



UNIVERSIDADE FEDERAL DO TOCANTINS
CAMPUS DE PALMAS
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

GUSTAVO HENRIQUE DE SOUSA SANTOS

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR NO
COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS
PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO MOLDADO IN LOCO**

Palmas/TO
2020

Gustavo Henrique de Sousa Santos

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR NO
COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS
PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO MOLDADO IN LOCO**

Monografia apresentada à UFT – Universidade Federal do Tocantins – Campus Universitário de Palmas para obtenção do título de Engenheiro Civil sob orientação da Profa. Dra. Orieta Soto Izquierdo.

Palmas/TO
2020

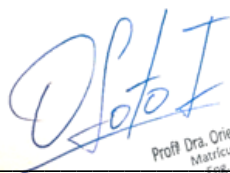
Gustavo Henrique de Sousa Santos

Avaliação da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de um edifício de múltiplos pavimentos em concreto armado moldado in loco

Monografia foi avaliada e apresentada à UFT – Universidade Federal do Tocantins – Campus Universitário de Palmas, Curso de Engenharia Civil para obtenção do título de Engenheiro Civil e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pela Banca Examinadora.

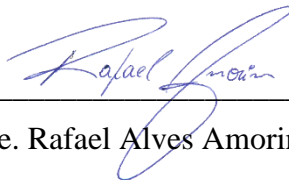
Data de aprovação: 14 /12/ 2020

Banca Examinadora:

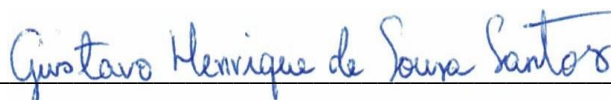


Prof. Dra. Orieta Soto Izquierdo
Matrícula: 2226645
Eng. Civil / UFT

Prof. Dra. Orieta Soto Izquierdo (UFT)



Prof. Me. Rafael Alves Amorim (UFT)



Prof. Me. Roldão Pimentel de Araújo Junior (UFT)

RESUMO

A análise estrutural é fundamental na elaboração de projetos de estruturas de concreto armado moldado in loco. Nesse processo, a rigidez das ligações viga-pilar é um dos tópicos mais importantes a serem avaliados. Nesse contexto, este trabalho analisa a influência das ligações viga-pilar em uma estrutura de concreto armado moldado in loco de um edifício de múltiplos pavimentos a partir da utilização de um modelo teórico analítico para determinação das rigidezes das ligações. Para isso, a estrutura concebida para o projeto foi modelada para a condição de ligações rígidas e semirrígidas. A modelagem da estrutura foi feita através do software Eberick e os percentuais de engastamento parcial foram obtidos através do modelo teórico analítico de Ferreira, El Debs e Elliott (2003) a partir de um processo iterativo. Observou-se que quanto aos parâmetros de cálculo do software considerando o modelo de pórtico espacial, tem-se que a alteração das rigidezes das ligações repercute em toda a estrutura afetando o parâmetro Gama Z (γ_z), a deslocabilidade horizontal e a distribuição de esforços na estrutura. Em relação aos resultados, observou-se que houve uma variação de 11% a 86% nas porcentagens de engastamento parcial atingidas pelas ligações viga-pilar dos pavimentos tipo e do pavimento. Verificou-se também que ocorreram acréscimos críticos no γ_z e na deslocabilidade horizontal total no topo da estrutura. Além disso, observou-se, no geral devido à flexibilização das ligações, um comportamento de redução de momentos fletores negativos e aumento dos momentos positivos das vigas, um acréscimo de esforços axiais nos pilares e acréscimo de momento nas lajes. Sobre o consumo de aço, verificou-se que ocorreu um acréscimo de aproximadamente 12%. Os resultados mostraram que as disparidades encontradas do modelo com ligações rígidas para o modelo com ligações semirrígidas indicam que a negligência na avaliação criteriosa das rigidezes das ligações no processo de análise estrutural pode resultar em estruturas não seguras e instáveis.

Palavras-chaves: Análise estrutural. Modelo teórico. Ligações viga-pilar. Rigidez. Concreto armado.

ABSTRACT

Structural analysis is fundamental in the design of reinforced concrete structures molded in loco. In this process, the rigidity of beam-column connections is one of the most important topics to be evaluated. In this context, this work analyzes the influence of beam-column connections in a reinforced concrete structure molded in loco of a multi-storey building using a theoretical analytical model to determine the stiffness of the connections. For this, the structure designed for the project was modeled for the condition of rigid and semi-rigid connections. The modeling of the structure was done using the Eberick software and the percentages of partial setting were obtained through the theoretical analytical model of Ferreira, El Debs and Elliott (2003) from an iterative process. It was observed that regarding the calculation parameters of the software considering the spatial frame model, the change in the stiffness of the connections has repercussions throughout the structure, affecting the Gamma Z parameter (γ_z), the horizontal displacement and the effort distribution in the structure. Regarding the results, it was observed that there was a variation of 11% to 86% in the percentages of partial clamping reached by the beam-column connections of the type and the floor. It was also found that there were critical increases in γ_z and in total horizontal displacement at the top of the structure. In addition, it was observed, in general due to the flexibility of the connections, a behavior of reduction of negative bending moments and increase of the positive moments of the beams, an increase of axial forces in the columns and an increase of moment in the slabs. Regarding steel consumption, it was found that there was an increase of approximately 12%. The results showed that the disparities found from the model with rigid connections to the model with semi-rigid connections indicate that the neglect in the careful evaluation of the connection stiffness in the structural analysis process can result in unsafe and unstable structures.

Key-words: Structural analysis. Theoric model. Beam-column connections. Rigidity. Reinforced concrete.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	8
1.1	Delimitação de escopo.....	9
1.2	Justificativa.....	9
1.3	Objetivos.....	10
1.3.1	Objetivo geral.....	10
1.3.2	Objetivos específicos.....	10
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	11
2.1	O projeto estrutural e o desempenho estrutural.....	11
2.1.1	Estados limites e ações atuantes na estrutura.....	11
2.2	Modelos estruturais.....	12
2.2.2	Grelha.....	13
2.2.2	Pórtico espacial.....	13
2.3	Adaptações na modelagem de estruturas de concreto armado.....	14
2.3.1	Análise não linear.....	15
2.4	Estabilidade global.....	19
2.5	Ligações viga-pilar e a estabilidade global.....	20
2.5.1	Considerações sobre as ligações viga-pilar feitas atualmente	20
2.6	Modelo analítico teórico.....	22
2.6.1	Modelo proposto por Ferreira, El Debs e Elliott (2003)	22
2.6.2	Validação do modelo de Ferreira, El Debs e Elliott (2003)	30
3	METODOLOGIA	33
3.1	Definição da arquitetura	33
3.2	Procedimento	37

3.3	Modelo de cálculo do software utilizado	40
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	42
4.1	Deslocamento horizontal e Gama Z (γ_z).....	56
4.2	Momento fletor e flecha das vigas.....	57
4.3	Esforços axiais e armadura dos pilares.....	60
4.4	Momento nas lajes.....	62
4.5	Consumo de aço.....	64
5	CONCLUSÃO.....	67
	REFERÊNCIAS.....	70
	APÊNDICE A.....	73
	APÊNDICE B.....	74
	APÊNDICE C.....	75

1 INTRODUÇÃO

Atualmente, nas grandes cidades, a escassez e o elevado custo de espaço fizeram com que os projetos arquitetônicos se adaptassem, passando a utilizar a pouca área horizontal existente e maximizando a altura das edificações (WORDELL, 2003). Nesse contexto, a evolução de técnicas computacionais foi fundamental para a agilidade no cálculo e análise de estruturas para edificações cada vez mais esbeltas.

A evolução da capacidade das ferramentas computacionais não apenas possibilitou mais agilidade na elaboração de projetos, como também possibilitou a utilização de soluções estruturais mais aprimoradas capazes de atenderem, além dos requisitos básicos de segurança e serviço, critérios relacionados à economia e aproveitamento dos materiais (FRANCESCHI, 2017).

Em meio a essa conjuntura, a estabilidade de uma estrutura no que diz respeito ao deslocamento horizontal e à magnitude dos efeitos de segunda ordem configura-se como um dos mais importantes fatores para a concepção estrutural final.

Garantir a estabilidade global, no contexto de edificações esbeltas, muitas vezes é algo delicado e pode requerer soluções estruturais mais complexas. Uma dessas alternativas é enrijecer a ligação entre vigas e pilares através da consideração de nós semirrígidos ou engastes. (LONGO, 2019).

As ligações, ou nós, apresentam-se como áreas de comportamento estrutural complexo. Essa complexidade pode ser conferida ao elevado número de incógnitas que interferem em como essas ligações se comportam. Variáveis essas relacionadas, por exemplo, à disposição das armaduras negativas das ligações, aos aspectos geométricos dos elementos interligados, a magnitude dos esforços e a própria resistência dos materiais envolvidos (ALVA; FERREIRA; EL DEBS, 2009).

A grande quantidade de variáveis envolvidas resulta na rotação entre os elementos interligados, o que leva as ligações a exibirem um comportamento de engastamento parcial. Esse comportamento foi comprovado através de ensaios em nós de pórticos de concreto armado, conforme Ferreira (1999). Dessa forma, podemos perceber que, apesar de convencionalmente não se avaliar de forma mais criteriosa a semirrigidez das ligações viga-pilar no processo de análise estrutural, na prática, os nós dos pórticos sofrem rotações o que acarreta na redução da rigidez da ligação.

Atualmente, há diversos softwares que oferecem a opção de modificar a rigidez das ligações através de um fator de engastamento parcial. Entretanto, para adotar um valor, o

projetista deve dispor de modelos da literatura para fazer tais considerações. Nesse sentido, merecem atenção o modelo proposto por Ferreira, El Debs e Elliot (2003), que será abordado no presente trabalho.

Sendo assim, a presente pesquisa visa auxiliar projetistas a considerar no modelo de análise estrutural adotado para seus respectivos projetos, de forma mais verossímil, a influência da rigidez das ligações viga-pilar no processo de análise estrutural e, principalmente, na estabilidade global. Proposta essa que surge, também, em razão da escassez de estudos desse tipo voltados para a análise das ligações para estruturas de concreto moldado in loco.

1.1 Delimitação de escopo

Este projeto de pesquisa delimitou-se em avaliar estritamente, através da utilização do programa comercial Eberick, a influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de um edifício de múltiplos pavimentos. Considerando o foco teórico do presente trabalho não serão feitos ensaios experimentais nem serão detalhados os dimensionamentos dos elementos estruturais que compõem a edificação.

1.2 Justificativa

Além dos pré-requisitos básicos de segurança e serviço, um projeto bem elaborado requer arrojo visando sua viabilidade também no quesito orçamentário (HARB, 2001).

Com o desenvolvimento dos materiais da construção civil e a o emprego de programas com modelos específicos mais eficazes no processamento de cálculos e na realização de análises estruturais, os engenheiros dispõem, hoje, de recursos e ferramentas para projetar e executar projetos estruturais aptos às perspectivas atuais. Apesar disso, para que a análise seja bem realizada, é crucial que o projetista idealize de forma correta o comportamento estrutural da edificação.

Nesse contexto, o entendimento e a avaliação correta dos parâmetros associados à rigidez das ligações não podem ser negligenciados pelos profissionais que utilizam tais sistemas.

As normas brasileiras, de maneira geral, reconhecem que tal rigidez tem influência na análise estrutural, mas não preconizam procedimentos específicos para sua consideração dentro da elaboração de projetos de estruturas (SANTOS, 2016).

Nesse contexto, a relevância da presente pesquisa reside em fornecer parâmetros para se elaborar projetos estruturais mais verossímeis a partir da avaliação a influência das ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado moldado in loco, verificando como a semirrigidez das ligações aplicada ao modelo estudado modifica o comportamento da estrutura, principalmente, quanto à estabilidade global.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo geral avaliar a influência da rigidez da ligação viga-pilar no comportamento estrutural de uma edificação de múltiplos pavimentos em concreto armado moldado in loco.

1.3.2 Objetivos específicos

1. Modelar uma estrutura em concreto armado moldado in loco a partir de um software comercial;
2. Avaliar os parâmetros de cálculo utilizados pelo software no dimensionamento do edifício para a condição de ligações rígidas;
3. Avaliar através do emprego de um modelo teórico para determinação das rigidezes das ligações, as variações entre os resultados obtidos considerando o modelo teórico analítico e ao se considerar as ligações rígidas;
4. Avaliar a viabilidade técnica da utilização da estrutura concebida a partir dos resultados obtidos com a aplicação do modelo teórico analítico.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

No presente capítulo serão abordados os principais aspectos ligados a etapa de análise estrutural dentro de um software, enfatizando a influência e as considerações da rigidez das ligações viga-pilar nesse processo.

2.1 O projeto estrutural e o desempenho da estrutura

No geral, a elaboração de um projeto estrutural pode ser dividida em cinco etapas fundamentais: a concepção, análise estrutural, o dimensionamento, o detalhamento e a geração das pranchas finais.

O ponto de partida é a idealização de um arranjo estrutural. Para a idealização desse arranjo estrutural é necessário que se defina as características dos materiais a serem empregados e as ações que atuarão na estrutura de modo que esse arranjo obedeça, simultaneamente, sempre que possível, aos aspectos de segurança, economia (custo e durabilidade) e os definidos pelo projeto arquitetônico (ALVA, 2007).

Na etapa de análise estrutural, calculam-se os efeitos das ações consideradas na estrutura. Nessa fase, através de um ou vários modelos estruturais, são calculados os deslocamentos e os esforços atuantes.

Nas etapas posteriores, são realizados o dimensionamento das armaduras necessárias e o detalhamento, que, em suma, representa o resultado do projeto, cujo produto final compreende a geração dos desenhos contendo as especificações de como executar a estrutura.

O objetivo cabo de todas essas etapas é conceber uma estrutura segura, funcional e durável. Quanto a isso, a consideração dos estados limites é crucial para se atingir esse resultado.

2.1.1 Estados limites e ações atuantes na estrutura

Os estados limites são situações em que uma estrutura deixa de atender a requisitos necessários para o seu uso de forma plena e adequada (KIMURA, 2018). De modo geral, os estados limites se dividem em estado limite último (ELU) e estado limite de serviço (ELS).

Um estado limite último é alcançado quando o edifício tem seu uso descontinuado devido a um colapso parcial ou integral da estrutura. Diversos coeficientes de segurança são considerados ao longo do projeto a fim evitar esse tipo de situação. As estruturas são

dimensionadas para este estado, por se tratar do ponto de invalidez estrutural. No entanto, os elementos dimensionados para o ELU devem atender também os requisitos estabelecidos para os estados limites de serviço (CHAGAS, 2012).

