

UNIVERSIDADE DE CAXIAS DO SUL
ÁREA DO CONHECIMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E ENGENHARIAS

MARCELO BORTOLOTTO

**ANÁLISE TÉCNICA DA INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ NAS LIGAÇÕES VIGA-
PILAR EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO MOLDADAS *IN LOCO***

CAXIAS DO SUL

2019

MARCELO BORTOLOTTO

**ANÁLISE TÉCNICA DA INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ NAS LIGAÇÕES VIGA-
PILAR EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO MOLDADAS *IN LOCO***

Trabalho de Conclusão de Curso II apresentado
como requisito parcial para obtenção do título
de Engenheiro Civil pela Universidade de
Caxias do Sul.

Orientador Prof. Me. Luciano Zatti.

CAXIAS DO SUL

2019

MARCELO BORTOLOTTO

ANÁLISE TÉCNICA DA INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ NAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO MOLDADAS *IN LOCO*

Trabalho de Conclusão de Curso II apresentado como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil pela Universidade de Caxias do Sul.

Orientador Prof. Me. Luciano Zatti.

Aprovado em 29/06/2019

Banca Examinadora

Prof. Me. Luciano Zatti

Universidade de Caxias do Sul - UCS

Prof. Me. Gustavo Ribeiro da Silva

Universidade de Caxias do Sul - UCS

Prof.^a Ma. Bianca Funk Weimer

Centro Universitário Ritter dos Reis - UNIRITTER

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus pais, Walkisir e Élide, pela educação que me deram e por todo apoio ao longo da graduação.

Ao meu irmão Márcio, que sempre esteve disposto a ajudar em qualquer situação, enquanto o foco principal estava voltado na realização desse trabalho.

À minha namorada Hemelli, pelo carinho e paciência durante esses anos de estudos, além de toda a motivação.

Ao meu orientador, Professor Luciano Zatti, por todos os conhecimentos transmitidos, pela dedicação e empenho nas orientações desse trabalho.

À todos os meus amigos e colegas, que tornaram essa fase da minha vida, ainda mais especial.

RESUMO

Usualmente, a análise estrutural de edificações em concreto armado é realizada considerando as ligações entre vigas e pilares como rígidas. No entanto, estudos experimentais demonstram o surgimento de rotações relativas nas ligações viga-pilar, mostrando que essas ligações, de fato, não são completamente rígidas. Desta forma, o presente trabalho teve como finalidade analisar a influência da rigidez dessas ligações em estruturas de concreto armado moldadas *in loco*. Para isso, com o auxílio do *software Eberick*, foram analisados dois modelos estruturais de uma edificação com onze pavimentos, onde o modelo R e o modelo SR, apresentam ligações viga-pilar rígidas e semirrígidas, respectivamente. Partindo de um pré-dimensionamento, criou-se o modelo R, onde o mesmo foi otimizado para o atendimento dos deslocamentos limites no topo da edificação e para a condição de estrutura de nós fixos. Através do modelo otimizado, aplicou-se o coeficiente de redução no engaste e criou-se o modelo SR, otimizado apenas para o atendimento dos deslocamentos limites. Foi mantida as mesmas seções dos elementos para ambos os modelos, possibilitando a análise comparativa dos deslocamentos horizontais, coeficiente γ_z , momentos positivos e negativos das vigas tipo, esforços cortantes, momento no topo dos pilares tipo e quantitativo de aço das vigas e dos pilares. Através dos resultados, observou-se um aumento nos valores dos parâmetros de estabilidade para o modelo SR, bem como mudanças na distribuição dos esforços, o que causou uma redução geral de peso do aço para as vigas e um acréscimo no peso do aço para os pilares. Com base nos resultados, concluiu-se que a diminuição de rigidez das ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado moldadas *in loco* influencia significativamente os parâmetros de estabilidade e deslocamentos horizontais da estrutura, sendo que o modelo SR apresentou os valores mais críticos, bem como os quantitativos de aço, onde no total, o modelo SR apresentou o maior peso de aço. Ainda, ficou evidente que negligenciar esse fenômeno, pode afastar o modelo analisado do modelo real.

Palavras-chave: Ligações viga-pilar. Nós de pórtico. Rigidez. Estruturas. Concreto armado moldado no local.

ABSTRACT

Usually, the structural analysis of buildings in reinforced concrete is carried out considering the connections between beams and columns as rigid. However, experimental studies demonstrate the occurrence of relative rotations in the beam-column connections, showing that these bonds, in fact, are not completely rigid. In this way, the main purpose of this study is analyze the influence of the rigidity of these connections in cast-in-place reinforced concrete structures. In order to do this, two structural models of an eleven-floor structure were analyzed with the aid of the Eberick software, where the R model and the SR model show rigid and semi-rigid beam-column connections, respectively. Starting from a pre-dimensioning, the R model was created, where it was optimized for the attendance of the boundary displacements at the top of the building and for the condition of fixed node structure. Through the optimized model, the reduction coefficient was applied to the crimping and the SR model was created, optimized only to comply with the limit displacements. The same section of the elements was maintained for both models, allowing for the comparative analysis of the horizontal displacements, γ_z coefficient, positive and negative moments of the type beams, shear forces, moments at the top of the type columns and quantitative steel of the beams and columns. The results showed an increase in the values of the stability parameters for the SR model as well as changes in the stress distribution, which caused a general reduction of steel weight for the beams and an increase in the weight of the steel for the columns. Based on the results, it was concluded that the decrease in stiffness of the beam-column connections in cast-in-place reinforced concrete structures significantly influences the stability and horizontal displacement parameters of the structure, with the SR model presenting the most critical values as well as the steel quantitative, where in total, the SR model presented the highest weight of steel. Yet, it has become evident that neglecting this phenomenon can deviate the analyzed model from the real model.

Keywords: Beam-column connections. Gantry knots. Rigidity. Structures. Cast-in-place reinforced concrete.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Modelos estruturais combinados	20
Figura 2 - Ligação viga-pilar	22
Figura 3 - Nó de pórtico	22
Figura 4 - Trechos rígidos	23
Figura 5 - Geometrias usuais de ligações viga-pilar.....	23
Figura 6 - Curva momento-rotação de ligações viga-pilar	25
Figura 7 - Fator de restrição à rotação	26
Figura 8 - Fissuração e deslizamento das armaduras em nós de pórtico.....	26
Figura 9 - Curva momento-rotação da ligação	27
Figura 10 - Flexibilização da ligação viga-pilar	28
Figura 11 - Desempenho ao longo do tempo.....	30
Figura 12 - Aproximação em apoios extremos.....	34
Figura 13 - Isopletas de velocidade básica V_0 (m/s)	36
Figura 14 - Coeficiente de arrasto: vento de alta turbulência.....	39
Figura 15 - Coeficiente de arrasto: vento de baixa turbulência.....	39
Figura 16 - Efeitos de segunda ordem	44
Figura 17 - Diagrama tensão-deformação do concreto: (a) linear; (b) não linear	46
Figura 18 - Relação momento-curvatura	46
Figura 19 - Pilar com mudança de posição no espaço.....	47
Figura 20 - Reações do pilar: (a) indeformado; (b) deformado.....	48
Figura 21 - Fachada frontal da edificação	52
Figura 22 - Planta baixa pavimento térreo.....	53
Figura 23 - Planta baixa pavimento tipo.....	54
Figura 24 - Planta baixa pavimento dos reservatórios.....	55
Figura 25 - Corte AA.....	56
Figura 26 - Concepção estrutural - Planta de forma pavimento tipo.....	60
Figura 27 - Exemplo de área de influência dos pilares.....	62
Figura 28 - Pórtico 3D: (a) Modelo R; (b) Modelo SR	65
Figura 29 - Peso do aço das vigas x pavimentos do modelo R	66
Figura 30 - Peso do aço dos pilares x pavimentos do modelo R.....	67
Figura 31 - Peso do aço das vigas x pavimento do modelo SR.....	69
Figura 32 - Peso do aço dos pilares x pavimento do modelo SR	70

Figura 33 - Comparativo peso do aço das vigas x pavimento	72
Figura 34 - Comparativo peso do aço dos pilares x pavimento	73
Figura 35 - Gama-Z x αR	74
Figura 36 - Deslocamentos horizontais x αR	75
Figura 37 - Planta de formas pavimento Térreo	77
Figura 38 - Momentos fletores de cálculo (Mdx) [tf.m] Viga V12 Térreo	78
Figura 39 - Esforços cortantes de cálculo (Vdx) [tf] Viga V12 Térreo.....	79
Figura 40 - Momento no topo dos pilares da viga V12 Térreo	79
Figura 41 - Peso do aço x pilares viga V12 Térreo	80
Figura 42 - Momentos fletores de cálculo (Mdx) [tf.m] Viga V20 Térreo	81
Figura 43 - Esforços cortantes de cálculo (Vdx) [tf] Viga V20 Térreo.....	82
Figura 44 - Momento no topo dos pilares da viga V20 Térreo	83
Figura 45 - Peso do aço x pilares viga V20 Térreo	83
Figura 46 - Planta de formas pavimento Tipo 5	84
Figura 47 - Momentos fletores de cálculo (Mdx) [tf.m] Viga V12 Tipo 5	85
Figura 48 - Esforços cortantes de cálculo (Vdx) [tf] Viga V12 Tipo 5.....	86
Figura 49 - Momento no topo dos pilares da viga V12 Tipo 5	87
Figura 50 - Peso do aço x pilares viga V12 Tipo 5	87
Figura 51 - Momentos fletores de cálculo (Mdx) [tf.m] Viga V30 Tipo 5	88
Figura 52 - Esforços cortantes de cálculo (Vdx) [tf] Viga V30 Tipo 5.....	89
Figura 53 - Momento no topo dos pilares da viga V30 Tipo 5	90
Figura 54 - Peso do aço x pilares viga V30 Tipo 5	90

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação das ligações em estruturas pré-moldadas	27
Tabela 2 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	31
Tabela 3 - Relação entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal	32
Tabela 4 - Fator S2	37
Tabela 5 - Valores mínimos do fator estatístico S3	38
Tabela 6 - Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$	41
Tabela 7 - Valores do coeficiente γ_{f2}	42
Tabela 8 - Valores de cobrimento das armaduras.....	58
Tabela 9 - Carregamento acidental	59
Tabela 10 - Coeficiente Gama-Z do modelo R.....	68
Tabela 11 - Deslocamentos horizontais no topo do modelo R.....	68
Tabela 12 - Coeficiente Gama-Z do modelo SR	71
Tabela 13 - Deslocamentos horizontais no topo do modelo SR.....	71

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classe de agressividade ambiental	31
Quadro 2 - Relação entre valores de γz e efeitos de segunda ordem	49
Quadro 3 - Modelos analisados	57

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CA	Concreto armado
CAD	<i>Computer aided design</i>
ELU	Estados limites últimos
ELS	Estados limites de serviço
ELS-CE	Estado limite de compressão excessiva
ELS-D	Estado limite de descompressão
ELS-DEF	Estado limite de deformações excessivas
ELS-DP	Estado limite de descompressão parcial
ELS-F	Estado limite de fissuração
ELS-VE	Estado limite de vibrações excessivas
ELS-W	Estado limite de abertura das fissuras
NBR	Norma Brasileira
NLF	Não linearidade física
NLG	Não linearidade geométrica
VUP	Vida útil de projeto

LISTA DE SÍMBOLOS

$(1/r)$	Curvatura da seção da viga em fase elástica
$(EI)_{\text{sec}}$	Rigidez secante
A_s	Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração
A_s'	Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão
C_a	Coefficiente de arrasto
E	Módulo de elasticidade
EI	Rigidez
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial do concreto
$E_{cs} \cdot I_c$	Resultante dos valores de rigidez dos pilares na direção considerada
F_a	Força de arrasto
f_{cd}	Resistência à compressão do concreto
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
F_d	Valor de cálculo para ações
F_k	Valor característico para ações
F_{qk}	Valor característico para ações variáveis
H_{tot}	Altura total da estrutura, medida a partir da fundação
I_c	Momento de inércia da seção bruta de concreto
L_{ef}	Vão entre os apoios
$M_{1,\text{tot,d}}$	Momento de tombamento
M_{Rd}	Momento fletor resistente de cálculo
M_u	Momento último da viga
$M_{y,\text{lim}}$	Momento-limite início de escoamento da armadura
N_k	Resultante de todos os carregamentos verticais com valor característico
N_{Rd}	Esforço normal resistente de cálculo
q	Pressão dinâmica
R_{sec}	Rigidez secante ao momento fletor da ligação
S_1	Fator topográfico
S_2	Fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno
S_3	Fator estatístico
V_0	Velocidade básica do vento
V_k	Velocidade característica do vento
α	Parâmetro de instabilidade

α_R	Fator de restrição à rotação
γ_f	Coefficiente de ponderação das ações
γ_{f1}	Considera variabilidade das ações
γ_{f2}	Considera a simultaneidade de atuação das ações
γ_{f3}	Considera problemas construtivos e simplificações em relação às solicitações
γ_n	Coefficiente de majoração de esforços
γ_z	Coefficiente de majoração dos esforços globais de primeira ordem
δ	Coefficiente de redistribuição de momentos
Δ	Delta
$\Delta M_{tot,d}$	Soma dos produtos das forças verticais atuantes na estrutura, pelos respectivos deslocamentos horizontais, obtidos pela análise de primeira ordem
ε	Deformação
θ	Ângulo de rotação da ligação viga-pilar
θ_1	Rotação da extremidade do elemento
θ_2	Rotação combinada do elemento mais da ligação
θ_y	Rotação relativa viga-pilar no início do escoamento da armadura
θ_u	Rotação relativa viga-pilar máxima no limite de plastificação da ligação
μ	Coefficiente de ductilidade da relação momento-rotação da ligação
σ	Tensão
ψ_0	Fator de redução de combinação para ELU
ψ_1	Fator de redução de combinação frequente para ELS
ψ_2	Fator de redução de combinação quase permanente para ELS

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	DIRETRIZES DE PESQUISA.....	17
1.1.1	Tema da pesquisa	17
1.1.2	Questão de pesquisa	17
1.1.3	Objetivos.....	17
1.1.3.1	Objetivo principal.....	17
1.1.3.2	Objetivos específicos.....	17
1.1.4	Hipótese	18
1.1.5	Pressuposto.....	18
1.1.6	Delimitação.....	18
1.1.7	Limitações	19
1.1.8	Delineamento	19
2	REFERENCIAL TEÓRICO	20
2.1	ANÁLISE ESTRUTURAL.....	20
2.1.1	Ligações entre elementos estruturais.....	21
2.1.1.1	Ligação viga-pilar.....	22
2.1.1.2	Rigidez das ligações viga-pilar.....	25
2.1.2	Estados limites	28
2.1.2.1	Estados limites últimos.....	29
2.1.2.2	Estados limites de serviço	29
2.1.3	Durabilidade	30
2.1.4	Redistribuição dos esforços	33
2.2	AÇÕES.....	34
2.2.1	Ações permanentes	35
2.2.2	Ações variáveis.....	35
2.2.2.1	Vento	35
2.2.3	Ações excepcionais.....	40
2.2.4	Valores das ações	40
2.2.5	Coefficientes de ponderação das ações (γ_f).....	40
2.2.6	Combinações	42
2.3	ESTABILIDADE GLOBAL E EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM.....	43

2.3.1	Não linearidade física e geométrica	45
2.3.2	Parâmetro de instabilidade α	48
2.3.3	Coefficiente γ_z	49
3	METODOLOGIA	51
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	51
3.2	PROCEDIMENTO.....	51
3.3	CARACTERIZAÇÃO DA EDIFICAÇÃO.....	52
3.4	PROJETO ESTRUTURAL.....	57
3.4.1	Características do <i>software</i>	57
3.4.2	Modelos.....	57
3.4.3	Parâmetros de projeto.....	58
3.4.4	Carregamentos.....	58
3.4.5	Concepção estrutural	59
3.4.6	Pré-dimensionamento	60
3.4.6.1	Lajes	61
3.4.6.2	Vigas.....	61
3.4.6.3	Pilares	62
3.4.7	Dimensionamento	63
3.5	RESULTADOS E ANÁLISES	64
4	RESULTADOS.....	65
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	65
4.2	PÓRTICO TRIDIMENSIONAL.....	65
4.3	MODELO R	66
4.3.1	Peso do aço	66
4.3.1.1	Vigas.....	66
4.3.1.2	Pilares	67
4.3.2	Coefficiente Gama-Z	68
4.3.3	Deslocamentos horizontais.....	68
4.4	MODELO SR	69
4.4.1	Peso do aço	69
4.4.1.1	Vigas.....	69

4.4.1.2	Pilares	70
4.4.2	Coefficiente Gama-Z	70
4.4.3	Deslocamentos horizontais.....	71
5	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	72
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	72
5.2	PESO DO AÇO	72
5.2.1	Vigas	72
5.2.2	Pilares	73
5.3	COEFICIENTE GAMA-Z (γ_z)	74
5.4	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	75
5.5	ANÁLISES PONTUAIS	76
5.5.1	Pavimento Térreo	76
5.5.1.1	Viga V12	77
5.5.1.2	Viga V20	81
5.5.2	Pavimento Tipo 5.....	84
5.5.2.1	Viga V12	85
5.5.2.2	Viga V30	88
6	CONCLUSÕES	92
	REFERÊNCIAS	93
	ANEXO A – VALORES MÍNIMOS DAS CARGAS VERTICAIS	96

1 INTRODUÇÃO

Atualmente, com a elevada quantidade de construções nos grandes centros urbanos, a escassez de espaço acabou se tornando um aspecto inevitável. Com essa carência de espaço, surgiu a demanda para edificações cada vez mais altas, de múltiplos andares, que só pôde ser atendida devido ao surgimento de tecnologias mais eficientes.

Os avanços na área da informática forneceram computadores de processamento rápido e *softwares* que, além de possibilitar análise de modelos estruturais que antes eram inviáveis pelos métodos simplificados, possibilitam a obtenção de estruturas cada vez mais arrojadas. Segundo Franceschi (2017), no passado a utilização de pequenos vãos entre pilares e a adoção de lajes retangulares era motivada pela facilidade nos modelos de cálculo, visto que qualquer outro modelo apresentava grande complexidade, ao contrário do que é feito hoje, com o auxílio de ferramentas computacionais.

De acordo com Santos (2016), a utilização de programas computacionais de análise estrutural permite a obtenção de estruturas mais esbeltas e menos onerosas. Devido à esbelteza, essas estruturas são mais suscetíveis a ações horizontais, apresentando maiores deslocamentos, sendo imprescindível a verificação dos parâmetros de estabilidade.

Nas edificações de concreto armado, o concreto e o aço trabalham juntos, resistindo solidariamente, por meio da aderência, às solicitações impostas (FUSCO; ONISHI, 2017). Para Neves (2016), o fato da estrutura ser de concreto armado moldado *in loco*, faz com que ela apresente característica monolítica, atuando como um elemento único e possuindo grande rigidez em suas ligações.

As ligações viga-pilar estão intimamente relacionadas com a resistência e estabilidade global, visto que é neste ponto onde ocorrem as mudanças de direção e redistribuição dos esforços pela estrutura (LEONHARDT; MÖNNIG, 1978). Desta forma, com os avanços na área da construção civil, surgiu a necessidade de estudos relacionados às ligações entre os elementos.

Conforme Santos (2016), as ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado moldadas *in loco* são usualmente consideradas rígidas ou totalmente engastadas, devido as características dos materiais constituintes e da execução. Contudo, foi constatado por meio de estudos experimentais realizados por Alva, Ferreira e El Debs (2009), que essas ligações não são completamente rígidas.

A diminuição de rigidez nas ligações ocorre devido inúmeros fatores, todos ligados à complexidade dos nós. Na análise estrutural, a consideração das ligações viga-pilar semirrígidas

promovem mudanças diretas no dimensionamento da edificação, redistribuição dos esforços e na estabilidade global, tornando o modelo mais adequado ao que de fato irá acontecer na realidade. Desta forma, este trabalho pretende realizar uma análise entre um modelo com ligações viga-pilar rígidas e um modelo com ligações semirrígidas, comparando os aspectos técnicos das duas estruturas.

1.1 DIRETRIZES DE PESQUISA

1.1.1 Tema da pesquisa

Estruturas de concreto armado moldadas *in loco* e seu comportamento conforme rigidez das ligações entre vigas e pilares.

1.1.2 Questão de pesquisa

A diminuição de rigidez nas ligações entre vigas e pilares influenciará significativamente a estabilidade e os quantitativos de aço da estrutura?

1.1.3 Objetivos

1.1.3.1 Objetivo principal

Analisar o comportamento de uma estrutura de concreto armado moldada *in loco*, nos aspectos técnicos relacionados à estabilidade e esforços atuantes, bem como o quantitativo de aço, comparando ligações rígidas e semirrígidas entre vigas e pilares.

1.1.3.2 Objetivos específicos

- a) utilizando o *software Eberick*, realizar o lançamento de dois modelos de uma mesma estrutura, um com ligações rígidas e outro com ligações semirrígidas entre vigas e pilares;
- b) realizar o dimensionamento dos dois modelos estruturais, mantendo as mesmas seções para os elementos;
- c) comparar os parâmetros de estabilidade, deslocamentos horizontais e esforços atuantes nas estruturas;
- d) quantificar e comparar o peso de aço das vigas e dos pilares entre os dois modelos em análise.

1.1.4 Hipótese

Considerando que a diminuição de rigidez nas ligações entre vigas e pilares ocorre em estruturas de concreto armado moldadas *in loco*, as alterações na distribuição dos esforços nos elementos vinculados, bem como, na estrutura como um todo, irão impactar no aumento dos deslocamentos horizontais e na diminuição da estabilidade global da estrutura, ocasionando também, um aumento nas armaduras dos elementos analisados.

1.1.5 Pressuposto

Ao reduzir a rigidez das ligações viga-pilar em uma estrutura de concreto armado moldada *in loco*, pressupõem-se que será reduzida também, a parcela de momentos transferidos das vigas para os pilares, ocasionando assim, uma redistribuição de momentos por toda a estrutura. Essa redistribuição, aliada com a perda de rigidez a nível global da estrutura, ocasionam a necessidade de armaduras em lugares diferentes e/ou em quantidades diferentes.

1.1.6 Delimitação

Dimensionamento de dois modelos estruturais em concreto armado moldado *in loco*, utilizando o *software Eberick*. Um dos modelos foi lançado com as ligações rígidas entre vigas e pilares e o outro modelo, com ligações semirrígidas. Em primeiro momento, as seções dos elementos estruturais foram definidas através do pré-dimensionamento, sendo posteriormente dimensionadas para o atendimento dos deslocamentos horizontais limites no topo da edificação e otimizados, mantendo as mesmas seções entre os modelos, permitindo as condições de análise.

Para a concepção estrutural, foram priorizadas as ligações viga-pilar, minimizando a ocorrência de ligações viga-viga. Quanto à rigidez das ligações viga-viga, foi mantido o mesmo valor para os dois modelos estruturais, visto que o objeto de estudo são as ligações viga-pilar. Ainda, para a rigidez do modelo que considera as ligações semirrígidas, foi adotado um valor de diminuição de rigidez, onde o mesmo foi atribuído para todas as ligações entre vigas e pilares da estrutura.

Nos dois modelos, a resistência característica à compressão do concreto foi de 40 MPa para todos os elementos analisados, superando os valores mínimos referentes a classe de agressividade do ambiente em que a estrutura está inserida. Desta forma, foram analisados os parâmetros de estabilidade, deslocamentos, esforços atuantes e os quantitativos de aço das vigas e dos pilares de ambos os modelos.

1.1.7 Limitações

Visto que o foco do trabalho é a influência da rigidez nas ligações viga-pilar nas edificações, foram eliminados das análises, as lajes, escadas, fundações e demais elementos estruturais. Ainda, o volume de concreto e a área de formas não fizeram parte das análises comparativas, sendo os mesmos constantes entre os dois modelos, dada a igualdade entre os elementos.

1.1.8 Delineamento

- a) definição do tema;
- b) elaboração das diretrizes de projeto;
- c) pesquisa bibliográfica sobre o tema e assuntos relacionados;
- d) elaboração do referencial teórico;
- e) elaboração da metodologia;
- f) pré-dimensionamento da estrutura;
- g) otimização dos modelos;
- h) levantamento dos resultados;
- i) análise comparativa dos resultados;
- j) desenvolvimento das conclusões;
- k) elaboração do relatório final;
- l) entrega do relatório final;
- m) elaboração da apresentação;
- n) apresentação oral do projeto.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

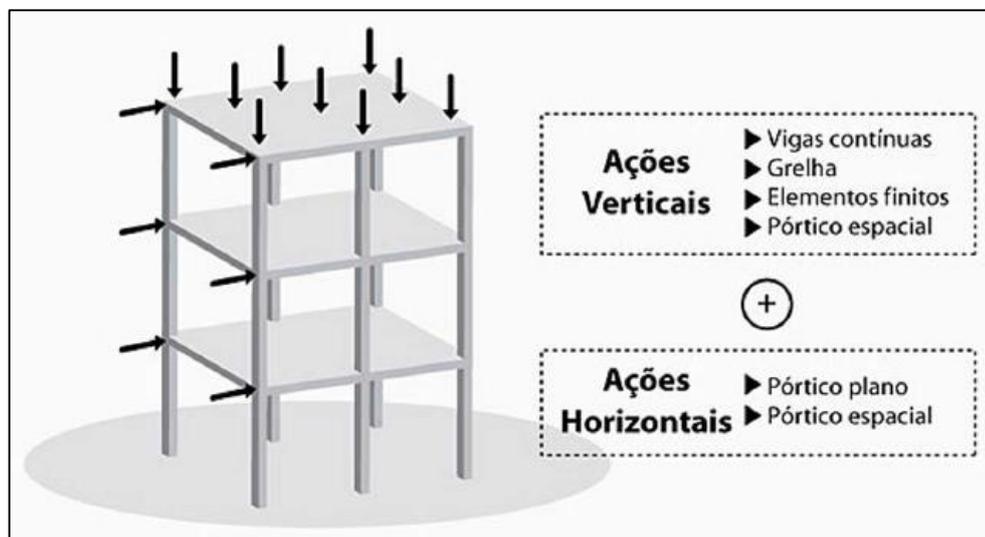
2.1 ANÁLISE ESTRUTURAL

Segundo Santos (2017), uma estrutura pode ser entendida com o conjunto de partes resistentes concebidos para que a mesma possa desempenhar sua finalidade de resistir aos carregamentos e transmiti-los de forma segura para o solo. Para Giongo (2007), os elementos que fazem parte do sistema estrutural são chamados de lajes, vigas, pilares e fundações. Cada um desses elementos possui uma função específica na estrutura e devem garantir o atendimento aos esforços solicitantes que incidem na mesma (GIONGO, 2007).

A análise estrutural é considerada a etapa mais importante no desenvolvimento do projeto de uma edificação, pois é nesta fase onde se analisa o comportamento (esforços solicitantes e deslocamentos) da estrutura frente às ações que lhe são impostas (KIMURA, 2007). Conforme ABNT NBR 6118 (2014), a escolha do modelo estrutural utilizado para a análise deve ser adequado ao projeto em estudo, podendo ser utilizado mais de um modelo em conjunto, a fim de verificar os aspectos normativos.

De acordo com Kimura (2007), modelo estrutural é um protótipo que busca reproduzir uma estrutura real. Ainda segundo Kimura (2007), existem diversos modelos estruturais que podem ser utilizados na análise estrutural, dentre eles, métodos aproximados, grelhas de vigas e lajes, pórticos planos e espaciais, elementos finitos e combinações, como ilustrado na Figura 1. Contudo, o modelo ideal é o que melhor represente e se adapte à realidade do projeto, podendo ser desde o mais simples até o mais complexo, variando conforme a demanda (KIMURA, 2007).

Figura 1 - Modelos estruturais combinados



Fonte: Kimura (2007).

Ainda, a ABNT NBR 6118 (2014) objetiva a análise estrutural como a obtenção do comportamento da estrutura diante das ações que nela incidem. Através disso, ABNT NBR 6118 (2014) busca a verificação dos estados limites últimos e de serviço.

2.1.1 Ligações entre elementos estruturais

Um sistema estrutural é formado por diferentes tipos de peças que por meio de ligações, interagem umas com as outras. Essas ligações devem ser tratadas com muita atenção pois apresentam um elevado grau de complexidade e estão intimamente relacionadas com a redistribuição de esforços na estrutura (NEVES, 2016).

Sobre a categorização das ligações entre elementos estruturais, Mokk (1969 apud BALLARIN, 1993) sugere classificações quanto à vinculação, quanto à classificação estrutural dos elementos envolvidos e quanto a solicitação predominante. Ainda, Mokk (1969 apud BALLARIN, 1993) sugere outras classificações que são mais adequadas às estruturas de concreto pré-moldado.

Quanto à vinculação, Mokk (1969 apud BALLARIN, 1993) divide as ligações em rígidas e articuladas. As ligações rígidas são as que restringem a maioria dos deslocamentos e rotações da estrutura, podendo ser obtidas através do entrelaçamento, transpasse ou soldagem das armaduras. Já as ligações articuladas, obtidas através da superposição dos elementos estruturais, liberam deslocamentos horizontais e a rotação do nó.

Estudos mais recentes apontam que as ligações podem apresentar vinculação intermediária, nem totalmente rígida, nem totalmente articulada, denominadas de ligações semirrígidas. O estudo deste tipo de ligação, surgiu inicialmente em estruturas metálicas, nos anos 30 e posteriormente foi aplicado em estruturas de concreto pré-moldado. Deste modo, considera-se a ocorrência de deformações nas ligações, as quais ocasionam mudanças no que diz respeito aos esforços e deslocamentos da estrutura (FERREIRA, 1999).

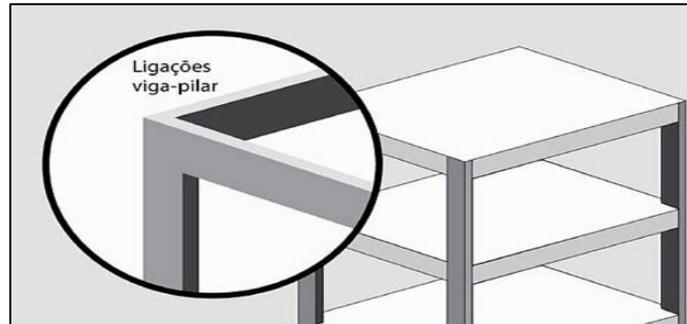
Quanto à classificação estrutural dos elementos envolvidos, Mokk (1969 apud BALLARIN, 1993) sugere que as ligações sejam dos tipos pilar-fundação, pilar-pilar, viga-pilar e viga-viga. Segundo Ballarin (1993), esta classificação é muito pertinente, visto que há uma similaridade de solicitação para cada grupo.

Quanto à solicitação predominante, Mokk (1969 apud BALLARIN, 1993) separa em compressão, tração, flexão e cisalhamento. Para Ballarin (1993) essa classificação possibilita a utilização de mecanismos resistentes já difundidos em análise de novas ligações, que apresentem as mesmas características.

2.1.1.1 Ligação viga-pilar

De acordo com Kimura (2007), a intersecção entre elementos estruturais, neste caso, as vigas e os pilares, merecem um tratamento especial em estruturas de concreto armado visto que é neste ponto onde ocorre a passagem de esforços de um elemento para o outro. Através da Figura 2, pode-se verificar a ocorrência de uma ligação viga-pilar sem continuidade.

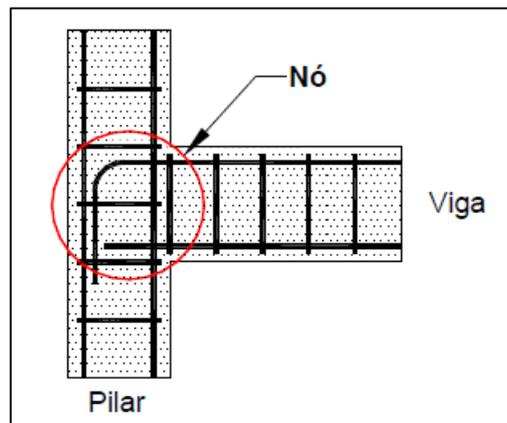
Figura 2 - Ligação viga-pilar



Fonte: Kimura (2007).

Para Alva (2004), as regiões geradas pela intersecção entre vigas e pilares são volumes chamados de nós de pórtico, conforme Figura 3. O nó de pórtico pode ser entendido como o trecho do pilar compreendido pela altura da seção da viga que está em contato.

