

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

Gabrielli Bertoldo Esteves

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES VIGA-
PILAR NO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS
DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO COM
PRESENÇA DE VIGAS DE TRANSIÇÃO OU ASSIMETRIAS**

Santa Maria, RS
2023

Gabrielli Bertoldo Esteves

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR NO
COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS
PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO COM PRESENÇA DE VIGAS DE
TRANSIÇÃO OU ASSIMETRIAS**

Trabalho de conclusão de curso,
apresentado ao Curso de Engenharia
Civil, da Universidade Federal de Santa
Maria (UFSM, RS) – Campus Santa
Maria, como requisito parcial para
obtenção do título de **Bacharel em
Engenharia Civil.**

Orientador: Prof. Dr. André Lübeck

Santa Maria, RS
2023

Gabrielli Bertoldo Esteves

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR NO
COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS
PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO COM PRESENÇA DE VIGAS DE
TRANSIÇÃO OU ASSIMETRIAS**

Trabalho de conclusão de curso,
apresentado ao Curso de Engenharia
Civil, da Universidade Federal de Santa
Maria (UFSM, RS) – Campus Santa
Maria, como requisito parcial para
obtenção do título de **Bacharel em
Engenharia Civil**.

Aprovado em 25 de julho de 2023:

André Lübeck, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

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

Leonardo Cambraia Mendonça, Eng. civil

Santa Maria, RS
2023

DEDICATÓRIA

À minha mãe Lao Bertoldo, que sempre esteve me apoiando e acreditando em mim independentemente da situação. Obrigada por sempre estar ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a minha família: à minha mãe Lao, meu pai Gelson e meus avós Neli e Evoli, que sempre estiveram me apoiando e me incentivando a sonhar mais alto.

Também gostaria de expressar minha gratidão ao meu orientador, André Lübeck, cujo conhecimento e ajuda foram valiosíssimos durante todo o processo de elaboração deste trabalho.

Além disso, gostaria de agradecer aos colegas e amigos que fizeram parte dessa jornada e ao engenheiro civil Tiago Ertel, por todos os conhecimentos transmitidos e pela amizade.

Por fim, agradeço à AltoQi, pela cedência dos softwares AltoQi Eberick e QiBuilder, para realização desse trabalho.

“A possibilidade de realizarmos um sonho é o que torna a vida interessante.”
Paulo Coelho

RESUMO

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR NO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO COM PRESENÇA DE VIGAS DE TRANSIÇÃO OU ASSIMETRIAS

AUTOR: Gabrielli Bertoldo Esteves

ORIENTADOR: André Lübeck

Este trabalho busca analisar como a variação da rigidez nas ligações viga-pilar mudam o comportamento de estruturas de concreto armado que possuem vigas de transição ou assimetrias. Para isso, foram analisados, com auxílio do software Eberick, cinco modelos com plantas de formas distintas, um de planta retangular, três com planta retangular, mas vigas de transição em diferentes posições, e um de planta assimétrica, com formato em L. Para cada modelo foi variado o fator de restrição α_R de 1 (ligação rígida) para 0,9, 0,8, 0,7 (ligações semirrígidas), ou seja, uma variação de 10% em cada simulação do modelo. Portanto, foram utilizados cinco modelos, onde cada um tem quatro simulações diferentes, totalizando 20 simulações. A análise dos resultados foi feita a partir do parâmetro de estabilidade global, γ_z , deslocamentos horizontais e valores de momentos fletores na viga de transição. Chegou-se à conclusão de que ao retirar um pilar e inserir uma viga de transição na estrutura há um aumento no deslocamento horizontal. Diminuindo o fator α_R há um aumento no deslocamento horizontal, no γ_z e nos efeitos de segunda ordem calculados pelo processo P-delta. Em relação aos modelos com e sem assimetria, notou-se que os deslocamentos horizontais e os efeitos de segunda ordem do modelo com arquitetura assimétrica foram superiores. Porém, a variação percentual dos deslocamentos horizontais ao variar o fator α_R foi quase a mesma. Desse modo foi possível perceber que a mudança da rigidez nas ligações viga-pilar tem praticamente a mesma influência no γ_z quando considerada uma arquitetura com geometria irregular ou regular, porém mais influência quando analisada uma arquitetura com viga de transição.

Palavras-chave: Ligações semirrígidas, viga de transição, assimetria, estabilidade global.

ABSTRACT

ANALYSIS OF THE INFLUENCE OF BEAM-COLUMN CONNECTION STIFFNESS ON THE STRUCTURAL BEHAVIOR OF MULTI-STORY REINFORCED CONCRETE BUILDINGS WITH TRANSITION BEAMS OR ASYMMETRIES

AUTHOR: Gabrielli Bertoldo Esteves

ADVISOR: André Lübeck

This study aims to analyze how variations in the stiffness of beam-column connections affect the behavior of reinforced concrete structures that have transition beams or asymmetries. To achieve this, five different models with distinct floor plans were analyzed using the Eberick software. Three of these models had rectangular floor plans, but each with transition beams in different positions, while one model had an L-shaped asymmetrical floor plan. Additionally, four of the models had symmetric architecture. For each model, the restraint factor α_R was varied from 1 (rigid connection) to 0.9, 0.8, and 0.7 (semi-rigid connections), representing a 10% variation in each simulation. Thus, a total of five models were used, each with four different simulations, resulting in 20 simulations. The analysis of the results was based on parameters such as global stability, γ_z (gamma z), horizontal displacements, P-Delta effects, and positive and negative bending moments in the transition beam. It was concluded that the removal of a column and the insertion of a transition beam in the structure lead to an increase in its horizontal displacement. Decreasing the α_R factor results in increased horizontal displacement, γ_z , and calculated second-order effects using the P-Delta process. Regarding models with and without asymmetry, it was observed that the horizontal displacements and second-order effects in the model with asymmetrical architecture were significantly greater. However, the percentage variation in horizontal displacements when varying the α_R factor was almost the same. Therefore, it was possible to perceive that the change in stiffness of the beam-column connections has practically the same influence on γ_z when considering structures with irregular or regular geometry, but it has more influence when analyzing a structure with a transition beam.

Keywords: Semi-rigid connections, transition beam, asymmetry, global stability.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Definição de nó de pórtico.	18
Figura 2: Geometrias usuais de nós de ligações viga-pilar externas	18
Figura 3: Geometrias usuais de nós de ligações viga-pilar internos.....	19
Figura 4: Forças solicitantes em nós externos	20
Figura 5: Solicitações em nós de pórtico internos -Ações gravitacionais e horizontais.	21
Figura 6: Curva momento-rotação de uma ligação semirrígida	23
Figura 7: Curva momento rotação de uma ligação para ABNT NBR 9062:2017.....	23
Figura 8: Fator de restrição à rotação	24
Figura 9: Classificação das ligações em estruturas pré-moldadas.....	25
Figura 10: Classificação das ligações semirrígidas em estruturas pré-moldadas	25
Figura 11: Efeitos de 1ª e 2ª ordem.	27
Figura 12: Efeitos de 2ª ordem	28
Figura 13: Interpretação dos valores de γ_z	30
Figura 14: Posição deslocamentos em interações sucessivas.	31
Figura 15: Pavimento Tipo M01	33
Figura 16: Pavimento Transição M01-VT1-Xexterna	34
Figura 17: Pavimento Transição M01-VT2-Yexterna	34
Figura 18: Pavimento Tipo M01-VT3-Yinterna	35
Figura 19: Pavimento Tipo M02	36
Figura 20: Visualização tridimensional dos modelos no Eberick	37
Figura 21: Lançamento de carga de parede no Software Eberick	38
Figura 22: Velocidade básica do vento em m/s	39
Figura 23: Valores mínimos do fator estático S3	40
Figura 24: Configurações de vento no Eberick	41
Figura 25: Posição do eixo X e do eixo Y	43
Figura 26: Deslocamentos Horizontais no topo do edifício na direção X.....	44
Figura 27: Deslocamentos Horizontais no topo da edificação na direção Y.....	45
Figura 28: Fator de estabilidade global γ_z em relação ao eixo X	46
Figura 29: Fator de estabilidade global γ_z em relação ao eixo Y	47
Figura 30: P-Delta – Vento em X.....	49
Figura 31: Variação dos deslocamentos considerando o efeito de 2ª ordem em relação aos de 1ª ordem (%)	50

Figura 32: Momentos Fletores na viga de transição do M01-VT1-Xexterna variando o αR	52
Figura 33: Momentos Fletores na viga de transição do M01-VT2-Yexterna variando o αR	53
Figura 34: Momentos Fletores na viga de transição do M01-VT3-Yinterna variando o αR	54
Figura 35: Momentos fletor negativos nas vigas de transição.....	55
Figura 36: Momento fletor positivo nas vigas de transição.....	56

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Variação dos deslocamentos horizontais em X em relação à ligação rígida..	44
Tabela 2: Variação dos deslocamentos horizontais em Y em relação à ligação rígida..	45
Tabela 3: Variação do valor de γz em relação à ligação rígida - no eixo X	47
Tabela 4: Variação do valor de γz em relação à ligação rígida - no eixo Y	48
Tabela 5: Variação dos deslocamentos totais, no eixo Y, após análise de segunda ordem pelo processo P-Delta em relação à ligação rígida	49
Tabela 6: Variação do valor do momento fletor negativo em relação à ligação rígida..	55
Tabela 7: Variação do valor do momento fletor positivo em relação à ligação rígida...	56

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	13
1.1.	OBJETIVOS.....	14
1.1.1.	Objetivo geral	14
1.1.2.	Objetivos específicos.....	14
1.2.	JUSTIFICATIVA.....	14
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1.	ETAPAS DO PROJETO ESTRUTURAL.....	16
2.2.	ANÁLISE ESTRUTURAL.....	16
2.2.1.	Modelo de cálculo do Eberick	17
2.3.	LIGAÇÃO VIGA-PILAR.....	17
2.4.	VIGA DE TRANSIÇÃO.....	26
2.5.	ESTABILIDADE GLOBAL.....	26
2.5.1.	Efeitos de 1ª e 2ª ordem	26
2.5.2.	Não linearidade física e geométrica	27
2.5.3.	Classificação.....	27
2.5.4.	Verificação da estabilidade global	28
2.5.5.	Processo P-Delta	30
2.5.6.	Fatores que influenciam a estabilidade global.....	31
3.	METODOLOGIA	32
4.	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	43
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	58
5.1.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	58
	REFERÊNCIAS	60

1. INTRODUÇÃO

A verticalização das edificações e o aumento da frota automotiva tem resultado na necessidade de edifícios com grande quantidade de vagas de garagem, isso demanda em espaços de manobra livres, sem pilares, nos pavimentos que recebem os veículos. No entanto, nos pavimentos superiores, onde há maior concentração de paredes, existem pilares que recebem o viga-pilar, assim, cria-se a necessidade de uso de vigas de transição. Vigas onde nascem pilares. Esses elementos suportam prumadas de pilares e em função disso, tem grande influência sobre o comportamento global da estrutura e são tratados como elementos especiais no dimensionamento.

Soma-se a isso um grande avanço computacional que permite levar em conta fatores importantes da construção que antes não eram tão bem avaliados por causa do esforço manual que isto requeria. Estes avanços tecnológicos permitem estimar melhores fatores como o comportamento das vigas de transição e das ligações viga-pilar. Nas considerações das ligações viga-pilar geralmente se utilizava as ligações rígidas, mas em estudos como os de Araújo (2009) e Alva, Ferreira e El Debs (2009) percebe-se que o comportamento real da ligação viga-pilar monolítico não é totalmente rígido como nos modelos teóricos e sim semirrígido.

A ABNT NBR 6118:2014 permite o uso de ligações semirrígidas a partir de uma redistribuição do momento fletor M onde este vira δM . Porém há alguns limites, como a profundidade da linha neutra para δM , que será abordado no item 2.3. Além disso, o coeficiente de redistribuição δ deve ser maior ou igual a 0,9 para estruturas de nós móveis e maior ou igual a 0,75, para qualquer outro caso. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, podem ser adotados limites fora desses valores desde que esta estrutura seja verificada a partir de uma análise não linear ou plástica, com averiguação da capacidade de rotação das rótulas plásticas.

Neste contexto, já há estudos sobre como a influência da rigidez das ligações viga-pilar alteram o comportamento das estruturas. O trabalho realizado por Santos (2016) concluiu que ligações menos rígidas levam a valores mais críticos de estabilidade global e maiores momentos positivos, ainda mais acentuados em edifícios altos. Para Neves (2016) ligações menos rígidas também resultam em maiores deslocamentos horizontais, ainda mais marcantes quando considerados os efeitos de segunda ordem, podendo levar a mudanças significativas no dimensionamento da estrutura.

Para avaliar a estabilidade global de uma estrutura de concreto, a ABNT NBR 6118:2014 aceita dois métodos de cálculo. O primeiro é o uso do parâmetro de instabilidade (α) e o segundo o coeficiente Gama-z (γ_z). Para a análise dos efeitos de segunda ordem globais a

norma brasileira permite a utilização de dois métodos de cálculo, um mais simplificado, onde usa-se o coeficiente $0,95 \cdot \gamma_z$ para multiplicar as ações horizontais, ou um mais refinado, iterativo, baseado numa análise via processo P-delta (P- Δ).

Diante disso, esse trabalho avaliou como a variação da semi-rigidez das ligações em prédios com vigas de transição ou assimetria afeta a estabilidade global da estrutura e os esforços internos.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo analisar como a variação da semi-rigidez nas ligações viga-pilar muda o comportamento de estruturas de concreto armado que possuem vigas de transição e assimetria, por meio de parâmetros como o γ_z , deslocamento horizontal, deslocamentos de segunda ordem via P-Delta e momentos positivos e negativos das vigas de transição.

1.1.2. Objetivos específicos

- a) Variar o grau de rigidez das ligações e avaliar a sua influência sobre a estabilidade global da estrutura, nos deslocamentos horizontais, nos esforços de segunda ordem por meio dos deslocamentos horizontais totais após a análise P-Delta;
- b) Avaliar a interação da presença de vigas de transição ou assimetrias com a variação do grau de rigidez das ligações.

1.2. JUSTIFICATIVA

Sendo as ligações viga-pilar elementos determinantes no comportamento das estruturas, este trabalho busca ampliar os conhecimentos sobre a influência da rigidez das ligações viga-pilar para possibilitar um maior entendimento e aplicação em relação a utilização de ligações semirrígidas em estruturas de concreto. Existem ainda poucos estudos que mostram como a alteração na rigidez das ligações influencia o comportamento das estruturas em lançamentos de estruturas com arquiteturas assimétricas. Porém os estudos já realizados demonstram que a alteração na rigidez das ligações afeta a estabilidade global e podem, assim, trazerem mudanças ao dimensionamento.

Além disso, considerando a crescente construção de prédios esbeltos com arquiteturas arrojadas e cada vez mais a utilização de vigas de transição, principalmente em garagens, e de arquiteturas assimétricas, justifica-se a necessidade do estudo.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. ETAPAS DO PROJETO ESTRUTURAL.

Segundo Kimura (2018) o projeto estrutural é constituído de quatro etapas, sendo essas a concepção, a análise, dimensionamento e detalhamento da estrutura, com a emissão de plantas finais. Conforme Martha (2010), o projeto estrutural busca conceber uma estrutura que atenda a todas as exigências e necessidades para as quais será construída, abrangendo diversos aspectos como segurança, usabilidade, viabilidade econômica, estética, cuidado com impacto ambiental, construtivas e conformidade legal.

A concepção estrutural é a fase de definição de dados que serão utilizados como materiais, definir ações atuantes na estrutura, definir posições dos elementos e fazer o pré-dimensionamento. Na parte de lançamento não há apenas um jeito certo de lançar, pois há várias soluções diferentes que podem ser propostas dependendo do que o projetista optar.

Na análise estrutural utiliza-se um modelo que busca assemelhar-se a estrutura real para simular o seu comportamento e, a partir disso, calcular os deslocamentos e esforços solicitantes. Nesta etapa é muito importante o entendimento de como a estrutura está funcionando para conseguir analisar se deslocamentos e esforços obtidos são coerentes com o que se espera.

Já nas etapas de dimensionamento e detalhamento são onde se obtêm as armaduras e, atualmente, podem ser bem automatizadas com ajuda de software, mas é indispensável a conferência para averiguar se o detalhamento está coerente. Por último, a emissão de plantas consiste na montagem das pranchas e impressão, sendo uma etapa também bastante automatizada (KIMURA, 2018).

2.2. ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural é uma etapa onde é realizada o estudo do comportamento da estrutura. Segundo Martha (2010), nessa fase, são considerados diversos parâmetros, como campos de tensões, deformações e deslocamentos. O principal objetivo da análise estrutural é determinar os esforços internos e externos, buscando obter os deslocamentos e deformações da estrutura projetada. Em resumo, a análise estrutural visa compreender e quantificar o comportamento da edificação, fornecendo informações cruciais para o dimensionamento adequado e a garantia da sua eficiência e segurança, por meio de um modelo estrutural. De acordo com Kimura (2018), um modelo estrutural seria uma simulação idealizada, com os

devidos cálculos que representa uma estrutura real. O melhor modelo estrutural para adotar-se é aquele que melhor representa o comportamento do edifício real.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 o propósito da análise estrutural é encontrar os efeitos das ações que atuam sobre a estrutura com o objetivo de efetuar as verificações dos estados-limites últimos e de serviço. Com a análise estrutural é possível entender as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos da estrutura.

2.2.1. Modelo de cálculo do Eberick

A análise estrutural no software AltoQI Eberick pode ser feita a partir de dois modelos diferentes, sendo ajustável na parte de análise qual deles o usuário quer utilizar. O primeiro é o modelo que usa o pórtico espacial para analisar vigas e pilares e o modelo de grelhas para analisar das lajes. O segundo é um modelo de análise integrado, onde as lajes, vigas e pilares são avaliados em conjunto, em um único modelo.

Sobre a diferença do cálculo das lajes pelos dois modelos a AltoQI (2022) afirma que:

Tanto no modelo de grelhas quando no modelo de pórtico espacial, as estruturas são resolvidas pelo método dos deslocamentos. Neste método, a estrutura é discretizada em barras que possuem um determinado número de graus de liberdade. As rigidezes de cada barra em cada grau de liberdade são computadas, transformadas e adicionadas a uma matriz de rigidez global, (FRANCESCHI, 2022).

Com isso, a principal diferença entre os modelos são os graus de liberdade adotados em cada um. No modelo de grelhas são considerados três graus de liberdade, por ser uma análise bidimensional. Com isso, os movimentos possíveis com esses três graus de liberdade são: translação para uma direção e rotação para duas direções. Já no modelo do pórtico espacial, por ser tridimensional, considera seis graus de liberdade. Sendo os movimentos possíveis: translação para as três direções e rotação para as três direções.

