O COMPORTAMENTO DE UMA EDIFICAÇÃO EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de Engenheira Civil.

Orientador: Prof. Dr. Almir Barros da S. Santos Neto

Santa Maria, RS  
2021

**Mariana Pagnoncelli Boff**

# **ESTUDO DOS EFEITOS DA NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA E FÍSICA SOBRE O COMPORTAMENTO DE UMA EDIFICAÇÃO EM CONCRETO ARMADO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de **Engenheira Civil**.

**Aprovado em 15 de janeiro de 2021:**



---

**Almir Barros da S. Santos Neto, Dr. (UFSM)**  
(Professor orientador)

---

**André Lübeck, Dr. (UFSM)**

---

**Gihad Mohamad, Dr. (UFSM)**

Santa Maria, RS  
2021

## AGRADECIMENTOS

*O presente trabalho pôde ser concluído somente junto ao auxílio, apoio e compreensão de pessoas e entidades às quais sou eternamente grata. Assim, agradeço especialmente:*

*- ao meu orientador, Professor Dr. Almir Barros da Silva Santos Neto, que sempre se mostrou disposto a me auxiliar, mesmo em um momento atípico de pandemia, por meio de reuniões virtuais e presenciais, respondendo sempre aos meus questionamentos e depositando confiança em meu trabalho;*

*- à Universidade Federal de Santa Maria, que me acolheu desde o princípio, e a todos os professores e funcionários que participaram de alguma forma para que eu pudesse alcançar esse momento de conclusão de minha graduação;*

*- à minha mãe, Raquel Pagnoncelli, que sempre me apoiou em minhas decisões e sempre ouviu meus desabafos, nunca me deixando desistir do meu sonho, mesmo que para isso tivesse que enfrentar a saudade. Sou eternamente grata por todo o amor, todas as orações e palavras de conforto que me fizeram chegar onde cheguei;*

*- aos meus avós, que sempre me deram todo o amor e carinho e apoio, e que também enfrentaram a saudade de não me ter ao lado deles, mas nem assim me deixaram desistir;*

*- ao meu pai, Alexandre R. Boff, e Helena Misiak, que sempre se mostraram dispostos a me ajudar, me deixando muitas das palavras e gestos que me encorajaram a ser a pessoa que sou hoje;*

*- ao meu noivo, Paulo Vinicius Giacomelli, pela paciência, amor e carinho e por ter estado ao meu lado durante praticamente toda a graduação, sempre me incentivando e sendo meu abrigo nos momentos de aflição, saudade e incertezas;*

*- aos outros familiares, que não citarei todos os nomes, mas que sempre me apoiaram e me incentivaram a continuar;*

*- aos meus e amigos, que acabaram se tornando minha família ao longo de toda a graduação e sempre se mostraram dispostos, fazendo com que meus dias durante esse período fossem muito mais alegres, leves e produtivos.*

*Enfim, a todos que de alguma forma contribuíram para que eu atingisse meu objetivo, meu muito obrigada!*

## RESUMO

### ESTUDO DOS EFEITOS DA NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA E FÍSICA SOBRE O COMPORTAMENTO DE UMA EDIFICAÇÃO EM CONCRETO ARMADO

AUTORA: Mariana Pagnoncelli Boff  
ORIENTADOR: Almir Barros da S. Santos Neto

Este trabalho tem como objetivo o estudo de um edifício de doze pavimentos em concreto armado, buscando ressaltar a influência dos efeitos da não linearidade geométrica e física nessa estrutura. A fim de considerar a não linearidade geométrica, causadora dos efeitos de segunda ordem, o método utilizado foi o do coeficiente  $\gamma_z$ , proposto na NBR 6118:2014. Para a consideração dos efeitos da não linearidade física, foi feito um comparativo entre o método dos coeficientes redutores e o método do diagrama momento-curvatura, ambos também propostos pela NBR 6118:2014. A modelagem da estrutura foi realizada no software SAP2000, permitindo a obtenção de resultados para o dimensionamento de três pilares. O dimensionamento das seções e posteriores análise ratificaram a influência do uso de diferentes métodos para a consideração dos efeitos da não linearidade física no comportamento da estrutura, já que os resultados mostraram uma redução considerável de rigidez quando utilizado o método do diagrama momento-curvatura se comparado ao método dos coeficientes redutores.

**Palavras-chave:** Não linearidade geométrica. Efeitos de segunda ordem. Não linearidade física. NBR 6118:2014.

## ABSTRACT

### STUDY OF THE EFFECTS OF GEOMETRIC AND PHYSICAL NONLINEARITY ON THE BEHAVIOR OF A BUILDING IN REINFORCED CONCRETE

AUTHOR: Mariana Pagnoncelli Boff

ADVISOR: Almir Barros da S. Santos Neto

The main objective of this work is the study of a building of twelve floors in reinforced concrete, highlighting the influence of the effects of geometric and physical nonlinearity on this structure. In order to consider geometric non-linearity, which causes second-order effects, the method chosen was the  $\gamma_z$  coefficient, proposed in NBR 6118: 2014. To consider the effects of physical nonlinearity, a comparison was made between the method of reducing coefficients and the method of the moment-curvature diagram, both also proposed by NBR 6118: 2014. The modeling of the structure was performed using SAP2000 software, in order to obtain results for the design of three pillars. The design of these sections and subsequent analysis are intended to confirm the influence of the use of different methods for considering the effects of physical non-linearity on the behavior of the structure, since the results indicated a considerable reduction of stiffness when used the moment-curvature method compared to the method of reducing coefficients.

**Keywords:** geometric non-linearity. second-order effects. physical non-linearity. NBR 6118.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama tensão-deformação do concreto .....	16
Figura 2 – Relação momento-curvatura .....	17
Figura 3 – Reações na barra não deformada.....	18
Figura 4 – Reações na barra deformada.....	18
Figura 5 – Envoltória mínima com 2ª ordem .....	25
Figura 6 – Planta baixa do pavimento tipo – 9º ao 12º pavimento .....	26
Figura 7 – Corte AA .....	27
Figura 8 – Definição do concreto com $f_{ck}=25\text{MPa}$ no software SAP2000 .....	28
Figura 9 – Definição do concreto com $f_{ck}=30\text{MPa}$ no software SAP2000 .....	29
Figura 10 – Esquema demonstrando as direções de vento e prumadas .....	33
Figura 11 – Distribuição das Forças de Arrasto devido ao vento a $90^\circ$ .....	37
Figura 12 – Majoração das forças horizontais pelo coeficiente $\gamma_z$ - Combinação 1..	47
Figura 13 – Dimensionamento do Pilar P11 no 1ª pavimento .....	48
Figura 14 – Entrada de dados dos esforços referentes ao P11 no 1º pavimento .....	48
Figura 15 – Armadura longitudinal referente ao pilar P11 no 1º pavimento .....	50
Figura 16 – Diagrama momento-curvatura referente ao P11 no 1º pavimento .....	51

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Pré-dimensionamento dos pilares do 1º ao 4º pavimento .....	31
Tabela 2 – Pré-dimensionamento dos pilares do 5º ao 8º pavimento .....	31
Tabela 3 – Pré-dimensionamento dos pilares do 9º ao 12º pavimento. ....	32
Tabela 4– Valores de cargas permanentes atuantes na estrutura .....	33
Tabela 5 – Forças de arrasto totais por pavimento para Vento a 0º.....	35
Tabela 6 – Forças de Arrasto totais por pavimento para vento a 90º .....	35
Tabela 7 – Forças de Arrasto distribuídas em cada nó para o Vento a 0º .....	36
Tabela 8 – Forças de Arrasto distribuídas em cada nó para o Vento a 90º .....	36
Tabela 9 – Deslocamentos horizontais e valores limites .....	40
Tabela 10 – Novas dimensões dos pilares após a verificação de deslocamentos limites .....	41
Tabela 11 – Novas valores de deslocamentos horizontais após o aumento das seções de vigas e pilares .....	42
Tabela 12 – Valores de $\gamma Z$ para a Combinação 1 .....	43
Tabela 13 – Novas seções de pilares após a análise de segunda ordem com coeficiente $\gamma Z$ .....	44
Tabela 14 – Coeficiente $\gamma Z$ para a Combinação 1 .....	44
Tabela 15 – Coeficiente $\gamma Z$ para a Combinação 2 .....	45
Tabela 16 – Coeficiente $\gamma Z$ para a Combinação 3 .....	45
Tabela 17 – Coeficiente $\gamma Z$ para a Combinação 4 .....	46
Tabela 18 – Dimensionamento das armaduras longitudinais dos pilares.....	49
Tabela 19 – Resultados obtidos para o pilar P07 .....	52
Tabela 20 – Resultados obtidos para o pilar P11 .....	53
Tabela 21 – Resultados obtidos para o pilar P12.....	53
Tabela 22 – Coeficiente $\gamma z$ para a Combinação 1 com novo E.....	54
Tabela 23 – Coeficiente $\gamma z$ para a Combinação 2 com novo E.....	55
Tabela 24 – Coeficiente $\gamma z$ para a Combinação 3 com novo E.....	55
Tabela 25 – Coeficiente $\gamma z$ para a Combinação 4 com novo E.....	56
Tabela 26 – Comparativo entre os deslocamentos horizontais .....	57
Tabela 27 – Comparativo entre os esforços no pilar P11 .....	58
Tabela 28 – Comparativo entre os esforços no pilar P12.....	59
Tabela 29 – Comparativo entre os esforços no pilar P07 .....	60



## LISTA DE SÍMBOLOS

$\gamma_z$  – Parâmetro de instabilidade

$E_c$  – Módulo de Elasticidade do Concreto

$EI_{sec}$  – Rigidez Secante

$E_{ci}$  – Módulo de elasticidade inicial do concreto

$I_c$  – Momento de inércia da seção bruta

$A_s$  – Área de aço

$F_V$  – Força vertical

$F_H$  – Força horizontal

$\Delta M_{tot,d}$  – Momento de tombamento

$\Delta M_{1,tot,d}$  – Produto de todas as forças verticais

$M_{d,tot}$  – Momento total máximo no pilar

$M_{1d,A}$  – Momento de 1ª ordem máximo na extremidade do pilar

$\nu$  – Força normal adimensional

$\lambda$  – Esbeltez do pilar

$f_{ck}$  – Resistência característica à compressão do concreto

$E_{cs}$  – Módulo de Elasticidade à secante do concreto

$V_0$  – Velocidade básica do vento

$S_1$  – Fator topográfico

$S_2$  – Fator de rugosidade

$S_3$  – Fator estatístico

$F_a$  – Força de arrasto

$F_a$  – Força de rajada do vento

$C_a$  – Coeficiente de arrasto

$A_e$  – Área frontal efetiva

$\gamma_f$  – Coeficiente de ponderação

$\Psi_0$  – Fator de redução de combinação para ELU

$\Psi_1$  – Fator de redução de combinação frequente para ELS

$\delta_x$  – Deslocamento horizontal na direção X

$\delta_y$  – Deslocamento horizontal na direção Y

$M_x$  – Momento na direção X

$M_x$  – Momento na direção X

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>12</b>
1.1	JUSTIFICATIVA	12
1.2	OBJETIVOS	13
1.2.1	Objetivo geral	13
1.2.2	Objetivos específicos	13
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	13
<b>2</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b>	<b>15</b>
2.1	MODELOS ESTRUTURAIS	15
2.2	ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS	15
2.2.1	Não Linearidade Física	15
2.2.2	Não linearidade geométrica	17
2.3	EFEITOS DE 2ª ORDEM	19
2.3.1	Efeitos globais, locais e localizados de 2ª ordem	19
2.3.2	Estruturas de nós fixos e nós móveis	20
2.4	DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS GLOBAIS DE 2ª ORDEM	20
2.4.1	Coeficiente $\gamma_z$	20
2.4.2	Processo P- $\Delta$	21
2.5	DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS LOCAIS DE 2ª ORDEM	21
2.5.1	Pilar-padrão com curvatura $1/r$ aproximada	22
2.5.2	Pilar-padrão com rigidez $\kappa$ aproximada	22
2.5.3	Método do pilar-padrão acoplado a diagramas $M, N, 1/r$	24
2.5.4	Método geral	24
2.6	CONSIDERAÇÃO DAS IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS	24
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA</b>	<b>26</b>
3.1	MODELO ESTRUTURAL	26
3.2	MATERIAIS E DEFINIÇÕES ESTRUTURAIS	27
3.2.1	Definição de materiais	27
3.2.2	Pré-dimensionamento	29
3.2.2.1	Pré-dimensionamento das lajes	29
3.2.2.2	Pré-dimensionamento das vigas	30
3.2.2.3	Pré-dimensionamento dos pilares	30
3.2.3	Carregamentos	32
3.2.3.1	Carregamento Permanente	32

3.2.3.2 Cargas Variáveis .....	33
3.2.4 Combinação de ações .....	37
3.2.4.1 Combinações de Ações do Estado-Limite Último (ELU).....	38
3.2.4.2 Combinações de Ações do Estado-Limite de Serviço (ELS).....	39
<b>4 ANÁLISE ESTRUTURAL .....</b>	<b>40</b>
4.1 DESLOCAMENTOS LIMITES.....	40
4.2 GRAU DE INSTABILIDADE A PARTIR DO COEFICIENTE $\gamma_Z$ .....	42
4.3 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES.....	47
<b>5 ANÁLISE DA NÃO LINEARIDADE FÍSICA DA ESTRUTURA .....</b>	<b>50</b>
5.1 COMPARATIVO ENTRE O MÉTODO DO DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA E O MÉTODO DOS COEFICIENTES REDUTORES .....	50
5.1.1 Comparativo entre coeficientes, deslocamentos e esforços .....	53
<b>6 CONCLUSÃO .....</b>	<b>61</b>
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	61
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>62</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Ao longo de sua evolução, a construção civil acompanhou o crescimento dos grandes centros urbanos que concentram uma enorme densidade populacional e, por isso, tem sido cada vez mais verticalizados, com a crescente demanda por prédios mais altos e esbeltos. Somado a isso, a busca constante por redução de custos tem exigido que o dimensionamento das estruturas seja o mais econômico possível e, assim, esforços e fatores que antigamente eram raramente calculados, devido à complexidade de suas considerações, passam a ser essenciais nos dias de hoje. Dentre esses fatores, os efeitos tanto da não linearidade geométrica quanto da não linearidade física passam a fundamentais para um dimensionamento mais preciso, econômico e sustentável.

### 1.1 JUSTIFICATIVA

Estudos sobre a estabilidade global do edifício são tão importantes pois, assim como a resistência, ela é fundamental para o seu correto funcionamento, e os efeitos da não linearidade geométrica estão diretamente relacionados a parâmetro. Quando, por exemplo, uma carga horizontal como o vento atua em um edifício, a estrutura se desloca e, assim, na maior parte das vezes, surgem efeitos de segunda ordem decorrentes da não linearidade geométrica e que devem ser considerados no dimensionamento.

Além disso, o concreto armado, um dos materiais mais utilizados na construção civil, não apresenta um comportamento elástico perfeito. Por isso, para que a estrutura seja dimensionada com a segurança apropriada, de modo que a resistência e estabilidade não sejam prejudicadas, deve-se também considerar os efeitos de sua não linearidade física. Essa consideração é bastante complexa e, por isso, a NBR 6118:2014, em seu item 15.7.3, prevê uma redução de rigidez nos elementos estruturais, capaz de diminuir esses efeitos e proporcionar um dimensionamento mais seguro.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo geral

- Analisar os efeitos da não linearidade geométrica da estrutura a partir do coeficiente  $\gamma_z$  e analisar comparativamente dois métodos propostos pela NBR 6118:2014 para considerar os efeitos da não linearidade física: método do diagrama de momento-curvatura e método dos coeficientes redutores.

### 1.2.2 Objetivos específicos

- Analisar os efeitos da não linearidade geométrica e a consideração dos efeitos de segunda ordem a partir da aplicação do método do coeficiente  $\gamma_z$ , proposto pela NBR 6118:2014;

- Analisar os efeitos da não linearidade física da estrutura diante de diferentes métodos e sua influência sobre dimensionamento de três pilares;

## 1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho se divide em seis capítulos, a partir dos quais o objetivo foi apresentar de maneira objetiva e clara as informações necessárias para a compreensão do estudo proposto.

