

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

José Alonso de Albuquerque Rosso

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE PILAR-
PAREDE DE CONCRETO ARMADO PARA DIFERENTES
RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO DO CONCRETO**

Santa Maria, RS
2023

José Alonso de Albuquerque Rosso

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE PILAR-PAREDE DE
CONCRETO ARMADO PARA DIFERENTES RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO
DO CONCRETO**

Trabalho final de graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS) como requisito parcial para obtenção de título de **Engenheiro Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Marcos Alberto Oss Vaghetti

Santa Maria, RS
2023

José Alonso de Albuquerque Rosso

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE PILAR-PAREDE DE
CONCRETO ARMADO PARA DIFERENTES RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO
DO CONCRETO**

Trabalho final de graduação apresentado ao
Curso de Engenharia Civil, Departamento de
Estruturas e Construção Civil da Universidade
Federal de Santa Maria (UFSM, RS) como
requisito parcial para obtenção de título de
Engenheiro Civil.

Aprovado em 21 de julho de 2023.

Marcos Alberto Oss Vaghetti, Prof. Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

Almir Barros da Silva Santos Neto, Prof. Dr. (UFSM)

João Kaminski Júnior, Prof. Dr. (UFSM)

Santa Maria, RS
2023

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus por ter proporcionado momentos e condições para que pudesse chegar onde estou, com saúde e sempre buscando evoluir.

Agradeço aos meus pais por terem me apoiado nos momentos difíceis, e me deram conselhos para não desistir diante dos obstáculos que podem aparecer na vida.

Aos professores que fizeram parte da caminhada em meio a graduação e passaram seus conhecimentos e experiências de vivência, e em especial ao meu orientador, o professor Marcos Alberto Oss Vaghetti, por ter paciência em explicar e discutir soluções para realização deste trabalho.

RESUMO

ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO DE PILAR-PAREDE DE CONCRETO ARMADO PARA DIFERENTES RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO DO CONCRETO

AUTOR: José Alonso de Albuquerque Rosso
ORIENTADOR: Marcos Alberto Oss Vaghetti

Os pilares-parede são elementos de contraventamento em uma estrutura de concreto-armado, devido à sua grande rigidez absorvem grande parte dos esforços ocasionados pelas movimentações laterais da estrutura causados pelos carregamentos laterais de sismos ou do vento principalmente. Com o desenvolvimento das cidades aumentou-se a demanda por edifícios mais altos e esbeltos e ao mesmo tempo o avanço tecnológico dos materiais permitiu elementos de menores dimensões e que tem a mesma capacidade de resistência aos esforços, tornando questões como a estabilidade global das estruturas relevantes. Os estudos dos pilares-parede começaram a ter maior relevância a partir da ABNT NBR 6118:2003, quando propôs uma nova metodologia de cálculo, onde calcula-se o pilar dividindo-se em faixas e dimensionando como pilares isolados, mas não aborda sobre a redução da rigidez em pilares-parede, considerando os efeitos de não-linearidade física pela multiplicação de coeficientes redutores da mesma forma que pilares comuns, o que pode divergir dos valores reais para uma seção fissurada de um pilar parede. Este trabalho tem o propósito de conceber uma estrutura de concreto armado e dimensionar as armaduras longitudinais para um dos pilares-parede inseridos na estrutura, conforme a ABNT NBR 6118:2014, para diferentes resistências á compressão do concreto, e avaliar as rigidezes secantes obtidas através do diagrama momento-curvatura para a seção mais solicitada de cada combinação em cada faixa de resistência à compressão e comparar com os valores calculados à partir dos coeficientes de redução estabelecidos pela mesma norma.

Palavras-chave: Pilares-parede, dimensionamento, rigidez, NBR 6118:2014.

ABSTRACT

COMPARATIVE ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE COLUMN-WALL DESIGN FOR DIFFERENT CONCRETE COMPRESSIVE STRENGTHS

AUTHOR: José Alonso de Albuquerque Rosso

ADVISOR: Marcos Alberto Oss Vaghetti

The shear-walls are bracing elements in a reinforced concrete structure, due to their great rigidity they absorb a large part of the efforts caused by the lateral movements of the structure caused by the lateral loads of earthquakes or wind mainly. With the development of cities, the demand for taller and slimmer buildings has increased and at the same time the technological advancement of materials has allowed smaller elements that have the same capacity to resist the efforts, making issues such as the global stability of the structures relevant. The studies of shear-walls began to have greater relevance from ABNT NBR 6118:2003, when it proposed a new calculation methodology, where the shear-wall is calculated by dividing it into strips and dimensioning it as isolated pillars, but does not address the reduction of stiffness in shear-wall, considering the effects of physical nonlinearity by multiplying reducing coefficients in the same way as common pillars, which may differ from the actual values for a cracked section of a shear-wall. The purpose of this work is to design a reinforced concrete structure and size the longitudinal reinforcement for one of the shear-wall inserted in the structure, according to ABNT NBR 6118:2014, for different concrete compressive strengths, and to evaluate the secant stiffnesses obtained through the moment-curvature diagram for the most requested section of each combination in each compressive strength range and compare with the values calculated from the reduction coefficients established by the same standard.

Keywords: Shear-walls, design, rigidity, NBR 6118:2014.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama tensão-deformação do concreto.....	17
Figura 2 – Diagrama momento – curvatura.....	18
Figura 3 – Estrutura deformada.....	19
Figura 4 – Efeitos globais de 2ª ordem.....	21
Figura 5 – Efeitos locais de 2ª ordem.....	21
Figura 6 – Efeitos localizados de 2ª ordem.....	22
Figura 7 – Pilares contraventados e elementos de contraventamento.....	23
Figura 8 – Sistema de pórticos e a representação dos esforços nos elementos.....	24
Figura 9 – Sistema de contraventamento com núcleo rígido.....	25
Figura 10 – Esquema e dimensões de um pilar-parede.....	25
Figura 11 – Edifício com pilares-parede.....	26
Figura 12 – Isopletas da velocidade básica do vento V_0 (m/s)	29
Figura 13 – Coeficiente de arrasto, para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.....	31
Figura 14 – Equações para cálculo do comprimento equivalente.....	32
Figura 15 – Esforços atuantes em um pilar parede.....	33
Figura 16 – Decomposição dos esforços em um pilar parede.....	34
Figura 17 – Planta baixa do edifício modelo.....	38
Figura 18 – Corte AA.....	39
Figura 19 – Definição das propriedades dos materiais.....	43
Figura 20 – Definição dos carregamentos no SAP2000.....	44
Figura 21 – Definindo cargas distribuídas nas lajes.....	45
Figura 22 – Definição das paredes na edificação.....	46
Figura 23 – Parâmetros para cálculo do S_2	47
Figura 24 – Distribuição da força de arrasto para vento a 0°	49
Figura 25 – Distribuição da força de arrasto para vento a 90°	49
Figura 26 – Montagem das combinações de ações.....	51
Figura 27 – Definição dos elementos de área.....	56
Figura 28 – Representação gráfica do modelo da edificação.....	57
Figura 29 – Definição de grupos dos elementos.....	58
Figura 30 – Criação da seção de corte.....	59

Figura 31 - Representação dos eixos globais e os esforços atuantes no pilar-parede do modelo no SAP2000.....	59
Figura 32 – Tipo de configuração para cálculo do comprimento equivalente.....	61
Figura 33 – Representação gráfica das faixas.....	62
Figura 34 – Seção criada no Section Designer para $f_{ck} = 40\text{MPa}$	67
Figura 35 – Diagrama momento-curvatura para seção do pilar-parede.....	68

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Pré-dimensionamento das seções dos pilares.....	40
Tabela 2 – Pré-dimensionamento de vigas.....	41
Tabela 3 – Cálculo dos módulos de deformação secante.....	42
Tabela 4 – Carregamentos permanentes na estrutura.....	45
Tabela 5 – Cálculo de vento a 0°.....	48
Tabela 6 – Cálculo de vento a 90°.....	48
Tabela 7 – Deslocamentos da edificação nas duas direções do vento.....	53
Tabela 8 – Cálculo do coeficiente γ_z para combinação 1.....	54
Tabela 9 – Cálculo do coeficiente γ_z para combinação 2.....	54
Tabela 10 – Cálculo do coeficiente γ_z para combinação 3.....	55
Tabela 11 – Cálculo do coeficiente γ_z para combinação 4.....	55
Tabela 12 – Esforços obtidos no SAP2000.....	60
Tabela 13 – Resumo do dimensionamento para combinação 4 e $f_{ck} = 40\text{MPa}$	65
Tabela 14 – Dimensionamento das armaduras das faixas para todas combinações.....	66
Tabela 15 – Rigidezes secantes calculadas para diferentes seções e f_{ck}	69
Tabela 16 – Comparação entre as rigidezes secantes e rigidezes da seção bruta com redução.....	69

LISTA DE SÍMBOLOS

E_c – Módulo de elasticidade

$(EI)_{sec}$ – Módulo de rigidez secante

A_s' – Armadura passiva superior

A_s – Armadura passiva inferior

γ_z – Coeficiente Gama z

$\Delta M_{tot,d}$ – Produto entre forças verticais e deslocamentos horizontais

$M_{1,tot,d}$ – Momento de tombamento

$F_{hi,d}$ – Força horizontal no pavimento

y_i – Altura em relação à base da edificação

W_i – Forças verticais atuantes no pavimento

δ_{hi} – Deslocamento horizontal no pavimento

V_k – Velocidade característica do vento

S_1 – Fator topográfico

S_2 – Fator de rugosidade

S_1 – Fator estatístico

b – Parâmetro que permite determinar S_2

p – Parâmetro que permite determinar S_2

F_r – Fator de rajada do vento

q – Pressão dinâmica do vento

F_a – Força de arrasto do vento

C_a – Coeficiente de arrasto

A_e – Área efetiva

λ_i – Esbeltez do pilar-parede

l_{ei} – Comprimento equivalente

h_i – Espessura da lâmina

a_i – Largura da faixa

N_d – Esforço normal

M – Momento na direção mais rígida do pilar

I – Momento de inércia da seção transversal do pilar
 y – Distância do centro geométrico da faixa até o centro de gravidade do pilar
 A_f – Área da seção transversal da faixa
 $M_{Sd,tot}$ – Momento total máximo
 α_b – Coeficiente para cálculo dos momentos de totais
 $M_{1d,A}$ – Momento solicitante de 1ª ordem
 v – Parâmetro de entrada nos ábacos de Venturini
 μ – Parâmetro de entrada nos ábacos de Venturini
 A_c – Área de concreto da seção transversal da faixa
 f_{cd} – Resistência de cálculo à compressão do concreto
 d' – Distância de cobrimento da armadura longitudinal
 f_{yd} – Resistência de cálculo ao escoamento do aço
 w – Taxa mecânica de armadura
 $A_{s,min}$ – Área mínima de aço para seção de concreto
 γ – Coeficiente majorador
 ρ – Taxa de armadura
 $\sigma_{0,002}$ – Tensão no aço para deformação de 0,002
 α_E – Coeficiente que depende da natureza do agregado
 E_{ci} – Módulo de elasticidade inicial
 f_{ck} – Resistência à compressão característica do concreto
 f_{yd} - Resistência de cálculo ao escoamento do aço
 f_{cd} - Resistência de cálculo à compressão do concreto
 α_i – Coeficiente de redução para encontrar o módulo de elasticidade secante do concreto
 E_{cs} – Módulo de elasticidade secante
 C_a – Coeficiente de arrasto do vento
 γ_f – Coeficiente de ponderação

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	14
1.1	JUSTIFICATIVA	15
1.2	OBJETIVOS	15
1.2.1	Objetivo geral	15
1.2.3	Objetivos específicos.....	16
2.	CONCEITOS FUNDAMENTAIS.....	16
2.1	ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS	16
2.1.1	Não-linearidade física	17
2.1.2	Não linearidade geométrica.....	19
2.2	EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM	20
2.2.1	Efeitos Globais de 2ª ordem.....	20
2.2.2	Efeitos Locais de 2ª ordem.....	21
2.2.3	Efeitos Localizados de 2ª ordem.....	22
2.3	SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO	22
2.3.1	Pórticos	23
2.3.2	Núcleos rígidos	24
2.3.3	Pilares-parede.....	25
2.4	MÉTODO DE DETERMINAÇÃO DE EFEITOS GLOBAIS DE 2ª ORDEM ..	27
2.4.1	Coeficiente Gama Z.....	27
2.5	CARREGAMENTO HORIZONTAL.....	28
2.5.1	Vento	28
2.6	PILARES-PAREDE	31
2.6.1	Dimensionamento conforme a NBR 6118:2014	32
2.6.2	Dispensa da análise dos efeitos localizados de 2ª ordem.....	32
2.6.3	Método aproximado para consideração do efeito localizado de 2ª ordem.....	33
2.7	DECOMPOSIÇÃO ESFORÇOS.....	34
2.8	MOMENTOS MÍNIMOS.....	35
2.9	MÉTODO DO PILAR-PADRÃO COM RIGIDEZ K APROXIMADA.....	36
2.10	DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS LONGITUDINAIS	37
3.	METODOLOGIA.....	38
3.1	MODELO ESTRUTURAL	38
3.2	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS	40

3.2.1	Pré-dimensionamento dos pilares	40
3.2.2	Pré-dimensionamento das vigas	41
3.2.3	Pré-dimensionamento das lajes	42
3.3	DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS	42
3.4	AÇÕES	44
3.4.1	Ações permanentes	45
3.4.2	Ações variáveis	47
3.5	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	50
3.6	ANÁLISE ESTRUTURAL	53
3.6.1	Deslocamentos Limites	53
3.6.2	Cálculo do parâmetro de instabilidade Gama Z	54
4.	MODELAGEM DOS PILARES-PAREDE NO SAP2000	57
4.1	ANÁLISE DO MODELO E OBTENÇÃO DE ESFORÇOS	59
5.	DIMENSIONAMENTO DO PILAR-PAREDE	61
5.1	COMPRIMENTO EQUIVALENTE	62
5.2	ÍNDICE DE ESBELTEZ	62
5.3	LARGURA DAS FAIXAS	62
5.4	CÁLCULO DO PILAR-PAREDE P4	63
5.4.1	Dimensionamento final	65
6.	ANÁLISE DA NÃO-LINEARIDADE FÍSICA DO PILAR-PAREDE P4	67
7.	CONCLUSÃO	73
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	74

1. INTRODUÇÃO

O Brasil passou nas últimas décadas por um significativo processo de urbanização, atualmente mais de 80% da população vive em áreas urbanas. Com o aumento da densidade populacional os espaços urbanos foram tornando-se escassos e mais caros, levando as cidades a se verticalizarem cada vez mais. A engenharia civil precisou adaptar-se a essa nova condição, antigamente as edificações eram mais robustas e construídas em grandes terrenos enquanto hoje ocupam terrenos menores e são mais altas o que conseqüentemente resulta em estruturas mais esbeltas. Esses novos desafios demandam novas soluções estruturais para garantir a estabilidade global das estruturas frente as ações principalmente de ventos e sismos.

Dentre as soluções de contraventamento empregadas para aumentar a rigidez e assim diminuir os deslocamentos horizontais é a utilização de pilares-parede de concreto armado normalmente associados aos pórticos.

Os pilares parede são compostos por uma ou mais superfícies associadas com seção transversal pequena em relação as demais dimensões.

Nessas estruturas é necessário realizar um estudo dos efeitos de 2ª ordem globais que leva em conta os efeitos não-lineares da estrutura deformada e do comportamento não elástico do concreto armado, onde pode-se encontrar problemas de fissuração, fluência, escoamento das armaduras, entre outros fatores que alteram a capacidade resistente dos elementos. Também se estuda os efeitos de 2ª ordem locais que surgem nas barras da estrutura, e por fim os efeitos localizados.

Para o dimensionamento dos pilares-parede a norma ABNT NBR 6118:2003 introduziu o método das faixas isoladas, o qual ainda é utilizado, e gera discussões acerca de sua metodologia.

Através deste trabalho pretende-se conceber uma estrutura de concreto armado, comparar o dimensionamento das armaduras longitudinais de um pilar-parede para diferentes resistências do concreto à compressão, e por fim analisar as rigidezes secantes obtidas através de diagrama momento-curvatura para as diferentes seções dimensionadas, afim de se verificar os efeitos da resistência à compressão na rigidez secante do pilar-parede.

1.1 JUSTIFICATIVA

Os pilares-parede são elementos de contraventamento importantes na estrutura, pois possuem grande desempenho frente as ações de vento que provocam movimentações laterais na estrutura.

A metodologia de cálculo que a norma ABNT NBR 6118:2014 propõe é um processo aproximado que consiste em dividir as lâminas do pilar-parede em pequenas faixas verticais onde cada uma é analisada como um pilar isolado onde são incluídos os efeitos de 2ª ordem da mesma forma que é concebido para os pilares. Segundo Araújo (2006), esse procedimento não tem nenhuma justificativa experimental, além de ser teoricamente inconsistente, e as aplicações numéricas desse processo simplificado têm levado a verdadeiros absurdos, em termos dos acréscimos de armadura.

Kimura (2010), comenta que é necessário a execução de ensaios de laboratório para se ter uma visão mais realista do comportamento de um pilar-parede e verificar se a norma está superestimando os efeitos de 2ª ordem ao não considerar a interação entre as faixas, causando no dimensionamento diferenças discrepantes.

E também, segundo Silva (2020), a norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 permite a análise global da edificação, mas não estabelece uma rigidez específica para pilares-parede, embora propõe adotar uma rigidez secante de 80% da rigidez da seção integra de concreto.

Dessa forma, realizar estudos acerca do dimensionamento de pilares-parede, e do real comportamento da sua rigidez na estrutura é de extrema importância, considerando que os métodos utilizados atualmente ainda precisam evoluir ainda mais.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como propósito estudar e comparar a rigidez secante obtida de seções dimensionadas de um pilar-parede para diferentes resistências à compressão do concreto, dentro de uma estrutura concebida que mais se aproxime

da realidade, isto é, com carregamentos de vento em duas direções e combinações de esforços diferentes.

1.2.3 Objetivos específicos

- Dimensionar um pilar-parede seguindo as diretrizes da norma ABNT NBR 6118:2014, utilizando concretos de diferentes resistências à compressão, para obter as taxas de armadura resultantes.
- Para as combinações mais críticas determinar, através de um diagrama momento-curvatura, feito com auxílio do programa SAP2000, a rigidez das seções dimensionadas, e então comparar as rigidezes obtidas com as reduções especificadas na mesma norma que considera a não linearidade física.

2 CONCEITOS FUNDAMENTAIS

2.1 ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS

A estabilidade global é um quesito muito importante a ser verificado na elaboração de um projeto, pois conforme a dimensão vertical ganha preponderância em relação às demais dimensões os problemas de instabilidade passam a ser significativos (LINS, 2013).

Os efeitos de segunda ordem são reais e estão presentes em todas as obras de concreto armado, sendo extremamente importante saber calcular e avaliar a magnitude dos mesmos (KIMURA, 2007).

A combinação dos fatores imperfeições geométricas, ações verticais, ações horizontais e rigidez dos elementos faz com que a estrutura se manifeste alterando a sua configuração inicial, dessa forma, a estrutura mesmo deformada, atinge uma nova configuração de equilíbrio estável (LINS, 2013).

A verificação da estabilidade global garante a segurança da estrutura perante o estado último de instabilidade, condição que representa a perda da capacidade resistente da estrutura, causada pelo aumento das deformações (MONCAYO, 2011).