Além disso, há uma diferença em relação aos resultados obtidos na análise da estabilidade global, segundo a AltoQI (2023):

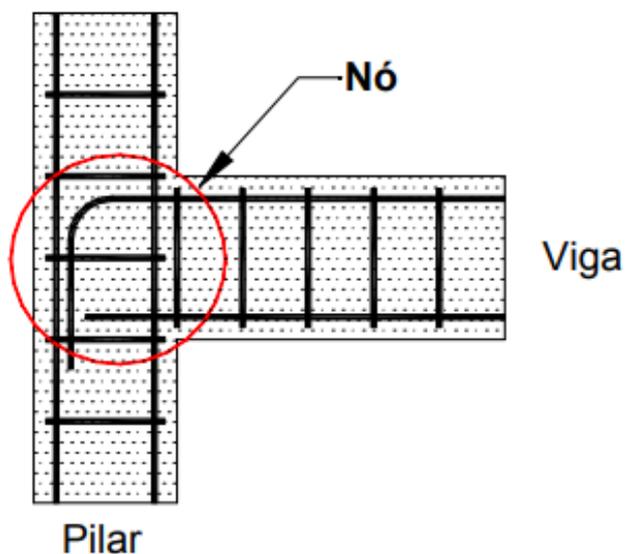
No modelo de grelha separado do pórtico espacial, a estabilidade global da estrutura é verificada apenas com o pórtico formado pelas vigas e pilares da estrutura, enquanto no modelo integrado a estabilidade global é verificada considerando as lajes no modelo. Esta consideração torna a estrutura em análise mais rígida e altera, portanto, os resultados dos parâmetros de estabilidade global, (FRANCESCHI, 2023).

2.3. LIGAÇÃO VIGA-PILAR

Cada ligação de elementos no modelo é constituída pelo nó e pelas barras que representam os elementos estruturais (viga, pilar e laje). Porém, o termo nó de pórtico é frequentemente usado para se referir a especificamente a ligação viga-pilar, sendo estas regiões

formadas pelo pedaço do pilar ligado à viga com mesma altura da seção da viga (ALVA, 2004). A Figura 1 contém a representação de um nó de pórtico.

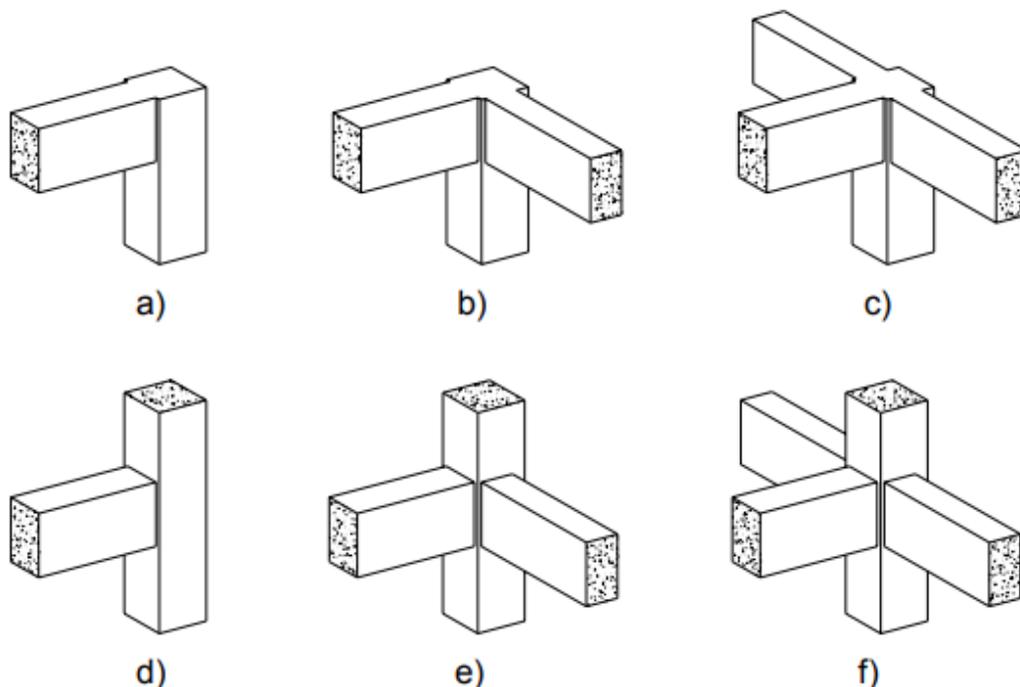
Figura 1: Definição de nó de pórtico.



Fonte: Alva (2004).

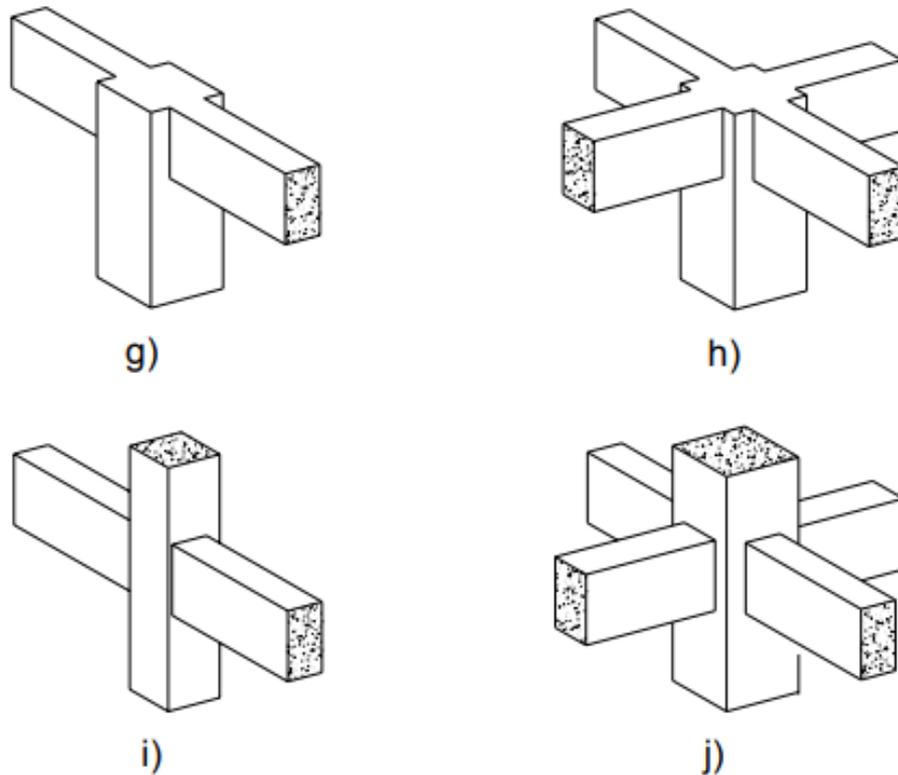
Conforme Paulay e Priestley (1992) as ligações viga-pilar podem ser classificadas em internas e externas de acordo com o mecanismo de ancoragem da armadura da viga, como demonstrado na Figura 2e Figura 3.

Figura 2: Geometrias usuais de nós de ligações viga-pilar externas



Fonte: Adaptada de Paulay e Priestley (1992) apud Alva (2004).

Figura 3: Geometrias usuais de nós de ligações viga-pilar internos



Fonte: Adaptada de Paulay e Priestley (1992) apud Alva (2004).

Antes de haver um maior estudo do comportamento da ligação viga-pilar, simplesmente se admitia que a resistência da ligação era igual ao elemento estrutural com menor resistência, por ser considerado que ligação viga-pilar não era a área mais crítica da estrutura. Porém, agora sabe-se que em função de nas ligações haver fatores como as mudanças de direção dos esforços, tensões e questões construtivas, os nós de pórtico muitas vezes são a região mais crítica do sistema estrutural (ALVA, 2004).

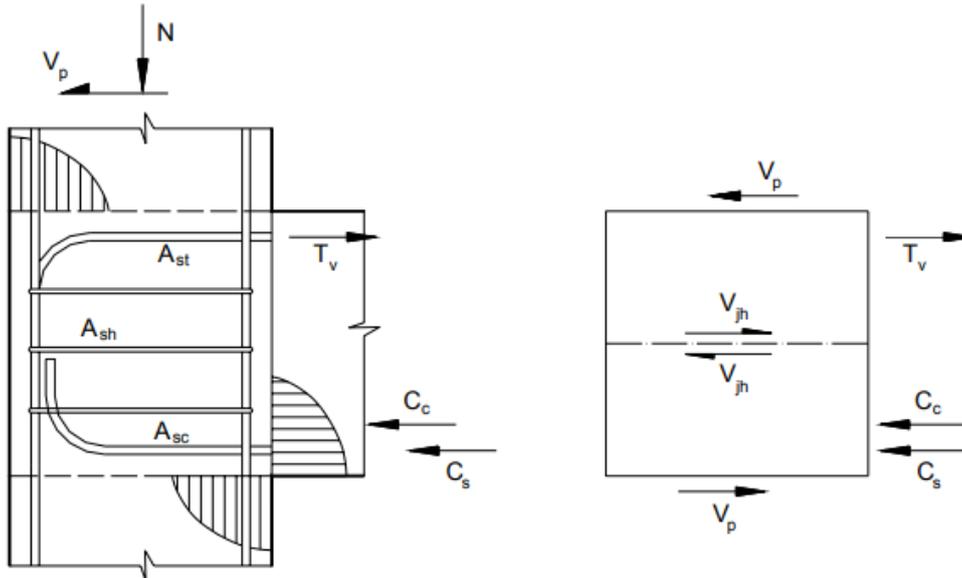
Conforme Park e Paulay (1975), para que a ligação viga-pilar tenha eficiência aceitável, deve seguir quatro condições:

O comportamento da ligação em serviço deve ser, em termos qualitativos, igual ao dos elementos que serão conectados; A ligação deve possuir resistência suficiente para suportar as combinações de carregamentos mais desfavoráveis aos elementos estruturais a serem conectados; A ligação não deve governar a capacidade resistente da estrutura, nem deve impossibilitar o desenvolvimento de toda a capacidade resistente dos elementos estruturais adjacentes; O arranjo das armaduras na ligação não deve dificultar a sua colocação nem a compactação do concreto durante a execução, (PARK E PAULAY, 1975 apud ALVA, 2004, p. 14).

Segundo Alva (2004) o carregamento afeta consideravelmente o comportamento da ligação viga-pilar. Para analisar o comportamento, geralmente considera-se um plano de

tensões para obter o esforço cisalhante, que é o esforço mais significativo. Em um nó de pórtico externo tem-se um esquema de forças como o apresentado na Figura 4.

Figura 4: Forças solicitantes em nós externos



Fonte: Alva (2004).

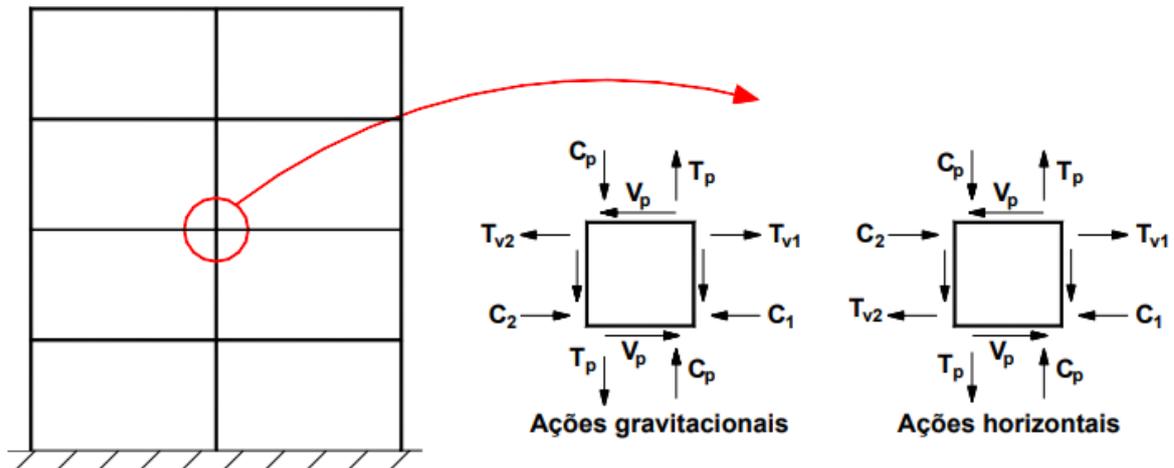
Com isso, obtém-se a seguinte força cortante horizontal (V_{jh}):

$$V_{jh} = T_V - V_P \quad (2.1)$$

Sendo que T_V é a resultante na armadura tracionada da viga e V_P é a força cortante no pilar.

Nas ligações viga-pilar internas, a resultante da força cortante depende do tipo de ação que está agindo na estrutura. As ações gravitacionais ou verticais e as horizontais como o vento produzem solicitações diferentes, como exemplificado na Figura 5, também podendo acontecer simultaneamente (ALVA, 2004).

Figura 5: Solicitações em nós de pórtico internos -Ações gravitacionais e horizontais



Fonte: Alva (2004).

Quando as ações horizontais prevalecem nos nós de pórtico externo a força cortante é dada por:

$$V_{jh} = T_{V1} + C_2 - V_P \quad (2.2)$$

Sendo que nessa equação, T_v é a resultante na armadura tracionada da viga, enquanto V_p é a força cortante no pilar, já C_2 é a resultante de compressão no concreto.

Ao observar as Equações (2. 1) e (2. 2) pode-se dizer que as ligações internas com ações horizontais atuantes são mais solicitadas que as externas devido a resultante de compressão no concreto.

De acordo com Alva (2004), há muitos fatores que influenciam o comportamento da ligação viga-pilar. O autor cita o compilado de ensaios feitos por Pantazopoulou e Bonacci (1993) que apresenta a distinção dos principais fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento de um nó, (principal esforço atuante em uma ligação viga-pilar), sendo eles:

- O grau de confinamento no nó;
- A intensidade da força normal no pilar;
- A intensidade das tensões cisalhantes no nó;
- A resistência à compressão do concreto;
- A magnitude das forças de aderência mobilizadas ao longo da armadura da viga que atravessa o interior do nó;
- A presença de vigas transversais, (PANTAZOPOULOU E BONACCI, 1993 apud ALVA, 2004, p. 35).

Também há outras formas de classificar as ligações além de externas e internas. Há a classificação da rigidez que separa as ligações em articuladas, rígidas e semirrígidas. As ligações viga-pilar rígidas impedem o movimento dos elementos estruturais, transmitindo os esforços inclusive o momento fletor de um elemento para o outro. Já as ligações articuladas não

transmitem momento fletor de um elemento estrutural para outro e as ligações semirrígidas transmitem parte no momento fletor de um elemento estrutural para outro.

Porém em trabalhos como os de Araújo (2009) e Alva, Ferreira e El Debs (2009) percebe-se que o comportamento real da ligação viga-pilar monolítico não é totalmente rígido como nos modelos teóricos, pois na verdade transmitem parcialmente os momentos fletores.

A ABNT NBR 6118:2014 permite o uso de ligações semirrígidas a partir de uma redistribuição do momento fletor M onde este vira δM . Porém há alguns limites, como a profundidade da linha neutra para δM , que deve seguir os seguintes valores:

$$x/d \leq (\delta - 0,44)/1,25, \text{ para concretos com } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa};$$

$$x/d \leq (\delta - 0,56)/1,25, \text{ para concretos com } 50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}.$$

E o coeficiente de redistribuição deve seguir a seguinte regra:

$$\delta \geq 0,90, \text{ para estruturas de nós móveis};$$

$$\delta \geq 0,75, \text{ para qualquer outro caso.}$$

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, podem ser adotados limites fora desses valores desde que esta estrutura seja verificada:

Pode ser adotada redistribuição fora dos limites estabelecidos nesta Norma, desde que a estrutura seja calculada mediante o emprego de análise não linear ou de análise plástica, com verificação explícita da capacidade de rotação das rótulas plásticas, (ABNT NBR 6118, 2014, p. 92).

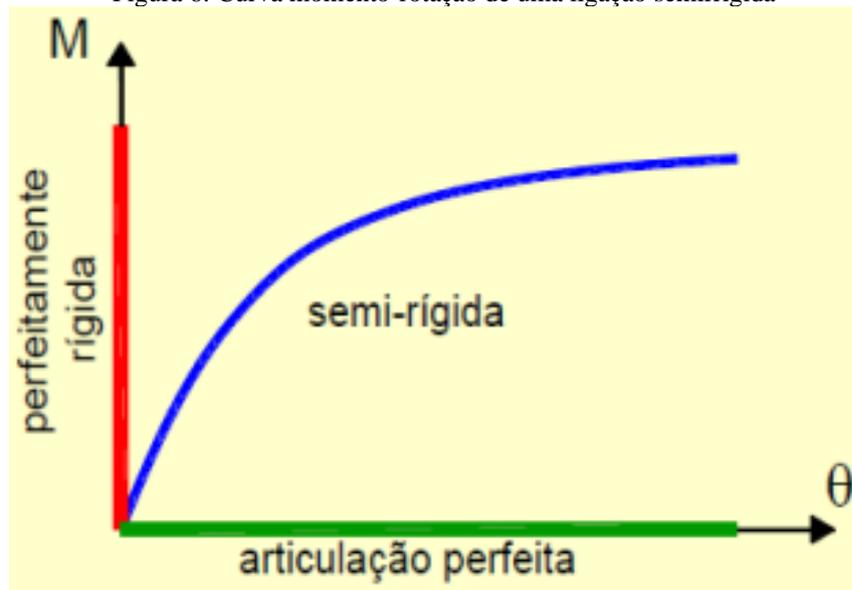
Além disso, segundo a ABNT NBR 6118:2014, não precisa ser feita a verificação da capacidade de rotação plástica descrita acima se a linha neutra seguir os valores:

$$x/d \leq 0,25, \text{ se } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$x/d \leq 0,15, \text{ se } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

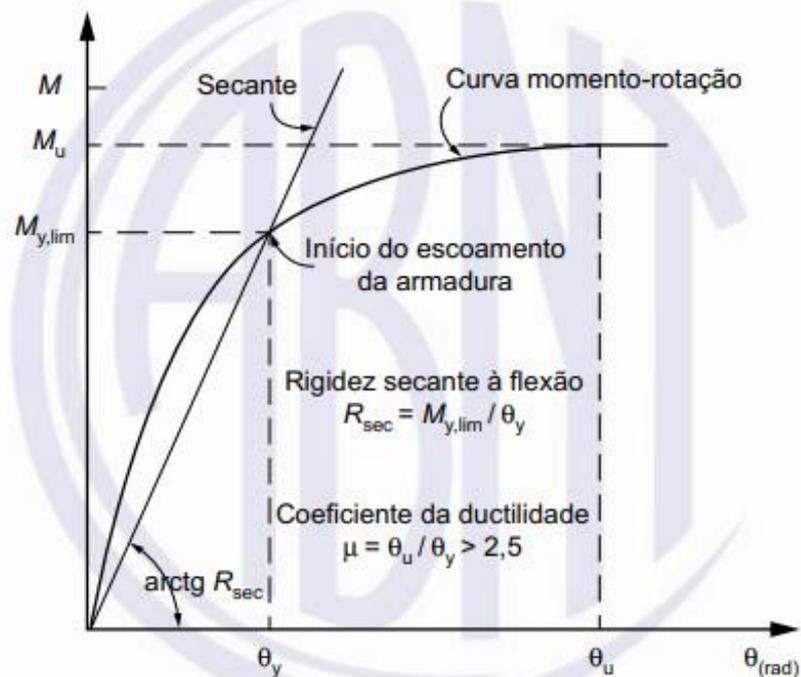
Na Figura 6 é possível ver como é a curva momento-rotação de uma ligação semirrígida. A partir da curva momento-rotação pode-se encontrar fatores como a rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar (R_{sec}) que é importante para achar a restrição à rotação. A Figura 7 demonstra a representação da curva momento-rotação segundo a ABNT NBR 9062:2017.