Os estados limites de serviço, por sua vez, visam retratar o cotidiano da estrutura, ou seja, seu comportamento perante sua utilização. Nesse sentido, um estado limite de serviço é alcançado quando deixa de ter o seu uso pleno e adequado, sem que ocorra a ruína propriamente dita. Apesar de não implicar em ruína, como no ELU, em muitas situações, quando um ELS é atingido, pode-se inviabilizar o uso total da construção (SANTINE, 2005).

Um bom projeto estrutural deve atender, simultaneamente, a todos os estados limites. Dessa forma todas as ações que possam levar a algum estado limite, seja último ou de serviço, devem ser consideradas.

Denomina-se ação, “qualquer influência, ou conjunto de influências, capaz de produzir estado de tensão ou de deformação em uma estrutura” (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2007).

Para as construções usuais, conforme a ABNT NBR 6118:2014, as ações a considerar classificam-se em permanentes e variáveis. Para cada tipo de construção, as ações a considerar devem respeitar suas peculiaridades e as normas a ela aplicáveis.

As ações permanentes, conforme a ABNT NBR 6118:2014, são aquelas atreladas a ao uso do edifício, cujos valores são praticamente constantes durante toda a vida da construção. Como exemplo temos o peso próprio estrutural, o peso dos elementos construtivos (alvenaria, revestimentos, etc.), empuxos permanentes, fluência e retração do concreto, entre outras. Ações como o peso próprio da estrutura e o empuxo são classificadas como ações permanentes diretas. Já ações como a retração e a fluência do concreto são classificadas como ações permanentes indiretas.

As ações variáveis, por sua vez, são aquelas que atuam somente durante um período da vida do edifício (KIMURA, 2018). Como exemplos temos a carga acidental de uso, o vento, variações de temperatura, etc.

2.2 Modelos estruturais

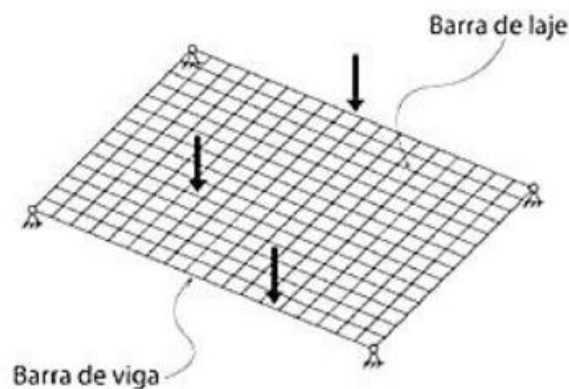
A relevância da análise estrutural fica evidente ao se constatar que, em sua essência, calcular uma estrutura significa realizar a sua análise estrutural, pois é dessa etapa que se originará o dimensionamento e o detalhamento dos elementos.

Atualmente, toda análise estrutural feita através de um computador é baseada no uso de modelos estruturais, que, basicamente é um protótipo que procura simular um edifício real no computador através da idealização da estrutura real em que se adota uma série de hipóteses simplificadoras baseadas em teorias físicas e em resultados experimentais e estatísticos (MARTHA, 2010).

2.2.1 Grelha

Direcionado para aplicação em pavimentos, esse modelo é formado por elementos de barra que simulam lajes e vigas, compondo uma malha (KIMURA, 2018). Os pilares são simulados por apoios simples (Figura 1).

Figura 1- Grelha de vigas e lajes



Fonte: KIMURA (2018).

Conforme Kimura (2018), a influência mútua entre lajes e vigas é avaliada de forma consideravelmente precisa, pois a distribuição de carregamentos das lajes para as vigas é feita por meio da rigidez de cada barra. Assim, a migração de esforços se dará de forma mais realista, ou seja, as regiões mais rígidas atrairão mais esforços.

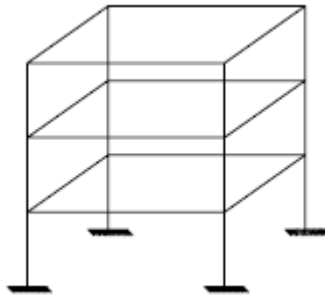
Apesar disso tudo, por meio desse modelo não é possível analisar os efeitos das ações horizontais, como o vento e o empuxo.

2.2.2 Pórtico espacial

O modelo de pórtico espacial, ilustrado na Figura 2, consiste em um padrão tridimensional formado por barras que simulam os pilares e vigas da estrutura, o que possibilita

uma estimativa bastante completa do comportamento integral da estrutura, visto que é possível determinar momentos fletores, de torção, esforços cortantes e normais, para todos os elementos (FONTES, 2005).

Figura 2 - Pórtico espacial



Fonte: FONTES (2005).

Nesse modelo, as lajes usualmente não são contempladas, pois são tratadas como elementos de grande rigidez no plano horizontal, capazes de compatibilizar o comportamento em todos os pontos do pavimento de uma forma equivalente (KIMURA, 2018).

Como o modelo de pórtico espacial admite a aplicação simultânea de ações verticais e horizontais, é possível avaliar o comportamento do edifício em todas as direções com uma considerável precisão.

2.3 Adaptações na modelagem de estruturas de concreto armado

De um modo geral as estruturas resultam da integração de vários elementos. Estes, por sua vez, são compostos, basicamente, de concreto e aço, trabalhando de forma homogênea frente às combinações de ações. Dessa forma, um bom modelo deve agregar todas essas características e, principalmente, sua interação.

Na prática atual, a análise estrutural de edifícios é baseada na combinação de dois modelos principais: o modelo de grelha de vigas e lajes, e o modelo de pórtico espacial. Considerando essas possibilidades, o processo de modelagem aparenta ser um processo simples, bastando a adoção de um modelo integrado, no entanto, não é assim que acontece. A escolha de um modelo integrado não garante uma simulação realista da estrutura. Para isso, é crucial que se façam adaptações no modelo adotado. Conforme Kimura (2018), a escolha de modelos convencionais deve ser evitada, pois podem gerar resultados, muitas vezes, contra a segurança.

Um desses “ajustes de modelagem” é a consideração apropriada da rigidez das ligações viga-pilar, que interferem diretamente na redistribuição dos esforços que sempre tenderá a migrar para as regiões de maior rigidez. Nesse sentido, a calibração do modelo através de considerações de rigidez mais realistas visa considerar na análise estrutural o comportamento real da ligação e, conseqüentemente, da estrutura.

Nesse contexto, a ABNT NBR 6118:2014 exige que, quando for efetuada uma diminuição de momento fletor por um coeficiente de redistribuição (β) em uma determinada seção transversal, a profundidade da linha neutra (x/d) nessa seção, para o momento reduzido βM , deve ser limitada conforme descrito a seguir:

$$\frac{x}{d} \leq \frac{(\beta - 0,44)}{1,25} \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (1)$$

$$\frac{x}{d} \leq \frac{(\beta - 0,56)}{1,25} \text{ para } 50 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (2)$$

Onde:

- f_{ck} é a resistência característica do concreto.

Ainda conforme a norma, o coeficiente de redistribuição deve obedecer aos limites descritos a seguir.

- $\beta \geq 0,90$, para estruturas de nós móveis;
- $\beta \geq 0,75$, para qualquer outro caso.

2.3.1 Análise não linear

A não linearidade das estruturas é uma constante que, atualmente, com o desenvolvimento da capacidade de processamento dos computadores, está presente em praticamente cem por cento dos softwares de estruturas. De fato, o concreto armado, devido às características que serão abordadas em seguida, comporta-se de modo não linear.

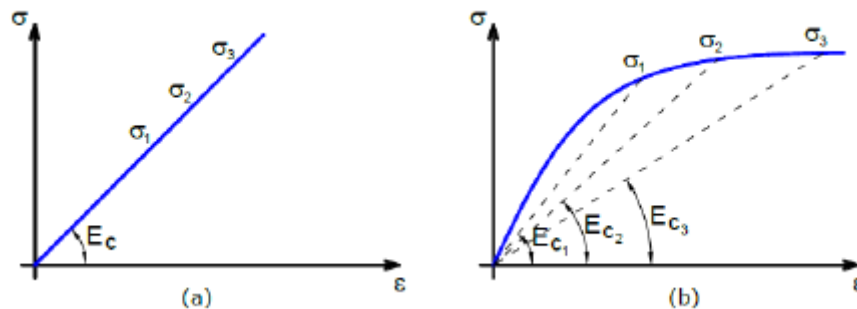
De forma simplificada, a análise não linear consiste em considerar a resposta da estrutura, seja em deslocamentos, esforços ou tensões, a um carregamento aplicado, de forma não linear, desproporcional (KIMURA, 2018).

Basicamente, existem dois fatores que geram a resposta não linear de uma estrutura conforme é aplicado certo carregamento: a alteração das propriedades dos materiais e alteração

das propriedades geométricas da estrutura. Este denominado de Não Linearidade Geométrica (NLG) e aquele de Não Linearidade Física (NLF).

Relacionada ao comportamento do material, a NLF exprime a aplicabilidade da Lei de Hooke. No caso do concreto, a formação e abertura de fissuras provoca a perda de proporcionalidade entre tensão e deformação, sendo um dos fenômenos responsáveis pela resposta não-linear deste material (OLIVEIRA, 2007). Esse comportamento fica evidente ao se observar qualquer diagrama tensão deformação idealizado para concreto. Conforme aplica-se um carregamento, as propriedades do concreto se alteram, gerando uma resposta não linear, como pode-se observar na Figura 3:

Figura 3 - Diagrama tensão (σ) deformação (ε) do concreto: (a) linear; (b) não-linear



Fonte: ZUMAETA (2016).

Na Figura 3, a resposta do concreto não é igual para as tensões σ_1 , σ_2 e σ_3 , pois, em (a) temos um módulo de elasticidade (E_c) constante. Diferentemente da situação (b) que, devido à variação do módulo de elasticidade tem-se um comportamento não linear da tensão frente à deformação.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a não-linearidade física pode ser feita de modo aproximado alterando diretamente o valor da rigidez dos elementos que compõem a estrutura. Todavia, deve-se ter em mente que não se pode as rigidezes de forma randômica. Definir o quanto a rigidez precisa ser reduzida exige estudos e pesquisas bem fundamentadas (KIMURA, 2018).

Na avaliação dos esforços globais de 2º ordem em estruturas com pelo menos quatro pavimentos, a ABNT NBR 6118:2014 aceita a consideração da não-linearidade física de maneira aproximada, adotando-se os seguintes valores para as rigidezes dos elementos:

Lajes:

$$(EI)_{\text{sec}} = 0,3.E_{\text{ci}}.I_c \quad (3)$$

Vigas:

$$(EI)_{\text{sec}} = 0,4.E_{\text{ci}}.I_c \text{ para } A_{s'} \neq A_s \quad (4)$$

E pilares:

$$(EI)_{\text{sec}} = 0,8.E_{\text{ci}}.I_c \quad (5)$$

Sendo:

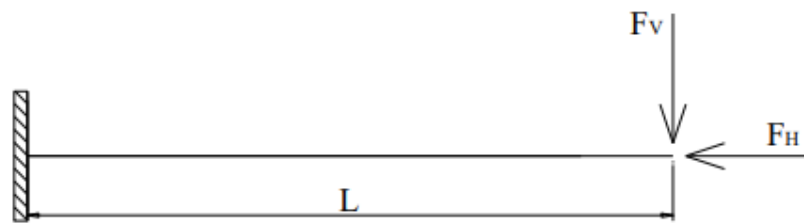
- I_c o momento de inércia da seção bruta de concreto;
- $A's$ a armadura de compressão, quando existente;
- A_s a armadura de tração;
- E_C módulo de deformação secante do concreto.

Quanto à não-linearidade geométrica, sua implicação no comportamento estrutural está relacionada às características geométricas dos elementos estruturais que se alteram conforme a estrutura é solicitada.

O entendimento da influência da não linearidade geométrica no comportamento estrutural parte da admissão do equilíbrio da estrutura após as deformações resultantes do carregamento, ou seja, na sua posição deformada. Esse tipo de análise é denominado de análise de segunda ordem e os momentos adicionais à estrutura oriundos da configuração deformada da estrutura são denominados de efeitos de segunda ordem (KIMURA, 2018). A análise de primeira ordem, por sua vez, é feita para a configuração geométrica inicial, não deformada. Os efeitos dessa análise são denominados de efeitos de primeira ordem.

Para melhor compreensão dos efeitos da não-linearidade geométrica, considera-se a análise elaborada por Lacerda (2013) de uma barra horizontal de comprimento igual a L , mostrada na Figura 4, submetida às forças vertical (F_V) e horizontal (F_H).

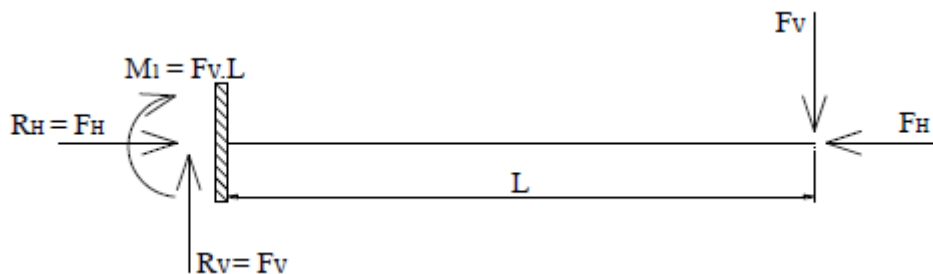
Figura 4 - Barra horizontal submetida às F_V e F_H



Fonte: LACERDA (2013).

Avaliando os efeitos de primeira ordem, ou seja, o equilíbrio na posição indeslocada, aparecem as reações R_V , R_H e M_1 na base da barra, como mostrado na Figura 5.

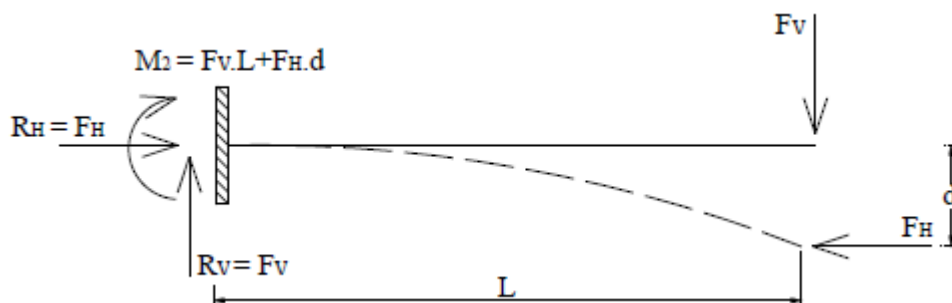
Figura 5 - Reações de primeira ordem na barra



Fonte: LACERDA (2013).