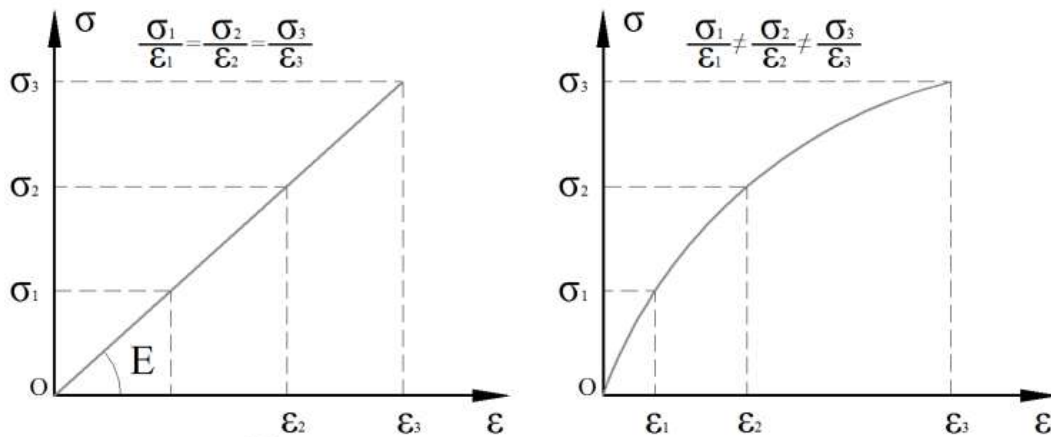
Portanto, deve-se realizar uma análise na qual considere a estabilidade global da estrutura, determinada pela não-linearidade geométrica (NGL) e pela não-linearidade física (NLF) do material que constitui (MONCAYO, 2011).

2.1.1 Não-linearidade física

O projetista deve considerar que o concreto armado não é um material elástico perfeito. O efeito da fissuração, da fluência, o escoamento da armadura, entre outros fatores de menor importância, confere ao concreto armado um comportamento não linear (MONCAYO, 2011).

Para as diferentes tensões ao que o concreto é submetido a resposta do material não é a mesma visto que o módulo de elasticidade não é constante (MONCAYO, 2011).

Figura 1 - Diagrama tensão-deformação do concreto.



Fonte: Lins (2013, p. 53).

A capacidade de carga em pilares de concreto armado está vinculada à relação entre carregamento e deformação, desta forma para a consideração da não-linearidade física em pilares, diagramas retangulares de distribuição de tensões no concreto não podem ser empregados, pois a peça deve ser analisada de solicitações

baixas até a ruína, assim a consideração da não-linearidade física pode ser através da relação momento-curvatura, para cada seção em estudo (AGUIAR, 2000).

Para considerar a variação do comportamento do material conforme o carregamento é aplicado a norma NBR 6118:2014 estabelece valores de redutores de rigidez para os elementos.

Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3E_cI_c$

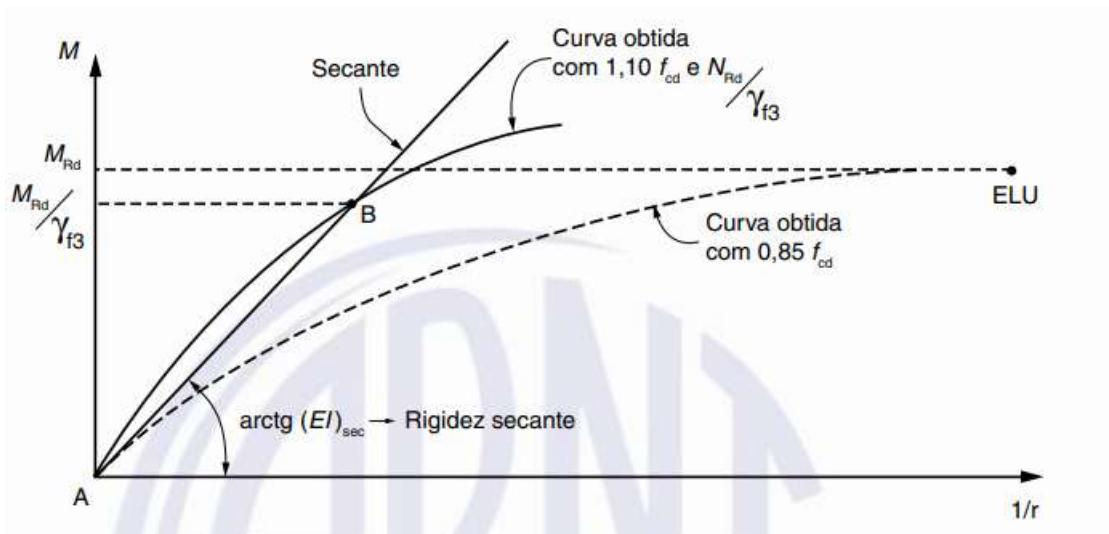
Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4E_cI_c$ para $A_s' \neq A_s$

$(EI)_{sec} = 0,4E_cI_c$ para $A_s' = A_s$

Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8E_cI_c$

Segundo Kimura (2018), essa é uma forma prática e aproximada, no entanto, é possível obter valores mais precisos de rigidez, e aprimorar a avaliação da não-linearidade física, através de diagramas momento-curvatura, ou “M x 1/r”.

Figura 2 – Diagrama momento-curvatura.



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014, p101).

Onde o coeficiente angular da reta AB é caracterizada pela rigidez secante, que pode ser considerada em processos aproximados para flexão composta normal ou oblíqua.

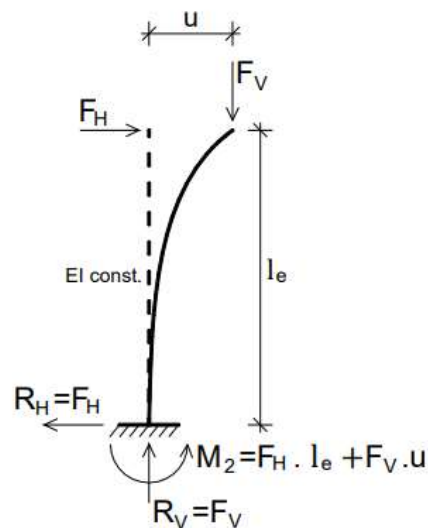
2.1.2 Não linearidade geométrica

Assim como a não linearidade física, a não linearidade geométrica também gera respostas não lineares da estrutura, embora, este comportamento não esteja relacionado as alterações no material constituinte dos elementos, mas a mudança na geometria das peças que constituem a estrutura conforme um carregamento é aplicado (KIMURA, 2018).

Nos edifícios altos deve-se atentar ao problema da NLG quando a estrutura é solicitada por carregamentos verticais e horizontais, porque o carregamento vertical agindo na estrutura pode causar o aparecimento de esforços adicionais capazes de colapsar a estrutura (PINTO, 1997).

Os efeitos da não-linearidade geométrica (NLG) é causada pela mudança de posição da estrutura no espaço. Podemos determiná-los realizando uma análise em que se considere a estrutura na sua configuração final de equilíbrio.

Figura 3 - Estrutura deformada.



Fonte: Moncayo (2011, p. 29).

Considerando a estrutura na posição deformada será gerado um acréscimo de momento na base, em que é resultado do momento de 1ª ordem mais 2ª ordem. Esse acréscimo de momento é um efeito de segunda ordem e quando levado em conta quer dizer que está se considerando a não-linearidade geométrica (MONCAYO, 2011).

A estabilidade estrutural sofre influência do sistema estrutural adotado, na presença de pilares-parede e núcleos rígido os deslocamentos horizontais são amenizados gerando menos efeitos de segunda ordem.

Nas estruturas rígidas esses efeitos são considerados pequenos e pode-se desprezar, no entanto, em estruturas flexíveis, tais efeitos passam a ser relevantes e deve-se obrigatoriamente leva-los em conta. Assim as estruturas podem ser classificadas em estruturas de nós móveis ou de nós fixos, de acordo com a magnitude dos efeitos na análise (PINTO, 1997).

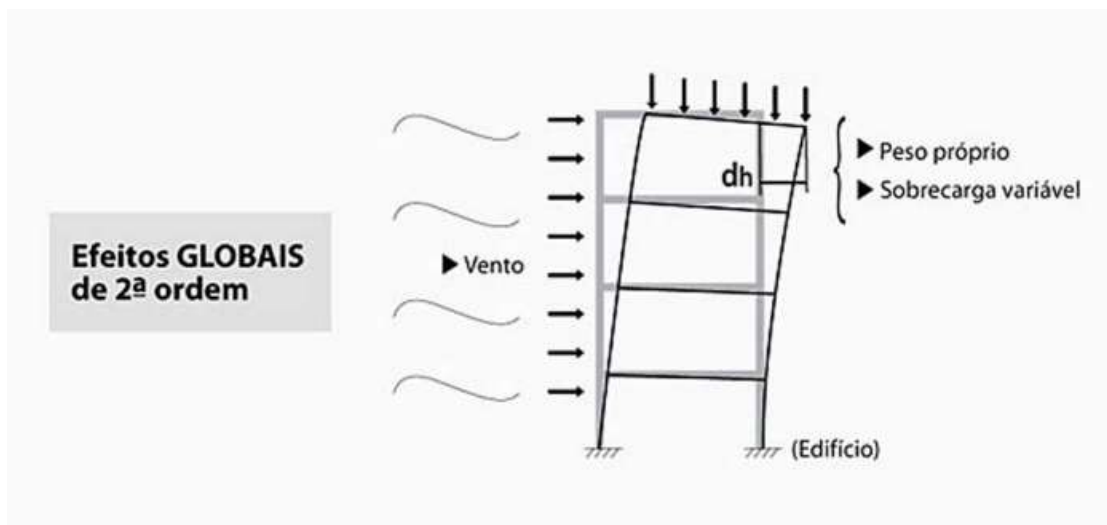
Segundo o item 15.4.2 da NBR 6118:2014, as estruturas são consideradas de nós fixos, quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por consequência, os efeitos globais de segunda ordem são desprezíveis, isto é, inferiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem. Em contrapartida, as estruturas de nós móveis são aquelas em que os deslocamentos horizontais não são pequenos e os efeitos de segunda ordem são importantes, sendo superiores a 10% dos esforços de primeira ordem.

2.2 EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

2.2.1 Efeitos Globais de 2ª ordem

Segundo a NBR 6118:2014, no item 15.4.1, comenta, que a estrutura sob a ação de cargas verticais e horizontais, os nós deslocam-se horizontalmente, assim os esforços de 2ª ordem gerados por esses deslocamentos são chamados de “Efeitos Globais de 2ª ordem”.

Figura 4 – Efeitos globais de 2ª ordem.



Fonte: Kimura (2007, p.557).

2.2.2 Efeitos Locais de 2ª ordem

Nos lances de pilares em que os eixos não se mantêm retilíneos surgem os “efeitos locais de segunda ordem”, onde afetam os esforços solicitantes ao longo dessa barra. Os momentos no topo e na base de um pilar e o esforço de normal compressão produzem efeitos de 2ª ordem.

Figura 5 – Efeitos locais de 2ª ordem.

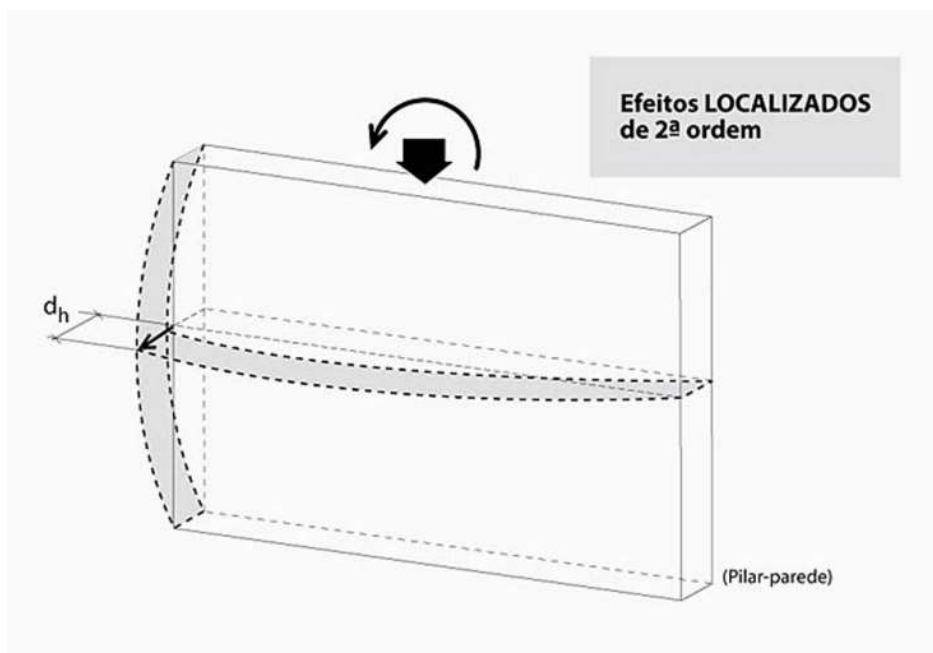


Fonte: Kimura (2007, p.557).

2.2.3 Efeitos Localizados de 2ª ordem

E também se têm os “efeitos localizados” de segunda ordem que geralmente aparecem em pilares-parede, em determinadas regiões, principalmente nas extremidades onde podem apresentar uma não retilidade maior do que a do eixo do pilar, causando efeitos mais localizados de 2ª ordem.

Figura 6 – Efeitos localizados de 2ª ordem.

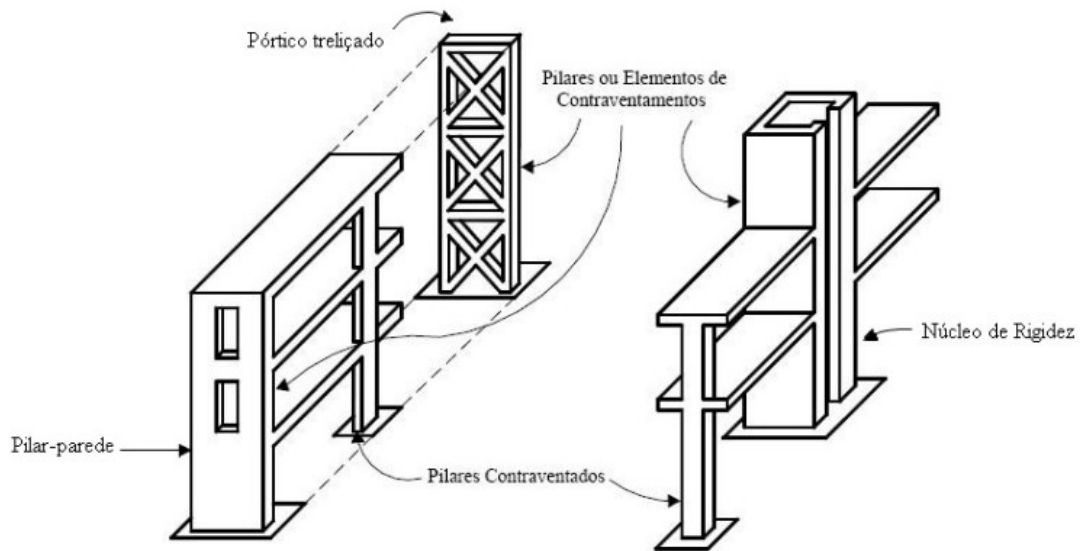


Fonte: Kimura (2007, p.558).

2.3 SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO

Em uma estrutura é possível identificar subestruturas que promovem o contraventamento. A NBR 6118:2014 classifica as subestruturas que têm maior rigidez às ações horizontais e absorvem grande parte desses esforços em subestruturas de contraventamento e as que possuem menor rigidez e não participam dessa subestrutura em estruturas contraventadas.

Figura 7 – Pilares contraventados e elementos de contraventamento.



Fonte: Fusco (1981, p. 235).

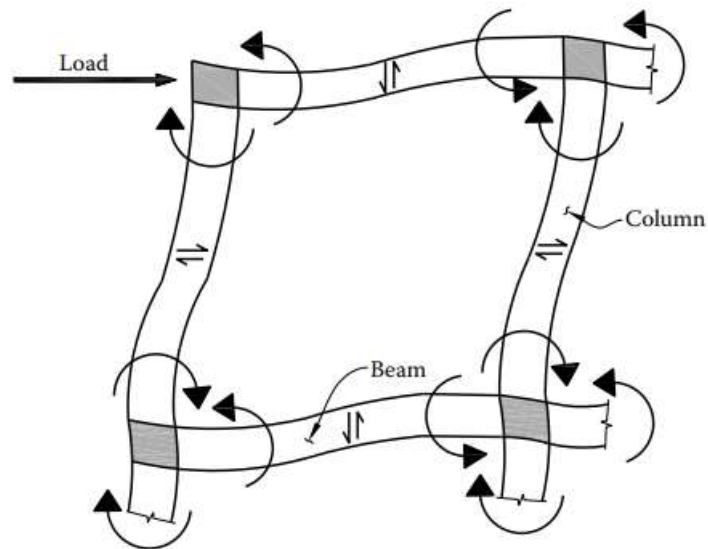
O tipo de sistema estrutural utilizado pelo engenheiro estrutural para edifícios altos é determinado pelo arranjo estrutural dos elementos com a finalidade de resistir eficientemente às várias combinações de esforços verticais e horizontais na estrutura. Deve-se levar em conta uma gama de fatores ao adotar um sistema estrutural como a disposição da planta da edificação, os materiais utilizados, o método construtivo, a arquitetura externa, a natureza e magnitude dos carregamentos horizontais, quanto mais esbelta a edificação mais significativo esses fatores se tornam e mais necessário a utilização de um sistema estrutural adequado (SMITH e COULL, 1991).

2.3.1 Pórticos

Pórticos rígidos consistem em um sistema estrutural formado por vigas e pilares unidos por conexões rígidas. A rigidez lateral do pórtico depende das rigidezes dos pilares e vigas e conexões entre esses elementos. A principal vantagem em utilizá-lo é seu arranjo retangular que promove uma maior liberdade arquitetônica no posicionamento das paredes, bem como de janelas e portas. Ao adotar esse sistema como único para resistir aos esforços laterais, com vãos entre 6m e 9m, os pórticos

rígidos são econômicos até 25 pavimentos, acima disso se torna antieconômico, pois as seções dos elementos tornam-se muito maiores (SMITH e COULL, 1991).

Figura 8 – Sistema de pórticos e a representação dos esforços nos elementos.



Fonte: Taranath (2011, p. 37).

Os esforços cortantes atuantes nas colunas fazem com que os diagramas das colunas se deformem em dupla concavidade com o ponto de inflexão próximo da altura média do pilar. Os momentos gerados nas conexões entre os pavimentos, acima e abaixo, são resistidos pelas vigas que tem comportamento similar com diagrama de momentos em dupla concavidade com ponto de inflexão no meio do vão. De forma que, as deformações rotacionais causadas pelos esforços cisalhantes contribuem significativamente para a deflexão horizontal (TARANATH, 2010).