Figura 6: Curva momento-rotação de uma ligação semirrígida



Fonte: Santos (2016).

Figura 7: Curva momento rotação de uma ligação para ABNT NBR 9062:2017



Legenda

- R_{sec} rigidez secante da curva momento-rotação da ligação viga-pilar
- $M_{y,lim}$ momento-limite no início do escoamento da armadura de continuidade da ligação viga-pilar
- M_u momento último na extremidade da viga no limite de plastificação da ligação viga-pilar
- θ_y rotação relativa viga-pilar no início do escoamento da armadura de continuidade
- θ_u rotação relativa viga-pilar máxima no limite de plastificação da ligação
- μ coeficiente de ductilidade da relação momento-rotação da ligação viga-pilar

Fonte: ABNT NBR 9062 (2017).

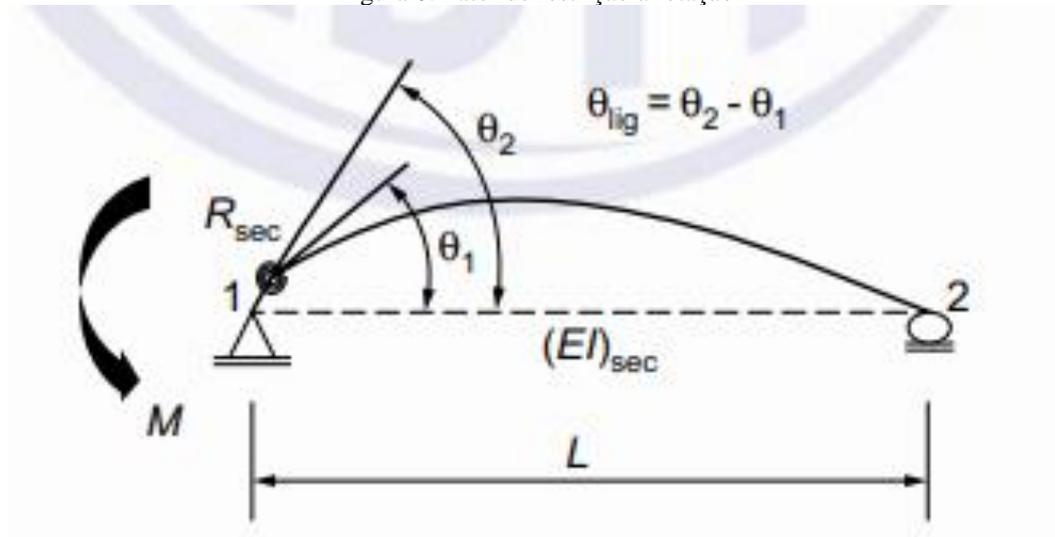
A ABNT NBR 9062:2017, aborda assuntos como a curva momento rotação e o fator de restrição α_R para estruturas de concreto pré-moldado. Segundo ela o fator de restrição α_R é igual a divisão do θ_1 pelo θ_2 e também pode ser descrito em relação ao fator de rigidez relativa entre a rigidez da ligação e a rigidez do elemento que ela liga. Isto está demonstrado na Equação (2.3) Onde:

θ_1 é a rotação da extremidade do elemento;

θ_2 é a rotação combinada do elemento mais da ligação.

Na Figura 8 é possível ver a representação do θ_1 e θ_2 . O valor dessas rotações pode ser usado para calcular o fator de restrição, conforme equação (2.3).

Figura 8: Fator de restrição à rotação



Fonte: ABNT NBR 9062 (2017).

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \frac{1}{1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec}L_{ef}}} \quad (2.3)$$

Nessa equação, R_{sec} representa a rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar, já L_{ef} é o vão efetivo entre os apoios, enquanto $(EI)_{sec}$ representa a rigidez secante da viga, conforme a ABNT NBR 6118:2014.

Segundo Alva, Ferreira e El Debs (2009) pode-se, a partir do fator de restrição α_R , encontrar o coeficiente de engastamento parcial, que equivale a porcentagem de engastamento realmente alcançada. Com isso é possível entender o quão perto a ligação está da situação de perfeitamente rígida ou flexível.

$$\frac{M_E}{M_{ENG}} = \frac{3\alpha_R}{2+\alpha_R} \quad (2.4)$$

Onde M_E é o momento fletor mobilizado na extremidade da viga e M_{ENG} é o momento de engastamento perfeito. As ligações, segundo a ABNT NBR 9062:20017 podem ser classificadas em articuladas, semirrígidas e rígidas de acordo com sua rigidez. Conforme a ABNT NBR 9062:2006, a classificação das ligações era feita de acordo com a Figura 9, a nova ABNT NBR 9062:2017 não contém mais esta figura.

Figura 9: Classificação das ligações em estruturas pré-moldadas

Tipo de ligação	Fator de restrição à rotação (α_R)	Rigidez à flexão secante (R_{sec})
Articulada	$\alpha_R < 0,14$	$R_{sec} > \frac{0,5(EI)_{sec}}{L_{ef}}$
Semirrígida	$0,14 \leq \alpha_R \leq 0,86$	$\frac{0,5(EI)_{sec}}{L_{ef}} \leq R_{sec} \leq \frac{20(EI)_{sec}}{L_{ef}}$
Rígida	$\alpha_R > 0,86$	$R_{sec} > \frac{20(EI)_{sec}}{L_{ef}}$

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 9062:2006 Apud Santos (2016).

Para Ferreira et al. (2005), há mais subdivisões na classificação das ligações, separando as ligações semirrígidas com restrição baixa, média ou alta. A classificação destas ligações pode ser visualizada na Figura 10.

Figura 10: Classificação das ligações semirrígidas em estruturas pré-moldadas

Zonas	Fator de Restrição (α_R)	Engastamento Parcial (M_E/M_R)	Classificação das ligações
Zona I	$0 \leq \alpha_R < 0,14$	$0 \leq M_E/M_R < 0,2$	Articuladas
Zona II	$0,14 \leq \alpha_R < 0,4$	$0,2 \leq M_E/M_R < 0,5$	Semirrígidas com restrição baixa
Zona III	$0,4 \leq \alpha_R < 0,67$	$0,5 \leq M_E/M_R < 0,75$	Semirrígidas com restrição média
Zona IV	$0,67 \leq \alpha_R < 0,86$	$0,75 \leq M_E/M_R < 0,9$	Semirrígidas com restrição alta
Zona V	$0,86 \leq \alpha_R < 1$	$0,9 \leq M_E/M_R < 1$	Perfeitamente rígidas

Fonte: Adaptada de Ferreira et al. (2005) apud Santos (2016).

2.4. VIGA DE TRANSIÇÃO

Conforme Ching, Onouye e Zuberbuhler (2015), quando uma carga vertical não pode seguir diretamente para baixo pelos pilares ou paredes, necessita um desvio horizontal, que pode ser feito por meio de uma viga de transição, até a carga encontrar apoios verticais. Quando não é possível levar as cargas do pavimento superior diretamente para os pilares abaixo, é preciso usar uma estrutura de transição para redirecionar essas cargas para os apoios no pavimento inferior (CLÍMACO, 2008).

Quando nenhuma das soluções encontradas para a posição dos pilares nos pavimentos superiores satisfaz ao andar térreo (pilotis, lojas, etc.), sendo necessário mudar sua posição, o pavimento do teto do andar térreo deverá fornecer apoio conveniente aos pilares superiores, funcionando como estrutura de transição. (CLÍMACO, 2008, p. 73).

Segundo Cassoti (2020), as vigas de transição por suportarem cargas de parede, das lajes e de pilares que nascem no pavimento, ou seja, receberem bem mais carga que uma viga comum, devem ser mais robustas e rígidas para aguentar estes carregamentos. Ademais, as vigas de transição causam impacto na estabilidade global, na rigidez e nos deslocamentos horizontais da estrutura, devido a concentração de cargas geradas nos apoios da viga de transição.

As vigas de transição são um artifício utilizado para viabilizar arquiteturas complexas onde os pilares que suportam os pavimentos superiores não podem continuar em sua posição nos pavimentos inferiores e por isso são dispostas essas vigas que suportam os pilares interrompidos.

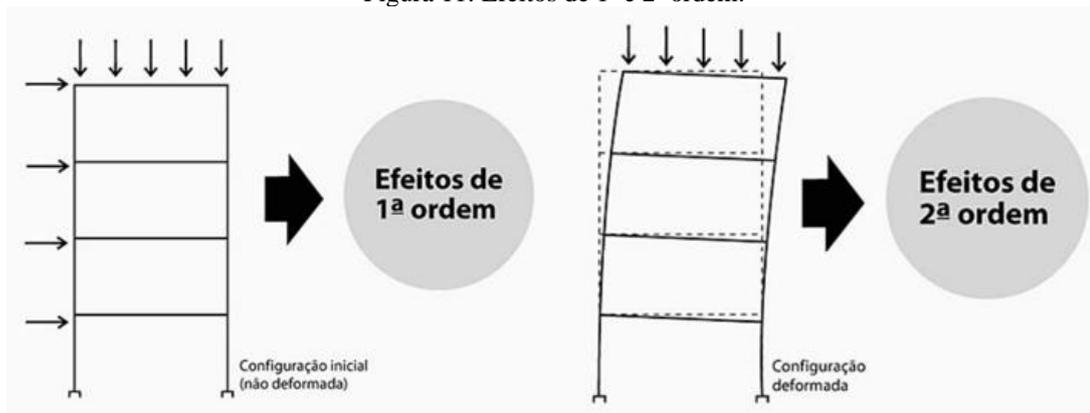
2.5. ESTABILIDADE GLOBAL

A estabilidade global aponta justamente se a estrutura como um todo está estável levando em conta os efeitos de segunda ordem, ou seja, quanto mais estável a estrutura é, menores são os efeitos de segunda ordem nela. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a estabilidade global de toda estrutura deve ser verificada.

2.5.1. Efeitos de 1ª e 2ª ordem

Segundo Kimura (2018), os efeitos de 1ª ordem são aqueles causados pela análise da estrutura indeformada, ou seja, considerando um equilíbrio na estrutura indeformada se obtém deslocamentos e esforços. Já os efeitos de 2ª ordem, são os esforços e deslocamentos obtidos considerando a estrutura já deformada, ou seja, é uma análise mais próxima do real comportamento da estrutura. Na Figura 11 é possível ver como os efeitos de 1ª e 2ª ordem atuam.

Figura 11: Efeitos de 1ª e 2ª ordem.



Fonte: Kimura (2018).

2.5.2. Não linearidade física e geométrica

Ao estudar o comportamento das estruturas é preciso levar em conta dois tipos de não-linearidade, a física e a geométrica. A não-linearidade física tem relação com as propriedades do material e é identificável nos gráficos de comportamento tensão x deformação. Analisando esses gráficos percebe-se que, ao aplicar uma tensão e aumentá-la, o material não linear não vai necessariamente ter uma deformação proporcional ao aumento da tensão. A não linearidade geométrica tem relação com a mudança de geometria da estrutura. Ou seja, essa não linearidade leva em conta os efeitos de 2ª ordem que edificação tem, (KIMURA, 2018).

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, no item 15.7.3, para a consideração aproximada da não linearidade física, em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, pode-se fazer uma simplificação da não linearidade física mudando a rigidez dos elementos estruturais. A mudança da rigidez deve ser igual a um coeficiente minorador que multiplica a rigidez (EI), onde I é a inércia da seção bruta (I_c). Para as lajes esse coeficiente é 0,3, para as vigas é 0,4, se a área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão (A_s') for diferente da área da seção transversal da armadura longitudinal de tração (A_s), se for igual, usa-se 0,5, e para os pilares o coeficiente vale 0,8.

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

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

$(EI)_{sec} = 0,5 E_c I_c$ para $A_s' = A_s$

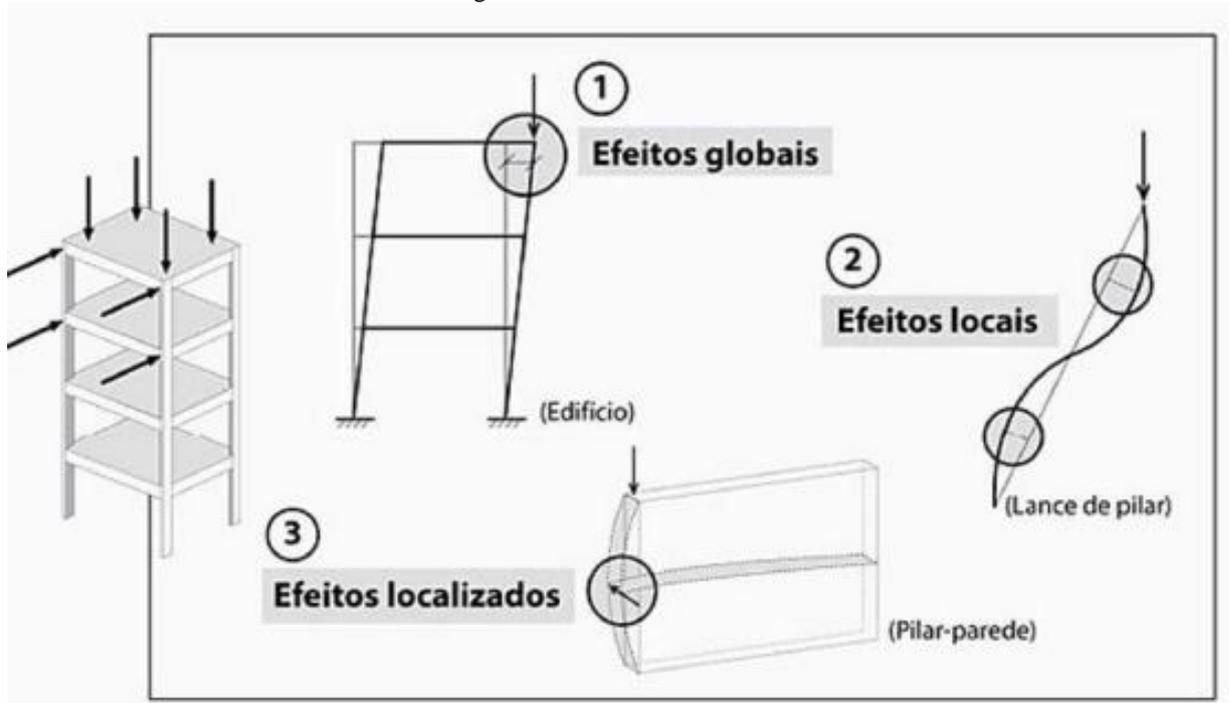
Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 E_c I_c$

2.5.3. Classificação

A ABNT NBR 6118:2014 separa as estruturas em duas categorias, nós fixos e nós móveis. Considera-se de nós fixos quando os efeitos de segunda ordem são menores que 10% dos efeitos de primeira ordem, ou seja, os deslocamentos horizontais são pequenos e geram

poucos efeitos de segunda ordem. Para o caso de nós fixos, deve-se considerar apenas os efeitos de segunda ordem locais (devido a ação da flambagem das barras dos pilares) e localizados (efeito que acontece em pilares parede). Porém, se os efeitos de segunda ordem forem maiores que 10% dos efeitos de primeira ordem, considera-se a estrutura como de nós móveis, sendo necessário considerar os efeitos de segunda ordem globais (causado pelos deslocamentos horizontais da estrutura), além dos efeitos locais e localizados. Esses efeitos podem ser vistos na Figura 12.

Figura 12: Efeitos de 2ª ordem



Fonte: Kimura (2018).

2.5.4. Verificação da estabilidade global

Para descobrir se a estrutura é classificada como de nós fixos ou móveis, a fim de avaliar se pode ser dispensada a consideração dos efeitos globais de segunda ordem, a ABNT NBR 6118:2014 aceita dois métodos de cálculo. O primeiro método é o uso do parâmetro de instabilidade (α) e o segundo é o coeficiente Gama-z (γ_z). Conforme Lopes (2005), com frequência é feita uma análise dos efeitos de primeira ordem usando os métodos citados acima para ver se pode ser dispensada a consideração do efeito de segunda ordem, depois, se necessário, são obtidos os efeitos de segunda ordem. Porém, com aumento de estruturas esbeltas de concreto armado e com o avanço computacional, torna-se muito simples já considerar os efeitos de segunda ordem, mesmo que possam ser dispensados.

2.5.4.1. Gama-z (γ_z)

Segundo Wordell (2003), o γ_z tem como intenção estabelecer um parâmetro para medir a estabilidade da estrutura, a partir de um processo simples e capaz de estimar os efeitos de segunda ordem globais usando uma majoração nos efeitos de primeira ordem. Conforme a NBR 6118:2014 o γ_z é aceito para estruturas reticuladas de pelo menos quatro pavimentos e deve ser calculado para cada caso de carregamento. A Equação 2.6 é a usada para o cálculo do γ_z :

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (2.5)$$

Sendo:

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$$M_{1,tot,d} = \sum(F_{Hdi} \cdot H_i) \quad (2.6)$$

F_{Hdi} é a força horizontal de cálculo do pavimento;

H_i é a altura do pavimento “i” em relação a base;

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

$$\Delta M_{tot,d} = \sum(F_{Vdi} a_i) \quad (2.7)$$

F_{Vdi} é a força vertical de cálculo atuante no pavimento “i”

a_i é o deslocamento horizontal do pavimento “i”

Se $\gamma_z \leq 1,1$ não é necessário considerar os efeitos de 2ª ordem pois a estrutura é considerada de nós fixos. Segundo Kimura (2018), valores inferiores a 1 são incoerentes e indicam que a estrutura está muito instável ou que ocorreu um erro no decorrer do cálculo, e valores maiores que 1,5 também indicam que a estrutura está instável e é inviável. Conforme a ABNT NBR 6118:2014, se $1,1 \leq \gamma_z \leq 1,3$ a estrutura é de nós móveis e pode ser calculada majorando os esforços horizontais da combinação de carregamento em $0,95\gamma_z$.