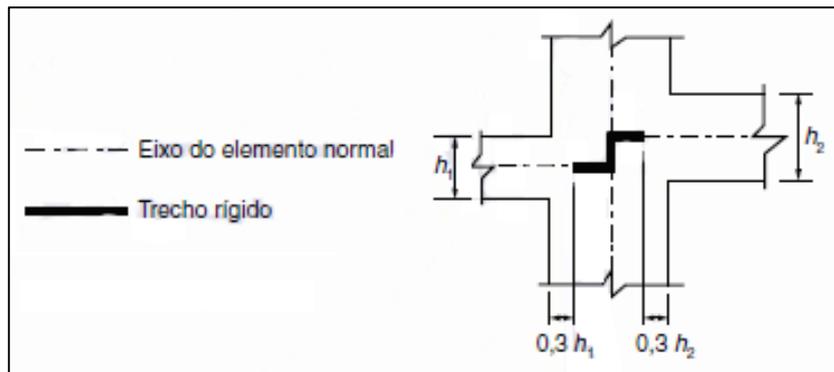
Figura 3 - Nó de pórtico



Fonte: Alva (2004).

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), a região onde ocorre o cruzamento de um ou mais elementos lineares, pode ser considerada rígida, conforme Figura 4. De acordo com Kimura (2007) e Caramori (2017), modelos com ou sem a consideração de trechos rígidos divergem significativamente nos resultados de esforços e deslocamentos, onde o modelo no qual é considerado esse trecho rígido, representa um comportamento mais parecido com o que acontece realmente nas estruturas.

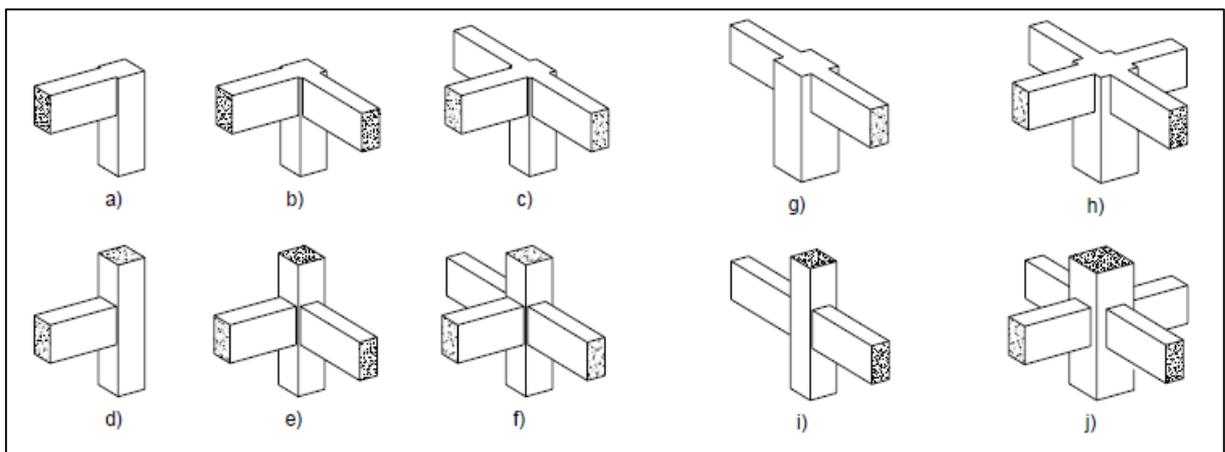
Figura 4 - Trechos rígidos



Fonte: adaptado da ABNT NBR 6118:2014.

Devido as diversas combinações de ligações entre vigas e pilares, é comum a ocorrência de diferentes mecanismos de ancoragem entre os elementos. Partindo destas variações, Paulay e Priestley (1992) classificam os nós em externos, Figura 5 (a) a (f) e internos, Figura 5 (g) a (j). Essa classificação observa principalmente a posição de locação dos pilares e vigas, sendo as ligações externas, as que possuem os elementos de extremidade, já as ligações internas, as que possuem os elementos internos.

Figura 5 - Geometrias usuais de ligações viga-pilar



Fonte: adaptado de Paulay e Priestley (1992).

Por muitos anos não houve uma grande demanda de estudo das ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado moldadas *in loco*, visto que haviam limitações a respeito de materiais e ferramentas para análise estrutural. Desta forma, os elementos estruturais apresentavam maiores dimensões, enquanto os vãos livres eram menores, o que resultava em estruturas naturalmente mais rígidas. Atualmente, com projetos de estruturas cada vez mais esbeltas, o estudo das ligações viga-pilar acaba sendo muito importante para o refinamento de modelos estruturais (NEVES, 2016).

De acordo com Alva (2004), a consideração da resistência da ligação entre viga e pilar é igualada à resistência do elemento de menor resistência, porém, nas últimas décadas, estudos vem mostrando que essas regiões, na maioria das vezes, são as mais críticas do sistema estrutural. Ainda segundo Alva (2004), esse fato ocorre devido as mudanças de direção dos esforços e tensões, surgimento de tensões cisalhantes na região do nó e dificuldade de correta ancoragem das armaduras, salientando a importância dessas regiões no contexto estrutural.

Para que a ligação viga-pilar desempenhe uma função satisfatória, Park e Paulay (1975), definem que a qualidade da ligação deve ser a mesma dos elementos que fazem parte do nó. Ainda, essa ligação deve suportar as mais variáveis combinações de carregamento que os elementos conectados possam ser expostos, não deve implicar na capacidade resistente da estrutura e suas armaduras não devem prejudicar o acesso para correta concretagem e adensamento (PARK; PAULAY, 1975).

Por ser uma região relativamente pequena e possuir uma gama enorme de forças atuantes, o desempenho das ligações acaba sendo influenciado por diversas variáveis, sendo essas relacionadas com a resistência dos materiais constituintes, tipo de carregamento atuante e tensões no nó (ALVA, 2004). Segundo Pantazopoulou e Bonacci (1994), o grau de confinamento, a intensidade da força normal no pilar, a intensidade das tensões cisalhantes no nó, a resistência à compressão do concreto, a aderência da armadura da viga que atravessa o interior do nó e a presença de vigas transversais, são os principais fatores que influenciam o comportamento das ligações viga-pilar de concreto armado moldado *in loco*.

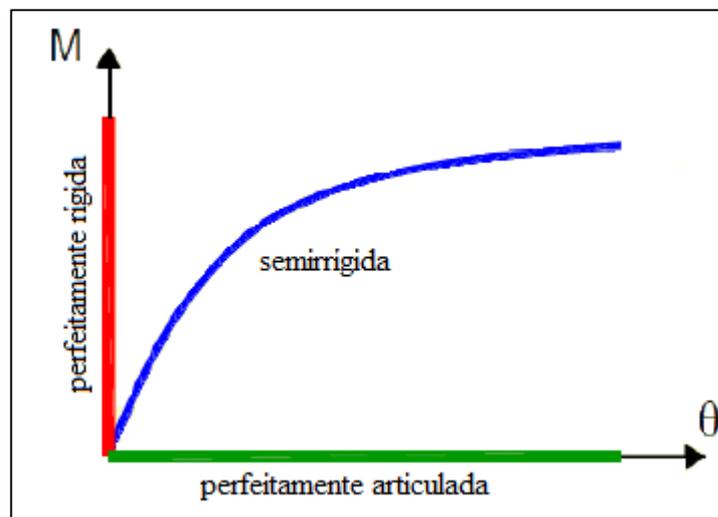
Com base nos estudos de Alva (2004), o acréscimo na taxa de estribos influencia positivamente o comportamento da ligação viga-pilar, visto que as armaduras transversais estão intimamente relacionadas com o combate dos esforços cisalhantes do nó e fornecem um grau de confinamento para o mesmo. Quanto à força normal no pilar, Alva (2004) realiza um estudo comparativo entre análises experimentais de diversos pesquisadores que consideram o efeito deste carregamento ora positivo, ora negativo, diante das forças cortantes horizontais. O estudo não obteve um resultado definitivo devido à complexidade do comportamento dos nós de pórtico. Com relação a resistência à compressão característica do concreto (f_{ck}), Alva (2004) mostra que com o aumento desta propriedade, a resistência do nó frente aos esforços cisalhantes cresce também, sendo mais significativo do que a influência dos estribos. Ainda, a dimensão do nó, a presença de laje, detalhamento de armaduras, diâmetro das barras longitudinais das vigas, entre outros, são fatores que podem influenciar no comportamento da ligação.

2.1.1.2 Rigidez das ligações viga-pilar

O entendimento do real comportamento das ligações entre vigas e pilares em estruturas de concreto armado moldadas *in loco* é essencial para um correto dimensionamento perante as ações incidentes. Quanto a classificação, elas podem ser rígidas, articuladas ou semirrígidas. As ligações rígidas são as que transmitem totalmente os momentos fletores das vigas para os pilares, já as ligações articuladas, são o contrário das rígidas, não transferem os momentos fletores. As ligações semirrígidas podem ser consideradas o meio termo entre as anteriores, que por sua vez, transferem apenas uma parcela dos momentos (SANTOS, 2016).

As estruturas de concreto armado moldadas *in loco* são analisadas como monolíticas, de tal forma que suas ligações viga-pilar são consideradas rígidas. Esse modelo de análise diverge da realidade, visto que em condições reais, as ligações viga-pilar apresentam comportamento semirrígido (engastamento parcial), podendo ser compreendido pelas curvas de momento-rotação relativo viga-pilar, conforme Figura 6. Ainda, esse comportamento semirrígido pode influenciar na redistribuição dos esforços na estrutura de forma tão significativa que pode afastar o modelo estrutural analisado do real (ALVA; FERREIRA; EL DEBS, 2009).

Figura 6 - Curva momento-rotação de ligações viga-pilar

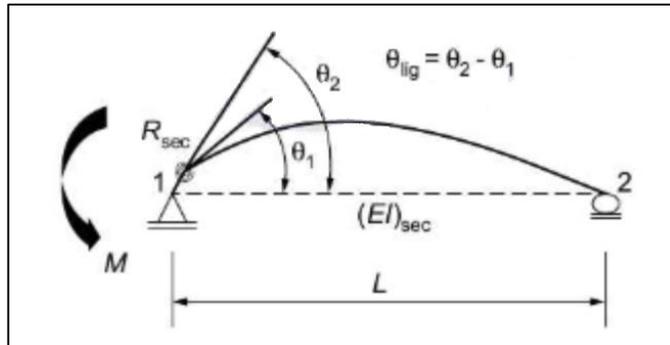


Fonte: adaptado de Santos (2016).

Segundo Santos (2016), com a análise da curva momento-rotação é possível avaliar o fator de restrição à rotação (α_R), fator este que representa o grau de engastamento da ligação, variando de ligações rígidas ($\alpha_R = 1$) até ligações rotuladas ($\alpha_R = 0$). De acordo com a ABNT NBR 9062 (2017), o fator de restrição à rotação pode ser entendido como a relação entre a rotação na extremidade do elemento (θ_1) e a rotação combinada do elemento e da ligação (θ_2),

conforme Figura 7. Conforme Santos (2016), esse fator é utilizado em estruturas de concreto pré-moldado, porém, devido à falta de um fator similar, pode ser adotado para estruturas de concreto armado moldadas *in loco*.

Figura 7 - Fator de restrição à rotação



Fonte: adaptado da ABNT NBR 9062:2017.

A partir desta relação, é dada a equação:

$$\alpha R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \left[1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec} L_{ef}} \right]^{-1} \tag{1}$$

sendo:

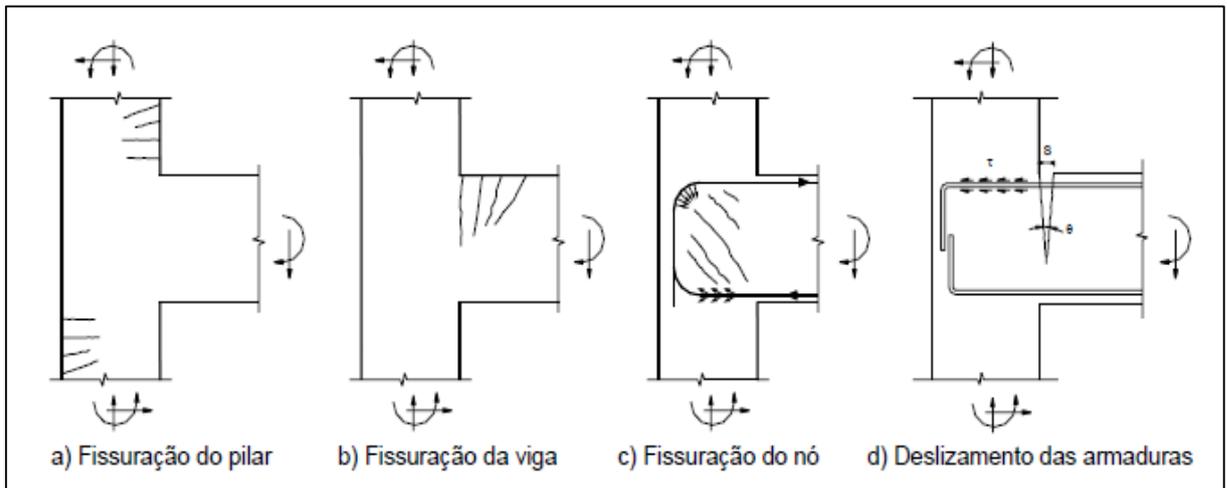
$(EI)_{sec}$: rigidez secante da viga;

L_{ef} : vão entre os centros de giros nos apoios da viga;

R_{sec} : rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar.

Nas estruturas de concreto armado moldadas *in loco*, essas rotações são causadas principalmente pela fissuração do concreto, escoamento e deslizamento das armaduras longitudinais das vigas no interior dos nós, como ilustrado na Figura 8 (SANTOS, 2016).

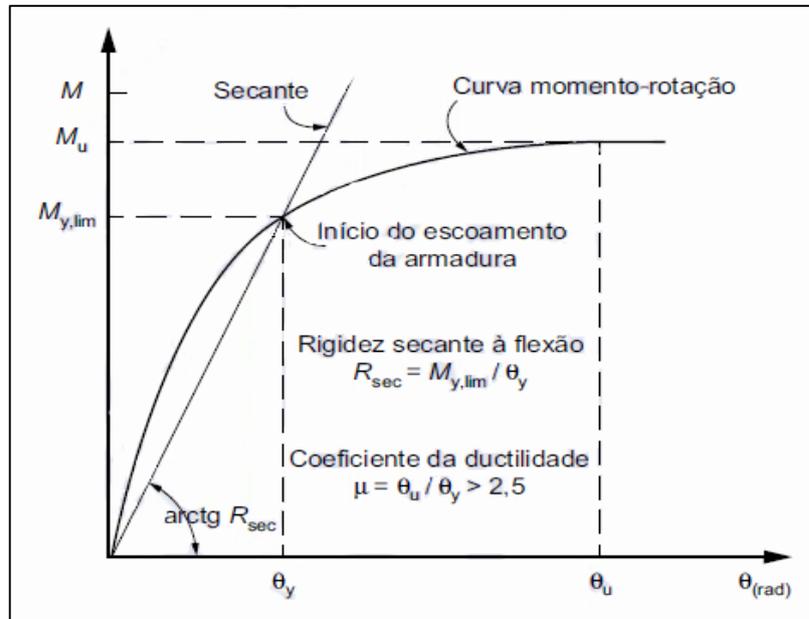
Figura 8 - Fissuração e deslizamento das armaduras em nós de pórtico



Fonte: Alva (2004).

Para a ABNT NBR 9062 (2017), as ligações viga-pilar apresentam um comportamento não linear, podendo ser analisadas através da análise linear, adotando a rigidez secante (R_{sec}), conforme Figura 9. A rotação localizada na ligação deve ser medida no centro de giro no apoio.

Figura 9 - Curva momento-rotação da ligação



Fonte: adaptado da ABNT NBR 9062:2017.

Sendo:

R_{sec} : rigidez secante da curva momento rotação da ligação viga-pilar;

$M_{y,lim}$: momento-limite no início do escoamento da armadura;

M_u : momento último na extremidade da viga no limite de plastificação da ligação;

θ_y : rotação relativa viga-pilar no início do escoamento da armadura;

θ_u : rotação relativa viga-pilar máxima no limite de plastificação da ligação;

μ : coeficiente de ductilidade da relação momento-rotação da ligação.

Conforme ABNT NBR 9062 (2017), a classificação das ligações viga-pilar em estruturas de concreto pré-moldado, quanto ao fator de restrição α_R , pode ser analisado através da Tabela 1.

Tabela 1 - Classificação das ligações em estruturas pré-moldadas

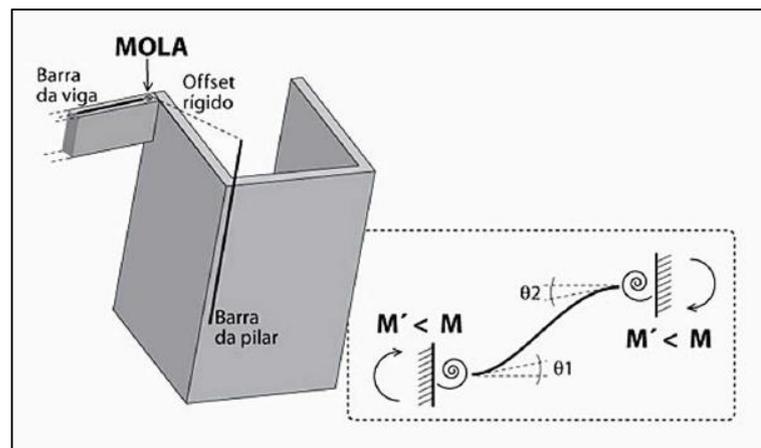
Tipo de ligação	Fator de restrição à rotação (α_R)
Articulada	$\alpha_R < 0,15$
Semirrígida	$0,15 \leq \alpha_R < 0,85$
Rígida	$\alpha_R \geq 0,85$

Fonte: adaptado da ABNT NBR 9062:2017.

Com base em estudos sobre as ligações viga-pilar em estruturas de concreto monolíticas, constatou-se que as mesmas não possuem comportamento puramente rígido. Alva, Ferreira e El Debs (2009), realizaram ensaios nos quais foram avaliadas quantitativamente as ligações viga-pilar, obtendo valores de engastamento parcial variando de 75 % até 87 %. Esses valores são relacionados ao momento fletor de engastamento perfeito, que admite o valor de 100 %.

De acordo com Kimura (2007), a condição de ligação semirrígida é analisada em modelos de pórtico espacial através da consideração de molas nas extremidades das barras, como mostrado na Figura 10. Ainda, Kimura (2007) afirma que um pilar que apresenta elevada rigidez à flexão, não é capaz de proporcionar muita resistência à flexão na ligação, pois apenas um trecho do pilar resistirá quando a viga for solicitada.

Figura 10 - Flexibilização da ligação viga-pilar



Fonte: Kimura (2007).

2.1.2 Estados limites

Com base em Fusco e Onishi (2017), os estados limites tem o objetivo de racionalizar a segurança nas estruturas de concreto armado. Ainda, para Fusco e Onishi (2017), esse método observa os estados que causam maior perigo à estrutura, bem como os que afetam a sua utilização. Para Araújo (2010), uma estrutura deve satisfazer condições mínimas relacionadas à segurança, serviço e durabilidade, resistindo às ações incidentes ao longo de sua vida útil, mantendo integridade estrutural e estética.

Conforme ABNT NBR 8681 (2003), os sinais de que uma estrutura apresenta uma performance imprópria ao que foi projetada, caracteriza os estados limites. Partindo desta ideia, Araújo (2010) afirma que quando os requisitos de segurança, serviço e durabilidade não são atendidos, julga-se que foi alcançado um estado limite.

Quanto a classificação, a ABNT NBR 8681 (2003) os divide em estados limites últimos e estados limites de serviço. Ainda, a ABNT NBR 8681 (2003) fala que os estados limites devem ser estabelecidos por normas específicas, variando de acordo com o material utilizado na estrutura.

2.1.2.1 Estados limites últimos

Os estados limites últimos (ELU) estão relacionados com a integridade estrutural e determinam a pausa no funcionamento da edificação, estando ligados a ideia de ruína (FUSCO; ONISHI, 2017). Durante a fase de projeto, são considerados diferentes coeficientes de ponderação, a fim de evitar o atingimento desses estados, relacionando-os assim, com a resistência da estrutura (KIMURA, 2007).

Conforme ABNT NBR 6118 (2014), o atingimento do ELU pode estar ligado à perda de equilíbrio, considerando a estrutura como um corpo rígido, ao esgotamento da resistência da estrutura como um todo ou em partes, causadas por ações normais e tangenciais, considerando redistribuição dos esforços e respeitando a capacidade de adaptação plástica, ao esgotamento da resistência da estrutura como um todo ou em partes, admitindo os efeitos de segunda ordem, as ações dinâmicas, ao colapso progressivo, ao esgotamento da resistência da estrutura como um todo ou em partes, admitindo os efeitos de exposição ao fogo, ao esgotamento da resistência da estrutura, admitindo os efeitos de ações sísmicas e por fim, aos eventos especiais que possam ocorrer. Todos esses fatores estão ligados à segurança da edificação, e definem as condições de utilização.

2.1.2.2 Estados limites de serviço

Os estados limites de serviço (ELS) estão relacionados com a utilização normal da estrutura. Devido sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos não previstos na construção, podendo comprometer sua durabilidade (FUSCO; ONISHI, 2017).

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), os ELS são os que influenciam no conforto do usuário, na aparência, na duração e na boa utilização, seja das pessoas ou seja de equipamentos dispostos nesta estrutura. De acordo com a ABNT NBR 8681 (2003), os ELS acontecem devido ações que apresentam combinações de caráter quase permanente, frequente e raro.

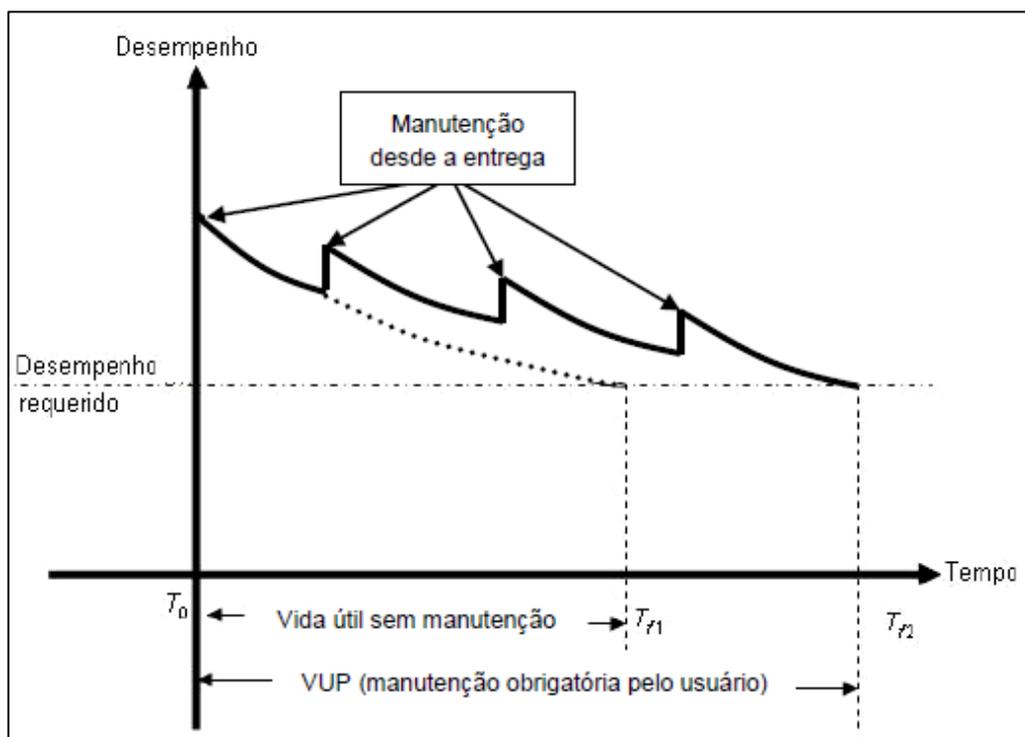
Ainda, para a segurança da estrutura, a ABNT NBR 6118 (2014) prevê a análise do estado limite de formação de fissuras (ELS-F), estado limite de abertura das fissuras (ELS-W), estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF), estado limite de descompressão (ELS-D),

estado limite de descompressão parcial (ELS-DP), estado limite de compressão excessiva (ELS-CE) e estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE).

2.1.3 Durabilidade

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), durabilidade é a capacidade da estrutura resistir às influências ambientais previstas pelos envolvidos com o projeto. Sobre as exigências de durabilidade, a norma expõe que a estrutura projetada deve apresentar segurança e estabilidade durante seu tempo de vida útil, que pode ser definida como o tempo pelo qual a estrutura mantém suas características sem sofrer reparos ou intervenções expressivas. A Figura 11 mostra a relação entre o desempenho em função do tempo para uma edificação como um todo, entretanto, se analisar a estrutura em concreto armado isoladamente, a mesma apresentará relação similar.

Figura 11 - Desempenho ao longo do tempo



Fonte: ABNT NBR 15575-1:2013.

As estruturas de concreto armado são muito influenciadas pelas opções estruturais, materiais utilizados e ambientes no qual estão inseridas. A ABNT NBR 6118 (2014) classifica os locais de acordo com sua agressividade, conforme Quadro 1.

Quadro 1 - Classe de agressividade ambiental

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

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

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

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

Fonte: adaptado da ABNT NBR 6118:2014.

Pela ABNT NBR 6118 (2014), a agressividade do ambiente é relacionada apenas às ações físicas e químicas que agem na estrutura e influencia na qualidade do concreto, como definido no Tabela 2, bem como no dimensionamento das peças estruturais, conforme Tabela 3.

Tabela 2 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b c}	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40

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

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

Fonte: adaptado da ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 3 - Relação entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal

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

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

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências dessa Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitando um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

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

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: adaptado da ABNT NBR 6118:2014.

Segundo Helene (2004), a resistência da estrutura frente ao ambiente em que está implantada depende tanto da resistência do concreto, quanto da resistência da armadura. A deterioração de um ou de outro, afetará a estrutura inteira.

2.1.4 Redistribuição dos esforços

As ações que atuam em uma determinada estrutura, geram esforços solicitantes que percorrem todos os elementos estruturais até as fundações. Pode-se dizer que os esforços são distribuídos ao longo da estrutura, de maneira que todos os elementos resistam e mantenham o equilíbrio da edificação. A rigidez estrutural está completamente ligada à essa distribuição de esforços, de maneira que os mesmos tentem a deslocar-se para regiões onde a rigidez é maior (KIMURA, 2007).

Devido à inúmeros fatores, alguns elementos estruturais podem sofrer fissuração e as barras de aço podem alcançar o estado de escoamento, caracterizando a alteração de rigidez da estrutura. Quando isso ocorre, os esforços se redistribuem ao longo da estrutura, nunca deixando de existir, de maneira a deslocar-se das regiões menos rígidas para as mais rígidas (CUSTÓDIO; VERGUTZ, 2010).

Tratando-se dos momentos fletores, a ABNT NBR 6118 (2014) apresenta valores limites de redistribuição, onde para estruturas de nós fixos, o coeficiente de redistribuição de momentos δ deve ser maior ou igual a 0,75 e para as estruturas de nós móveis, esse coeficiente deve ser maior ou igual a 0,90.

Ainda, a ABNT NBR 6118 (2014) diz que quando não for obtida a correta influência da ligação viga-pilar, deve ser considerado, nos apoios extremos de vigas contínuas, o momento fletor de engastamento perfeito multiplicado pelas seguintes relações:

Na viga:

$$\frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (2)$$

No tramo superior do pilar:

$$\frac{r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (3)$$

No tramo inferior do pilar:

$$\frac{r_{inf}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (4)$$

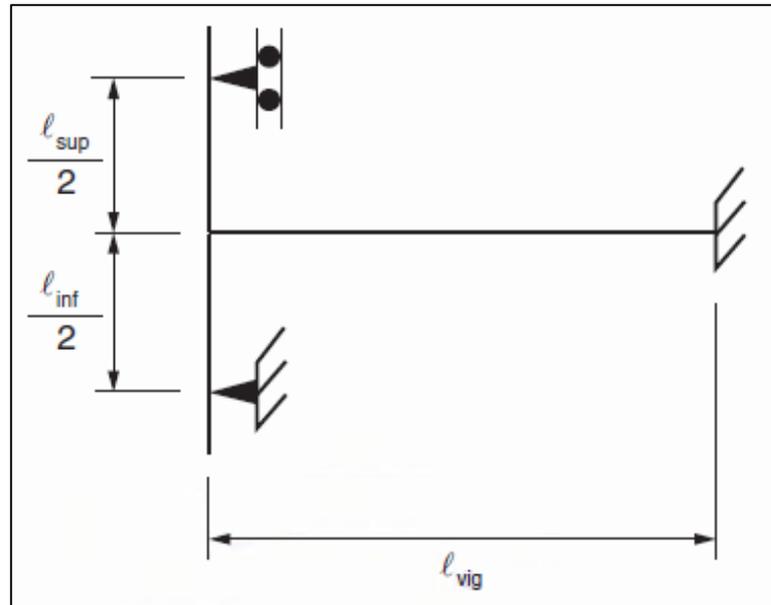
sendo:

$$r_i = \frac{I_i}{\ell_i} \quad (5)$$

onde:

r_i = rigidez do elemento i no nó analisado, conforme Figura 12.

Figura 12 - Aproximação em apoios extremos



Fonte: ABNT NBR 6118:2014

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), os esforços devem ser recalculados de maneira a zelar pelo equilíbrio dos elementos, como também da estrutura de forma global. Kimura (2007) completa, afirmando que uma negligência na redistribuição dos esforços pode causar a insegurança, fragilidade e desequilíbrio da estrutura.

2.2 AÇÕES

Conforme Kimura (2007), as ações são todas as cargas que causam esforços adicionais sobre a estrutura. Ainda, segundo Kimura (2007), no dimensionamento de uma estrutura, deve-se avaliar todas as ações que irão gerar efeitos consideráveis sobre a mesma. Através da ABNT NBR 6120 (1980), se obtém o peso específico dos materiais de construção, bem como valores mínimos a considerar sobre cargas verticais, conforme Anexo A.

A ABNT NBR 8681 (2003) afirma que as ações são causadoras de esforços e deformações nas estruturas, de tal forma que as forças são provenientes de ações diretas e as deformações, por ações indiretas. Para a classificação, a ABNT NBR 8681 (2003) utiliza a variação do tempo como aspecto de diferenciação, classificando-as em permanentes, variáveis e excepcionais. Ainda, para a análise estrutural, a ABNT NBR 6118 (2014) recomenda que seja analisada a influência das ações, considerando os estados limites últimos e os de serviço.

2.2.1 Ações permanentes

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), as ações permanentes são as que sucedem de forma constante durante a vida útil da construção. Elas devem ser consideradas com valores mais desfavoráveis para a segurança e são classificadas em diretas e indiretas.

Segundo a ABNT NBR 8681 (2003), as ações permanentes diretas são compreendidas pelo peso próprio da estrutura, peso dos equipamentos fixos e empuxos. Já para as ações permanentes indiretas, a ABNT NBR 8681 (2003) cita a protensão, recalques de apoio e retração dos materiais.