O capítulo introdutório tem a função de apresentar, justificar e contextualizar o tema, além de resumir os objetivos gerais e específicos do trabalho.

O capítulo 2 traz a fundamentação teórica do tema, abordando conceitos importantes como a estabilidade global das estruturas, os efeitos de segunda ordem e a determinação de imperfeições geométricas.

O capítulo 3 é composto pela metodologia desenvolvida, descrevendo de as etapas necessárias para a obtenção dos resultados e conclusões objetivados inicialmente. Nele é apresentado o detalhamento do modelo estrutural, contendo planta baixa, um corte, e suas principais características geométricas. Optou-se pelo uso de um modelo de edifício de 12 pavimentos, simétrico e com fins teóricos, já que não apresenta elementos muito usuais em edificações, como escadas, sacadas ou elevadores. Também se encontram as características importantes referentes aos

materiais utilizados, além do pré-dimensionamento dos elementos e as definições de carregamento e combinações últimas e de serviço.

No capítulo 4 são apresentadas análises estruturais, como os deslocamentos limites horizontais e o cálculo do coeficiente  $\gamma_z$ , já que este foi o método escolhido para a análise dos efeitos de segunda ordem decorrentes da não linearidade geométrica da estrutura. Além disso, nesse capítulo encontra-se o dimensionamento dos pilares, os quais são os elementos estruturais enfatizados na análise da não linearidade física, detalhada no próximo capítulo.

Assim, o capítulo 5 abrange detalhadamente o estudo sobre os efeitos da não linearidade física da estrutura, comparando os dois métodos apresentados pela NBR 6118:2014: método dos coeficientes redutores e o método de diagrama momento curvatura. Para atingir os resultados de ambos, foi utilizado o software SAP 2000, inclusive fazendo uso da ferramenta “section designer” para a obtenção dos diagramas momento-curvatura de cada seção.

Por fim, o capítulo 6 tem a função de concluir o que foi analisado a respeito dos efeitos da não linearidade física e geométrica e sua influência no comportamento estrutural das edificações em concreto armado.

## **2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA**

### **2.1 MODELOS ESTRUTURAIS**

Os modelos estruturais têm o objetivo de determinar a maneira como serão lançados os esforços atuantes em uma estrutura para que ela possa ser calculada. De acordo com o modelo escolhido, os esforços lançados na teoria podem ser mais próximos ou mais distantes dos reais, sendo que quanto mais simplificado é o modelo, maiores as medidas de segurança que devem ser tomadas. Esse grau de simplificação foi diminuindo ao longo dos anos com o desenvolvimento de softwares que permitem um dimensionamento mais preciso e uma maior economia de material. Contudo, ainda são aceitos os métodos simplificados e cálculos manuais, desde que respeitadas suas limitações.

### **2.2 ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS**

Para o dimensionamento e elaboração de um projeto de estruturas, deve-se analisar os elementos isoladamente (vigas, pilares, lajes, fundação) e também quando inseridos na estrutura como um todo, com todas partes atuando em conjunto. Essa análise global torna-se mais significativa no caso de estruturas de grande altura e menores áreas de extensão.

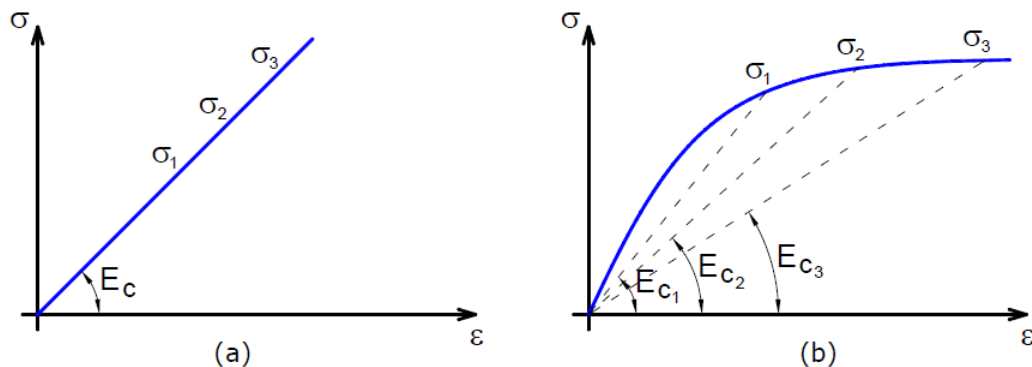
Todavia, ainda que a análise da estabilidade global seja mais relevante em determinadas estruturas, mais suscetíveis às ações horizontais, Wordell (2003) traz a afirmativa de que, independentemente das dimensões, todos os edifícios devem ser adequadamente verificados quanto ao seu sistema de travamento para garantir um dimensionamento adequado. Vale ressaltar que quanto mais rígida é a estrutura, menores são as chances de que os efeitos dos deslocamentos horizontais interfiram na estabilidade global da estrutura.

#### **2.2.1 Não Linearidade Física**

Ao se tratar da elaboração de um projeto estrutural em concreto armado, deve-se levar em conta que esse material não tem um comportamento elástico perfeito, tendo em vista os efeitos da fissuração, da fluência ou do escoamento da armadura,

e é justamente isso que define a não linearidade física do material (PINTO, 1997, p.01). Segundo Moncayo (2011), em termos práticos, a grande diferença entre considerar ou não a não linearidade física do concreto está relacionada ao seu módulo de elasticidade. Na Figura 1 (a) é possível notar que o módulo de Elasticidade do concreto ( $E_c$ ) é constante para diferentes valores de tensão ( $\sigma_1 \neq \sigma_2 \neq \sigma_3$ ), enquanto que na Figura 1 (b), o valor do módulo de elasticidade do concreto é variável ( $E_{c1} \neq E_{c2} \neq E_{c3}$ ) para as diferentes tensões  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  e  $\sigma_3$ .

Figura 1 – Diagrama tensão-deformação do concreto: (a) Linear e (b) Não-linear

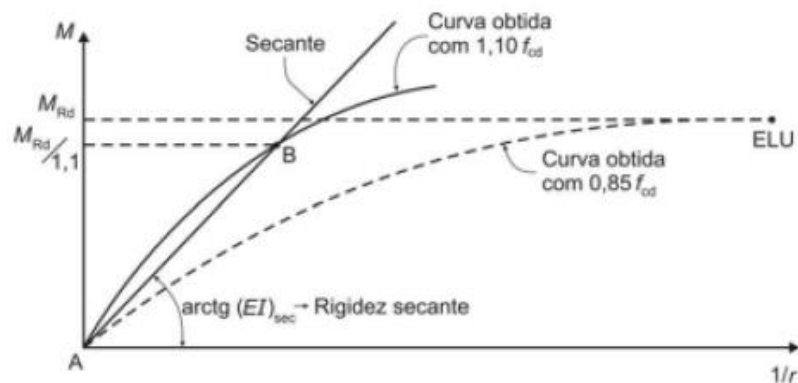


Fonte: Adaptado de Moncayo (2011, p. 24)

Assim, segundo a NBR 6118:2014, há basicamente duas formas de se considerar a não linearidade física do concreto, dependendo dos recursos computacionais disponíveis. A primeira é mais complexa, por meio da construção do diagrama momento-curvatura para cada seção, com armadura e valor da força normal conhecidos anteriormente. Com a construção do diagrama, determina-se a rigidez secante por meio da razão entre o momento e a curvatura calculados. Esse método, apesar de ser mais preciso, exige o uso de programas computacionais por se tratar de uma análise iterativa, o que acaba sendo inviável em alguns casos. A relação momento-curvatura mostrada na Figura 2.



Figura 2 – Relação momento-curvatura



Fonte: adaptado ABNT NBR 6118 (2014, p. 101)

Para facilitar o processo, a mesma Norma permite que se utilize um segundo método, a partir de uma análise linear, com um valor constante de rigidez  $EI$  multiplicado por coeficientes redutores, apresentados no item 15.7.3:

- Para lajes:  $(EI)_{sec} = 0,3E_{ci}I_c$
- Para vigas:  $(EI)_{sec} = 0,4E_{ci}I_c$  para:  $A'_s \neq A_s$  e  
 $(EI)_{sec} = 0,5E_{ci}I_c$  para:  $A'_s = A_s$
- Para pilares:  $(EI)_{sec} = 0,8E_{ci}I_c$

Onde,

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

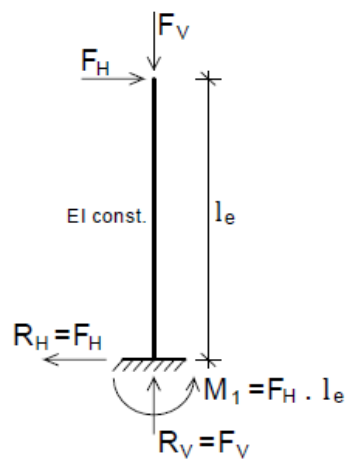
## 2.2.2 Não linearidade geométrica

A análise de uma estrutura considerando a não linearidade geométrica leva em conta seu equilíbrio em posição deslocada, ou seja, após ter sofrido uma mudança de posição no espaço. Por isso, sabendo-se que, após a aplicação de determinadas cargas, as estruturas sofrem consideráveis deformações, fica evidente a importância de se realizar essa análise. No caso de edifícios altos e esbeltos, o problema se volta

principalmente às ações horizontais, que provocam deslocamentos e acréscimos de esforços capazes colapsar a estrutura (PINTO, 1997, p. 34).

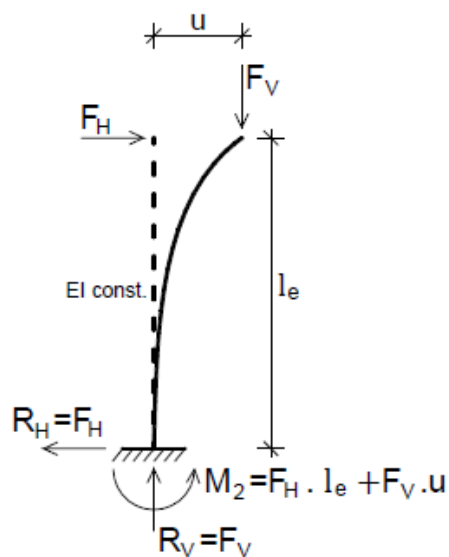
Na Figura 3 tem-se a representação uma estrutura indeformada, sofrendo a aplicação de forças verticais ( $F_V$ ) e horizontais ( $F_H$ ). Já na Figura 4 observa-se o mesmo carregamento, porém com a estrutura já deformada.

Figura 3 – Reações na barra não deformada



Fonte: Moncayo (2011, p, 29)

Figura 4 – Reações na barra deformada



Fonte: Moncayo (2011, p, 29)

Assim, nota-se que as aplicações dos carregamentos nas situações das Figuras 3 e 4 geram diferentes tipos de reações na base da estrutura. Na Figura 3, o momento gerado  $M_1$  é obtido a partir da análise da estrutura antes de seu deslocamento no espaço, e por isso é chamado momento de primeira ordem. Já na Figura 4, o momento  $M_2$ , ou momento de 2ª ordem, é o resultado do momento  $M_1$  somado a um momento  $\Delta M = Fv * u$ , ocasionado pela deformação da estrutura (Moncayo, 2011, p. 29). Considerar, portanto, que a estrutura reage de maneira diferente nessas duas situações é levar em conta os efeitos tanto de 1ª como de 2ª ordem, decorrentes da não linearidade geométrica e, quanto maior o índice de esbeltez, mais importante torna-se essa consideração.

### 2.3 EFEITOS DE 2ª ORDEM

Os chamados efeitos de 2ª ordem, segundo a NBR 6118:2014, são os que surgem a partir do somatório dos efeitos de 1ª ordem (considerando a estrutura em seu estado original, indeformado) e dos efeitos posteriormente ocasionados em decorrência da deformação. Contudo, eles podem ser desprezados no caso de não representarem um acréscimo maior do que 10% nas solicitações e reações da estrutura.

#### 2.3.1 Efeitos globais, locais e localizados de 2ª ordem

Em seu item 15.4.1, a NBR 6118:2014 classifica os efeitos de 2ª ordem como globais, locais e localizados. Os efeitos globais de 2ª ordem são aqueles decorrentes dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura quando aplicadas forças verticais e horizontais sobre elas, e referem-se ao edifício como um todo. Já os efeitos locais de 2ª ordem surgem nos próprios elementos, como em lances de pilares quando não estão totalmente alinhados, e geralmente afetam os esforços solicitantes ao longo do próprio elemento. Já os esforços localizados de 2ª ordem surgem em estruturas como pilares-parede, quando se tem uma região com uma não-retilidade maior do que a do eixo do pilar, podendo aumentar assim a flexão longitudinal e transversal do elemento, exigindo também o aumento de armadura para tais solicitações.

### 2.3.2 Estruturas de nós fixos e nós móveis

Uma estrutura é considerada de nós fixos quando podem ser desprezados os efeitos globais de 2ª ordem, por serem menores do que 10% com relação aos esforços de 1ª ordem. Contudo, por mais que se considerem nós fixos para efeito de cálculo, é importante ressaltar que na realidade a estrutura não é totalmente fixa, gerando deslocamentos são muito pequenos que podem ser desprezados. Caso os efeitos globais de 2ª ordem ultrapassem os 10% com relação aos de 1ª ordem, a estrutura é considerada como de nós móveis e os deslocamentos precisam então ser considerados no cálculo dos esforços (Moncayo, 2011, p. 30). Dessa forma, para que se possa classificar a estrutura corretamente, existem alguns parâmetros de estabilidade, como o  $\alpha$  e o  $\gamma_z$ . Eles permitem que se verifique a necessidade de se considerar os efeitos de 2ª ordem e asseguram de que, em combinações desfavoráveis, não venham a surgir instabilidades decorrentes dessas solicitações.

## 2.4 DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS GLOBAIS DE 2ª ORDEM

### 2.4.1 Coeficiente $\gamma_z$

O cálculo do coeficiente  $\gamma_z$  tem por objetivo definir de maneira simples a estabilidade e sensibilidade de uma estrutura diante dos efeitos da não linearidade geométrica. Wordell (2003) afirma, em seu estudo sobre o coeficiente, que é como um amplificador de esforços finais, por já incluir os esforços de 2ª ordem.

Além disso, a partir do coeficiente  $\gamma_z$  é possível ainda estimar os acréscimos dos efeitos de 2ª ordem, o que não é possível com o parâmetro de estabilidade  $\alpha$ , por exemplo. Ainda para Wordell, esta é a principal vantagem desse método.

De acordo com a NBR 6118:2014,  $\gamma_z$  é dado pela expressão:

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

Onde:

$\Delta M_{tot,d}$  é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura; e

$M_{1,tot,d}$  é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Assim, obtido o valor de  $\gamma_z$ , pode-se classificar a estrutura quanto ao seu grau de instabilidade. As estruturas com  $\gamma_z > 1,1$  são consideradas de nós móveis, enquanto as demais são de nós fixos. Todavia, na prática, avalia-se por esse método somente as estruturas com  $\gamma_z < 1,25$ , e valores superiores passam a exigir uma análise não linear geométrica, como o método P- $\Delta$ . Além disso, vale ressaltar que a análise de estabilidade através do coeficiente  $\gamma_z$  é válida apenas para edifícios com mais do que quatro pavimentos e que respeitem a regularidade entre os mesmos.

#### **2.4.2 Processo P- $\Delta$**

Consiste em um processo de cálculos iterativos que relaciona a carga axial com os deslocamentos horizontais. É utilizado, conforme Bueno (2009), principalmente para analisar os efeitos de 2ª ordem, apesar de não ser considerado um parâmetro de estabilidade, mas sim um processo de análise não-linear geométrica. Diversos métodos fazem uso desse processo, como o Método de Dois Ciclos Iterativos, o Método da Carga de Gravidade Iterativa, o Método da Rigidez Negativa e o Método da Carga Lateral Fictícia.

Neste trabalho será utilizado apenas o cálculo dos efeitos de 2ª ordem pelo método do coeficiente  $\gamma_z$ , para fins de simplificação. Contudo, o processo P- $\Delta$  é muito aplicado, principalmente no cálculo de edificações de médio e grande porte.