O valor de γ_z consegue dar uma noção aproximada da proporção entre os efeitos de segunda ordem em relação aos de primeira. Por exemplo, para um $\gamma_z = 1,1$ tem-se que os

efeitos de segunda ordem são aproximadamente 10% dos efeitos de 1ª ordem, ou seja, quanto maior o γ_z , maior é a atuação dos efeitos de 2ª ordem. Esta lógica é apresentada na Figura 13.

Figura 13: Interpretação dos valores de γ_z .

γ_z	Significado
$\cong 1.00$	Efeitos de segunda 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

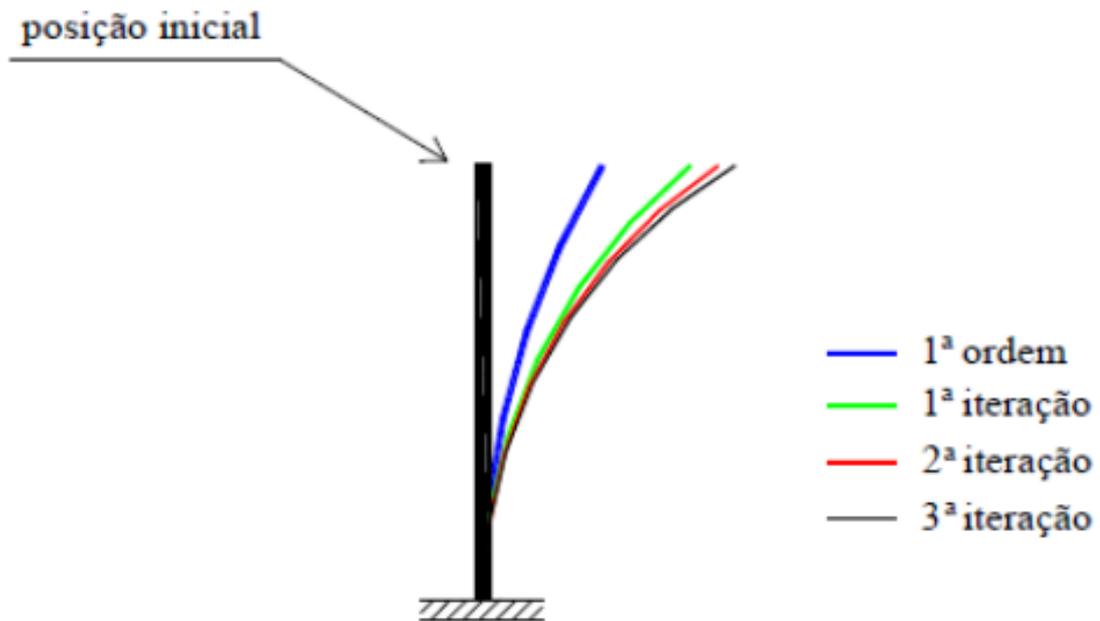
Fonte: Kimura (2018).

2.5.5. Processo P-Delta

O processo P-Delta é um método iterativo para a obtenção dos deslocamentos provocados pelas ações, onde em cada interação usa-se a posição deformada da anterior. Para Lopes (2005), esse método considera os deslocamentos horizontais na estrutura a partir de uma análise da não-linearidade geométrica, que associa o valor de uma carga linear (P) ao deslocamento horizontal (delta). Assim, a partir do P-Delta é possível obter os esforços totais de uma estrutura considerando os efeitos de segunda ordem, sendo um método mais trabalhoso se feito manualmente, por ser iterativo, mas que se torna simples a partir do uso do cálculo computacional. Para obter os efeitos P-delta pode-se usar diferentes métodos como Método de Dois Ciclos Iterativo, Método da Carga Lateral Fictícia, Método da Carga de Gravidade Iterativa e Método da Rigidez Negativa que são explicados por exemplo no trabalho de Lopes (2005).

Para este trabalho o cálculo do efeito P-Delta será feito pelo Software AltoQi Eberick que utiliza o método P-Delta iterativo também conhecido como “*Iterative Method*”. Nesse método, segundo Lima (2001), depois de ser feito uma análise de primeira ordem, ou seja, com a estrutura indeformada, encontra-se os deslocamentos resultantes e, com isso, encontrasse binários equivalentes formados de forças horizontais que são chamadas de forças horizontais fictícias. As forças fictícias devem ser adicionadas às forças horizontais iniciais que são chamadas de forças horizontais modificadas e serão utilizadas para fazer uma nova análise. A Figura 14 demonstra a posição inicial de uma estrutura e os deslocamentos obtidos após cada interação do processo P-Delta.

Figura 14: Posição deslocamentos em interações sucessivas.



Fonte: Lima (2001).

Conforme Zumaeta Moncayo (2011), essa nova análise vai ocorrer interativamente até atingir uma posição de equilíbrio. São realizadas interações até que o erro seja muito pequeno, nos cálculos exemplificados por Zumaeta Moncayo (2011) ele adotou um erro menor ou igual a 0,01%. Observando artigos no suporte da AltoQI (2022), entende-se que o processo no Software AltoQi Eberick é feito até que os esforços finais obtidos na posição deformada acabem convergindo e, então, estes esforços são usados para o dimensionamento da estrutura. Porém, há também a possibilidade de que o processo não alcance a convergência, demonstrando que a estrutura está se deslocando demais e deve ser enrijecida.

2.5.6. Fatores que influenciam a estabilidade global

Segundo Kimura (2018) a magnitude das cargas horizontais como a carga de vento não tem influência na estabilidade global porque ao mudar a força horizontal, o deslocamento também muda proporcionalmente e por ser uma divisão dentro do cálculo “ $\Delta M_{tot,d} / M_{1,tot,d}$ ”, matem-se a proporção. Já as cargas verticais influenciam de modo direto a estabilidade estrutural, pois como pode ser visto na equação do γ_z , mais cargas verticais aumentam só o fator $\Delta M_{tot,d}$ na equação. Outro fator que influencia a estabilidade é a rigidez da estrutura. Porém as lajes interferem pouco nisso, sendo mais significativo a influência da rigidez das vigas e dos pilares que estão especificamente resistindo a direção do vento analisada.

3. METODOLOGIA

Este estudo busca entender como a mudança da rigidez das ligações viga-pilar, interferem na estabilidade estrutural de edifícios de concreto armado com vigas de transição ou assimetrias. Com essa finalidade, optou-se por avaliar alguns modelos estruturais desenvolvidos por Sonda (2023) e Weide (2023).

As arquiteturas escolhidas para esse estudo são referidas no trabalho de Sonda (2023) como modelo 1C e 7C que são nomeadas nesse estudo respectivamente como modelos M01 e M02. Foi escolhido utilizar essas arquiteturas com o dimensionamento detalhado por ele, a altura dos modelos é equivalente a 6 pavimentos de 3 metros, ou seja, 18 metros de altura. No Pré-dimensionamento feito por Sonda (2023) chegou-se às seguintes seções:

Pilares de canto com seção de 20x25cm;

Pilares de extremidade com seção de 20x35 cm;

Pilares internos com seção de 20x45cm;

Vigas com dimensão de 20x40cm;

Lajes maciças com 12 cm de espessura.

Além disso, optou-se por utilizar a mesma posição de algumas vigas de transição usadas por Weide (2023). A posição escolhida foi igual à posição da viga de transição nos modelos M02-VT1 e M03-VT1, que correspondem, respectivamente a posição usada nos modelos que nesse trabalho são chamados de M01-VT2-Yexterna e M01-VT1-Xexterna. Para seção da viga de transição, foi considerada uma altura igual a 10% do vão e para largura foi considerada a mesma dimensão do pilar, ou seja, com isso todas as vigas de transição ficaram com seção de 20x100 cm.

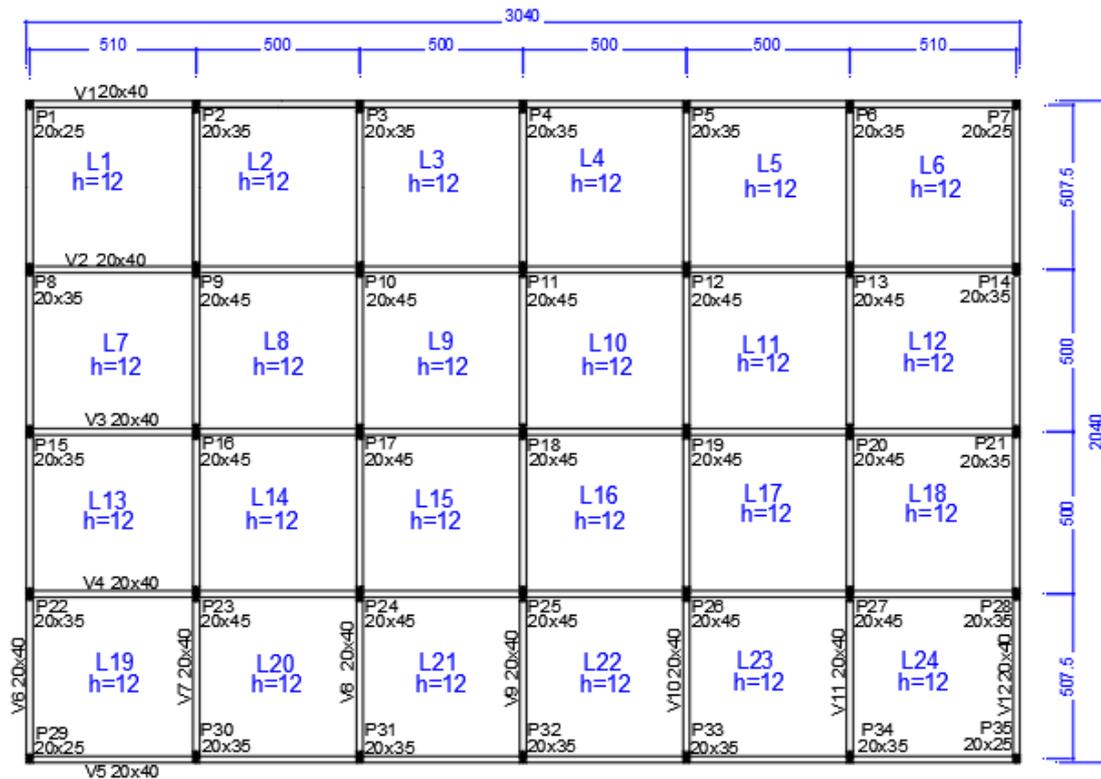
Os modelos estudados nesse trabalho são chamados de M01, que possui uma geometria regular e não tem viga de transição, também há o M01-VT1-Xexterna, M01-VT2-Yexterna e M01-VT3-Yinterna que tem a arquitetura igual do M01 só que com a adição de uma viga de transição em locais diferentes. O aditivo “X” ou “Y” no nome do modelo indica que há uma viga de transição respectivamente no eixo X ou Y e o aditivo “externa” ou “interna” indica que esta viga de transição está na posição respectivamente externa ou interna da arquitetura. Além disso, também há o modelo M02 que possui uma geometria irregular. Com isso, se totalizou-se 5 modelos, dois sem viga de transição e três com viga de transição.

A partir disso, foi feito um esboço dessas arquiteturas no Software AutoCAD, seguindo as distâncias usadas por Sonda (2023) na análise de arquiteturas feita para 10 pavimentos. Em

seguida foram geradas as imagens correspondentemente às Figura 15 a Figura 19. Esses modelos foram lançados no Eberick para a análise.

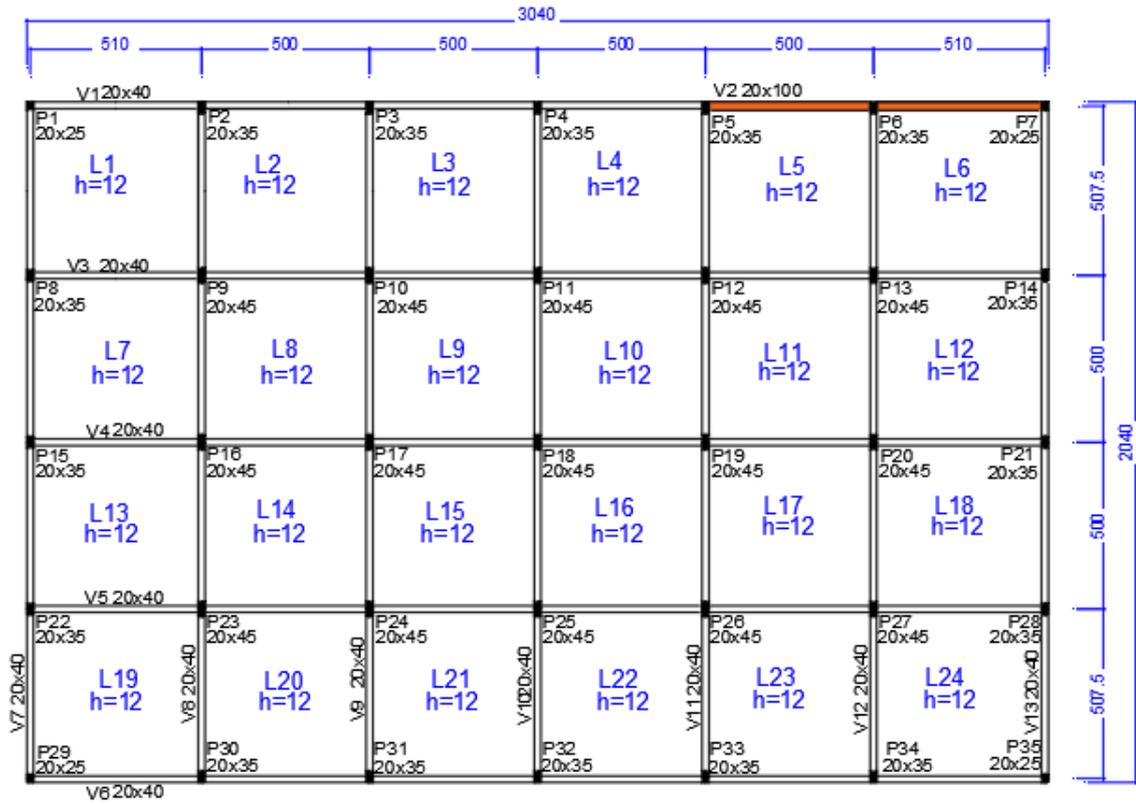
Na Figura 15 apresenta-se a planta do modelo regular M01. Nas Figura 16, Figura 17 e Figura 18 apresentam-se as plantas dos modelos com vigas de transição, M01-VT1-Xexterna, M01-VT2-Yexterna e M01-VT3-Yinterna, respectivamente.

Figura 15: Pavimento Tipo M01



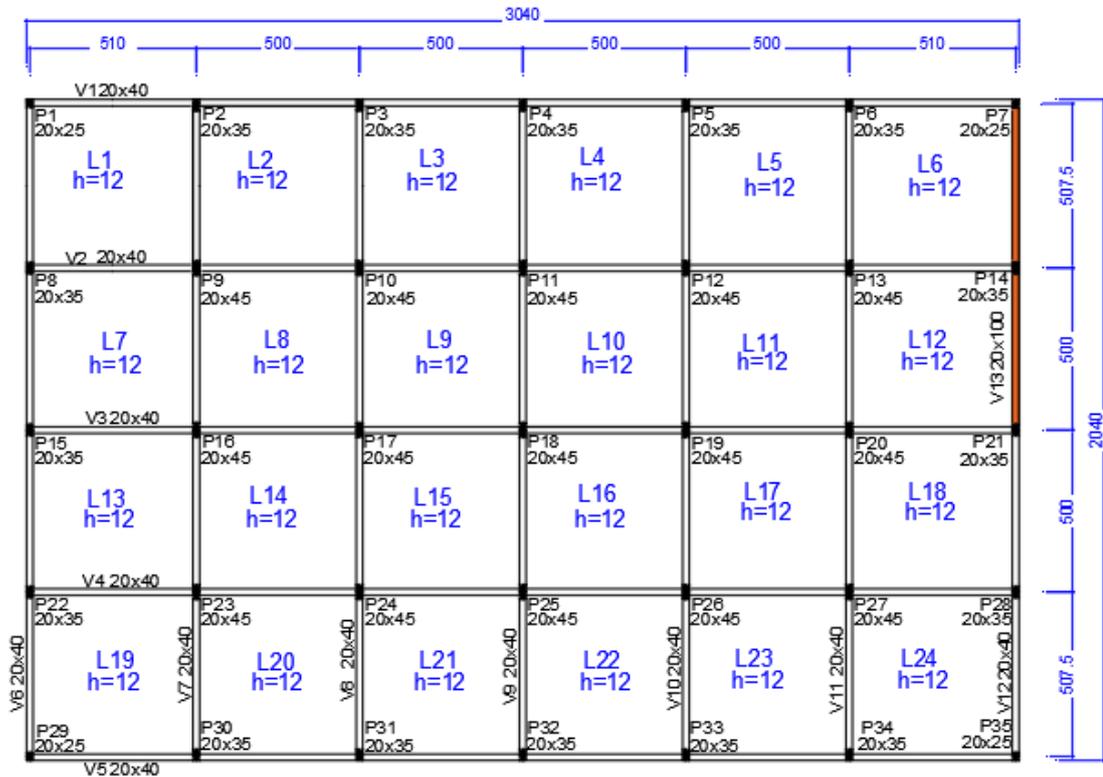
Fonte: Autora (2023).

Figura 16: Pavimento Transição M01-VT1-Xexterna



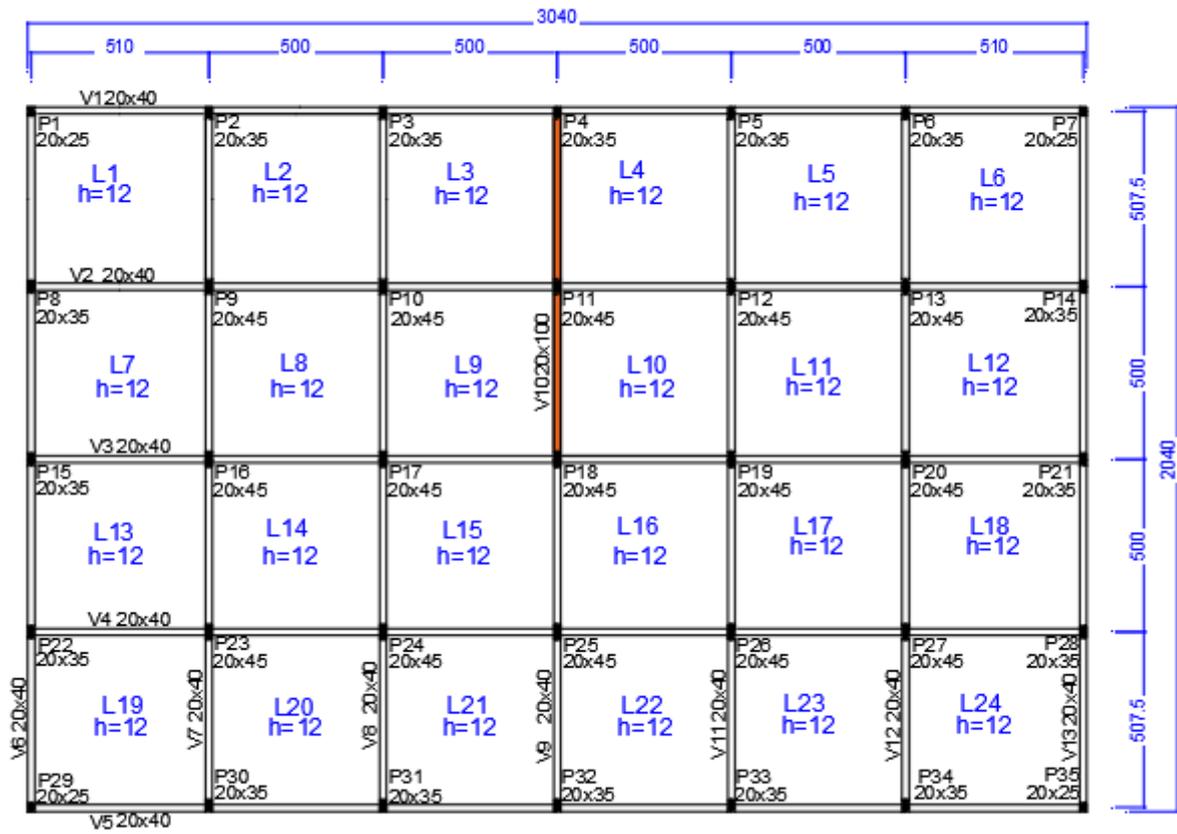
Fonte: Autora (2023).