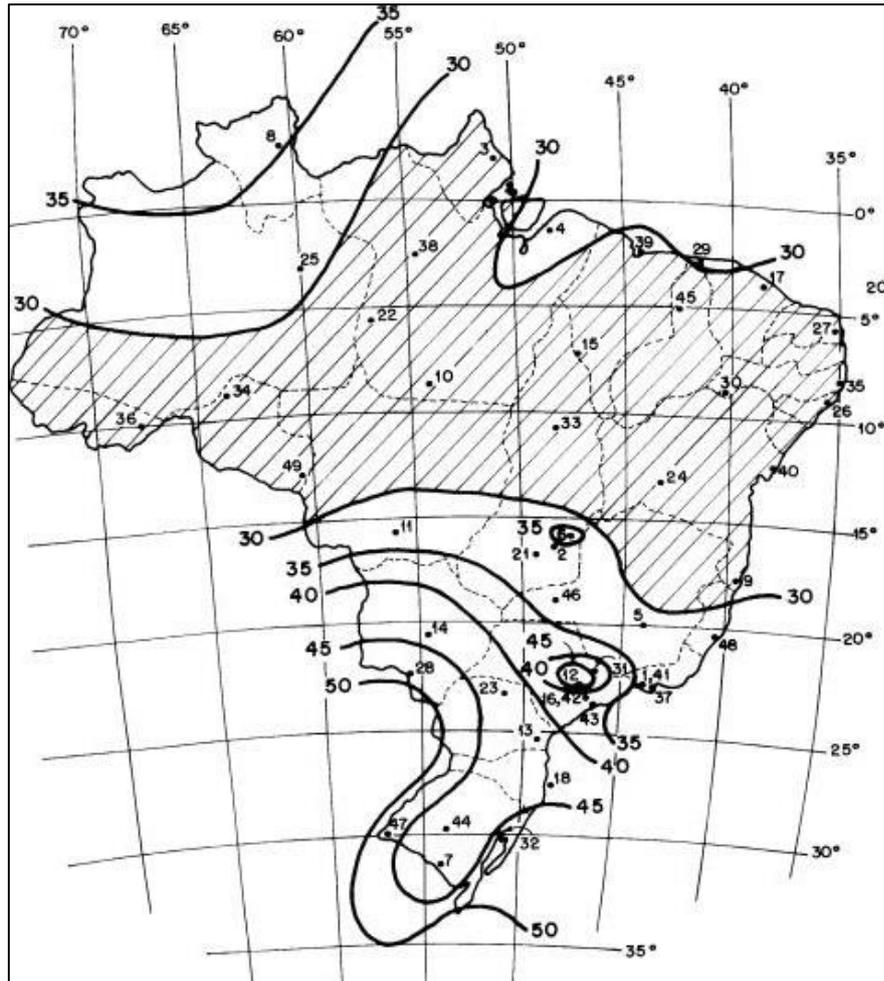
2.2.2 Ações variáveis

Para Araújo (2010), as ações variáveis são as que apresentam grandes variações de ocorrência durante a vida útil da estrutura. Ainda, conforme a ABNT NBR 8681 (2003), essas ações são provenientes das cargas acidentais das construções.

Pela ABNT NBR 8681 (2003), as ações variáveis são classificadas em normais, as quais possuem grande probabilidade de ocorrência e especiais, as quais a ocorrência não seja comum, entretanto existe a possibilidade de ocorrer. Para a ABNT NBR 6118 (2014) as ações variáveis normais (diretas) são compostas pelas cargas acidentais de uso, ação do vento e da água. Já as ações variáveis especiais (indiretas), podem ser dadas pelas variações uniformes e não uniformes de temperatura e ações dinâmicas.

2.2.2.1 Vento

O vento é considerado uma ação variável direta, na qual a ABNT NBR 6118 (2014) prescreve que seus efeitos devem ser considerados na análise da estrutura. Para obtenção desses efeitos, utiliza-se a ABNT NBR 6123 (1988), onde determina-se a velocidade básica do vento (V_0), que possui valores específicos de acordo com a região onde a estrutura está inserida, conforme Figura 13.

Figura 13 - Isopletas de velocidade básica V_0 (m/s)

Fonte: adaptado da ABNT NBR 6123:1988.

Definido o valor de V_0 , a ABNT NBR 6123 (1988) procede com o cálculo da velocidade característica do vento (V_k), através da equação:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (6)$$

onde:

S_1 = fator topográfico;

S_2 = fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

S_3 = fator estatístico.

Os valores do fator S_1 variam conforme o terreno e a ABNT NBR 6123 (1988) define condições:

a) para terrenos planos ou pouco acidentados: $S_1 = 1,0$;

b) para taludes e morros com inclinações definidas por:

$$\theta \leq 3^\circ \quad S_1 = 1,0$$

$$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \quad S_1 = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot \operatorname{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1 \quad (7)$$

$$\theta \geq 45^\circ \quad S_1 = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot 0,31 \geq 1 \quad (8)$$

onde:

z = altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

d = diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;

θ = inclinação média do talude ou encosta de morro.

c) para vales profundos, protegidos do vento: $S_1 = 0,9$.

O fator S_2 é considerado pela ABNT NBR 6123 (1988), como a combinação entre a rugosidade do terreno, a variação de velocidade do vento com a altura acima do terreno e as dimensões da estrutura. Desta forma, a rugosidade do terreno é dividida em cinco categorias e a dimensão da edificação, em três classes:

Classe A: para as que possuam maior dimensão vertical ou horizontal inferior a 20 m;

Classe B: para as que possuam maior dimensão vertical ou horizontal entre 20 m e 50 m;

Classe C: para as que possuam maior dimensão vertical ou horizontal superior a 50 m;

Por fim, o coeficiente S_2 é obtido através da Tabela 4.

Tabela 4 - Fator S_2

z (m)	Categoria														
	I (superfície lisa)			II (terrenos abertos)			III (terrenos planos)			IV (terrenos cobertos por obstáculos)			V (terrenos cobertos por obstáculos altos)		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01

Fonte: adaptado da ABNT NBR 6123:1988.

Segundo ABNT NBR 6123 (1988) o fator S_3 é estatístico e considera a segurança e vida útil da estrutura, conforme Tabela 5.

Tabela 5 - Valores mínimos do fator estatístico S_3

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

Fonte: adaptado da ABNT NBR 6123:1988.

Através da velocidade característica, é possível calcular a pressão dinâmica (q) através da expressão:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (9)$$

Com as pressões dinâmicas, procede-se com o cálculo da força de arrasto atuante (F_a), através da expressão:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A \quad (10)$$

onde:

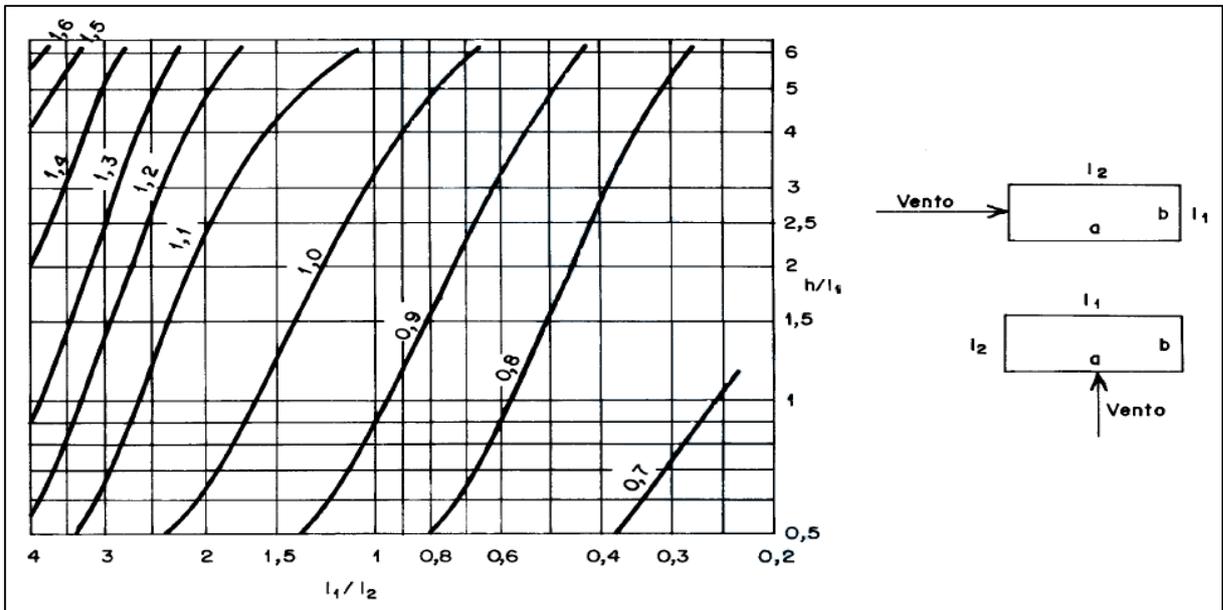
C_a = coeficiente de arrasto;

A = área da face da edificação.

Para a obtenção do coeficiente de arrasto, considera-se a ocorrência de vento de alta ou baixa turbulência na edificação. Segundo a ABNT NBR 6123 (1988), para consideração de vento de alta turbulência, a edificação deve obedecer alguns critérios, tais como que sua altura não ultrapasse duas vezes a média de altura das construções vizinhas, sendo que essas devem respeitar uma distância mínima de 500 metros para edificações de até 40 metros de altura, 1000 metros para edificações de até 55 metros de altura, 2000 metros para edificações de até 70 metros de altura e 3000 metros para edificações com até 80 metros de altura. Para os demais casos, a ABNT NBR 6123 (1988) sugere a consideração de vento de baixa turbulência.

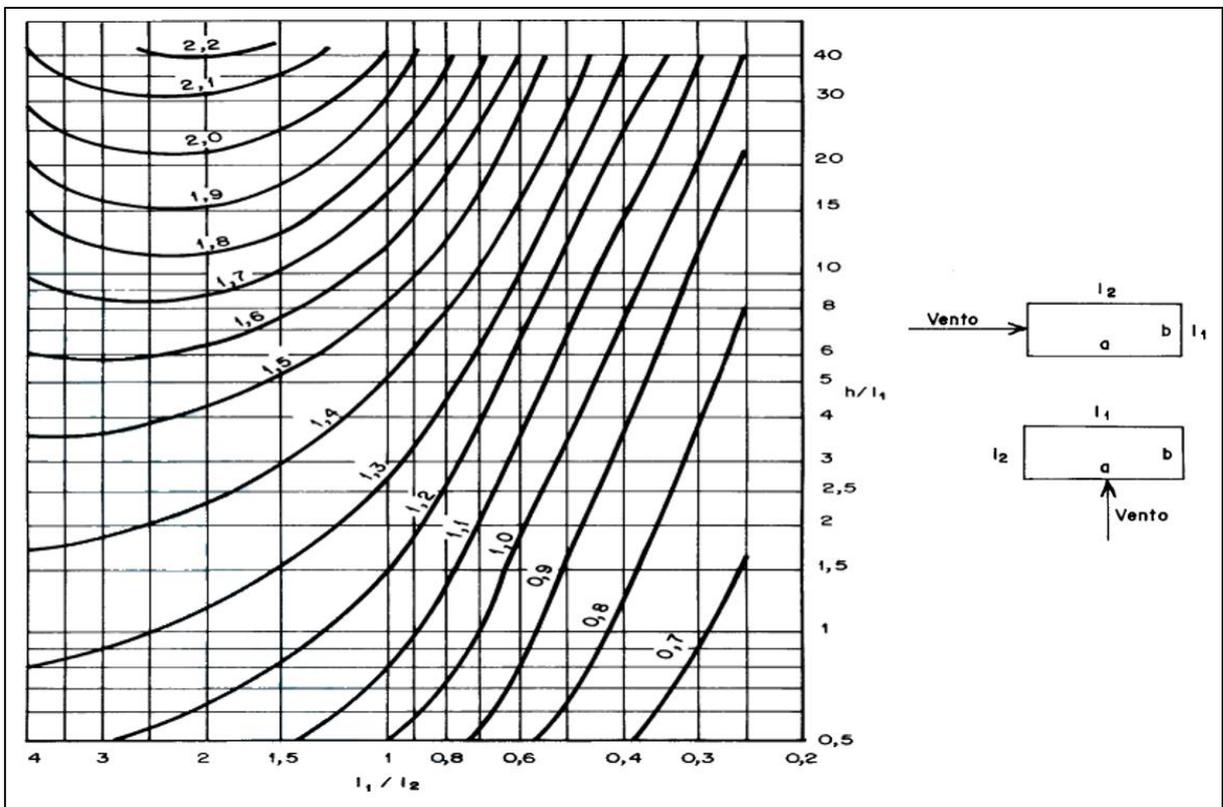
Desta forma, o coeficiente de arrasto de edificações em vento de alta turbulência é dado pela Figura 14, conforme ABNT NBR 6123 (1988). Já para edificações em vento de baixa turbulência, o coeficiente de arrasto é dado pela Figura 15, conforme ABNT NBR 6123 (1988).

Figura 14 - Coeficiente de arrasto: vento de alta turbulência



Fonte: adaptado da ABNT NBR 6123:1988.

Figura 15 - Coeficiente de arrasto: vento de baixa turbulência



Fonte: adaptado da ABNT NBR 6123:1988.

2.2.3 Ações excepcionais

Segundo a ABNT NBR 8681 (2003), ações excepcionais são as ações provenientes de enchentes, explosões, choques de veículos contra a estrutura, incêndios, entre outros. Conforme a ABNT NBR 8681 (2003), são ações que apresentam duração rápida e probabilidade pequena de ocorrência, porém devem ser consideradas no projeto, devido a sua magnitude. Em caso de ocorrência, a ABNT NBR 6118 (2014) cita que devem ser usadas normas específicas, definindo valores particulares para cada caso analisado.

2.2.4 Valores das ações

De acordo com a ABNT NBR 8681 (2003), os valores das ações são mensurados por seus valores representativos, podendo, para os ELU e ELS, serem valores característicos e característicos nominais, valores reduzidos de combinações, valores convencionais excepcionais, valores reduzidos de utilização, valores raros de utilização e valores de cálculo.

Conforme ABNT NBR 6118 (2014), os valores característicos (F_k) são dados de acordo com suas intensidades. Para as ações permanentes, adota-se valores médios das distribuições de probabilidade, como valores característicos. Para as ações variáveis, os valores característicos (F_{qk}), são os valores que apresentam de 25 % até 35 % de probabilidade de serem atingidos no seu sentido desfavorável, em um período de 50 anos. Ambos valores de ações, permanentes e variáveis são abordados na ABNT NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

Para os ELU, a ABNT NBR 6118 (2014) expõem que os valores reduzidos, devido à combinação, são determinados pelos valores característicos através da expressão $\psi_0 \cdot F_k$, a qual considera a pequena probabilidade de ocorrência de duas ou mais ações variáveis diferentes. Já para os ELS, os valores reduzidos são definidos a partir dos valores característicos expressos por $\psi_1 \cdot F_k$, para valores frequentes e $\psi_2 \cdot F_k$, para valores quase permanentes. Ainda, sobre os valores de cálculo (F_d), a ABNT NBR 8681 (2003) define que são obtidos através da multiplicação dos valores representativos por coeficientes de ponderação (γ_f).

2.2.5 Coeficientes de ponderação das ações (γ_f)

O coeficiente de ponderação das ações (γ_f), sejam elas permanentes ou variáveis, transforma o valor característico de uma ação (F_k) em valor de cálculo (F_d) (KIMURA, 2007).

Esse coeficiente pode ser chamado de coeficiente de segurança e normalmente recebe o valor de 1,4 (KIMURA, 2007).

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), as ações devem ser majoradas pelo coeficiente de ponderação, onde o mesmo é dado por:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (11)$$

onde:

γ_{f1} = variabilidade das ações;

γ_{f2} = simultaneidade de atuação das ações;

γ_{f3} = problemas construtivos bem como simplificações em relação às solicitações.

Com base na ABNT NBR 8681 (2003), a separação do coeficiente γ_f em parcelas possibilita que os valores sejam adequados aos diferentes tipos de estruturas e materiais.

Para ABNT NBR 6118 (2014), os valores dos coeficientes no ELU são separados em duas partes, conforme Tabela 6 e Tabela 7.

Tabela 6 - Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1	1,2	1	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1	1	0	1,2	0,9	0	0

onde

D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Tabela 7 - Valores do coeficiente γ_{f2}

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1^a	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
Vento	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

^a Para valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.

^b Edifícios residenciais.

^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: adaptado da ABNT NBR 6118:2014.

Para o ELS, a ABNT NBR 6118 (2014) considera que o coeficiente de ponderação é dado pela expressão:

$$\gamma_f = \gamma_{f2} \quad (12)$$

onde:

γ_{f2} = valor variável conforme Tabela 7;

$\gamma_{f2} = 1$, para combinações raras;

$\gamma_{f2} = \psi_1$, para combinações frequentes;

$\gamma_{f2} = \psi_2$, para combinações quase permanentes.

2.2.6 Combinações

Conforme ABNT NBR 6118 (2014), tratam-se de combinações, as ações que ocorrem ao mesmo tempo, gerando um carregamento que possui grande chance de incidir sobre uma estrutura. Kimura (2007) contribui, comentando que uma estrutura raramente estará exposta à atuação de somente uma ação isolada.

Desta forma, a ABNT NBR 6118 (2014) declara que as combinações devem ser geradas de maneira que os efeitos sejam os mais desfavoráveis possíveis para a estrutura. Kimura (2007) completa, afirmando que as ações combinadas reproduzem o modelo mais próximo ao que realmente acontece nas estruturas.

A segurança em relação às combinações deve ser analisada com base nos ELU e ELS, de tal forma que a ABNT NBR 6118 (2014) classifica as combinações de ações em últimas e de serviço. Ainda, para a ABNT NBR 6118 (2014) as combinações últimas, referentes aos estados limites últimos, classificam-se em normal, especial ou de construção e excepcional. Já para as combinações de serviço, referentes aos estados limites de serviço, a ABNT NBR 6118 (2014) classifica-as em quase permanentes, frequentes e raras.

As combinações últimas normais, segundo ABNT NBR 6118 (2014), devem apresentar valores característicos para ações permanentes e ação variável principal, bem como valores reduzidos de combinação para demais ações variáveis. Conforme ABNT NBR 6118 (2014), as combinações últimas especiais ou de construção devem apresentar valores característicos para ações permanentes e ação variável especial (quando existir), bem como valores reduzidos de combinação para demais ações variáveis. Ainda, a ABNT NBR 6118 (2014) informa que as combinações últimas excepcionais devem apresentar valores representativos para ações permanentes e ação variável excepcional (quando existir), assim como valores reduzidos de combinação para demais ações variáveis.

As combinações de serviço quase permanentes, conforme ABNT NBR 6118 (2014), atuam durante quase toda vida da construção e podem ser analisadas no estado limite de deformação excessiva. Para a ABNT NBR 6118 (2014), as combinações de serviço frequentes, acontecem repetidas vezes ao longo da vida da estrutura de maneira que pode estar presente nos estados limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas, além dos estados limites de deformações excessivas causados pelo vento ou temperatura. Ainda, a ABNT NBR 6118 (2014) mostra que as combinações de serviço raras, acontecem poucas vezes ao longo da vida da estrutura, onde sua consideração pode ser importante para o estado limite de formação de fissuras.

2.3 ESTABILIDADE GLOBAL E EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM

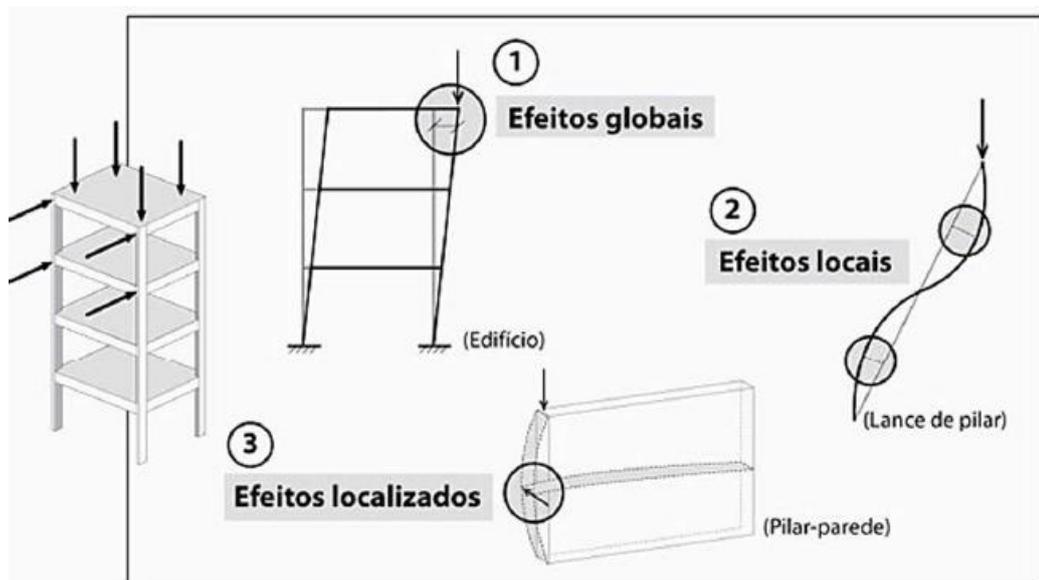
Conforme ABNT NBR 6118 (2014), a estabilidade global de uma estrutura é item obrigatório de verificação. Ela está intimamente vinculada com a capacidade da mesma em

absorver os efeitos de segunda ordem, que podem ser traduzidos como os deslocamentos das ligações da estrutura (SANTOS, 2016).

Primeiramente se obtém os efeitos de primeira ordem, onde se considera a estrutura em sua forma geométrica não deformada. Após isso, considera-se sua forma deformada, originada por ações verticais e horizontais, provocando deslocamentos nos nós e causando surgimento de outros efeitos, os de segunda ordem. Esses efeitos adicionais tendem a causar instabilidade na estrutura (KIMURA, 2007).

Conforme indicações da ABNT NBR 6118 (2014), os efeitos de segunda ordem, podem ser desconsiderados sempre que apresentarem aumentos de no máximo 10 % nas reações e solicitações relevantes da estrutura. Desta forma, a ABNT NBR 6118 (2014) classifica os efeitos de segunda ordem, como efeitos globais, locais e localizados de segunda ordem, como ilustrado na Figura 16. Essa classificação leva em conta o comportamento da estrutura como um todo, ou em partes.

Figura 16 - Efeitos de segunda ordem



Fonte: Kimura (2007).

Para os efeitos globais de segunda ordem, a ABNT NBR 6118 (2014) determina que os mesmos ocorrem devido ao deslocamento dos nós da estrutura em função de ações horizontais e verticais. Para Kimura (2007), os efeitos globais de segunda ordem estão relacionados com a estrutura como um todo.

Os efeitos locais de segunda ordem ocorrem nos elementos tipo barra da estrutura, conforme ABNT NBR 6118 (2014), quando os eixos dos elementos não se mantêm retilíneos, afetando os esforços solicitantes do elemento. Já, para os efeitos localizados de segunda ordem,

a ABNT NBR 6118 (2014) especifica que eles ocorrem com uma magnitude maior, causadas por regiões onde a falta de retilineidade também é maior, aumentando assim a flexão longitudinal e transversal dessa região.

Com base nesses efeitos, pode-se afirmar que a estabilidade global de uma estrutura é afetada proporcionalmente à medida que os esforços de segunda ordem aumentam. Em outras palavras, quanto maiores forem os efeitos de segunda ordem, maior será a instabilidade global da estrutura (KIMURA, 2007).

Com relação aos efeitos de segunda ordem, a ABNT NBR 6118 (2014) classifica as estruturas em nós fixos e nós móveis. As estruturas de nós fixos, apresentam efeitos globais de segunda ordem menores ou iguais do que 10 % dos esforços de primeira ordem, necessitando assim, apenas a verificação para os efeitos locais e localizados de segunda ordem. As estruturas de nós móveis são as que apresentam grandes deslocamentos horizontais em função do considerável efeito global de segunda ordem, maiores do que 10 % dos esforços de primeira ordem, necessitando assim de verificações dos efeitos globais, locais e localizados de segunda ordem.

2.3.1 Não linearidade física e geométrica

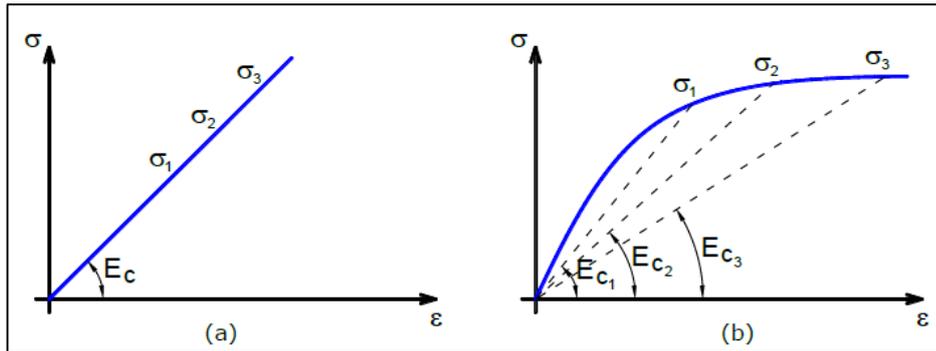
O comportamento não linear de uma estrutura está relacionado à mudança das propriedades dos materiais constituintes, denominada de não linearidade física (NLF) e à mudança de geometria, denominada de não linearidade geométrica (NLG). As análises não lineares representam mais fielmente o comportamento real de uma estrutura, visto que a mesma apresenta as não linearidades físicas e geométricas (KIMURA, 2007).

De acordo com Reis (2013), o comportamento de não linearidade física está relacionada ao módulo de elasticidade (E) do material bem como sua rigidez (EI), apresentando uma deformação desproporcional à tensão aplicada.

Segundo Kimura (2007), as propriedades do concreto armado sofrem alterações ao passo que recebem carregamentos. Tal comportamento pode ser analisado em diagramas de σ x ϵ do concreto, Figura 17, onde evidencia-se o comportamento não linear.

Fatores como a fissuração, fluência, escoamento das armaduras, além de outros fatores menos significantes, conferem ao concreto armado a característica de não linearidade física (PINTO, 1997).

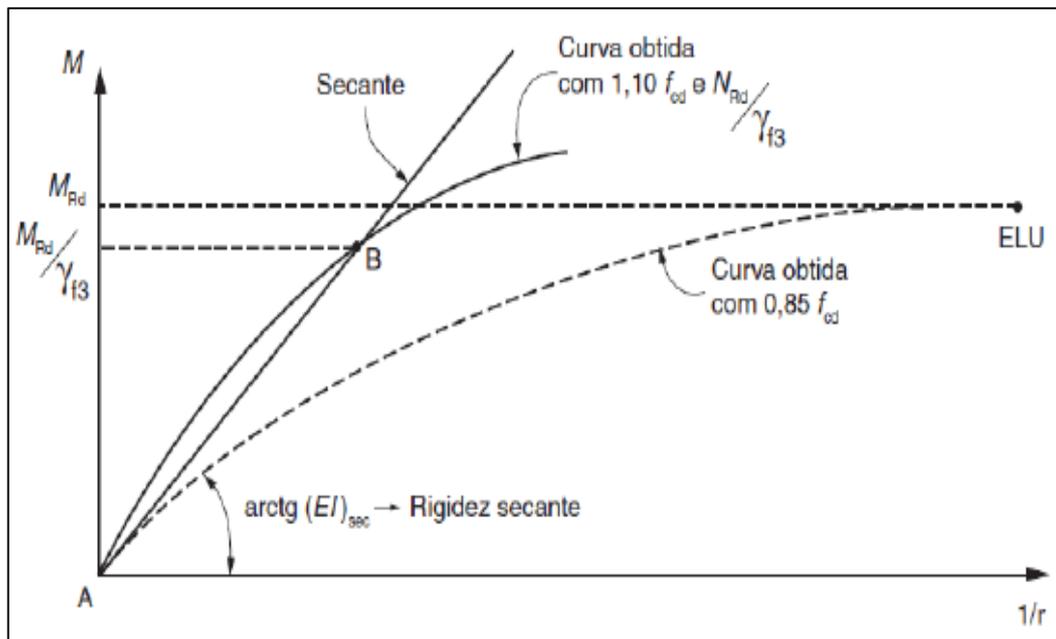
Figura 17 - Diagrama tensão-deformação do concreto: (a) linear; (b) não linear



Fonte: Moncayo (2011).

Conforme a ABNT NBR 6118 (2014), tendo o conhecimento das armaduras e da força normal atuante, pode-se construir uma relação momento-curvatura, como ilustrado na Figura 18, a fim de considerar os efeitos de não linearidade.

Figura 18 - Relação momento-curvatura



Fonte: adaptado da ABNT NBR 6118:2014.

Para Reis (2013), a obtenção dos resultados através do diagrama apresentado na Figura 18 é muito complexa e trabalhosa para uma análise manual, desta forma a ABNT NBR 6118 (2014) permite a consideração aproximada da não linearidade física para estruturas reticuladas de no mínimo quatro pavimentos, tendo como rigidez dos elementos os valores:

Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 E_{ci} \cdot I_c$ (13)

Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci} \cdot I_c$ para $As' \neq As$ (14)

$(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci} \cdot I_c$ para $As' = As$ (15)

Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci} \cdot I_c$ (16)

onde:

A_s = área da seção transversal da armadura longitudinal de tração

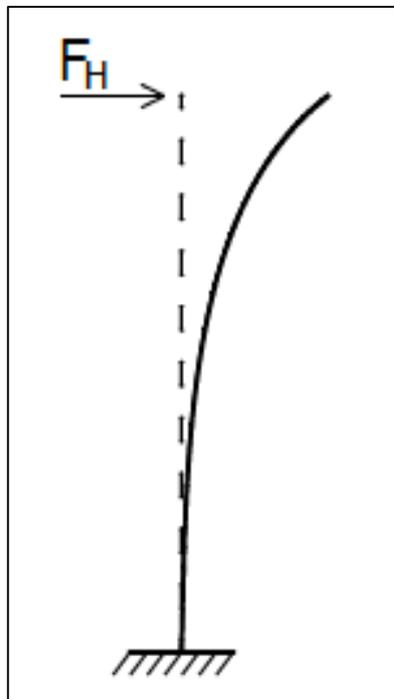
A_s' = área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão

E_{ci} = módulo de elasticidade inicial do concreto

I_c = momento de inércia da seção bruta de concreto.

Como visto anteriormente, a não linearidade geométrica está relacionada com as mudanças de geometria que a estrutura sofre ao passo que recebe um carregamento, como ilustrado na Figura 19 (KIMURA, 2007).

Figura 19 - Pilar com mudança de posição no espaço

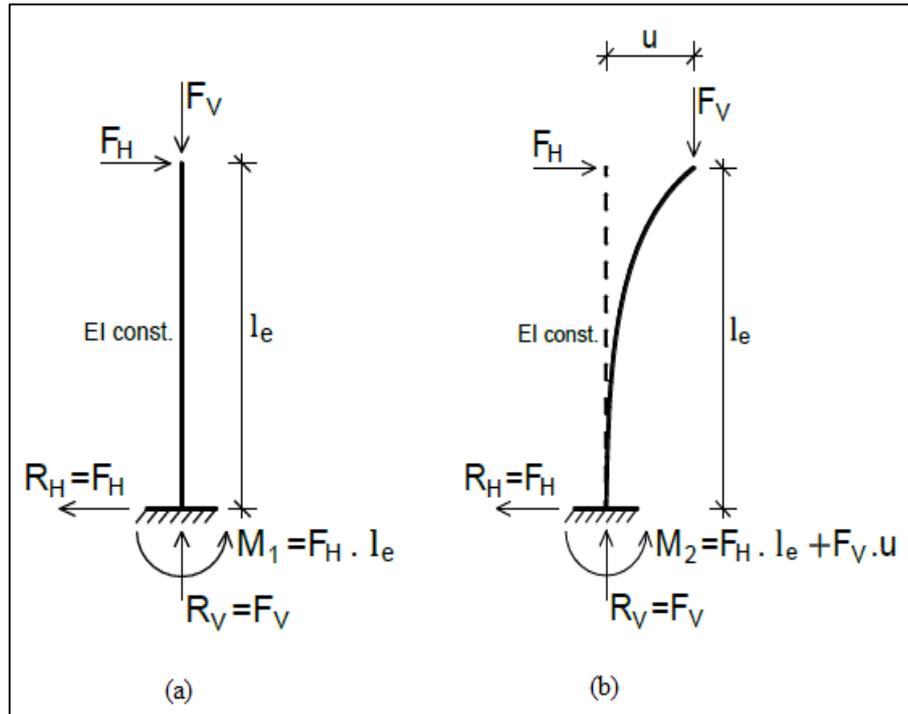


Fonte: Moncayo (2011).

Para Pinto (1997), a não linearidade geométrica é proveniente da alteração de posição da estrutura no espaço. Pinto (1997) afirma que é considerada a configuração final de equilíbrio da estrutura, para a análise dos efeitos da não linearidade geométrica.

Desta forma, a deformação da estrutura gera acréscimo de momento, em comparação com a estrutura indeformada, conforme Figura 20. Esse aumento nos valores das reações é chamado de efeitos de segunda ordem (MONCAYO, 2011). Como visto anteriormente, os efeitos de segunda ordem, causados por esses esforços adicionais, devem ser analisados no cálculo e a estrutura deve apresentar rigidez suficiente para não perder estabilidade, não atingindo os estados limites últimos (SANTOS, 2016).