### **2.5 DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS LOCAIS DE 2ª ORDEM**

Segundo a NBR6118:2014, existem 4 métodos para que se determine os esforços locais de 2ª ordem, sendo eles: Pilar-Padrão com Curvatura (1/r) Aproximada, Pilar-Padrão com Rigidez  $\kappa$  Aproximada, Pilar-Padrão Acoplado a Diagrama N,M,1/r e também o Método Geral.

### 2.5.1 Pilar-padrão com curvatura $1/r$ aproximada

É um método muito comum para o dimensionamento de pilares, apesar de ser empregado somente em casos em que o pilar tenha seção constante, armadura simétrica e constante ao longo de todo o eixo e ainda  $\lambda \leq 90$ .

Nesse método, segundo a NBR 6118:2014, em seu item 15.8.3.3.2, a não linearidade geométrica e a não linearidade física são consideradas de maneira aproximada, e o momento total máximo no pilar é calculado pela expressão 2.2.

$$M_{d,tot} = \alpha_b M_{1d,A} + N_d \frac{l_e^2}{10} \frac{1}{r} \geq M_{1d,A} \quad (2.2)$$

Sendo a curvatura na seção crítica,

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(\nu+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (2.3)$$

Onde a força normal adimensional é definida por:

$$\nu = \frac{N_d}{(A_c f_{cd})} \quad (2.4)$$

E onde:

$\alpha_b$  = definido no item 15.8.2 da NBR 6118:2014

$h$  = altura da seção na direção considerada;

$M_{1d,A}$  = momento de 1ª ordem máximo nas extremidades do pilar;

$l_e$  = comprimento de flambagem.

### 2.5.2 Pilar-padrão com rigidez $\kappa$ aproximada

Segundo o item 15.8.3.3.3 da NBR 6118:2014, esse método também tem suas restrições, podendo ser utilizado somente em pilares com seção constante necessariamente retangular, armadura constante e simétrica ao longo do eixo e  $\lambda \leq 90$ .

A não linearidade geométrica e a não linearidade física são consideradas de maneira aproximada, e o momento total máximo no pilar deve ser calculado a partir da expressão que majora o momento de 1ª ordem:

$$M_{Sd,tot} = \frac{\alpha_b M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2 \kappa}{120 \nu}} \geq M_{1d,A} \quad (2.5)$$

Onde a rigidez adimensional é aproximada por:

$$\kappa_{aprox} = 32 \left( 1 + 5 \frac{M_{Rd,tot}}{h N_d} \right) \nu \quad (2.6)$$

E onde,

$\alpha_b$  = definido no item 15.8.2 da NBR 6118:2014;

$M_{1d,A}$  = momento de 1ª ordem máximo nas extremidades do pilar;

$\nu$  = força normal adimensional;

$\lambda$  = esbeltez do pilar.

$M_{Rd,tot}$  pode ser igual a  $M_{Sd,tot}$  para o caso de dimensionamento, ou igual ao momento resistente calculado, no caso de verificação.

Para o dimensionamento, segue-se o processo de acordo com a equação abaixo:

$$a M_{Sd,tot}^2 + b M_{Sd,tot} + c = 0 \quad (2.7)$$

Onde,

$$a = 5h$$

$$b = h^2 N_d - \frac{N_d l_e^2}{320} - 5h \alpha_b M_{1d,A}$$

$$c = N_d h^2 \alpha_b M_{1d,A}$$

$$M_{Sd,tot} = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

### 2.5.3 Método do pilar-padrão acoplado a diagramas $M$ , $N$ , $1/r$

Para pilares com  $\lambda \leq 140$  pode-se determinar os esforços locais de 2ª ordem pelo método do pilar-padrão melhorado, fazendo uso de valores obtidos de diagramas  $M$ ,  $N$ ,  $1/r$ , específicos para cada caso. Caso  $\lambda \leq 90$ , a NBR 6118:2014 considera obrigatória a consideração dos efeitos de fluência, encontrados em seu item 15.8.4.

### 2.5.4 Método geral

De acordo com o item 15.8.3.2 da NBR6118:2014:

Consiste na análise não linear de 2ª ordem efetuada com discretização adequada da barra, consideração da relação momento-curvatura real em cada seção e consideração da não linearidade geométrica de maneira não aproximada. O método geral é obrigatório para  $\lambda > 140$ . (ABNT NBR 6118:2014, p. 109)

O método geral pode ser aplicado a pilares com seções com formato qualquer e, mesmo que não traga nenhuma fórmula específica para esse método, a Norma indica que as análises das não linearidades física e geométrica do pilar devem ser feitas por meio de outros processos. Por exemplo, a não linearidade geométrica pode ser feita a partir da relação momento-curvatura e os efeitos de segunda ordem locais podem ser obtidos através de processos como a Analogia de Mohr ou Método das Diferenças Finitas.

Assim como no método apresentado no item 2.5.3, a não linearidade física no método geral pode ser obtida pelo diagrama momento-curvatura.

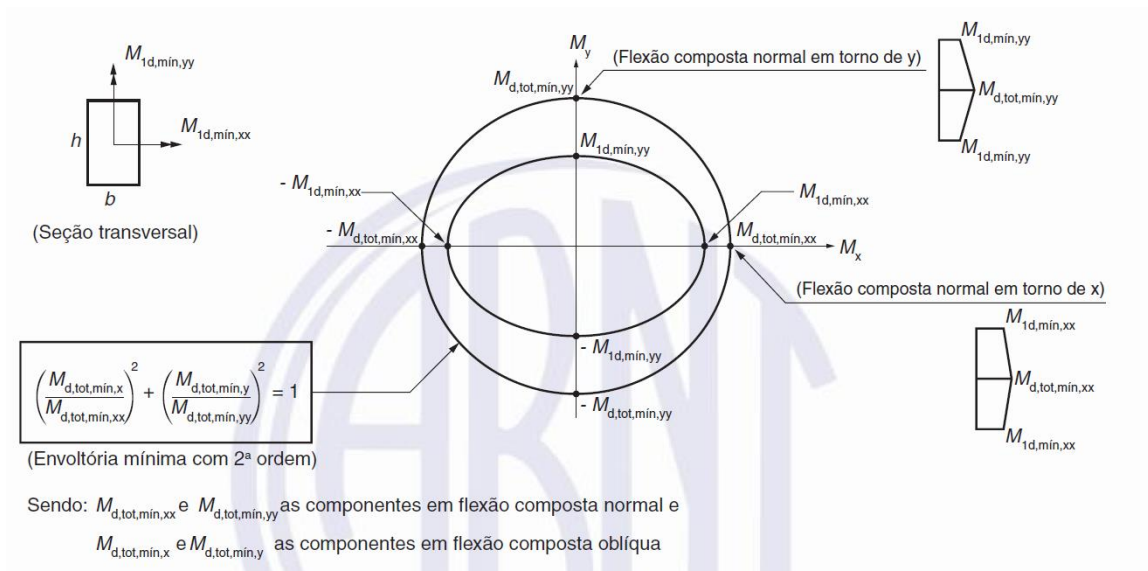
## 2.6 CONSIDERAÇÃO DAS IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS

De acordo com o item 11.3.3.4 da NBR 6118:2014, em estruturas reticuladas devem ser consideradas as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada, que podem ser globais ou locais. Com relação aos pilares de seção retangular, a mesma Norma traz em seu item 15.3.2 que: “Para pilares de seção retangular, quando houver a necessidade de calcular os efeitos locais de 2ª ordem, a verificação do momento mínimo pode ser considerada atendida quando, no dimensionamento adotado, obtém-se uma envoltória resistente que englobe a envoltória mínima com 2ª ordem, cujos momentos totais são calculados a partir dos momentos mínimos de 1ª ordem e de acordo com 15.8.3.” (ABNT NBR 6118:2014, p. 101)



Para que seja considerada essa envoltória mínima, portanto, são necessárias duas análises à flexão composta normal, calculadas de maneira isolada, nas duas direções principais, conforme demonstra a Figura 5.

Figura 5 – Envoltória mínima com 2ª ordem



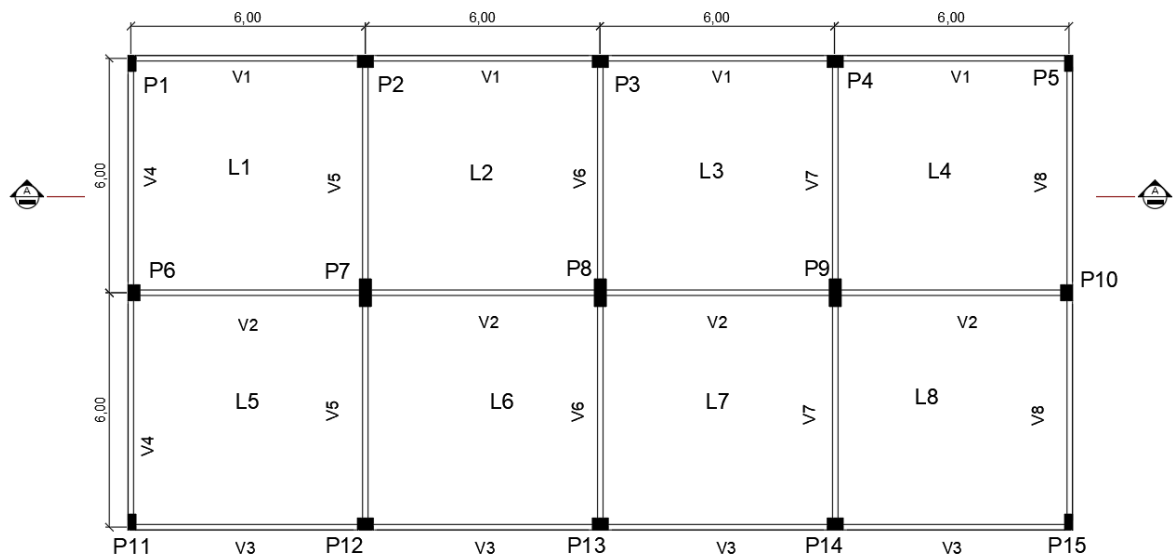
Fonte: ABNT NBR 6118:2014, p. 102

### 3 METODOLOGIA

#### 3.1 MODELO ESTRUTURAL

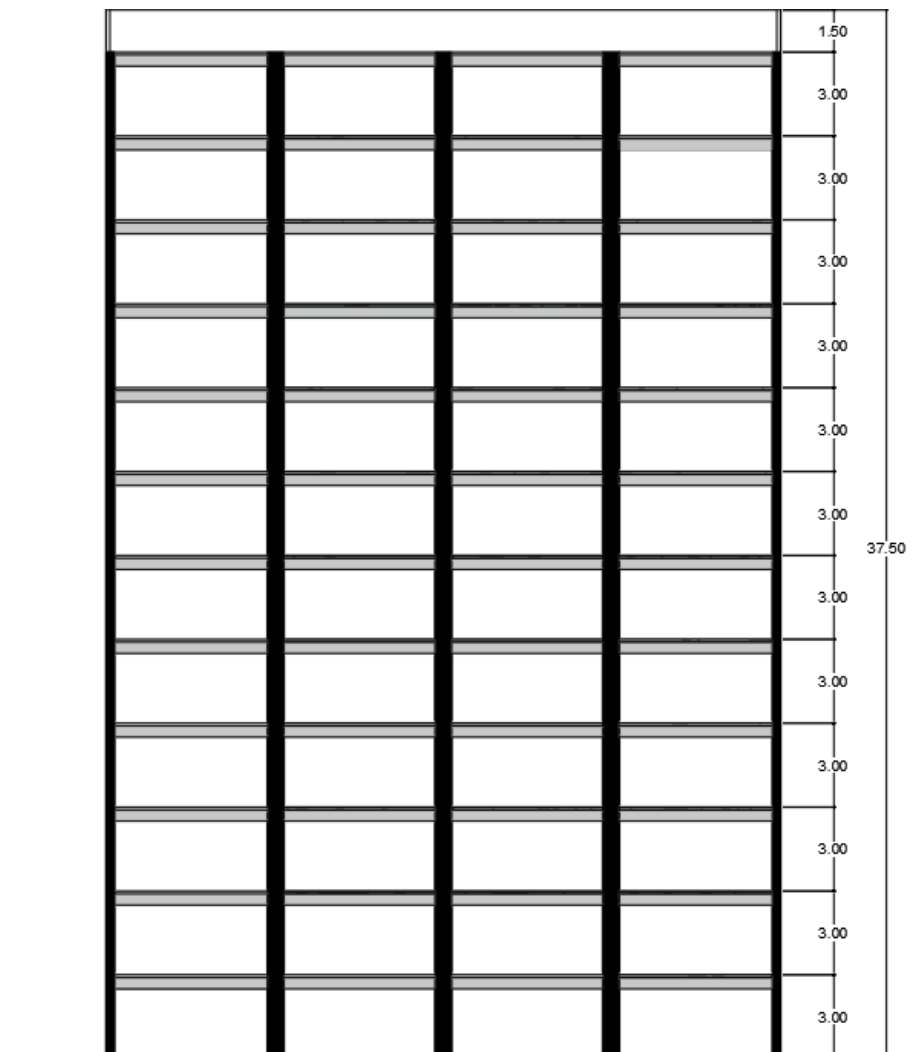
O edifício utilizado para análise é simétrico e composto por 12 pavimentos, sendo onze pavimentos tipo e um de cobertura. A altura do edifício é totalizada em 37,5 m, sendo 3,0 m em cada pavimento e 1,5 m de platibanda, acima da cobertura. Por ser um edifício hipotético, não foram consideradas escadas, elevadores ou reservatórios nas análises. A planta baixa e corte encontram-se nas Figuras 6 e 7, respectivamente.

Figura 6 – Planta baixa do pavimento tipo



Fonte: Autoria própria.

Figura 7 – Corte AA



Fonte: Autoria própria.

## 3.2 MATERIAIS E DEFINIÇÕES ESTRUTURAIS

### 3.2.1 Definição de materiais

Para o dimensionamento do edifício foi considerado o uso de concreto com resistência característica à compressão de 30 MPa para os pilares e de 25 MPa para as vigas e lajes. O módulo de elasticidade inicial ( $E_{ci}$ ) de ambos foi estimado através da Equação 3.1, apresentada no item 8.2.8 da NBR6118:2014, considerando o uso de granito como agregado graúdo ( $\alpha_E = 1,0$ ).

$$E_{ci} = \alpha_E * 5600 * \sqrt{f_{ck}} \quad (3.1)$$

Onde  $E_{ci}$  e  $f_{ck}$  são dados em MPa.

Porém, para a análise estrutural, a Norma indica que se utilize o módulo de elasticidade a secante ( $E_{CS}$ ), que pode ser estimado pela expressão 3.2.

$$E_{CS} = \alpha_i * E_{ci} \quad (3.2)$$

Sendo,

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{80} < 1,0$$

O Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), segundo o item 8.2.9 foi considerado como 0,2. Os valores foram então inseridos no software SAP2000, conforme as Figuras 8 e 9.

Figura 8 – Definição do concreto com  $f_{ck}=25\text{MPa}$  no software SAP2000

Material Property Data

General Data	
Material Name and Display Color	c25 <span style="color: green;">■</span>
Material Type	Concrete
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	25
Mass per Unit Volume	2,5493
Units	
KN, m, C	
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	24150000
Poisson's Ratio, U	0,2
Coefficient of Thermal Expansion, A	1,170E-05
Shear Modulus, G	11250000
Other Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f'c	25000
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	
<input type="checkbox"/> Switch To Advanced Property Display	
OK Cancel	

Fonte: SAP 2000.

Figura 9 – Definição do concreto com  $f_{ck}=30\text{MPa}$  no software SAP2000

Material Property Data

General Data	
Material Name and Display Color	c30 <span style="color: green;">■</span>
Material Type	Concrete
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	25
Mass per Unit Volume	2,5493
Units	
	KN, m, C
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	26838000
Poisson's Ratio, U	0,2
Coefficient of Thermal Expansion, A	1,170E-05
Shear Modulus, G	11182500
Other Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f'c	30000
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	
<input type="checkbox"/> Switch To Advanced Property Display	
OK Cancel	

Fonte: SAP 2000.

### 3.2.2 Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento foi realizado separadamente nos elementos de lajes, vigas e pilares.