Figura 17: Pavimento Transição M01-VT2-Yexterna



Fonte: Autora (2023).

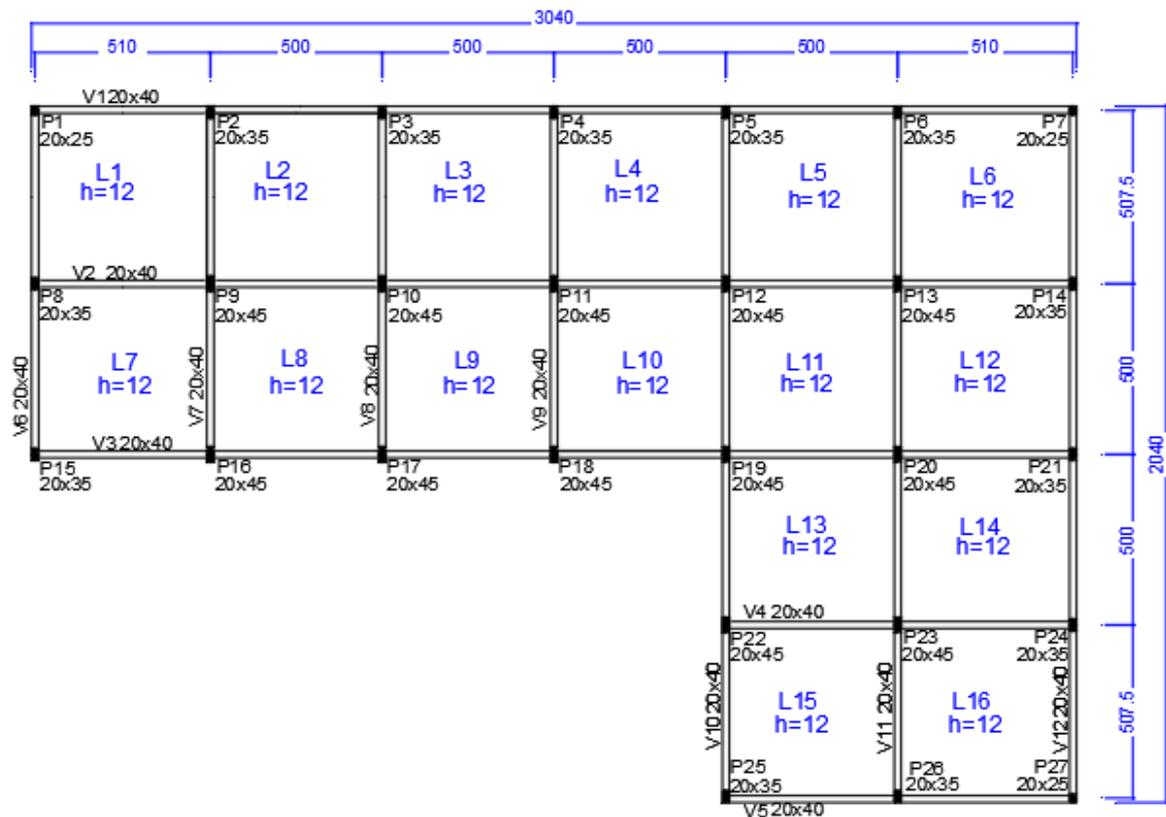
Figura 18: Pavimento Tipo M01-VT3-Y-interna



Fonte: Autora (2023).

Na Figura 19 apresenta-se a planta do modelo de geometria irregular, M02.

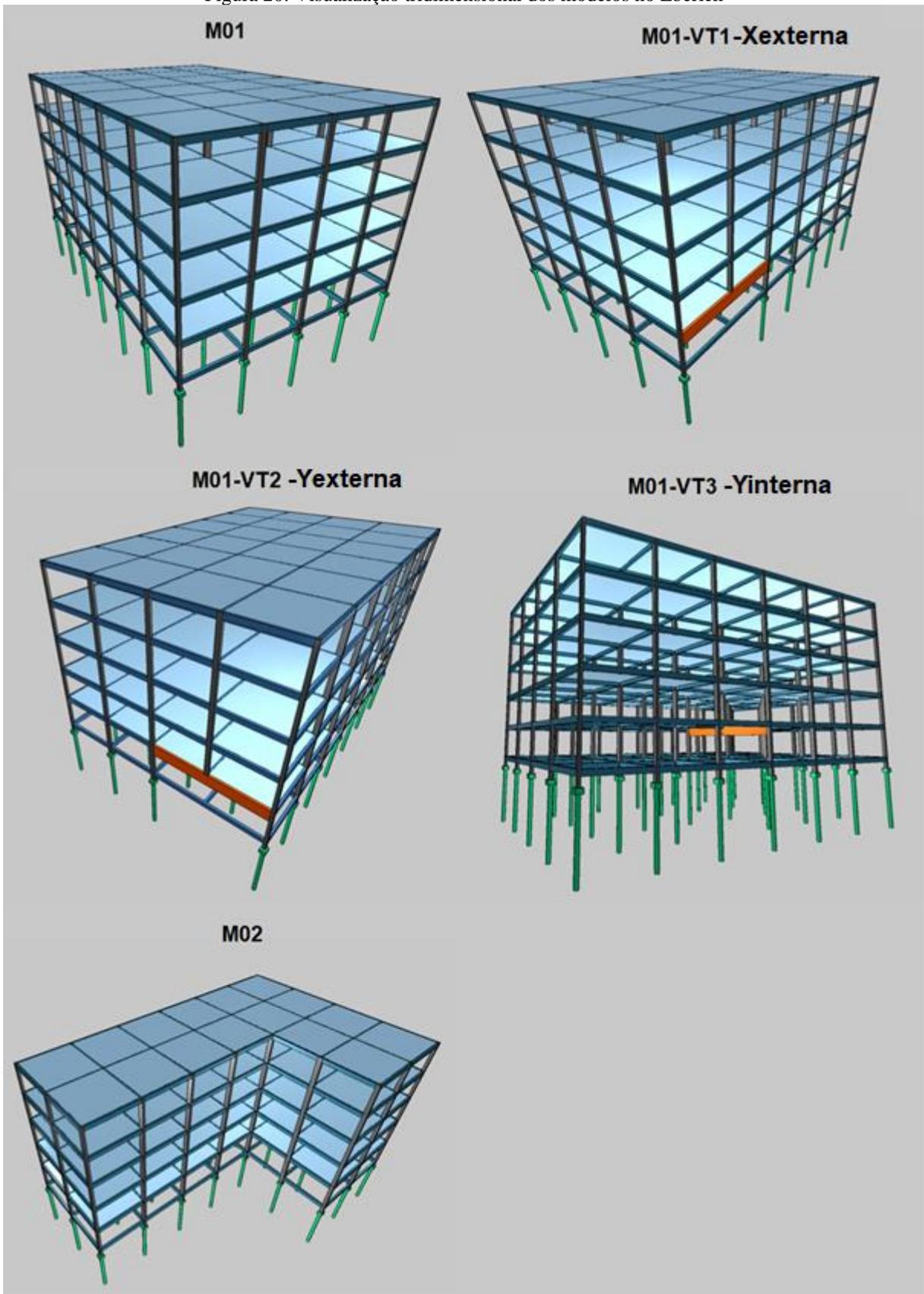
Figura 19: Pavimento Tipo M02



Fonte: Autora (2023).

Na Figura 20 apresenta-se os cinco modelos citados, a partir da visualização tridimensional do Eberick. As vigas em laranja são as vigas de transição dos modelos M01-VT1-Xexterna, M01-VT2-Yexterna e M01-VT3-Yinterna.

Figura 20: Visualização tridimensional dos modelos no Eberick



Fonte: Autora (2023).

Os modelos foram lançados no software Eberick. Todos eles com 6 pavimentos, com altura entrepisos de 3m, totalizando 18m de altura.

Nos modelos foram lançadas as cargas das paredes, do revestimento das lajes, a carga acidental (uso) das lajes e a carga de vento. A carga do peso próprio dos elementos estruturais (vigas, pilares e lajes) já foi automaticamente considerada pelo Eberick.

Em relação a carga das paredes, utilizou-se a ABNT NBR 6120:2019 para obter os valores de carga da alvenaria. De acordo com a norma, para uma parede de vedação, com bloco cerâmico vazado, com espessura de 19 cm e com 1 cm de revestimento para cada lado (totalizando 21 cm de espessura), pode-se usar a carga de 1,8 kN/m². A altura da parede foi considerada como 3 metros menos os 40 centímetros da altura da viga, ou seja, 2,6 metros.

Figura 21: Lançamento de carga de parede no Software Eberick

A janela de configuração 'Parede' do software Eberick apresenta os seguintes dados:

Dimensões	
Grupo	Nenhum
Altura	260 cm
Espessura	21 cm
Carga	495.49 kgf/m
Peso	858 kgf/m ²

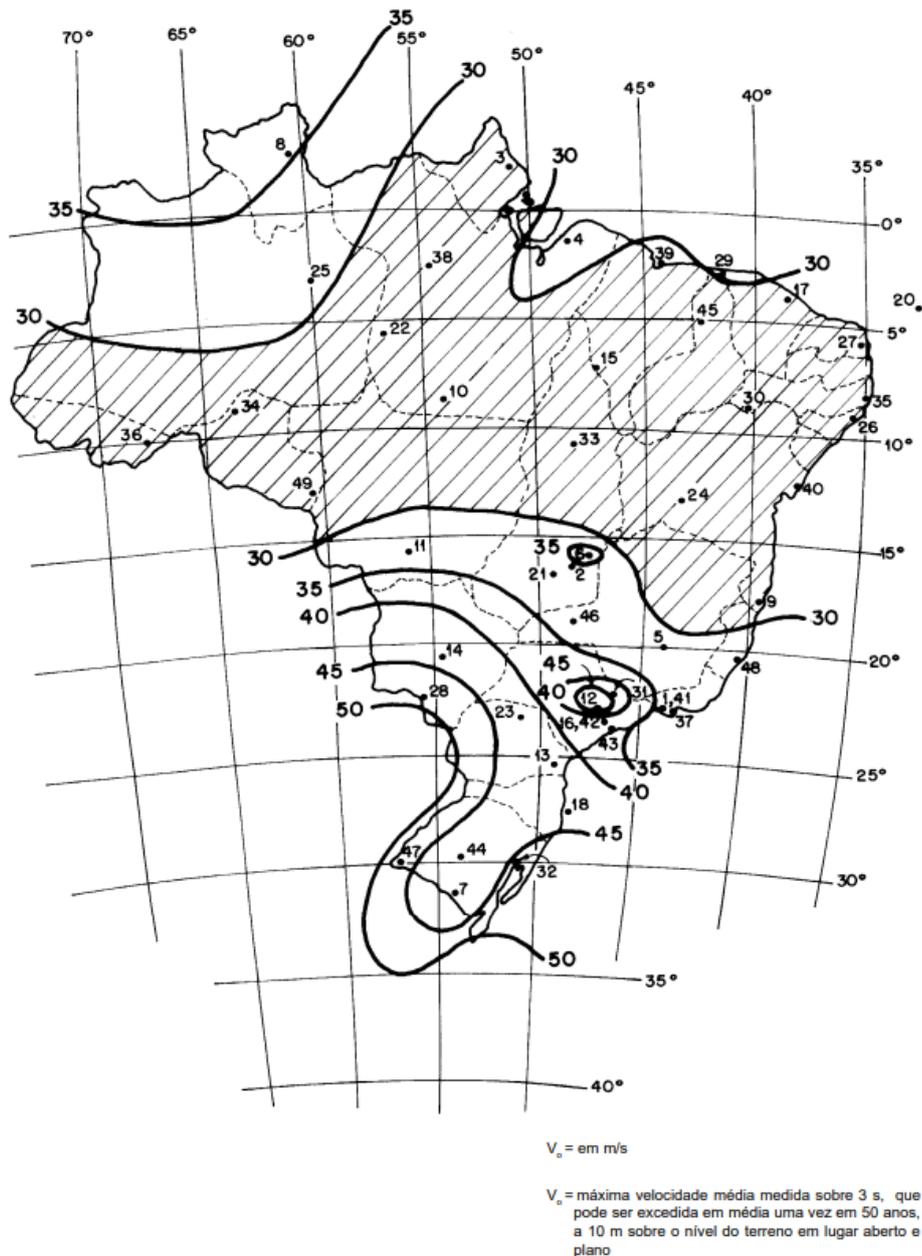
Na seção 'Aberturas', há um campo vazio para a inserção de aberturas e três botões: 'Inserir', 'Editar' e 'Excluir'. Na base da janela, estão os botões 'OK', 'Cancelar' e 'Ajuda'.

Fonte: Autora (2023).

As cargas acidentais e de revestimentos nas lajes foram lançadas com o mesmo valor. Para a carga acidental, considerou-se a estrutura como um edifício residencial. Neste caso, segundo a ABNT NBR 6120:2019, as cargas variáveis para sala, cozinha e dormitório são de 1,5 kN/m², sendo essa a carga acidental que foi considerada em todo prédio. Para a carga de revestimento, considerou-se uma carga igual a 1,50 kN/m².

De acordo com a ABNT NBR 6123:1988, a velocidade básica do vento (V₀) pode ser obtida a partir da Figura 22. Para a cidade de Santa Maria-RS, V₀ é igual a 45 m/s.

Figura 22: Velocidade básica do vento em m/s



Fonte: ABNT NBR 6123 (1988).

A ABNT NBR 6123:1988 separa as edificações conforme o tamanho da edificação em 3 classes. A definição das classes segundo ela é:

Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m. Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m. Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m. (ABNT NBR 6123, 1988, p. 9)

Para este estudo foi utilizada a classe utilizada foi a A, pois o edifício modelo tem 18 metros de altura. Em relação a rugosidade do terreno, a ABNT NBR 6123:1988 separa as edificações em cinco categorias. A definição das categorias são:

Categoria 1: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente [...] Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. [...] Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. [...] Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. [...] Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. (ABNT NBR 6123, 1988, p. 8)

O valor de S_3 pode ser encontrado na ABNT NBR 6123:1988 utilizando a Tabela 7. Levando em conta que para este estudo, as edificações estão sendo consideradas como residenciais, o valor de S_3 utilizado foi de 1,00. Na Figura 24 pode-se ver como os dados foram inseridos no software Eberick.

Figura 23: Valores mínimos do fator estático 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: ABNT NBR 6123, (1988).

Figura 24: Configurações de vento no Eberick

Vento

Velocidade m/s

Aplicação do Vento

Ângulo °

Casos

Topografia

Encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento. Vales com efeito de afunilamento (S1 = 1.1)

Vales profundos, protegidos de todos os ventos (S1 = 0.9)

Demais casos (S1 = 1.0)

Tipo de análise

Vento estático

Vento dinâmico

Edificação

Maior dimensão horizontal ou vertical

Rugosidade do terreno ...

Razão de amortecimento crítico ...

Fator Estatístico S3

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 comunicações, etc.): 1.10

Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação: 1.00

Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.): 0.95

Verificação de conforto

Probabilidade de ocorrência

Período de recorrência anos

Fonte: Autora (2023).

Nas configurações de Materiais e Durabilidade do software foi considerado que o edifício é em território urbano, com risco pequeno de deterioração da estrutura, ou seja, tem uma classe de agressividade ambiental igual a II (CAA II), com agressividade moderada. Segundo a ABNT NBR 6118:2014, ao considerar a classe de agressividade II para o concreto armado, a relação água/cimento deve ser 0,6 e a classe do concreto deve ser no mínimo C25, com uma resistência à compressão do concreto mínima de 25 Mpa, sendo esses os valores adotados.

Nas configurações de análise do Eberick, podem ser configurados os valores que serão considerados para não linearidade física. Foi escolhida a utilização do processo P-Delta para a consideração da não linearidade geométrica, com a quantidade de iterações do método P-Delta e o valor mínimo de precisão do processo. Também pode ser configurado o tipo de modelo usado, neste caso foi utilizado grelhas + pórtico espacial.

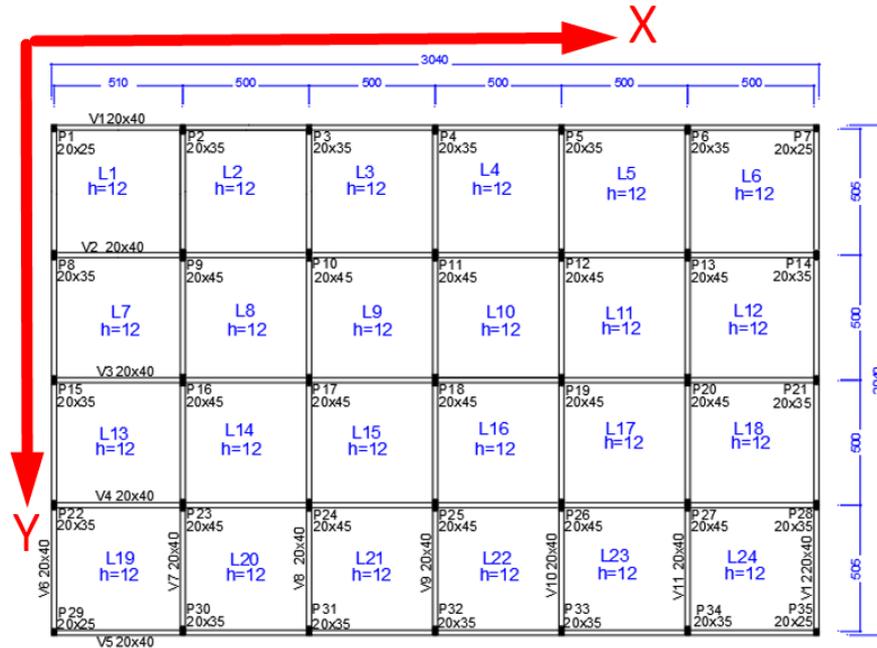
Além disso, nas configurações de análise há outro aspecto importante a ser ajustado para este estudo, sendo esse o campo de redução no engaste para nós semirrígidos. Como neste trabalho busca-se analisar como a variação da rigidez na ligação viga-pilar muda a estabilidade global, serão feitos quatro arquivos para cada modelo e em cada modelo a rigidez na ligação será alterada. No campo de redução no engaste para nós semirrígidos será criado um arquivo com valor de redução de 0 (referência), 10, 20 e 30 %. Isso corresponde ao fator de restrição α_R igual a 1 (ligação rígida), 0,9, 0,8, 0,7 que será usado em cada modelo, ou seja, uma variação de 10% em cada modelo. A redução no engaste para nós semirrígidos foi feita em todas as ligações viga-pilar do prédio, incluindo a ligação entre a viga de transição e o pilar que nasce nela. Portanto, foram utilizados cinco modelos onde cada um tem quatro simulações diferentes, totalizando 20 simulações.