Figura 20 - Reações do pilar: (a) indeformado; (b) deformado



Fonte: adaptado de Moncayo (2011).

2.3.2 Parâmetro de instabilidade α

De acordo com Santos (2016), o coeficiente α é um parâmetro simplificado para análise da estabilidade global de estruturas, onde pode-se verificar se a estrutura é de nós fixos ou não. Para Santos (2016), esse parâmetro relaciona o deslocamento no topo da estrutura com um pilar de seção correspondente.

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), uma estrutura é considerada de nós fixos quando o parâmetro de instabilidade α for menor do que α_1 , de acordo com a expressão:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs} \cdot I_c)}} \quad (17)$$

onde:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n \text{ se: } n \leq 3 \quad (18)$$

$$\alpha_1 = 0,6 \text{ se: } n \geq 4 \quad (19)$$

onde:

n = número de andares acima da fundação;

H_{tot} = altura total da estrutura, medida a partir da fundação;

N_k = resultante de todos carregamentos verticais com valor característico;

$E_{cs} \cdot I_c$ = resultante dos valores de rigidez dos pilares na direção considerada.

A rigidez do pilar equivalente é determinada com base na ABNT NBR 6118 (2014), calculando o deslocamento do topo da estrutura de contraventamento, considerando a ação horizontal e calculando a rigidez de um pilar equivalente com seção constante, de base engastada e topo livre, com a mesma altura e com carregamentos iguais, que apresente os mesmos deslocamentos.

O parâmetro α permite analisar a estrutura frente aos efeitos de segunda ordem, permitindo verificar se os mesmos podem ser desconsiderados ou não. Se surgir a necessidade de consideração dos efeitos, outro método que quantifique esse efeito deve ser utilizado (REIS, 2013).

2.3.3 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z foi criado por Franco e Vasconcelos em 1991, com o objetivo de tornar simples e eficaz a avaliação da estabilidade global das estruturas de concreto armado. Este coeficiente também fornece a estimativa dos esforços de segunda ordem através da majoração dos esforços de primeira ordem (MONCAYO, 2011).

Segundo Kimura (2007), valores comuns para γ_z variam de 1,00 até 1,20. Quando superiores à 1,50, demonstram que a estrutura apresenta instabilidade e quando inferiores à 1,00, demonstram problemas de cálculo e até mesmo instabilidade. Desta forma, Kimura (2007) estipula que sejam projetadas estruturas com γ_z menor ou igual a 1,20. Ainda, Moncayo (2011) relaciona a parcela decimal do coeficiente, com a intensidade dos efeitos globais de segunda ordem, conforme mostrado no Quadro 2.

Quadro 2 - Relação entre valores de γ_z e efeitos de segunda ordem

γ_z	Significado
$\cong 1,00$	Efeitos de 2ª ordem praticamente inexistentes
1,10	Efeitos de 2ª ordem em torno de 10 % dos efeitos de 1ª ordem
1,15	Efeitos de 2ª ordem em torno de 15 % dos efeitos de 1ª ordem
1,20	Efeitos de 2ª ordem em torno de 20 % dos efeitos de 1ª ordem
...	Assim por diante

Fonte: adaptado de Kimura (2007).

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), o coeficiente γ_z pode ser utilizado em estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares e seu valor é obtido através da equação:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (20)$$

onde:

$M_{1,tot,d}$ = momento de tombamento;

$\Delta M_{tot,d}$ = soma dos produtos das forças verticais atuantes na estrutura, com valores de cálculo, pelos respectivos deslocamentos horizontais, obtidos pela análise de primeira ordem.

Desta forma, a ABNT NBR 6118 (2014) considera que uma estrutura que apresente coeficiente $\gamma_z \leq 1,10$, é uma estrutura de nós fixos. Quando a estrutura apresentar valores para $\gamma_z > 1,10$, ela é considerada uma estrutura de nós móveis, sendo que para essas, quando o coeficiente $\gamma_z > 1,30$, os efeitos de segunda ordem devem ser considerados pelo processo P- Δ .

3 METODOLOGIA

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A metodologia adotada no presente trabalho tem por finalidade a análise técnica de uma estrutura de concreto armado moldada *in loco*, considerando as ligações viga-pilar rígidas, em comparação com ligações semirrígidas. A análise foi realizada com auxílio de um *software* comercial onde, após o lançamento e processamento dos modelos, foram extraídos parâmetros de estabilidade, bem como os quantitativos de aço das vigas e dos pilares, permitindo uma análise comparativa entre as estruturas.

3.2 PROCEDIMENTO

Inicialmente, foi proposto o lançamento de dois modelos estruturais, um com ligações viga-pilar rígidas e outro com ligações semirrígidas com 25 % de redução no engastamento, onde os dois modelos seriam otimizados para o atendimento da condição de nós fixos, realizando uma análise técnica e econômica entre os modelos. Essa alternativa foi descartada, visto que, o fato dos modelos não apresentarem as mesmas seções impediu a realização das análises técnicas. Ainda, a fixação da condição de nós fixos para ambos os modelos, forneceu uma rigidez exagerada para as estruturas, resultando em armadura mínima para os pilares.

Desta forma, o procedimento adotado partiu do pré-dimensionamento da estrutura, criando-se o modelo com ligações viga-pilar rígidas, o qual foi otimizado para o atendimento dos deslocamentos horizontais limites no topo da edificação, bem como para o atendimento da condição de estrutura de nós fixos. Partindo da otimização do modelo rígido, aplicou-se o coeficiente de redução no engaste, criando-se o modelo com ligações viga-pilar semirrígidas, o qual foi otimizado somente para o atendimento dos deslocamentos horizontais limites no topo da edificação, a fim de permitir a comparação dos parâmetros de estabilidade. Após a otimização, realizaram-se alguns ajustes em ambos os modelos, com a finalidade de igualar as seções dos elementos entre as duas estruturas, possibilitando os comparativos propostos. Os resultados que serviram para análise comparativa foram os deslocamentos horizontais, coeficiente γ_z , momentos positivo e negativo das vigas tipo, esforços cortantes, momento no topo dos pilares tipo e quantitativo de aço das vigas e dos pilares.

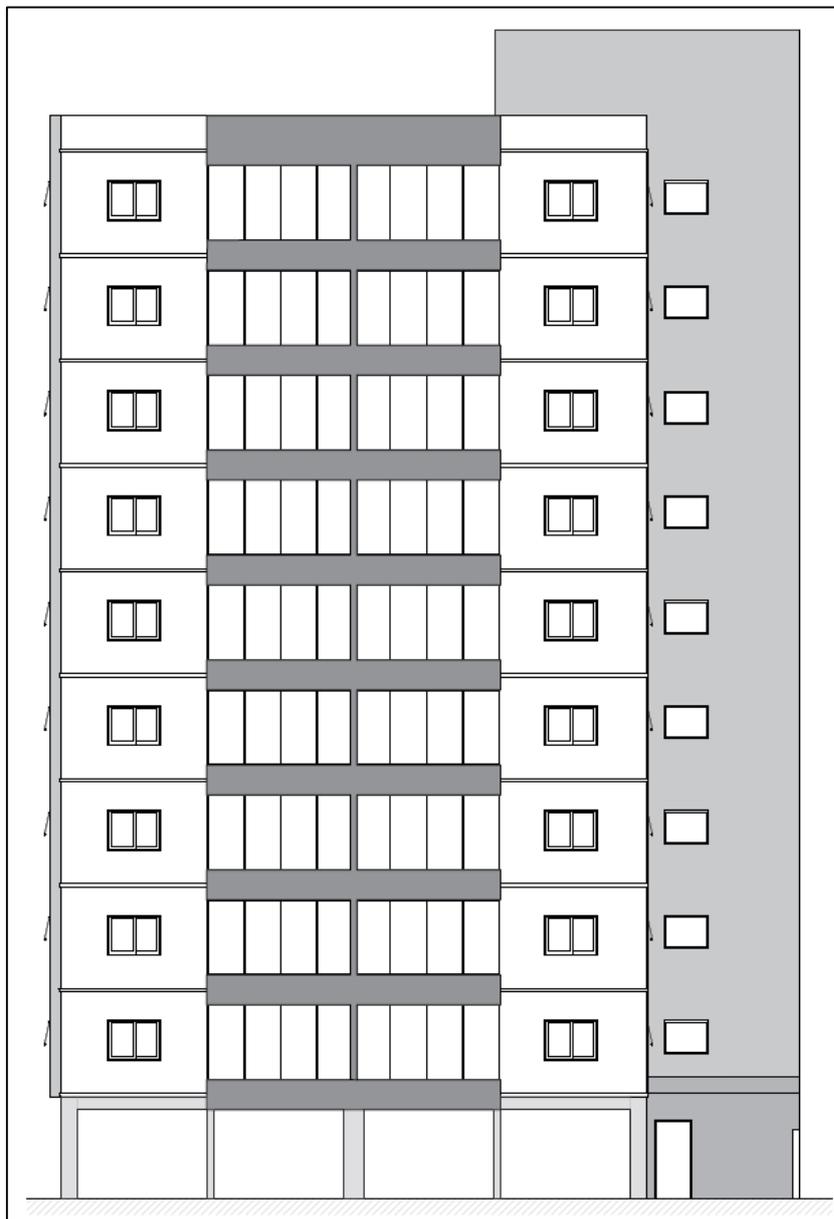
Desta forma, foi realizada a análise de uma edificação com o intuito de verificar a influência da rigidez das ligações viga-pilar na estabilidade global, redistribuição dos esforços, bem como nos quantitativos de aço. A ferramenta utilizada para auxiliar na análise foi o

software Eberick, versão V9, da empresa AltoQi. O *software* permite o lançamento da estrutura considerando as ligações viga-pilar como semirrígidas através de um percentual de redução no engaste.

3.3 CARACTERIZAÇÃO DA EDIFICAÇÃO

O projeto da edificação utilizada como base para o estudo é de autoria de Cortelletti (2017). Devido a algumas situações que poderiam interferir nas análises propostas, o projeto original sofreu adaptações para o estudo acadêmico. Desta forma, a Figura 21 representa a fachada da edificação estudada.

Figura 21 - Fachada frontal da edificação

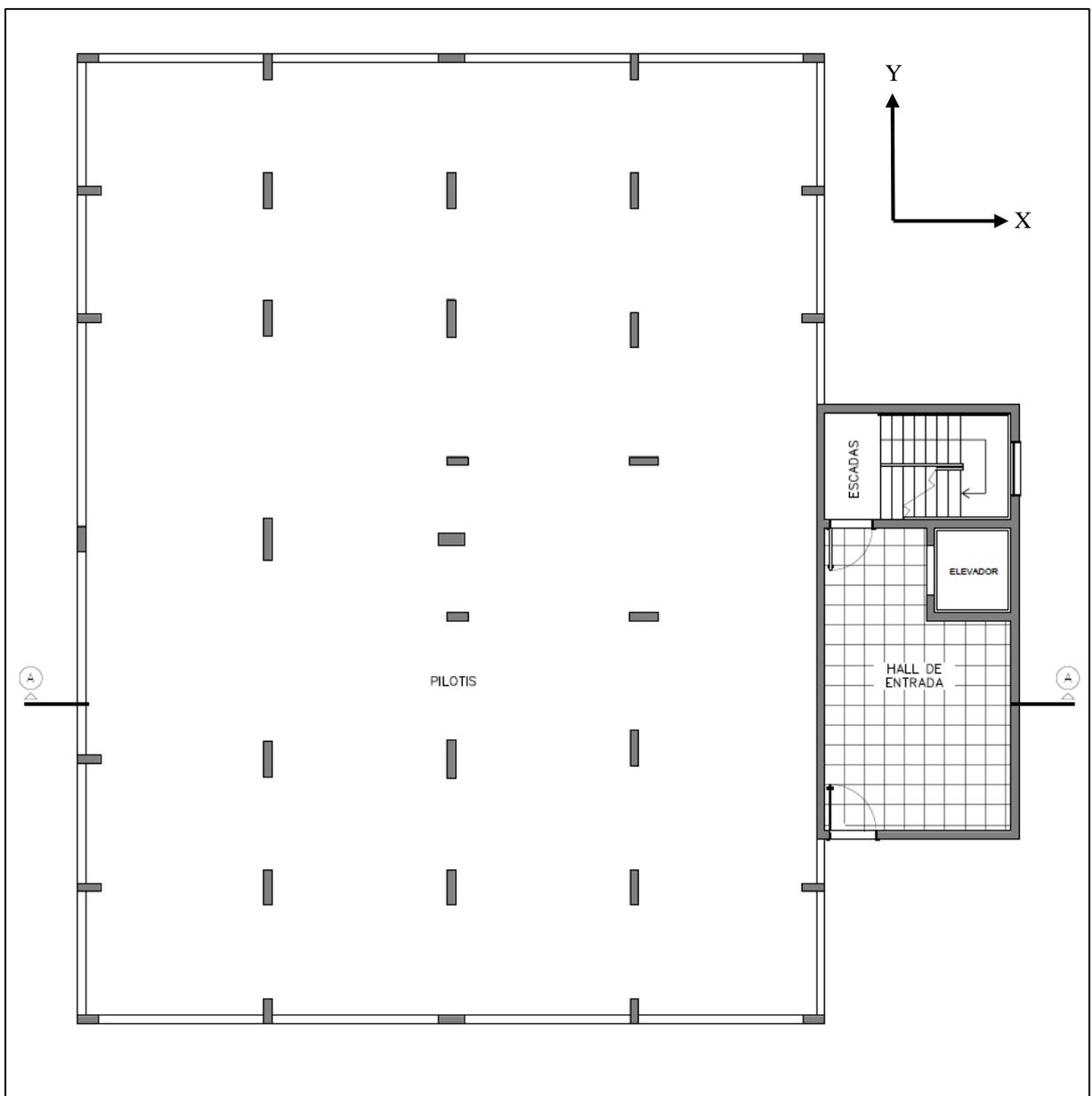


Fonte: adaptado de Cortelletti (2017).

Originalmente, o projeto previa onze pavimentos, sendo esses compostos por dois níveis de subsolo destinados para garagens, um pavimento térreo com área comercial, cinco pavimentos tipo com quatro apartamentos cada, um pavimento com quatro apartamentos, onde dois são duplex, uma cobertura, fazendo parte dos dois *duplex* e por último, o pavimento dos reservatórios. Além disso, a edificação foi projetada para a cidade de Farroupilha - RS.

Para o estudo, manteve-se a mesma quantidade de pavimentos, totalizando em onze níveis, porém os dois níveis de subsolo não foram considerados. O pavimento térreo não será mais destinado à área comercial, passando a ser um pavimento de pilotis, conforme Figura 22.

Figura 22 - Planta baixa pavimento térreo

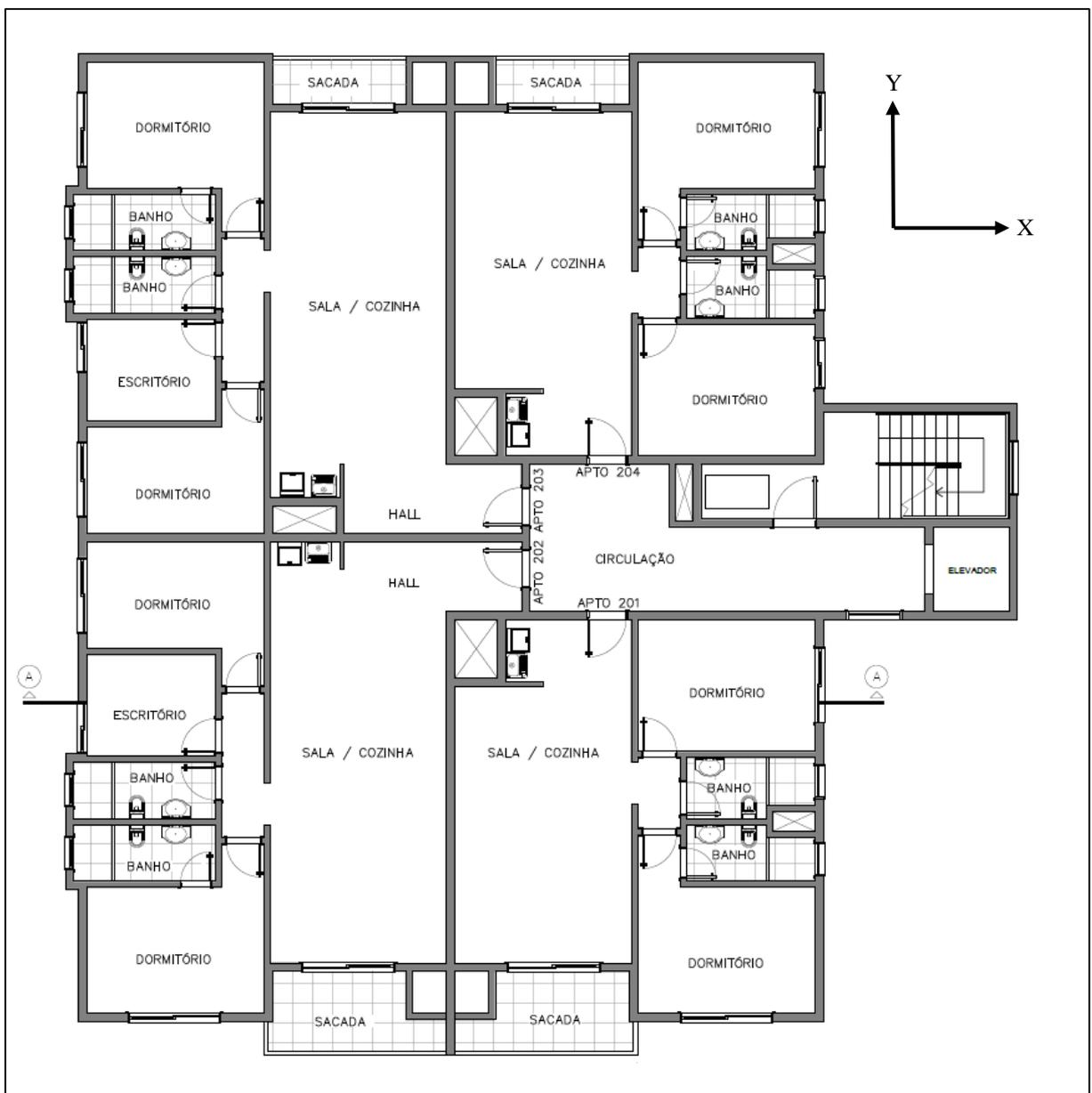


Fonte: adaptado de Cortelletti (2017).

No pavimento térreo, localiza-se o acesso da edificação, com hall de entrada, elevador e escadarias. Possui área total de 455,22 m², sendo que 49,58 m² são destinados ao acesso do edifício. Quanto as dimensões, esse pavimento possui 22,24 m na direção X e 23,10 m na direção Y, incluindo a área de acesso da edificação.

Quanto aos pavimentos tipo, no projeto original foram considerados cinco níveis, além de um, onde há dois apartamentos com *duplex*. Para o estudo, foram consideradas nove repetições iguais para o pavimento tipo, sem a existência de apartamentos *duplex*, conforme Figura 23.

Figura 23 - Planta baixa pavimento tipo

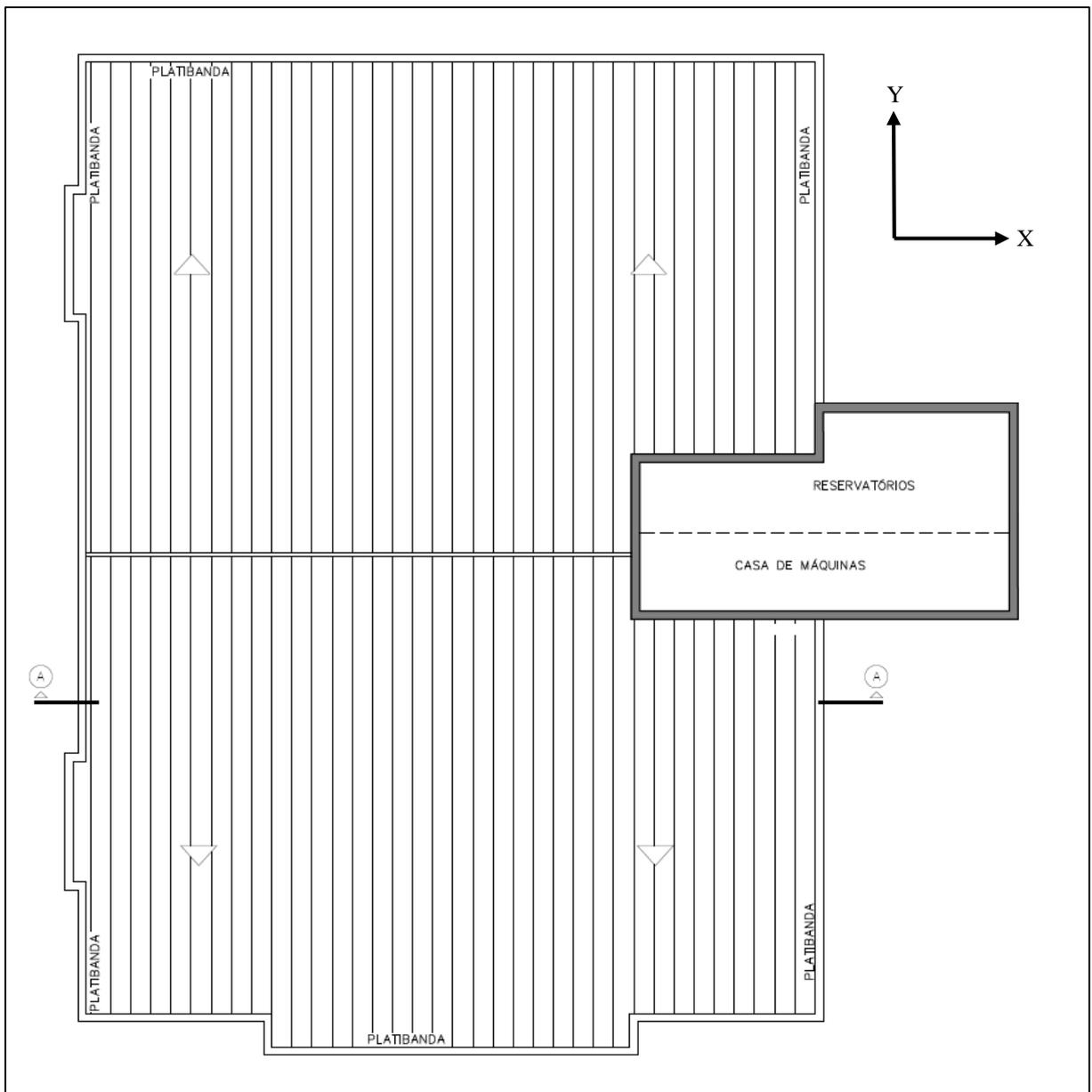


Fonte: adaptado de Cortelletti (2017).

Cada pavimento tipo possui área total de 440,38 m², incluindo áreas de uso comum. Sua planta é dividida em quatro apartamentos de maneira a manter simetria da estrutura e apresenta dimensões totais de 22,54 m na direção X e 23,90 m na direção Y, incluindo as sacadas.

Quanto ao pavimento dos reservatórios, o mesmo não sofreu grandes mudanças em relação ao projeto original. Possui área de 36,34 m², sendo suas dimensões iguais a 9,15 m na direção X e 5,15 m na direção Y, conforme Figura 24.

Figura 24 - Planta baixa pavimento dos reservatórios

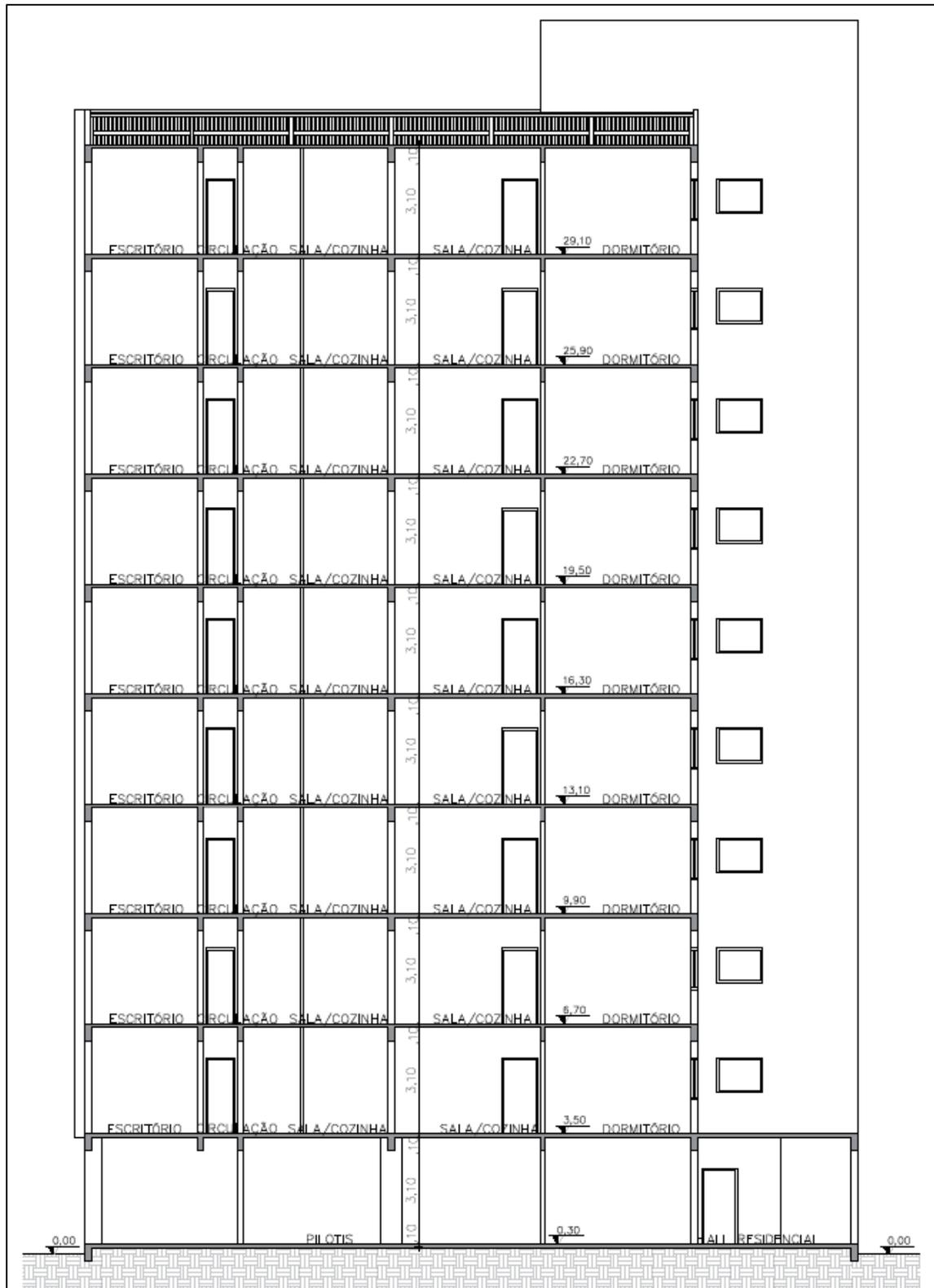


Fonte: adaptado de Cortelletti (2017).

Todos os pavimentos apresentam pé direito de 3,10 m com exceção do pavimento dos reservatórios, que possui 3,50 m, representado pelo corte da Figura 25. Todas as lajes são

maciças e as paredes externas, bem como as de divisão entre os apartamentos, apresentam espessura de 20 cm, já as paredes internas e platibandas, são de 15 cm. As fundações serão do tipo sapata, assentadas a 1,5 m de profundidade.

Figura 25 - Corte AA



Fonte: adaptado de Cortelletti (2017).

3.4 PROJETO ESTRUTURAL

3.4.1 Características do *software*

O *Eberick* é um *software* comercializado pela AltoQi, utilizado para a elaboração de projetos estruturais em concreto armado. Possui sua própria plataforma CAD para modelagem estrutural e cria modelos em três dimensões da estrutura modelada.

O programa realiza o dimensionamento através de pórticos espaciais e grelhas, seguindo os parâmetros estabelecidos pelas normas brasileiras e apresenta os resultados de cada elemento separadamente, junto ao seu arranjo de armaduras. Por fim, o *software* gera detalhes, plantas de forma e locação além de informar os quantitativos de materiais utilizados.

3.4.2 Modelos

Neste trabalho serão analisados dois modelos estruturais, os quais se diferenciam um do outro, apenas pela rigidez das ligações viga-pilar. Os modelos podem ser classificados conforme o Quadro 3.

Quadro 3 - Modelos analisados

Modelo	Número de pavimentos	Ligação	Fator de restrição à rotação (α_R)
R	11	Rígida	1,00
SR	11	Semirrígida	0,75

Fonte: Autor (2019).

O modelo R, apresenta ligações viga-pilar totalmente rígidas, sendo o modelo usualmente utilizado por projetistas estruturais. Já o modelo SR, é o modelo que apresenta diminuição de rigidez nas ligações viga-pilar, sendo mais fiel ao que realmente acontece nas estruturas de concreto armado. A diminuição de 25 % no engastamento das ligações foi baseada na relação da rigidez dessas ligações com a redistribuição de momentos, levando em conta as indicações do item 14.6.4.3 da ABNT NBR 6118 (2014), onde o coeficiente de redistribuição de momentos δ deve ser maior ou igual a 0,75 para estruturas de nós fixos, estando ainda, esse valor, coerente com valores alcançados em estudos experimentais dos autores estudados. Ainda para o modelo SR, manteve-se as condições de engastamento iniciais, independentemente dos valores obtidos para γ_z , a fim de verificar a real influência da rigidez nesse parâmetro. Vale

ressaltar que as normas técnicas citam a influência da rigidez das ligações viga-pilar, porém não apresentam um método específico e detalhado para análise desse fator.

3.4.3 Parâmetros de projeto

Tendo em vista a durabilidade, segurança, local no qual a estrutura estará inserida e os conceitos do item 2.1.3 deste trabalho, foi adotado para todos os pavimentos, a classe de agressividade ambiental II (moderada), com pequeno risco de deterioração e valores de cobrimento da armadura conforme Tabela 8.

Tabela 8 - Valores de cobrimento das armaduras

Elemento	Cobrimento (cm)
Vigas	3,00
Pilares	3,00
Lajes	2,50
Sapatas	3,00

Fonte: Autor (2019).

Para o concreto, foi considerado como resistência característica à compressão, o valor de 40 MPa e o agregado graúdo de basalto, com dimensão máxima de 19 mm. Já o aço utilizado nas peças estruturais, atende as categorias CA50 e CA60. Ainda, a ABNT NBR 6118 (2014) cita que pode-se adotar o valor de 2500 kg/m³ para a massa específica do concreto armado.

Em relação ao vento, a velocidade básica foi considerada 45 m/s, para a cidade de Farroupilha - RS, conforme item 2.2.2.1 deste trabalho. O fator topográfico S_1 foi considerado para terrenos planos ou pouco acidentados, recebendo o valor igual a 1,00. Para o fator S_2 , foi considerado terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados (categoria IV) e classe B, visto que a maior dimensão, seja ela horizontal ou vertical, está entre 20 m e 50 m. Por último, o fator estatístico S_3 recebeu o valor igual a 1,00, visto que a edificação é destinada para o uso residencial.

3.4.4 Carregamentos

Além dos carregamentos provenientes da ação do vento, cujos parâmetros foram determinados anteriormente, foram considerados os carregamentos das lajes e das vigas. Para as lajes dos pavimentos tipo, foi considerado como carregamento permanente, seu peso próprio, acrescido de 100 kgf/m², valor este referente ao contra piso e revestimento. Nas lajes de

cobertura, os valores para carregamento permanente foram os mesmos, porém os 100 kgf/m² são referentes ao telhado de fibrocimento.

Quanto aos carregamentos acidentais, a ABNT NBR 6120 (1980) apresenta valores referentes às cargas verticais que devem ser consideradas nas edificação. Desta forma, todas as lajes receberam um carregamento acidental, conforme Tabela 9, coerente com seu local e uso.