Considerando agora o equilíbrio na posição deformada, nota-se um aumento de momento ΔM na base da barra, sendo este igual a $F_H \cdot d$, onde d é o deslocamento causado pela Força vertical (F_V). Somando o momento de primeira 1° ordem (M_1) mais o aumento de momento (ΔM), resulta-se em M_2 , como pode ser visto na Figura 6.

Figura 6 – Reações da barra horizontal deformada



Fonte: LACERDA (2013).

O acréscimo do momento (ΔM) é um esforço que surgiu a partir da análise do equilíbrio da estrutura em sua posição deformada, portanto este é um esforço de segunda ordem

(LACERDA, 2013). Todavia, a análise não para por aqui. A cada novo incremento de um efeito de segunda ordem, surgirá outro acréscimo adicional de deslocamento. E assim, sucessivamente até que a posição final de equilíbrio da estrutura seja encontrada

Esse comportamento, que de fato ocorre, se desconsiderado no processo de análise estrutural pode resultar em elementos estruturais com áreas de aço subdimensionadas.

2.4 Estabilidade global

Conforme Kimura (2018), a estabilidade global está relacionada aos efeitos de segunda ordem, ou seja, quanto mais estável for uma estrutura, menos sensível aos efeitos de segunda ordem ela será, e vice-versa.

Nesse sentido, a distinção entre um edifício estável e um não estável pode ser feita através do cálculo dos efeitos globais de segunda ordem presentes na estrutura. Essa avaliação, atualmente, pode ser feita através dos chamados parâmetros de estabilidade.

No presente trabalho foi utilizado o parâmetro γ_z (Gama z). O principal objetivo da utilização do coeficiente γ_z é classificar a estrutura quanto à deslocabilidade dos seus nós com o intuito de destacar o quão significativo são os esforços de 2ª ordem globais para efeitos de cálculo (LONGO, 2018).

Com relação à deslocabilidade dos nós da estrutura, o item 15.4.2 da ABNT NBR 6118:2014 permite classificar as estruturas da seguinte maneira:

- Estruturas de nós fixos ($\gamma_z \leq 1,1$): efeitos globais de 2ª ordem desprezíveis e podem ser desconsiderados (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem).
- Estruturas de nós móveis ($\gamma_z > 1,1$): efeitos globais de 2ª ordem importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, deve-se obrigatoriamente considerar tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais.

Como é possível perceber, a avaliação dos esforços de segunda ordem é direta, sendo sua magnitude tomada como uma parte dos esforços de primeira ordem bastando observar a parte decimal do valor calculado para o coeficiente γ_z .

Na análise dos resultados, segundo Kimura (2018), valores coerentes e comuns de γ_z situam-se entre 1 e 1,2. Ainda conforme o autor, valores superiores a 1,5 revelam uma estrutura instável e valores inferiores a 1 são incoerentes e indicam uma estrutura totalmente instável ou que houve erro durante a modelagem.

A NBR 6118:2014 define o cálculo do valor do coeficiente γ_z pela seguinte equação:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{\Delta M_{1,tot,d}}} \quad (7)$$

Sendo:

- $\Delta M_{tot,d}$ a somatória de todas as forças verticais que atuam na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.
- $\Delta M_{1,tot,d}$ o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

2.5 Ligações viga-pilar e a estabilidade global

Kimura (2018), por meio simulações em sistema TQS, demonstrou que a rigidez das lajes frente à rigidez de pilares e vigas, na maioria das vezes, exerce uma influência muito menor na estabilidade global e pode ser até desconsiderada.

Nas simulações feitas por Kimura (2018), o autor concluiu que os pórticos (vigas mais pilares) exercem influência significativa na estabilidade global. Conseqüentemente, qualquer alteração na rigidez desses pórticos implicará diretamente na estabilidade da estrutura. Ressalta-se que em uma estrutura de concreto armado moldado in loco, existem pórticos preponderantes no que diz respeito a estabilidade da estrutura.

Nesse contexto, pode-se inferir que a rigidez da ligação no que diz respeito à distribuição dos esforços oriundos do carregamento da viga, interfere diretamente na rigidez dos pórticos da estrutura, implicando diretamente no desempenho da estrutura quanto à estabilidade global.

2.5.1 Considerações sobre as ligações viga-pilar feitas atualmente

As ligações viga-pilar, conceitualmente, quanto à transmissão de momento classificam-se em:

- Articuladas: ligações não absorvem momentos fletores;
- Rígidas: ligações absorvem momentos fletores;
- Semirrígidas: as ligações absorvem uma fração dos momentos fletores.

A grande lacuna no que diz respeito ao estudo das ligações reside na ausência de procedimentos específicos para fazer a devida avaliação dos nós por meio de ferramentas

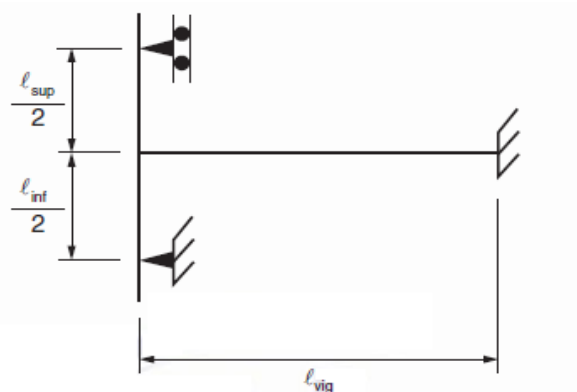
computacionais. Isso porque, apesar da facilidade e rapidez proporcionada pelo uso dessas ferramentas, que hoje são imprescindíveis, sempre é necessário adaptar o modelo estrutural utilizado.

Outra lacuna sobre o tema diz respeito ao pouco aprofundamento dado pelos autores sobre as considerações a serem feitas quanto a ligação viga-pilar. A maioria, quando não aborda o tema, apenas recomendam a avaliação ou sugerem procedimentos consideravelmente aproximados. Como exemplo, podemos citar Leonhardt (1978), Carvalho e Figueiredo Filho (2007) e Araújo (2010).

Leonhardt (1978), apesar de apresentar algumas situações em que as ligações entre os elementos estruturais são consideradas como engastadas e articuladas, não se aprofunda no assunto.

Carvalho e Figueiredo Filho (2007) e Araújo (2010) apresentam uma aproximação, cujo procedimento, pautado pela ABNT NBR 6118:2003, consiste em considerar uma área de aço nos apoios de extremidade baseadas em um momento fletor negativo calculado a partir do momento de engastamento perfeito (M_{eng}) aplicado um “fator de engastamento parcial”, calculado a partir da rigidez (r) da viga e dos tramos superior e inferior do pilar do pórtico, vide Figura 7:

Figura 7 – Modelo de cálculo



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

O momento negativo a ser considerado é calculado da seguinte forma:

$$M = M_{eng} \frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (8)$$

As armaduras calculadas a partir desse momento destinam-se apenas ao controle de fissuração devido a solidarização dos pilares com as vigas resultante dessa consideração aproximada de um engastamento parcial.

2.6 Modelo analítico teórico

Na determinação das rigidezes das ligações viga-pilar, utilizam-se modelos analíticos teóricos validados experimentalmente. Conforme Alva, Ferreira e El Debs (2009), comparando-se os valores teóricos com resultados experimentais, o modelo de Ferreira, El Debs e Elliott (2003), desenvolvido para pilares de extremidade, há uma boa correlação de valores na mensuração de rotações nas ligações. Assim, devido à simplicidade na obtenção do fator de engastamento parcial em situações de projeto e por requerer variáveis de entrada de fácil compreensão para os engenheiros estruturais, optou-se pelo modelo proposto por Ferreira, El Debs e Elliott (2003) para aplicação no presente trabalho.

O modelo de Ferreira, El Debs e Elliott (2003), apesar de considerar o mecanismo de deformação associado ao alongamento da armadura tracionada no interior do pilar, não contempla o deslizamento das armaduras e restringe-se a aplicação na fase elástica, não contemplando a fase após o escoamento das armaduras.

2.6.1 Modelo proposto por Ferreira, El Debs e Elliott (2003)

Entre as áreas de pesquisa no campo das estruturas de concreto pré-moldado destaca-se o estudo das ligações entre os seus elementos. Isso se deve ao comportamento das suas ligações que interfere diretamente no comportamento do sistema estrutural.

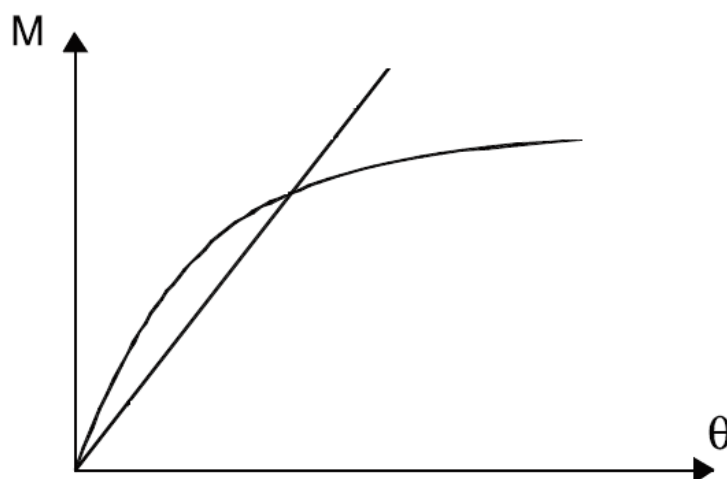
No que diz respeito às ligações entre elementos de concreto pré-moldado, tem-se que, de modo geral, seu comportamento apresenta certa divergência da forma considerada na análise estrutural. Assim, ligações classificadas como articuladas, frequentemente, possuem razoáveis rigidezes à flexão. Outras, classificadas como rígidas, podem apresentar deformações à flexão e ao cisalhamento consideráveis. Esse comportamento se deve ao fato das ligações apresentarem certa deformabilidade quando solicitadas, por isso são denominadas na literatura de semirrígidas (MIOTTO, 2002).

Ao se projetar estruturas semirrígidas, a rigidez das ligações se torna um importante parâmetro de projeto. Para estruturas nas quais o esforço predominante é o momento fletor, ou

seja, a maioria das estruturas usuais, a rigidez à flexão dos nós é caracterizada pela curva momento-rotação (FERREIRA; EL DEBS; ELLIOTT, 2003).

A curva permite avaliar parâmetros como o fator de restrição à rotação (α_r), adimensional, que possibilita estimar a porcentagem de engastamento do nó (SANTOS, 2016).

Figura 8 - Curva Momento-rotação



Fonte: Adaptado de Alva, Ferreira e El Debs (2009).

O fator α_r foi introduzido por Monforton e Wu (1963) apud Santos (2016) e é utilizado também pela ABNT NBR 9062:2006. Conforme essa norma, a classificação das ligações quanto a rigidez aos momentos fletores para estruturas pré-moldadas de concreto é feita de acordo com a Tabela 1.

Tabela 1 – Classificação das ligações em estruturas pré-moldadas

Tipo de ligação	Fator de restrição à rotação (α_r)
Articulada	$\alpha_r < 0,14$
Semirrígida	$0,14 < \alpha_r < 0,86$
Rígida	$\alpha_r > 0,86$

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 9062:2006.

Ferreira et al. (2005) apresentaram uma outra proposta de categorização das ligações de estruturas visando definir intervalos menores, conforme indicado na Tabela 2.

Tabela 2 – Classificação das ligações em estruturas pré-moldadas

Zonas	Fator de restrição à rotação (α_r)	Engastamento Parcial (β)	Classificação das ligações
I	$0 < \alpha_r < 0,14$	$0 < \beta < 0,2$	Articulada
II	$0,14 < \alpha_r < 0,4$	$0,2 < \beta < 0,5$	Semirrígida com restrição baixa
III	$0,4 < \alpha_r < 0,67$	$0,5 < \beta < 0,75$	Semirrígida com restrição média
IV	$0,67 < \alpha_r < 0,86$	$0,75 < \beta < 0,9$	Semirrígida com restrição alta
V	$0,86 < \alpha_r < 1$	$0,9 < \beta < 1$	Perfeitamente rígida

Fonte: Adaptado de Ferreira et al. (2005).

O fator α_r permite ao projetista avaliar o quão próximo a ligação se situa da condição de perfeitamente rígida ou da situação de totalmente flexível, permitindo a avaliação da porcentagem de engastamento alcançada, traduzida pelo coeficiente de engastamento parcial β (ALVA; FERREIRA; ELLIOTT, 2009).

Tais parâmetros são determinados segundo as equações 9 e 10:

$$\alpha_r = \frac{1}{1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec}L_{eq}}} \quad (9)$$

$$\beta = \frac{M_E}{M_{ENG}} = \frac{3\alpha_R}{2 + \alpha_R} \quad (10)$$

Sendo:

- R_{SEC} a rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar;
- L_{ef} o vão efetivo entre os apoios;
- $(EI)_{SEC}$ a rigidez secante da viga conforme ABNT NBR 6118:2014;
- M_E o momento fletor na extremidade da viga;
- M_{ENG} o momento de engastamento perfeito.

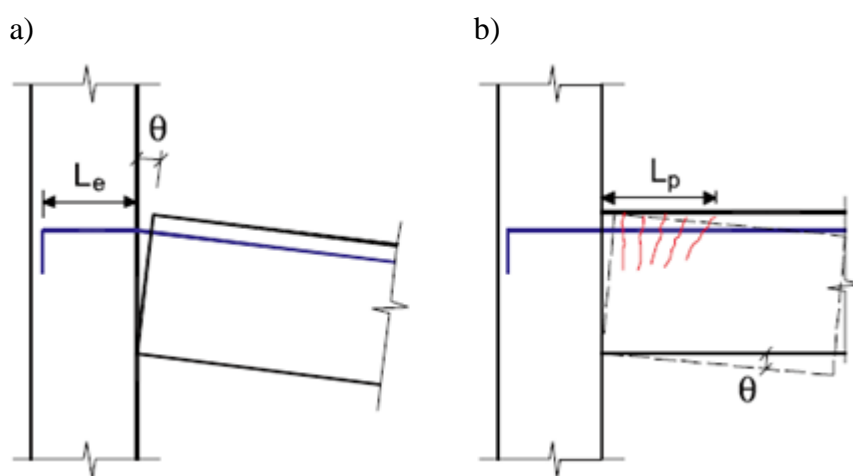
A maneira mais precisa de se obter a curva momento-rotação de uma ligação é a experimentação em laboratórios. No entanto, o uso desse artifício, devido ao fato de requerer

uma estrutura onerosa e de não gerar resultados rápidos, não é apropriado para aplicação corrente, sobretudo em projetos.