Depois de processar os modelos, foram extraídos os deslocamentos horizontais, o coeficiente γ_z , o momento positivo e negativo das vigas de transição e o coeficiente P-Delta. A partir dos dados retirados foram realizados gráficos que possibilitam avaliar estes parâmetros e as relações deles com a mudança de rigidez das ligações viga-pilar.

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

A seguir estão os resultados extraídos do software Eberick para os cinco modelos variando o fator α_R de 1 (ligação rígida), 0,9, 0,8 e 0,7 (semirrígidos). Para iniciar a análise é necessário primeiro ter clareza da posição dos eixos que serão citados neste trabalho. Estes estão expostos na Figura 25.

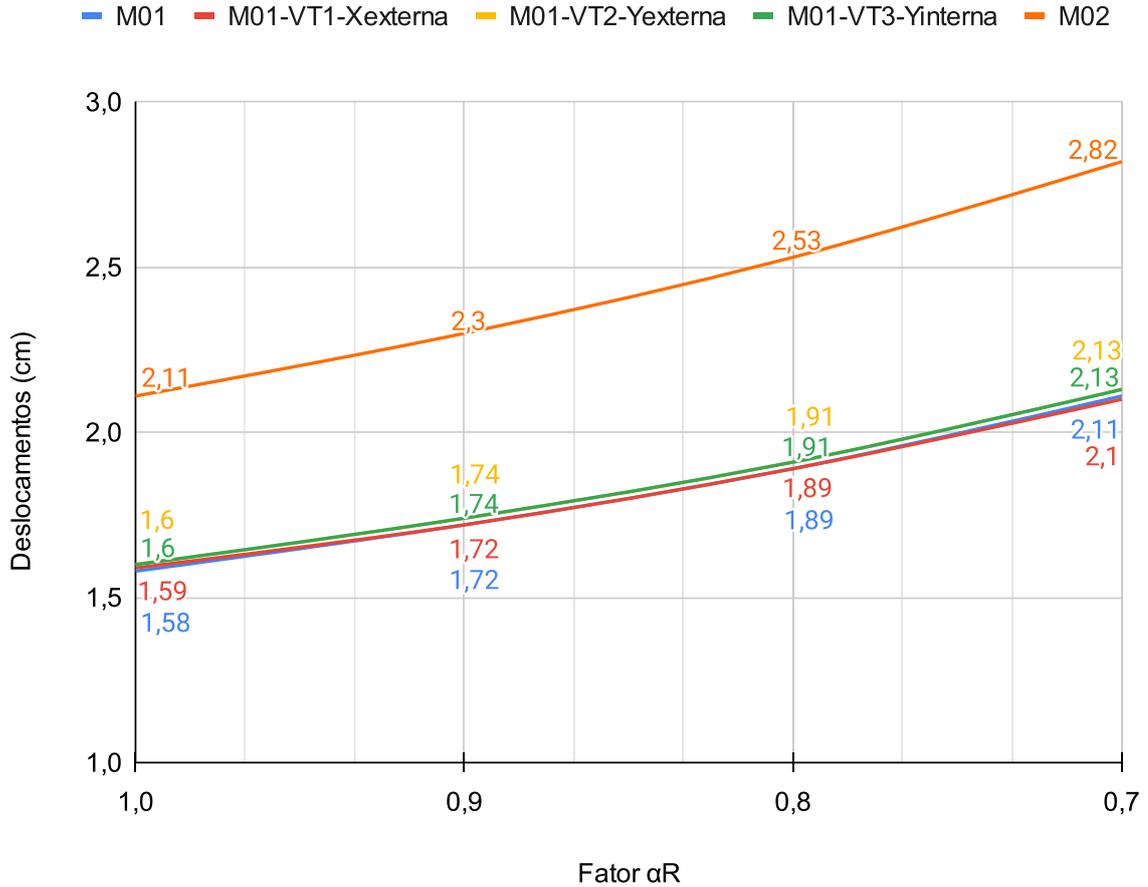
Figura 25: Posição do eixo X e do eixo Y.



Fonte: Autora (2023).

O primeiro parâmetro a ser analisado são os deslocamentos horizontais no topo do edifício. Na Figura 26 apresentam-se os deslocamentos horizontais na direção X considerando somente os efeitos de 1ª ordem para o estado limite último (ELU). E na Tabela 1 apresenta-se a variação dos deslocamentos em relação ao caso de ligações rígidas.

Figura 26: Deslocamentos Horizontais no topo do edifício na direção X



Fonte: Autora (2023).

Tabela 1: Variação dos deslocamentos horizontais em X em relação à ligação rígida

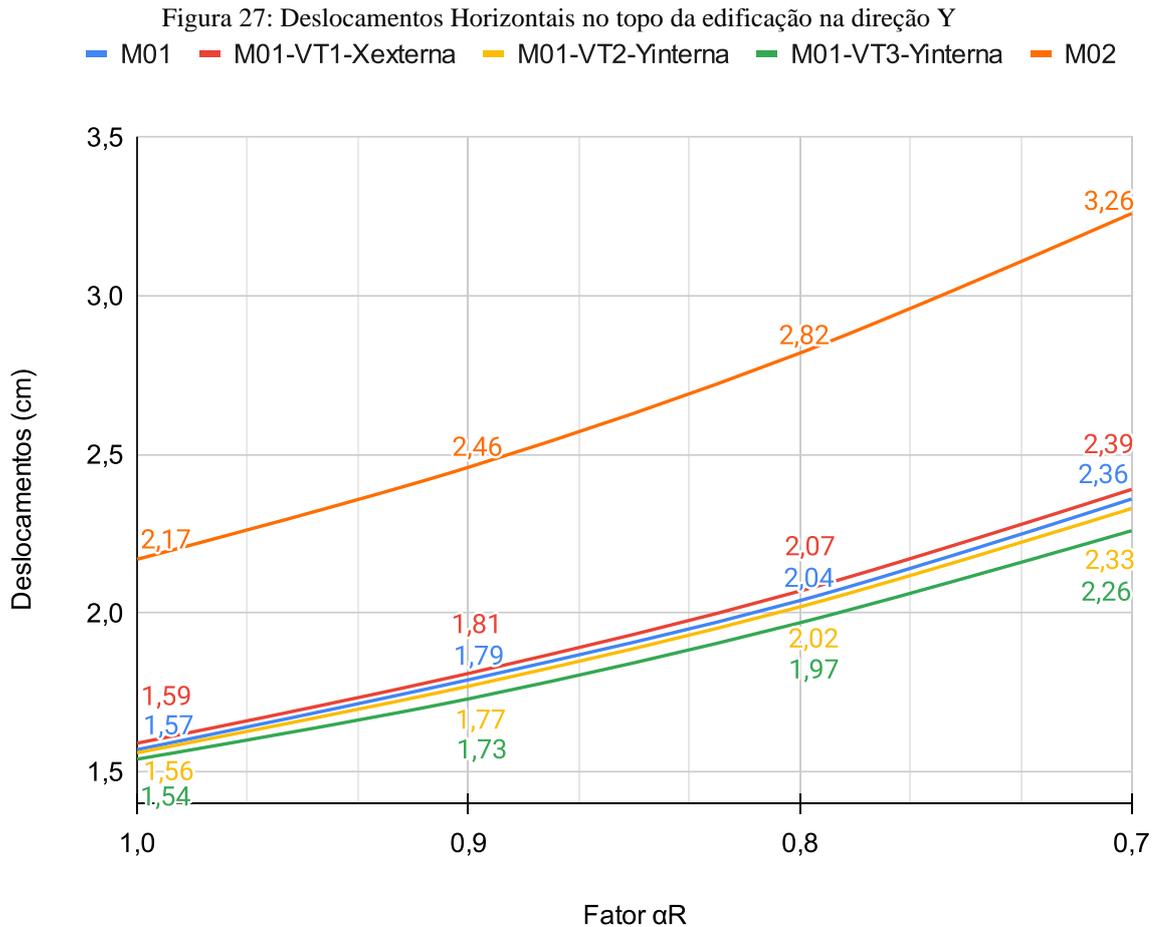
Modelo	α_R		
	0,9	0,8	0,7
M01	8,86%	19,62%	33,54%
M01-VT1-Xexterna	8,18%	18,87%	32,08%
M01-VT2-Yexterna	8,75%	19,38%	33,13%
M01-VT3-Yinterna	8,75%	19,38%	33,13%
M02	9,00%	19,91%	33,65%

Fonte: Autora (2023).

Da Tabela 1 pode-se perceber que a maior variação dos deslocamentos horizontais no topo da edificação na direção X foi obtida no modelo M02, que possui arquitetura com assimetria. Além disso, olhando a Figura 26, pode-se perceber que os menores valores de deslocamentos horizontais foram para o modelo M01, com arquitetura simétrica, e M01-VT1-Xexterna, com arquitetura simétrica e viga de transição no eixo X. Já os modelos com viga de transição no eixo Y, M01-VT2-Yexterna e M01-VT3-Yinterna, tiveram maiores valores de deslocamento horizontal em relação ao M01. Porém, mesmo tendo posições diferentes para a

viga de transição, tiveram os mesmos valores de deslocamento horizontal. Ainda, quanto maior a diminuição da restrição das ligações, maiores os deslocamentos horizontais. Um valor de α_R de 0,7 resultou em deslocamentos 33% maiores na direção X em relação às ligações rígidas.

Na Figura 27, estão os valores correspondentes aos deslocamentos horizontais no topo da edificação em relação ao eixo Y para o estado limite último (ELU). E na Tabela 2 apresenta-se a variação dos deslocamentos em relação ao caso de ligações rígidas.



Fonte: Autora (2023).

Tabela 2: Variação dos deslocamentos horizontais em Y em relação à ligação rígida

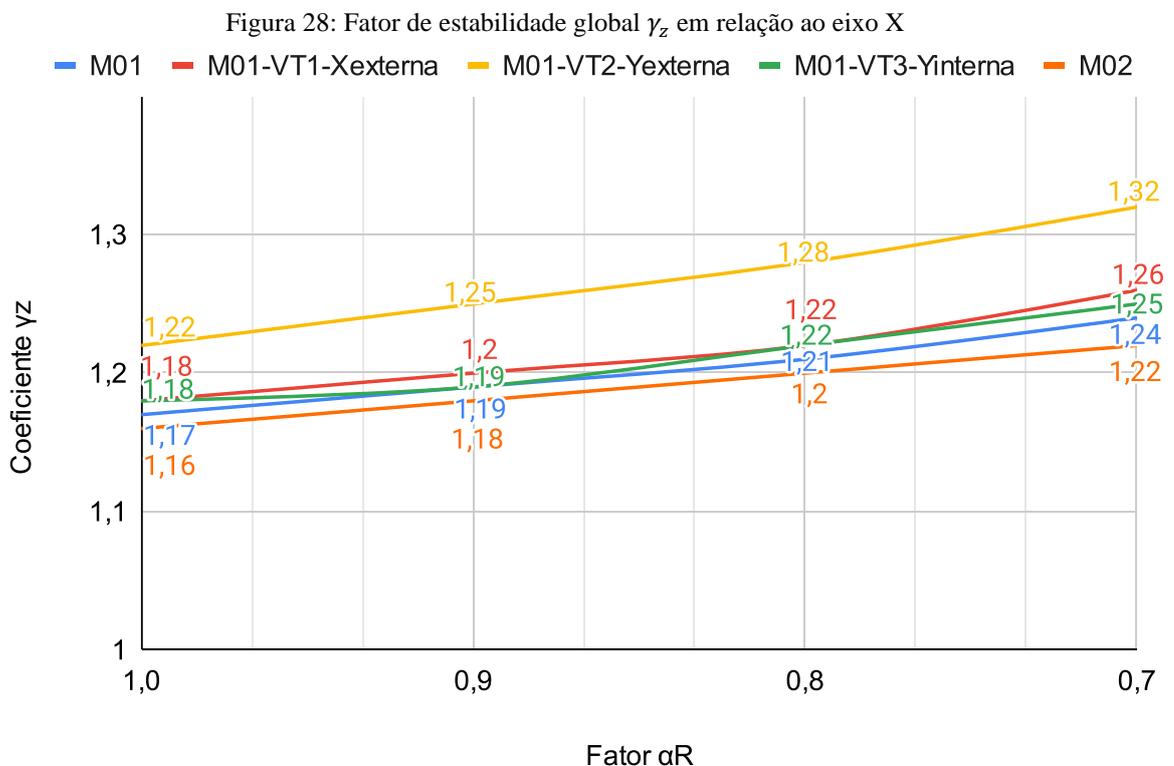
Modelo	α_R		
	0,9	0,8	0,7
M01	14,01%	29,94%	50,32%
M01-VT1-Xexterna	13,84%	30,19%	50,31%
M01-VT2-Yexterna	13,46%	29,49%	49,36%
M01-VT3-Yinterna	12,34%	27,92%	46,75%
M02	13,36%	29,95%	50,23%

Fonte: Autora (2023).

Da Figura 27 pode-se perceber que o maior valor de deslocamento horizontal na direção Y foi obtida também pelo modelo M02, que possui arquitetura com assimetria. Além disso, pode-se perceber que os menores valores de deslocamentos horizontais foram respectivamente nos modelos M01-VT3-Yinterna e M01-VT2-Yexterna, com arquitetura simétrica e viga de transição no eixo Y. Já o modelo com viga de transição no eixo X, M01-VT1-Xexterna, teve maiores valores de deslocamento horizontal em relação ao M01. Ainda, um valor de α_R de 0,7 resultou em deslocamentos 50% maiores na direção Y em relação às ligações rígidas.

Ademais, ao observar o modelo M01, que tem uma arquitetura simétrica e o M02, que é assimétrico, nota-se que os deslocamentos horizontais tanto no eixo X como no Y foram maiores para o M02. Porém, a partir dos resultados da Tabela 2, vê-se que apesar disso, a variação percentual dos deslocamentos horizontais ao variar o fator α_R foi praticamente a mesma.

Na Figura 28 apresenta-se os resultados do valor do coeficiente γ_z para a direção X dos cinco modelos testados em função da diminuição do grau de restrição das ligações. E na Tabela 3 apresenta-se a variação dos resultados de γ_z em relação ao caso com ligações rígidas.



Fonte: Autora (2023).

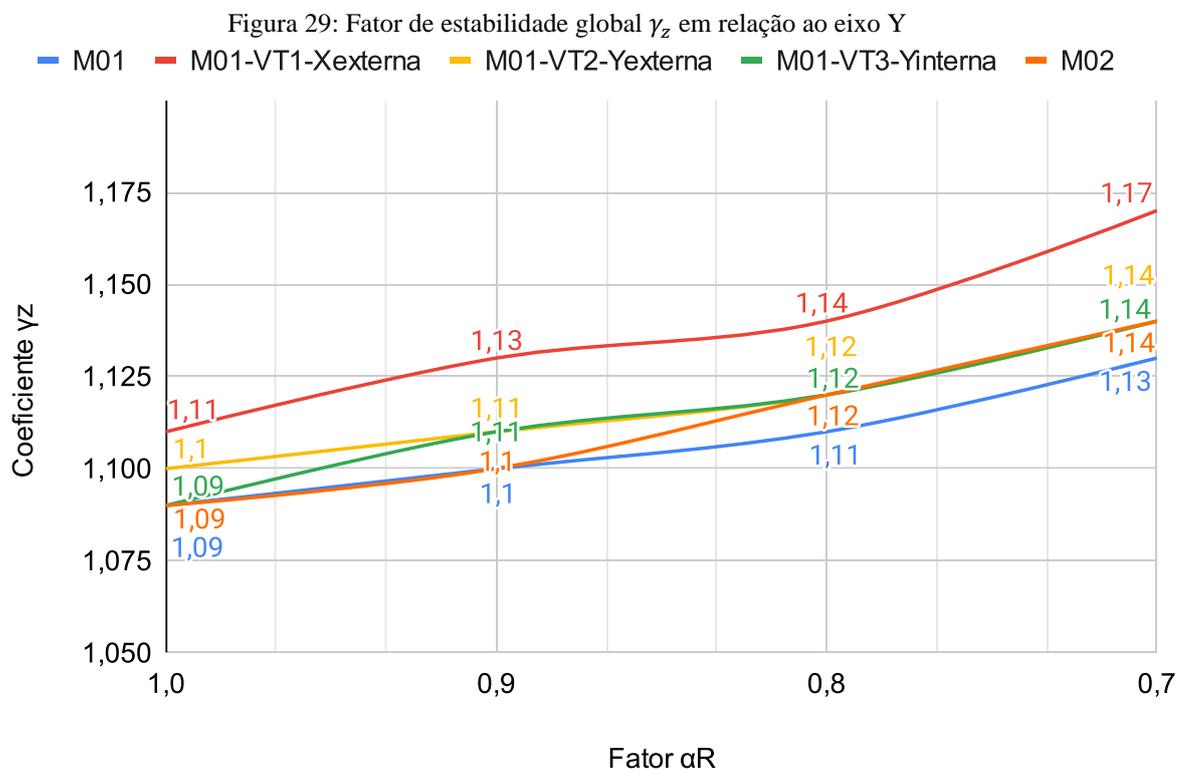
Tabela 3: Variação do valor de γ_z em relação à ligação rígida - no eixo X

Modelo	α_R		
	0,9	0,8	0,7
M01	1,71%	3,42%	5,98%
M01-VT1-Xexterna	1,69%	3,39%	6,78%
M01-VT2-Yexterna	2,46%	4,92%	8,20%
M01-VT3-Yinterna	0,85%	3,39%	5,93%
M02	1,72%	3,45%	5,17%

Fonte: Autora (2023).