Tabela 9 - Carregamento acidental

Local	Carga (kN/m²)
Casas de máquinas	7,5
Corredores	3,0
Dormitórios, sala, cozinha e banheiro	1,5
Despensa, área de serviço e lavanderia	2,0
Escadas	3,0
Forros	0,5

Fonte: Autor (2019).

O carregamento permanente das vigas foi considerado como seu peso próprio, acrescido de uma carga linear referente às paredes de alvenaria de tijolos furados, com peso específico igual a 1300 kgf/m³, de acordo com a ABNT NBR 6120 (1980), espessura de 20 cm para paredes externas e de divisão entre apartamentos, e, 15 cm para paredes internas e platibandas. Os pavimentos tipo apresentam paredes com 3,10 m de altura, no pavimento dos reservatórios a altura das paredes é 3,5 m e as platibandas 1,2 m. As aberturas para as esquadrias foram desconsideradas no lançamento das cargas nas vigas. Além disso, as vigas recebem uma parcela de carregamento proveniente das lajes maciças.

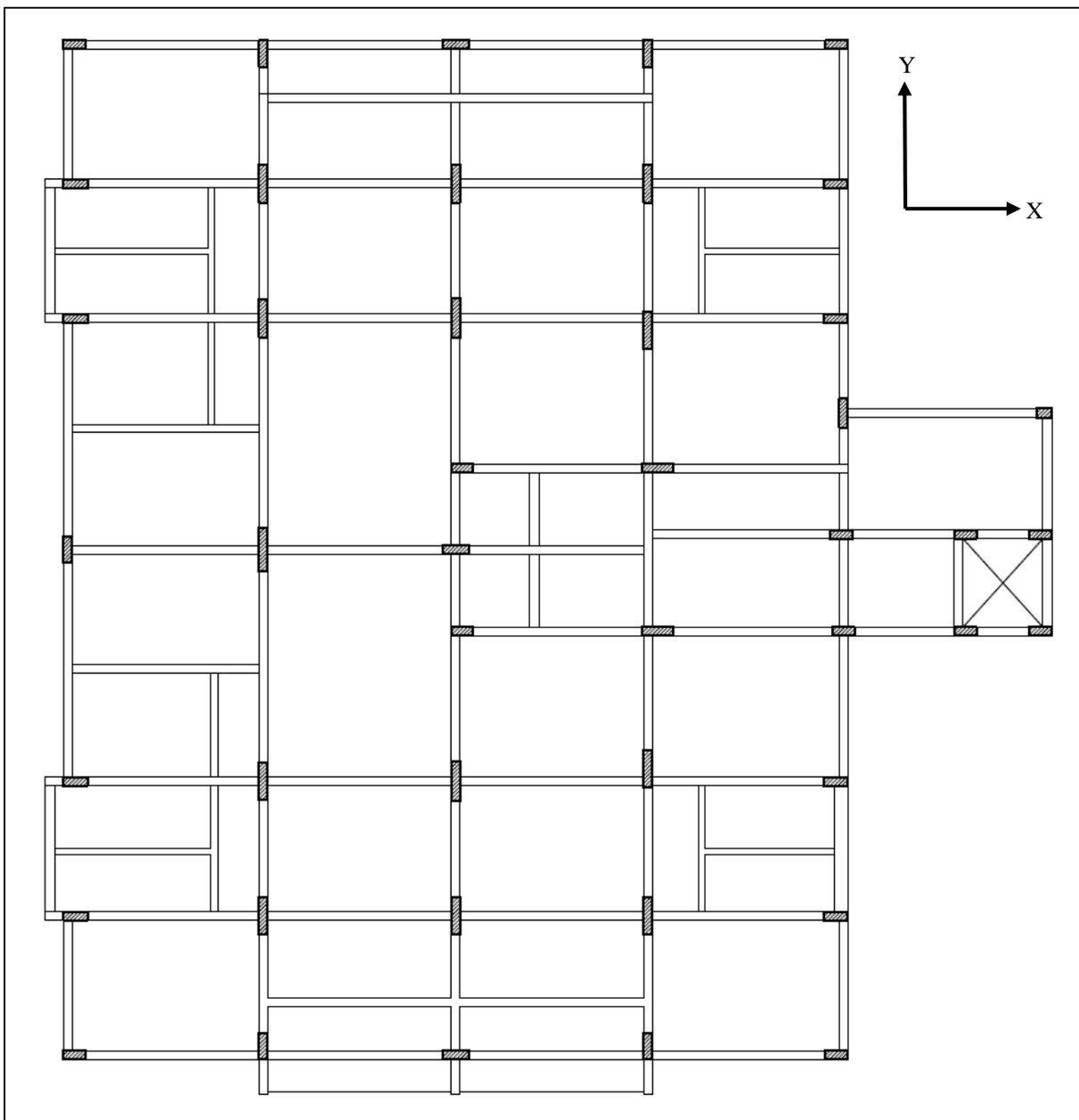
3.4.5 Concepção estrutural

Com base nos comparativos propostos pelo trabalho, foi realizada a concepção da estrutura, que serviu tanto para o dimensionamento do modelo R, quanto para o dimensionamento do modelo SR. A concepção seguiu alguns critérios, tais como a criação de pórticos de contraventamento, posicionamento das vigas em todas as paredes e o posicionamento dos pilares, de maneira a minimizar qualquer tipo de ligação entre os elementos estruturais, que não fossem ligações viga-pilar, conforme Figura 26.

Mesmo com a maximização das ligações viga-pilar, alguns pontos da estrutura necessitaram de ligações viga-viga. Para essas ligações, foi fixada a mesma rigidez em ambos

os modelos analisados, evitando a interferência desses elementos na análise da influência das ligações viga-pilar.

Figura 26 - Concepção estrutural - Planta de forma pavimento tipo



Fonte: Autor (2019).

3.4.6 Pré-dimensionamento

Existe uma gama enorme de maneiras para realizar o pré-dimensionamento de uma estrutura de concreto armado moldada *in loco*, sendo o resultado de algumas, mais conservador do que o de outras. A seguir, os métodos escolhidos para cada elemento.

3.4.6.1 Lajes

O pré-dimensionamento para lajes maciças seguiu o método apresentado por Pinheiro (2007) e Bastos (2015), calculando inicialmente a altura útil da laje, através da equação:

$$d \cong (2,5 - 0,1 \cdot n) \cdot \frac{l^*}{100} \quad (21)$$

onde:

d = altura útil da laje (cm);

n = número de bordas engastadas;

l^* = dimensão da laje (cm), conforme equação:

$$l^* \leq \left\{ \begin{array}{l} l_x \\ 0,7 \cdot l_y \end{array} \right\} \quad (22)$$

onde:

l_x = menor vão;

l_y = maior vão.

Com a altura útil definida, a espessura da laje pode ser calculada através da equação:

$$h = d + \frac{\emptyset}{2} + c \quad (23)$$

onde:

\emptyset = diâmetro das barras longitudinais;

c = cobrimento da armadura;

Como não se conhece o valor do diâmetro das barras longitudinais, foi estimado o valor de 8 mm para o pré-dimensionamento. Por fim, as alturas das lajes devem estar em conformidade com os valores mínimos expostos pelo item 13.2.4.1 da ABNT NBR 6118 (2014).

3.4.6.2 Vigas

As vigas foram pré-dimensionadas utilizando os critérios propostos por Pinheiro (2007), onde foi considerada a distância entre apoios, bem como a posição das vigas, conforme equações:

Vigas internas:
$$h = \frac{l_0}{12} \quad (24)$$

Vigas externas ou bi apoiadas:
$$h = \frac{l_0}{10} \quad (25)$$

Vigas em balanço:
$$h = \frac{l_0}{5} \quad (26)$$

onde:

h = altura da viga;

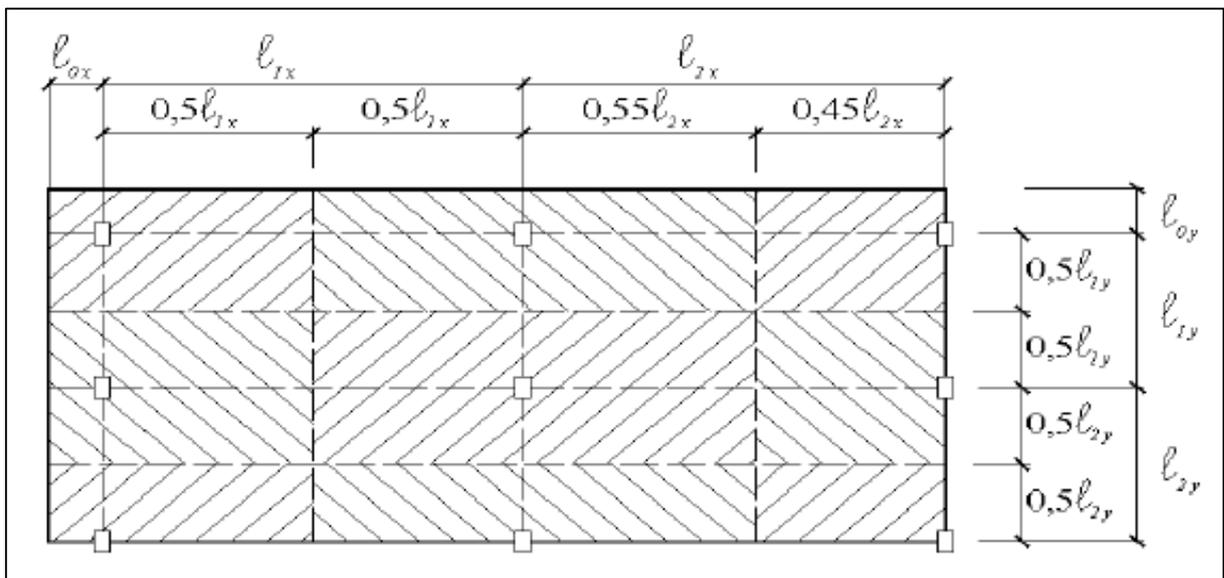
l_0 = vão entre apoios.

Sobre a largura da base das vigas, foi inicialmente definidos valores para que as mesmas fiquem embutidas nas alvenarias. Além disso, foram respeitadas as orientações do item 13.2.2 da ABNT NBR 6118 (2014) sobre os valores mínimos de largura.

3.4.6.3 Pilares

O pré-dimensionamento dos pilares seguiu o método proposto por Pinheiro (2007), onde inicialmente foram definidas as áreas de influência dos pilares, conforme Figura 27.

Figura 27 - Exemplo de área de influência dos pilares



Fonte: Pinheiro (2007).

Com os valores das áreas de influência e considerando que o carregamento médio de um edifício residencial é de 1000 kgf/m², a área do pilar é dada pela equação:

$$A_c = \frac{30 \cdot \alpha \cdot A \cdot (n+0,7)}{f_{ck} + 0,01 \cdot (69,2 - f_{ck})} \quad (27)$$

onde:

A_c = área da seção transversal de concreto (cm²);

$\alpha = 1,3$ para pilares internos ou de extremidade, na direção da maior dimensão;

$\alpha = 1,5$ para pilares de extremidade, na direção da menor dimensão;

$\alpha = 1,8$ para pilares de canto;

A = área de influência do pilar (m²);

n = número de pavimentos tipo;

$(n + 0,7)$ = número que considera a cobertura;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto (kN/cm²).

O pré-dimensionamento dos pilares foi realizado para cada três pavimentos, sendo a seção transversal constante para os mesmos. Ainda, as dimensões e área de concreto respeitaram os valores mínimos propostos pelo item 13.2.3 da ABNT NBR 6118 (2014).

3.4.7 Dimensionamento

Após configurar todos os parâmetros de projeto e efetuar o lançamento dos elementos estruturais no *software*, tanto para o modelo R, quanto para o modelo SR, foi realizado o processamento das estruturas. O *Eberick* permite que sejam realizadas, separadamente, três análises diferentes, sendo que possui uma quarta análise que engloba o dimensionamento dos elementos. Desta forma, o programa realiza uma análise linear, determina as flechas nas lajes, flechas no pórtico e por fim, realiza o dimensionamento das peças estruturais.

Com o processamento finalizado, o *software* gera relatórios e avisos sobre as estruturas e ainda habilita ícones de fundações, pilares, vigas e lajes para cada pavimento. Nesses ícones foi possível analisar cada elemento separadamente, visualizando as forças atuantes, momentos, armaduras, detalhamentos e inconsistências quando houveram, sendo nessa etapa que ocorreu a otimização dos modelos.

Na ocorrência de algum problema no dimensionamento, o programa emite uma mensagem de erro e não permite o detalhamento da peça, fazendo o projetista intervir com mudanças de seção ou outras ações corretivas. Para as vigas, mesmo não apresentando nenhum aviso de problema no dimensionamento, é necessário realizar o cálculo de flechas separadamente. Tendo todos os elementos corretamente dimensionados, foi possível gerar as pranchas e detalhamentos, bem como relatórios e memórias de cálculo.

3.5 RESULTADOS E ANÁLISES

Finalizado o dimensionamento dos modelos R e SR, bem como os ajustes para igualar as seções dos elementos estruturais, foram gerados os relatórios com os parâmetros de estabilidade global, deslocamentos horizontais e quantitativos de materiais, permitindo a comparação entre as estruturas. Com a realização dos comparativos, foi escolhido os pavimentos que apresentaram as maiores diferenças em peso de aço nas vigas e nos pilares, onde, nesses pavimentos, foram escolhidos os elementos que também apresentaram as maiores diferenças em peso de aço, analisando os pórticos em que eles estão inseridos. Para as análises pontuais, foram considerados os momentos fletores positivos e negativos, momento no topo dos pilares e peso de aço.

4 RESULTADOS

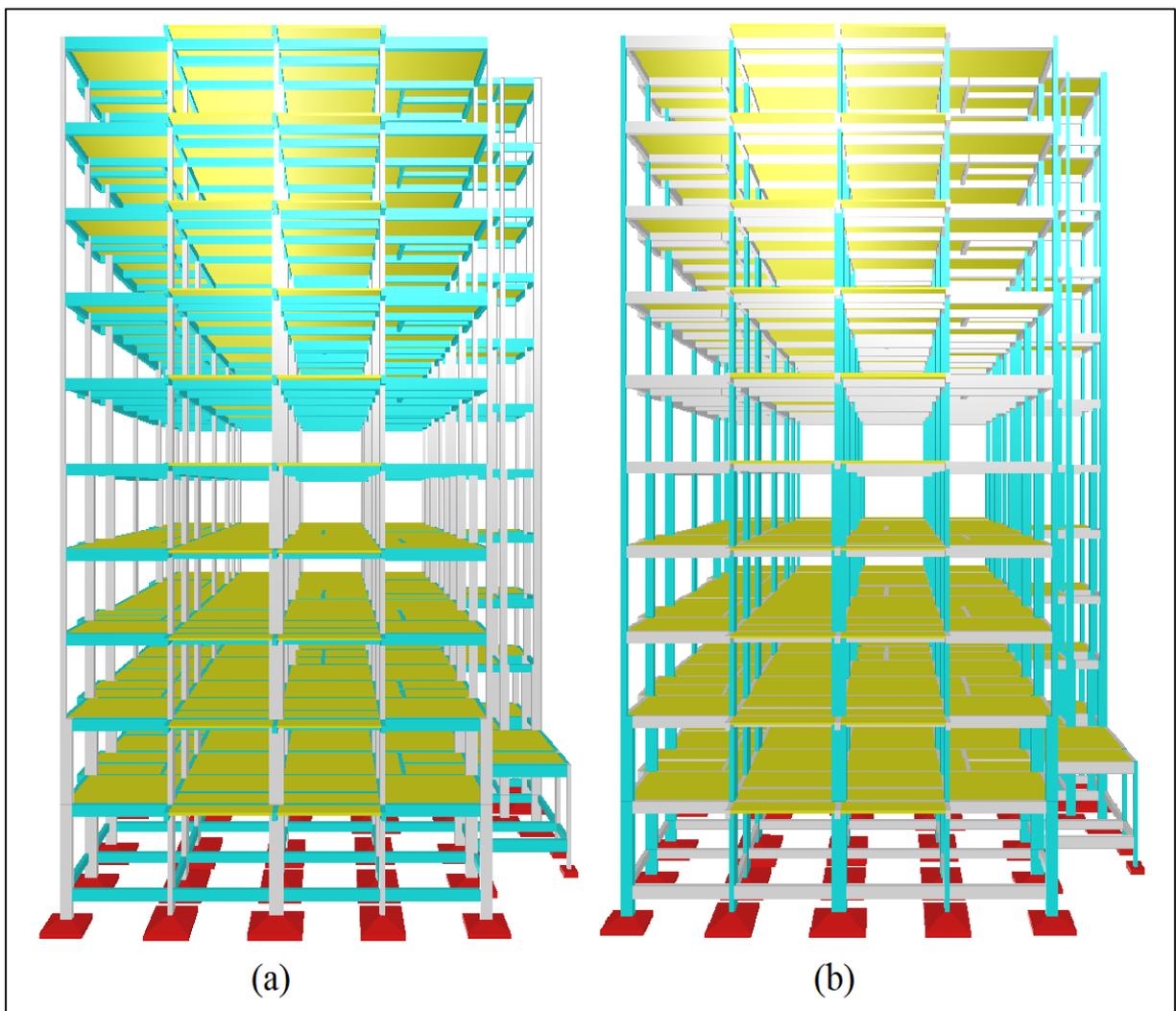
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os resultados mostrados a seguir, foram obtidos através dos relatórios fornecidos pelo *software Eberick* após a otimização dos modelos. Foram analisados, para cada modelo, o peso de aço das vigas e dos pilares, bem como os parâmetros de estabilidade e deslocamentos horizontais das estruturas.

4.2 PÓRTICO TRIDIMENSIONAL

Finalizada a otimização dos modelos estruturais, um dos primeiros resultados obtidos foi o pórtico 3D das estruturas, como mostrado na Figura 28. Os modelos são praticamente iguais, sendo a única diferença, a rigidez das ligações viga-pilar.

Figura 28 - Pórtico 3D: (a) Modelo R; (b) Modelo SR



Fonte: Autor (2019).

Através dos modelos tridimensionais, foi possível verificar, de forma facilitada, a coerência dos elementos lançados, bem como ajustar quaisquer inconformidades. Partindo desses pórticos, gerou-se os relatórios com os resultados para o modelo S e para o modelo SR, conforme mostrado a seguir.

4.3 MODELO R

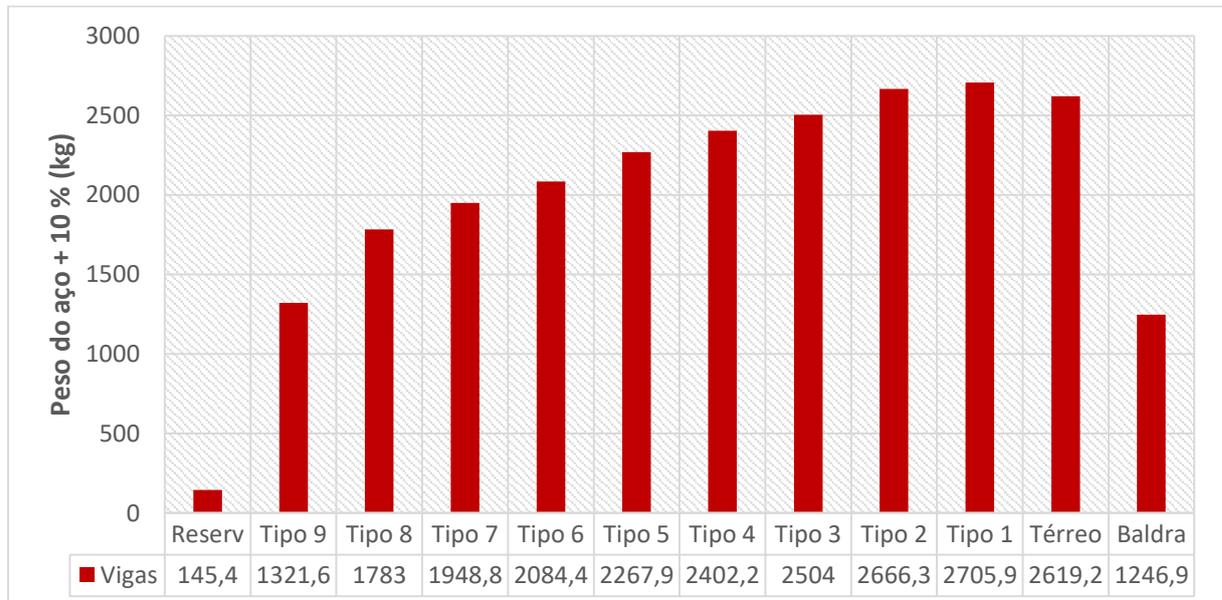
Como visto anteriormente, o modelo R é o modelo que considera a estrutura com ligações viga-pilar rígidas, apresentando 100 % de restrição à rotação, ou seja, um engastamento perfeito das ligações. Para esse modelo, foram obtidos valores referentes ao peso do aço para as vigas e para os pilares, bem como os parâmetros de estabilidade da estrutura.

4.3.1 Peso do aço

4.3.1.1 Vigas

O peso do aço das vigas foi obtido através dos relatórios fornecidos pelo *software Eberick* e são demonstrados para cada pavimento, juntamente com as vigas de baldrame, conforme Figura 29.

Figura 29 - Peso do aço das vigas x pavimentos do modelo R



Fonte: Autor (2019).

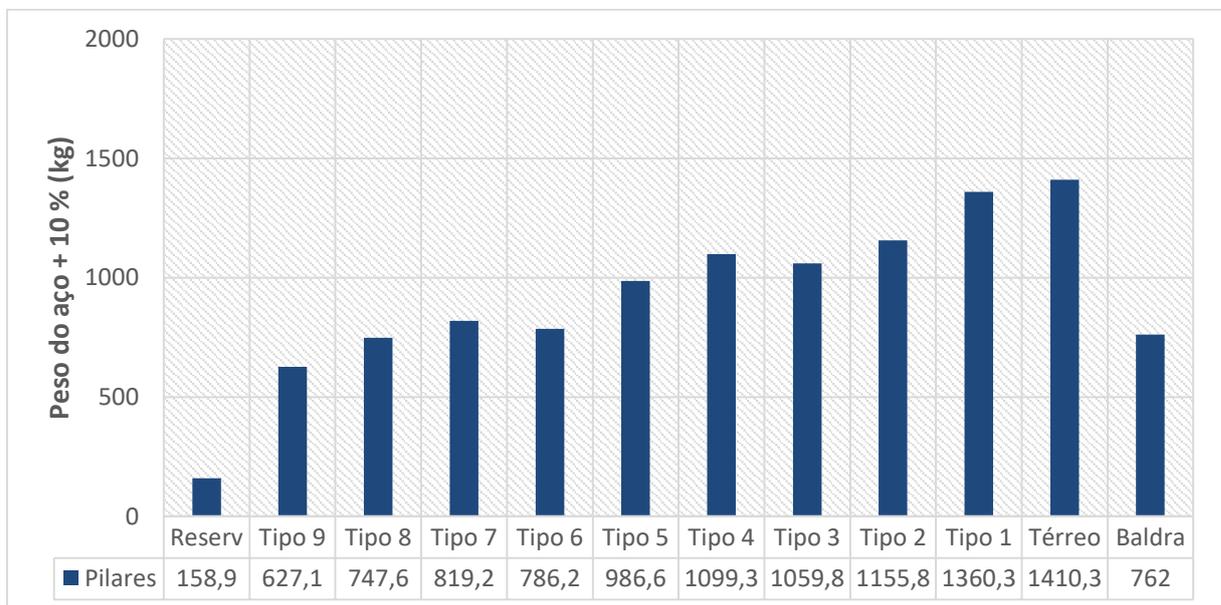
Com aproximadamente 2706 kg, o pavimento Tipo 1 é o pavimento que apresenta o maior peso de aço para as vigas no modelo R, representando pouco mais de 11 % do peso total. Ainda, relacionado com o tamanho do pavimento, o menor peso do aço ocorre no pavimento

de Reservatório, com pouco mais de 145 kg, que representa cerca de 0,6 % do peso total do aço das vigas, sendo que o somatório desse material para as vigas em todos os pavimentos é totalizado por 23695,6 kg. Ainda redução no peso do aço para o pavimento Térreo e Baldrame ocorreu devido mudanças na locação dos elementos, bem como acréscimo dos mesmos.

4.3.1.2 Pilares

O peso do aço dos pilares também foi obtido através dos relatórios fornecidos pelo *software Eberick* e são demonstrados para cada pavimento, juntamente com os pilares das fundações, localizados no pavimento de baldrame, conforme Figura 30.

Figura 30 - Peso do aço dos pilares x pavimentos do modelo R



Fonte: Autor (2019).

Observa-se que o maior peso do aço nos pilares ocorre no pavimento Térreo, com pouco mais de 1410 kg, representando cerca de 13 % do peso total do modelo, sendo que o somatório de todos os pavimentos é totalizado por 10973,1 kg. Visto que os pilares de níveis inferiores recebem o somatório dos carregamentos dos pavimentos superiores, os pilares de fundação são os mais carregados, porém como apresentam comprimento de 150 cm, o peso do aço é menor do que do pavimento Térreo, que possui 310 cm de comprimento. Em contrapartida, o menor peso do aço para os pilares ocorre no pavimento Reservatório, com pouco menos de 159 kg, que representa pouco mais de 1 % do peso total, justificado pelo fato da estrutura ser menor do que nos demais pavimentos e não receber carregamentos provenientes de outros pavimentos. Ainda, as oscilações entre os pavimentos ocorreram devido a necessidade de aumento de seções de alguns elementos, para o atendimento dos deslocamentos horizontais.

4.3.2 Coeficiente Gama-Z

O coeficiente Gama-Z é dado para as direções X e Y da estrutura, sendo o resultado da aplicação dos momentos de tombamento e de 2ª ordem à equação 20, apresentada no item 2.3.3 deste trabalho. Através da Tabela 10, pode-se observar os valores do coeficiente referentes ao modelo R.

Tabela 10 - Coeficiente Gama-Z do modelo R

Eixo	X	Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	1456,49	1411,34
Momento de 2ª ordem de cálculo (tf.m)	135,15	110,78
Gama-Z	1,10	1,09

Fonte: Autor (2019).

Sendo o valor limite de Gama-Z igual a 1,10, o modelo R pode ser considerado uma estrutura de nós fixos em ambas direções, onde os efeitos globais de segunda ordem representam, para o eixo mais crítico, 10 % dos efeitos de primeira ordem e podem ser desconsiderados das análises.

4.3.3 Deslocamentos horizontais

Os deslocamentos horizontais no topo do modelo R são apresentados, através da Tabela 11, para as direções X e Y, no sentido positivo e negativo das ações. Juntamente com os deslocamentos obtidos para o modelo, é apresentado o valor limite para os deslocamentos no topo da estrutura, estando em conformidade com as prescrições da ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 11 - Deslocamentos horizontais no topo do modelo R

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Deslocamento característico (cm)	4,83	-4,83	5,57	-5,57
ψ_1	0,30	0,30	0,30	0,30
Deslocamento frequente (cm)	1,45	-1,45	1,67	-1,67
Altura total da edificação (cm)	3670,00			
Deslocamento limite (cm)	2,16			

Fonte: Autor (2019).

Os deslocamentos característicos da estrutura são obtidos através da consideração das cargas horizontais provenientes do vento, que multiplicados pelo fator de combinação frequente, dá origem aos deslocamentos frequentes. Para segurança da estrutura, os deslocamentos frequentes devem ser menores do que os deslocamentos limites. Desta forma,

nota-se que o modelo respeita a condição limite no topo e que a direção Y é a mais crítica, apresentando valores 15 % maiores do que na direção X.

4.4 MODELO SR

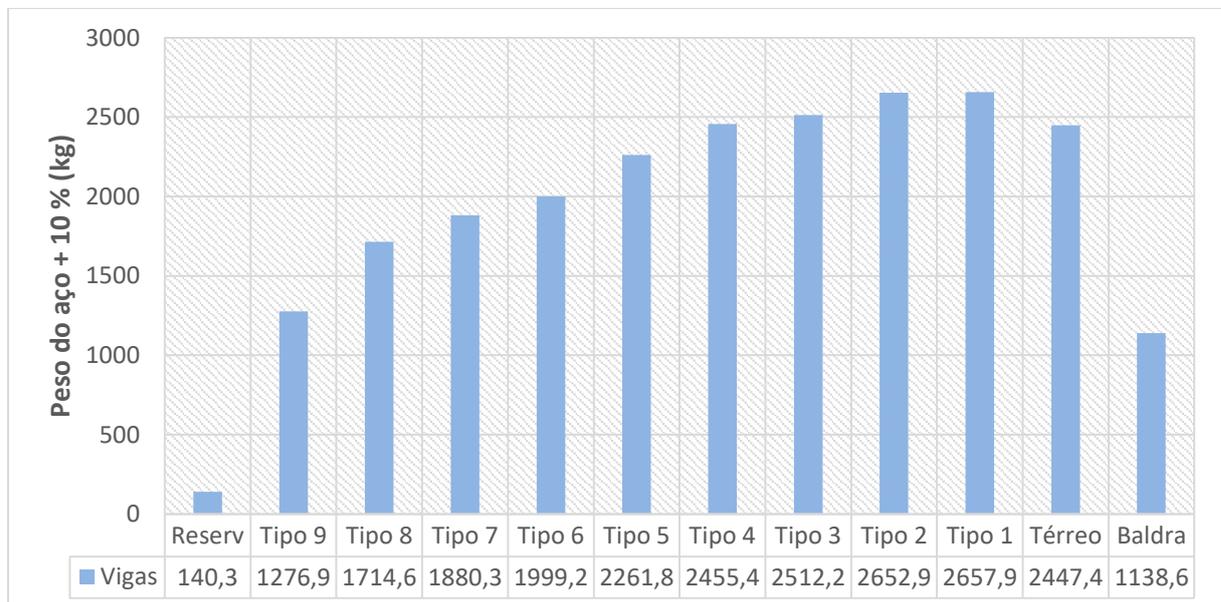
Como visto anteriormente, o modelo SR é o modelo que considera a estrutura com ligações viga-pilar semirrígidas, apresentando 75 % de restrição à rotação, ou seja, uma redução de 25 % no engastamento das ligações. Para esse modelo, foram obtidos valores referentes ao peso do aço para as vigas e para os pilares, bem como os parâmetros de estabilidade da estrutura.

4.4.1 Peso do aço

4.4.1.1 Vigas

Repetindo o processo utilizado no modelo R, o peso do aço das vigas foi obtido através dos relatórios fornecidos pelo *software Eberick* e são demonstrados para cada pavimento, juntamente com as vigas de baldrame, conforme Figura 31.

Figura 31 - Peso do aço das vigas x pavimento do modelo SR



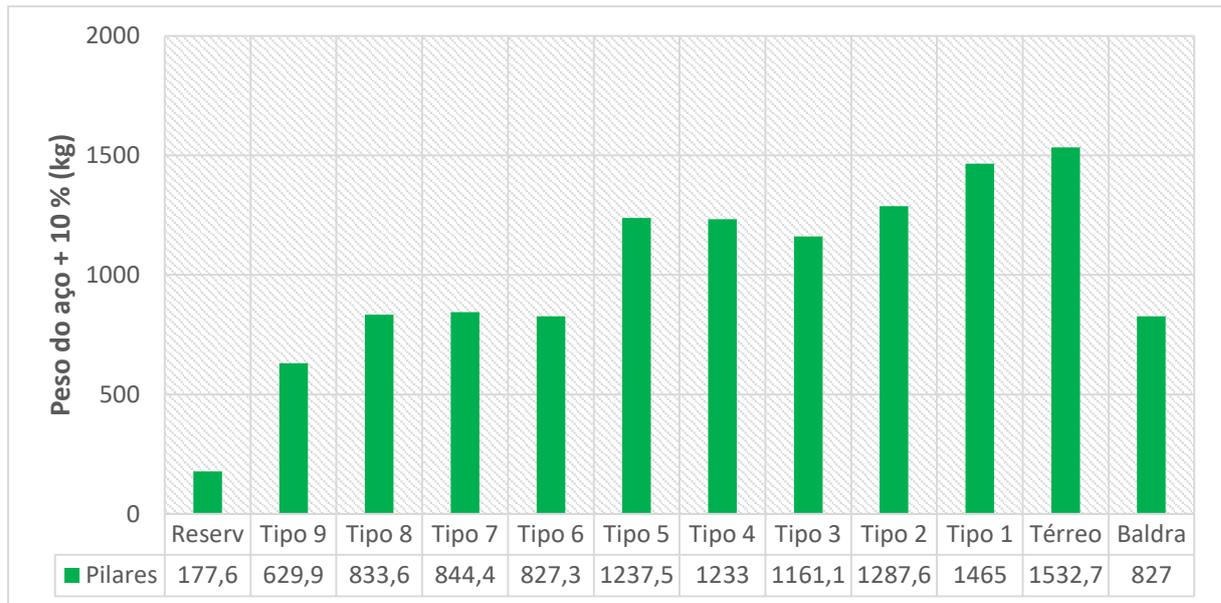
Fonte: Autor (2019).