#### 3.2.2.1 Pré-dimensionamento das lajes

As lajes foram consideradas maciças e, assim, a espessura inicial de projeto (h) seguiu a relação  $\frac{L_x}{40}$ . Como todos os vãos têm  $L_x = 6,00\text{ m}$ , elas foram pré-dimensionadas com  $h = 15\text{ cm}$ . Vale ressaltar que é recomendado o uso, para o tamanho de vão apresentado, de outros tipos de lajes, como por exemplo lajes nervuradas ou vigotas treliçadas, contudo, como o foco do estudo não seria o dimensionamento das mesmas, elas foram consideradas maciças para fins de simplificação.

### 3.2.2.2 Pré-dimensionamento das vigas

A altura de projeto inicial das vigas ( $h$ ) é definida pela relação  $\frac{L}{12}$ , em que  $L$  é o vão do trecho da viga analisado. Como todos os trechos de viga possuem 6 m de comprimento, a altura de todas ficou definida como  $h = 0,5$  m. A largura das vigas foi definida como  $b = 0,14$  m, sendo assim, o edifício foi pré-dimensionado inicialmente com vigas de 14 x 50 cm em toda a sua extensão.

### 3.2.2.3 Pré-dimensionamento dos pilares

Diferentemente dos demais elementos pré-dimensionados conforme os itens 3.2.2.1 e 3.2.2.2, os quais seguem um mesmo padrão ao longo de todos os pavimentos, para os pilares o edifício foi analisado separadamente, em três partes. A primeira parte é composta pelos quatro primeiros pavimentos (1º ao 4º), a segunda pelos quatro sucessores (5º ao 8º) e a terceira pelos últimos (9º ao 12º). Essa divisão ocorre pois os pilares absorvem diferentes carregamentos ao longo do edifício, o que permite alterar sua seção.

Para a determinação das áreas de concreto dos pilares foi utilizada uma estimativa da área de influência de cada pilar, admitindo-se uma carga  $q = 10$  kN/m<sup>2</sup>, e coeficientes de majoração  $\gamma$  que dependem do posicionamento do pilar no edifício: para pilares de canto:  $\gamma = 1,8$ ; para pilares de extremidade:  $\gamma = 2,2$ ; e para pilares de meio:  $\gamma = 2,5$ .

Assim, o pré-dimensionamento dos três grupos de pilares foi feito de acordo com as Tabelas 1, 2 e 3.

Tabela 1 – Pré-dimensionamento dos pilares do 1º ao 4º pavimento

1º ao 4º								
Pilar	A. Influência (m <sup>2</sup> )	Nk Nk=(g+q)*Ai*n	Gama (γ)	N*sd N*sd=γ*Nk	Ac (m <sup>2</sup> ) $A_c = \frac{N_{sd}^*}{0,85f_{cd} + \rho * \sigma_{s0,002}}$	lx (m)	ly (m)	Ac real (m <sup>2</sup> )
P1	9	990	2,5	2475	0,09	0,5	0,2	0,1
P2	18	1980	2,2	4356	0,16	0,3	0,6	0,18
P3	18	1980	2,2	4356	0,16	0,3	0,6	0,18
P4	18	1980	2,2	4356	0,16	0,3	0,6	0,18
P5	9	990	2,5	2475	0,09	0,5	0,2	0,1
P6	18	1980	2,2	4356	0,16	0,6	0,3	0,18
P7	36	3960	1,8	7128	0,27	0,4	0,7	0,28
P8	36	3960	1,8	7128	0,27	0,4	0,7	0,28
P9	36	3960	1,8	7128	0,27	0,4	0,7	0,28
P10	18	1980	2,2	4356	0,16	0,6	0,3	0,18
P11	9	990	2,5	2475	0,09	0,5	0,2	0,1
P12	18	1980	2,2	4356	0,16	0,3	0,6	0,18
P13	18	1980	2,2	4356	0,16	0,3	0,6	0,18
P14	18	1980	2,2	4356	0,16	0,3	0,6	0,18
P15	9	990	2,5	2475	0,09	0,5	0,2	0,1

Fonte: Autoria própria.

Tabela 2 – Pré-dimensionamento dos pilares do 5º ao 8º pavimento

5º ao 8º								
Pilar	A. Influência (m <sup>2</sup> )	Nk Nk=(g+q)*Ai*n	Gama (γ)	N*sd N*sd=γ*Nk	Ac (m <sup>2</sup> ) $A_c = \frac{N_{sd}^*}{0,85f_{cd} + \rho * \sigma_{s0,002}}$	lx (m)	ly (m)	Ac real (m <sup>2</sup> )
P1	9	630	2,5	1575	0,06	0,3	0,2	0,06
P2	18	1260	2,2	2772	0,10	0,3	0,4	0,12
P3	18	1260	2,2	2772	0,10	0,3	0,4	0,12
P4	18	1260	2,2	2772	0,10	0,3	0,4	0,12
P5	9	630	2,5	1575	0,06	0,4	0,3	0,12
P6	18	1260	2,2	2772	0,10	0,4	0,3	0,12
P7	36	2520	1,8	4536	0,17	0,3	0,6	0,18
P8	36	2520	1,8	4536	0,17	0,3	0,6	0,18
P9	36	2520	1,8	4536	0,17	0,3	0,6	0,18
P10	18	1260	2,2	2772	0,10	0,4	0,3	0,12
P11	9	630	2,5	1575	0,06	0,3	0,2	0,06
P12	18	1260	2,2	2772	0,10	0,3	0,4	0,12
P13	18	1260	2,2	2772	0,10	0,3	0,4	0,12
P14	18	1260	2,2	2772	0,10	0,3	0,4	0,12
P15	9	630	2,5	1575	0,06	0,3	0,2	0,06

Fonte: Autoria própria.

Tabela 3 – Pré-dimensionamento dos pilares do 9º ao 12º pavimento.

9º ao 12º								
Pilar	A. Influência (m <sup>2</sup> )	Nk Nk= (g+q)*Ai*n	Gama (γ)	N*sd N*sd=γ*Nk	Ac (m <sup>2</sup> ) $A_c = \frac{N_{sd}^*}{0.85f_{cd} + \rho * \sigma_{s0.002}}$	lx (m)	ly (m)	Ac real (m <sup>2</sup> )
P1	9	270	2,5	675	0,03	0,2	0,2	0,04
P2	18	540	2,2	1188	0,04	0,2	0,2	0,04
P3	18	540	2,2	1188	0,04	0,2	0,2	0,04
P4	18	540	2,2	1188	0,04	0,2	0,2	0,04
P5	9	270	2,5	675	0,03	0,2	0,2	0,04
P6	18	540	2,2	1188	0,04	0,2	0,2	0,04
P7	36	1080	1,8	1944	0,07	0,2	0,4	0,08
P8	36	1080	1,8	1944	0,07	0,2	0,4	0,08
P9	36	1080	1,8	1944	0,07	0,2	0,4	0,08
P10	18	540	2,2	1188	0,04	0,2	0,2	0,04
P11	9	270	2,5	675	0,03	0,2	0,2	0,04
P12	18	540	2,2	1188	0,04	0,2	0,2	0,04
P13	18	540	2,2	1188	0,04	0,2	0,2	0,04
P14	18	540	2,2	1188	0,04	0,2	0,2	0,04
P15	9	270	2,5	675	0,03	0,2	0,2	0,04

Fonte: Autoria própria.

### 3.2.3 Carregamentos

As cargas atuantes na estrutura são classificadas em permanentes e variáveis. No carregamento permanente são considerados os pesos próprios dos elementos de lajes, pilares, vigas, alvenaria, piso e forro, baseados nos pesos específicos dos materiais de construção encontrados na NBR 6120:2019 e no pré-dimensionamento demonstrado no item 3.2.2. Já nos carregamentos variáveis são considerados os valores de vento e sobrecarga de utilização.

#### 3.2.3.1 Carregamento Permanente

O peso próprio dos elementos estruturais foi calculado automaticamente pelo próprio software SAP2000, com cargas do tipo “DEAD”. Já o restante dos carregamentos permanentes (revestimento, piso, forro e alvenaria) foram adicionados sobre as lajes maciças modeladas conforme o pré-dimensionamento apresentado em 3.2.2.1. Os valores dos carregamentos permanentes lançados manualmente sobre a estrutura encontram-se na Tabela 4.



Tabela 4– Valores de cargas permanentes atuantes na estrutura

Cargas permanentes atuantes nos pavimentos tipo		Cargas permanentes atuantes na cobertura	
Revestimento	0,79 KN/m	Revestimento +	1,50 KN/m
Piso	0,30 KN/m	Piso	
Forro	0,43 KN/m	Forro	0,43 KN/m
Alvenaria	9,80 KN/m	Alvenaria	5,25 KN/m
<b>Gtot=</b>	<b>11,32 KN/m</b>	<b>Gtot=</b>	<b>7,18 KN/m</b>

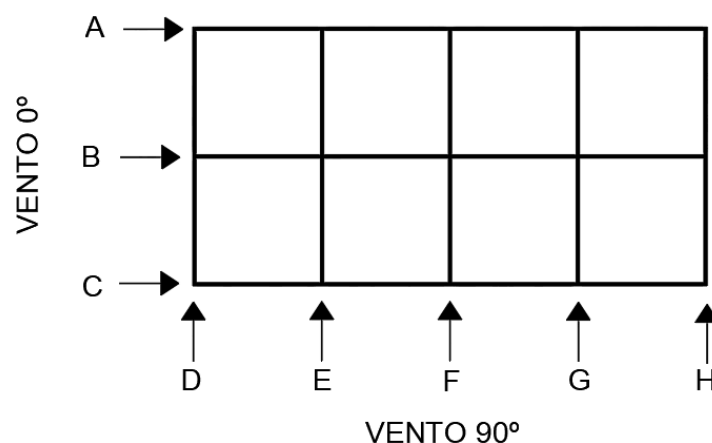
Fonte: Autoria própria.

### 3.2.3.2 Cargas Variáveis

O valor de sobrecarga de utilização, tanto para os pavimentos tipo quanto para a cobertura, considerando um edifício residencial, de acordo com a Tabela 10 da NBR6120:2019, foi de 2 kN/m<sup>2</sup>. No software esse valor foi inserido como uma carga do tipo “LIVE” e distribuído sobre as lajes ao longo dos pavimentos do edifício.

Os valores das cargas de vento foram calculados apenas nas direções de 0° e 90°, conforme o esquema da Figura 10, posto que o edifício é simétrico e então os mesmos cálculos já contêm os valores para as direções de 180° e 270°.

Figura 10 – Esquema demonstrando as direções de vento e prumadas



Fonte: Autoria própria.

Admitiu-se que a construção se localiza em Florianópolis/SC e, conforme o gráfico de isopletas encontrado na NBR6123:1988, têm-se a velocidade básica do

vento ( $V_0$ ) como 44 m/s para a região. A partir da Equação 3.3 e conhecendo os fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ , pode-se encontrar a velocidade característica do vento  $V_k$ .

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (3.3)$$

O fator  $S_1$  considera as variações do relevo do terreno e suas condições topográficas. Nesse caso, considerou-se um terreno plano, admitindo-se  $S_1 = 1,0$ .

Conforme o item 5.3 da NBR6123:1988, para que se encontre os valores dos coeficientes  $S_2$ , que variam de acordo com a altura ( $z$ ), é necessário que se analise o entorno da edificação e suas dimensões. Nesse caso, ela foi considerada como de Categoria IV, e se enquadra na classe B. Assim, pode-se encontrar, a partir da Tabela 1 da mesma Norma, os valores de  $b = 0,85$ ,  $p = 0,125$  e  $F_r = 0,98$ , e aplicá-los na Equação 3.4.

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (3.4)$$

Já o fator  $S_3$  é encontrado conforme a Tabela 3 da NBR6123:1988. Nesse caso, a edificação é inserida no Grupo 2 e, portanto,  $S_3 = 1,0$ .

A partir da Equação 3.6 encontra-se o valor da Força de Arrasto ( $F_a$ ). Já valor do coeficiente de arrasto ( $C_a$ ) é encontrado na Figura 4 da Norma, a área frontal efetiva ( $A_e$ ) depende das dimensões do edifício e do local em que o vento será aplicado, e a pressão dinâmica ( $q$ ) é encontrada acordo com a Equação 3.5.

Os coeficientes de arrasto encontrados para os ventos de  $0^\circ$  e  $90^\circ$  no edifício em estudo foram  $C_a = 0,98$  e  $C_a = 1,34$ , respectivamente.

$$q = 0,613V_k^2 \quad (3.5)$$

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (3.6)$$

Dessa forma, foi possível encontrar os valores da Força de Arrasto total nas direções de vento  $0^\circ$  e vento  $90^\circ$ , para cada pavimento, conforme as Tabelas 5 e 6.

Tabela 5 – Forças de arrasto totais por pavimento para Vento a 0°

<b>VENTO 0°</b>						
<b>I</b>	<b><math>z_i</math> (m)</b>	<b><math>S_2(z_i)</math></b>	<b><math>V_K(z_i)</math></b>	<b><math>q(z_i)</math> (kgf/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>A_e(z_i)_{tot}</math> (m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>F_a(z_i)_{tot}</math> (kN)</b>
1,00	3,00	0,72	31,53	608,95	54,00	<b>32,23</b>
2,00	6,00	0,78	34,38	724,17	36,00	<b>25,55</b>
3,00	9,00	0,82	36,17	801,42	36,00	<b>28,27</b>
4,00	12,00	0,85	37,50	861,19	36,00	<b>30,38</b>
5,00	15,00	0,88	38,56	910,59	36,00	<b>32,13</b>
6,00	18,00	0,90	39,45	953,06	36,00	<b>33,62</b>
7,00	21,00	0,91	40,21	990,50	36,00	<b>34,94</b>
8,00	24,00	0,93	40,89	1024,13	36,00	<b>36,13</b>
9,00	27,00	0,94	41,50	1054,73	36,00	<b>37,21</b>
10,00	30,00	0,96	42,05	1082,88	36,00	<b>38,20</b>
11,00	33,00	0,97	42,55	1109,00	36,00	<b>39,13</b>
12,00	36,00	0,98	43,02	1133,38	36,00	<b>39,99</b>

Fonte: Autoria própria.

Tabela 6 – Forças de Arrasto totais por pavimento para vento a 90°

<b>VENTO 90°</b>						
<b>I</b>	<b><math>z_i</math> (m)</b>	<b><math>S_2(z_i)</math></b>	<b><math>V_K(z_i)</math></b>	<b><math>q(z_i)</math> (kgf/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>A_e(z_i)_{tot}</math> (m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>F_a(z_i)_{tot}</math> (kN)</b>
1,00	3,00	0,72	31,53	608,95	108,00	<b>88,13</b>
2,00	6,00	0,78	34,38	724,17	72,00	<b>69,87</b>
3,00	9,00	0,82	36,17	801,42	72,00	<b>77,32</b>
4,00	12,00	0,85	37,50	861,19	72,00	<b>83,09</b>
5,00	15,00	0,88	38,56	910,59	72,00	<b>87,85</b>
6,00	18,00	0,90	39,45	953,06	72,00	<b>91,95</b>
7,00	21,00	0,91	40,21	990,50	72,00	<b>95,56</b>
8,00	24,00	0,93	40,89	1024,13	72,00	<b>98,81</b>
9,00	27,00	0,94	41,50	1054,73	72,00	<b>101,76</b>
10,00	30,00	0,96	42,05	1082,88	72,00	<b>104,48</b>
11,00	33,00	0,97	42,55	1109,00	72,00	<b>107,00</b>
12,00	36,00	0,98	43,02	1133,38	72,00	<b>109,35</b>

Fonte: Autoria própria.

Como o modelo utilizado foi o de pórtico espacial, a força do vento é distribuída pontualmente em cada nó, conforme apresentado na Figura 11. Assim, de acordo com

a área frontal efetiva referente a cada prumada de pilares (A até H), especificadas na Figura 10, os valores das Forças de Arrasto são encontrados na Tabela 7 e 8.