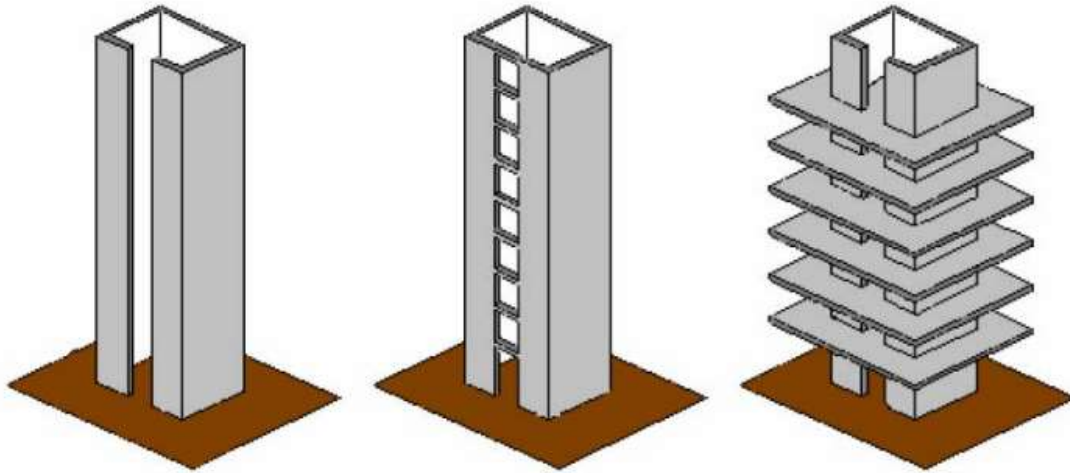
Embora esse sistema seja econômico até 25 pavimentos, quando em conjunto com pilares parede e núcleos de concreto torna-se econômico em alturas ainda maiores (SMITH e COULL, 1991).

2.3.2 Núcleos rígidos

O sistema de núcleos estruturais é uma técnica adotada para enrijecer as estruturas de edifícios altos. São formados por uma combinação tridimensional de pilares-parede que formam uma seção aberta ou fechada e geralmente são

posicionados nos poços de elevadores ou das escadas. A posição no núcleo na estrutura pode causar assimetria no edifício, com isso, quando o carregamento horizontal atuar surgem efeitos de flexão e torção que devem ser considerados no cálculo (SOUSA, 2001).

Figura 9 – Sistema de contraventamento com núcleo rígido.

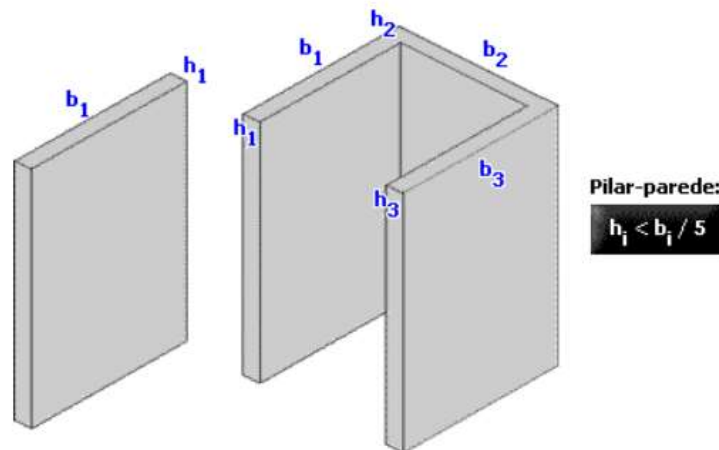


Fonte: Carneiro e Martins (2008).

2.3.3 Pilares-parede

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 pilares-parede são elementos de superfície plana ou casca cilíndrica usualmente posicionados na vertical e submetidos principalmente por esforços de compressão. Podendo ser formado por uma ou mais lâminas, e com uma de suas dimensões da seção transversal menor que 1/5 da maior.

Figura 10 – Esquema e dimensões de um pilar-parede.



Fonte: Kimura (2010).

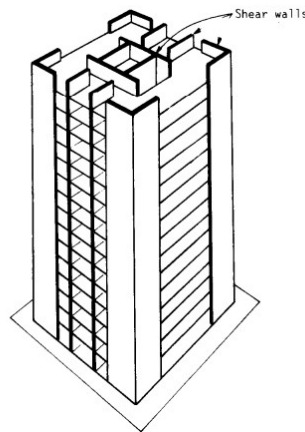
Levando em conta a pequena espessura das paredes em relação as dimensões da seção transversal resulta em um elemento de grande rigidez e menor peso próprio se comparado a uma seção maciça, reduzindo a carga nas fundações. Embora tenha um maior consumo de fôrmas, aço e concreto para sua execução apresenta grande vantagens em adotá-lo em edifícios altos (ARAÚJO, 2006).

Os pilares-parede resistem aos esforços laterais provenientes de ventos e sismos através de um sistema formado pelos pavimentos da edificação e o próprio pilar-parede. Devido a elevada rigidez das lajes que geralmente são em concreto armado, atuam como diafragmas rígidos que transferem as cargas das ações laterais ao pilar. Esta distribuição de esforços depende da rigidez do diafragma, da posição do centro de massa e de torção do sistema estrutural da edificação (CARNEIRO E MARTINS, 2008).

Pilares-parede ou “Shear-Walls” no inglês, é o sistema mais utilizado para resistir à carregamentos laterais, podendo ser aplicado em uma larga escala de situações, e têm sido usados para edificações de 10 a 50 pavimentos (TARANATH, 2010).

Em edificações baixas e médias, se pilares-parede são combinados com pórticos é razoável assumir que todo carregamento lateral é resistido por eles, e então os pórticos podem ser dimensionados apenas para os esforços verticais (SMITH e COULL, 1991).

Figura 11 – Edifício com pilares-parede.



Fonte: Smith e Coull (1991).

2.4 MÉTODO DE DETERMINAÇÃO DE EFEITOS GLOBAIS DE 2ª ORDEM

2.4.1 Coeficiente Gama Z

O coeficiente γ_Z criado por Franco e Vasconcelos (1991) é um parâmetro que avalia de forma eficiente a estabilidade global de um edifício em concreto armado, através desse método é possível estimar esforços de 2ª ordem apenas com a majoração de esforços de primeira ordem (MONCAYO, 2011).

Segundo a NBR 6118:2014, no item 15.5.3 é válido para estruturas de no mínimo 4 pavimentos, e pode ser obtido por meio de uma análise linear de 1ª ordem para cada combinação de esforços e adotando-se os valores de rigidez contidos no item 15.7.2 da mesma NBR.

É dado pela expressão:

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

Onde:

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, isto é, a soma dos momentos de todas as forças horizontais em relação à base do edifício, na combinação considerada.

$$M_{1,tot,d} = \sum F_{hi,d} \cdot y_i \quad (2)$$

$\Delta M_{tot,d}$ é soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura pelo seu deslocamento horizontal em cada pavimento, na combinação considerada, obtidos na análise de 1ª ordem.

$$\Delta M_{tot,d} = \sum W_i \cdot \delta_{hi} \quad (3)$$

A estrutura é classificada como de nós fixos quando respeitada a condição de $\gamma_z \leq 1,1$ quando o parâmetro encontra-se entre $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$ é considerada de nós móveis.

Segundo a NBR 6118:2014, sob a ação de forças horizontais, a estrutura é sempre considerada deslocável. A estrutura ser considerada de nós fixos dispensa apenas a consideração dos esforços globais de 2ª ordem.

No item 15.7.2 da NBR 6118:2014, é dada uma aproximação para os esforços globais de segunda ordem que pode ser obtida a partir da majoração adicional dos esforços horizontais na combinação considerada por $0,95 \cdot \gamma_z$, sendo válida quando $\gamma_z \leq 1,3$.

2.5 CARREGAMENTO HORIZONTAL

2.5.1 Vento

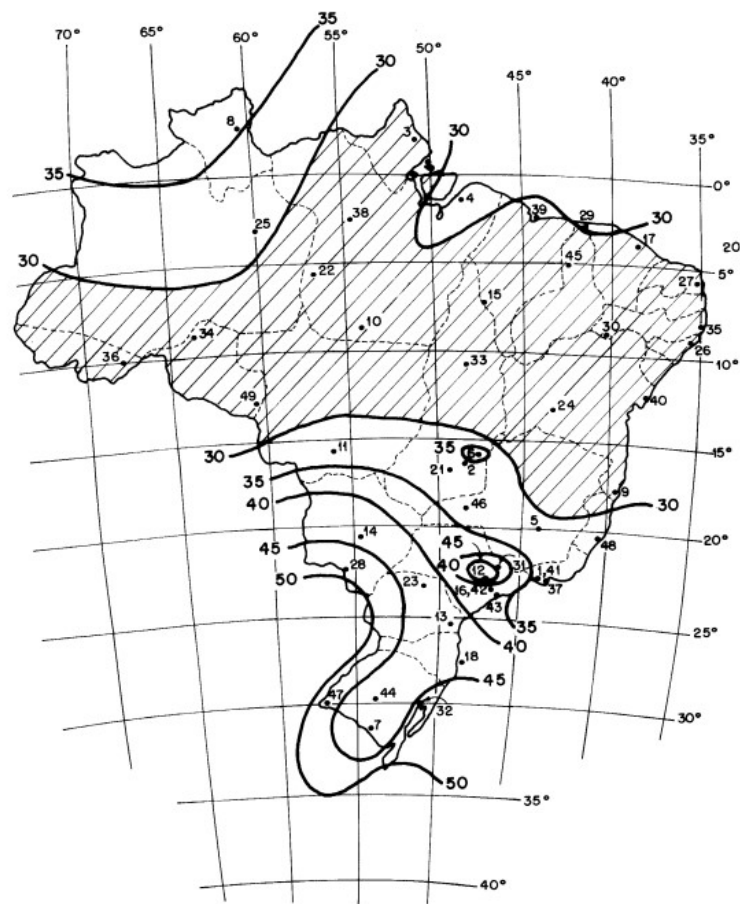
A geometria esbelta das edificações aliada ao seu menor peso próprio em relação á sua estrutura é possível graças ao emprego de materiais mais resistentes e ao avanço no conhecimento das propriedades dos materiais e as técnicas modernas da construção civil, tendo como resultado estruturas de menor rigidez e mais suscetíveis à ação do vento por surgirem efeitos dinâmicos de importância como oscilações e vibrações (CHÁVEZ, 2006).

O movimento do ar, o vento, tem como principal causa as diferenças de pressão atmosféricas, causadas pela energia do sol que provoca gradientes de temperatura

no ar. Em regiões mais aquecidas o ar sobe dando lugar ao ar das vizinhanças, onde as pressões são maiores (BLESSMANN, 2013).

A velocidade do vento muda para diferentes localidades, sendo assim, a NBR 6123:1988 indica um mapa de isopletas que determina a velocidade básica do vento na região onde está edificação será construída, como mostra a figura 12.

Figura 12 – Isopletas da velocidade básica do vento V_o (m/s).



Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

A velocidade característica da região estudada é determinada, de acordo com o item 4.2 da ABNT NBR 6123:1988, através da equação (4):

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (4)$$

Onde:

- V_0 É a velocidade básica do vento considerada como a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10m acima do terreno, em campo aberto e plano.

- S_1 É o fator topográfico que leva em consideração as variações do relevo do terreno que pode ser: terreno plano ou fracamente acidentado, talude e morros e vales profundos protegidos de ventos em todas direções.

- S_2 Este fator combina os efeitos da rugosidade do terreno, da velocidade do vento com a altura acima do terreno e as dimensões da edificação, para isso se faz uso da equação (5) abaixo, na qual é necessário primeiro definir a categoria e classe que pertence a edificação para então determinar os parâmetros da equação.

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{Z}{10}\right)^p \quad (5)$$

- S_3 O fator estatístico é baseado em conceitos estatísticos e expressa o grau de segurança necessário para estrutura e a vida útil da edificação.

Após calculada a velocidade característica do vento é possível determinar a pressão dinâmica pela expressão:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (6)$$

Sendo: q em N/m^2 e V_k em m/s

O próximo passo é calcular a componente da força global na direção do vento, ou seja, a força de arrasto em cada pavimento, através da equação (7).

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (7)$$

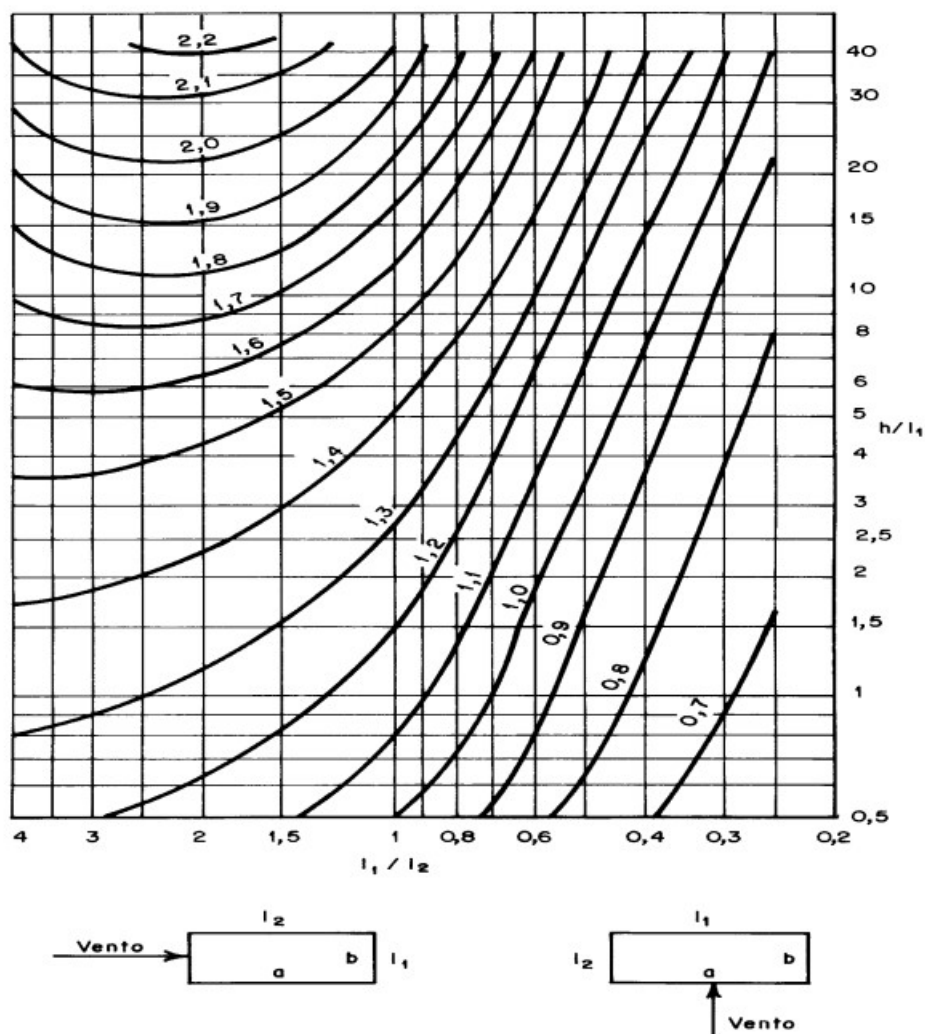
Onde:

- C_a É o coeficiente de arrasto para ventos de baixa turbulência, o qual é determinado com auxílio do diagrama da Figura 13, de acordo com a ABNT NBR 6123:1988;

- q É a pressão dinâmica do vento calculada através da equação em (N/m²);

- A_e É a área efetiva frontal efetiva, ou seja, é a área de projeção de um plano perpendicular à direção do vento.

Figura 13 – Coeficiente de arrasto, para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.



Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

2.6 PILARES-PAREDE

2.6.1 Dimensionamento conforme a NBR 6118:2014

A norma estabelece que para os pilares serem incluídos como elementos lineares no conjunto resistente da estrutura, deve cumprir com o critério de que sua seção transversal permaneça em sua forma através de travamentos nos demais pavimentos e que efeitos locais e localizados sejam avaliados.

2.6.2 Dispensa da análise dos efeitos localizados de 2ª ordem

Segundo a norma no item 15.9.2, se a lâmina analisada do pilar-parede obedecer à condição da base e o topo estiverem convenientemente fixados nas lajes do edifício e a esbeltez da lâmina ser menor que 35, então podem ser desprezados os efeitos localizados de segunda ordem. A esbeltez é dada pela expressão abaixo.

$$\lambda_i = 3,46 \frac{l_{ei}}{h_i} \quad (8)$$

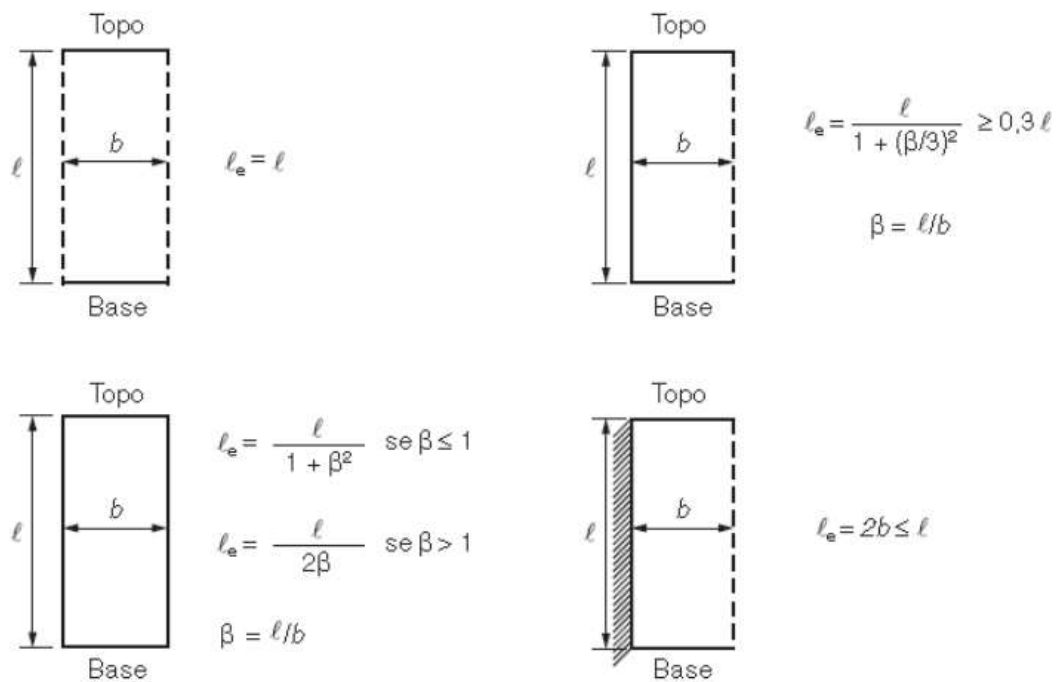
Onde, para a lâmina:

l_{ei} é o comprimento equivalente;

h_i é a espessura da lâmina.

Para o cálculo do comprimento equivalente se considera as seguintes condições, conforme a figura 14.

Figura 14 – Equações para cálculo do comprimento equivalente.



Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

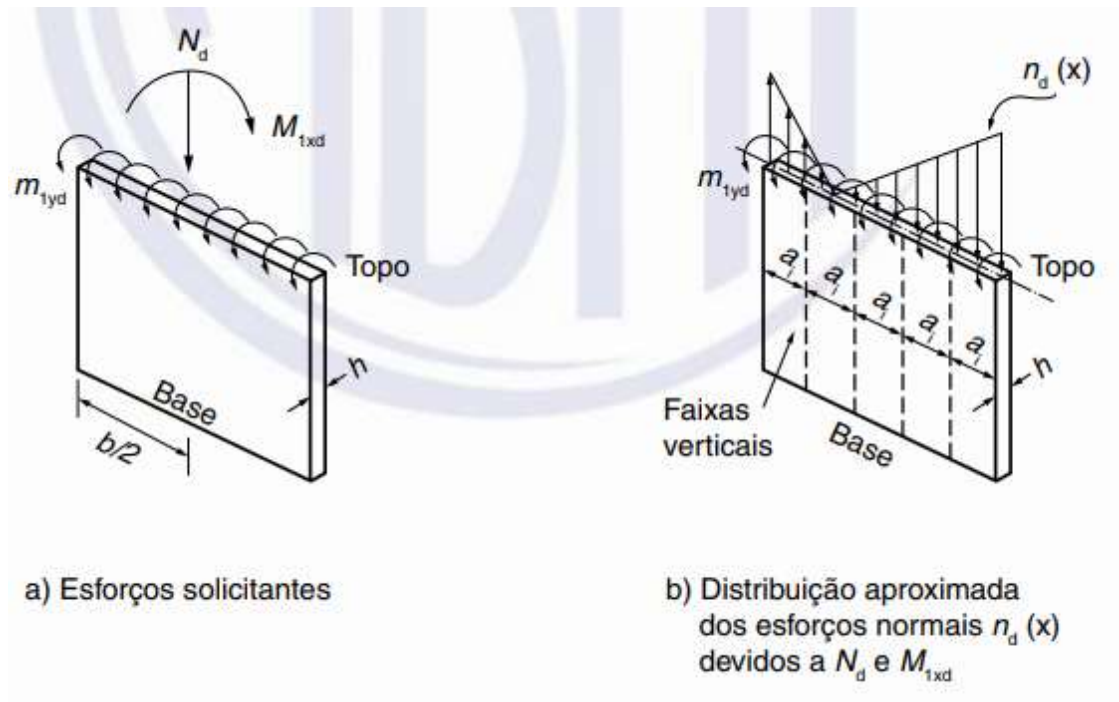
2.6.3 Método aproximado para consideração do efeito localizado de 2ª ordem

Para os pilares que têm esbeltez das lâminas superior a 35 e inferiores a 90, a norma NBR 6118:2014 propõe um método de cálculo por faixas, onde se decompõe o pilar em faixas verticais, as quais serão analisadas como pilares isolados, submetidos aos esforços N_i e M_{yid} .

As dimensões do pilar-parede são balizadas pela expressão (9) e os esforços atuantes são representados na figura 15.

$$a_i = 3h \leq 100cm \quad (9)$$

Figura 15 – Esforços atuantes em um pilar parede.



Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Onde:

a_i é a largura da faixa;

N_i é a força normal na faixa i ;

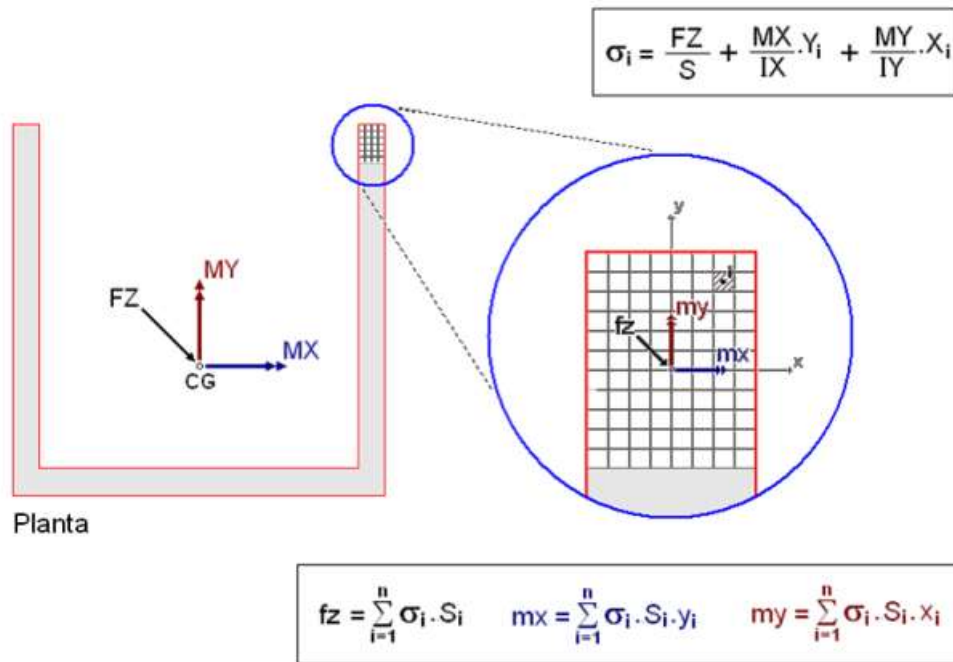
m_{1yd} é o momento fletor distribuído nas faixas;

M_{1xd} é o momento na direção mais rígida do pilar.

2.7 DECOMPOSIÇÃO ESFORÇOS

O esforço total atuante no pilar é dividido entre as faixas considerando uma distribuição de tensões linear ao longo da seção. (KIMURA, 2010)

Figura 16 – Decomposição dos esforços em um pilar parede.



Fonte: Kimura (2010).

Assim, simplificando conforme Cristina (2018), para um pilar retangular o esforço normal atuante em casa faixa pode ser determinado pelas seguintes equações:

$$N_{Sd,faixai} = \frac{N_d}{n^{\circ} \text{ faixas}} + \sum (\sigma_{xi} \cdot A_f) \quad (10)$$

$$N_{Sd,faixai} = \frac{N_d}{n^{\circ} \text{ faixas}} + \left(\frac{M}{I} \cdot y \right) \cdot A_f \quad (11)$$

Onde:

N_d é o esforço normal;

M momento na direção mais rígida do pilar;

I momento de inércia da seção transversal do pilar;

y distância do centro geométrico da faixa até o centro de gravidade do pilar;

A_f área da seção transversal da faixa.

2.8 MOMENTOS MÍNIMOS

A norma NBR 6118:2014, no item 11.3.3.4.3 permite que o efeito das imperfeições geométricas locais nos pilares e pilares parede esteja atendido, se for obedecido o valor de momento total mínimo, calculado de acordo com a equação (12).

$$M_{1d,min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot h) \quad (12)$$

Onde:

$M_{1d,min}$ Momento mínimo de primeira ordem;

N_d Esforço normal;

h Altura da seção transversal na direção considerada.

O próximo passo é obter os momentos totais atuantes em cada faixa vertical do pilar-parede, podendo ser utilizados os métodos aproximados utilizados para pilares, definidos no item 15.8.3.3 da ABNT NBR 6118:2014, os quais são:

- Método do pilar-padrão com curvatura aproximada;
- Método do pilar-padrão com rigidez k aproximada;
- Método do pilar-padrão acoplado a diagramas M , N , $1/r$.

2.9 MÉTODO DO PILAR-PADRÃO COM RIGIDEZ K APROXIMADA

Segundo a NBR 6118:2014, este método pode ser empregado apenas para pilares com a seção retangular constante, rigidez inferior a 90 e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo.

Nesse método a não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformação na barra seja senoidal, e a não linearidade física é considerada através de uma expressão aproximada da rigidez.

Resolvendo a Equação (13) do segundo grau, determina-se o momento total máximo na faixa, denotado por $M_{Sd,tot}$.

$$A \cdot M_{Sd,tot}^2 + B \cdot M_{Sd,tot} + C = 0 \quad (13)$$

$$M_{Sd,tot} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2 \cdot A} \quad (14)$$

Onde:

$$A = 5 \cdot h \quad (15)$$

$$B = h^2 \cdot N_d - \frac{N_d \cdot l_e^2}{320} - 5 \cdot h \cdot \alpha_b \cdot M_{1d,A} \quad (16)$$

$$C = -N_d \cdot h^2 \cdot \alpha_b \cdot M_{1d,A} \quad (17)$$

2.10 DIMENSIONAMENTO DE ARMADURAS LONGITUDINAIS

Após calculado os esforços máximos, pode-se determinar a área de aço na seção de concreto que atenda as solicitações através dos ábacos de Venturini, primeiramente obtendo os coeficientes nas equações abaixo:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (18)$$

$$\mu = \frac{M_{sd,tot}}{A_c \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (19)$$

$$\delta = \frac{d'}{h} \quad (20)$$

Onde:

A_c é a área de concreto da seção transversal da faixa;

f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto;

d' é a distância de cobrimento da armadura longitudinal.

A partir dos valores dos coeficientes calculados, e determinada a taxa mecânica de armadura w , pode-se calcular a área de aço necessária para cada faixa, através da Equação (21).

$$A_s = \frac{w \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (21)$$

Onde:

f_{yd} é a resistência de cálculo ao escoamento do aço.

No caso da área de aço obtida no dimensionamento ser menor que a armadura mínima, calculada através da Equação (22), adota-se a mínima, conforme estabelecido na norma NBR 6118:2014.

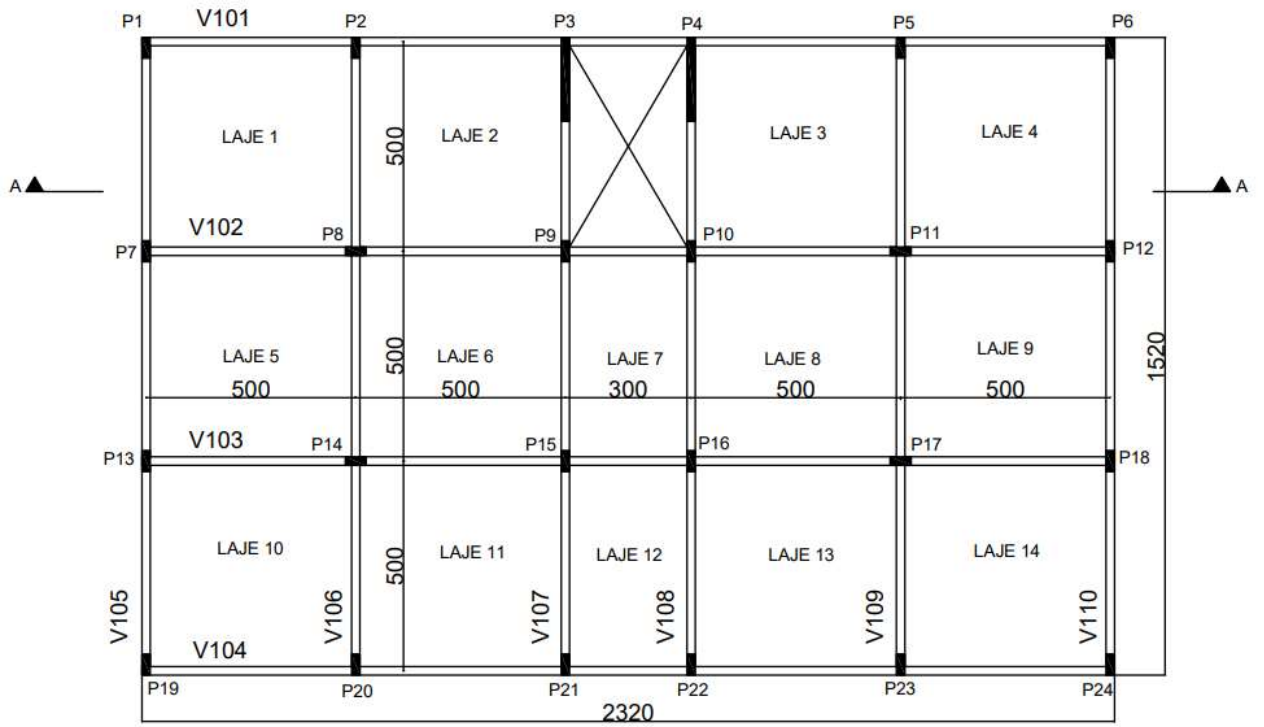
$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c \quad (22)$$

3 METODOLOGIA

3.1 MODELO ESTRUTURAL

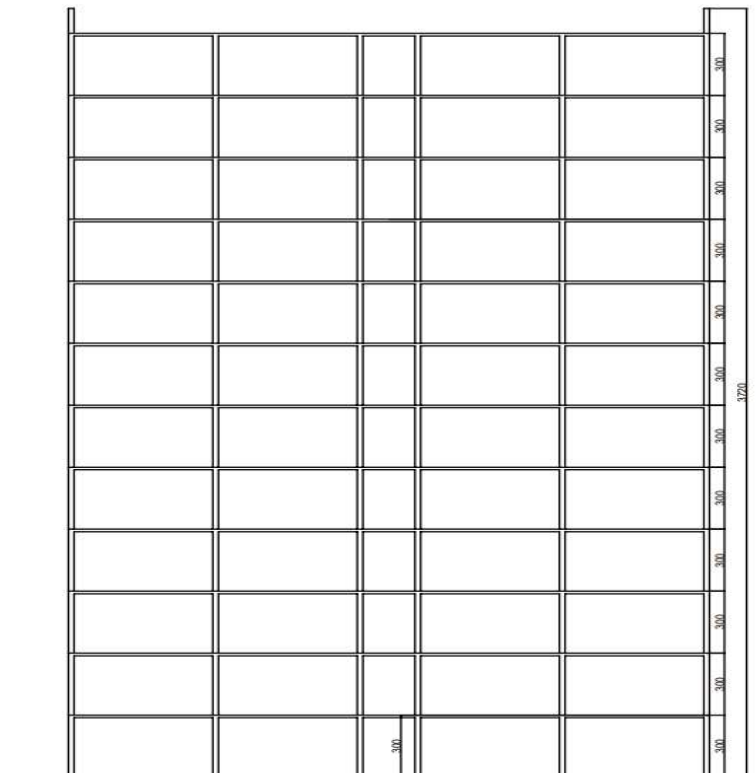
O edifício modelo proposto possui 12 pavimento, dos quais onze tipo e uma cobertura, com altura entre pisos de 3 metros e altura total da edificação de 37,20 junto com a platibanda de 1,2 metros. É uma estrutura composta por pórticos rígidos de pilares e vigas contínuas, e também pilares-parede P3 E P4 como elementos de contraventamento junto ao poço de escadas e elevadores.

Figura 17 – Planta baixa do edifício modelo.



Fonte: Autor (2023).

Figura 18 – Corte AA



Fonte: Autor (2023).

3.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS

3.2.1 Pré-dimensionamento dos pilares

Para determinar a área de concreto dos pilares, foi necessário estimar a força normal atuante nos pilares, para isso definiu-se uma área de influência A_i como sendo a metade dos vãos nas duas direções x e y perpendiculares ao pilar. Foi considerada uma carga atuante de 12 kN/m² para cada área de influência e considerada uma majoração dependendo da posição do pilar: para pilares de canto $\gamma = 2,5$, para pilares de extremidade $\gamma = 2,2$ e para pilares internos $\gamma = 1,8$.

A área de concreto A_c . Foi determinada através das expressões abaixo:

$$N_{sd} = \gamma \cdot q \cdot A_i \cdot n \quad (23)$$

$$A_c = \frac{N_{sd}}{0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot \sigma_{0,002}} \quad (24)$$

Onde:

γ coeficiente majorador;

n número de pavimentos;

ρ taxa de armadura adotada de 0,015;

$\sigma_{0,002}$ tensão no aço para deformação de 0,002, sendo de 42 kN/m².

O pré-dimensionamento dos pilares foi feito através da Tabela 1, abaixo:

Tabela 1 – Pré-dimensionamento das seções dos pilares.

PRÉ - DIMENSIONAMENTO PILARES DO TÉRREO								
Pilar	Ai(m ²)	Nk(kN)	Coef.	Nsd(kN)	Ac.(m ²)	B(cm)	H(cm)	H Adot.
P1	6,76	973,44	2,5	2433,60	795,67	20	39,78	40
P2	13	1872,00	2,2	4118,40	1346,51	25	53,86	54
P3 E P4	PILAR PAREDE							
P5	13	1872,00	2,2	4118,40	1346,51	25	53,86	54
P6	6,76	973,44	2,5	2433,60	795,67	20	39,78	40
P7	13	1872,00	2,2	4118,40	1346,51	25	53,86	54
P8	25	3600,00	1,8	6480,00	2118,64	30	70,62	71
P9	20	2880,00	1,8	5184,00	1694,91	20	84,75	85
P10	20	2880,00	1,8	5184,00	1694,91	20	84,75	85
P11	25	3600,00	1,8	6480,00	2118,64	30	70,62	71
P12	13	1872,00	2,2	4118,40	1346,51	25	53,86	54
P13	13	1872,00	2,2	4118,40	1346,51	25	53,86	54
P14	25	3600,00	1,8	6480,00	2118,64	30	70,62	71
P15	20	2880,00	1,8	5184,00	1694,91	20	84,75	85
P16	20	2880,00	1,8	5184,00	1694,91	20	84,75	85
P17	25	3600,00	1,8	6480,00	2118,64	30	70,62	71
P18	13	1872,00	2,2	4118,40	1346,51	25	53,86	54
P19	6,76	973,44	2,5	2433,60	795,67	20	39,78	40
P20	13	1872,00	2,2	4118,40	1346,51	25	53,86	54
P21	10,4	1497,60	2,2	3294,72	1077,21	25	43,09	44
P22	10,4	1497,60	2,2	3294,72	1077,21	25	43,09	44
P23	13	1872,00	2,2	4118,40	1346,51	25	53,86	54
P24	6,76	973,44	2,5	2433,60	795,67	20	39,78	40

Fonte: Autor (2023).

3.2.2 Pré-dimensionamento das vigas

Para pré-dimensionar as vigas usou-se a média dos vãos entre pilares da viga contínua e através da expressão $\frac{Lm}{12}$ chegou-se a altura da viga, e para largura fixou-se a largura da alvenaria de 20 cm.

Tabela 2 – Pré-dimensionamento de vigas

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE VIGAS								
Viga	L1(m)	L2(m)	L3(m)	L3(m)	L5(m)	Lm(m)	H(m)	H adotado(cm)
V101	5	5	3	5	5	4,6	0,38	38
V102	-	-	3	-	-	3,0	0,25	25
V103	5	5	3	5	5	4,6	0,38	38
V104	5	5	3	5	5	4,6	0,38	38
V105	5	5	3	5	5	4,6	0,38	38
V106	5	5	5	-	-	5,0	0,42	42
V107	5	5	5	-	-	5,0	0,42	42
V108	5	5	3	-	-	4,3	0,36	36
V109	5	5	3	-	-	4,3	0,36	36
V110	5	5	5	-	-	5,0	0,42	42
V111	5	5	5	-	-	5,0	0,42	42

Fonte: Autor (2023).

3.2.3 Pré-dimensionamento das lajes

As lajes adotadas para o projeto são maciças e obedecem a relação $\frac{L_x}{40}$, ou seja, o menor vão dividido por quarenta. No caso em estudo os vão são de $L_x = 5m$, portanto adotou-se uma laje de espessura de 12,5 cm em todo pavimento.

3.3 DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS

Definiu-se que para uma primeira análise quanto a estabilidade global da edificação os pilares e os pilares-parede na estrutura possuem resistência à compressão do concreto de 40MPa, e para as vigas e lajes de 35MPa.

Para calcular os módulos de elasticidade inicial do material concreto utilizou-se a Equação (25), logo abaixo, que se encontra no item 8.2.8 da norma NBR 6118:2014.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (25)$$

Onde α_E depende do material do agregado empregado no concreto, neste caso o basalto de valor 1,2.

Assim:

Pilares:

$$E_{ci} = 1,2 \cdot 5600 \cdot \sqrt{40} = 42501011 \text{ kN/m}^2$$

Vigas e lajes:

$$E_{ci} = 1,2 \cdot 5600 \cdot \sqrt{35} = 39756056 \text{ kN/m}^2$$

O módulo de deformação secante foi estimado através da Equação (26), para as resistências de 25MPa, 30MPa, 35MPa e 40 MPa, as quais serão utilizadas também posteriormente no dimensionamento do pilar-parede, conforme o item 8.2.8 da mesma norma, e encontra-se na Tabela 3, logo abaixo.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (26)$$

Onde:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (27)$$

Tabela 3 – Cálculo dos módulos de deformação secante.