Nesse sentido, Ferreira, El Debs e Elliott (2003) apresentaram um modelo teórico para a determinação do comportamento momento-rotação em ligações viga-pilar de estruturas pré-moldadas de concreto. De acordo com o modelo proposto, a ligação é definida como “uma zona de distúrbio na extremidade da viga com concentração de deformações inelásticas, onde a rotação relativa viga-pilar é medida na região da ligação” (FERREIRA; EL DEBS; ELLIOTT, 2003, p. 1).

Neste modelo, a rotação relativa entre os elementos interligados, ou seja, vigas e pilares é consequência, primordialmente, de dois mecanismos de deformações, de acordo com Santos (2016, p. 74): “um mecanismo resultante do alongamento das barras tracionadas da viga no trecho de embutimento no pilar e um mecanismo decorrente da concentração de deformações por flexão no trecho da zona de descontinuidade”, chamado de Zona D, conforme mostrado na Figura 9.

Figura 9 - Representação dos mecanismos de deformação em ligações viga-pilar



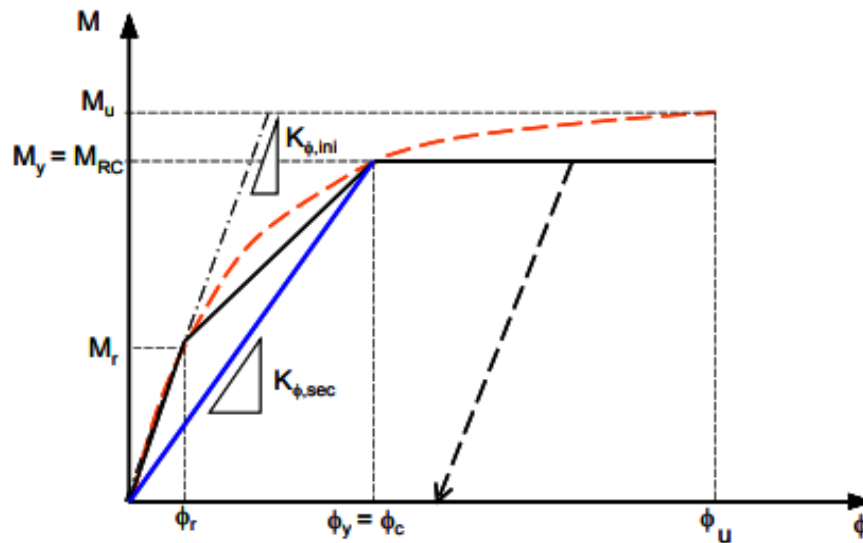
Fonte: ALVA; FERREIRA; EL DEBS (2009)

O mecanismo com abertura de uma única junta, ilustrado na Figura 9a, de acordo com Ferreira, El Debs e Elliott (2003, p. 6) “deverá ocorrer para ligações com taxas de armadura muito pequenas”. Ainda conforme Ferreira, El Debs e Elliott (2003, p. 6), “em geral, nas ligações resistentes à flexão, deverá ocorrer o mecanismo de formação de rótula plástica”, ilustrado na figura 9b.

A curva momento-rotação caracteriza o comportamento da ligação frente aos esforços de momento aos quais o nó está submetido. Na Figura 10 a rigidez secante ($K_{\theta,SEC}$) representa

uma consideração aproximada da não linearidade física da relação momento-rotação. Segundo Ferreira, El Debs e Elliott (2003, p. 5), “a utilização da rigidez secante da ligação é uma aproximação segura para representar o comportamento da ligação dentro da avaliação da estabilidade global da estrutura”. Ao contrário da rigidez tangente ($K_{\theta,INI}$), que poderia levar à uma análise de estabilidade destoante em razão da subestima dos deslocamentos da estrutura.

Figura 10 – Curva Momento Rotação com parâmetros



Fonte: Ferreira, El Debs e Elliott (2003).

Na Figura 10, M_{RC} é o momento resistente da ligação no limite de escoamento da armadura tracionada e delimita o Estádio I, caracterizado por comportamento linear e de rigidez constante, sem presença de fissuração; θ_c é a rotação devida ao momento M_{RC} . A rotação θ_c é definida pela rotação relativa viga-pilar, a qual deve ser medida no centro de rotação da região da ligação.

Ferreira (2001) apud Ferreira, El Debs e Elliott (2003) propôs que a rigidez secante à flexão negativa para ligações pré-moldadas com armadura de continuidade pode ser obtida pela seguinte equação:

$$R_{sec} = \frac{M_{RC}}{\theta_c} = \left[\left(\frac{L_e}{0,9 \times E_s \times A_s d^2} \right) + \left(\frac{L_p}{E_{cs} I_{II}} \right) \right]^{-1} \quad (11)$$

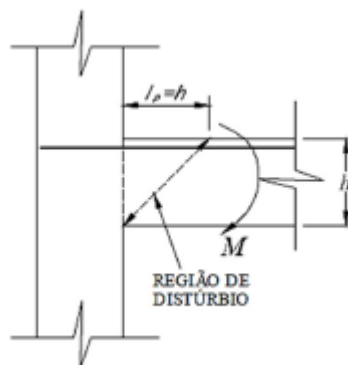
Onde:

- L_e é o comprimento de embutimento das barras dentro do pilar;

- L_p é o comprimento da região da ligação;
- d é a altura efetiva na extremidade da viga;
- E_s é o módulo de elasticidade do aço;
- E_{cs} é o módulo secante do concreto;
- I_{II} é o momento de inércia da seção homogeneizada fissurada no Estádio II.

Em relação ao comprimento de plastificação (L_p), para ligações monolíticas, Ferreira, El Debs e Elliott (2003) recomendam o ilustrado na Figura 11.

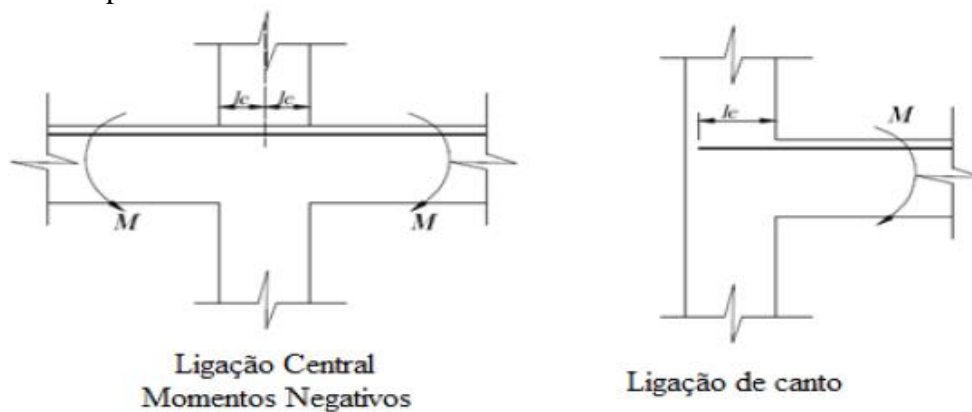
Figura 11 - Região de distúrbio na extremidade da viga



Fonte: Ferreira, El Debs e Elliott adaptado por Santos (2016).

O comprimento de embutimento (L_e) pode ser estimado conforme figura a seguir. Sua consideração difere para pilares com ligação em apenas um lado e para pilares com ligações nos dois lados. Devido a isso, em geral, ligações viga-pilar centrais tendem a ser mais rígidas do que ligações viga-pilar de canto.

Figura 12 - Comprimento de embutimento



Fonte: Ferreira, El Debs e Elliott adaptado por Santos (2016).

O momento resistente da ligação no limite de escoamento pode ser obtido, de forma aproximada, pela seguinte equação:

$$M_{RC} = M_y = 0,9 \times A_s \times f_{yk} \times d \quad (12)$$

A rotação relativa viga-pilar, medida na região da ligação, devida ao momento M_{RC} é obtida pela seguinte equação:

$$\theta_c = \left[\left(\frac{M_{RC}}{E_{cs} \times I_{II}} \right) \times L_p + \left(\frac{f_{yk}}{E_s d} \right) \times L_e \right] \quad (13)$$

Sendo f_{yk} a tensão de escoamento das barras de continuidade.

Nota-se que a Equação 13 apresenta uma solução particular para o início do escoamento das barras de continuidade. Com o propósito de fornecer uma expressão geral que represente o desenvolvimento da relação momento-rotação para $0 \leq M \leq M_y$, Ferreira, El Debs e Elliott (2003) propuseram a seguinte equação:

$$\theta = \left[\left(\frac{M_{RC}}{E_{cs} \times I_{eq}} \right) \times L_p + \left(\frac{\sigma_s}{E_s d} \right) \times L_e \right] \times \left(\frac{M}{M_y} \right)^{0,5} \quad (14)$$

Sendo:

- M_y o momento de início de escoamento das barras longitudinais tracionadas da viga, determinado pela Equação 12;
- I_{eq} o momento de inércia equivalente da viga, determinado pela Equação 15.

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M} \right) \times I_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M} \right)^3 \right] \times I_{II} \quad (15)$$

Sendo:

- M_r o momento de fissuração;
- I_I e I_{II} , respectivamente, os momentos de inércia da seção da viga no Estádio I e II;
- σ_s a tensão na armadura tracionada da viga, dada pela Equação 16.

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s z_{eq}} \quad (16)$$

Sendo:

- A_s a área de aço da armadura de tração;
- z_{eq} o braço de alavanca entre as resultantes de tração e compressão, determinado pela Equação 17.

$$z_{eq} = d - \frac{1}{3} \left\{ x_I \times \left[1 - \left(\frac{M}{M_y} \right) \right] + x_{II} I_I \times \left(\frac{M}{M_y} \right)^{0,5} \right\} \quad (17)$$

Onde x_I é a altura da linha neutra no Estádio I e x_{II} é a altura da linha neutra no Estádio II.

No que diz respeito ao momento de fissuração (M_R), tem-se que, conforme a ABNT NBR 6118:2014, nos estados-limites de serviço, as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre esses dois comportamentos é definida pelo momento de fissuração. Esse momento pode ser calculado pela seguinte equação aproximada:

$$M_R = \frac{\alpha \times f_{ct} \times I_c}{y_t} \quad (18)$$

Sendo:

- $\alpha = 1,2$ para seções T ou duplo T;
- $\alpha = 1,3$ para seções I ou T invertido;
- $\alpha = 1,5$ para seções retangulares.

Onde:

- α é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta;
- y_t é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada;
- I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto.

A resistência do concreto à tração direta f_{ct} , é definida conforme item 8.2.5, da ABNT NBR 6118:2014.

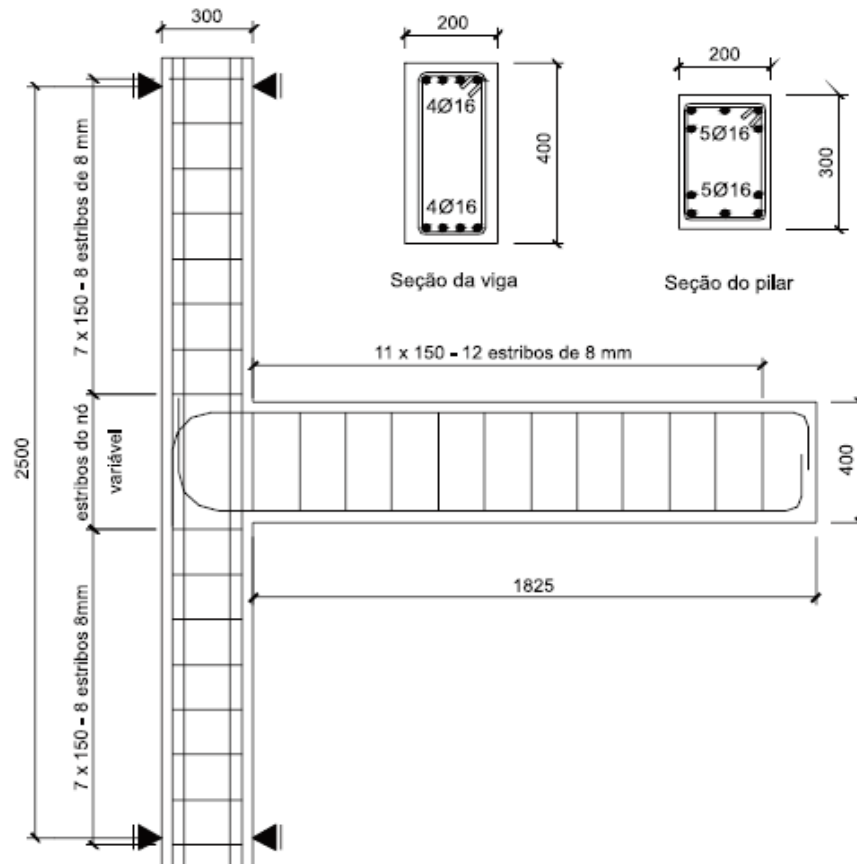
2.6.1.1 Validação do modelo de Ferreira, El Debs e Elliott (2003)

O modelo descrito, originalmente, foi proposto para ser aplicado em estruturas pré-moldadas de concreto. A validade de aplicação deste modelo em ligações viga-pilar de concreto armado moldado in loco, no entanto, tem como base a confrontação, por Alva, El Debs e Ferreira (2009), dos resultados experimentais obtidos por Alva (2004) com o modelo teórico proposto por Ferreira, El Debs e Elliott (2003). Foram encontradas boas correlações, as quais fornecem bons indícios de que modelo proposto por Ferreira, El Debs e Elliott (2003) possibilita a estimativa da porcentagem de engastamento alcançada pelas ligações viga-pilar de concreto armado, incluindo as monolíticas.

Os resultados experimentais foram obtidos do ensaio de cinco ligações viga-pilar monolíticas (representadas pelas siglas LVP1, LVP2, LVP3, LVP4 e LVP5) de Alva (2004), com o objetivo de avaliar o comportamento de ligações viga-pilar monolíticas de concreto armado. De acordo com Alva, El Debs e Ferreira (2009), os resultados experimentais foram analisados e foram aproveitados os dados das curvas momento-rotação sobre os quais o caráter cíclico do carregamento exerceu pouca ou nenhuma influência sobre das ligações.

Os modelos físicos ensaiados foram constituídos por ligações viga-pilar de extremidade, ou seja, sem as lajes, com vigas de seção 20 x 40 cm, pilares com seção 20 x 30 cm e todas as cinco ligações ensaiadas (LVP1 à LVP5) apresentaram as mesmas armaduras longitudinais. Para mais informações consultar Alva (2004).

Figura 13 – Detalhe da geometria e das armaduras empregadas nas ligações viga pilar ensaiadas



Fonte: ALVA; FERREIRA; EL DEBS (2009).