Tabela 7 – Forças de Arrasto distribuídas em cada nó para o Vento a 0°

VENTO 0°					
		Prumadas A e C		Prumada B	
i	$z_i$ (m)	$A_e(z_i)$ (m <sup>2</sup> )	$F_a(z_i)$ (kN)	$A_e(z_i)$ (m <sup>2</sup> )	$F_a(z_i)$ (kN)
1,00	3,00	13,50	<b>8,06</b>	27,00	<b>16,11</b>
2,00	6,00	9,00	<b>6,39</b>	18,00	<b>12,77</b>
3,00	9,00	9,00	<b>7,07</b>	18,00	<b>14,14</b>
4,00	12,00	9,00	<b>7,60</b>	18,00	<b>15,19</b>
5,00	15,00	9,00	<b>8,03</b>	18,00	<b>16,06</b>
6,00	18,00	9,00	<b>8,41</b>	18,00	<b>16,81</b>
7,00	21,00	9,00	<b>8,74</b>	18,00	<b>17,47</b>
8,00	24,00	9,00	<b>9,03</b>	18,00	<b>18,07</b>
9,00	27,00	9,00	<b>9,30</b>	18,00	<b>18,61</b>
10,00	30,00	9,00	<b>9,55</b>	18,00	<b>19,10</b>
11,00	33,00	9,00	<b>9,78</b>	18,00	<b>19,56</b>
12,00	36,00	9,00	<b>10,00</b>	18,00	<b>19,99</b>

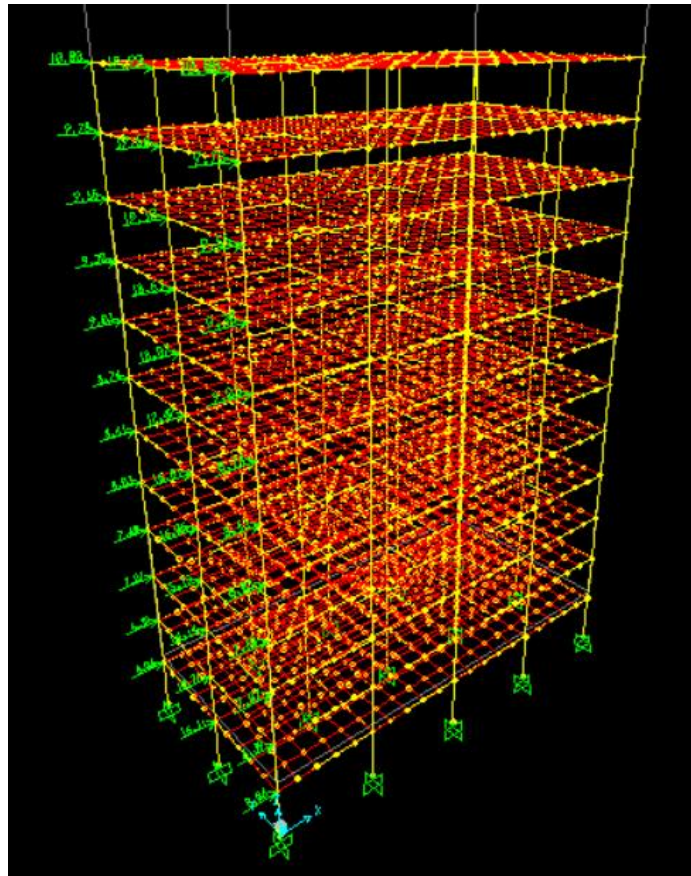
Fonte: Autoria própria.

Tabela 8 – Forças de Arrasto distribuídas em cada nó para o Vento a 90°

VENTO 90°					
		Prumadas D e H		Prumadas E, F e G	
i	$z_i$ (m)	$A_e(z_i)$ (m <sup>2</sup> )	$F_a(z_i)$ (kN)	$A_e(z_i)$ (m <sup>2</sup> )	$F_a(z_i)$ (kN)
1,00	3,00	13,50	<b>11,02</b>	27,00	<b>22,03</b>
2,00	6,00	9,00	<b>8,73</b>	18,00	<b>17,47</b>
3,00	9,00	9,00	<b>9,67</b>	18,00	<b>19,33</b>
4,00	12,00	9,00	<b>10,39</b>	18,00	<b>20,77</b>
5,00	15,00	9,00	<b>10,98</b>	18,00	<b>21,96</b>
6,00	18,00	9,00	<b>11,49</b>	18,00	<b>22,99</b>
7,00	21,00	9,00	<b>11,95</b>	18,00	<b>23,89</b>
8,00	24,00	9,00	<b>12,35</b>	18,00	<b>24,70</b>
9,00	27,00	9,00	<b>12,72</b>	18,00	<b>25,44</b>
10,00	30,00	9,00	<b>13,06</b>	18,00	<b>26,12</b>
11,00	33,00	9,00	<b>13,37</b>	18,00	<b>26,75</b>
12,00	36,00	9,00	<b>13,67</b>	18,00	<b>27,34</b>

Fonte: Autoria própria.

Figura 11 – Distribuição das Forças de Arrasto devido ao vento a 0°



Fonte: SAP 2000.

### 3.2.4 Combinação de ações

Segundo a NBR 6118:2014, em seu item 11.8.1:

Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação da segurança em relação aos estados-limites últimos e aos estados-limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e de combinações de serviço, respectivamente. (NBR 6118:2014, p. 66)

Dessa forma, a Norma determina que os carregamentos atuantes na edificação sejam majorados pelo coeficiente de ponderação  $\gamma_f$ , que depende do tipo de combinação (Estado-limite Último ou Estado-Limite de Serviço) e é definido pela Equação 3.7.

$$\gamma_f = \gamma_{f1} * \gamma_{f2} * \gamma_{f3} \quad (3.7)$$

### 3.2.4.1 Combinações de Ações do Estado-Limite Último (ELU)

Para o ELU os valores dos coeficientes utilizados nas combinações foram encontrados nas Tabelas 11.1 e 11.2 da NBR 6118:2014. Assim, tanto para cargas permanentes quanto variáveis, considerando uma situação normal, foi adotado o valor de  $\gamma_{f1} * \gamma_{f3} = 1,4$ . Já para  $\gamma_{f2}$ , foram adotados  $\Psi_{0,sob} = 0,7$  para a carga acidental e  $\Psi_{0,vento} = 0,7$  para a pressão dinâmica do vento.

Foram consideradas duas combinações no ELU para o vento a 0°:

- Combinação 1: Sobrecarga como variável principal e vento a 0° como variável secundária:

$$Fd = \gamma_g F_g + \gamma_q (F_{q,sob} + \Psi_{0,vento} F_{q,vento0})$$

$$Fd = 1,4F_g + 1,4(F_{q,sob} + 0,6F_{q,vento0})$$

$$\mathbf{Fd = 1,4F_g + 1,4F_{q,sob} + 0,84F_{q,vento0}}$$

- Combinação 2: Vento a 0° como variável principal e sobrecarga como variável secundária:

$$Fd = \gamma_g F_g + \gamma_q (\Psi_{0,sob} F_{q,sob} + F_{q,vento0})$$

$$Fd = 1,4F_g + 1,4(0,7F_{q,sob} + F_{q,vento0})$$

$$\mathbf{Fd = 1,4F_g + 0,98F_{q,sob} + 1,4F_{q,vento0}}$$

Para o vento a 90° foram consideradas também as duas combinações, semelhantes às anteriormente apresentadas:

- Combinação 3: Sobrecarga como variável principal e vento a 90° como variável secundária:

$$\mathbf{Fd = 1,4F_g + 1,4F_{q,sob} + 0,84F_{q,vento90}}$$

- Combinação 4: Vento a 90° como variável principal e sobrecarga como variável secundária:

$$\mathbf{Fd = 1,4F_g + 0,98F_{q,sob} + 1,4F_{q,vento90}}$$

### 3.2.4.2 Combinações de Ações do Estado-Limite de Serviço (ELS)

Para o ELS, segundo o item 11.7.2 da NBR6118:2014, tem-se:

$$\gamma_f = \gamma_{f2} \quad (3.8)$$

Assim, a partir da Tabelas 11.4 e da mesma Norma, podem ser expressas as combinações usuais do ELS:

- Combinação Rara: com  $\gamma_{f2} = 1$

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + \sum \Psi_{1j} F_{qjk}$$

- Combinação Frequente: com  $\gamma_{f2} = \Psi_1 = 0,3$

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \Psi_1 F_{q1k} + \sum \Psi_{2j} F_{qjk}$$

- Combinação Quase-permanente: com  $\gamma_{f2} = \Psi_2 = 0$

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_{2j} F_{qj,k}$$

## 4 ANÁLISE ESTRUTURAL

### 4.1 DESLOCAMENTOS LIMITES

Para que se obtenha um adequado comportamento da estrutura em serviço, a NBR6118:2014 recomenda alguns valores limites que são apresentados em sua Tabela 13.3. Portanto, para a Combinação Frequente do ELS, indicada no item 3.2.4.2, têm-se na Tabela 9 os valores dos deslocamentos horizontais e seus respectivos limites para os ventos nas direções 0° e 90°, considerando o pré-dimensionamento inicial da estrutura.

Tabela 9 – Deslocamentos horizontais e valores limites

Comb. frequente ELS V90°			Comb. frequente ELS V0°		
Pavimento	Deslocamento Total	Deslocamento em relação ao pavimento anterior	Pavimento	Deslocamento Total	Deslocamento em relação ao pavimento anterior
12	0,0276 m	0,0012 m	12	0,0139 m	0,0006 m
11	0,0264 m	0,0020 m	11	0,0133 m	0,0011 m
10	0,0244 m	0,0030 m	10	0,0122 m	0,0016 m
9	0,0214 m	0,0036 m	9	0,0106 m	0,0021 m
8	0,0178 m	0,0019 m	8	0,0085 m	0,0009 m
7	0,0159 m	0,0022 m	7	0,0076 m	0,0010 m
6	0,0137 m	0,0025 m	6	0,0066 m	0,0012 m
5	0,0112 m	0,0027 m	5	0,0054 m	0,0013 m
4	0,0085 m	0,0024 m	4	0,0041 m	0,0011 m
3	0,0061 m	0,0025 m	3	0,0030 m	0,0012 m
2	0,0036 m	0,0023 m	2	0,0018 m	0,0011 m
1	0,0013 m	0,0013 m	1	0,0007 m	0,0007 m
<b>Limites segundo a NBR6118:2014 (Tabela 13.3)</b>					
Altura total:		$H = 37,50 \text{ m}$	$H/1700 = 0,0221 \text{ m}$		
Altura entre pavimentos:		$H_i = 3,00 \text{ m}$	$H/850 = 0,0035 \text{ m}$		

Fonte: Autoria própria.

Como pode-se perceber, os valores apresentados nas células em vermelho não atendem o ELS, com relação aos limites para o deslocamento horizontal, o que torna necessário o aumento das seções de elementos estruturais. Optou-se pelo aumento das seções dos pilares, que foram então redimensionados conforme a Tabela 10,



onde  $l_x$  e  $l_y$  representam as dimensões dos pilares em ambas as direções. Com relação às vigas, foram todas aumentadas para 14 cm x 60 cm.

Tabela 10 – Novas dimensões dos pilares após a verificação de deslocamentos limites

Pilar	1º ao 4º pavimento		5º ao 8º pavimento		9º ao 12º pavimento	
	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)
P1	0,6	0,2	0,4	0,2	0,3	0,2
P2	0,3	0,6	0,3	0,5	0,3	0,4
P3	0,3	0,6	0,3	0,5	0,3	0,4
P4	0,3	0,6	0,3	0,5	0,3	0,4
P5	0,6	0,2	0,4	0,2	0,3	0,2
P6	0,6	0,3	0,4	0,3	0,4	0,2
P7	0,4	0,7	0,3	0,7	0,2	0,5
P8	0,4	0,7	0,3	0,7	0,2	0,5
P9	0,4	0,7	0,3	0,7	0,2	0,5
P10	0,6	0,2	0,5	0,3	0,4	0,2
P11	0,6	0,3	0,4	0,3	0,3	0,2
P12	0,3	0,6	0,3	0,5	0,3	0,4
P13	0,3	0,6	0,3	0,5	0,3	0,4
P14	0,3	0,6	0,3	0,5	0,3	0,4
P15	0,6	0,2	0,4	0,2	0,3	0,2

Fonte: Autoria própria.

Assim, após o aumento nas seções dos pilares, obtêm-se os seguintes valores, apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 – Novas valores de deslocamentos horizontais após o aumento das seções de vigas e pilares

Comb. frequente ELS V90°			Comb. frequente ELS V0°		
Pavimento	Deslocamento Total	Deslocamento em relação ao pavimento anterior	Pavimento	Deslocamento Total	Deslocamento em relação ao pavimento anterior
12	0,0218 m	0,0006 m	12	0,0081 m	0,0002 m
11	0,0212 m	0,0011 m	11	0,0079 m	0,0004 m
10	0,0201 m	0,0014 m	10	0,0075 m	0,0005 m
9	0,0187 m	0,0019 m	9	0,0070 m	0,0007 m
8	0,0168 m	0,0017 m	8	0,0063 m	0,0007 m
7	0,0151 m	0,0020 m	7	0,0056 m	0,0007 m
6	0,0131 m	0,0022 m	6	0,0049 m	0,0009 m
5	0,0109 m	0,0025 m	5	0,0040 m	0,0009 m
4	0,0084 m	0,0024 m	4	0,0031 m	0,0008 m
3	0,0060 m	0,0024 m	3	0,0023 m	0,0009 m
2	0,0036 m	0,0023 m	2	0,0014 m	0,0008 m
1	0,0013 m	0,0013 m	1	0,0006 m	0,0006 m
<b>Limites segundo a NBR6118:2014 (Tabela 13.3)</b>					
Altura total:		$H = 37,50 \text{ m}$	$H/1700 = 0,0221 \text{ m}$		
Altura entre pavimentos:		$H_i = 3,00 \text{ m}$	$H/850 = 0,0035 \text{ m}$		

Fonte: Autoria própria.

Com base nos valores da NBR 6118:2014, portanto, percebe-se que os valores atendem os limites propostos pela mesma, o que permite a continuidade do estudo.

#### 4.2 GRAU DE INSTABILIDADE A PARTIR DO COEFICIENTE $\gamma_Z$

A partir dos valores obtidos no cálculo do coeficiente  $\gamma_Z$  é possível que se classifique a estrutura em nós fixos ou nós móveis. A NBR 6118:2014 permite que se calculem valores de  $\gamma_Z < 1,30$ , contudo, segundo estudos de Pinto et. al (2005), esse valor deve ser limitado a  $\gamma_Z < 1,25$ . Como pode ser observado na Tabela 12, o valor de  $\gamma_Z$  foi superior a 1,25 já na Combinação 1, o que torna prudente um aumento de seção das vigas e principalmente dos pilares para que a instabilidade seja menor e a estrutura possa ser então analisada seguramente por esse método.

Tabela 12 – Valores de  $\gamma_Z$  para a Combinação 1

<b>Gama Z - Vento 0º - Combinação 1:</b> $F_d = 1,4F_g + 1,4F_{q,sob} + 0,84F_{q,vento}$						
<b>Pavimento</b>	<b>Cota (m)</b>	<b><math>F_{hi,d}</math> (kN)</b>	<b><math>w_{i,d}</math> (kN)</b>	<b><math>\delta_{hi,d}</math> (m)</b>	<b><math>\Delta M_{tot,d(i)}</math> (kN.m)</b>	<b><math>M_{1tot,d(i)}</math> (kN.m)</b>
12	36	33,59	3106,32	0,047	146,00	1209,17
11	33	32,87	4072,992	0,0458	186,54	1084,56
10	30	32,09	4072,992	0,0438	178,40	962,74
9	27	31,26	4072,992	0,0409	166,59	843,94
8	24	30,35	4072,992	0,0371	151,11	728,41
7	21	29,35	4072,992	0,0333	135,63	616,43
6	18	28,24	4072,992	0,0289	117,71	508,39
5	15	26,99	4072,992	0,0238	96,94	404,78
4	12	25,52	4072,992	0,0182	74,13	306,26
3	9	23,75	4072,992	0,0131	53,36	213,75
2	6	21,46	4072,992	0,0078	31,77	128,77
1	3	27,07	4072,992	0,0028	11,40	81,21
Base	0	-	-	-	-	-
<b>SOMA:</b>					1349,57	7088,41
<b>Gama z:</b>					<b>1,25</b>	

Fonte: Autoria própria.

Após o aumento de seções das vigas V04, V05, V06, V07 e V08 para 14 cm x 65 cm e das novas dimensões dos pilares, encontradas na Tabela 13, foram obtidos novos valores de  $\gamma_Z$ , apresentados nas Tabelas 14 a 17, onde os valores de  $l_x$  e  $l_y$  representam as dimensões dos pilares.