Fck	E_{ci}(kN/m²)	α_i	E_{cs}(kN/m²)
40	42501011	0,90	38250910
35	39756056	0,89	35283499
30	36806955	0,88	32206085
25	33600000	0,86	28980000

Fonte: Autor (2023).

Também é preciso considerar as reduções da rigidez dos elementos devido aos efeitos da não linearidade física para cada tipo de elemento, as quais estão especificadas no item 2.1.1.

Para se obter o valor da rigidez reduzida, ao definir o material no programa SAP2000, aplica-se o valor do coeficiente redutor da rigidez no módulo de elasticidade, pois o programa calcula automaticamente o valor da inércia do elemento quando feita a análise da estrutura.

Figura 19 – Definição das propriedades dos materiais.

S Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: CONCRETO C40

Material Type: Concrete

Material Grade: C40

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: 30600728,

Poisson, U: 0,2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9,900E-06

Shear Modulus, G: 12750303,

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 40000,

Expected Concrete Compressive Strength: 40000,

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

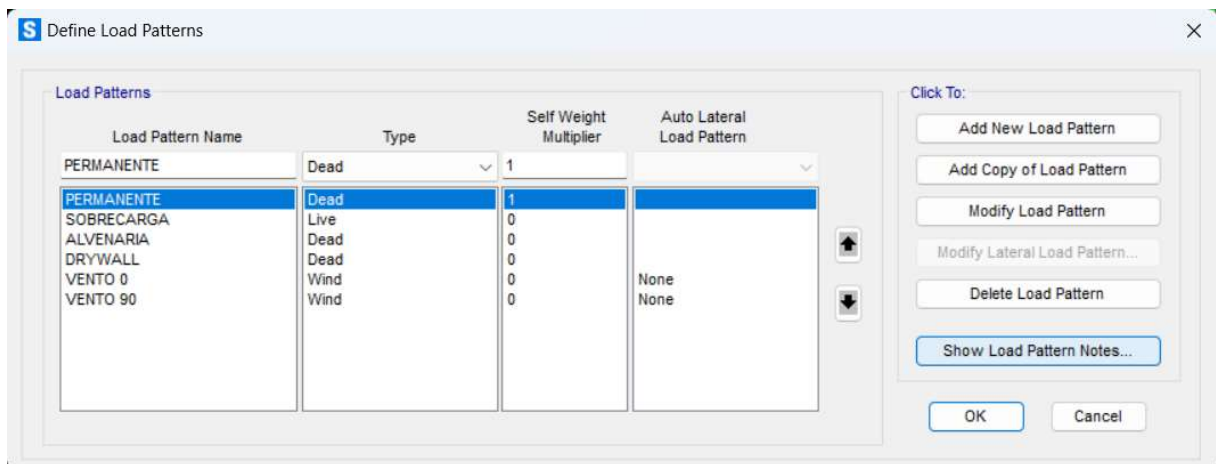
Fonte: SAP2000.

3.4 AÇÕES

De acordo com a NBR 6118:2014 as ações classificam-se em permanentes, variáveis e excepcionais, e para cada tipo de obra devem-se respeitar suas peculiaridades e as normas aplicáveis. As ações permanentes podem ser diretas ou indiretas, nas ações permanentes diretas é considerado o peso próprio dos elementos que atuam por toda vida da estrutura, enquanto que nas ações permanentes indiretas são ações decorrentes de retração do concreto, fluência do concreto, imperfeições geométricas, imperfeições globais e protensão. As ações variáveis são classificadas como normais ou especiais, dependendo da probabilidade de ocorrer durante a vida útil da estrutura, quanto as cargas variáveis normais elas têm alta probabilidade de ocorrência e devem ser consideradas em projeto, por outro lado as especiais

causadas por ações sísmicas ou de natureza especiais também devem ser consideradas. E para ações excepcionais são casos especiais de carregamento com valores definidos, em cada caso particular, por normas brasileiras específicas. No estudo em questão será considerado as ações permanentes diretas e variáveis normais, isto é, o peso próprio dos elementos, sobrecarga e vento.

Figura 20 – Definição dos carregamentos no SAP2000.

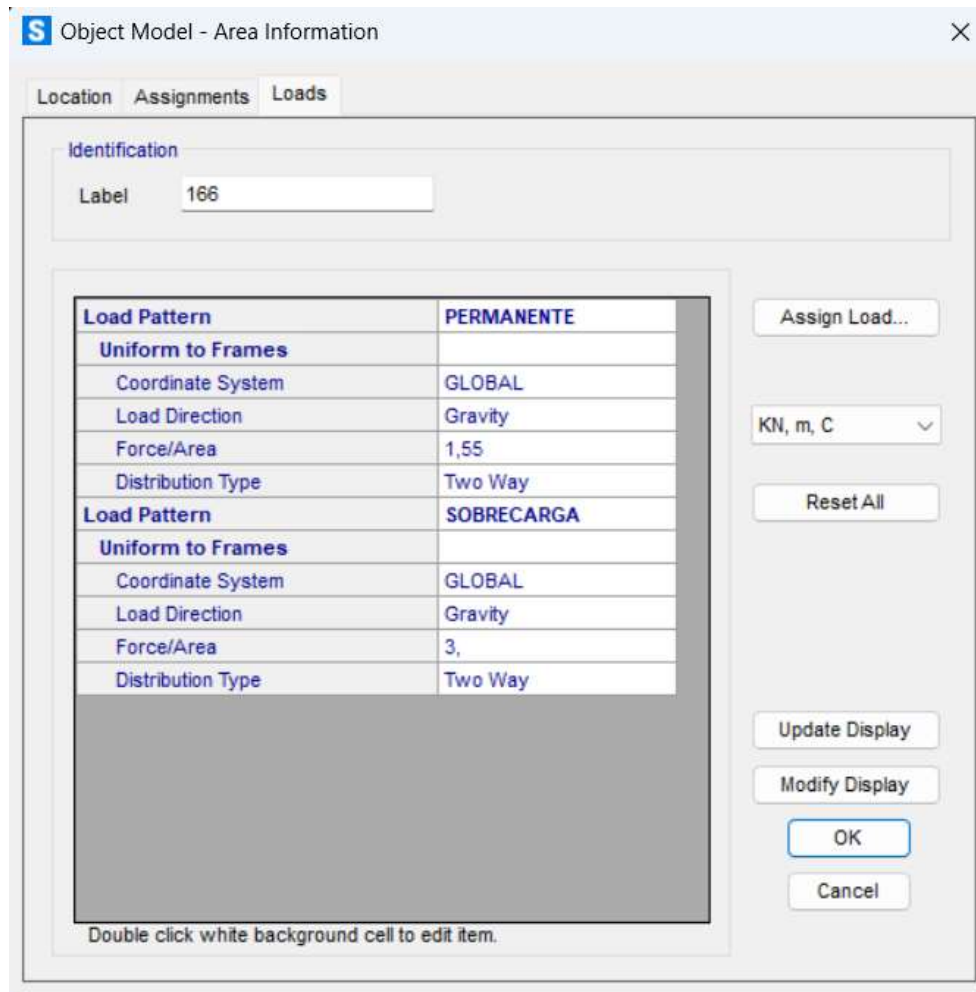


Fonte: SAP2000.

3.4.1 Ações permanentes

As ações permanentes do peso próprio dos elementos classificadas como “DEAD” pelo software SAP2000 são calculadas automaticamente pelo programa após definidas as seções dos pilares, vigas e lajes, e o tipo de material, no caso o concreto. As demais cargas permanentes como alvenaria, piso, forro e sobrecarga foram adicionados manualmente nos elementos de laje.

Figura 21 – Definindo cargas distribuídas nas lajes.



Fonte: SAP2000.

Os carregamentos permanentes utilizados na estrutura estão na tabela abaixo e foram determinados utilizando a norma NBR 6120:2019.

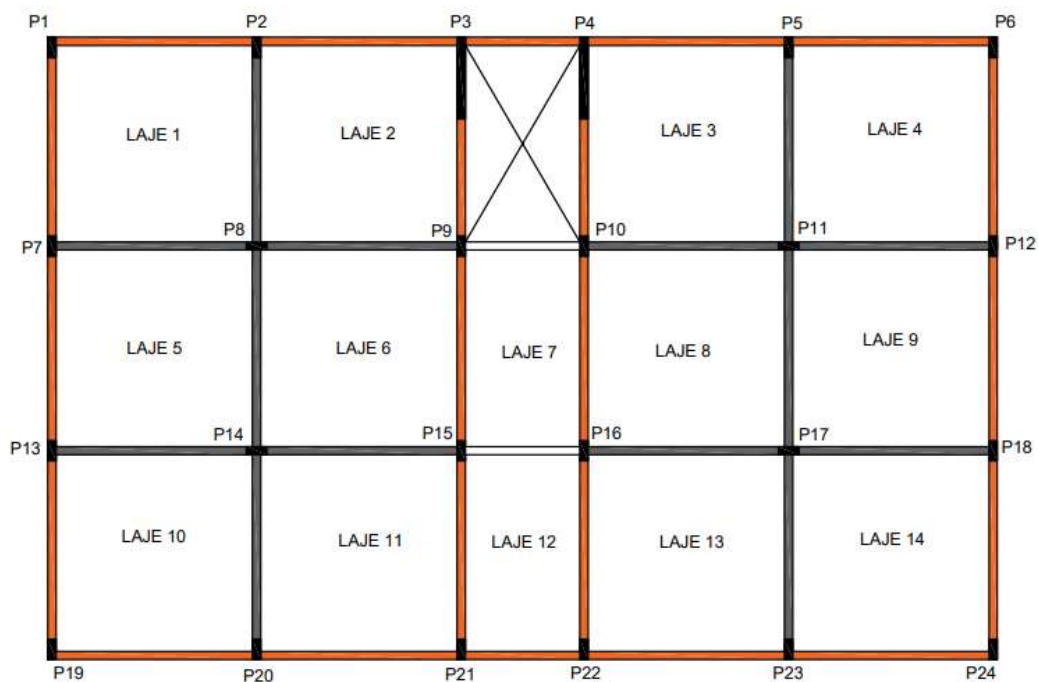
Tabela 4 – Carregamentos permanentes na estrutura.

Cargas Permanentes Pav. Tipo			Cargas Permanentes Cobertura		
Concreto	2,5	kN/m ²	Concreto	2,5	kN/m ²
Revestimentos	1	kN/m ²	Piso	0,3	kN/m ²
Piso	0,3	kN/m ²	Impermeabilização + prot. Mecânica	1,8	kN/m ²
Forro Gesso	0,25	kN/m ²			
Parede de Dry-wall	1,5	kN/m	Alvenaria	2,58	kN/m
Alvenaria	6,45	kN/m			

Fonte: Autor (2023).

Sobre as vigas foram inseridas cargas distribuídas de paredes como representado na Figura 22, em que na cor laranja representa a alvenaria e na cinza o dry-wall, para todos os pavimentos tipo, para cobertura foi considerado somente a carga de alvenaria da platibanda.

Figura 22 – Definição das paredes na edificação.



Fonte: Autor (2023).

3.4.2 Ações variáveis

O projeto modelo objeto de estudo é uma edificação comercial que segundo a NBR 6120:2019 determina uma sobrecarga de 3 KN/m^2 , que foi distribuída nas áreas de lajes, tanto nos pavimentos tipo como na cobertura.

Para as ações de vento seguiu-se as diretrizes da norma de vento NBR 6123:1988, para determinar os esforços nos nós da estrutura do térreo até a cobertura, nas direções de vento a 0° e vento a 90° .

Primeiramente para encontrar a velocidade básica do vento, determinou-se que a edificação será construída no município de Santa Maria, RS, e com auxílio do mapa de isopletas chega-se ao valor de 44 m/s .

Após isso definimos a edificação em relação ao fator topográfico S_1 , estabelecendo que se encontra em terreno plano ou fracamente acidentado, portanto de fator igual a 1. Outro fator que precisa ser determinado é o S_2 , que leva em conta a rugosidade do terreno e classe da edificação para se determinar os parâmetros do cálculo do fator, segundo a Tabela 1, da mesma norma, as quais foram definidas como categoria IV e classe B. Por último o fator estatístico S_3 definido igual a 1, porque se encontra no grupo 2 da tabela 3 da NBR 6123:1988, e então é possível calcular a velocidade de vento característica para cada pavimento.

Figura 23 – Parâmetros para cálculo do S_2 .

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

Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

Depois determinou-se os coeficientes de arrasto para as direções de 0° e 90° , no ábaco da Figura 13 do item 2.5.1, que resultou em $C_a = 1,1$ e $C_a = 1,3$, respectivamente. E por fim através da Equação (6) e Equação (7) do item 2.5.1, calculou-se a pressão dinâmica e Força de arrasto atuante no pavimento, como encontra-se nas Tabelas 5 e 6, a seguir.

Tabela 5 – Cálculo de vento a 0°.

Pavimento	Z(m)	S _z	V _k (m/s)	q(N/m ²)	A _e (m ²)	F _a (kN)	F1(kN)	F2(kN)	F3(kN)	F4(kN)
Térreo	0	0,000	0,00	0,00	0	0,00	0	0	0	0
Pav. 1	3	0,717	31,53	609,45	68,4	45,85	7,84	15,08	15,08	7,84
Pav. 2	6	0,781	34,38	724,76	45,6	36,35	6,22	11,96	11,96	6,22
Pav. 3	9	0,822	36,17	802,08	45,6	40,23	6,88	13,23	13,23	6,88
Pav. 4	12	0,852	37,50	861,89	45,6	43,23	7,40	14,22	14,22	7,40
Pav. 5	15	0,876	38,56	911,34	45,6	45,71	7,82	15,04	15,04	7,82
Pav. 6	18	0,897	39,45	953,84	45,6	47,84	8,18	15,74	15,74	8,18
Pav. 7	21	0,914	40,21	991,31	45,6	49,72	8,51	16,36	16,36	8,51
Pav. 8	24	0,929	40,89	1024,96	45,6	51,41	8,79	16,91	16,91	8,79
Pav. 9	27	0,943	41,50	1055,59	45,6	52,95	9,06	17,42	17,42	9,06
Pav. 10	30	0,956	42,05	1083,77	45,6	54,36	9,30	17,88	17,88	9,30
Pav. 11	33	0,967	42,55	1109,90	45,6	55,67	9,52	18,31	18,31	9,52
Cobertura	36	0,978	43,02	1134,31	40,9	51,03	8,96	17,23	17,23	8,96

Fonte: Autor (2023).

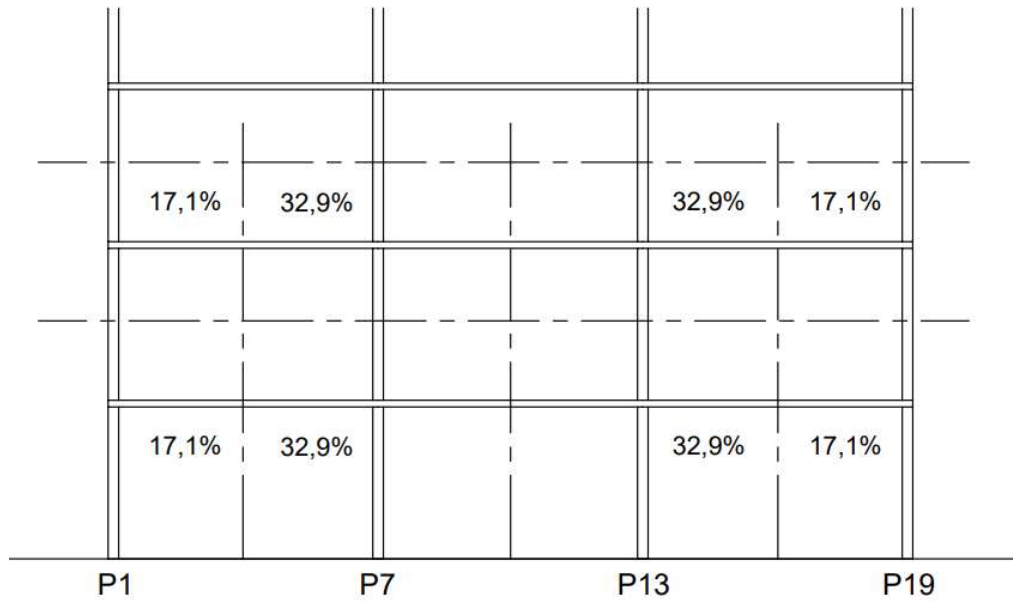
Tabela 6 – Cálculo de vento a 90°.

Pavimento	Z(m)	S _z	V _k (m/s)	q(N/m ²)	A _e (m ²)	F _a (kN)	F1(kN)	F2(kN)	F3(kN)	F4(kN)	F5(kN)	F6(kN)
Térreo	0	0,000	0,00	0,00	0	0,00	0	0	0	0	0	0
Pav. 1	3	0,717	31,53	609,45	104,4	82,71	9,27	17,83	14,26	14,26	17,83	9,27
Pav. 2	6	0,781	34,38	724,76	68,15	64,21	7,19	13,83	11,07	11,07	13,83	7,19
Pav. 3	9	0,822	36,17	802,08	68,15	71,06	7,96	15,31	12,25	12,25	15,31	7,96
Pav. 4	12	0,852	37,50	861,89	68,15	76,36	8,55	16,45	13,17	13,17	16,45	8,55
Pav. 5	15	0,876	38,56	911,34	68,15	80,74	9,04	17,39	13,92	13,92	17,39	9,04
Pav. 6	18	0,897	39,45	953,84	68,15	84,51	9,46	18,20	14,57	14,57	18,20	9,46
Pav. 7	21	0,914	40,21	991,31	68,15	87,83	9,83	18,92	15,14	15,14	18,92	9,83
Pav. 8	24	0,929	40,89	1024,96	68,15	90,81	10,17	19,56	15,66	15,66	19,56	10,17
Pav. 9	27	0,943	41,50	1055,59	68,15	93,52	10,47	20,14	16,12	16,12	20,14	10,47
Pav. 10	30	0,956	42,05	1083,77	68,15	96,02	10,75	20,68	16,55	16,55	20,68	10,75
Pav. 11	33	0,967	42,55	1109,90	68,15	98,33	11,01	21,18	16,95	16,95	21,18	11,01
Cobertura	36	0,978	43,02	1134,31	62,64	92,37	7,20	13,81	11,05	11,05	13,81	7,20

Fonte: Autor (2023).