As características dos materiais utilizados em cada ligação estão descritas na Tabela 3:

Tabela 3 - Características dos materiais

Modelo	f_c (MPa)	$f_{ct,sp}$
LVP1	40,43	2,87
LVP2	44,18	3,30
LVP3	23,89	1,95
LVP4	24,62	2,08
LVP5	25,91	2,20

Fonte: Adaptado de Alva, Ferreira e El Debs (2009).

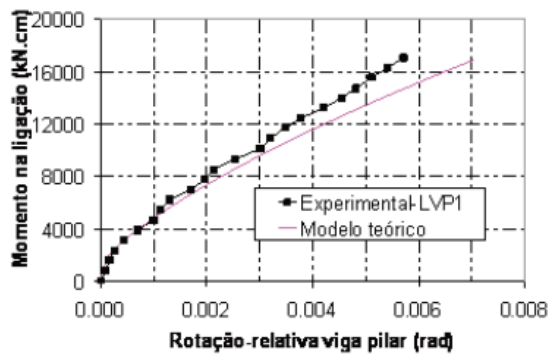
Onde:

- f_c é a resistência à compressão do concreto;
- $f_{ct,sp}$ é a resistência à tração indireta do concreto (ensaio de compressão diametral).

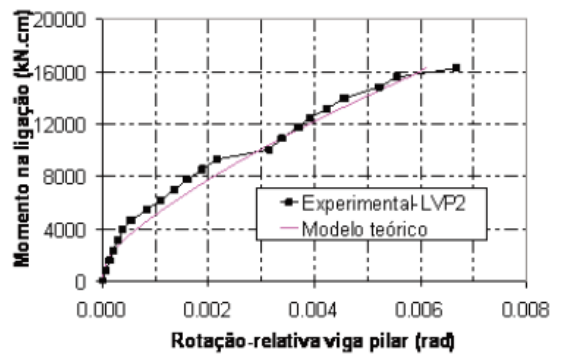
Os resultados demonstram que, de uma maneira geral, o modelo proposto por Ferreira, El Debs e Elliott (2003) fornece resultados bastante satisfatórios na representação da curva momento-rotação das ligações, como pode ser observado nas curvas da Figura 14:

Figura 14 – Curvas momento-rotação: comparação entre resultados experimentais e os resultados obtidos aplicando-se o modelo teórico de Ferreira, El Debs e Elliott (2003)

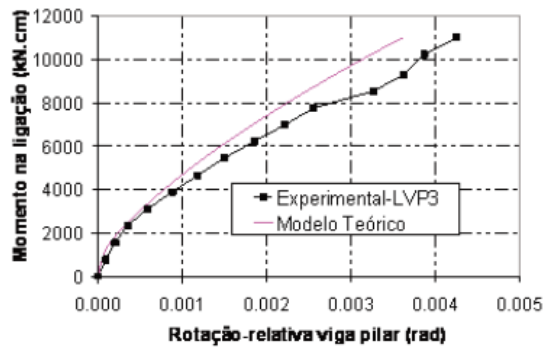
a)



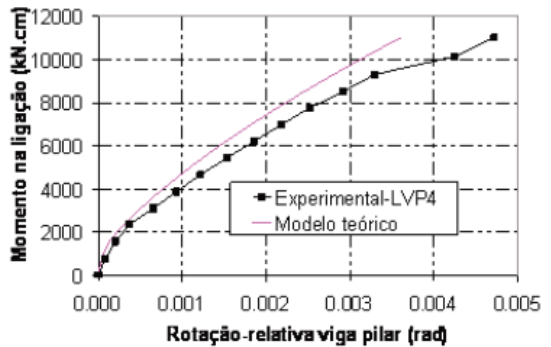
b)



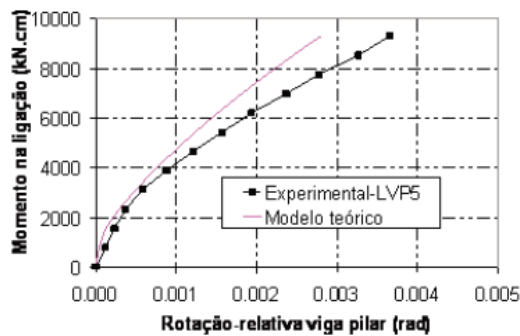
c)



d)



e)



Fonte: ALVA; FERREIRA; EL DEBS (2009).

4 METODOLOGIA

O presente trabalho tem o objetivo de avaliar a influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de uma edificação de múltiplos pavimentos em concreto armado moldado in loco. Para isso, foi modelado uma estrutura a partir do software Eberick.

Os resultados obtidos foram comparados com os resultados obtidos a partir de outra modelagem, da mesma estrutura, mas contemplando a aplicação do modelo analítico teórico de Ferreira, El Debs e Elliott (2003) para determinação da porcentagem de engastamento das ligações.

Tendo em vista sua aplicação à um projeto específico, o presente estudo caracteriza-se como um estudo de caso.

3.1 Definição da arquitetura

O edifício utilizado para realização desta pesquisa é residencial, possui um pavimento térreo, um mezanino e mais quinze pavimentos tipo. O pavimento térreo e o pavimento mezanino possuem pé-direito de 3,74 metros e o pavimento tipo possui um pé-direito de 3,06 metros, totalizando uma altura total do edifício de aproximadamente 60 metros. O pavimento tipo possui quatro apartamentos de duas tipologias, o tipo um com 73,09 m², de dois quartos e o tipo dois com 62,46 m², de três quartos.

O projeto arquitetônico deste edifício foi adaptado do projeto arquitetônico cedido pela construtora e incorporadora JP Arquitetura e Construções LTDA. As Figuras 15, 16, 17 e 18 apresentam, respectivamente, a representação da planta baixa com layout do pavimento térreo, do mezanino, do pavimento tipo e a maquete eletrônica do empreendimento original.

Figura 15 – Planta baixa do pavimento térreo



Fonte: Página da JP Arquitetura¹.

¹ Disponível em <http://www.jparquitetura.com.br/empreendimentos/torre-esmeralda> (Acesso em: 23 set. 2020).

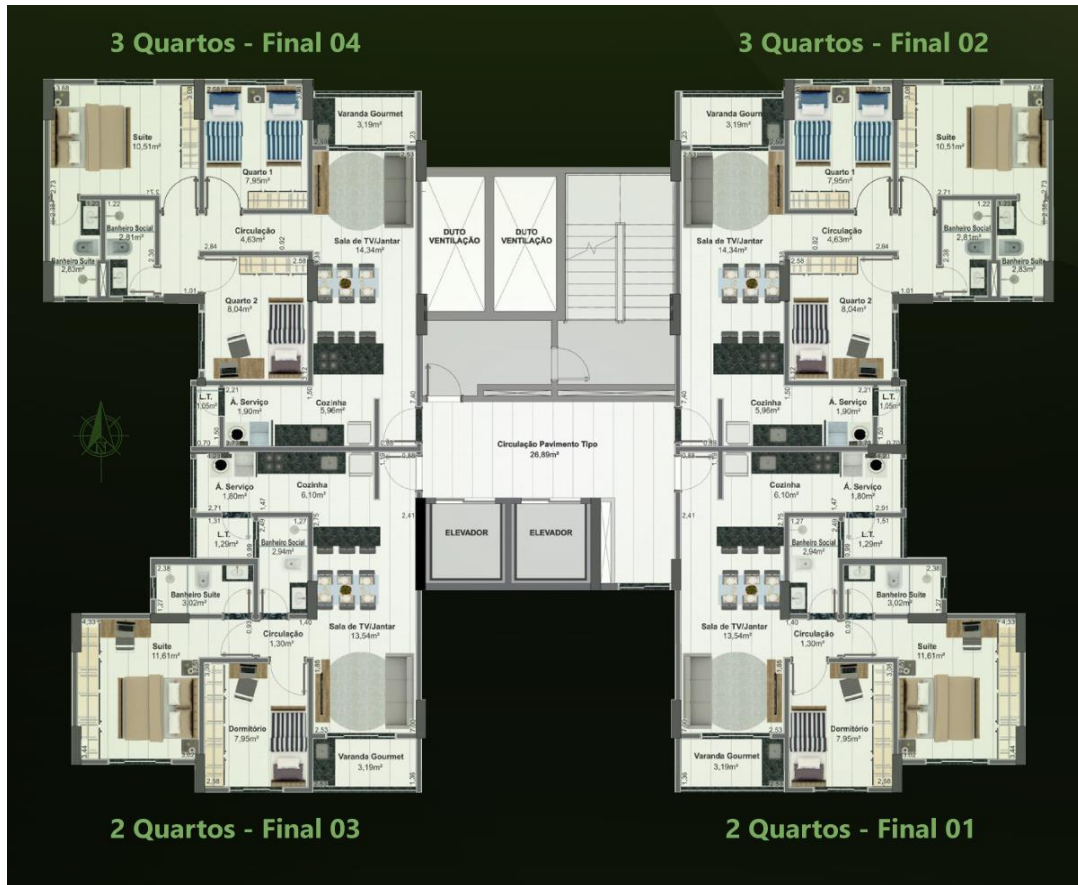
Figura 16 – Planta baixa mezanino



Fonte: Página da JP Arquitetura².

² Disponível em <http://www.jparchitettura.com.br/empreendimentos/torre-esmeralda> (Acesso em: 23 set. 2020).

Figura 17 – Planta baixa do pavimento tipo



Fonte: Página da JP Arquitetura³.

Figura 18 – Maquete eletrônica



Fonte: Página da JP Arquitetura⁴.

³ Disponível em <http://www.jp-arquitetura.com.br/empreendimentos/torre-esmeralda> (Acesso em: 23 set. 2020).

⁴ Disponível em <http://www.jp-arquitetura.com.br/empreendimentos/torre-esmeralda> (Acesso em: 23 set. 2020).

3.2 Procedimento

Os parâmetros básicos que orientaram a concepção, o lançamento da estrutura no software e a aplicação do modelo teórico foram:

- Estrutura convencional de concreto armado e vedação em blocos cerâmicos;
- Resistência característica à compressão do concreto igual à 35 MPa;
- Agregado graúdo: granito;
- Dimensão do agregado igual a 19 mm;
- Módulo de elasticidade secante igual à 2940,29 KN/cm²;
- Módulo de elasticidade do aço igual à 21000 KN/cm²;
- Resistência característica do aço igual à 50 KN/cm²;
- Classe de agressividade ambiental moderada (classe II, como referida na ABNT NBR 6118:2014);
- Seção transversal dos pilares constante a fim uniformizar o máximo possível as variáveis geométrica das ligações;
- Características de vento conforme ABNT NBR 6123:1988 e baseadas na cidade de Palmas- TO.

Todo o estudo foi sistematizado em três etapas. Na primeira etapa, compreendida pelo pré-lançamento e concepção da estrutura, seguiu-se o que foi sugerido em projeto arquitetônico no que diz respeito à quantidade, posicionamento e dimensão dos pilares. Para as vigas, procurou-se um traçado de modo a fechar pórticos, procurando-se ao máximo seguir as dimensões da alvenaria de modo a evitar a formação de “dentes” acima da vedação. Para as lajes, adotou-se o tipo maciça com espessura de 12 cm. Esse foi o ponto de partida, no entanto, no decorrer da análise estrutural, algumas dimensões sofreram modificações até se chegar ao arranjo final, como pode ser visto no anexo C. Para a fundação, foi adotado o tipo profunda com bloco de coroamento sobre estacas, sendo que, o dimensionamento da fundação não foi objetivo deste trabalho.

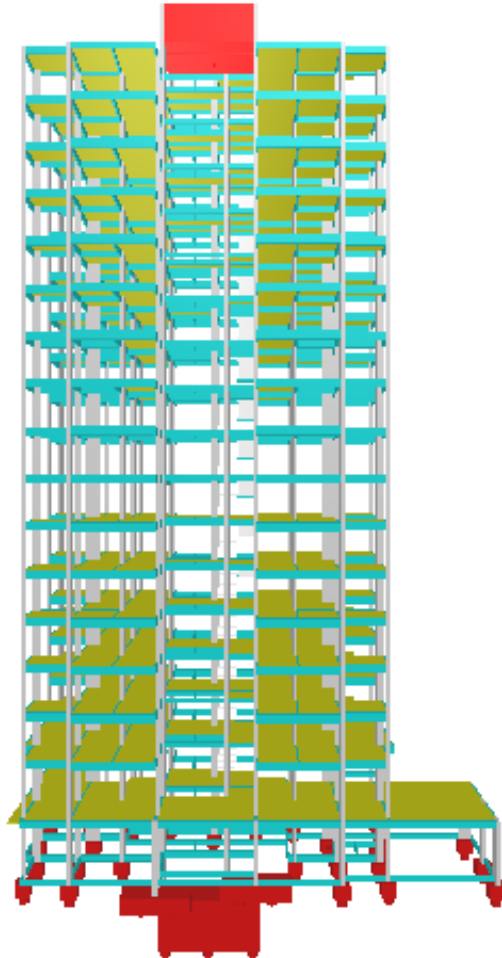
É importante ressaltar que o projeto arquitetônico original apresenta no nível do mezanino uma garagem (como pode ser visto na figura 16) que não foi contemplada na modelagem, visto que o foco do presente estudo é a região da torre.

Na segunda etapa, a estrutura definida a partir da etapa anterior foi lançada, analisada e dimensionada com o software Eberick. Nesta etapa, foram seguidos os critérios de redistribuição de momento definidos pelo item 14.6.4.3 e 14.6.4.4 da ABNT NBR 6118:2014

visando as adequações naturais necessárias à modelagem. Segundo estes critérios, a capacidade de rotação dos elementos estruturais é função da posição da linha neutra no ELU. Quanto menor for x/d , tanto maior será essa capacidade.

A Figura 19 apresenta o pórtico em três dimensões (3D) da superestrutura lançada no software.

Figura 19 - Pórtico 3D da estrutura



Fonte: Eberick.

Nessa primeira modelagem, para a inserção de rótulas verificou-se previamente se a posição da linha neutra era igual ou inferior à 0,25 e, assim sendo, a norma permite que se faça uma redução arbitrária no valor de redistribuição do momento.

Com as dimensões dos elementos estruturais em planta, avaliou-se a esbeltez do edifício nas direções X e Y como recomendado por Fonte et al. (2005) apud Borges (2009) a partir do índice de esbeltez de corpo rígido (λ):

$$\lambda_{x,y} = \frac{H}{L_{x,y}} \quad (19)$$

Onde H é a altura total do edifício e $L_{x,y}$ é a largura média em planta segundo as direções X e Y. Para a estrutura em modelada no presente trabalho, considerando a altura total igual à 60,13 metros e a largura média da edificação em planta na direção X igual à 25,16 e na direção Y igual à 17,86 metros, tem que:

$$\bullet \lambda_x = \frac{60,13}{25,16} = 2,39 \quad (20)$$

$$\bullet \lambda_y = \frac{60,13}{17,86} = 3,37 \quad (21)$$

Conforme Borges (2009), os limites para a classificação da estrutura quanto à sua esbeltez são:

- Edifício de pequena esbeltez para $\lambda_{x,y} \leq 4$.
- Edifício de média esbeltez para $4 < \lambda_{x,y} \leq 6$.
- Edifício de alta esbeltez para $\lambda_{x,y} > 6$.