Com aproximadamente 2658 kg, o pavimento Tipo 1 também é, para o modelo SR, o pavimento que apresenta o maior peso de aço para as vigas, representando pouco mais de 11 % do peso total, sendo que o somatório do aço das vigas em todos os pavimentos é totalizado por 23137,5 kg. Da mesma maneira, o menor peso do aço ocorre no pavimento de Reservatório, com pouco mais de 140 kg, que representa cerca de 0,6 % do peso total do aço das vigas.

4.4.1.2 Pilares

Novamente, utilizando o mesmo processo do modelo R, o peso do aço dos pilares do modelo SR também foi obtido através dos relatórios fornecidos pelo *software Eberick* e são demonstrados para cada pavimento, juntamente com os pilares das fundações, localizados no pavimento de baldrame, conforme Figura 32.

Figura 32 - Peso do aço dos pilares x pavimento do modelo SR



Fonte: Autor (2019).

Da mesma forma que no modelo R, o maior peso do aço nos pilares ocorre no pavimento Térreo, com pouco menos de 1533 kg, representando cerca de 13 % do peso total do modelo, sendo que o somatório de todos os pavimentos é totalizado por 12056,7 kg. Como visto no modelo R, os pilares de fundação são os mais carregados, porém como apresentam um comprimento reduzido em relação aos outros pavimentos, o peso do aço é menor do que do pavimento Térreo. Já, o menor peso do aço para os pilares ocorre no pavimento Reservatório, com pouco menos de 178 kg, que representa pouco mais de 1 % do peso total, sendo o pavimento com menos elementos estruturais e que recebe menores carregamentos.

4.4.2 Coeficiente Gama-Z

Como visto no modelo R, o coeficiente Gama-Z é dado para as direções X e Y da estrutura, sendo obtido através da aplicação dos momentos de tombamento e de 2ª ordem na equação 20, apresentada no item 2.3.3 deste trabalho. Os valores do coeficiente, referentes ao modelo SR são representados na Tabela 12.

Tabela 12 - Coeficiente Gama-Z do modelo SR

Eixo	X	Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	1456,49	1411,34
Momento de 2ª ordem de cálculo (tf.m)	193,35	168,9
Gama-Z	1,15	1,14

Fonte: Autor (2019).

Visto que o valor limite de Gama-Z é igual a 1,10, e que o modelo SR ultrapassa esse valor em ambas as direções, a estrutura passa a ser considerada de nós móveis, onde, além dos efeitos locais e localizados, os efeitos globais de segunda ordem são considerados nas análises, apresentando valores de 15 % dos efeitos de primeira ordem.

4.4.3 Deslocamentos horizontais

Os deslocamentos horizontais no topo do modelo SR são apresentados pela Tabela 13, considerando as direções X e Y. Além dos deslocamentos obtidos na edificação, é apresentado o valor limite para os deslocamentos no topo da estrutura, estando os mesmos, em conformidade com as prescrições da ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 13 - Deslocamentos horizontais no topo do modelo SR

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Deslocamento característico (cm)	6,36	-6,36	7,17	-7,17
ψ_1	0,30	0,30	0,30	0,30
Deslocamento frequente (cm)	1,91	-1,91	2,15	-2,15
Altura total da edificação (cm)	3670,00			
Deslocamento limite (cm)	2,16			

Fonte: Autor (2019).

Como mostrado para o modelo S, os deslocamentos característicos da estrutura são obtidos através dos carregamentos horizontais do vento, que passam a ser deslocamentos frequentes, quando multiplicados pelo fator de combinação frequente. Para o cumprimento dos requisitos de segurança, a estrutura deve apresentar deslocamentos frequentes menores do que os deslocamentos limites. Desta forma, pode-se observar que a estrutura respeita a condição de deslocamento limite no topo e que a direção Y é a mais crítica, estando muito próxima ao valor limite e apresentando valores 48 % maiores do que na direção X.

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

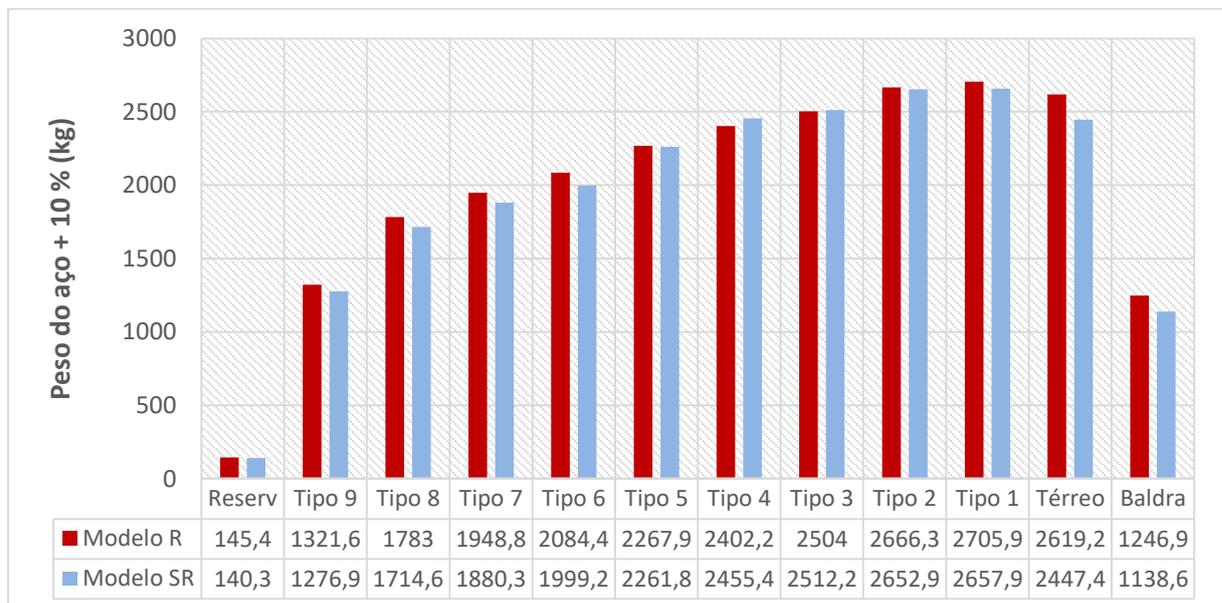
As análises apresentadas nesse capítulo, tiveram como base os resultados obtidos no capítulo 4, sendo exibidos de forma comparativa entre os dois modelos estudados. Foram comparados o peso do aço para as vigas e os pilares, parâmetros de estabilidade, deslocamentos horizontais, além de análises pontuais em determinados elementos estruturais.

5.2 PESO DO AÇO

5.2.1 Vigas

O comparativo do peso do aço das vigas, entre os modelos R e SR, é apresentado pela Figura 33. Através desse gráfico, pode-se observar a influência da rigidez das ligações viga-pilar nos quantitativos de aço das vigas.

Figura 33 - Comparativo peso do aço das vigas x pavimento



Fonte: Autor (2019).

Ao reduzir a rigidez das ligações viga-pilar, deixa-se de transferir uma parcela dos momentos negativos das vigas para os pilares, os quais somam-se aos momentos positivos das vigas, reduzindo a armadura negativa e aumentando a armadura positiva das mesmas. Com base nos resultados obtidos, pode-se notar que, diferentemente do esperado, as vigas do modelo SR apresentaram uma diminuição no peso do aço, em comparação com o modelo R, para todos os pavimentos, com exceção apenas do Tipo 3 e do Tipo 4, onde houve um ligeiro aumento. Essa

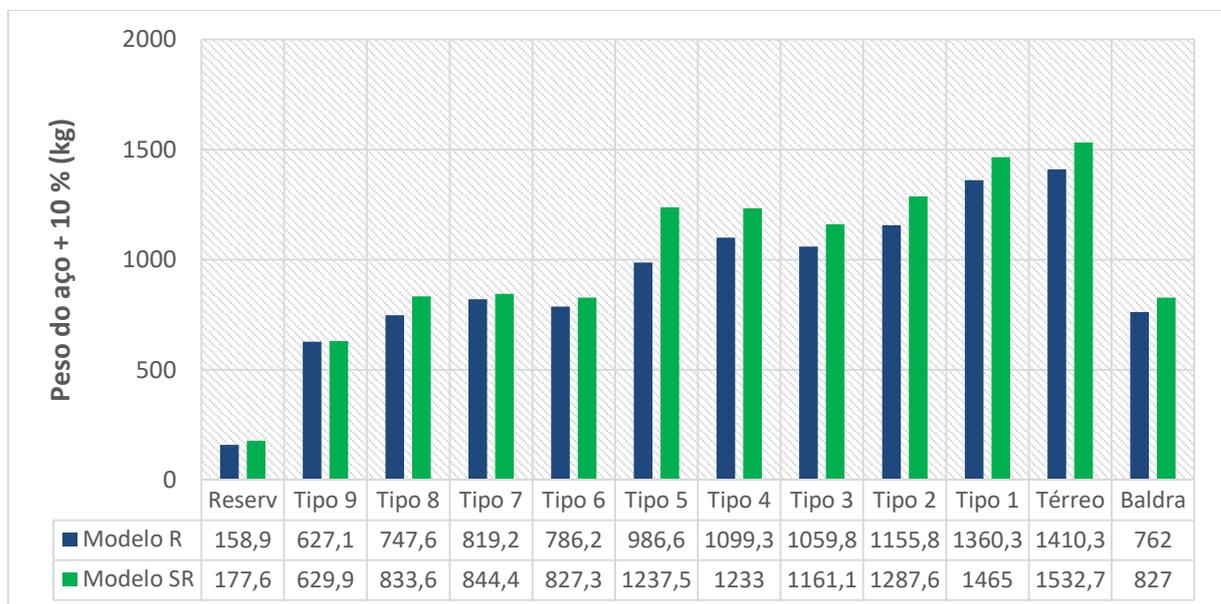
diminuição no peso do aço ocorreu, uma vez que a parcela de momento negativo que passou a ser positivo, causou a redução de armadura negativa e não influenciou significativamente a armadura positiva da viga, pois as mesmas foram dimensionadas com seções relativamente grandes, buscando o atendimento dos deslocamentos limites.

Desta maneira, o modelo SR apresentou uma diminuição total de aproximadamente 558 kg, o que representa cerca de 2 % no peso total de aço do modelo R. Ainda, analisando os pavimentos de forma isolada, o que apresentou maior diferença entre os modelos, foi o pavimento Térreo, com uma redução de aproximadamente 172 kg, correspondendo a cerca de 7 % do peso do aço das vigas do modelo R. Esse pavimento será utilizado posteriormente, para as análises pontuais propostas pelo trabalho.

5.2.2 Pilares

O comparativo do peso do aço dos pilares, entre os modelos R e SR, é apresentado pela Figura 34. Através desse comparativo, pode-se analisar a influência da rigidez das ligações viga-pilar nos quantitativos de aço dos pilares.

Figura 34 - Comparativo peso do aço dos pilares x pavimento



Fonte: Autor (2019).

No modelo R, devido ao engastamento perfeito das ligações viga-pilar, todo o momento negativo das vigas é transferido para os pilares, o que não ocorre no modelo SR, visto que apenas uma parcela desse momento é transferido. Desta forma, supondo a existência de um pórtico isolado, o peso do aço diminuiria, devido a diminuição das solicitações nos pilares do modelo com redução do engastamento. Porém, analisando a estrutura como um todo, a

diminuição no engastamento das ligações viga-pilar provoca uma perda global de rigidez nessa estrutura, tornando a mesma, menos resistente aos esforços horizontais, gerando o acréscimo na armadura dos pilares, o que se confirma através dos resultados obtidos, visto que todos os pavimentos do modelo SR apresentaram um aumento no peso do aço para esses elementos, em comparação com o modelo R.

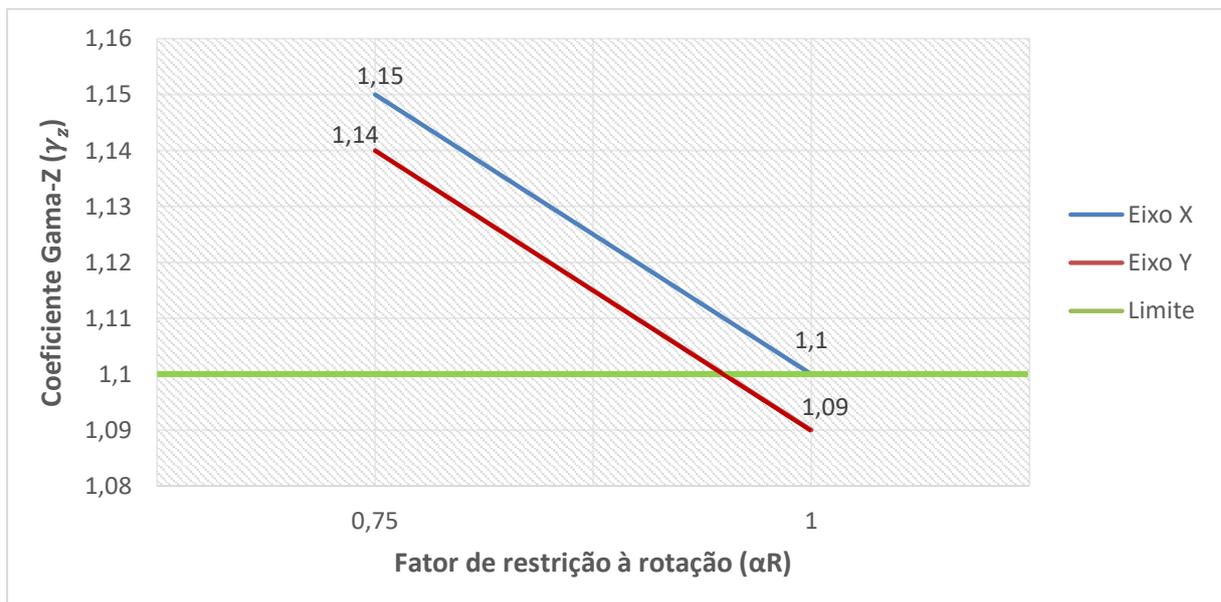
Com isso, o modelo SR apresentou um aumento total de aproximadamente 1084 kg, o que representa cerca de 10 % no peso total de aço dos pilares do modelo R. Ainda, analisando os pavimentos de forma isolada, o que apresentou maior diferença entre os modelos, foi o pavimento Tipo 5, com um aumento de aproximadamente 251 kg, correspondendo a pouco mais de 25 % do peso do aço dos pilares do modelo R. Esse pavimento será utilizado posteriormente, para as análises pontuais propostas pelo trabalho.

Mesmo com a redução do peso do aço das vigas, o modelo SR apresenta o maior peso de aço total. Com mais de meia tonelada de aço a mais, o modelo com ligações viga-pilar semirrígidas apresenta um valor de aproximadamente 2 % a mais do que no modelo rígido.

5.3 COEFICIENTE GAMA-Z (γ_z)

Como visto anteriormente, o coeficiente γ_z refere-se à estabilidade global das estruturas. Quanto maior for seu valor, maior a representatividade dos efeitos de segunda ordem na estrutura. A Figura 35 apresenta os valores desse coeficiente, obtidos para o modelo R e o modelo SR, nas direções X e Y.

Figura 35 - Gama-Z x α_R



Fonte: Autor (2019).

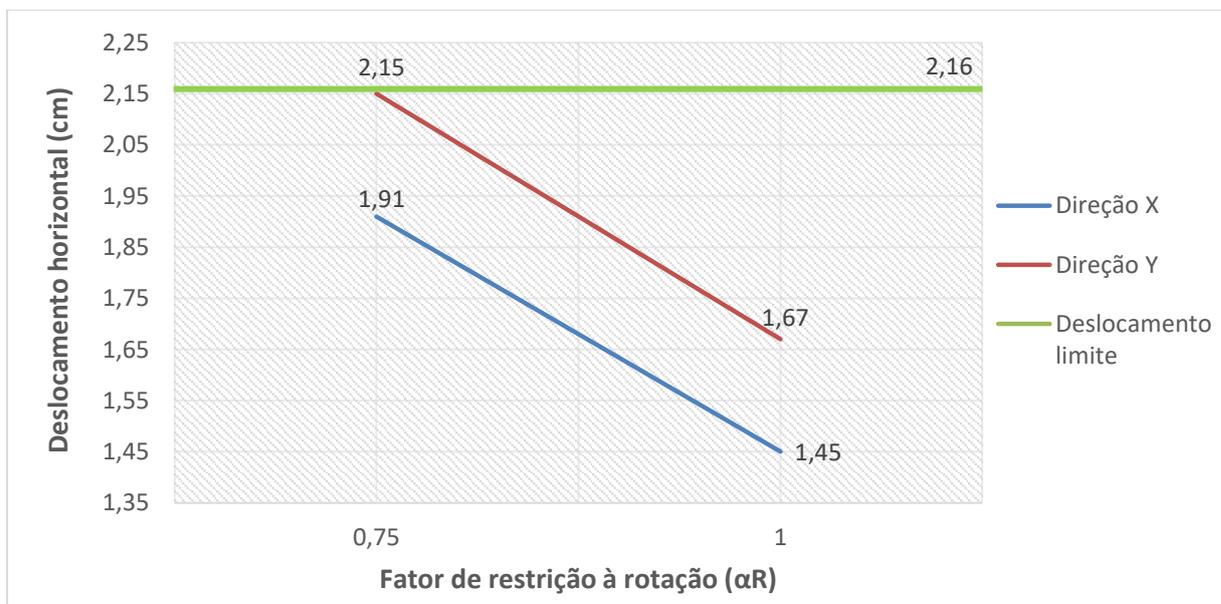
Com a redução no engastamento das ligações viga-pilar, a estrutura como um todo perdeu rigidez. Essa ocorrência influenciou nos parâmetros de estabilidade global da estrutura, de tal forma que a edificação passou de estrutura de nós fixos (modelo R), para estrutura de nós móveis (modelo SR), apresentando um aumento de 5 % nos efeitos de segunda ordem, tanto para a direção X, quanto para a direção Y.

Desta forma, para o modelo R, foi considerado apenas os efeitos locais e localizados de segunda ordem, já para o modelo SR, além dos efeitos locais e localizados, foi considerado os efeitos globais de segunda ordem, ficando evidente a influência da rigidez das ligações viga-pilar na análise estrutural. Ainda, com base nos valores obtidos, foi possível verificar que a direção mais crítica é a direção perpendicular ao eixo X, pois apresentam valores maiores do que no eixo Y.

5.4 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

A análise dos deslocamentos horizontais é de grande importância, visto o atendimento dos estados limites último e de serviço para as estruturas. Os valores de deslocamentos apresentados da Figura 36, referem-se ao topo das estruturas do modelo R e SR, para as direções X e Y.

Figura 36 - Deslocamentos horizontais x αR



Fonte: Autor (2019).

Com base nos valores apresentados, nota-se um aumento de aproximadamente 32 % na direção X e de 29 % na direção Y, ambos para o modelo SR em relação ao modelo R. Esses aumentos nos deslocamentos do topo do modelo SR, ocorreram basicamente devido à influência da rigidez das ligações viga-pilar, na rigidez global da estrutura, bem como, reduzindo a eficiência dos contraventamentos do modelo, tornando a estrutura menos resistente às ações horizontais.

Ainda, como visto anteriormente, a ABNT NBR 6118:2014 estipula um valor limite de deslocamento horizontal para o topo das estruturas, sendo esse valor relacionado com a altura total da edificação. Os modelos analisados nesse trabalho, foram otimizados visando o atendimento desse limite, de tal forma que a direção mais crítica do modelo SR apresentou um valor muito próximo ao valor máximo indicado.

5.5 ANÁLISES PONTUAIS

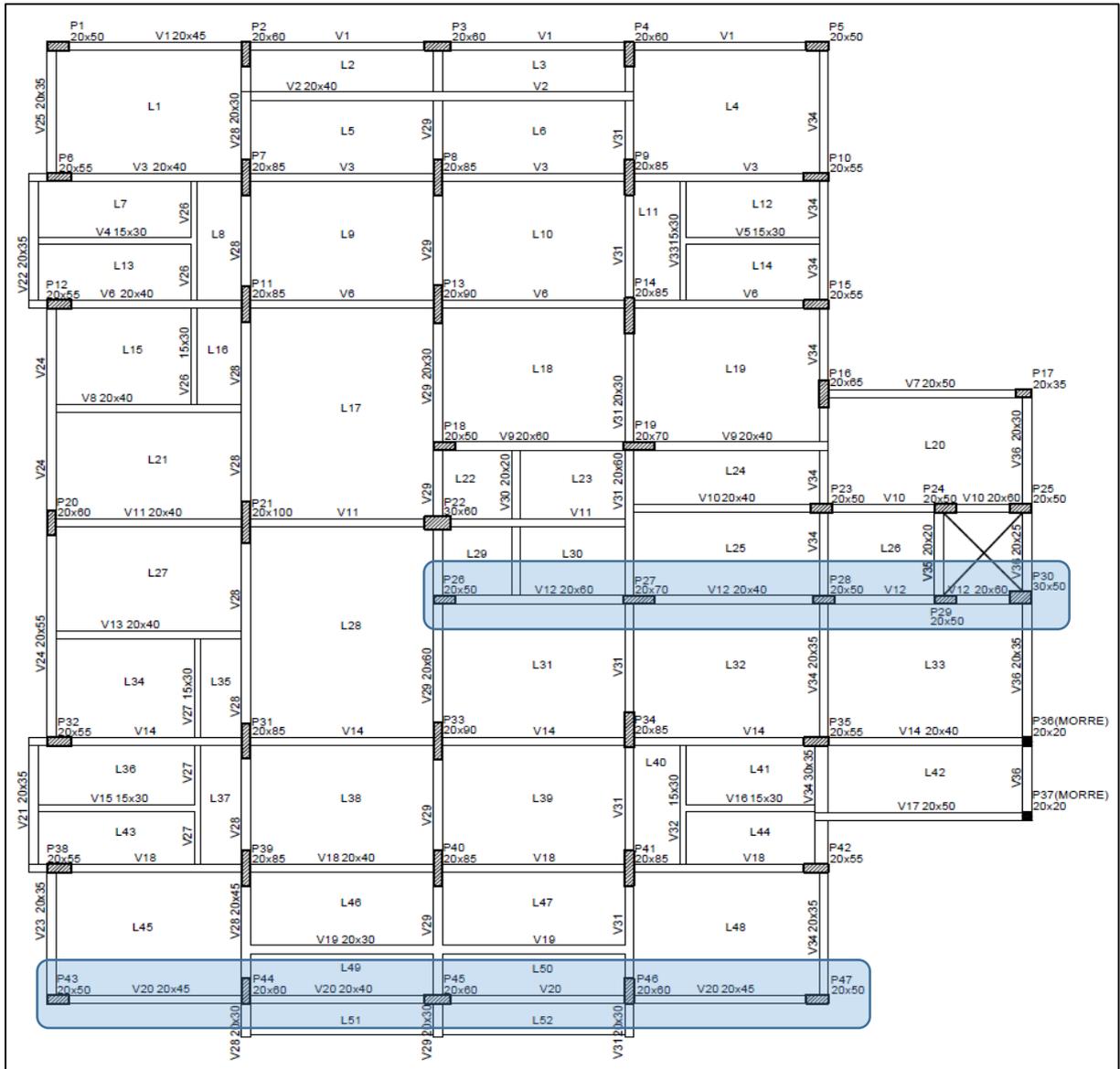
Tendo em vista os resultados obtidos para o peso do aço das vigas e dos pilares, nos itens 5.2.1 e 5.2.2 respectivamente, foram analisados os pavimentos que apresentaram as maiores diferenças em peso de aço para esses elementos, entre os modelos R e SR. Desta maneira, o pavimento Térreo apresentou os maiores contrastes no quantitativo de aço para as vigas e o pavimento Tipo 5, os maiores contrastes para os pilares, sendo esses, analisados a seguir.

5.5.1 Pavimento Térreo

Foi constatado que no pavimento Térreo ocorreram as maiores diferenças em peso de aço para as vigas, entre os modelos R e SR. Dessa forma, foram selecionadas para análise, as vigas que também apresentaram as maiores diferenças em peso de aço entre os modelos estudados, sendo a viga V12 e a viga V20, que estão em destaque na Figura 37. Para cada uma das vigas analisadas, foram também considerados os pilares em que as mesmas se apoiam, analisando o pórtico gerado por essas vigas e seus pilares.

Foram analisados os momentos fletores, esforços cortantes, momento no topo dos pilares, bem como o quantitativo de peso do aço para as vigas e para os pilares. Essas análises buscaram a visualização dos efeitos da redução de rigidez das ligações viga-pilar, sobre a redistribuição dos esforços e o impacto no dimensionamento dos elementos estruturais.

Figura 37 - Planta de formas pavimento Térreo



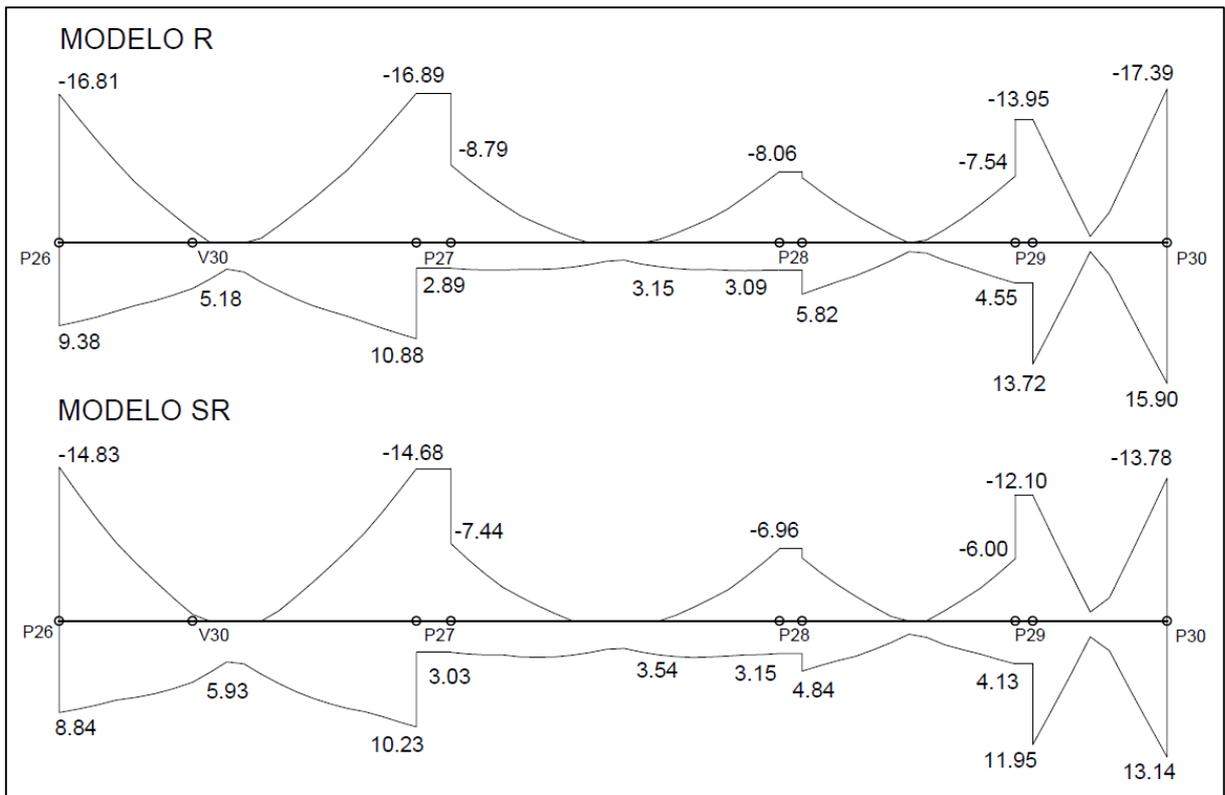
Fonte: Autor (2019).

5.5.1.1 Viga V12

A viga V12 possui um comprimento total de 13,5 m, estando apoiada sobre os pilares P26, P27, P28, P29 e P30. Possui seção transversal de 20 x 40 cm, sendo que nos trechos do P26 ao P27 e P29 ao P30, a seção transversal é de 20 x 60 cm.

Através da Figura 38, é possível analisar a influência da rigidez das ligações viga-pilar na redistribuição dos esforços na viga, alterando a magnitude dos momentos fletores atuantes sobre a mesma.

Figura 38 - Momentos fletores de cálculo (Mdx) [tf.m] Viga V12 Térreo



Fonte: Autor (2019).

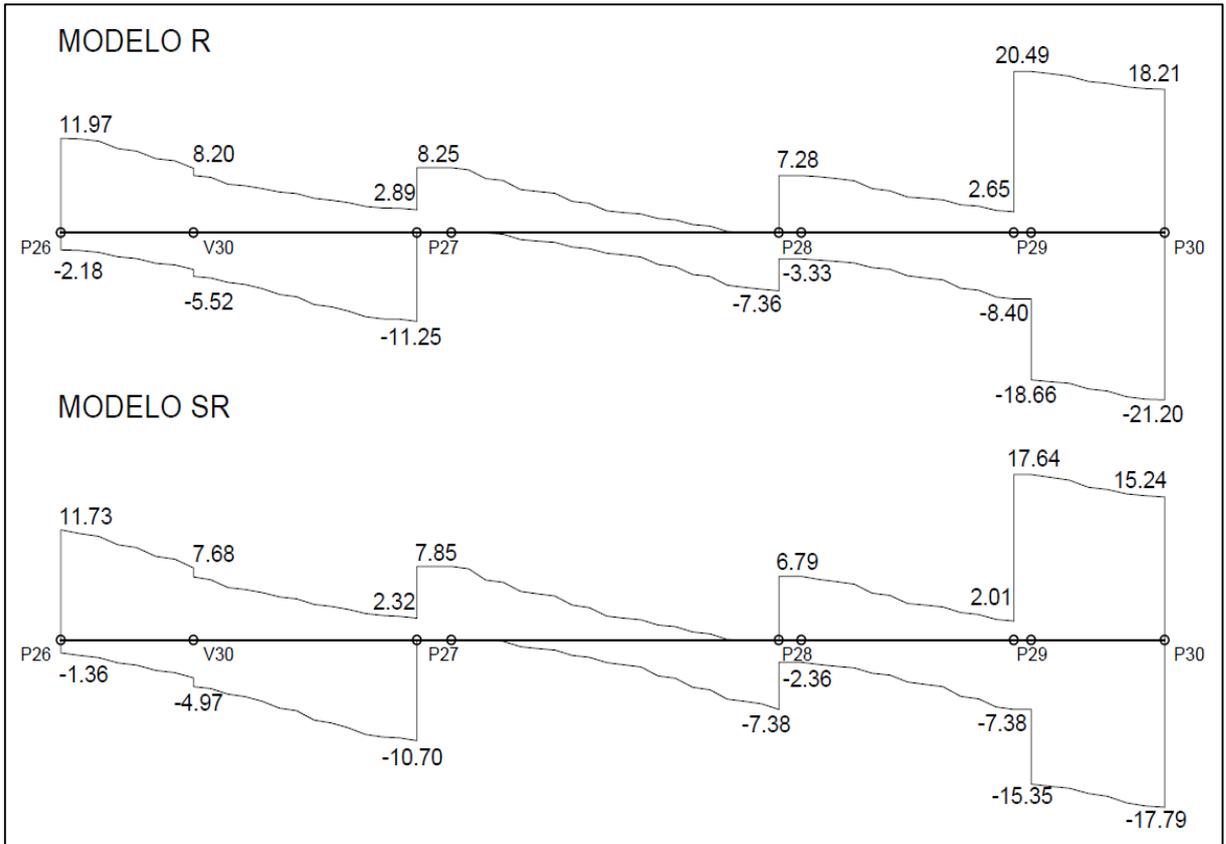
Com base nos valores apresentados e a respeito dos momentos negativos, pode-se observar uma redução significativa dos valores no modelo SR. Para o pilar P30, essa redução representa um valor 21 % menor do que no modelo R, sendo que de forma geral, houve uma redução média de aproximadamente 15 % nos momentos negativos para o modelo semirrígido.