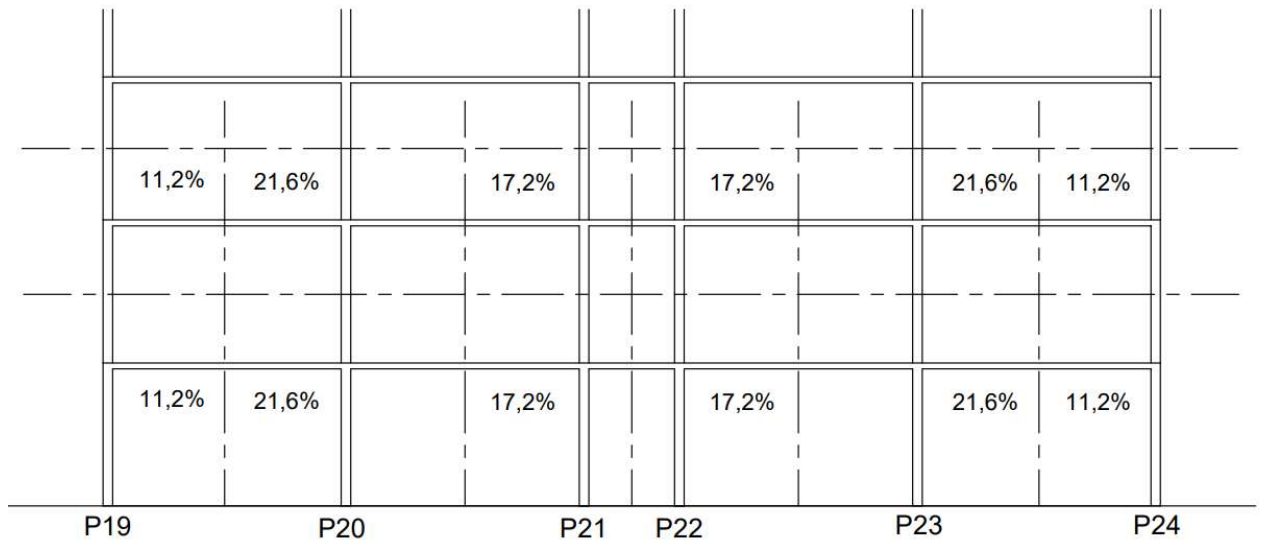
Considerando uma distribuição da força de arrasto conforme os quadrantes delimitados pelas linhas tracejadas nas figuras 24 e 25.

Figura 24 – Distribuição da força de arrasto para vento a 0°.



Fonte: Autor (2023).

Figura 25 – Distribuição da força de arrasto para vento a 90°.



Fonte: Autor (2023).

3.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

A NBR 6118:2014 defini carregamento como uma combinação de ações que tem probabilidades de acontecer simultaneamente, e ela deve ser feita de forma que represente os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

Para obter os valores de cálculo o SAP2000 multiplica o tipo de ação pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f , cujos valores se encontram nas tabelas 11.1 e 11.2, da mesma norma, e é expresso pela expressão abaixo:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (28)$$

Para as combinações de ações do estado-limite último (ELU), os coeficientes de ponderação obtidos retirados das tabelas foram $\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3} = 1,4$, considerando que atuam no sentido desfavorável, para as cargas permanentes e variáveis. Para o valor de γ_{f2} adotou-se um fator redutor de $\Psi_0 = 0,6$ para pressão dinâmica do vento e para sobrecarga no ELS de $\Psi_0 = 0,7$.

Foram adotadas 4 Combinações de ações no ELU, duas para vento a 0° e duas para vento a 90° .

Combinação 1: Sobrecarga como variável principal e vento como secundária

$$F_d = 1,4 \cdot F_g + 1,4 \cdot (F_{q,sc} + 0,6 \cdot F_{q,vento\ 0^\circ}) \quad (29)$$

Combinação 2: Vento como variável principal e sobrecarga como secundária

$$F_d = 1,4 \cdot F_g + 1,4 \cdot (0,7 \cdot F_{q,sc} + F_{q,vento\ 0^\circ}) \quad (30)$$

Combinação 3: Sobrecarga como variável principal e vento como secundária

$$F_d = 1,4 \cdot F_g + 1,4 \cdot (F_{q,sc} + 0,6 \cdot F_{q,vento\ 90^\circ}) \quad (31)$$

Combinação 4: Vento como variável principal e sobrecarga como secundária

$$F_d = 1,4 \cdot F_g + 1,4 \cdot (0,7 \cdot F_{q,sc} + F_{q,vento\ 90^\circ}) \quad (32)$$

As combinações foram montadas no programa SAP2000, para então serem calculadas posteriormente na análise estrutural, como mostra a figura 20.

Figura 26 – Montagem das combinações de ações.

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	Mode	Scale Factor
PERMANENTE	Linear Static		1,4
PERMANENTE	Linear Static		1,4
ALVENARIA	Linear Static		1,4
SOBRECARGA	Linear Static		1,4
VENTO 0	Linear Static		0,84
DRYWALL	Linear Static		1,4

Fonte: SAP2000.

Para as combinações de ações do estado-limite de serviço (ELS), foram consideradas duas combinações, na direção de vento a 0° e vento a 90°, onde o coeficiente de ponderação das ações para ELS é dada pela expressão abaixo:

$$\gamma_f = \gamma_{f2} \quad (33)$$

Os valores retirados da tabela 11.4 da norma NBR 6118:2014 para o fator redutor de combinação frequente de serviço foi de $\gamma_{f2} = \psi_1 = 0,3$, resultando na combinação abaixo, para duas direções consideradas:

$$F_d = 0,3 \cdot F_{q,vento} \quad (34)$$

3.6 ANÁLISE ESTRUTURAL

3.6.1 Deslocamentos Limites

A NORMA NBR 6118:2014 especifica valores limites na Tabela 13.3, para verificação em serviço do estado-limite de deformações excessivas da estrutura. Para movimentação lateral da estrutura provocada pelas forças horizontais de vento, a mesma tabela indica que o deslocamento lateral máximo permitido é a razão de $\frac{H}{1700}$ e o deslocamento entre pavimentos de $\frac{H_i}{850}$.

Os valores máximos calculados são:

$$\frac{H}{1700} = \frac{37,2}{1700} = 21,88 \text{ mm} \quad (35)$$

$$\frac{H_i}{850} = \frac{3}{850} = 3,53 \text{ mm} \quad (36)$$

Onde:

H Altura do edifício;

H_i Altura entrepisos do edifício.

Os valores obtidos na análise estrutural do SAP2000 para a combinação frequente do ELS com $\Psi_1 = 0,3$, nas direções de 0° e 90° , estão na Tabela 7.

Tabela 7 – Deslocamentos da edificação nas duas direções do vento.

PAVIMENTO	VENTO 0°		VENTO 90°	
	Deslocamento (mm)	Deslocamento entre pavimento (mm)	Deslocamento (mm)	Deslocamento entre pavimento (mm)
COBERTURA	7,7	0,2	19,4	0,8
PAV. 11	7,5	0,3	18,6	1
PAV. 10	7,2	0,4	17,6	1,3
PAV. 9	6,8	0,5	16,3	1,5
PAV. 8	6,3	0,7	14,8	1,7
PAV. 7	5,6	0,7	13,1	1,9
PAV. 6	4,9	0,8	11,2	2,2
PAV. 5	4,1	0,9	9	2,3
PAV. 4	3,2	0,9	6,7	2,2
PAV. 3	2,3	1	4,5	2,1
PAV. 2	1,3	0,8	2,4	1,6
PAV. 1	0,5	0,5	0,8	0,8
Térreo	0	0	0	0

Fonte: Autor (2023).

A estrutura em questão obedece aos deslocamentos limites de serviço, segundo as dimensões das seções obtidas no pré-dimensionamento e definidas no SAP2000, utilizando as combinações de serviço definidas no item 3.5.

3.6.2 Cálculo do parâmetro de instabilidade Gama Z

O coeficiente γ_z determinado pela Equação (1), no item 2.4.1, foi calculado utilizando as cargas especificadas no pré-dimensionamento da edificação e foi calculado através de tabelas no programa Excel.

Tabela 8 – Cálculo do coeficiente γ_z para combinação 1.

Gama Z - Vento 0° - Combinação 1						
Pavimento	Cota (m)	$F_{hi,d}$ (kN)	$W_{i,d}$ (kN)	$\delta_{hi,d}$ (mm)	$\Delta M_{tot,di}$ (kN.m)	$M_{1tot,di}$ (kN.m)
12	36	42,87	4736,91	20,9	99,00	1543,22
11	33	46,77	5524,02	20,4	112,69	1543,25
10	30	45,66	5524,02	19,5	107,72	1369,92
9	27	44,48	5524,02	18,4	101,64	1200,87
8	24	43,19	5524,02	17	93,91	1036,47
7	21	41,77	5524,02	15,4	85,07	877,14
6	18	40,19	5524,02	13,4	74,02	723,41
5	15	38,40	5524,02	11,2	61,87	575,98
4	12	36,32	5524,02	8,8	48,61	435,78
3	9	33,80	5524,02	6,2	34,25	304,16
2	6	30,54	5524,02	3,6	19,89	183,22
1	3	38,52	5524,02	1,3	7,18	115,55
Térreo	0	0,00	0	0	0	0
SOMA:					845,85	9908,97
GAMA Z:					1,09	

Fonte: Autor (2023).

Tabela 9 – Cálculo do coeficiente γ_z para combinação 2.

Gama Z - Vento 0° - Combinação 2						
Pavimento	Cota (m)	$F_{hi,d}$ (kN)	$W_{i,d}$ (kN)	$\delta_{hi,d}$ (mm)	$\Delta M_{tot,di}$ (kN.m)	$M_{1tot,di}$ (kN.m)
12	36	71,45	4302,21	35,4	152,30	2572,04
11	33	77,94	5152,32	34,4	177,24	2572,08
10	30	76,11	5152,32	33	170,03	2283,19
9	27	74,13	5152,32	31,1	160,24	2001,46
8	24	71,98	5152,32	28,7	147,87	1727,45
7	21	69,61	5152,32	25,9	133,45	1461,89
6	18	66,98	5152,32	22,6	116,44	1205,68
5	15	64,00	5152,32	18,9	97,38	959,97
4	12	60,53	5152,32	14,8	76,25	726,30
3	9	56,33	5152,32	10,5	54,10	506,93
2	6	50,90	5152,32	6,1	31,43	305,37
1	3	64,20	5152,32	2,1	10,82	192,59
Térreo	0	0,00	0	0	0,00	0,00
SOMA:					1327,54	16514,95
GAMA Z:					1,09	

Fonte: Autor (2023).

Tabela 10 – Cálculo do coeficiente γ_z para combinação 3.

Gama Z - Vento 90° - Combinação 3						
Pavimento	Cota (m)	$F_{hi,d}$ (kN)	$W_{i,d}$ (kN)	$\delta_{hi,d}$ (mm)	$\Delta M_{tot,di}$ (kN.m)	$M_{1tot,di}$ (kN.m)
12	36	77,59	4736,91	50	236,85	2793,24
11	33	82,60	5524,022	48,5	267,92	2725,75
10	30	80,65	5524,022	46,3	255,76	2419,61
9	27	78,56	5524,022	43,4	239,74	2121,04
8	24	76,28	5524,022	39,8	219,86	1830,66
7	21	73,77	5524,022	35,4	195,55	1549,24
6	18	70,98	5524,022	30,3	167,38	1277,72
5	15	67,82	5524,022	24,6	135,89	1017,32
4	12	64,14	5524,022	18,5	102,19	769,70
3	9	59,69	5524,022	12,3	67,95	537,21
2	6	53,94	5524,022	6,6	36,46	323,62
1	3	69,48	5524,022	2,2	12,15	208,44
Térreo	0	0,00	0	0	0,00	0,00
SOMA:					1937,69	17573,56
GAMA Z:					1,12	

Fonte: Autor (2023).

Tabela 11 – Cálculo do coeficiente γ_z para combinação 4.

Gama Z - Vento 90° - Combinação 4						
Pavimento	Cota (m)	$F_{hi,d}$ (kN)	$W_{i,d}$ (kN)	$\delta_{hi,d}$ (mm)	$\Delta M_{tot,di}$ (kN.m)	$M_{1tot,di}$ (kN.m)
12	36	129,32	4302,21	86,4	371,71	4655,40
11	33	137,66	5108,22	83,4	426,03	4542,92
10	30	134,42	5108,22	79,2	404,57	4032,69
9	27	130,93	5108,22	74	378,01	3535,07
8	24	127,13	5108,22	67,6	345,32	3051,10
7	21	122,96	5108,22	60	306,49	2582,07
6	18	118,31	5108,22	51,2	261,54	2129,53
5	15	113,04	5108,22	41,4	211,48	1695,54
4	12	106,90	5108,22	31,1	158,87	1282,83
3	9	99,48	5108,22	20,7	105,74	895,36
2	6	89,89	5108,22	11,1	56,70	539,36
1	3	115,80	5108,22	3,6	18,39	347,40
Térreo	0	0,00	0	0	0	0
SOMA:					3044,84	29289,27
GAMA Z:					1,12	

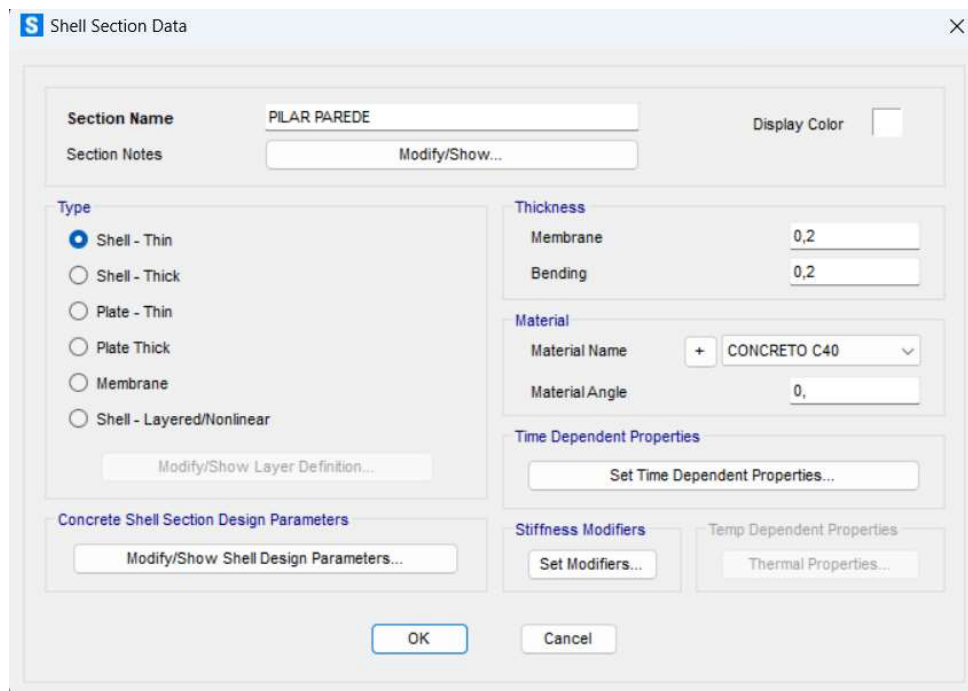
Fonte: Autor (2023).

Através do cálculo do coeficiente gama z conclui-se que para as combinações 3 e 4 será necessário, conforme NBR 6118:2014, considerar uma majoração adicional dos esforços horizontais em $0,95 \cdot \gamma_z$, visto que $\gamma_z > 1,10$. Sendo uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2º ordem.

4 MODELAGEM DOS PILARES-PAREDE NO SAP2000

Quando se modela uma estrutura de barras no SAP2000 como pórticos, vigas e pilares utiliza-se os elementos do tipo FRAME, para elementos laminares como lajes, muros e pilares-parede, utiliza-se elementos do tipo SHELL, que foram definidos como mostra a Figura 27.

Figura 27 – Definição dos elementos de área.

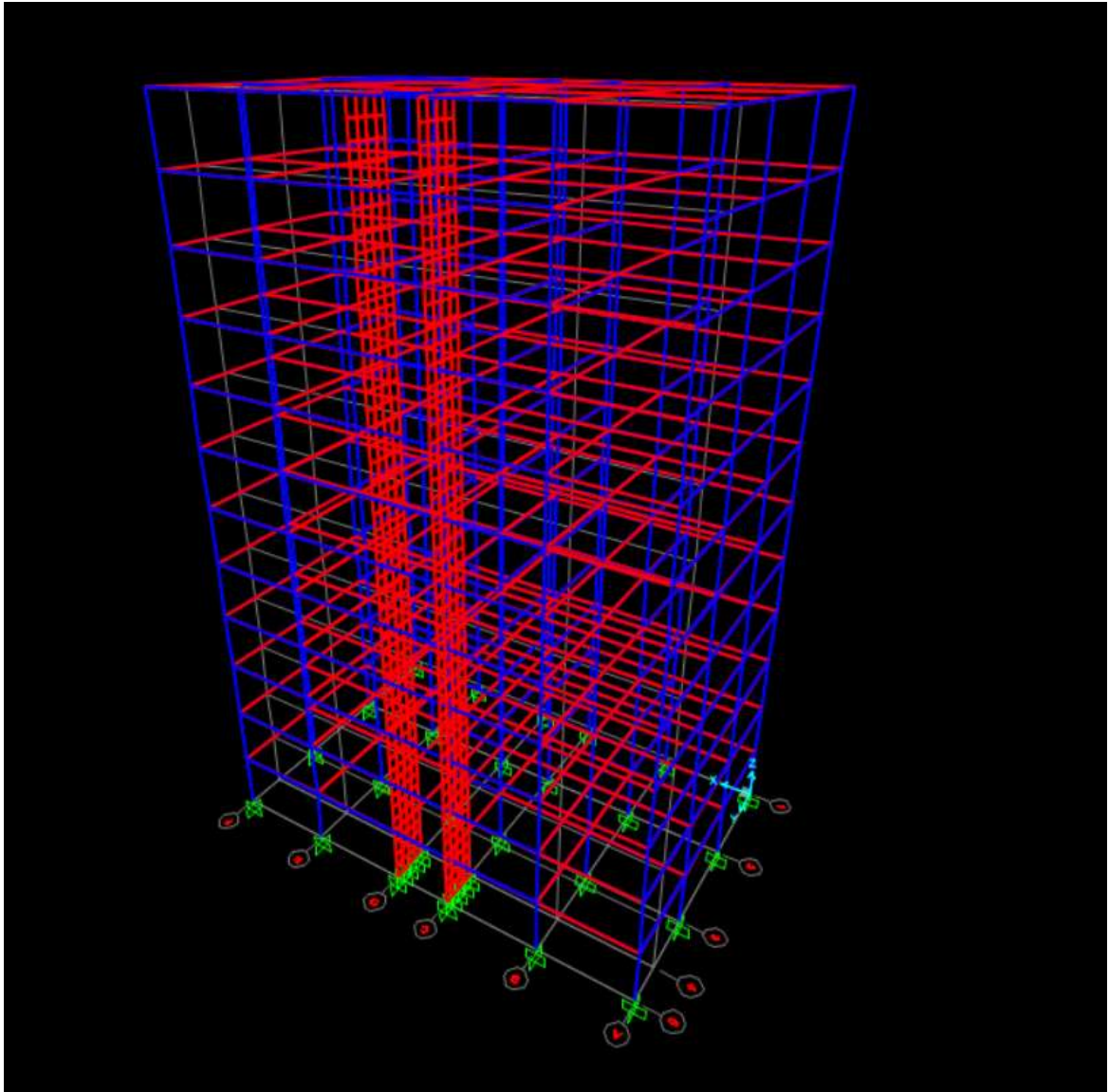


Fonte: SAP2000.

Na edificação objeto de estudo deste trabalho foi considerado dois pilares-parede com seção de 20cm x 200 cm próximos ao poço de elevadores e escadas, modelados como elementos "SHELL", do térreo até a cobertura. Foi discretizado em

uma malha de 4 x 4 elementos, isto é, 4 elementos quadrangulares na horizontal e 4 elementos quadrangulares na vertical, representados na Figura 28, logo abaixo:

Figura 28 – Representação gráfica do modelo da edificação.