Dessa forma, tem-se para a estrutura modelada no presente trabalho um edifício de pequena esbeltez nas duas direções.

Na terceira etapa, foi realizada a simulação numérica considerando a rigidez das ligações viga-pilar da edificação determinadas através do modelo teórico analítico de Ferreira, El Debs e Elliott (2003) utilizando-se planilhas eletrônicas. A aplicação do modelo foi feita para todas as ligações concebidas originalmente como totalmente engastadas, dos pavimentos tipo e para o pavimento que abriga o Mezanino, que são os pavimentos que possuem pilares com continuidade para cima e para baixo visando, assim, obter o máximo aproveitamento do modelo teórico. Sobre esse recorte, para algumas ligações do pavimento mezanino não foi aplicado o modelo pois eram compostas de ligações com pilares sem continuidade, como é caso dos pilares P39, P40, P41, P42, P43, P44 e P45.

As variáveis de saída obtidas com essa simulação numérica foram, então, comparadas com as variáveis de saída obtidas com a modelagem realizada na segunda etapa.

Em relação às variáveis de saída, as quais são o deslocamento horizontal no topo da estrutura, coeficiente γ_z , momento positivo, negativo e flecha nas vigas, esforços axiais e armadura dos pilares, momento positivo das lajes e o consumo de aço total, foram escolhidas amostras representativas de elementos estruturais do terceiro pavimento tipo que corresponde ao quinto lance de pilares. Para a análise de momento fletor positivo, negativo e flecha das vigas foram escolhidas quatro vigas, as vigas V1 e V4 na direção X, e as vigas V38 e V55 na direção

Y. Os resultados de esforços axiais bem como a variação da condição de ligações rígidas para a condição de ligações semirrígidas foram apresentados para todos os pilares através de uma tabela. Já a análise de armadura longitudinal efetiva dos pilares foi feita para os pilares P15, P17, P18, P25, P28 e P31. Os resultados referentes aos momentos positivos nas lajes foram apresentados para todas as lajes através de uma tabela. O resultado de consumo de aço, bem com sua variação da condição de ligações rígidas para a condição de ligações semirrígidas, foi apresentado para todos os grupos de elementos estruturais sendo a análise referente a este tópico feita para pilares, vigas e lajes, que são os elementos mais representativo para esta variável de saída.

Para verificar a posição dos elementos estruturais escolhidos para a realização da análise dos resultados verificar planta de formas no Apêndice C.

A análise dos resultados, baseada nos parâmetros de saída que foram obtidos das simulações numéricas, partiu da confecção de planilhas e gráficos que correlacionam os parâmetros desejados gerados pelo software.

O procedimento utilizado para o cálculo do engastamento parcial de cada ligação foi baseado no procedimento adotado no trabalho de Santos, Da Silva e Alva (2018) e sugerido por Alva, Ferreira e El Debs (2009). Primeiramente, baseado nas áreas de aço obtidas para as ligações perfeitamente rígidas ($\beta = 1,0$), através da primeira simulação numérica, determina-se o valor de β para cada uma dessas ligações do pavimento tipo. Realiza-se, então, uma nova simulação considerando o valor de β encontrado. Haverá mais uma redistribuição de esforços na estrutura, podendo haver mudanças nas armaduras das ligações viga-pilar, levando a diferentes valores de β para as ligações. Assim, tem-se um procedimento iterativo, que será realizado até que a diferença percentual entre os valores de β da iteração atual em relação à iteração anterior seja inferior à 10%. Esse processo foi realizado de forma manual.

Com os valores de β de cada ligação viga-pilar do pavimento tipo obtidos após as iterações necessárias, realizou-se uma nova simulação numérica. Os resultados dessa simulação, ou seja, as variáveis de saída, foram comparados com os resultados obtidos para a simulação numérica realizada na primeira modelagem, considerando as ligações rígidas.

3.3 Modelo de cálculo do software utilizado

No Eberick o cálculo da estrutura é realizado através de um pórtico espacial, composto pelas vigas e pilares da edificação. Neste processo, os elementos são representados por barras ligadas umas às outras por nós. Cada pilar e cada trecho de viga são compostos por barras do

pórtico, de onde são obtidos os esforços solicitantes para o dimensionamento. Os painéis de lajes são calculados de forma independente do pórtico.

O cálculo da estrutura é feito da seguinte forma:

- Os painéis de lajes são montados e calculados, de acordo com o processo que estiver configurado;
- As reações das lajes são transmitidas às vigas em que se apoiam;
- É montado o pórtico espacial da estrutura, recebendo o carregamento calculado pelas lajes.

O pórtico é processado e os esforços solicitantes são utilizados para o detalhamento dos elementos estruturais.

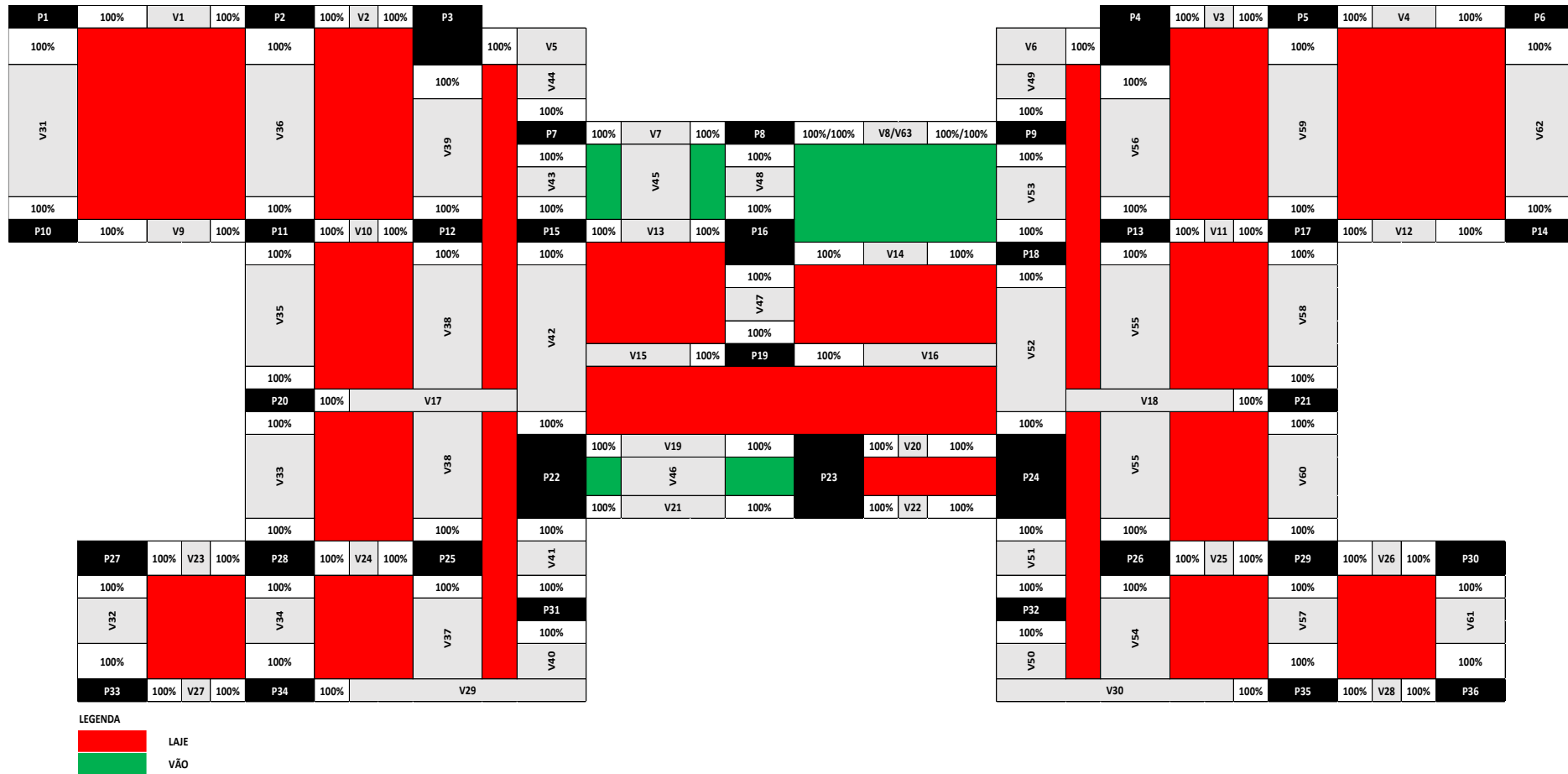
A análise estrutural é feita pelo método matricial da rigidez direta, cujo objetivo é determinar os efeitos das ações na estrutura para que possam ser feitas as verificações dos estados limites últimos e de serviço. Os resultados da análise, basicamente, são os deslocamentos nodais, os esforços internos e as reações nos vínculos de apoio.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Esse tópico apresenta os resultados obtidos através da metodologia descrita. Inicialmente, antes de prosseguirmos para as análises comparativas dos resultados obtidos a partir das modelagens, apresenta-se os resultados obtidos e as análises referentes à aplicação do modelo de Ferreira, El Debs e Elliott (2003) na obtenção das porcentagens de engastamento das ligações.

De modo geral, a primeira análise estrutural foi realizada conforme condições padrão do software, ou seja, com as ligações perfeitamente rígidas, como ilustrado nas Figuras 20 e 21. Estas figuras representam esquematicamente a posição dos elementos estruturais (que pode ser vista também nas plantas de formas apresentadas no Apêndice C), vigas e pilares, na edificação, apresentando os valores do fator de engastamento parcial (β) referentes à cada ligação viga-pilar. Este esquema de apresentação dos valores de β das ligações foi utilizado para apresentar os resultados dos processos iterativos.

Figura 20 - Fator de engastamento (β) das ligações do pavimento tipo



Fonte: Próprio autor.

Figura 21 - Fator de engastamento (β) das ligações do pavimento mezanino

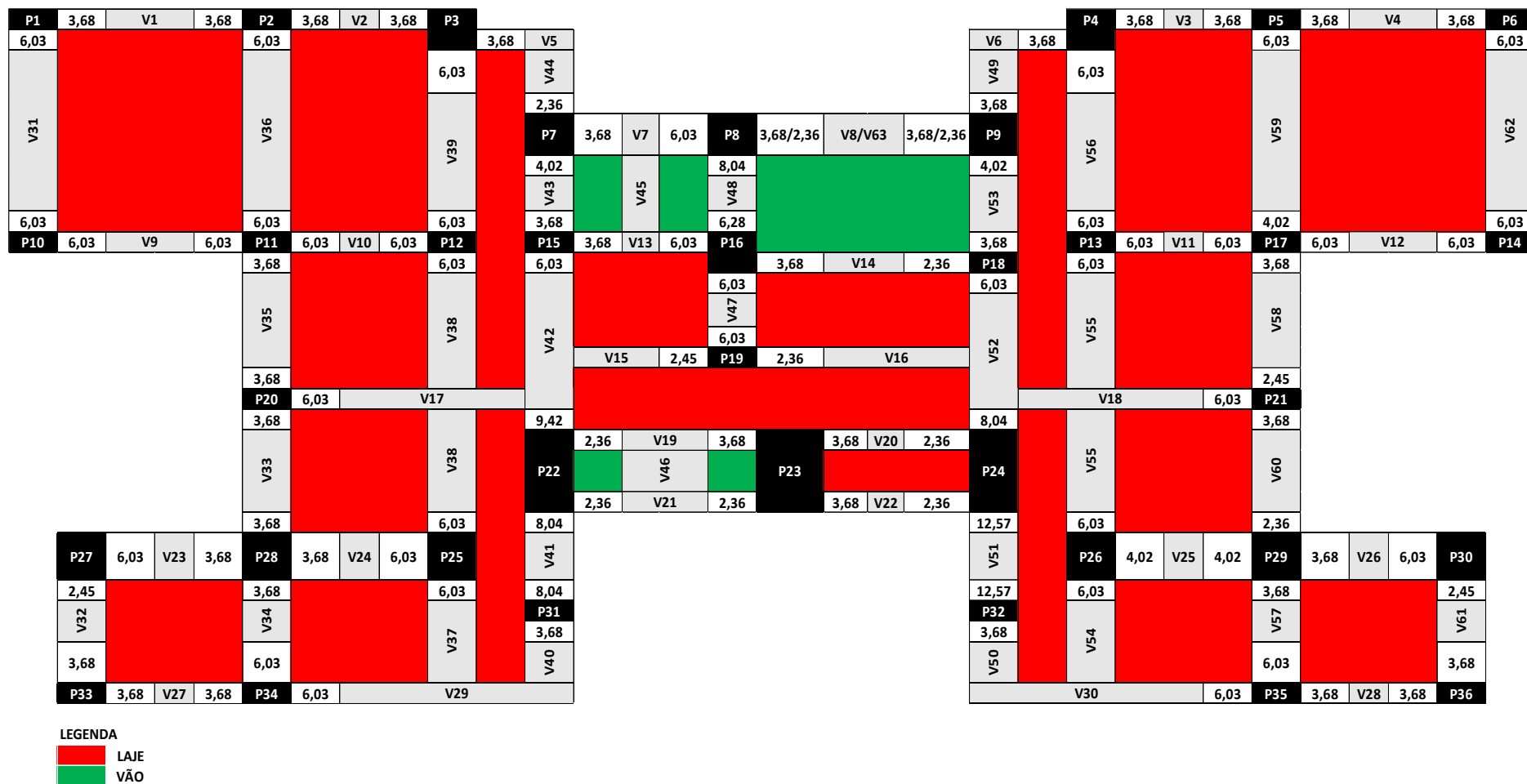


LEGENDA
 LAJE
 VÃO

Fonte: Próprio autor.