Quanto aos momentos positivos, as diferenças não foram tão grandes, comparados aos momentos negativos. No trecho entre os pilares P26 e P27, o modelo SR apresentou um aumento de aproximadamente 15 % no momento positivo, porém, no pilar P30, o momento positivo se manteve cerca de 17 % maior para o modelo R, o que causou uma pequena variação geral, de tal forma que o modelo SR apresentou uma redução de quase 2 % nos momentos positivos, em relação ao modelo R.

Dada essa redução de 15 % nos momentos negativos e de 2 % nos momentos positivos, o peso do aço, para o modelo SR também diminuiu. Com aproximadamente 50 kg de diferença, a viga V12 do modelo semirrígido apresentou diminuição de 21 % no peso do aço em comparação com a mesma do modelo rígido.

Outro fator que influenciou na redução do peso do aço para o modelo SR, foi a diminuição dos esforços cortantes, como mostrado na Figura 39. De maneira geral, os esforços cortantes positivos reduziram cerca de 12 % e os negativos 16 %, em relação ao modelo R.

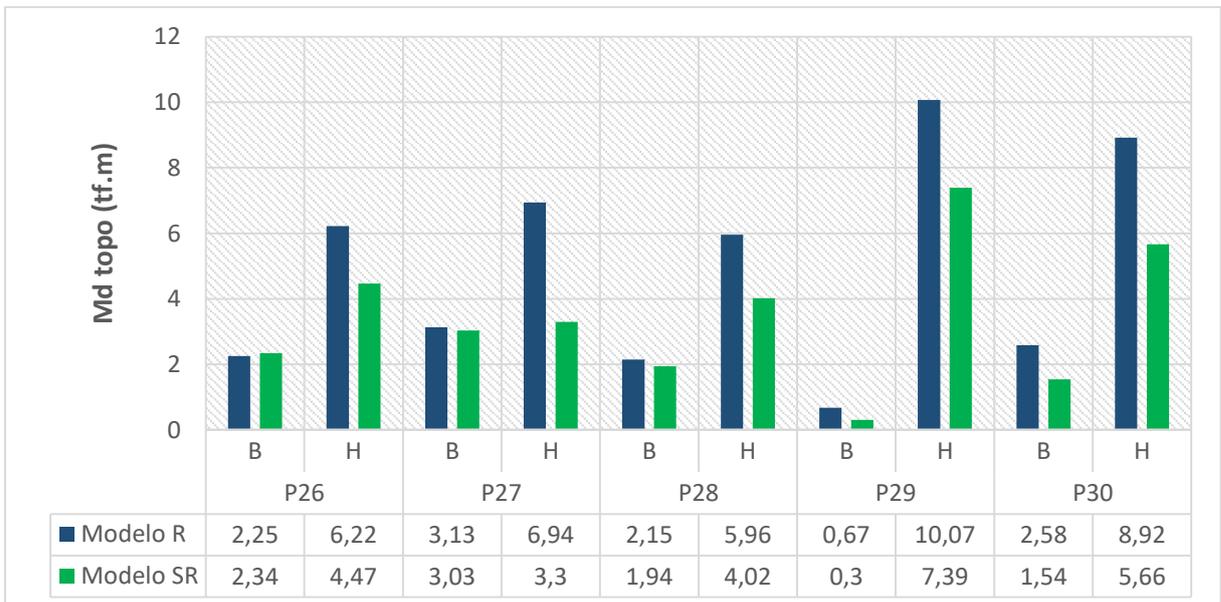
Figura 39 - Esforços cortantes de cálculo (Vdx) [tf] Viga V12 Térreo



Fonte: Autor (2019).

Relacionados com a viga V12, estão os pilares P26, P27, P28, P29 e P30, formando um pórtico no pavimento Térreo. Como esses pilares são diretamente influenciados pela viga V12, a Figura 40 apresenta os valores referentes aos momentos no topo de cada pilar.

Figura 40 - Momento no topo dos pilares da viga V12 Térreo

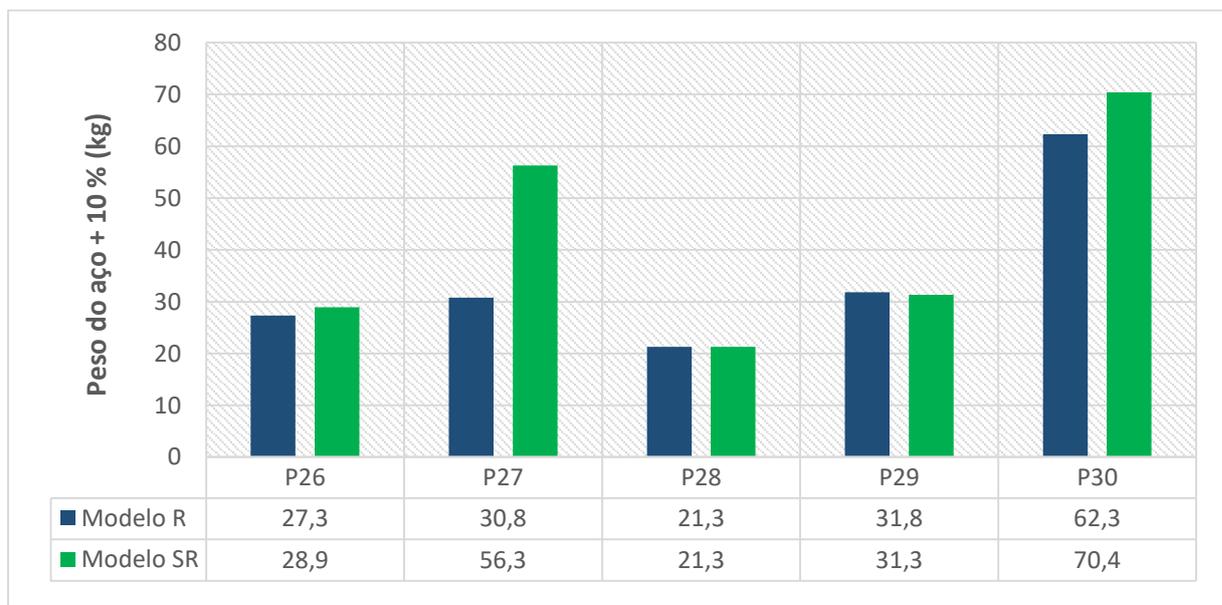


Fonte: Autor (2019).

Os momentos no topo dos pilares são apresentados para as duas dimensões de suas seções, sendo B a menor dimensão e H, a maior. Com base nos valores obtidos, pode-se verificar que o pilar P27 apresenta uma redução de mais de 52 % do momento na direção perpendicular à dimensão H, no modelo SR. Para a direção perpendicular à dimensão B, o pilar P29 apresenta uma redução de pouco mais de 55 % do momento, também para o modelo SR, sendo essas, as maiores diferenças percentuais dos momentos no topo dos pilares, entre os dois modelos.

Considerando toda essa redistribuição de momentos pelo pórtico da viga V12, juntamente com a diminuição da rigidez global da estrutura, os quantitativos de aço dos pilares também foram influenciados. Através da Figura 41, pode-se verificar o comparativo do peso do aço dos pilares constituintes do pórtico da viga V12, em relação aos modelos R e SR.

Figura 41 - Peso do aço x pilares viga V12 Térreo



Fonte: Autor (2019).

Nota-se que em geral, não houveram grandes alterações entre os modelos, tanto que para o pilar P28, o peso do aço se manteve constante entre as duas estruturas e o pilar P29, ao contrário dos restantes, apresentou uma pequena redução, de aproximadamente 2 % para o modelo SR. Os demais pilares apresentaram aumentos no quantitativo de aço no modelo semirrígido, sendo que o aumento mais significativo ocorreu no pilar P27, com cerca de 83 %, em relação ao modelo R.

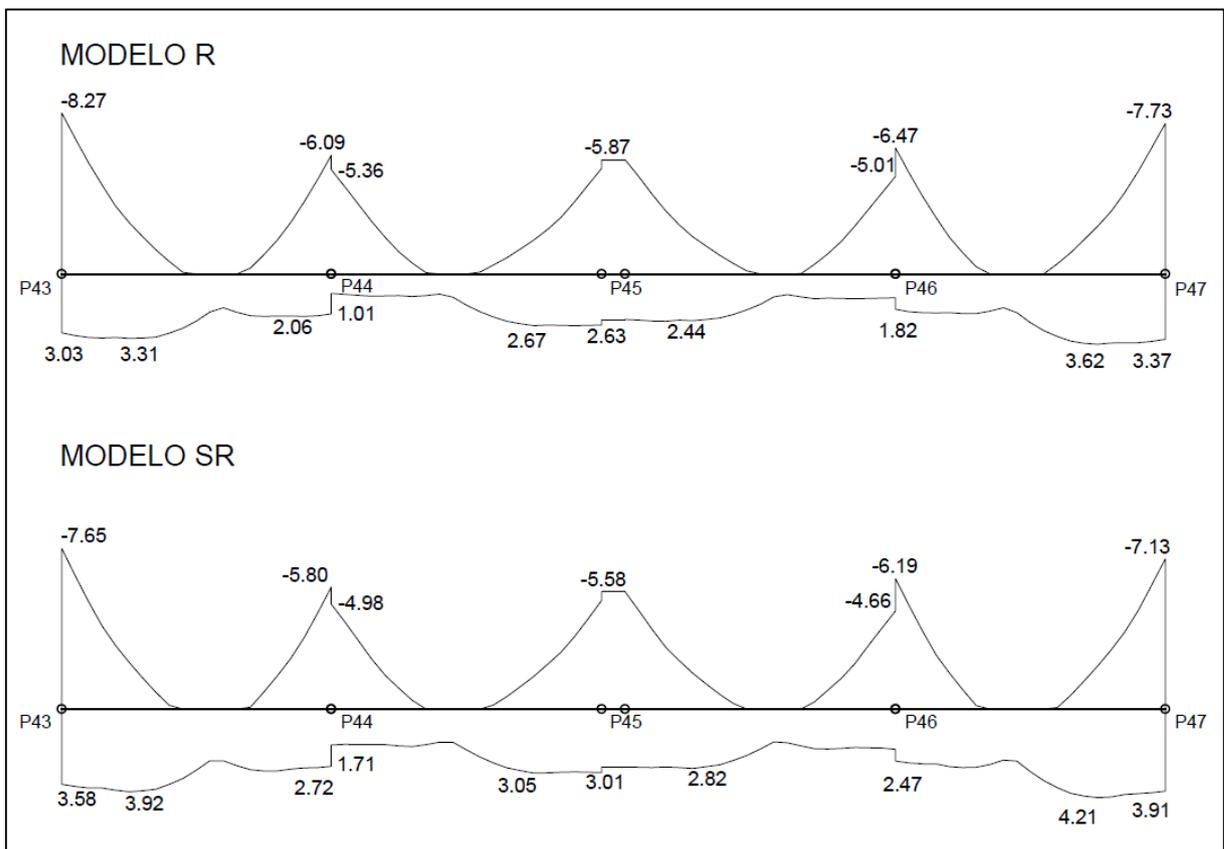
Com exceção do pilar P27, o peso do aço dos pilares do pórtico da viga V12 apresentaram pouca variação. Esse fato ocorreu devido a necessidade de seções relativamente

grandes, visto que são os pilares do pavimento Térreo, o que conferiu-lhes uma rigidez elevada, tornando a influência das ligações entre as vigas e os pilares, pouco significativa.

5.5.1.2 Viga V20

A viga V20 possui um comprimento total de 17,65 m, estando apoiada sobre os pilares P43, P44, P45, P46 e P47. Possui seção transversal de 20 x 45 cm, para os trechos dos pilares P43 ao P44 e P46 ao P47, sendo a seção transversal de 20 x 40 cm para o trecho dos pilares P44 ao P46. Através da Figura 42, pode-se analisar os momentos fletores da viga e a influência da rigidez das ligações viga-pilar sobre a mesma.

Figura 42 - Momentos fletores de cálculo (M_{dx}) [tf.m] Viga V20 Térreo



Fonte: Autor (2019).

Com base nos valores mostrados, pode-se observar que os momentos negativos, de forma geral, apresentaram uma redução média de pouco mais de 6 % para o modelo SR. Para o pilar P47, essa redução representa um valor de quase 8%, sendo a maior redução percentual de momentos negativos na viga V20.

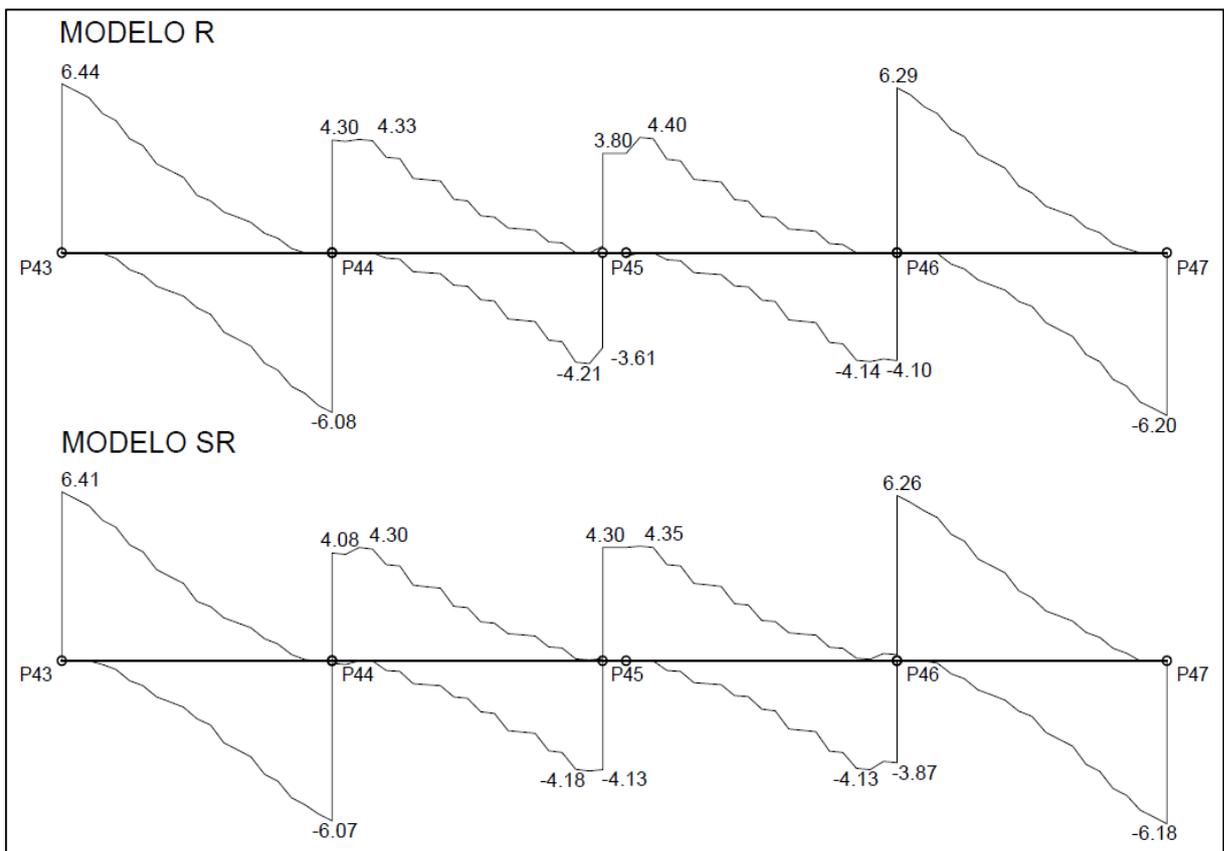
Quanto aos momentos positivos, as diferenças foram mais significativas em comparação com os momentos negativos. Em média, os momentos positivos, aumentaram por

volta de 25 % no modelo SR, apresentando ainda, para o pilar P44, um aumento de pouco mais de 69 %.

Levando em conta a diminuição média de 6 % nos momentos negativos e o aumento médio de 25 % nos momentos positivos, o peso do aço, para o modelo SR, aumentou. Com pouco mais de 10 kg de diferença e representando pouco mais de 9 %, a viga V20 no modelo semirrígido apresentou aumento do peso aço em comparação com modelo rígido.

Com relação aos esforços cortantes mostrados na Figura 43, pode-se observar valores muito próximos para os dois modelos. Todos os pontos apresentaram redução nos valores desses esforços, com exceção dos localizados no pilar P45, onde houve um aumento mais significativo, na ordem de 14 % para o modelo SR. Esse aumento pontual fez o modelo SR apresentar um aumento médio de aproximadamente 1%, tanto para os esforços cortantes positivos, quanto para os negativos, no modelo semirrígido, não influenciando significativamente os quantitativos de aço da viga V20.

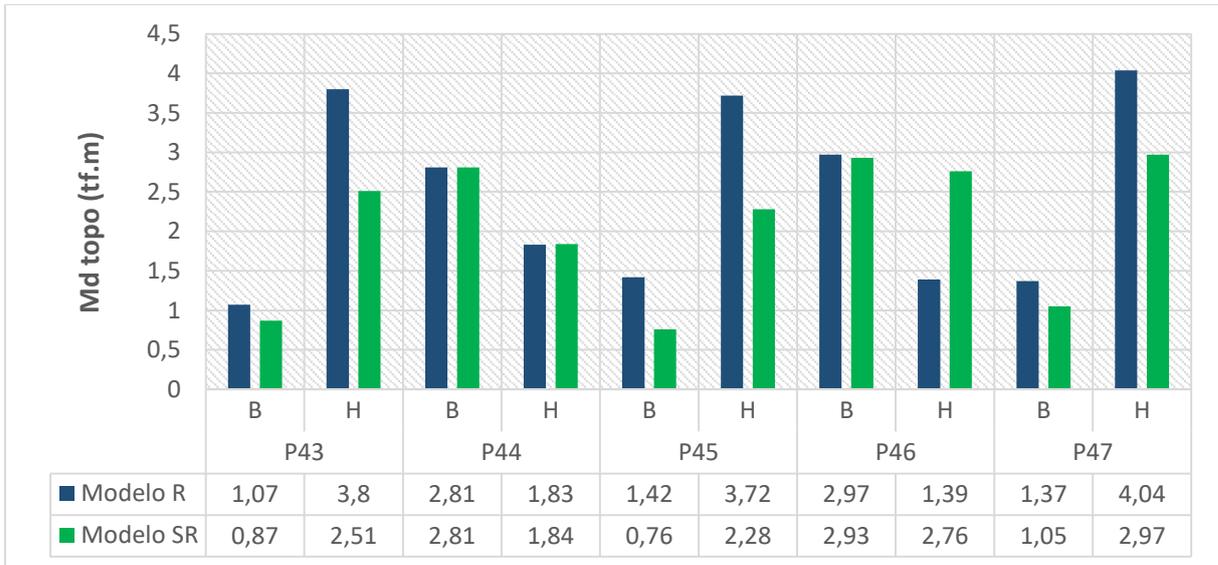
Figura 43 - Esforços cortantes de cálculo (V_{dx}) [tf] Viga V20 Térreo



Fonte: Autor (2019).

Ligados à viga V20, estão os pilares P43, P44, P45, P46 e P47, formando um pórtico no pavimento Térreo. Como esses pilares são influenciados pela viga V20, a Figura 44 apresenta os valores referentes aos momentos no topo de cada pilar.

Figura 44 - Momento no topo dos pilares da viga V20 Térreo

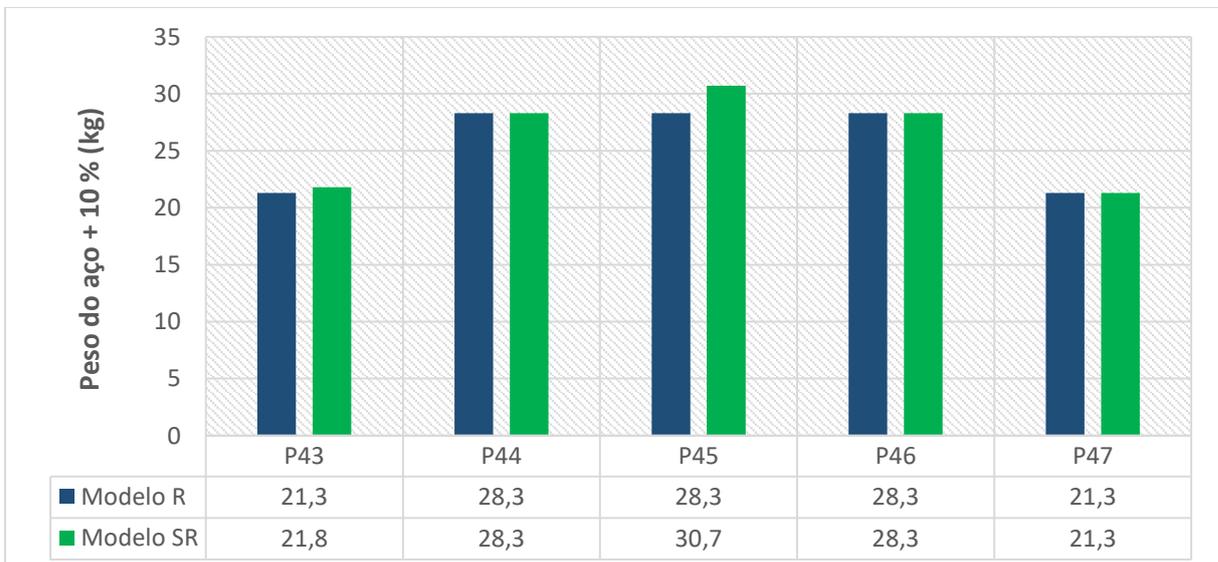


Fonte: Autor (2019).

Com base nos valores obtidos, pode-se verificar que o pilar P45 apresenta uma redução de aproximadamente 47 % do momento na direção perpendicular à dimensão B, no modelo SR. Para a direção perpendicular à dimensão H, o pilar P46 apresenta um aumento de cerca de 99 % do momento, também para o modelo SR, sendo o único e mais significativo caso em que houve aumento no momento para o modelo semirrígido.

Considerando a redistribuição de momentos pelo pórtico da viga V20, juntamente com a diminuição da rigidez global da estrutura, o quantitativo de aço dos pilares também foram influenciados. Através da Figura 45, pode-se verificar o comparativo do peso do aço dos pilares constituintes do pórtico da viga V20, em relação aos modelos R e SR.

Figura 45 - Peso do aço x pilares viga V20 Térreo



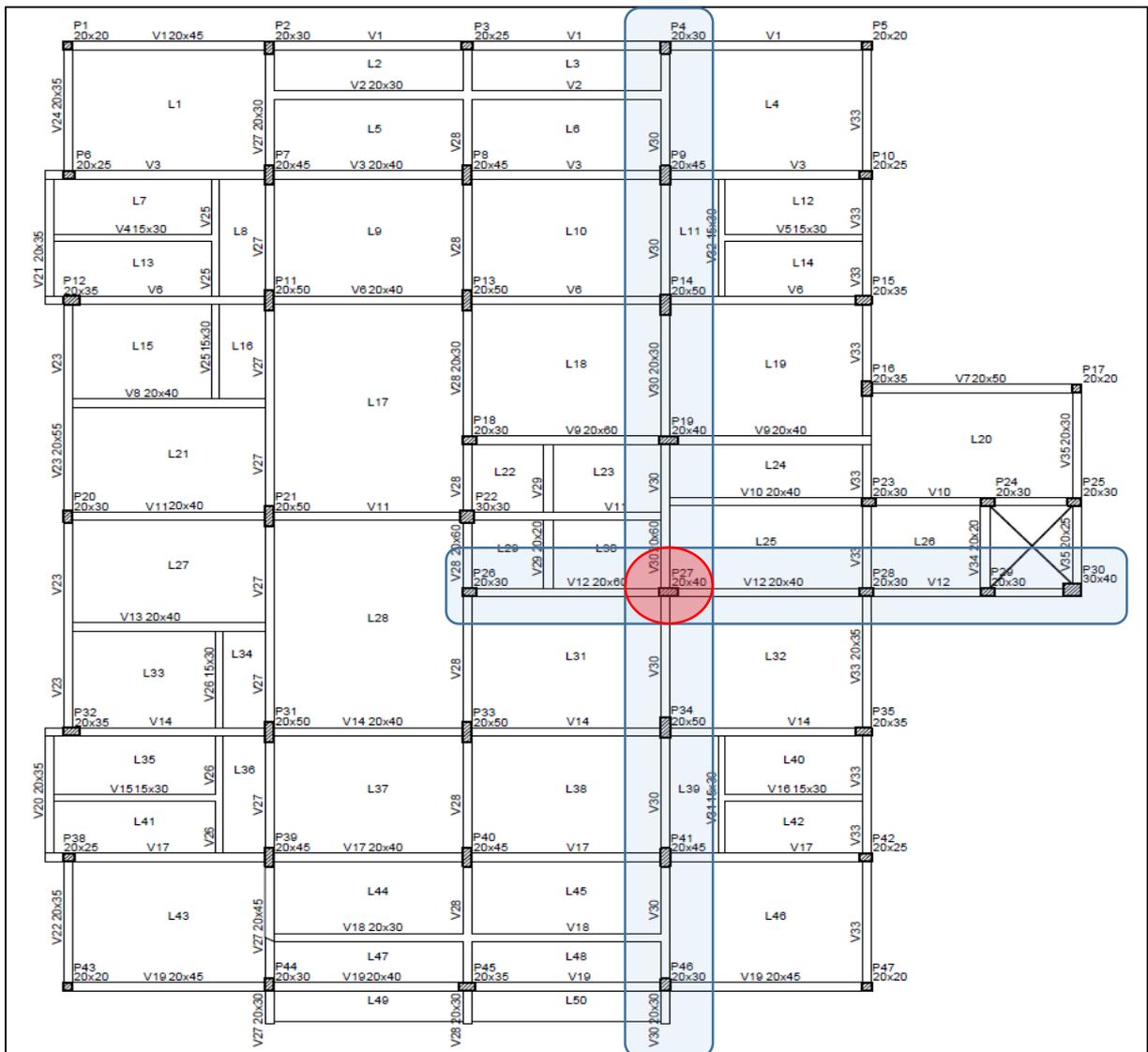
Fonte: Autor (2019).

Nota-se que a maior diferença no peso do aço ocorreu no pilar P45, que havia apresentado a maior variação de momento em seu topo, com um aumento de 9 % em relação ao modelo rígido. Pode-se observar ainda, que mesmo com as variações de momentos no topo, os pilares P44, P46 e P47 mantiveram seus quantitativos de aço. Esse fato ocorreu devido a necessidade de seções relativamente grandes no pavimento Térreo, o que conferiu a esses pilares uma rigidez elevada, tornando a influência das ligações entre as vigas e os pilares, pouco significativa.

5.5.2 Pavimento Tipo 5

Através da Figura 46, é possível visualizar o pavimento Tipo 5, onde ocorreram as maiores diferenças de peso de aço para os pilares.

Figura 46 - Planta de formas pavimento Tipo 5



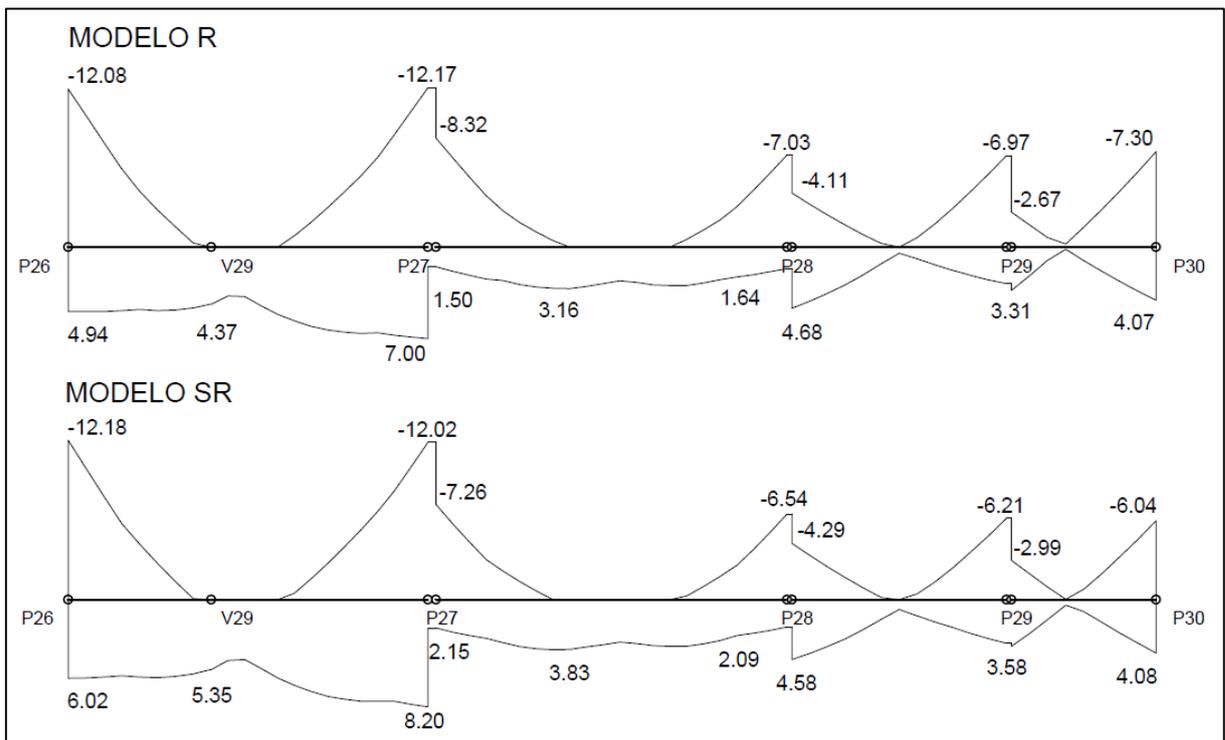
Fonte: Autor (2019).

Visto que o pavimento Tipo 5 apresentou as maiores diferenças em peso de aço para os pilares, foi selecionado para análise, o pilar que também apresentou a maior diferença em peso de aço entre os modelos estudados, sendo o pilar P27, mostrado em destaque na Figura 46. Uma vez que o pilar P27 está localizado no cruzamento das vigas V12 e V30, essas vigas também foram analisadas, juntamente com os demais pilares que fazem parte do pórtico de cada viga.

5.5.2.1 Viga V12

A viga V12 já foi apresentada no pavimento Térreo, sendo que o seu comprimento total continua igual a 13,5 m, estando apoiada sobre os pilares P26, P27, P28, P29 e P30. As seções transversais mudaram, onde do pilar P26 ao P27 a seção transversal é de 20 x 60 cm e no restante, do pilar P27 ao P30, a seção é de 20 x 40 cm. Através da Figura 47, pode-se analisar a influência da rigidez das ligações viga-pilar sobre os momentos fletores da viga.

Figura 47 - Momentos fletores de cálculo (Mdx) [tf.m] Viga V12 Tipo 5



Fonte: Autor (2019).