Tabela 13 – Novas seções de pilares após a análise de segunda ordem com coeficiente  $\gamma_z$

Pilar	1º ao 4º pavimento		5º ao 8º pvto.		9º ao 12º pvto.	
	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)	$l_x$ (m)	$l_y$ (m)
P1	0,6	0,3	0,4	0,3	0,4	0,2
P2	0,3	0,6	0,3	0,5	0,3	0,4
P3	0,3	0,6	0,3	0,5	0,3	0,4
P4	0,3	0,6	0,3	0,5	0,3	0,4
P5	0,6	0,3	0,4	0,3	0,4	0,3
P6	0,6	0,3	0,5	0,3	0,4	0,2
P7	0,4	0,75	0,3	0,7	0,3	0,4
P8	0,4	0,75	0,3	0,7	0,3	0,4
P9	0,4	0,75	0,3	0,7	0,3	0,4
P10	0,6	0,3	0,5	0,3	0,4	0,3
P11	0,6	0,3	0,4	0,3	0,4	0,2
P12	0,3	0,6	0,3	0,5	0,3	0,4
P13	0,3	0,6	0,3	0,5	0,3	0,4
P14	0,3	0,6	0,3	0,5	0,3	0,4
P15	0,6	0,3	0,4	0,3	0,4	0,2

Fonte: Autoria própria.

Tabela 14 – Coeficiente  $\gamma_z$  para a Combinação 1

Gama Z - Vento 0º - Combinação 1: $F_d = 1,4F_g + 1,4F_{q,sob} + 0,84F_{q,vento}$						
Pavimento	Cota (m)	$F_{hi,d}$ (kN)	$w_{i,d}$ (kN)	$\delta_{hi,d}$ (m)	$\Delta M_{tot,d(i)}$ (kN.m)	$M_{1tot,d(i)}$ (kN.m)
12	36	33,59	3106,32	0,0348	108,10	1209,17
11	33	32,87	4072,992	0,034	138,48	1084,56
10	30	32,09	4072,992	0,0326	132,78	962,74
9	27	31,26	4072,992	0,0306	124,63	843,94
8	24	30,35	4072,992	0,028	114,04	728,41
7	21	29,35	4072,992	0,0252	102,64	616,43
6	18	28,24	4072,992	0,0219	89,20	508,39
5	15	26,99	4072,992	0,0182	74,13	404,78
4	12	25,52	4072,992	0,0141	57,43	306,26
3	9	23,75	4072,992	0,0101	41,14	213,75
2	6	21,46	4072,992	0,0061	24,85	128,77
1	3	27,07	4072,992	0,0022	8,96	81,21
Base	0	-	-	-	-	-
SOMA:					1016,38	7088,41
Gama z:					1,17	

Fonte: Autoria própria.

Tabela 15 – Coeficiente  $\gamma_z$  para a Combinação 2

<b>Gama Z - Vento 0° - Combinação 2:</b> $F_d = 1,4F_g + 0,98F_{q,sob} + 1,4F_{q,vento}$						
Pavimento	Cota (m)	$F_{hi,d}$ (kN)	$w_{i,d}$ (kN)	$\delta_{hi,d}$ (m)	$\Delta M_{tot,d(i)}$ (kN.m)	$M_{1tot,d(i)}$ (kN.m)
12	36	55,98	3000,48	0,058	174,03	2015,28
11	33	54,78	3906,672	0,0566	221,12	1807,59
10	30	53,49	3906,672	0,0543	212,13	1604,57
9	27	52,10	3906,672	0,0509	198,85	1406,57
8	24	50,58	3906,672	0,0466	182,05	1214,01
7	21	48,92	3906,672	0,042	164,08	1027,38
6	18	47,07	3906,672	0,0366	142,98	847,32
5	15	44,98	3906,672	0,0304	118,76	674,64
4	12	42,54	3906,672	0,0236	92,20	510,43
3	9	39,58	3906,672	0,0169	66,02	356,26
2	6	35,77	3906,672	0,0101	39,46	214,61
1	3	45,12	3906,672	0,0036	14,06	135,35
Base	0	-	-	-	-	-
SOMA:					1625,75	11814,02
Gama z:					<b>1,16</b>	

Fonte: Autoria própria.

Tabela 16 – Coeficiente  $\gamma_z$  para a Combinação 3

<b>Gama Z - Vento 0° - Combinação 3:</b> $F_d = 1,4F_g + 1,4F_{q,sob} + 0,84F_{q,vento}$						
Pavimento	Cota (m)	$F_{hi,d}$ (kN)	$w_{i,d}$ (kN)	$\delta_{hi,d}$ (m)	$\Delta M_{tot,d(i)}$ (kN.m)	$M_{1tot,d(i)}$ (kN.m)
12	36	91,85	3106,32	0,0972	301,93	3306,71
11	33	89,88	4072,992	0,0945	384,90	2965,93
10	30	87,76	4072,992	0,0899	366,16	2632,81
9	27	85,48	4072,992	0,0832	338,87	2307,93
8	24	83,00	4072,992	0,0744	303,03	1991,97
7	21	80,27	4072,992	0,0669	272,48	1685,75
6	18	77,24	4072,992	0,0581	236,64	1390,30
5	15	73,80	4072,992	0,0482	196,32	1106,96
4	12	69,79	4072,992	0,0371	151,11	837,52
3	9	64,95	4072,992	0,0263	107,12	584,55
2	6	58,69	4072,992	0,0155	63,13	352,13
1	3	74,03	4072,992	0,0057	23,22	222,08
Base	0	-	-	-	-	-
SOMA:					2744,91	19384,63
Gama z:					<b>1,16</b>	

Fonte: Autoria própria.

Tabela 17 – Coeficiente  $\gamma_Z$  para a Combinação 4

<b>Gama Z - Vento 0° - Combinação 4:</b> $F_d = 1,4F_g + 0,98F_{q,sob} + 1,4F_{q,vento}$						
<b>Pavimento</b>	<b>Cota (m)</b>	<b><math>F_{hi,d}</math> (kN)</b>	<b><math>w_{i,d}</math> (kN)</b>	<b><math>\delta_{hi,d}</math> (m)</b>	<b><math>\Delta M_{tot,d(i)}</math> (kN.m)</b>	<b><math>M_{1tot,d(i)}</math> (kN.m)</b>
12	36	153,09	3000,48	0,162	486,08	5511,18
11	33	149,79	3906,672	0,1575	615,30	4943,21
10	30	146,27	3906,672	0,1498	585,22	4388,02
9	27	142,46	3906,672	0,1387	541,86	3846,55
8	24	138,33	3906,672	0,1239	484,04	3319,94
7	21	133,79	3906,672	0,1116	435,98	2809,58
6	18	128,73	3906,672	0,0969	378,56	2317,17
5	15	123,00	3906,672	0,0803	313,71	1844,93
4	12	116,32	3906,672	0,0618	241,43	1395,86
3	9	108,25	3906,672	0,0439	171,50	974,25
2	6	97,81	3906,672	0,0258	100,79	586,89
1	3	123,38	3906,672	0,0095	37,11	370,13
Base	0	-	-	-	-	-
<b>SOMA:</b>					<b>4391,58</b>	<b>32307,72</b>
<b>Gama z:</b>					<b>1,16</b>	

Fonte: Autoria própria.

Nota-se que  $\gamma_Z > 1,1$ , para todas as combinações e, portanto, torna-se necessária a consideração dos efeitos de 2ª ordem.

Para que se obtenha os esforços totais amplificados, é necessário multiplicar todas as forças horizontais pelo valor do  $\gamma_Z$  respectivo a cada combinação, como demonstra a Figura 12, onde o coeficiente que majora as ações de “vento 0°” é o resultado da multiplicação de  $\gamma_Z = 1,17$  pelo coeficiente  $\Psi_{0,vento} = 0,84$ , ambos referentes à Combinação 1.

Figura 12 – Majoração das forças horizontais pelo coeficiente  $\gamma_z$  - Combinação 1

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

Options

Define Combination of Load Case Results

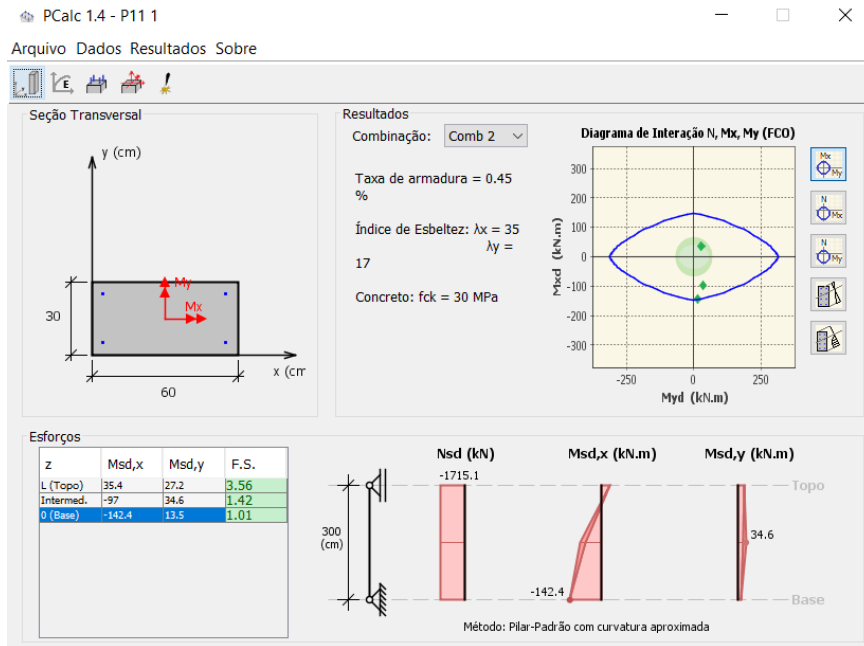
Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
vento 0	Linear Static	0,98
Permanente	Linear Static	1,4
Sobrecarga	Linear Static	1,4
vento 0	Linear Static	0,98

Fonte: Autoria própria.

### 4.3 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

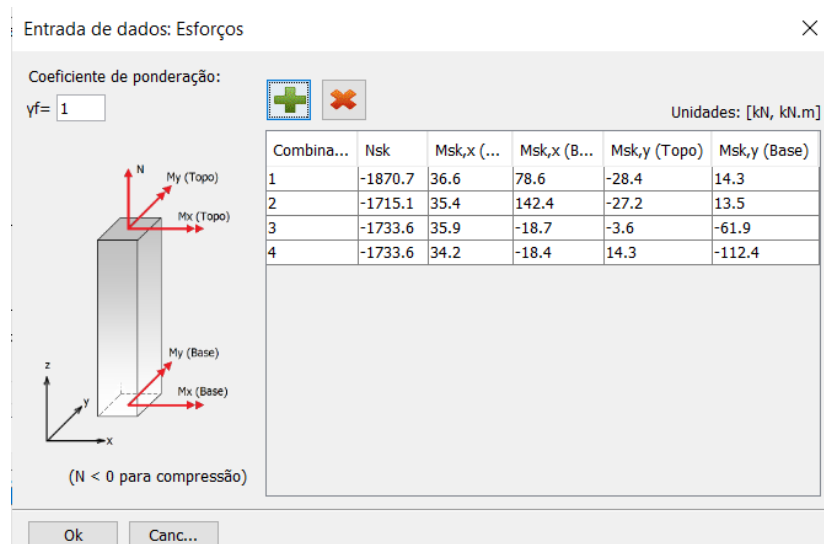
De acordo com o modelo apresentado na Figura 6, foram dimensionadas as armaduras longitudinais dos pilares P07, P11 e P12. Estes foram escolhidos para análise por serem pilares de meio, canto e extremidade, respectivamente, e para que assim se possa ter uma prévia do comportamento da estrutura em pontos distintos. A armadura dos pilares foi obtida pelo Método do Pilar Padrão com Curvatura Aproximada, através do software PCalc 1.4, onde foram inseridos os dados obtidos no SAP2000, conforme as Figuras 13 e 14. As armaduras longitudinais dos três pilares foram dimensionadas ao longo de toda a extensão do edifício e estão apresentadas na Tabela 18.

Figura 13 – Dimensionamento do Pilar P11 no 1ª pavimento



Fonte: Autoria própria.

Figura 14 – Entrada de dados dos esforços referentes ao P11 no 1º pavimento



Fonte: Autoria própria.



Tabela 18 – Dimensionamento das armaduras longitudinais dos pilares

Pavimento	P07			P11			P12		
	Seção (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	%As	Seção (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	%As	Seção (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	%As
12	30x40	8	0,67	20x40	20	2,50	40x30	8	0,67
11	30x40	8	0,67	20x40	12	1,50	40x30	8	0,67
10	30x40	12	1,00	20x40	12	1,50	40x30	8	0,67
9	30x40	25,2	2,10	20x40	12	1,50	40x30	8	0,67
8	30x70	25,2	1,20	30x40	8	0,67	50x30	8	0,53
7	30x70	25,2	1,20	30x40	8	0,67	50x30	8	0,53
6	30x70	31,5	1,50	30x40	8	0,67	50x30	8	0,53
5	30x70	56,7	2,70	30x40	8	0,67	50x30	8	0,53
4	50x85	18,9	0,44	30x60	8	0,44	70x35	12	0,49
3	50x85	12,6	0,30	30x60	8	0,44	70x35	12	0,49
2	50x85	18,9	0,44	30x60	8	0,44	70x35	12	0,49
1	50x85	56,7	1,33	30x60	8	0,44	70x35	37,8	1,54

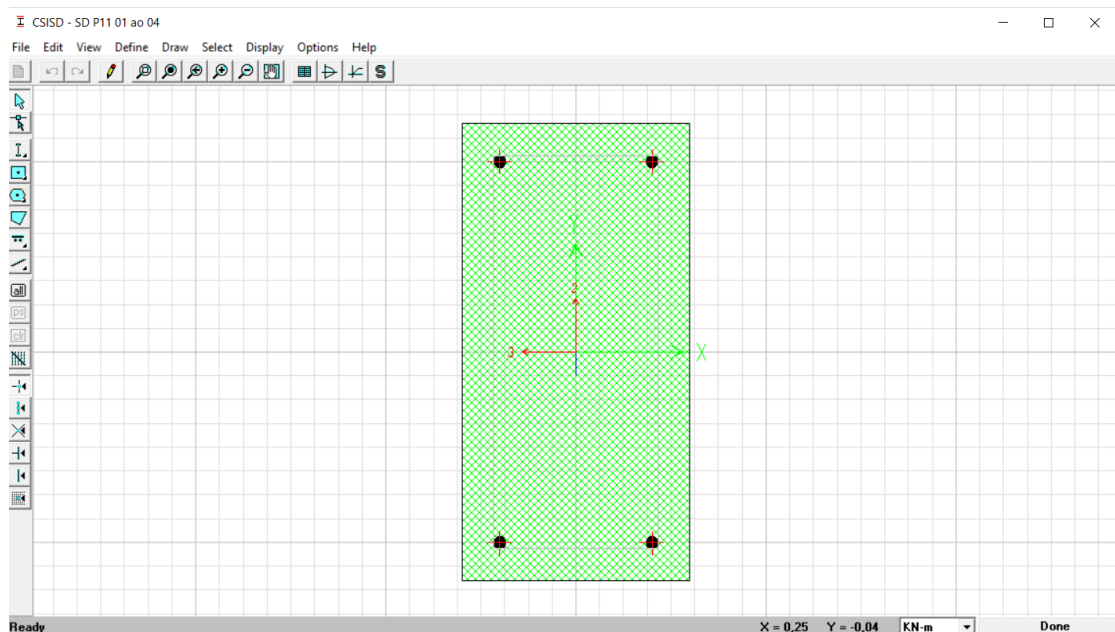
Fonte: Autoria própria.