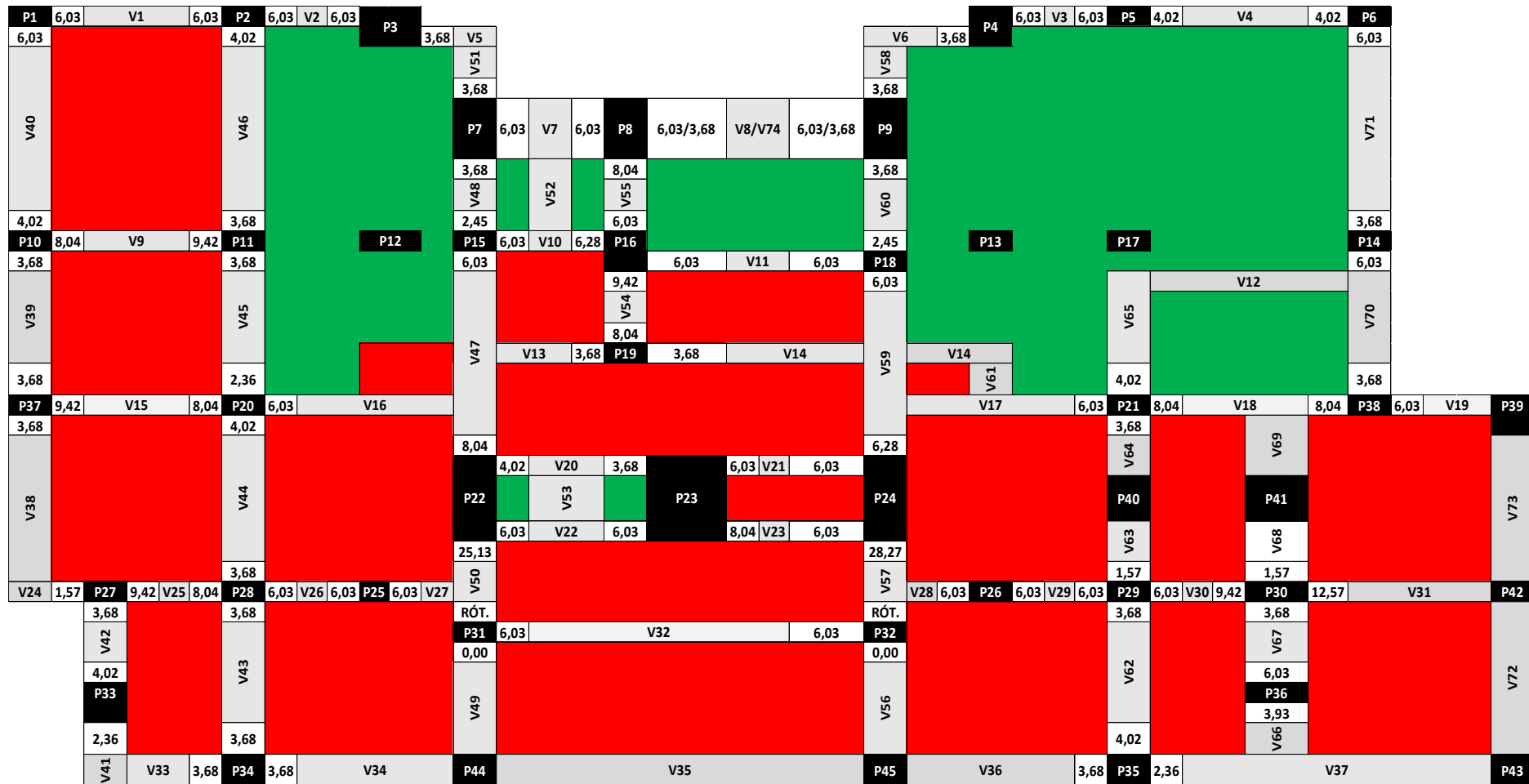
Nas Figuras 22 e 23 apresentam-se os valores de armadura negativa das ligações dos pavimentos tipo e do pavimento mezanino, oriundos da análise estrutural com as ligações perfeitamente rígidas ($\beta = 100\%$) do pavimento tipo.

Figura 22 – Área de aço (cm²) do pavimento tipo para a consideração de ligações perfeitamente rígidas



Fonte: Próprio autor.

Figura 23 – Área de aço (cm²) do pavimento mezanino para a consideração de ligações perfeitamente rígidas

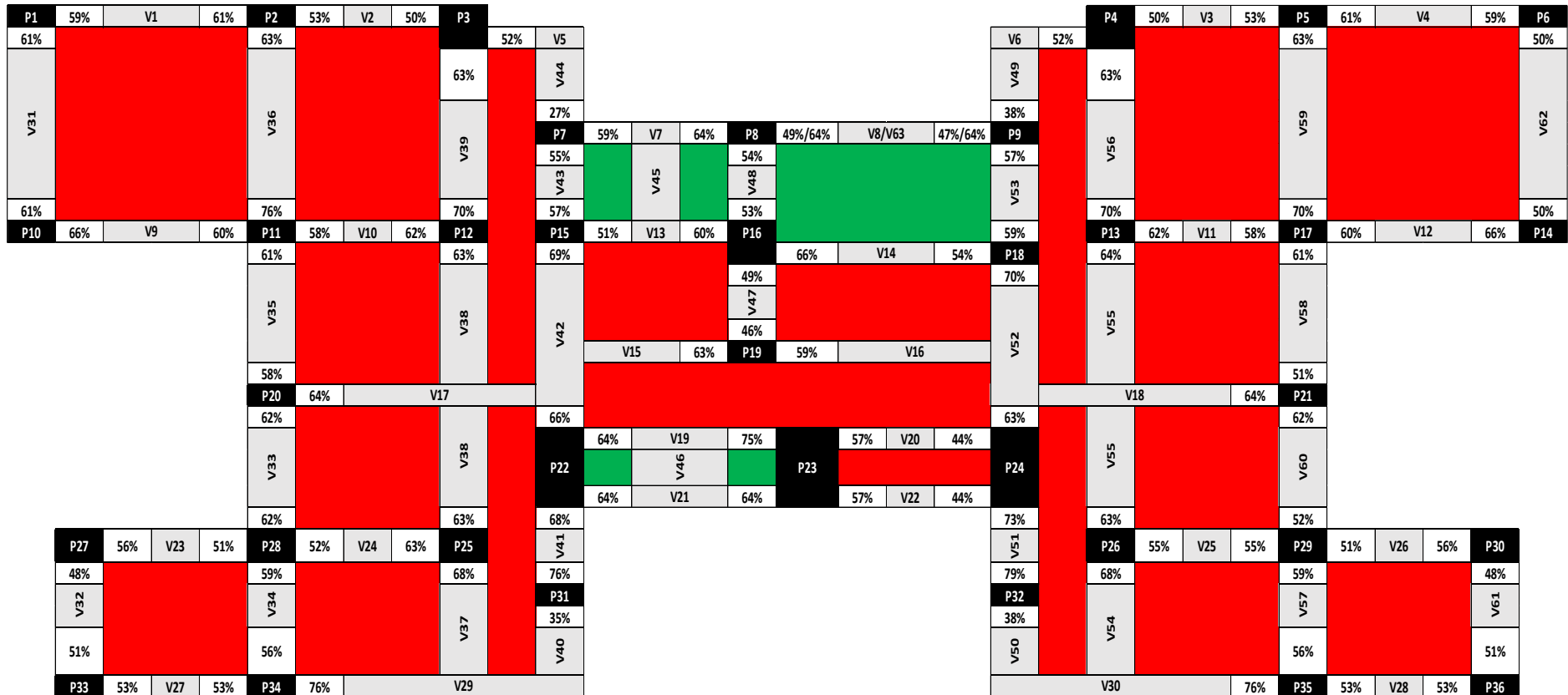


LEGENDA
 LAJE
 VÃO

Fonte: Próprio autor.

Nas Figuras 24 e 25 apresentam-se os valores do fator β , correspondentes à iteração 1, para o pavimento tipo e para o pavimento mezanino. A iteração 1 refere-se às configurações de armaduras obtidas da situação de ligações rígidas, as quais foram adotadas para calcular os fatores de engastamento parcial iniciais para começar o processo iterativo.

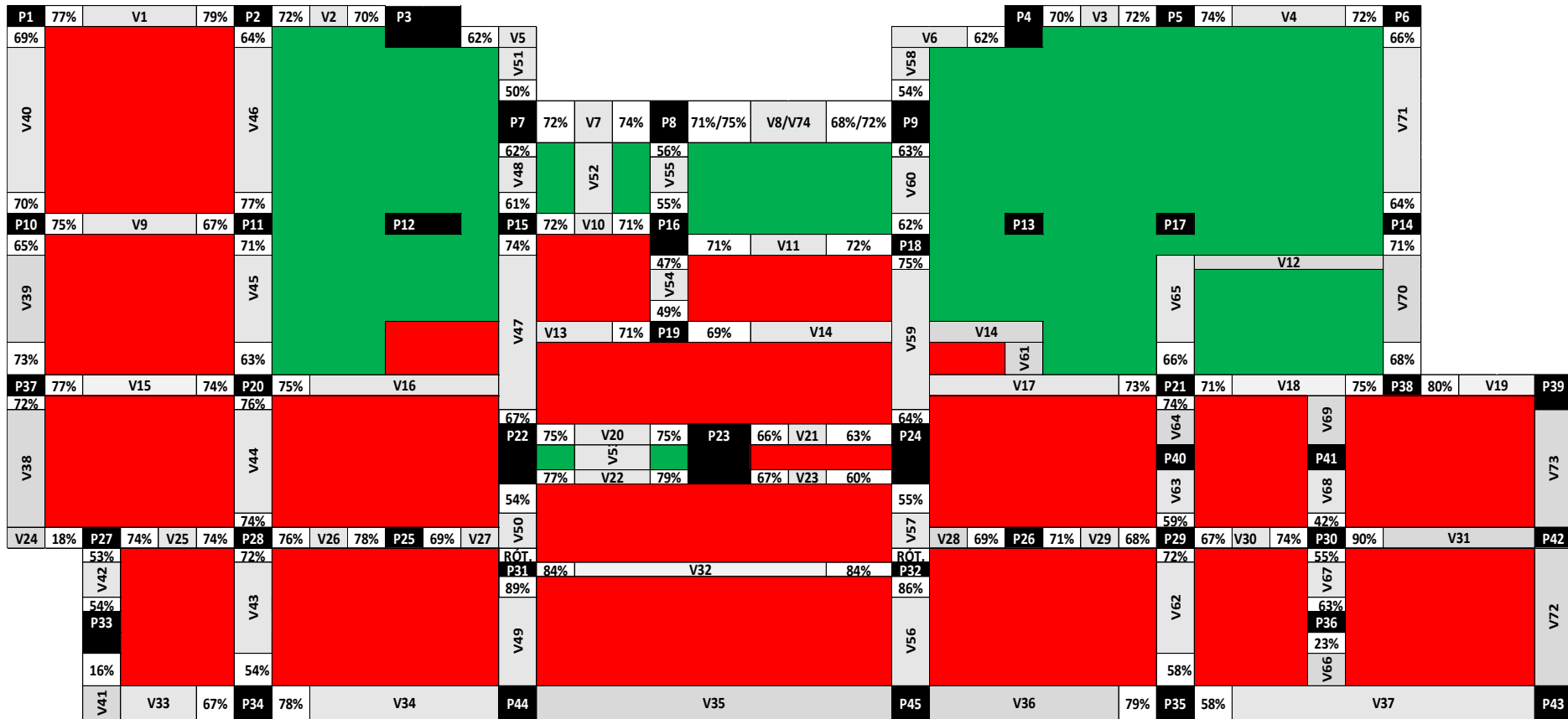
Figura 24 – Fator de engastamento (β) das ligações do pavimento tipo para a iteração 1



LEGENDA
 ■ LAJE
 ■ VÃO

Fonte: Próprio autor.

Figura 25 – Fator de engastamento (β) das ligações do pavimento mezanino para a iteração 1

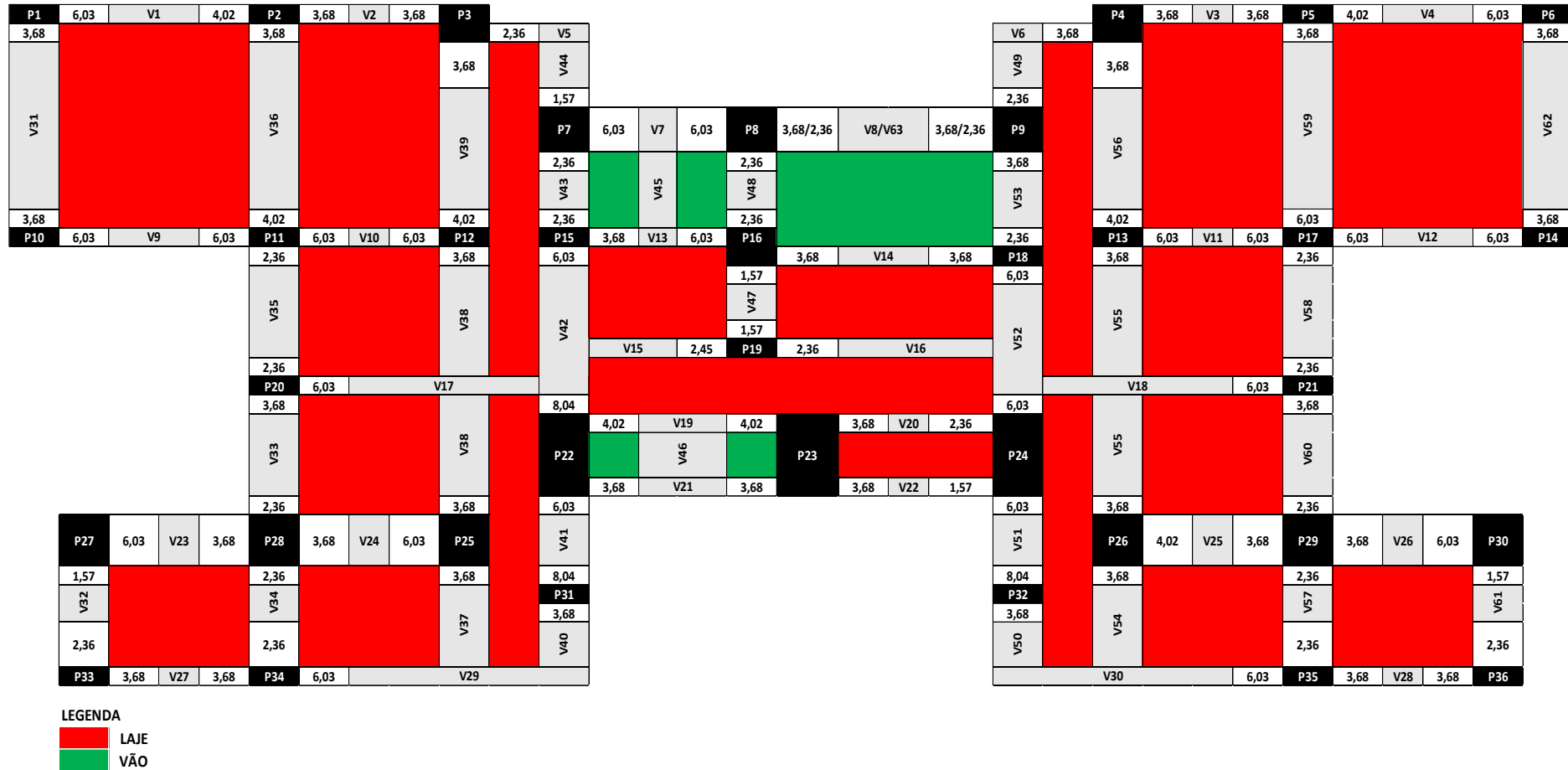


LEGENDA
■ LAJE
■ VÃO

Fonte: Próprio autor

Nas Figuras 26, 27, 28 e 29, apresentam-se os resultados de área de aço e a porcentagem de engastamento da quarta iteração, na qual foi obtida a convergência, para o pavimento tipo e para o pavimento mezanino.