Analisando os valores apresentados, observa-se que os momentos negativos sofreram redução no modelo SR, com exceção do pilar P26, que apresentou um pequeno aumento. Em geral, a viga V12 apresentou uma redução média de 4 % nos momentos negativos para o modelo

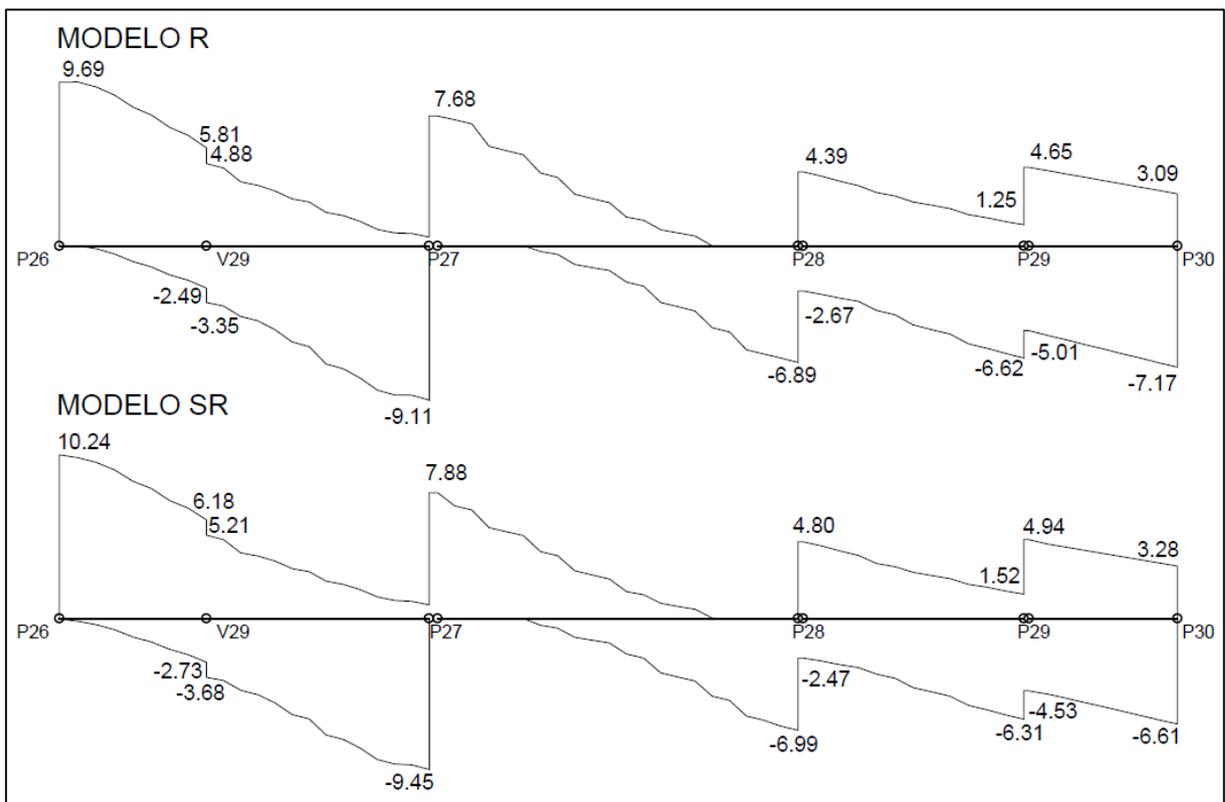
semirrígido. Para o pilar P30, essa redução representa um valor de pouco mais 17 % em relação modelo rígido, já para o pilar P27, a redução foi de apenas 1 %.

Quanto aos momentos positivos, as diferenças foram um pouco maiores em comparação com os momentos negativos. No pilar P27, o modelo SR apresentou um aumento de aproximadamente 43 % no momento positivo, sendo que de maneira geral, houve um aumento médio de quase 18 % nos momentos positivos da viga V12, no modelo SR.

Mesmo com as variações nos momentos fletores da viga entre os modelos, o peso do aço não apresentou grandes mudanças. Com um aumento de pouco menos de 2 %, o modelo SR resultou em 2 kg a mais de aço do que o modelo R.

Para os esforços cortantes, o modelo SR apresentou aumento médio de 8 % nos valores positivos e redução média de 0,6 % nos valores negativos, conforme a Figura 48. No pilar P27, os esforços cortantes aumentaram 3 % e 4 % para os valores positivos e negativos, respectivamente.

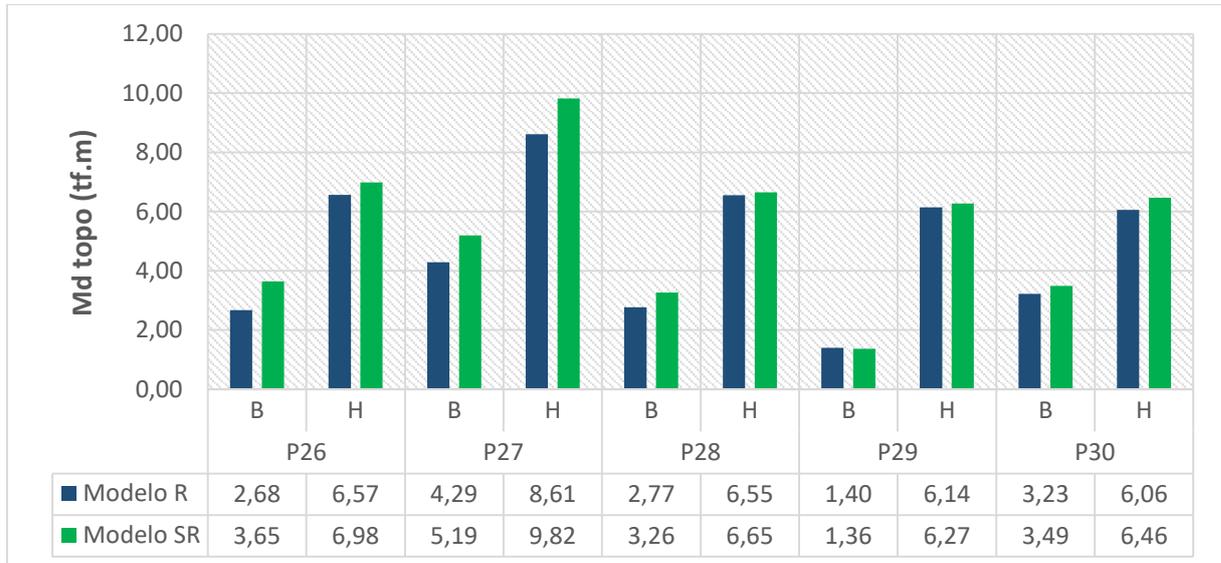
Figura 48 - Esforços cortantes de cálculo (Vdx) [tf] Viga V12 Tipo 5



Fonte: Autor (2019).

Os pilares P26, P27, P28, P29 e P30, estão relacionados com a viga V12 de tal maneira que formam um pórtico no pavimento Tipo 5. Como esses pilares são diretamente influenciados pela viga V12, a Figura 49 apresenta os valores referentes aos momentos no topo de cada pilar.

Figura 49 - Momento no topo dos pilares da viga V12 Tipo 5

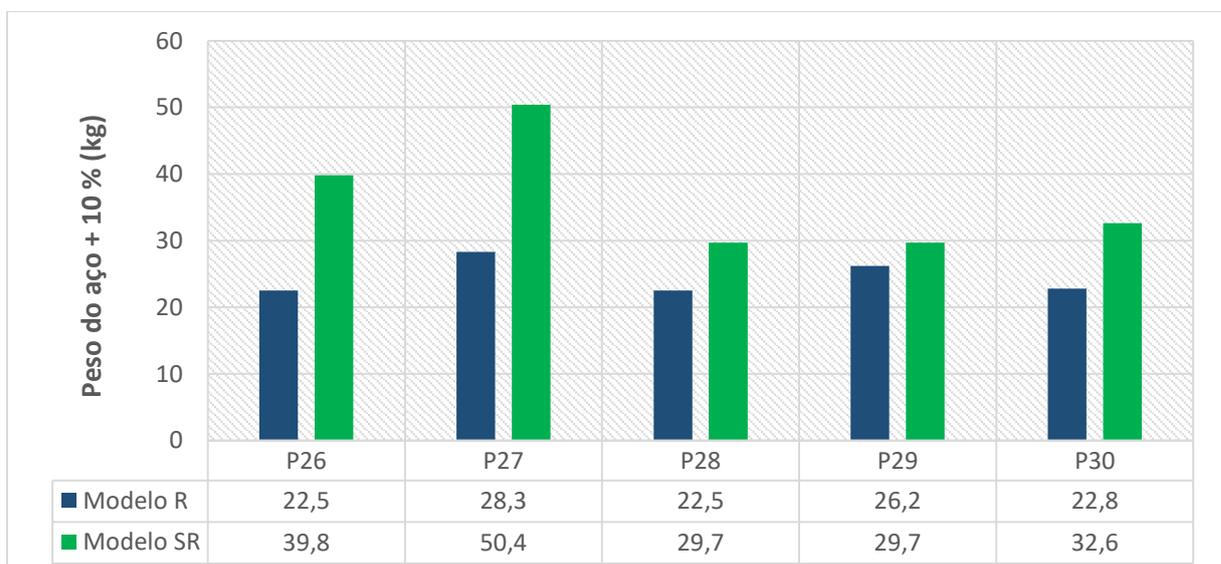


Fonte: Autor (2019).

Com base nos valores obtidos, pode-se verificar que o pilar P26 apresenta um aumento de mais de 36 % do momento na direção perpendicular à dimensão B, no modelo SR. Para a direção perpendicular à dimensão H, o pilar P27 apresenta um aumento de pouco mais de 14 % do momento, também para o modelo SR, sendo essas, as maiores diferenças percentuais dos momentos no topo dos pilares, entre os dois modelos.

Através da Figura 50, observa-se o peso do aço dos pilares constituintes do pórtico da viga V12, em comparação aos modelos R e SR. As diferenças existentes são frutos da redistribuição de momentos da viga V12, juntamente com a diminuição da rigidez global da estrutura.

Figura 50 - Peso do aço x pilares viga V12 Tipo 5



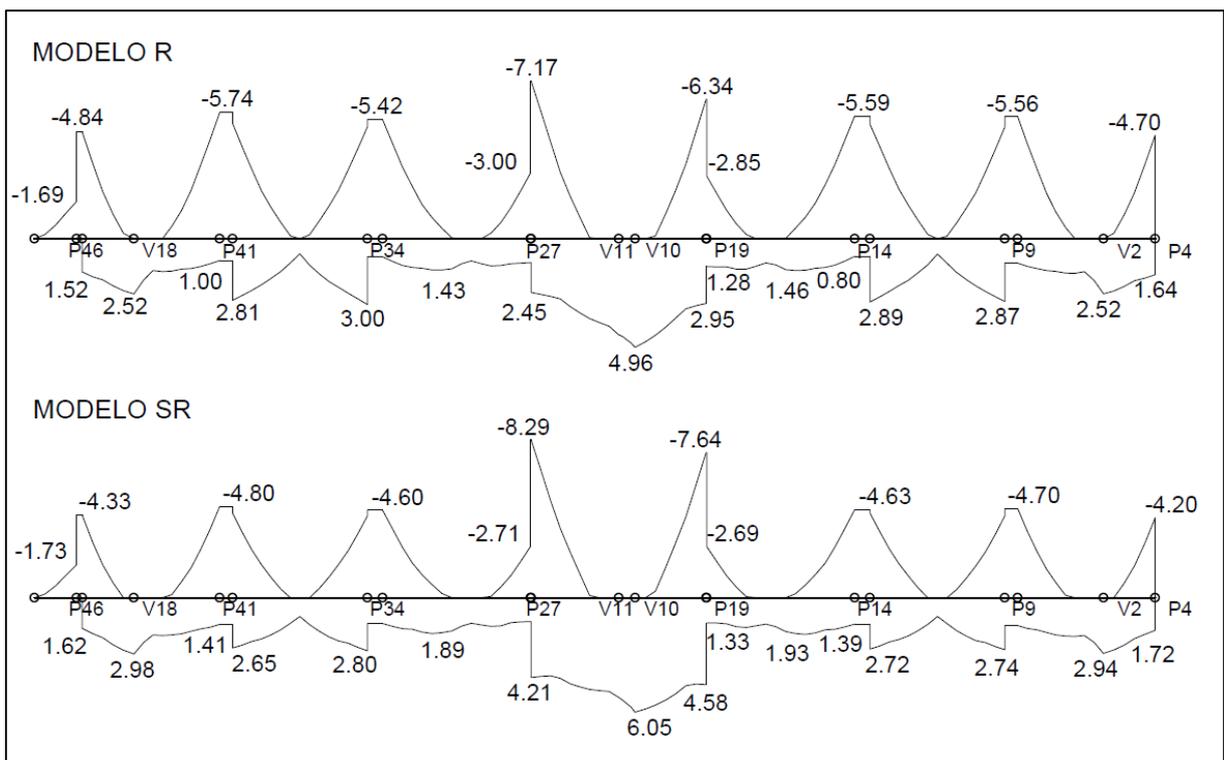
Fonte: Autor (2019).

Com base nos valores obtidos, nota-se que todos os pilares do pórtico da viga V12 apresentaram aumento no peso do aço para o modelo SR. A maior diferença ocorreu no pilar P27, com diferença de mais de 22 kg de aço, representando um aumento de aproximadamente 78 %, ficando clara a influência da rigidez das ligações viga-pilar, nesse pavimento.

5.5.2.2 Viga V30

A viga V30 possui comprimento total de 23,9 m, estando apoiada sobre os pilares P4, P9, P14, P19, P27, P34, P41 e P46. Possui seção transversal de 20 x 30 cm, do pilar P4 até o P19 e do pilar P27 até o P46, seguindo até o final do balanço, sendo que do pilar P19 ao P27, a seção é de 20 x 60 cm. Através da Figura 51, pode-se analisar a influência da rigidez das ligações viga-pilar sobre os momentos fletores da referida viga.

Figura 51 - Momentos fletores de cálculo (Mdx) [tf.m] Viga V30 Tipo 5



Fonte: Autor (2019).

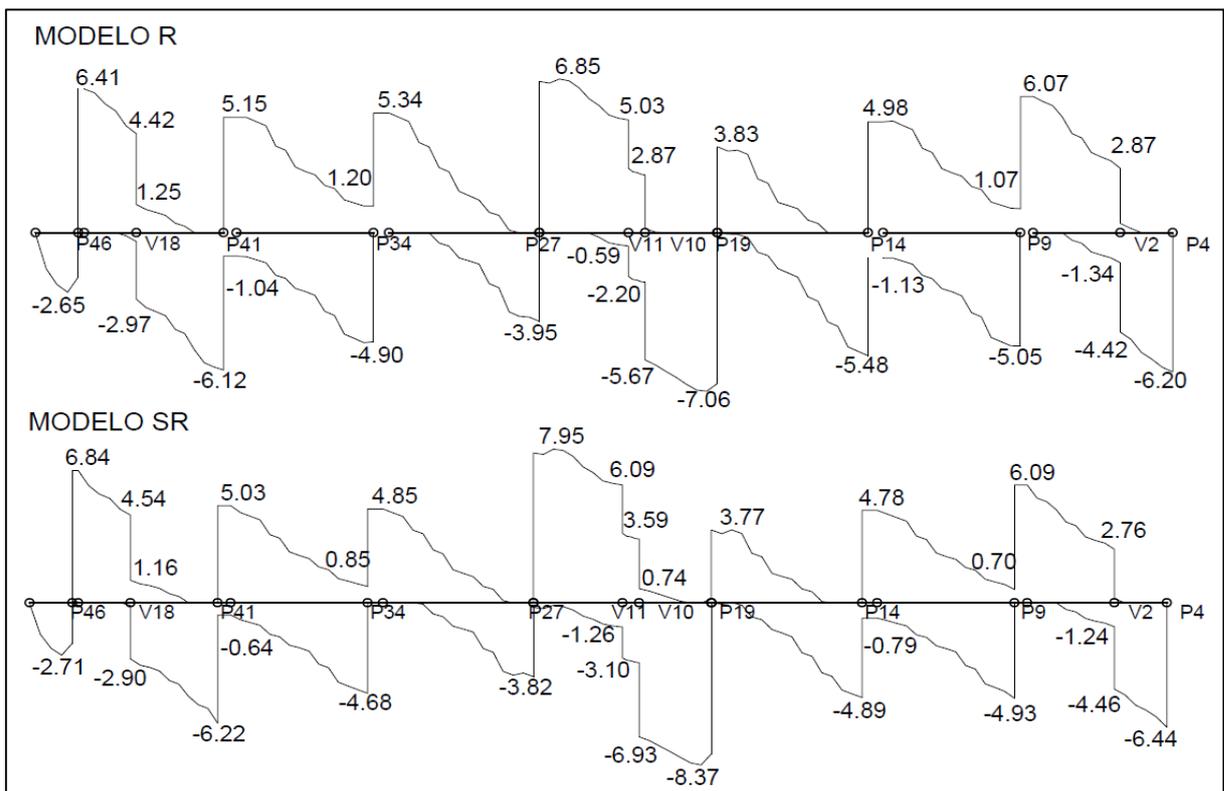
Analisando os valores apresentados, observa-se que os momentos negativos sofreram redução média de aproximadamente 6 % no modelo SR, valor esse não muito significativo, visto que existe pontos onde houve aumento dos momentos. A maior redução de momento negativo ocorreu no pilar P14, com cerca de 17 % de diferença, já o maior aumento de momento, ocorreu no pilar P19, com quase 21 % de diferença em relação ao modelo R.

Sobre os momentos positivos, as diferenças foram mais significativas em comparação com os momentos negativos. No pilar P27, o modelo SR apresentou um aumento de aproximadamente 72 % no momento positivo, sendo que o maior aumento ocorreu no pilar P14, com um valor 74 % maior para o modelo semirrígido. De maneira geral, o aumento médio dos momentos positivos da viga V30 representa 22 %, para o modelo SR, em comparação com o modelo R.

Mesmo com as variações nos momentos fletores da viga entre os modelos, o peso do aço não apresentou mudanças significativas. Com um aumento de menos de 1 %, o modelo SR resultou em 0,4 kg a mais de aço do que o modelo R, podendo ser considerados iguais.

Quanto aos esforços cortantes, os valores positivos reduziram pouco mais de 1 % no geral e os valores negativos aumentaram cerca de 7 % para o modelo SR. Ainda, no pilar P27, houve um aumento de 16 % no valor positivo e uma redução de 3 % no valor negativo, em relação ao modelo R, conforme Figura 52.

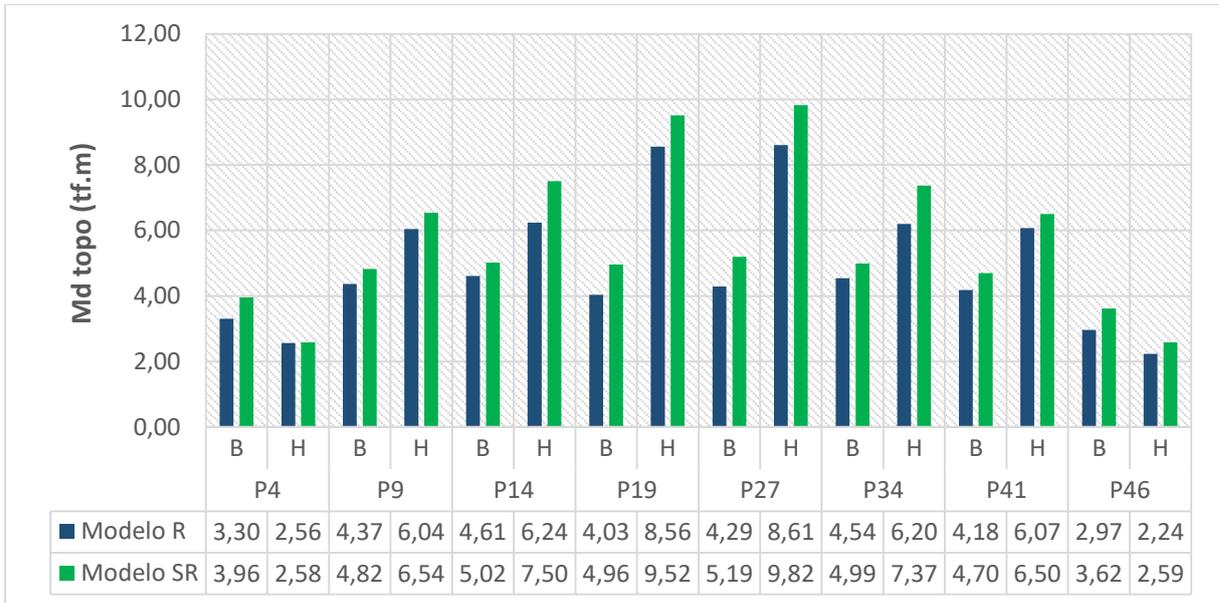
Figura 52 - Esforços cortantes de cálculo (V_{dx}) [tf] Viga V30 Tipo 5



Fonte: Autor (2019).

Os pilares P4, P9, P14, P19, P27, P34, P41 e P46, estão relacionados com a viga V12 de tal maneira que formam um pórtico no pavimento Tipo 5. Como esses pilares são diretamente influenciados pela viga V12, a Figura 53 apresenta os valores referentes aos momentos no topo de cada pilar.

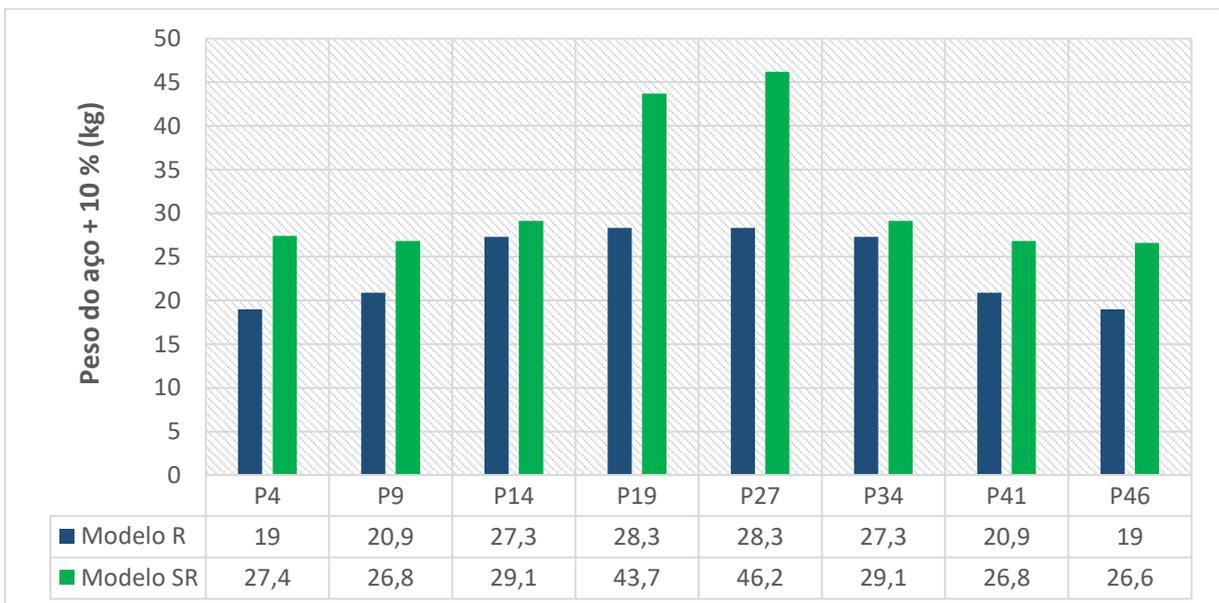
Figura 53 - Momento no topo dos pilares da viga V30 Tipo 5



Fonte: Autor (2019).

Com base nos valores obtidos, pode-se verificar que o pilar P14 apresenta um aumento de mais de 20 % do momento na direção perpendicular à dimensão H, no modelo SR. Para a direção perpendicular à dimensão B, o pilar P19 apresenta um aumento de aproximadamente 23 % do momento, também para o modelo SR, sendo essas, as maiores diferenças percentuais dos momentos no topo dos pilares, entre os dois modelos. Para o pilar P27, as diferenças variam de 21% para a direção B e 14 % para a direção H, ambos representando acréscimos na estrutura com ligações semirrígidas.

Figura 54 - Peso do aço x pilares viga V30 Tipo 5



Fonte: Autor (2019).

Observando a Figura 54, pode-se analisar o peso do aço dos pilares constituintes do pórtico da viga V30, em comparação aos modelos R e SR. As diferenças existentes são causadas pela redistribuição de momentos da viga, juntamente com a diminuição da rigidez global da estrutura. Sendo que para esse caso, todos os pilares referentes ao pórtico da viga V30, no modelo SR, apresentaram aumento do peso do aço. Com 17,9 kg e representando pouco mais do que 63 %, o pilar P27 apresentou o maior aumento em peso de aço nessa viga.

A verificação do peso do aço dos pilares do pórtico formado pela viga V30, foi a última análise realizada nesse estudo. Desta forma, baseado em todos os comparativos apresentados ao longo do trabalho, algumas conclusões serão apresentadas no próximo capítulo.

6 CONCLUSÕES

O presente trabalho avaliou a influência das ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado moldadas *in loco*, nos aspectos técnicos e de quantitativos de aço. Utilizando o *software Eberick*, analisou-se uma edificação, na qual foi variado o fator de restrição à rotação nas ligações viga-pilar, de maneira a obter-se dois modelos, um com ligações rígidas e outro, com ligações semirrígidas, analisando parâmetros de estabilidade global e os efeitos causados pela redistribuição dos esforços.

Ao comparar os dois modelos analisados, observou-se a influência da rigidez das ligações viga-pilar no coeficiente γ_z , de tal forma que o modelo R atendeu as indicações de estrutura de nós fixos e o modelo SR, devido ao aumento significativo do valor desse coeficiente, passou a ser considerado como estrutura de nós móveis. Com base nesses resultados, constatou-se que a diminuição de rigidez das ligações, afeta a rigidez global da estrutura, impactando nos parâmetros de estabilidade e deslocamentos, que por sua vez, apresentaram valores mais críticos para o modelo com ligações semirrígidas, chegando bem próximo ao valor de deslocamento limite para a estrutura, com variações na ordem de 30 %, em comparação com as ligações perfeitamente rígidas.

Quanto às vigas, as mesmas apresentaram de maneira geral, uma redução de cerca de 2 % no peso do aço para o modelo SR. Fato causado pela redistribuição dos momentos negativos e o baixo impacto do aumento dos momentos positivos sobre a armadura positiva. Já para os pilares, houve um aumento de aproximadamente 10 % no peso do aço para o modelo semirrígido, sendo esse, causado pelas redistribuições de esforços e perda de rigidez global da estrutura, necessitando assim de maior quantidade de armadura longitudinal.

Levando em conta os resultados apresentados para o peso de aço das vigas e pilares da estrutura, bem como as análises de momentos fletores e esforços cortantes, observou-se que a influência da seção transversal dos elementos implica na análise de rigidez das ligações, uma vez que os elementos com seções robustas ou muito rígidas não apresentaram mudanças significativas no peso do aço, a exemplo de alguns pilares da viga V12 no pavimento Térreo.

Portanto, pode-se concluir que a redução da rigidez das ligações viga-pilar promove redistribuição de esforços pela estrutura, influenciando significativamente os parâmetros de estabilidade e quantitativos de aço, sendo que quando não considerada, altera o comportamento da real da estrutura em relação ao modelo analisado. Através desse trabalho, ficou evidente a influência da rigidez das ligações viga-pilar nas estruturas de concreto armado moldadas *in loco*, bem como a importância de sua consideração na análise estrutural.

REFERÊNCIAS

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Estudo teórico-experimental do comportamento de nós de pórtico de concreto armado submetidos a ações cíclicas**. 2004. 232 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas; FERREIRA, Marcelo de Araújo; EL DEBS, Ana Lúcia Homce de Cresce. **Engastamento parcial de ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 2, n. 4, p. 356-379, 2009.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. 3. ed. Rio Grande, RS: Dunas, 2010. v. 1.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575 - 1**: Edificações habitacionais – Desempenho – Parte 1: Requisitos gerais. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

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

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

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

BALLARIN, Adriano Wagner. **Desempenho das ligações de elementos estruturais pré-moldados de concreto**. 1993. 262 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Lajes de concreto**: Notas de aula. Universidade Estadual Paulista, São Paulo, Bauru, 2015.

CARAMORI, Tailize. **Estudo de trechos rígidos na análise estrutural de edificações em concreto armado**. 2017. 96 p. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2017.

CORTELLETTI, Marcello. **Projetos arquitetônicos**. 2017. Arquivo digital.

CUSTÓDIO, Ricardo; VERGUTZ, Juliano André. **Análise comparativa de resultados obtidos de softwares de dimensionamento de estruturas de concreto**. 2010. 261 p. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2010.

FERREIRA, Marcelo de Araújo. **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. 1999. 255 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

FRANCESCHI, Lucas. **Escolha ótima das hipóteses de vinculação entre vigas e pilares em pórticos de concreto armado para minimização do custo de aço**. 2017. 77 p. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.

FUSCO, Péricles Brasiliense; ONISHI, Minoru. **Introdução à engenharia de estruturas de concreto**. São Paulo: Cengage, 2017.

GIONGO, José Samuel. **Concreto armado: Projeto estrutural de edifícios**. 2007. 176 p. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

HELENE, Paulo Roberto do Lago. **A nova NB 1/2003 (NBR 6118) e a vida útil das estruturas de concreto**. Porto Alegre: UFRGS, 2004.

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

LEONHARDT, Fritz; MÖNNIG, Eduard. **Construções de concreto: Princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro: Interciência, 1978. v. 3.

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

NEVES, Willian Tibulo. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado de múltiplos pavimentos**. 2016. 74 f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2016.

PANTAZOPOULOU, Stavroula J.; BONACCI, John F. **On earthquake-resistant reinforced concrete frame connections**. Toronto: Canadian Journal of Civil Engineering, 1994.

PARK, Robert; PAULAY, Tom. **Reinforced concrete structures**. New York: John Wiley & Sons, 1975.

PAULAY, Tom; PRIESTLEY, Michael John Nigel. **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings**. New York: John Wiley & Sons, 1992.

PINHEIRO, Libânio Miranda. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos: Edufscar, 2007.

PINTO, Rivelli da Silva. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. 1997. 130 f. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

REIS, Jasmine de Jesus. **Estabilidade global em edifícios altos**. 2013. 103 p. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2013.

SANTOS, José Sérgio dos. **Desconstruindo o projeto de edifícios: concreto armado e protendido**. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

SANTOS, Júlia Borges dos. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado**. 2016. 161 f. Dissertação (Mestrado) - Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2016.

ANEXO A – VALORES MÍNIMOS DAS CARGAS VERTICAIS

(continua)

Local		Carga (kN/m²)
1	Arquibancadas	4
2	Balcões	-
	Ao longo dos parapeitos e balcões devem ser consideradas aplicadas uma carga horizontal de 0,8 kN/m na altura do corrimão e uma carga vertical mínima de 2 kN/m.	
3	Bancos	2
	Escritórios e banheiros	1,5
	Salas de diretoria e de gerência	
4	Bibliotecas	2,5
	Sala de leitura	4
	Sala para depósito de livros	
	Sala com estantes de livros a ser determinada em cada caso ou 2,5 kN/m ² por metro de altura observado, porém o valor mínimo de	6
5	Casas de máquinas	7,5
	(incluindo o peso das máquinas) a ser determinada em cada caso, porém com o valor mínimo de	
6	Cinemas	3
	Plateia com assentos fixos	4
	Estúdio e plateia com assentos móveis	2
	Banheiro	
7	Clubes	3
	Sala de refeições e de assembleia com assentos fixos	4
	Sala de assembleia com assentos móveis	5
	Salão de danças e salão de esportes	2
	Sala de bilhar e banheiro	
8	Corredores	3
	Com acesso ao público	2
	Sem acesso ao público	
9	Cozinhas não residenciais	3
	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo de	
10	Depósitos	-
	A ser determinada em cada caso	
11	Edifícios residenciais	1,5
	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	2
	Dispensa, área de serviço e lavanderia	
12	Escadas	3
	Com acesso ao público	2,5
	Sem acesso ao público	
13	Escolas	3
	Anfiteatro com assentos fixos	2
	Corredor e sala de aula	
	Outras salas	
14	Escritórios	2
	Salas de uso geral e banheiro	
15	Forros	0,5
	Sem acesso a pessoas	
16	Galerias de arte	3
	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	
17	Galerias de lojas	3
	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	
18	Garagens e estacionamentos	3
	Para veículos de passageiros ou semelhantes com carga máxima de 25 kN por veículo.	

(conclusão)

Local		Carga (kN/m²)
19	Ginásios de esporte	5
20	Hospitais	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação, sala de cirurgia, sala de raio X e banheiro
	Corredor	2 3
21	Laboratórios	Incluindo equipamentos, a ser determinado em cada caso, porém com o mínimo
22	Lavanderias	Incluindo equipamentos
23	Lojas	
24	Restaurantes	
25	Teatros	Palco
		Demais dependências: cargas iguais às especificadas para cinemas
26	Terraços	Sem acesso ao público
		Com acesso ao público
		Inacessível a pessoas
		Destinados a heliportos elevados: as cargas deverão ser fornecidas pelo órgão competente do Ministério da Aeronáutica
27	Vestíbulo	Sem acesso ao público
		Com acesso ao público

Fonte: adaptado da ABNT NBR 6120:1980.