## 5 ANÁLISE DA NÃO LINEARIDADE FÍSICA DA ESTRUTURA

### 5.1 COMPARATIVO ENTRE O MÉTODO DO DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA E O MÉTODO DOS COEFICIENTES REDUTORES

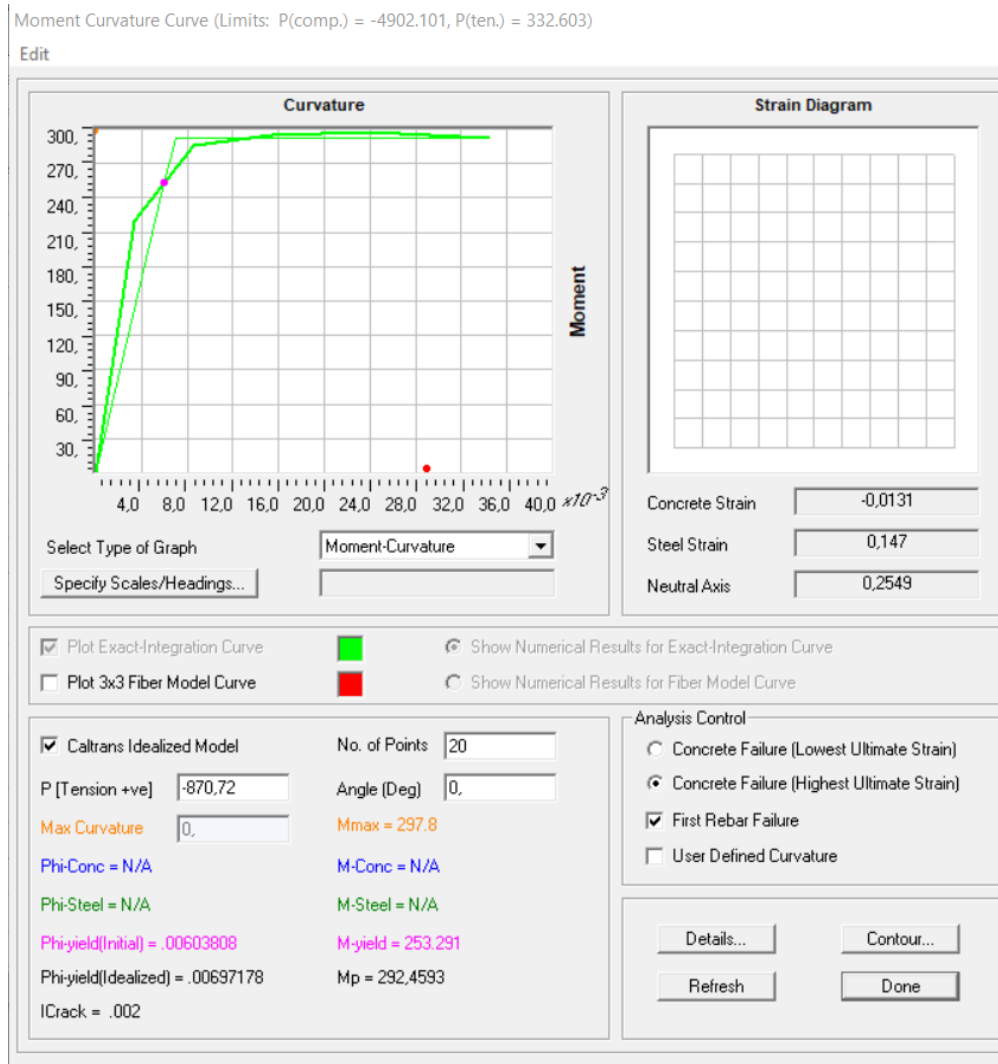
Para a obtenção do diagrama momento-curvatura e posterior análise da não linearidade física da estrutura, optou-se pelo uso da ferramenta “Section Designer”, disponível no SAP2000. Este recurso permite que se insira os dados de armadura longitudinal dos pilares, previamente dimensionadas, e então sejam gerados o diagrama para cada seção, como demonstrado nas Figuras 15 e 16.

Figura 15 – Armadura longitudinal referente ao pilar P11 no 1º pavimento



Fonte: Autoria própria.

Figura 16 – Diagrama momento-curvatura referente ao P11 no 1º pavimento



Fonte: Autoria própria.

Para a obtenção dos valores considerando a não linearidade física, marca-se a opção “Caltrans Idealized Model” e insere-se a força normal atuante em cada pilar. Desse modo, onde “Phi-yield” é o valor da curvatura ( $1/r$ ) e  $M_p$  é o valor do momento, em KNm, é possível obter as rigidezes secantes, conforme a Equação 5.1.

$$EI_{sec} = \frac{M_d}{1/r} \quad (5.1)$$

Assim, obtidas a rigidezes  $EI_{sec}$ , podemos compará-las com os valores aproximados, propostos pela NBR 6118:2014 e apresentados no item 2.2.1 do

presente trabalho. Desse modo, essa redução para pilares pode ser descrita pela relação apresentada pela Equação 5.2.

$$\frac{EI_{sec}}{0,8 * E_{cs} I} \quad (5.2)$$

Onde:

$E_{cs}$  = valor módulo de elasticidade secante do concreto;

$I$  = Valor da inércia da seção bruta.

Multiplicando-se essas reduções pelo módulo de elasticidade inicial do material,  $E_{cs}$ , pode-se obter o valor do novo módulo de elasticidade (E).

Para os pilares P07, P11 E P12, portanto, foram encontrados os resultados apresentados nas Tabelas 19, 20 e 21, respectivamente.

Tabela 19 – Resultados obtidos para o pilar P07

Pvto.	P (kN)	$\frac{1}{r}$	$M_d$ (kNm)	$EI_{sec}$ (MPa)	$E_{cs} I$ (MPa)	$E_{cs} I * 0,8$ (MPa)	$\frac{EI_{sec}}{E_{cs} I * 0,8}$	Novo E (MPa)
12	-326,20	0,014	79,48	5,68E+03	2,42E+04	1,93E+04	0,294	7,88E+06
11	-676,45	0,015	112,07	7,47E+03	2,42E+04	1,93E+04	0,387	1,04E+07
10	-1029,03	0,017	152,51	8,97E+03	2,42E+04	1,93E+04	0,464	1,25E+07
9	-1382,73	0,02	216,72	1,08E+04	2,42E+04	1,93E+04	0,561	1,51E+07
8	-1733,80	0,018	277,54	1,54E+04	4,23E+04	3,38E+04	0,456	1,22E+07
7	-2082,40	0,019	298,04	1,57E+04	4,23E+04	3,38E+04	0,464	1,24E+07
6	-2431,04	0,0198	354,92	1,79E+04	4,23E+04	3,38E+04	0,530	1,42E+07
5	-2779,80	0,018	390,35	2,17E+04	4,23E+04	3,38E+04	0,641	1,72E+07
4	-3125,26	0,009	720,27	8,00E+04	2,38E+05	1,90E+05	0,421	1,13E+07
3	-3468,22	0,009	759,15	8,44E+04	2,38E+05	1,90E+05	0,444	1,19E+07
2	-3810,00	0,0097	783,68	8,08E+04	2,38E+05	1,90E+05	0,425	1,14E+07
1	-4151,30	0,0102	1103,46	1,08E+05	2,38E+05	1,90E+05	0,569	1,53E+07

Fonte: Autoria própria.

Tabela 20 – Resultados obtidos para o pilar P11

Pvto.	P (kN)	$\frac{1}{r}$	M <sub>d</sub> (kNm)	EI <sub>sec</sub> (MPa)	E <sub>cs</sub> I (MPa)	E <sub>cs</sub> I * 0,8 (MPa)	$\frac{EI_{sec}}{E_{cs}I * 0,8}$	Novo E (MPa)
12	-138,18	0,026	61,97	2,38E+03	2,86E+04	2,29E+04	0,104	2,79E+06
11	-300,52	0,0101	101,05	1,00E+04	2,86E+04	2,29E+04	0,437	1,17E+07
10	-459,98	0,011	120,53	1,10E+04	2,86E+04	2,29E+04	0,478	1,28E+07
9	-616,72	0,012	136,84	1,14E+04	2,86E+04	2,29E+04	0,498	1,34E+07
8	-777,03	0,011	166,09	1,51E+04	4,29E+04	3,44E+04	0,440	1,18E+07
7	-938,76	0,0119	182,22	1,53E+04	4,29E+04	3,44E+04	0,446	1,20E+07
6	-1097,50	0,012	193,94	1,62E+04	4,29E+04	3,44E+04	0,470	1,26E+07
5	-1253,35	0,013	204,7	1,57E+04	4,29E+04	3,44E+04	0,458	1,23E+07
4	-1409,26	0,0073	382,6	5,24E+04	1,45E+05	1,16E+05	0,452	1,21E+07
3	-1564,54	0,0077	398,6	5,18E+04	1,45E+05	1,16E+05	0,446	1,20E+07
2	-1717,91	0,008	413,57	5,17E+04	1,45E+05	1,16E+05	0,446	1,20E+07
1	-1870,72	0,007	292,46	4,18E+04	1,45E+05	1,16E+05	0,360	9,67E+06

Fonte: Autoria própria.

Tabela 21 – Resultados obtidos para o pilar P12

Pvto.	P (kN)	$\frac{1}{r}$	M <sub>d</sub> (kNm)	EI <sub>sec</sub> (MPa)	E <sub>cs</sub> I (MPa)	E <sub>cs</sub> I * 0,8 (MPa)	$\frac{EI_{sec}}{E_{cs}I * 0,8}$	Novo E (MPa)
12	-206,78	0,013	67,45	5,19E+03	2,42E+04	1,93E+04	0,269	7,21E+06
11	-457,54	0,014	92,41	6,60E+03	2,42E+04	1,93E+04	0,342	9,17E+06
10	-704,35	0,016	114,81	7,18E+03	2,42E+04	1,93E+04	0,371	9,97E+06
9	-951,17	0,018	132,88	7,38E+03	2,42E+04	1,93E+04	0,382	1,03E+07
8	-1198,14	0,0176	157,3	8,94E+03	3,02E+04	2,42E+04	0,370	9,93E+06
7	-1445,40	0,018	173,26	9,63E+03	3,02E+04	2,42E+04	0,399	1,07E+07
6	-1693,14	0,02	181,05	9,05E+03	3,02E+04	2,42E+04	0,375	1,01E+07
5	-1941,61	0,018	177,55	9,86E+03	3,02E+04	2,42E+04	0,408	1,10E+07
4	-2189,62	0,015	313	2,09E+04	6,71E+04	5,37E+04	0,389	1,04E+07
3	-2438,67	0,015	334,03	2,23E+04	6,71E+04	5,37E+04	0,415	1,11E+07
2	-2689,28	0,016	344,83	2,16E+04	6,71E+04	5,37E+04	0,401	1,08E+07
1	-2941,18	0,016	461,58	2,88E+04	6,71E+04	5,37E+04	0,537	1,44E+07

Fonte: Autoria própria.

A partir dos comparativos, pode-se concluir que, para os pilares calculados neste trabalho, a redução aproximada de rigidez proposta pela NBR 6118:2014 através dos coeficientes não é grande o suficiente para que se iguale ou ultrapasse os valores obtidos pelo método do diagrama momento-curvatura. Isso significa que, ao utilizar este método aproximado, a estrutura é considerada mais rígida e, assim, o mesmo vai contra a segurança.

### 5.1.1 Comparativo entre coeficientes, deslocamentos e esforços

A partir dos novos módulos de elasticidade (E) encontrados pelos diagramas momento-curvatura é possível processar novamente a estrutura no SAP2000, agora com essas novas definições do material, e realizar um comparativo entre esse método

e o aproximado. Uma análise mais exata exigiria que se encontrassem os valores para cada um dos pilares da estrutura, porém, em virtude do tempo para realização desta pesquisa, admitiu-se a redução conforme o pilar P07 para todos os pilares de meio, conforme o pilar P11 para todos os pilares de canto e, conforme o pilar P12 para todos os pilares de extremidade.

Após o novo processamento da estrutura, foram obtidos os novos valores de  $\gamma_z$ , apresentados nas Tabelas 22 a 25, a fim de comparar com os resultados obtidos no item 4.2.

Tabela 22 – Coeficiente  $\gamma_z$  para a Combinação 1 com novo E.

<b>Gama Z - Vento 0° - Combinação 1:</b> $F_d = 1,4F_g + 1,4F_{q,sob} + 0,84F_{q,vento}$						
<b>Pavimento</b>	<b>Cota (m)</b>	<b><math>F_{hi,d}</math> (kN)</b>	<b><math>w_{i,d}</math> (kN)</b>	<b><math>\delta_{hi,d}</math> (m)</b>	<b><math>\Delta M_{tot,d(i)}</math> (kN.m)</b>	<b><math>M_{1tot,d(i)}</math> (kN.m)</b>
12	36	33,59	3106,32	0,0468	145,38	1209,17
11	33	32,87	4072,99	0,0453	184,51	1084,56
10	30	32,09	4072,99	0,0431	175,55	962,74
9	27	31,26	4072,99	0,04	162,92	843,94
8	24	30,35	4072,99	0,0362	147,44	728,41
7	21	29,35	4072,99	0,0322	131,15	616,43
6	18	28,24	4072,99	0,0279	113,64	508,39
5	15	26,99	4072,99	0,0226	92,05	404,78
4	12	25,52	4072,99	0,017	69,24	306,26
3	9	23,75	4072,99	0,0118	48,06	213,75
2	6	21,46	4072,99	0,007	28,51	128,77
1	3	27,07	4072,99	0,0025	10,18	81,21
Base	0	-	-	-	-	-
SOMA:					1308,62	7088,41
Gama z:					<b>1,23</b>	

Fonte: Autoria própria.

Tabela 23 – Coeficiente  $\gamma_z$  para a Combinação 2 com novo E

<b>Gama Z - Vento 0° - Combinação 2:</b> $F_d = 1,4F_g + 0,98F_{q,sob} + 1,4F_{q,vento}$						
Pavimento	Cota (m)	$F_{hi,d}$ (kN)	$w_{i,d}$ (kN)	$\delta_{hi,d}$ (m)	$\Delta M_{tot,d(i)}$ (kN.m)	$M_{1tot,d(i)}$ (kN.m)
12	36	55,98	3000,48	0,078	234,04	2015,28
11	33	54,78	3906,67	0,0755	294,95	1807,59
10	30	53,49	3906,67	0,0718	280,50	1604,57
9	27	52,10	3906,67	0,0667	260,58	1406,57
8	24	50,58	3906,67	0,0604	235,96	1214,01
7	21	48,92	3906,67	0,0536	209,40	1027,38
6	18	47,07	3906,67	0,0464	181,27	847,32
5	15	44,98	3906,67	0,0377	147,28	674,64
4	12	42,54	3906,67	0,0283	110,56	510,43
3	9	39,58	3906,67	0,0196	76,57	356,26
2	6	35,77	3906,67	0,0117	45,71	214,61
1	3	45,12	3906,67	0,0042	16,41	135,35
Base	0	-	-	-	-	-
SOMA:					2093,22	11814,02
Gama z:					<b>1,22</b>	

Fonte: Autoria própria.

Tabela 24 – Coeficiente  $\gamma_z$  para a Combinação 3 com novo E

<b>Gama Z - Vento 90° - Combinação 3:</b> $F_d = 1,4F_g + 1,4F_{q,sob} + 0,84F_{q,vento}$						
Pavimento	Cota (m)	$F_{hi,d}$ (kN)	$w_{i,d}$ (kN)	$\delta_{hi,d}$ (m)	$\Delta M_{tot,d(i)}$ (kN.m)	$M_{1tot,d(i)}$ (kN.m)
12	36	91,85	3106,32	0,0114	35,41	3306,71
11	33	89,88	4072,99	0,1070	435,81	2965,93
10	30	87,76	4072,99	0,1007	410,15	2632,81
9	27	85,48	4072,99	0,0921	375,12	2307,93
8	24	83,00	4072,99	0,0810	329,91	1991,97
7	21	80,27	4072,99	0,0722	294,07	1685,75
6	18	77,24	4072,99	0,0612	249,27	1390,30
5	15	73,80	4072,99	0,0495	201,61	1106,96
4	12	69,79	4072,99	0,0368	149,89	837,52
3	9	64,95	4072,99	0,0255	103,86	584,55
2	6	58,69	4072,99	0,0144	58,65	352,13
1	3	74,03	4072,99	0,0420	171,07	222,08
Base	0	-	-	-	-	-
SOMA:					19384,63	19384,63
Gama z:					<b>1,17</b>	

Fonte: Autoria própria.