Pode-se perceber, que os maiores valores de γ_z foram dos modelos com viga de transição. Ainda, um valor de α_R de 0,7 resultou em uma variação do γ_z até 8% maiores na direção X em relação às ligações rígidas. Além disso, pode-se observar que a cada diminuição de 0,1 no fator α_R a variação do gama z no eixo X, tende a quase dobrar. E observando só o γ_z dos modelos com ligação rígida, é possível ver que a retirada de um pilar (modelo M01) para substituir por uma viga de transição (modelo M01-VT1-Xexterna, M01-VT2-Yexterna e M01-VT3-Yinterna) levou nesse caso, ao aumento do γ_z , ou seja, uma menor estabilidade global.

Na Figura 29 são apresentados os valores referentes γ_z na direção Y e na Tabela 4 as variações desses valores em porcentagem conforme varia o fator α_R .



Fonte: Autora (2023).

Tabela 4: Variação do valor de γ_z em relação à ligação rígida - no eixo Y

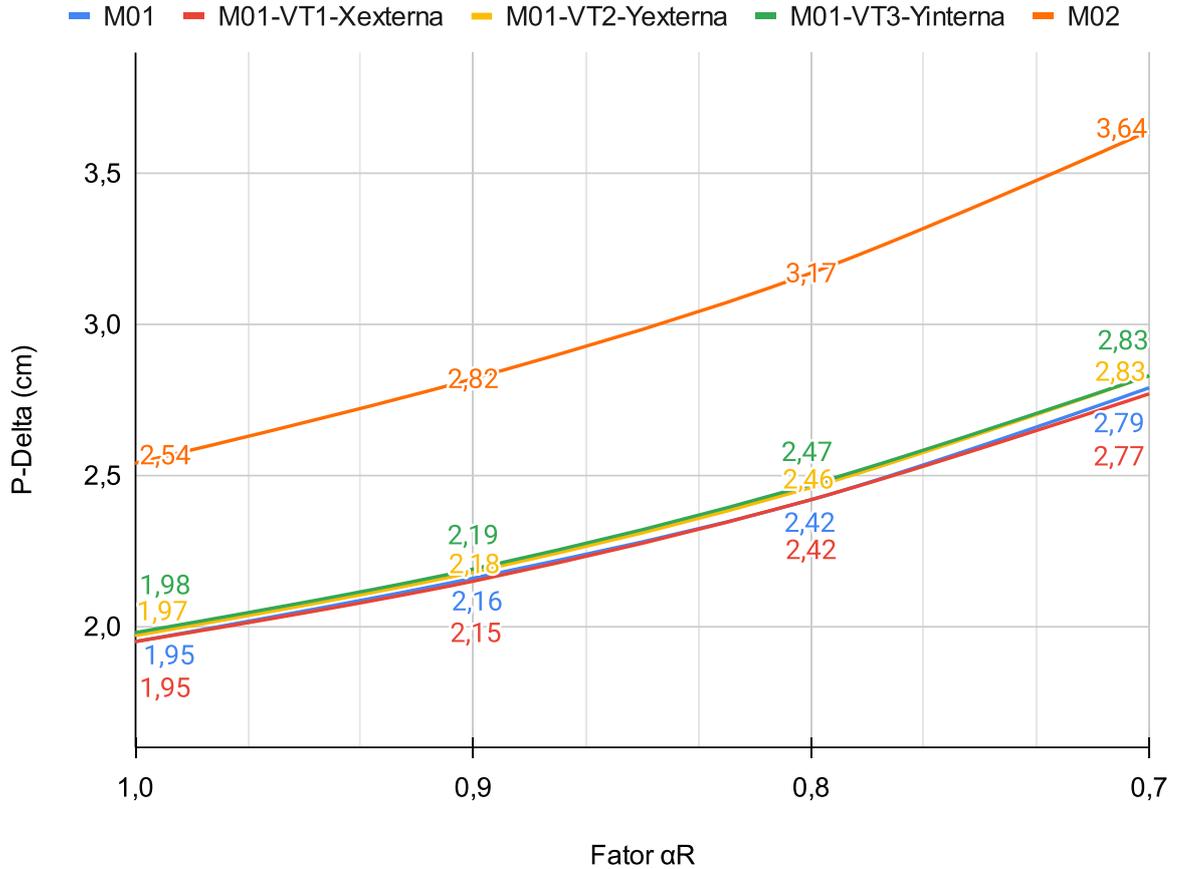
Modelo	α_R		
	0,9	0,8	0,7
M01	0,92%	1,83%	3,67%
M01-VT1-Xexterna	1,80%	2,70%	5,41%
M01-VT2-Yexterna	0,91%	1,82%	3,64%
M01-VT3-Yinterna	1,83%	2,75%	4,59%
M02	0,92%	2,75%	4,59%

Fonte: Autora (2023).

Para o γ_z no eixo Y, o modelo que teve maior variação foi o M01-VT1-Xexterna, que contém uma viga de transição em uma extremidade do prédio no eixo X. Já ao comparar o modelo simétrico sem viga de transição (M01) e os modelos com vigas de transição no eixo Y (M01-VT2-Yexterna e M01-VT3-Yinterna), fica visível que as vigas de transição não tiveram muita influência no γ_z na direção Y. Porém os modelos M01-VT2-Yexterna e M01-VT3-Yinterna ao mesmo tempo, foram os que tiveram mais relevância no γ_z do eixo X. Além disso, como todos os valores de γ_z foram maiores que 1,1, ao menos no eixo x, a estrutura é classificada como de nós móveis sendo necessário considerar os efeitos de 2ª ordem. Para o modelo M01-VT2-Yexterna o γ_z do eixo X alcançou um valor superior a 1,3, indicando que a estrutura tem um grau de instabilidade elevado, o ideal é os valores de γ_z sejam menores que 1,3.

Na Figura 30 está apresentado os valores dos deslocamentos totais após análise de segunda ordem pelo processo P-Delta. A imagem mostra os valores referentes ao vento para o eixo X, que foi o eixo com maiores valores. E na Tabela 5 são apresentadas as diferenças de deslocamentos de segunda ordem em função da diminuição da rigidez dos modelos.

Figura 30: P-Delta – Vento em X



Fonte: Autora (2023).

Tabela 5: Variação dos deslocamentos totais, no eixo Y, após análise de segunda ordem pelo processo P-Delta em relação à ligação rígida

Modelos	α_R		
	0,9	0,8	0,7
M01	10,77%	24,10%	43,08%
M01-VT1-Xexterna	10,26%	24,10%	42,05%
M01-VT2-Yexterna	10,66%	24,87%	43,65%
M01-VT3-Yinterna	10,61%	24,75%	42,93%
M02	11,02%	24,80%	43,31%

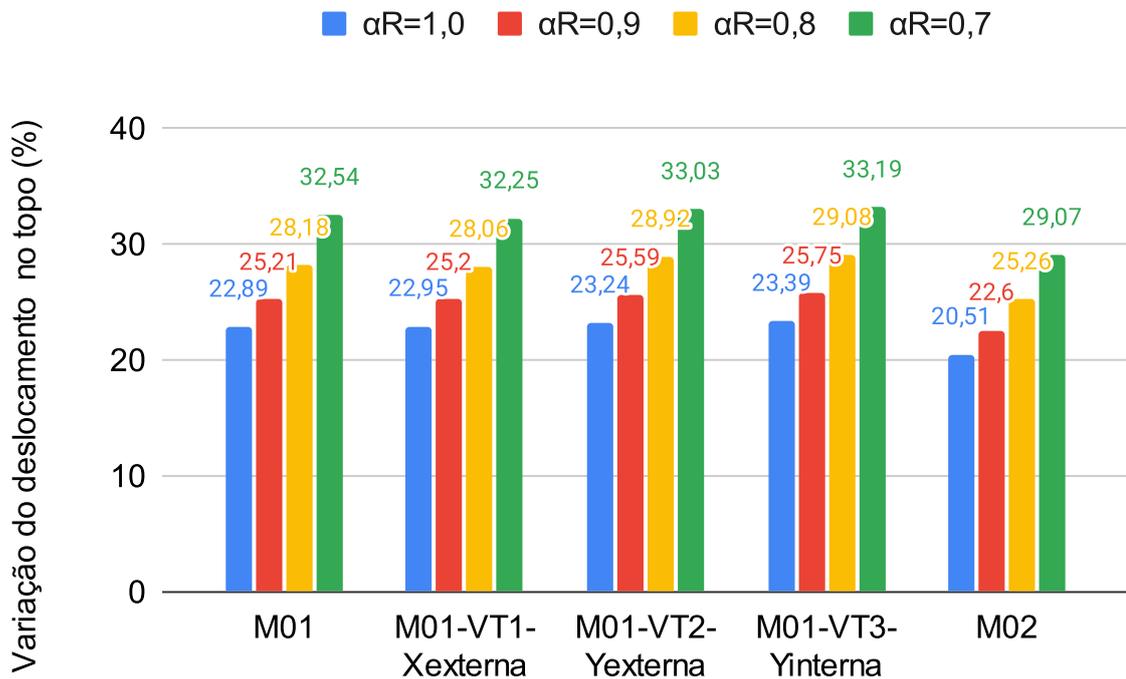
Fonte: Autora (2023).

Em relação ao processo P-Delta com vento analisado em X, assim como os deslocamento horizontais no topo da edificação no eixo X, vistos na Figura 26, os maiores valores foram para o modelo M02, com assimetria, seguido dos modelos com viga de transição no eixo Y, M01-VT3-Yinterna e M01-VT2-Yexterna. E os menores valores considerando o processo P-Delta foram do modelo M01-VT1-Xexterna que contém a viga de transição no eixo X e M01, com arquitetura simetria. Além disso, pode-se observar que alterando α_R para 0,7

resultou em aumento dos deslocamentos totais após análise de segunda ordem de até 43%, na direção X em relação às ligações rígidas.

Na Figura 31 é apresentado o aumento percentual dos deslocamentos, comparando os deslocamentos totais após análise de segunda ordem pelo processo P-Delta com os valores dos deslocamentos horizontais considerando somente os efeitos de 1ª ordem. Ou seja, a Figura 31 mostra quanto, percentualmente, os deslocamentos horizontais da Figura 30 foram maiores que os apresentados na Figura 26.

Figura 31: Variação dos deslocamentos considerando o efeito de 2ª ordem em relação aos de 1ª ordem (%)



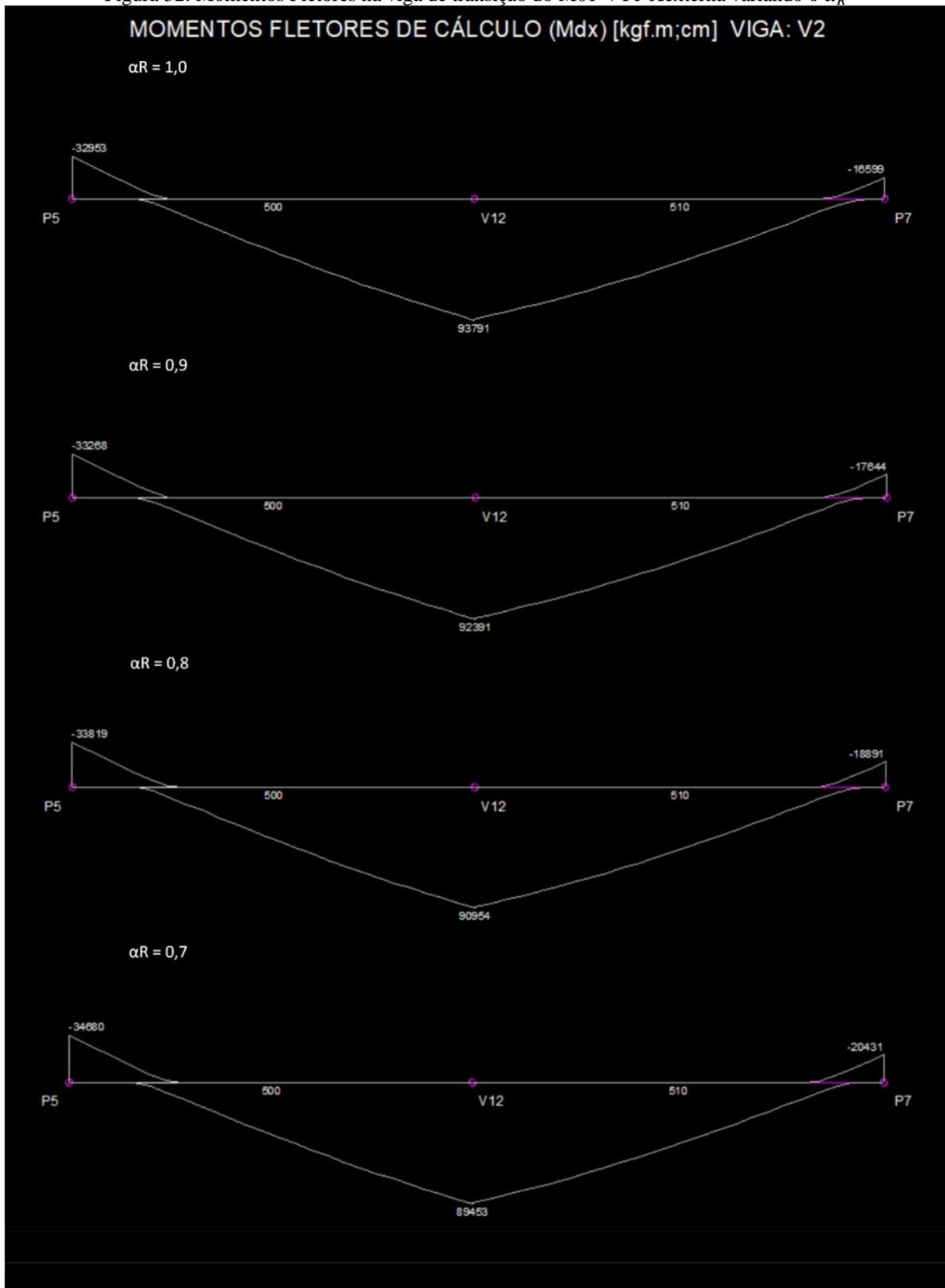
Fonte: Autora (2023).

A partir da Figura 31 é possível ver que a diferença dos deslocamentos horizontais no topo da edificação M01, da Figura 30, foi 22,89% maior que o valor da Figura 26. Porém, ao diminuir a rigidez da ligação em 10%, o aumento nos deslocamentos considerando o efeito de 2ª ordem não manteve a mesma proporção, alterando-se para 25,21%. Ou seja, os deslocamentos horizontais considerando os efeitos de 2ª ordem não têm um aumento proporcional em relação aos oriundos unicamente dos efeitos de 1ª ordem.

Nas Figura 32, Figura 33 e Figura 34 estão demonstrados os momentos fletores obtidos para a viga de transição dos modelos M01-VT1-Xexterna, M01-VT2-Yexterna e M01-VT3-Yinterna, respectivamente.

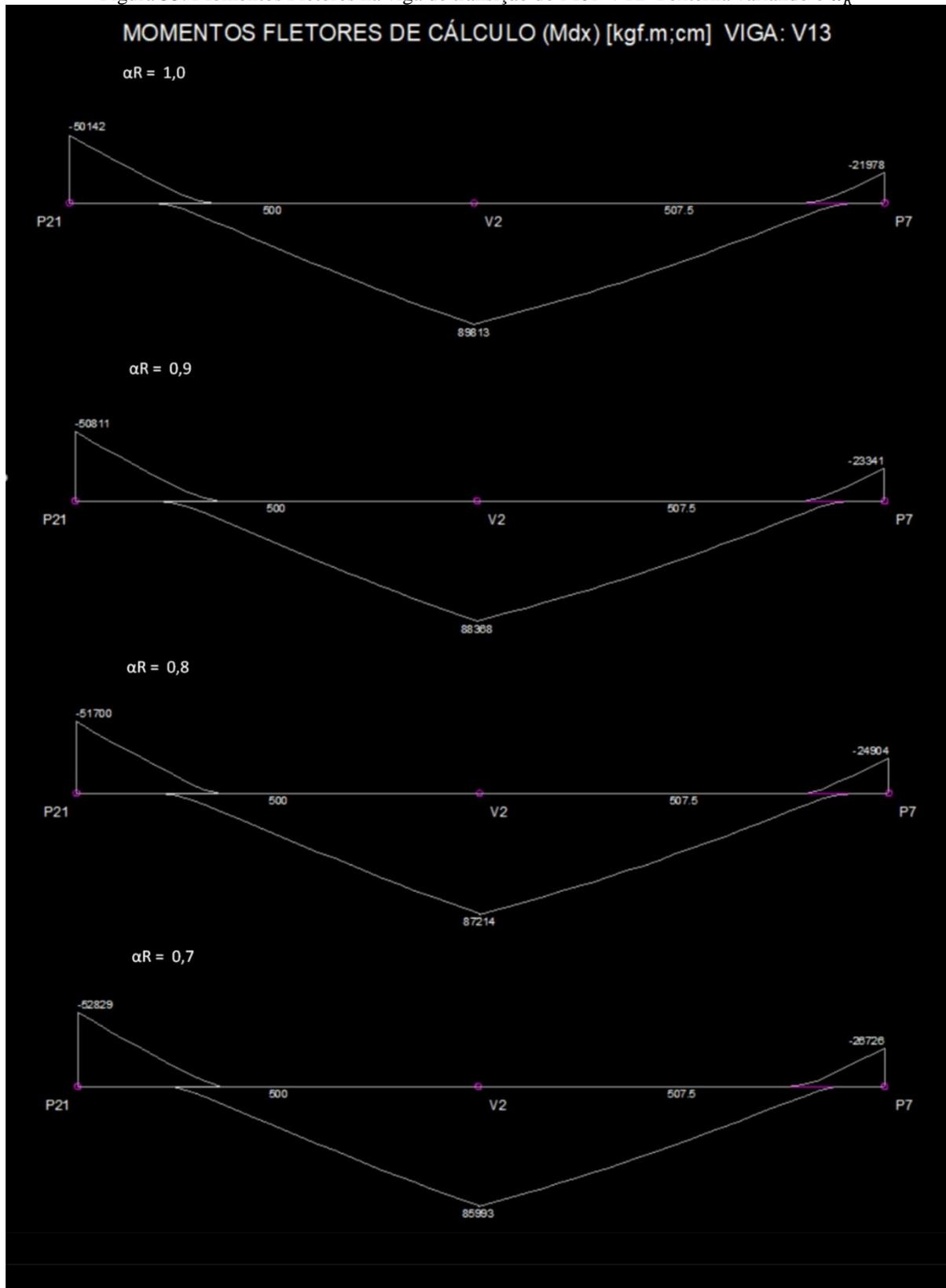
Na Figura 35 são resumidos os maiores momentos fletores negativos das três vigas de transição. Nele é possível ver que o momento fletor negativo da viga de transição do M01-VT1-Xexterna e do M01-VT2-Yexterna aumentou, mas do M01-VT3-Yinterna diminuiu.