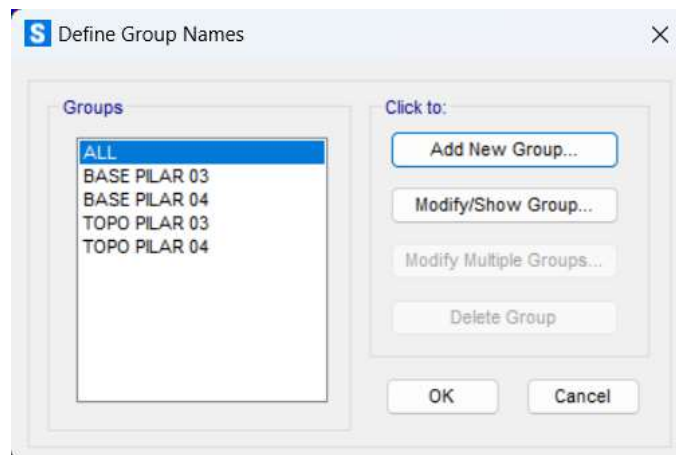
Fonte: SAP2000.

4.1 ANÁLISE DO MODELO E OBTENÇÃO DE ESFORÇOS

Após feita a análise inicial da estrutura com a majoração dos efeitos globais de 2º ordem e obter uma estrutura que quando feita a análise resultar em valores mais próximos do real, utilizou-se a função SECTION CUTS do SAP2000, para obter os esforços atuantes no topo e na base, do pilar parede 4 da edificação, no pavimento térreo.

Primeiro foram definidos grupos e posteriormente adicionados os elementos que representam a seção a ser cortada do pilar nesses grupos, conforme a figura 29.

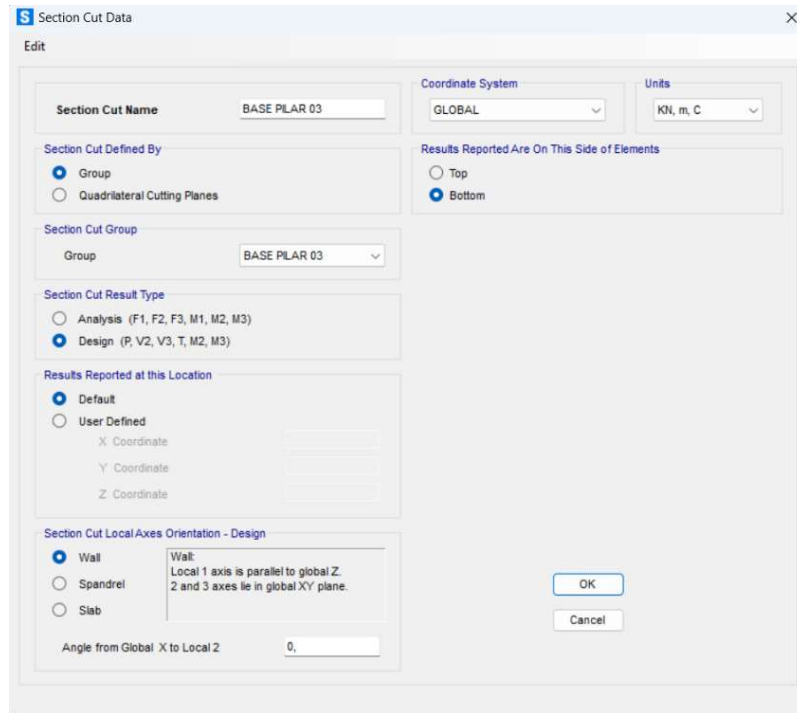
Figura 29 – Definição de grupos dos elementos.



Fonte: SAP2000.

Após o passo anterior foram criadas as seções de corte, como mostra a figura 30, logo abaixo:

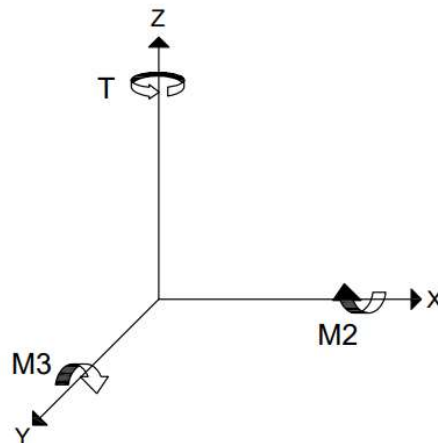
Figura 30 – Criação da seção de corte.



Fonte: SAP2000.

Com as seções prontas foi possível retirar os esforços atuantes através da função Show Tables, lembrando que nos eixos da função Section Cut do programa SAP2000, o eixo 1 é paralelo ao eixo Z global do programa e os eixos 2 e 3 são paralelos aos eixos x e y globais, respectivamente, e os esforços de momentos fletores M2 e M3 de interesse atuam em torno de x e y respectivamente.

Figura 31 – Representação dos eixos globais e os esforços atuantes no pilar-parede do modelo no SAP2000.



Fonte: Autor (2023).

Assim, foram calculados para diferentes resistências à compressão do concreto os esforços atuantes no pilar-parede 4, que encontra-se na Tabela 12, abaixo:

Tabela 12 – Esforços obtidos no SAP2000.

TABLE: Section Cut Forces - Design									
SectionCut	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	
FCK 40	BASE PILAR 04	COMB1	Combination	-1904,67	3,479	1,094	-0,9959	-7,0178	15,8267
	BASE PILAR 04	COMB2	Combination	-1775,38	8,251	0,135	-3,8592	-12,6749	28,8143
	BASE PILAR 04	COMB3	Combination	-2054,49	-2,934	278,981	2,9933	1988,737	-3,4812
	BASE PILAR 04	COMB4	Combination	-2026,19	-2,438	465,356	2,792	3328,468	-3,3696
	TOPO PILAR 04	COMB1	Combination	-1862,67	3,479	1,094	-0,9959	-10,3001	5,3892
	TOPO PILAR 04	COMB2	Combination	-1733,38	8,251	0,135	-3,8592	-13,0809	4,0623
	TOPO PILAR 04	COMB3	Combination	-2012,49	-2,934	278,981	2,9933	1151,794	5,3213
FCK 35	BASE PILAR 04	COMB1	Combination	-1890,32	3,216	0,92	-0,9076	-3,7754	14,6636
	BASE PILAR 04	COMB2	Combination	-1760,65	7,708	-0,00409	-3,6155	-9,5639	26,7751
	BASE PILAR 04	COMB3	Combination	-2040,09	-2,792	272,155	2,8324	1908,618	-3,3132
	BASE PILAR 04	COMB4	Combination	-2011,38	-2,304	454,082	2,62	3192,021	-3,1899
	TOPO PILAR 04	COMB1	Combination	-1848,32	3,216	0,92	-0,9076	-6,5347	5,0169
	TOPO PILAR 04	COMB2	Combination	-1718,65	7,708	-0,00409	-3,6155	-9,5517	3,6526
	TOPO PILAR 04	COMB3	Combination	-1998,09	-2,792	272,155	2,8324	1092,153	5,0617
FCK 30	BASE PILAR 04	COMB1	Combination	-1873,85	2,941	0,721	-0,8167	-0,5979	13,4492
	BASE PILAR 04	COMB2	Combination	-1743,82	7,133	-0,158	-3,3552	-6,4658	24,6371
	BASE PILAR 04	COMB3	Combination	-2023,38	-2,632	264,27	2,6541	1819,907	-3,1257
	BASE PILAR 04	COMB4	Combination	-1994,11	-2,156	441,062	2,4314	3041,285	-2,9911
	TOPO PILAR 04	COMB1	Combination	-1831,85	2,941	0,721	-0,8167	-2,7601	4,6252
	TOPO PILAR 04	COMB2	Combination	-1701,82	7,133	-0,158	-3,3552	-5,9933	3,237
	TOPO PILAR 04	COMB3	Combination	-1981,38	-2,632	264,27	2,6541	1027,096	4,7712
FCK 25	BASE PILAR 04	COMB1	Combination	-1854,5	2,653	0,487	-0,7231	2,487	12,167
	BASE PILAR 04	COMB2	Combination	-1724,14	6,519	-0,332	-3,0739	-3,3937	22,3688
	BASE PILAR 04	COMB3	Combination	-2003,47	-2,451	254,945	2,4533	1719,834	-2,9131
	BASE PILAR 04	COMB4	Combination	-1973,48	-1,988	425,667	2,2217	2871,657	-2,7676
	TOPO PILAR 04	COMB1	Combination	-1812,5	2,653	0,487	-0,7231	1,0258	4,2068
	TOPO PILAR 04	COMB2	Combination	-1682,14	6,519	-0,332	-3,0739	-2,3982	2,8118
	TOPO PILAR 04	COMB3	Combination	-1961,47	-2,451	254,945	2,4533	954,9991	4,4405
	TOPO PILAR 04	COMB4	Combination	-1931,48	-1,988	425,667	2,2217	1594,657	3,1968

Fonte: Adaptada do SAP2000.

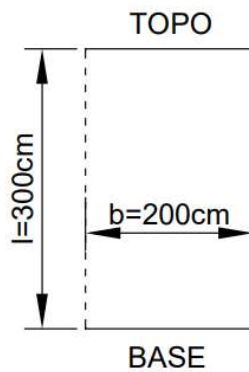
5 DIMENSIONAMENTO DO PILAR-PAREDE

Foram dimensionadas as 4 combinações para cada f_{ck} considerado, conforme a NBR 6118:2014, onde dividiu-se o pilar-parede em faixas e se calculou como pilares isolados, com ajuda do programa Excel.

5.1 COMPRIMENTO EQUIVALENTE

O pilar-parede analisado possui suas extremidades livres, e fixado no topo e na base, o que configura a situação da norma citada no item 2.6.2, em que $l_e = l$, e está representada na Figura 32, abaixo:

Figura 32 – Tipo de configuração para cálculo do comprimento equivalente.



Fonte: Autor (2023).

Assim, $l_e = 300\text{cm}$.

5.2 ÍNDICE DE ESBELTEZ

Para esbeltez foi utilizada a Equação (8), e obteve-se:

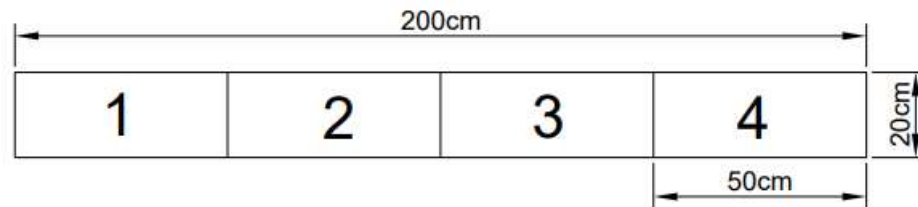
$$\lambda_i = 3,46 \frac{300}{20} = 51,9 > 35$$

A esbeltez resultante para o pilar obtida é maior que 35, tornando o cálculo dos efeitos localizados de segunda ordem indispensáveis, como mencionado no item 2.6.2.

5.3 LARGURA DAS FAIXAS

Para o pilar-parede 4 foi estimada a largura das faixas de 50 cm baseado na Equação (9), resultando em uma lâmina de 4 faixas, representada na Figura 33.

Figura 33 – Representação gráfica das faixas.



Fonte: Autor (2023).

5.4 CÁLCULO DO PILAR-PAREDE P4

Os esforços normais atuantes são distribuídos proporcionalmente entre as faixas de extremidade e nas faixas intermediárias.

Para a combinação 4, e resistência à compressão do concreto de 40MPa, aplicou-se a Equação (11) para encontrar o esforço normal com a contribuição do momento fletor na direção y, dessa forma temos:

Faixas de extremidade:

$$N_{sd,faixa\ a1,a4} = \frac{2026,19}{4} + \frac{3328,468}{0,2 \cdot \frac{2^3}{12}} \cdot \left(0,5 + \frac{0,5}{2}\right) \cdot (0,2 * 0,5) = 2378,76\ kN$$

Faixas intermediárias:

$$N_{sd,faixa\ a2,a3} = \frac{2026,19}{4} + \frac{3328,468}{0,2 \cdot \frac{2^3}{12}} \cdot \left(\frac{0,5}{2}\right) \cdot (0,2 * 0,5) = 1130,635\ kN$$

Após obter os valores de N_{sd} para cada faixa é possível calcular os momentos mínimos na direção x, através da Equação (12), no item 2.8.

Para as faixas de extremidade:

$$M_{d1,minx} = 2378,76 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,2) = 49,95 \text{ kN.m}$$

Para as faixas intermediárias:

$$M_{d1,minx} = 1130,635 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,2) = 23,74 \text{ kN.m}$$

Também, calcula-se o momento solicitante da análise estrutural para cada faixa:

$$M_{xid,faixa\ ai} = \frac{3,944}{4} = 0,986 \text{ kN.m}$$

O M_{xid} obtido é menor que $M_{d1,min}$, para todas as faixas, portanto adota-se $\alpha_b = 0,6$, pois não há necessidade de adotar valores superiores a 0,6, conforme estabelecido no item 15.9.3 da NBR 6118:2014.

Tendo os momentos mínimos devidamente calculados pode-se determinar os momentos totais atuantes na direção de menor inércia, no caso x, através de algum método que calcule os efeitos locais de 2º ordem, mencionados no item 2.8. Será utilizado o método do pilar-padrão com rigidez k aproximada, o qual se encontra no item 15.8.3.3.3, da NBR 6118:2014.

Primeiramente foi calculado os coeficientes da Equação (13), conforme o item 2.9, para então obter a raiz da mesma, que é uma função quadrática, que têm como resultado o momento total, que precisamos para o dimensionamento.

Faixas a_1 e a_4 de extremidade:

$$A = 5 \cdot 0,2 = 1$$

$$B = 0,2^2 \cdot 2378,76 - \frac{2378,76 \cdot 3^2}{320} - 5 \cdot 0,2 \cdot 0,6 \cdot 49,95 = -1,7222$$

$$C = -2378,76 \cdot 0,2^2 \cdot 0,6 \cdot 49,95 = -2851,65$$

$$M_{sd,tot} = \frac{-(-1,7222) + \sqrt{(-1,7222)^2 - 4 \cdot 1 \cdot (-2851,65)}}{2 \cdot 1} = 54,26 \text{ kN.m}$$

Faixas a_2 e a_3 intermediárias:

$$A = 5 \cdot 0,2 = 1$$

$$B = 0,2^2 \cdot 1130,635 - \frac{1130,635 \cdot 3^2}{320} - 5 \cdot 0,2 \cdot 0,6 \cdot 23,74 = -0,8177$$

$$C = -1130,635 \cdot 0,2^2 \cdot 0,6 \cdot 23,74 = -644,19$$

$$M_{sd,tot} = \frac{-(-0,8177) + \sqrt{(-0,8177)^2 - 4 \cdot 1 \cdot (-644,19)}}{2 \cdot 1} = 25,79 \text{ kN.m}$$

5.4.1 Dimensionamento final

Após tendo os valores dos esforços já calculados e dada a seção de 20cm x 40cm da faixa, se partiu para o dimensionamento através dos ábacos de flexão composta normal de Venturini, primeiro estabelecendo os parâmetros para cálculo e entrada no ábaco.

Aço CA50

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$d' = 4,4 \text{ cm}$$

Foi utilizado o ábaco A-4 de Venturini, e as Equações 18,19,20,21 e 22 para o dimensionamento da armadura longitudinal das faixas, conforme o resumo na tabela 13.

Tabela 13 – Resumo do dimensionamento para combinação 4 e $f_{ck} = 40 \text{ Mpa}$.

Faixa	v	μ	$\frac{d'}{h}$	w	$A_{s,min}$	$A_{s,calc}$	$A_{s,adotado}$
1 e 4	0,83	0,09	0,20	0,30	8,21	19,71	19,71
2 e 3	0,40	0,05	0,20	0,00	3,90	0,00	3,90

Fonte: Autor (2023).

Com as áreas de aço necessárias calculadas, partiu-se para o cálculo da quantidade de barras, dividindo a área de aço obtida pela área da seção transversal da bitola do aço adotado.

Adotou-se barras de 16mm de diâmetro, com área de seção transversal de 2,01 cm².

Com isso, a quantidade de barras que atende é:

Faixas de extremidade:

$$N^{\circ}_{BARRAS} = \frac{A_{s,calc}}{2,01} = \frac{19,71}{2,01} = 9,80 \text{ barras} \quad \text{adotou-se 10 barras, 5 por face}$$

Resultando em, 10 \emptyset 16mm.

Faixas intermediárias:

$$N^{\circ}_{BARRAS} = \frac{A_{s,calc}}{2,01} = \frac{3,90}{2,01} = 1,94 \text{ barras} \quad \text{adotou-se 4 barras, duas por face}$$

Resultando em, 4 \emptyset 16mm.

Assim, determinou-se a armadura para combinação 4 com f_{ck} de 40MPa, para as demais combinações com f_{ck} de 35MPa, 30MPa e 25MPa, foram calculadas com auxílio do programa Excel, e encontra-se na tabela abaixo:

Tabela 14 – Dimensionamento das armaduras das faixas para todas combinações.

		Faixa	ν	μ	δ	w	$A_{s,min}$	$A_{s,calc}$	$A_{s,adotado}$	Armadura adotada
FCK 40	C1	1 e 4	0,17	0,02	0,20	0,00	1,66	0,00	1,66	4 Ø 8mm
		2 e 3	0,17	0,02	0,20	0,00	1,65	0,00	1,65	4 Ø 8mm
	C2	1 e 4	0,16	0,02	0,20	0,00	1,56	0,00	1,56	4 Ø 8mm
		2 e 3	0,16	0,02	0,20	0,00	1,54	0,00	1,54	4 Ø 8mm
	C3	1 e 4	0,57	0,07	0,20	0,15	5,63	0,00	5,63	8 Ø 10mm
		2 e 3	0,31	0,04	0,20	0,00	3,06	0,00	3,06	4 Ø 10mm
	C4	1 e 4	0,83	0,09	0,20	0,30	8,21	19,71	19,71	10 Ø 16mm
		2 e 3	0,40	0,05	0,20	0,00	3,90	0,00	3,90	4 Ø 16mm
FCK 35	C1	1 e 4	0,19	0,02	0,20	0,00	1,64	0,00	1,64	4 Ø 8mm
		2 e 3	0,19	0,02	0,20	0,00	1,63	0,00	1,63	4 Ø 8mm
	C2	1 e 4	0,18	0,02	0,20	0,00	1,54	0,00	1,54	4 Ø 8mm
		2 e 3	0,18	0,02	0,20	0,00	1,52	0,00	1,52	4 Ø 8mm
	C3	1 e 4	0,63	0,07	0,20	0,25	5,46	0,00	5,46	4 Ø 16mm
		2 e 3	0,35	0,04	0,20	0,00	2,99	0,00	2,99	4 Ø 10mm
	C4	1 e 4	0,92	0,10	0,20	0,50	7,93	20,70	20,70	12Ø 16mm
		2 e 3	0,44	0,05	0,20	0,02	3,80	1,15	3,80	4 Ø 16mm
FCK 30	C1	1 e 4	0,22	0,03	0,20	0,00	1,62	0,00	1,62	4 Ø 8mm
		2 e 3	0,22	0,02	0,20	0,00	1,62	0,00	1,62	4 Ø 8mm
	C2	1 e 4	0,21	0,02	0,20	0,00	1,52	0,00	1,52	4 Ø 8mm
		2 e 3	0,20	0,02	0,20	0,00	1,51	0,00	1,51	4 Ø 8mm
	C3	1 e 4	0,71	0,08	0,20	0,38	5,28	7,39	7,39	4 Ø 16mm
		2 e 3	0,40	0,05	0,20	0,04	2,92	0,00	2,92	4 Ø 10mm
	C4	1 e 4	1,03	0,12	0,20	0,70	7,62	24,64	24,64	14 Ø 16mm
		2 e 3	0,50	0,06	0,20	0,15	3,69	0,00	0,00	4 Ø 16mm
FCK 25	C1	1 e 4	0,26	0,03	0,20	0,00	1,60	0,00	1,60	4 Ø 8mm
		2 e 3	0,26	0,03	0,20	0,00	1,60	0,00	1,60	4 Ø 8mm
	C2	1 e 4	0,24	0,03	0,20	0,00	1,49	0,00	1,49	4 Ø 8mm
		2 e 3	0,24	0,03	0,20	0,00	1,49	0,00	1,49	4 Ø 8mm
	C3	1 e 4	0,82	0,09	0,20	0,50	5,07	11,50	11,50	6 Ø 16mm
		2 e 3	0,46	0,05	0,20	0,18	2,84	0,00	2,84	4 Ø 10mm
	C4	1 e 4	1,18	0,13	0,20	0,92	7,27	26,70	26,70	14 Ø 16mm
		2 e 3	0,58	0,07	0,20	0,28	3,56	11,50	11,50	6 Ø 16mm

Fonte: Autor (2023).