Tabela 25 – Coeficiente  $\gamma_z$  para a Combinação 4 com novo E

<b>Gama Z - Vento 90° - Combinação 4:</b> $F_d = 1,4F_g + 0,98F_{q,sob} + 1,4F_{q,vento}$						
<b>Pavimento</b>	<b>Cota (m)</b>	<b><math>F_{hi,d}</math> (kN)</b>	<b><math>w_{i,d}</math> (kN)</b>	<b><math>\delta_{hi,d}</math> (m)</b>	<b><math>\Delta M_{tot,d(i)}</math> (kN.m)</b>	<b><math>M_{1tot,d(i)}</math> (kN.m)</b>
12	36	153,09	3000,48	0,185	555,09	5511,18
11	33	149,79	3906,67	0,1777	694,22	4943,21
10	30	146,27	3906,67	0,1673	653,59	4388,02
9	27	142,46	3906,67	0,153	597,72	3846,55
8	24	138,33	3906,67	0,1346	525,84	3319,94
7	21	133,79	3906,67	0,12	468,80	2809,58
6	18	128,73	3906,67	0,1018	397,70	2317,17
5	15	123,00	3906,67	0,0824	321,91	1844,93
4	12	116,32	3906,67	0,0612	239,09	1395,86
3	9	108,25	3906,67	0,0425	166,03	974,25
2	6	97,81	3906,67	0,024	93,76	586,89
1	3	123,38	3906,67	0,0072	28,13	370,13
Base	0	-	-	-	-	-
SOMA:					4741,87	32307,72
Gama z:					<b>1,17</b>	

Fonte: Autoria própria.

Desse modo, os deslocamentos horizontais da estrutura em ambos os métodos, considerando os efeitos de segunda ordem, podem ser comparados na Tabela 26, além da média percentual de aumento entre eles para cada combinação. Os resultados obtidos pelo método aproximado são descritos como  $\delta_{x1}$  e  $\delta_{y1}$ , e os resultados obtidos pelo método do diagrama momento-curvatura são descritos como  $\delta_{x2}$  e  $\delta_{y2}$ .



Tabela 26 – Comparativo entre os deslocamentos horizontais

Pavimento	Cota (m)	Comb. 1 - V0°		Comb. 2 - V0°		Comb. 3 - V90°		Comb. 4 - V90°	
		$\delta_{x1}(m)$	$\delta_{x2}(m)$	$\delta_{x1}(m)$	$\delta_{x2}(m)$	$\delta_{y1}(m)$	$\delta_{y2}(m)$	$\delta_{y1}(m)$	$\delta_{y2}(m)$
12	36	0,0432	0,0574	0,0714	0,0947	0,1036	0,1298	0,1713	0,2165
11	33	0,0421	0,0556	0,0696	0,0917	0,1008	0,1247	0,1666	0,2080
10	30	0,0403	0,0528	0,0666	0,0872	0,0959	0,1174	0,1585	0,1959
9	27	0,0377	0,0491	0,0623	0,0810	0,0888	0,1073	0,1469	0,1792
8	24	0,0343	0,0444	0,0567	0,0733	0,0797	0,0944	0,1317	0,1576
7	21	0,0306	0,0394	0,0506	0,0651	0,0710	0,0841	0,1174	0,1405
6	18	0,0264	0,0342	0,0436	0,0564	0,0609	0,0713	0,1007	0,1192
5	15	0,0215	0,0277	0,0355	0,0457	0,0496	0,0578	0,0820	0,0965
4	12	0,0161	0,0208	0,0266	0,0343	0,0371	0,0429	0,0614	0,0716
3	9	0,0113	0,0144	0,0186	0,0239	0,0258	0,0298	0,0427	0,0498
2	6	0,0065	0,0086	0,0108	0,0142	0,0148	0,0168	0,0244	0,0281
1	3	0,0022	0,0031	0,0037	0,0052	0,0050	0,0050	0,0080	0,0085
Média % de aumento:		<b>31,05</b>		<b>30,90</b>		<b>17,28</b>		<b>18,91</b>	

Fonte: Autoria própria.

Além disso, as Tabelas 26, 27 e 28 apresentam comparativos em relação aos momentos atuantes na estrutura para os dois métodos em estudo em cada um dos três pilares dimensionados. Dessa forma, os momentos  $M_{x1}$  e  $M_{y1}$  são referentes ao método dos coeficientes aproximados e os momentos  $M_{x2}$  e  $M_{y2}$  são referentes ao método do diagrama momento-curvatura. Vale ressaltar que, para as combinações 1 e 2 o momento  $M_x$  é mais significativo e, para as combinações 3 e 4 o momento  $M_y$  é o mais significativo e, por isso, somente estes são os apresentados para cada combinação, respectivamente. Os valores apresentados são referentes aos momentos no topo e base de cada pilar.

Tabela 27 – Comparativo entre os esforços no pilar P11

Pavimento	Cota (m)	Comb. 1 - V0°		Comb. 2 - V0°		Comb. 3 - V90°		Comb. 4 - V90°	
		$M_{X1}$ (kNm)	$M_{X2}$ (kNm)	$M_{X1}$ (kNm)	$M_{X2}$ (kNm)	$M_{Y1}$ (kNm)	$M_{Y2}$ (kNm)	$M_{Y1}$ (kNm)	$M_{Y2}$ (kNm)
12	33,00	45,45	14,78	40,66	12,54	-22,98	-4,13	-17,58	-2,49
		-39,59	-12,85	-37,14	-11,23	20,75	3,91	16,17	2,42
11	30,00	28,16	34,00	22,54	17,43	-12,05	-10,67	-3,75	-2,87
		-31,54	-30,31	-29,10	-25,22	13,30	10,43	5,65	3,38
10	27,00	26,16	23,09	20,37	14,83	-7,40	-5,62	4,35	4,88
		-31,54	-25,72	-25,88	-18,88	8,39	6,30	-2,89	-3,63
9	24,00	23,74	20,74	14,29	10,60	-1,00	0,58	13,25	14,19
		-23,91	-20,89	-16,30	-12,10	0,73	-1,63	-11,61	-14,48
8	21,00	29,50	23,48	18,83	11,88	-8,50	-9,54	17,17	11,59
		-29,89	-22,68	-21,49	-11,68	9,81	8,76	-11,83	-10,01
7	18,00	21,39	21,98	8,86	8,47	3,62	6,99	29,72	33,85
		-25,50	-20,11	-15,55	-12,01	0,57	-4,60	-23,27	-29,74
6	15,00	20,25	14,77	6,43	-1,03	7,58	6,89	37,07	34,25
		-23,35	-19,35	-14,08	-5,96	-3,48	-5,36	-30,27	-31,41
5	12,00	14,20	9,63	-1,05	-6,31	15,05	15,20	47,90	45,84
		-7,85	-3,53	6,36	11,97	-16,23	-17,03	-48,22	-47,57
4	9,00	33,99	30,44	18,85	14,89	7,31	10,68	39,89	42,70
		-24,41	-21,83	-10,72	-6,73	-10,61	-13,23	-43,65	-45,67
3	6,00	18,57	13,99	3,35	-2,91	12,30	15,77	44,89	48,94
		-15,56	-14,18	2,34	3,03	-16,28	-16,68	-51,36	-50,37
2	3,00	27,89	20,97	17,75	6,33	0,98	11,09	27,28	41,18
		-6,92	-12,50	19,22	11,29	-10,39	-17,82	-44,56	-54,27
1	0,00	43,10	27,19	46,52	24,18	-8,84	-11,76	5,25	-2,75
		63,44	38,28	117,14	73,57	-45,96	-15,74	-85,86	-35,64

Fonte: Autoria própria.

Tabela 28 – Comparativo entre os esforços no pilar P12

Pavimento	Cota (m)	Comb. 1 - V0°		Comb. 2 - V0°		Comb. 3 - V90°		Comb. 4 - V90°	
		$M_{X1}$ (kNm)	$M_{X2}$ (kNm)	$M_{X1}$ (kNm)	$M_{X2}$ (kNm)	$M_{Y1}$ (kNm)	$M_{Y2}$ (kNm)	$M_{Y1}$ (kNm)	$M_{Y2}$ (kNm)
12	33,00	-7,40	-8,93	-10,95	-12,04	-40,44	-19,04	-28,99	7,34
		4,76	7,29	7,31	10,19	36,09	17,37	31,30	8,80
11	30,00	-9,27	-10,56	-15,64	-16,37	-5,50	-2,66	12,54	15,76
		7,95	9,50	13,20	14,94	18,71	7,08	7,78	-7,95
10	27,00	-14,45	-13,97	-23,60	-22,63	-0,35	7,24	23,87	32,99
		12,86	13,45	20,94	21,67	12,35	-2,19	-4,08	-24,48
9	24,00	-18,28	-17,70	-30,05	-28,66	14,28	19,89	45,57	52,13
		16,40	16,86	27,03	27,36	-11,64	-20,31	-38,14	-50,06
8	21,00	-22,70	-21,87	-37,43	-35,62	4,44	10,51	37,39	46,79
		20,46	19,99	33,77	32,59	2,16	-14,97	-22,96	-56,33
7	18,00	-25,88	-29,91	-42,73	-48,79	26,87	20,05	68,71	44,45
		23,92	28,78	39,50	46,78	-8,63	-16,25	-39,07	-38,11
6	15,00	-30,37	-29,27	-49,77	-47,44	31,49	38,37	77,74	96,25
		28,96	39,41	47,20	47,46	-15,33	-29,93	-51,88	-77,29
5	12,00	-32,70	-32,77	-53,73	-53,31	-39,00	36,75	87,90	82,74
		29,95	30,81	49,46	50,39	37,08	-31,02	-74,77	-70,23
4	9,00	-38,00	-38,63	-62,43	-63,07	-26,49	48,07	78,08	112,88
		35,71	36,34	58,69	59,43	35,09	-48,88	-86,35	-107,24
3	6,00	-34,63	-37,76	-57,48	-62,27	-23,19	28,76	64,56	76,98
		38,85	38,39	61,06	63,23	65,27	-53,90	-135,02	-118,04
2	3,00	-31,12	-35,08	-50,86	64,05	-18,53	10,76	-2,40	46,01
		41,38	39,39	67,63	-57,16	117,00	-93,58	224,46	-185,03
1	0,00	43,10	-22,54	-19,97	-36,53	-106,66	-73,08	-151,44	-93,87
		63,44	46,93	75,34	77,23	-263,84	-204,61	-448,01	-357,52

Fonte: Autoria própria.

Tabela 29 – Comparativo entre os esforços no pilar P07

Pavimento	Cota (m)	Comb. 1 - V0°		Comb. 2 - V0°		Comb. 3 - V90°		Comb. 4 - V90°	
		$M_{X1}$ (kNm)	$M_{X2}$ (kNm)	$M_{X1}$ (kNm)	$M_{X2}$ (kNm)	$M_{Y1}$ (kNm)	$M_{Y2}$ (kNm)	$M_{Y1}$ (kNm)	$M_{Y2}$ (kNm)
12	33,00	-11,84	-13,39	-15,74	-16,97	23,72	-19,86	39,21	40,14
		8,58	11,57	11,36	14,77	-14,29	23,95	-23,62	-33,28
11	30,00	-13,50	-17,14	-20,49	-23,89	40,48	42,71	66,91	71,60
		12,06	15,80	17,83	21,92	-30,38	-37,12	-50,22	-62,23
10	27,00	-19,45	-23,20	-29,60	-33,73	59,05	64,30	97,60	107,74
		17,84	21,54	26,83	31,14	-50,44	-56,76	-83,38	-95,11
9	24,00	-23,62	-29,92	-36,61	-44,70	71,35	86,10	117,95	144,25
		20,78	27,48	32,16	41,11	-53,66	-75,96	-88,70	-127,25
8	21,00	-32,87	-36,24	-51,11	-54,79	115,93	107,42	191,64	180,12
		28,53	33,93	44,32	51,44	-68,54	-53,36	-113,30	-89,38
7	18,00	-34,82	-36,71	-55,20	-56,59	127,42	162,09	210,64	271,79
		31,76	34,24	50,10	52,68	-81,07	-131,38	-134,02	-220,87
6	15,00	-40,36	-46,35	-64,05	-72,30	143,91	118,96	237,89	198,76
		38,25	42,56	60,45	66,04	-98,75	-107,78	-163,25	-178,96
5	12,00	-40,90	-52,51	-65,61	-83,19	153,86	168,42	254,33	284,21
		33,56	45,60	54,20	73,17	-129,54	-136,50	-214,13	-233,70
4	9,00	-59,85	-62,56	-95,36	-99,83	140,86	158,58	232,85	261,49
		48,61	54,87	77,61	87,80	-151,89	-174,93	-251,09	-285,04
3	6,00	-47,50	-57,23	-77,35	-93,07	118,20	127,58	194,57	220,30
		55,12	58,58	89,95	95,15	-227,56	-195,99	-376,17	-328,51
2	3,00	-36,57	-51,84	-58,50	-83,66	22,13	88,01	36,58	146,85
		79,91	76,35	130,14	124,26	-386,93	-326,04	-639,61	-544,01
1	0,00	9,84	-10,75	16,67	-16,79	-208,10	-129,18	-344,00	-213,93
		128,91	133,13	213,17	219,40	-695,55	-581,01	1149,79	-977,33

Fonte: Autoria própria.

Ao analisar os resultados do comparativo entre os esforços nos pilares, pode-se perceber que, na maioria das combinações, há uma redução nos valores dos momentos obtidos pelo uso do método do diagrama momento-curvatura se comparados aos obtidos pelo uso do método aproximado. Isso ocorre pois o método do diagrama momento-curvatura considera os pilares menos rígidos e, assim, eles absorvem também menores momentos, causando redução de esforços e aumento nos deslocamentos, conforme foi visto na Tabela 26.

Apesar disso, os pilares não sofreram alterações consideráveis em seus esforços para que a área de aço fosse alterada, o que pode ser um dos motivos pelos quais a NBR 6118:2014 ainda permita o uso do método aproximado para o dimensionamento de estruturas, mesmo que este as considere mais rígidas.

## 6 CONCLUSÃO

Após o estudo, com relação a não linearidade geométrica, pôde-se concluir que os efeitos de segunda ordem provocados por ela têm grande influência na estabilidade global da estrutura e, por isso, sua consideração é de extrema importância. Assim, como fez-se o uso do método do coeficiente  $\gamma_z$ , que majora as ações horizontais da estrutura, foi perceptível esse aumento dos deslocamentos na estrutura e consequente redução de sua estabilidade.

Já com relação aos efeitos da não linearidade física, foi possível concluir que o método aproximado, proposto pelo item 15.7.3 da NBR6118:2014, considera a estrutura mais rígida do que o método do diagrama momento-curvatura e, como este último leva em conta um maior número de fatores, entende-se que ele se aproxime mais da realidade. Portanto, ao optar pelo uso do método aproximado para o cálculo estrutural a estrutura pode estar sendo considerada mais rígida do que realmente é, o que vai contra a segurança do dimensionamento. Apesar disso, também pôde-se perceber, analisando os esforços obtidos, que a diferença entre os dois métodos não é tão significativa ao ponto de gerar um aumento na área de aço para os pilares e, por isso, essa redução de rigidez não gera tantos problemas do ponto de vista prático.

### 6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir desse estudo, sugere-se uma análise complementar que permita perceber a influência desses efeitos de não linearidade física também sobre o dimensionamento de vigas e lajes, visto que todos os elementos estruturais e interferem de forma significativa na estabilidade da estrutura.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas e edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro, 2014.

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

BUENO, M. M. E. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**. 2009. 88p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

CÔRREA, M. R. S. **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios**. 1991. 331p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.

FONTES, F. Fernando. **Análise Estrutural de Elementos Lineares Segundo a NBR 6118:2003**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). 2005. 137p. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

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

PINTO, R. S. et. al. Utilização do parâmetro  $\gamma_z$  para estimar esforços de segunda ordem em edifícios de concreto armado. **Rev. IBRACON de Estruturas**, São Paulo, v.1, n.2., p. 1-13, dez. 2005.

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

TAPAJOS, L.S. et al. Efeito do vento no dimensionamento de edifícios de concreto armado. **Rev. IBRACON Estrut. Mater.**, São Paulo, v. 9, dez. 2016. Disponível em <<http://www.scielo.com.br> > acesso em 25 out. 2020.

WORDELL, Fernando. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos**. 2003. 94p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós-

Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.