Figura 32: Momentos Fletores na viga de transição do M01-VT1-Xexterna variando o α_R



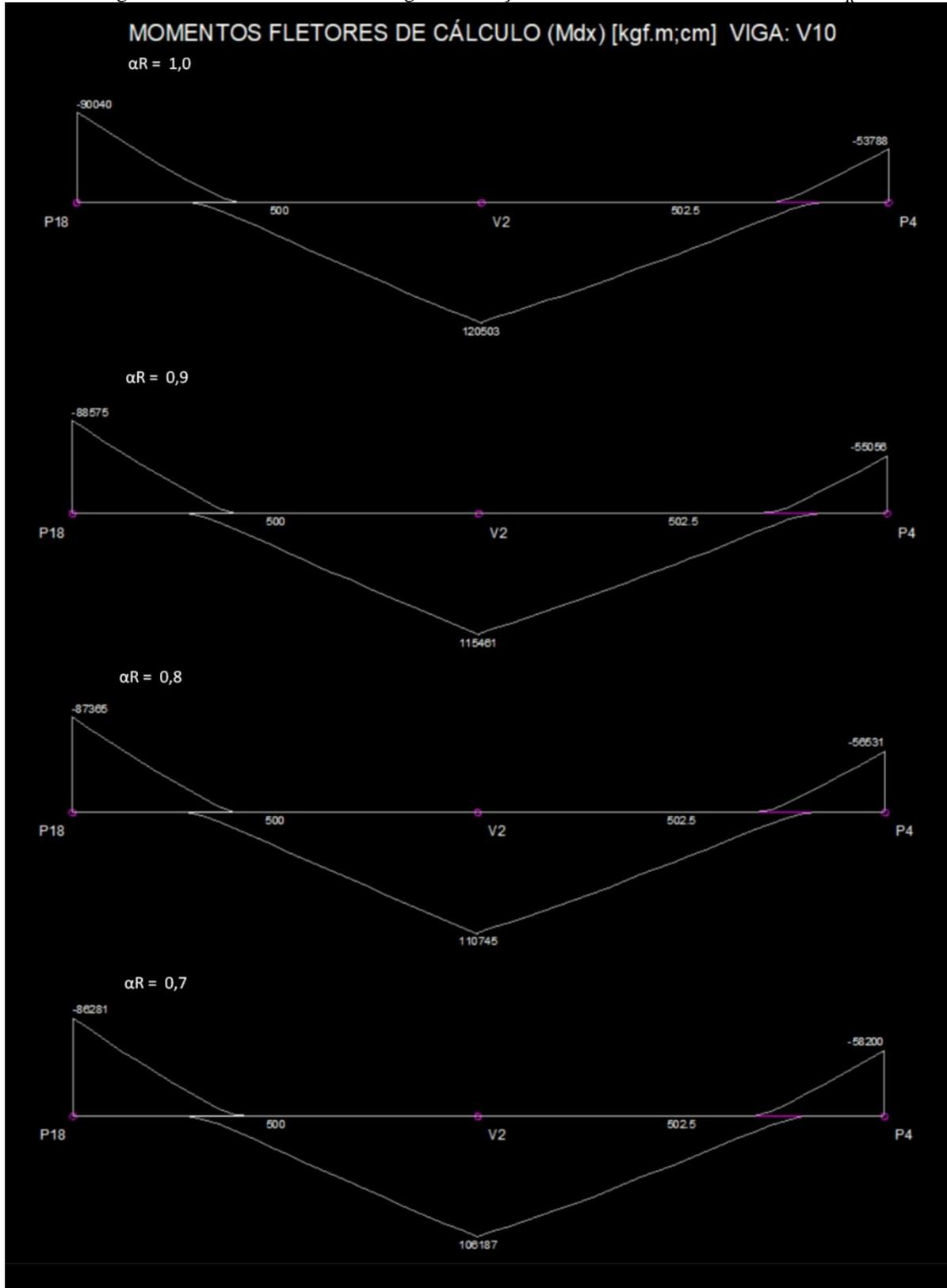
Fonte: Autora (2023).

Figura 33: Momentos Fletores na viga de transição do M01-VT2-Yexterna variando o α_R

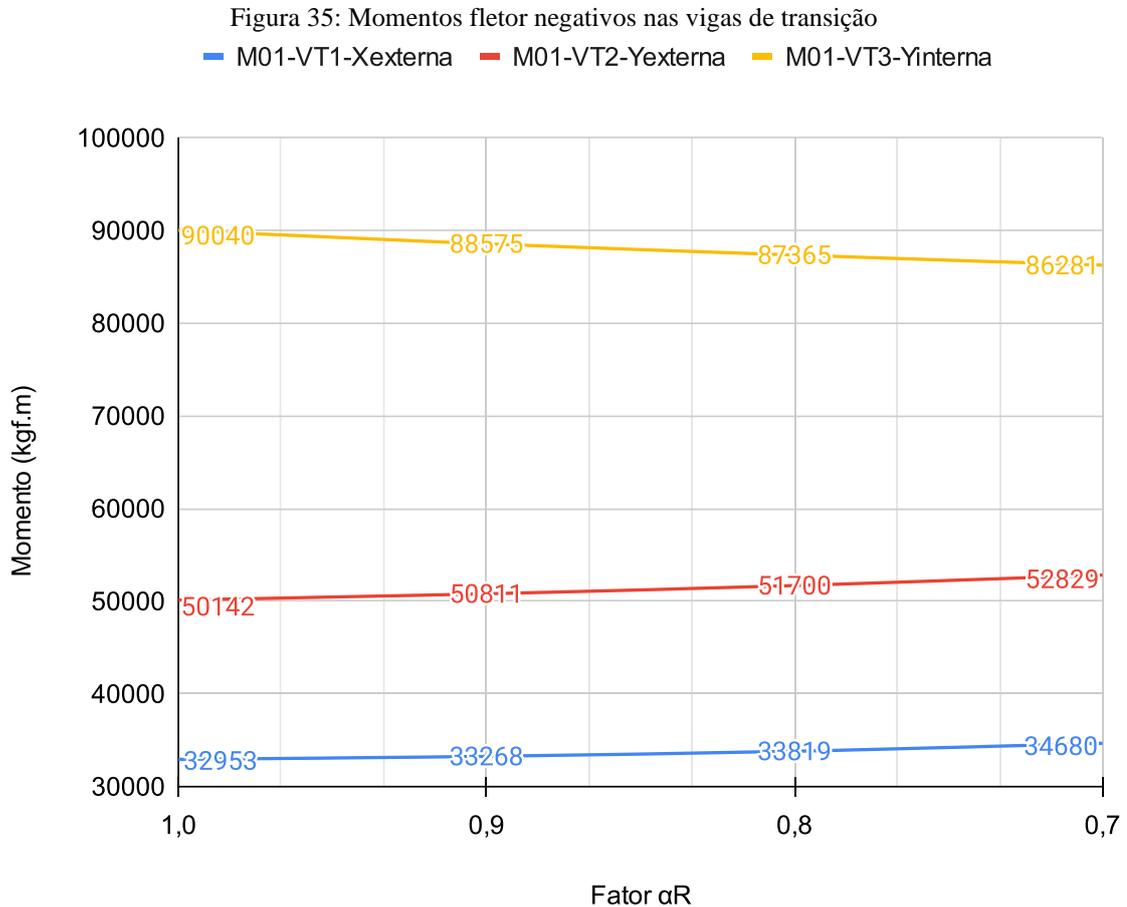


Fonte: Autora (2023).

Figura 34: Momentos Fletores na viga de transição do M01-VT3-Yinterna variando o α_R



Fonte: Autora (2023).



Fonte: Autora (2023).

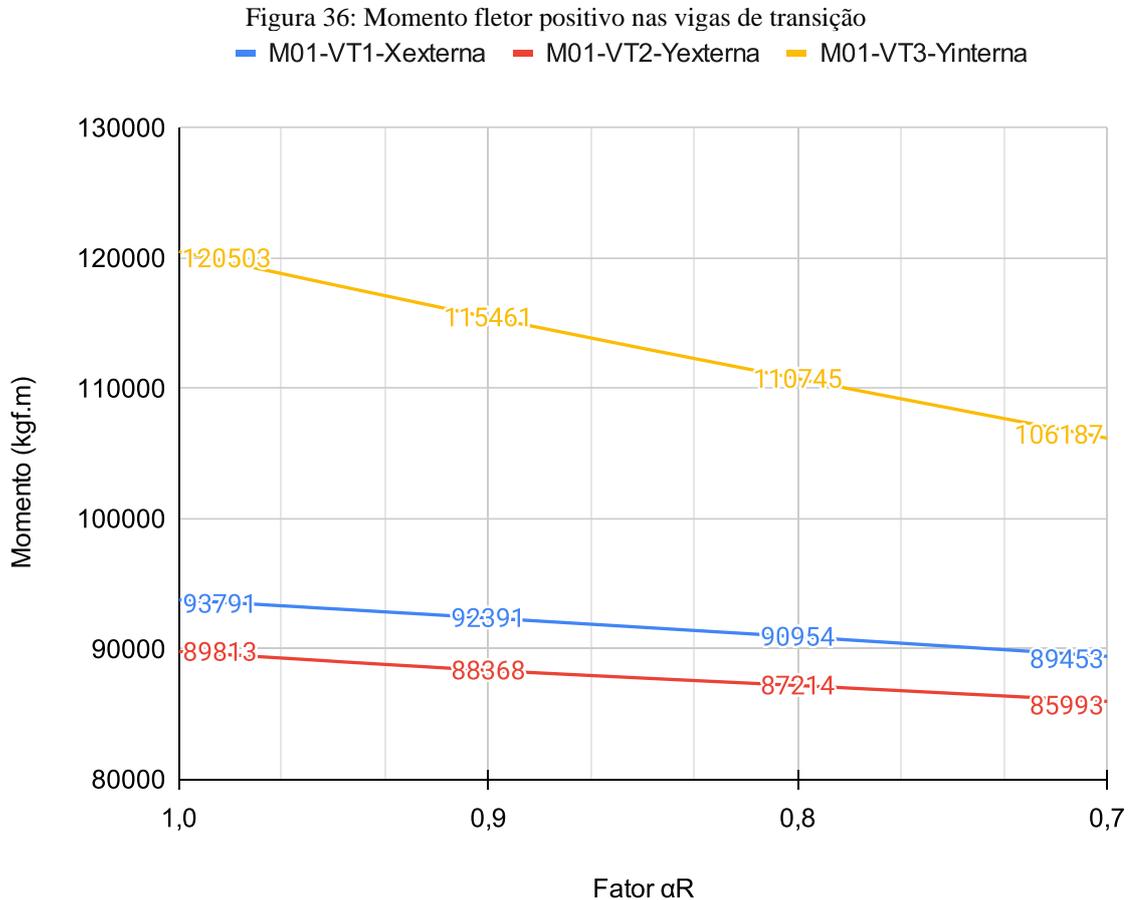
Conforme Tabela 6, o aumento percentual no momento fletor negativo foi maior no modelo M01-VT2-Yexterna, sendo que os dois modelos com vigas de transição nas extremidades tiveram aumento de momento fletor negativo e o M01-VT3-Yinterna, com viga de transição na metade superior quando visto em planta, teve diminuição do momento fletor negativo.

Tabela 6: Variação do valor do momento fletor negativo em relação à ligação rígida

Modelo	α_R		
	0,9	0,8	0,7
M01-VT1-Xexterna	0,96%	2,63%	5,24%
M01-VT2-Yexterna	1,33%	3,11%	5,36%
M01-VT3-Yinterna	-1,63%	-2,97%	-4,17%

Fonte: Autora (2023).

Na Figura 36 são resumidos os maiores momentos fletores positivos das três vigas de transição. Nela é possível ver que o momento fletor positivo diminuiu para as três vigas de transição analisadas.



Fonte: Autora (2023).

Olhando para a Tabela 7, pode-se ver que neste estudo, a cada vez que se varia no mínimo 0,1 o fator α_R houve no mínimo uma diminuição de 1,2% nos momentos positivos das vigas de transição. Além disso, a diminuição foi mais significativa no modelo com viga de transição no meio do que nos modelos com viga de transição nas extremidades.

Tabela 7: Variação do valor do momento fletor positivo em relação à ligação rígida

Modelo	α_R		
	0,9	0,8	0,7
M01-VT1-Xexterna	-1,49%	-3,02%	-4,63%
M01-VT2-Yexterna	-1,61%	-2,89%	-4,25%
M01-VT3-Yinterna	-4,18%	-8,10%	-11,88%

Fonte: Autora (2023).

Ademais, a partir da Tabela 6 e Tabela 7 pode-se perceber que as porcentagens de variação do momento fletor negativo e da redução dos momentos fletor positivo das vigas de transição, não foram proporcionais entre o aumento de um e a diminuição do outro ou vice-versa.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste estudo ficou evidente que a diminuição da rigidez das ligações viga-pilar acarreta maiores valores de deslocamentos horizontais e do coeficiente γ_z , além de maiores valores nos deslocamentos devido aos efeitos de segunda ordem. Conclui-se, também, que a troca de um pilar por uma viga de transição aumenta o deslocamento horizontal e o γ_z principalmente na direção do eixo contrário. Ou seja, ao tirar um pilar e colocar uma viga de transição no eixo X, isso aumentou o deslocamento horizontal e o γ_z no eixo Y, e ao tirar um pilar e colocar uma viga de transição no eixo Y, isso aumentou o deslocamento horizontal e o γ_z no eixo X. Uma possível causa para isso é o fato de que retirar um pilar faz o pórtico ficar menos rígido.

Também foi possível perceber que ao mudar a rigidez da ligação é ainda mais importante considerar os efeitos de segunda ordem, pois os deslocamentos devido a esses efeitos aumentam significativamente.

Em relação aos modelos com e sem assimetria, notou-se que os deslocamentos horizontais do modelo com arquitetura assimétrica foram maiores. Isto acontece porque a inércia do modelo assimétrico é menor, o que torna ele menos rígido. Porém, ao observar a variação percentual dos deslocamentos horizontais ao variar o fator α_R , percebe-se que a variação foi praticamente a mesma.

Ademais, é importante observar que as porcentagens de variação do momento fletor negativo e da redução dos momentos fletor positivo das vigas de transição, não foram proporcionais entre o aumento de um e a diminuição do outro ou vice-versa. Isso se deve ao fato do momento positivo e negativo da viga de transição quando alterada a rigidez da ligação viga-pilar, não ter sido redistribuído somente na viga, pois como todas as ligações viga-pilar do prédio foram flexibilizadas as cargas se redistribuirão em todo prédio.

Com este estudo foi possível perceber a importância considerar a variação do fator α_R , principalmente em prédios com vigas de transição ou assimetria, pois apesar de geralmente as ligações serem tratadas como rígidas nos modelos, sabe-se que na realidade há uma rotação relativa entre as ligações que provoca uma redistribuição de esforços. Isto resulta em valores diferentes de deslocamentos horizontais, coeficiente γ_z , efeitos de segunda ordem e momentos.

5.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Analisar a influência da rigidez da ligação viga-pilar em prédios de concreto armada com núcleo rígido ou diferentes assimetrias;

- Mudar a rigidez da ligação viga-pilar em apenas um pavimento por vez, a fim de verificar se há pavimentos que têm mais influência na estabilidade, e, se sim, quantificá-la;
- Analisar como a variação da ligação viga-pilar interfere no estado limite de serviço.

REFERÊNCIAS

- ALVA, G. M. S. **Estudo teórico-experimental do comportamento de nós de pórtico de concreto armado submetidos a ações cíclicas**. 2004. 118 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2004.
- ALVA, G. M. S.; FERREIRA, M. A.; EL DEBS, A. L. H. C. **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, J. M. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. 2. ed. Rio Grande: Dunas, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1988. 66p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2020. 60p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2006, 59p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017, 86p.
- CASOTTI, João Caetano. **Diferentes modelos de transição aplicados em um modelo simplificado de edifício de 20 andares em concreto armado e suas implicações no custo da estrutura**. 2020. 116 p. TCC (Graduação em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS. 2020.
- CHING, Francis D. K.; ONOUYE, Barry S.; ZUBERBUHLER, Douglas. **Sistemas estruturais ilustrados: padrões, sistemas e projeto**. 2. ed. Porto Alegre: Bookman, 2010.
- CLÍMACO, João Carlos Teatini de Souza. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. 3. ed. Brasília-DF: Unb, v. 1. 439 p. 2016.

FERREIRA, M. A.; ARAÚJO, D. L.; JEREMIAS Jr, A. C.; CATOIA, B.; KATAOKA, M. N. **Estabilidade global de estruturas pré-moldadas: efeito das ligações semi-rígidas**. In: 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado. São Carlos, 2005.

FRANCESCHI, Lucas. **Efeito da escolha do modelo de análise na estabilidade global da estrutura**. QiSuporte, 13 de abr. de 2023. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360002182574-Efeito-da-escolha-do-modelo-de-an%C3%A1lise-na-estabilidade-global-da-estrutura>. Acesso em: 9 de maio de 2023.

FRANCESCHI, Lucas. **Diferenças na análise de lajes pelo modelo integrado ou pelo modelo de grelha + pórtico**. QiSuporte, 6 de jul. de 2023. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360002163594-Diferen%C3%A7as-na-an%C3%A1lise-de-lajes-pelo-modelo-integrado-ou-pelo-modelo-de-grelha-p%C3%B3rtico>. Acesso em: 7 de jul. de 2023.

KIMURA, Alio Ernesto. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2018.

LIMA, J. S. **Verificações da punção e da estabilidade global de edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas**. 2001. 225 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2001.

LONGO, Luis Filipe. **Quais os limites de deslocamento preconizados por norma?** QiSuporte, 3 de fev. de 2023. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115000882514-Quais-os-limites-de-deslocamento-preconizados-por-norma->. Acesso em: 15 de maio. de 2023.

LOPES, A. P.; SANTOS, G. O.; SOUZA, A. L. A. C. **Estudo sobre diferentes métodos de análise p-delta**. Teoria e prática na Engenharia Civil. Brasília n.7, p.9-19, 2005.

MARTHA, Luiz Fernando Campos Ramos. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2010.

NEVES, Tibulo Neto. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado de múltiplos pavimentos**. 2016. 74 p. TCC (Graduação em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS. 2016.

PARK, R.; PAULAY, T. **Reinforced concrete structures**. 2ed. New York: John Wiley & Sons, p.716-61, 1975.

PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. J. N. **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings**. 2ed. New York: John Wiley & Sons, p.1-303, 1992.

SANTOS, J.B. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado**. 2016. 166 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG. 2016.

SONDA, Eduardo da Luz. **Análise dos efeitos de segunda ordem globais de torção em edifícios altos em concreto armado**. 2023, 144 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS. 2023.

WEIDE, Heliton. **Análise da influência de vigas de transição sobre os efeitos de segunda ordem globais de torção em edifícios de concreto armado**. 2023. 66 p. TCC (Graduação em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS. 2023.

WORDELL, Fernando. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos**. 2003. 93 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Programa de Pós-Graduação, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS. 2003.

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