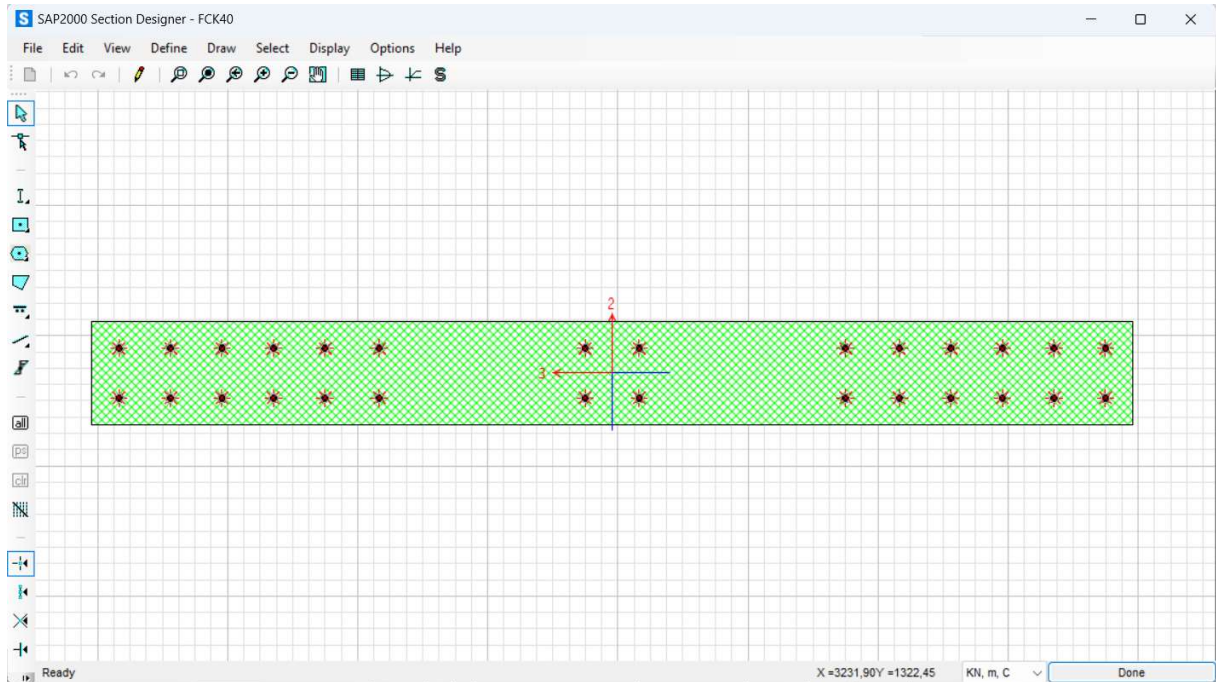
6 ANÁLISE DA NÃO-LINEARIDADE FÍSICA DO PILAR-PAREDE P4

Dada a seção do pilar-parede de 20cm x 200cm e a as armaduras calculadas para a combinação que resultou em maior quantidade de aço, que está marcada na cor verde na Tabela 14, pode-se obter o diagrama momento-curvatura, e encontrar o módulo de elasticidade secante da seção, para isso utilizou-se o aplicativo “Section Designer” que se encontra dentro do programa SAP2000.

Para criação das seções no programa foi feito no programa AutoCad o desenho da seção do pilar-parede com as armaduras, onde as armaduras são representadas por círculos, obedecendo os cobrimentos para cada faixa isolada e então salvo em arquivo “.dxf” para posterior importação no aplicativo “Section Designer” do SAP2000.

Dessa forma, foi criada as 4 seções a serem estudadas, da maneira como está representado na Figura 34, abaixo:

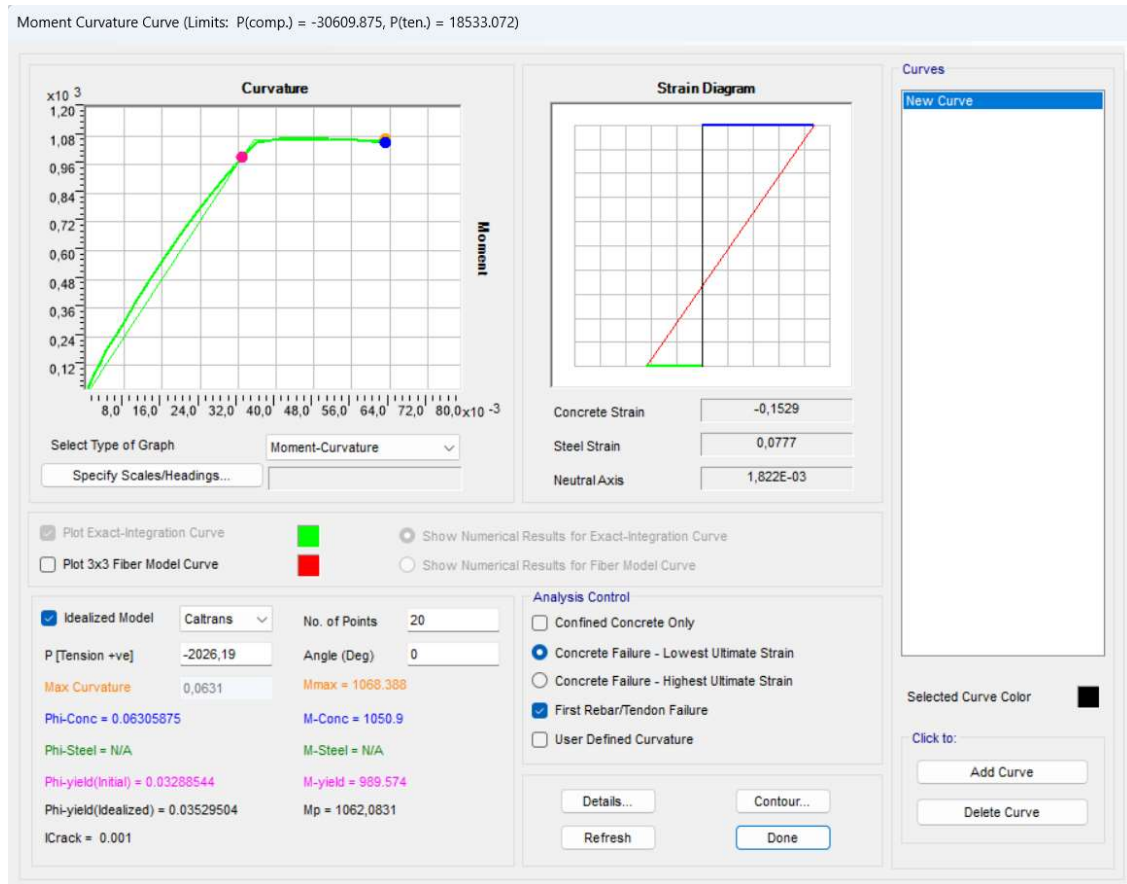
Figura 34 – Seção criada no Section Designer para $f_{ck} = 40\text{MPa}$.



Fonte: SAP2000.

Após criada a seção, é possível processar o cálculo no aplicativo, e obter o momento resistente da peça com as armaduras e o raio de curvatura, de acordo com a Figura 35.

Figura 35 – Diagrama momento-curvatura para seção do pilar-parede.



Fonte: SAP2000.

Os valores dos módulos secantes são calculados através da Equação (37), onde o parâmetro “Phi-yield” representa o raio de curvatura e o “M-yield” o momento resistente da seção estudada.

$$EI_{sec} = \frac{Md}{\frac{1}{r}} \quad (37)$$

Sendo:

EI_{sec} é o módulo longitudinal secante em kN.m²;

M_d é o momento resistente em kN.m;

$\frac{1}{r}$ é o raio de curvatura em m⁻¹.

Para a seção da combinação 4 de $f_{ck} = 40\text{MPa}$, temos:

$$EI_{sec} = \frac{1062,0831}{0,03529} = 30095,87 \text{ kN.m}^2$$

Então, depois de obtido o valor de rigidez secante podemos comparar com a rigidez calculada para uma seção inteira.

Considerando o módulo de deformação secante para o concreto de $f_{ck} = 40\text{MPa}$ calculado na Tabela 3 e o momento de inércia, obtemos:

$$E_{cs}I = 38250910 \cdot \frac{2 \cdot 0,2^3}{12} = 51001,21 \text{ kN.m}^2 \quad (38)$$

Comparando a rigidez secante com a rigidez reduzida pelo coeficiente previsto no item 15.7.3 da NBR 6118:2014, de 0,8 para pilares, podemos calcular a relação da seguinte forma:

$$\frac{EI_{sec}}{E_{CS}I \cdot 0,8} = \frac{30095,87}{51001,21 \cdot 0,8} = 0,738 \quad (39)$$

Da mesma maneira foi calculado para as demais resistências, através do Excel, nas Tabelas 15 e 16, abaixo:

Tabela 15 – Rigidezes secantes calculadas para diferentes seções e f_{ck} .

FCK	Md(kN.m)	1/R	(EI)sec
40	1062,0831	0,03529	30095,87
35	1170,5318	0,03645	32113,36
30	1279,5495	0,03759	34039,62
25	1377,5783	0,03841	35865,1

Fonte: Autor (2023).

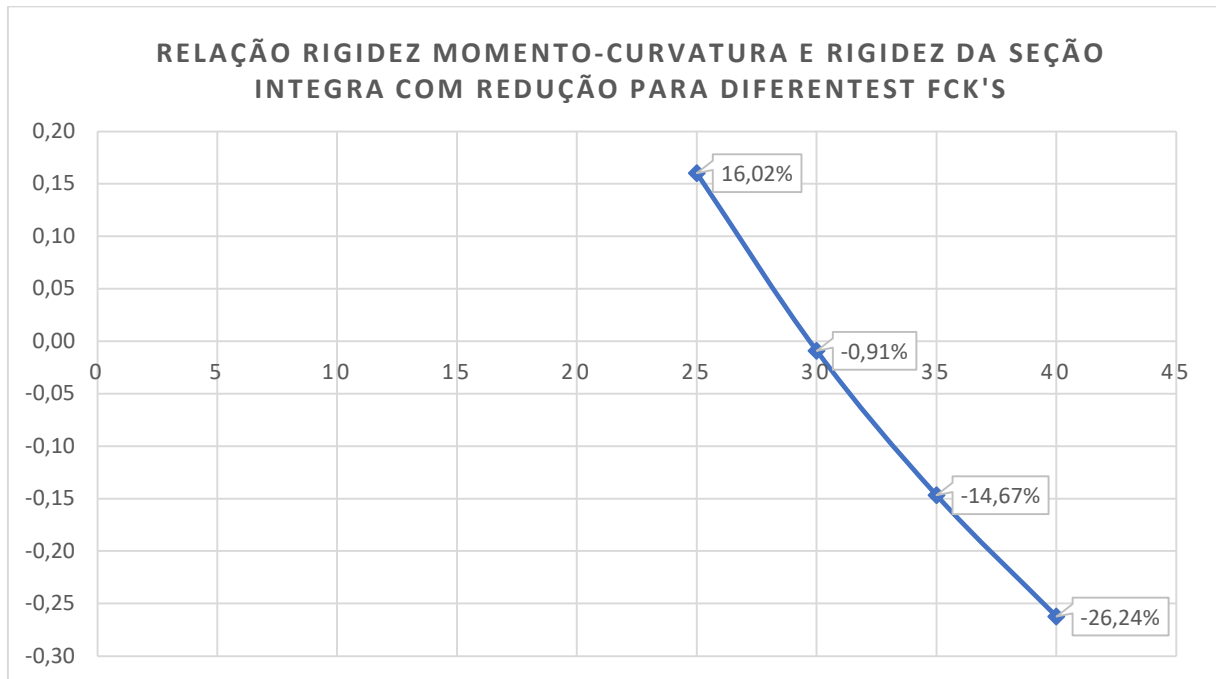
Tabela 16 – Comparação entre as rigidezes secantes e rigidezes da seção bruta com redução.

Fck	(EI)sec	Esec	I	Esec*I	0,8*Esec*I	RELACÃO
40	30095,87	38250,91	0,001333	51001,21	40800,97	0,738
35	32113,36	35283,50	0,001333	47044,67	37635,73	0,853
30	34039,62	32206,09	0,001333	42941,45	34353,16	0,991
25	35865,10	28980,00	0,001333	38640	30912,00	1,160

Fonte: Autor (2023).

A partir da obtenção dos valores, foi gerado um gráfico para melhor compreensão dos resultados da análise, que se encontra abaixo:

Gráfico 1 – Comparação entre valores de rigidezes obtidas na análise



Fonte: Autor (2023).

Tendo em vista os dados obtidos, verificou-se que para resistências à compressão do concreto abaixo de aproximadamente 30MPa, a aplicação dos coeficientes redutores estabelecidos em norma superestimaram a redução da rigidez do pilar-parede, pois para o concreto de 25MPa resultou em um valor de rigidez secante superior de 16,02% em relação a rigidez da seção integral com redução, enquanto que para os concretos de 40MPa, 35MPa e 30 MPa houve uma subestimação de 26,24%, 14,67% e 0,91% respectivamente, em relação à rigidez da seção integral com redução, isto é, obteve valores menores de rigidez secante quando comparado a seção integral com redução.

O que pode ter ocasionado o aumento expressivo da rigidez para o pilar-parede pode ter relação com o aumento da taxa mecânica de armadura com a diminuição da resistência à compressão do concreto, que resultou em uma maior área de aço nas faixas calculadas como pilares isolados. Lembrando que a norma NBR 6118:2014 não aborda sobre como calcular a rigidez em pilares-parede, de modo que foi usada a

mesma metodologia de simplificação usada para pilares comuns, o que também pode ter influência nos resultados.

As faixas de extremidade foram as mais solicitadas em termos de esforços quando comparada com as faixas intermediárias, o que ocasionou um aumento considerável de armaduras nessas regiões, visto que, segundo Kimura (2010), há um acúmulo de tensões nas extremidades das lâminas ocasionando um aumento de armadura, e deve-se verificar além dos esforços locais e globais os efeitos localizados, os quais foram verificados, para isso geralmente adota-se como solução o enrijecimento das extremidades, efeito que pode resultar numa análise utilizando diagrama momento-curvatura em rigidezes menores e alterar o resultado obtido nos cálculos anteriores.

Foi considerado os parâmetros de cálculo estimados pelo "caltrans" (Departamento de transportes da Califórnia), que o programa sap2000 fornece, como base para cálculo do diagrama momento-curvatura, o que também pode ter causado algumas distorções no efeito da resistência à compressão nas rigidezes secantes obtidas.

7 CONCLUSÃO

Após os resultados obtidos no estudo da edificação com pilares-parede no que diz respeito ao pré-dimensionamento, modelagem, análise e resultados dos esforços, foi possível obter uma estrutura que representou bem as condições a que um pilar-parede isolado pode estar submetido em edifícios esbeltos e altos, o qual foi dimensionado levando em conta os esforços de 2ª ordem localizados atuantes no elemento. Considerando essas condições para a análise do pilar-parede com diferentes resistências à compressão, foi possível obter valores mais precisos de rigidez para as seções mais críticas de cada combinação, considerando os efeitos da não linearidade-física nos pilares-parede através do diagrama momento-curvatura, o qual considera a seção fissurada. Quando comparado as rigidezes secantes obtidas com as rigidezes da seção bruta reduzida pelos coeficientes da norma, obteve-se valores de rigidez secante que tendem a ser superiores para concretos de menor resistência, os quais houve necessidade de uma maior taxa de armadura, e valores que tendem a ser inferiores para concretos de mais alta resistência, os quais necessitaram menos armadura.

Assim, podemos concluir que há necessidade de um estudo mais elaborado para a determinação das rigidezes para pilares-parede, os quais a NBR 6118:2014 não aborda, pois fazendo-se a manipulação direta dos valores através dos coeficientes redutores da mesma forma que pilares de seção comum pode induzir a valores que não representam bem as reais condições a que a peça está submetida.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, E.A.B. **Projeto de pilares de concreto de alto desempenho**. São Paulo: São Carlos, 2000.

ARAÚJO, J. M. de. **Flambagem local dos pilares-parede de concreto armado. Teoria e Prática na Engenharia Civil**, Rio Grande, n. 9, p. 29-37, nov. 2006. Disponível em: <<http://www.editoradunas.com.br/publicacoes.html>>. Acesso em: 20 de Março 2023.

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

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

BLESSMANN, J. **Ação do Vento em Edifícios**. 2^a.ed. Porto Alegre: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2013. 240p.

CARNEIRO, F; MARTINS, J. **Análise de estruturas - contraventamento de edifícios**. Série estruturas. Porto: UFP, 2008.

CHÁVEZ, E. S. **Análise estrutural de edifício alto submetido às pressões flutuantes induzidas pela ação do vento**. 2006. 123p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, 2006.

CRISTINA, M.S. **Dimensionamento de pilar-parede considerando o aumento da resistência à compressão do concreto**. Paraná: UEM, 2018.

KIMURA, A. E. **Informática aplicada a estruturas de concreto armado**. 2 ed. São Paulo: Editora Oficina de textos, 2018.

KIMURA, A. E. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. 1 ed. São Paulo: Editora PINI LTDA, 2007.

KIMURA, A. E. **Pilares**. Notas de aula. Pós-graduação em Projeto de Estruturas de Concreto para edifícios. Faculdade de Engenharia São Paulo, São Paulo, 2010.

LINS, F.F.V. **Contribuição à avaliação da estabilidade global e pré-dimensionamento de pórticos planos em concreto pré-moldado**. São Paulo: São Carlos, 2013.

MONCAYO, W. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. São Paulo: São Carlos, 2011.

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

SILVA, L.M. **Modelagem de pilares-parede de concreto armado: Estudo paramétrico visando recomendações para o projeto estrutural**. São Paulo: São Carlos, 2020.

SMITH, B.S.; COULL, A. **Tall Building Structures Analysis and Design**. USA, John Wiley & Sons, Inc, 1991.

SOUZA, E.J. **Análise da interação entre núcleos estruturais e lajes em edifícios altos**. São Paulo: São Carlos, 2001.

TARANATH, B. S. **Reinforced concrete design of tall buildings**. Boca Raton:USA, CRC, 2010. 923p.