Figura 26 – Área de aço (cm²) do pavimento tipo para a iteração 4



Fonte: Próprio autor.

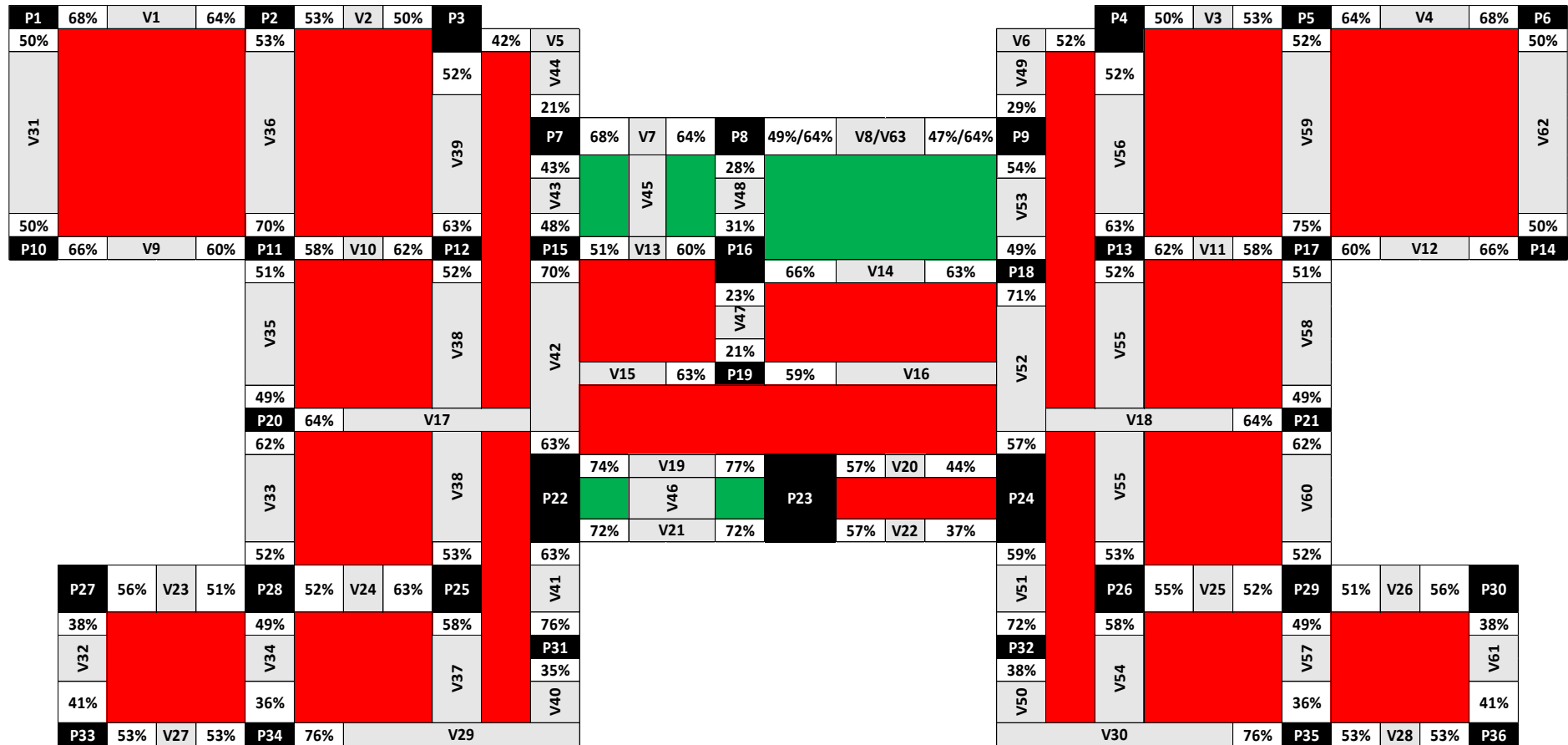
Figura 27 – Área de aço (cm²) do pavimento mezanino para a iteração 4



LEGENDA
■ LAJE
■ VÃO

Fonte: Próprio autor.

Figura 28 – Fator de engastamento (β) do pavimento tipo para a iteração 4



LEGENDA
 LAJE
 VÃO

Fonte: Próprio autor.

Figura 29 – Fator de engastamento (β) do pavimento mezanino para a iteração 4



LEGENDA
■ LAJE
■ VÃO

Fonte: Próprio autor.

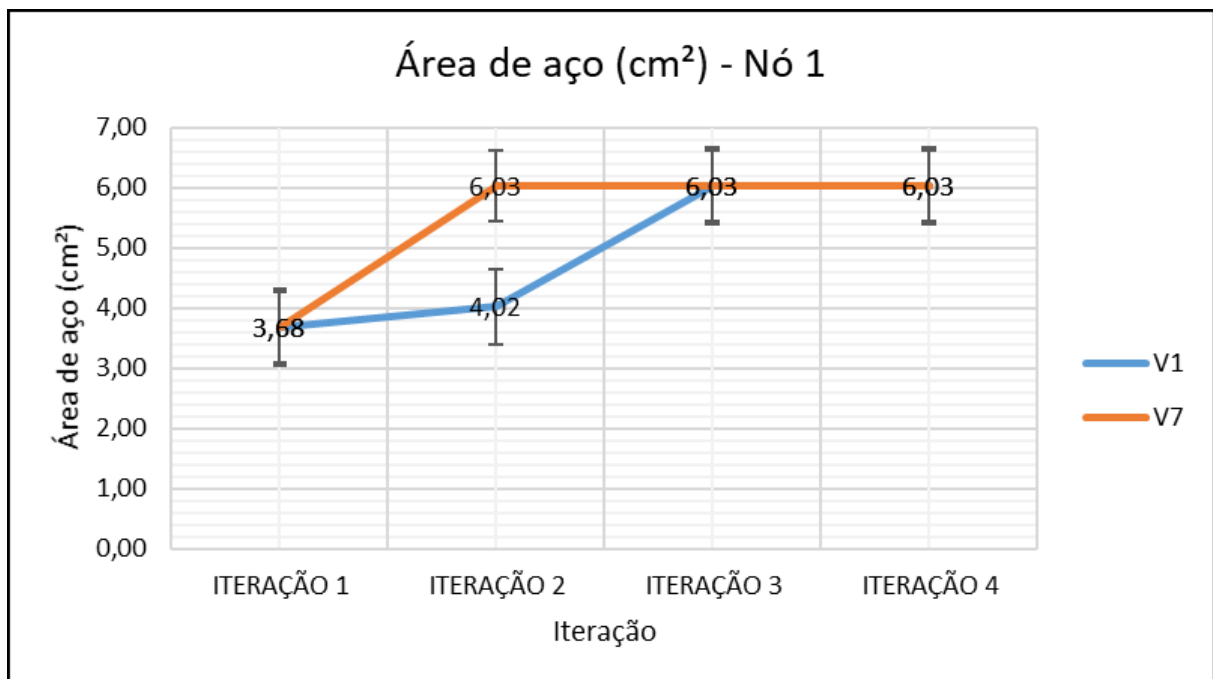
Pelos valores de armadura, nota-se o comportamento simétrico da estrutura em relação a direção Y. Observa-se que os valores de engastamento obtidos foram consideravelmente diferentes dos valores para condição inicial com ligações rígidas, tanto para o pavimento tipo, quanto para o pavimento mezanino.

Nas ligações do pavimento tipo obtiveram-se valores do fator β que variaram de 21% a 76%, representando ligações semirrígidas com restrição baixa e média, conforme a classificação de Ferreira et al. (2005). Já para as ligações do pavimento mezanino obtiveram-se valores do fator β que variaram de 11% a 86%, representando ligações articuladas e semirrígidas com restrição baixa, média e alta, conforme a classificação de Ferreira et al. (2005).

Observou-se a partir das iterações que os coeficientes de engastamento parcial das ligações são maiores para as ligações com uma maior taxa de armadura de tração na viga. Esse comportamento foi obedecido por todas as ligações.

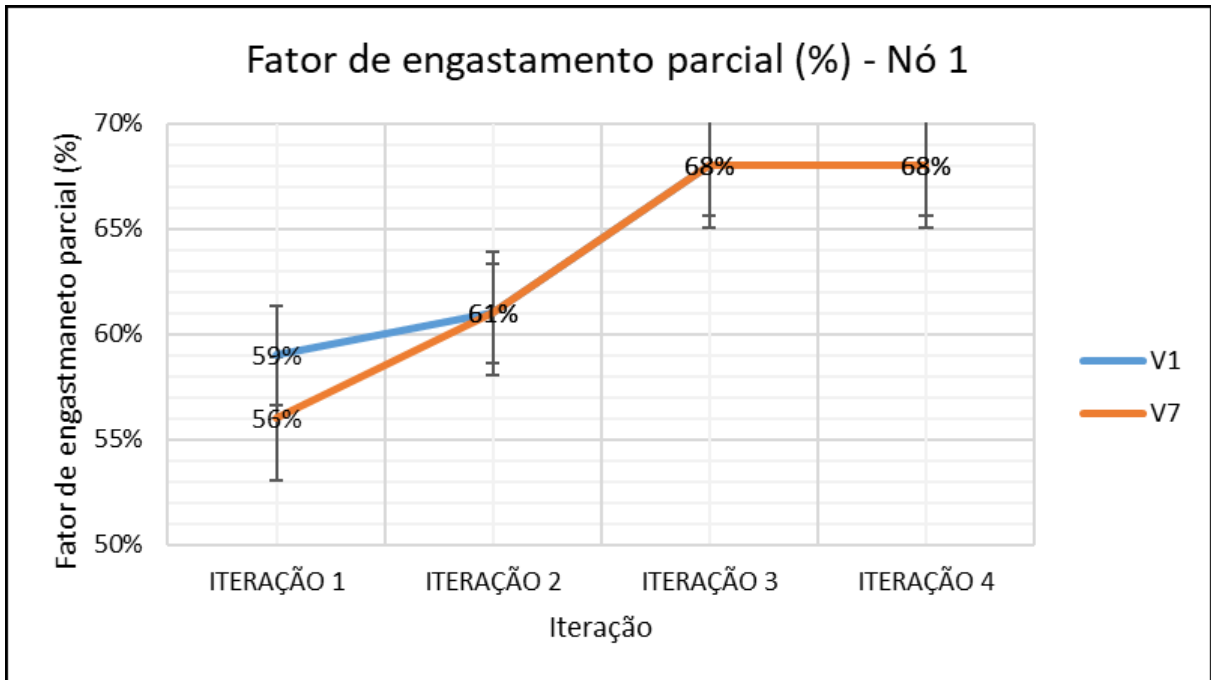
Como pode-se observar nas Figuras 30, 31, 32 e 33 apesar de se esperar uma variação negativa na área de aço em todas as iterações e, conseqüentemente uma redução no fator de engastamento, notou-se que em algumas ligações do pavimento tipo houve acréscimo de área de aço de uma iteração para outra e, conseqüentemente, aumento do fator de engastamento da ligação. Como exemplo, temos as vigas V1 e V7.

Figura 30 - Variação da área de aço do nó 1 das vigas 1 e 7 de acordo com a iteração



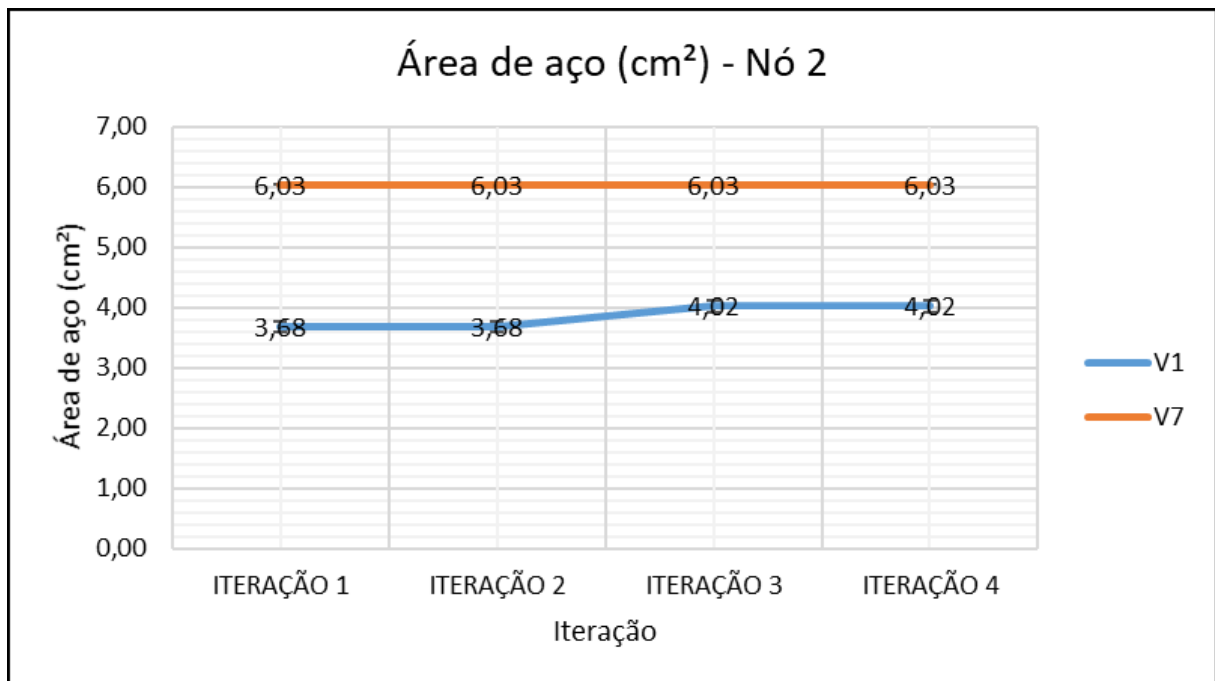
Fonte: Próprio autor.

Figura 31 - Variação do fator de engastamento do nó 1 das vigas 1 e 7 de acordo com a iteração



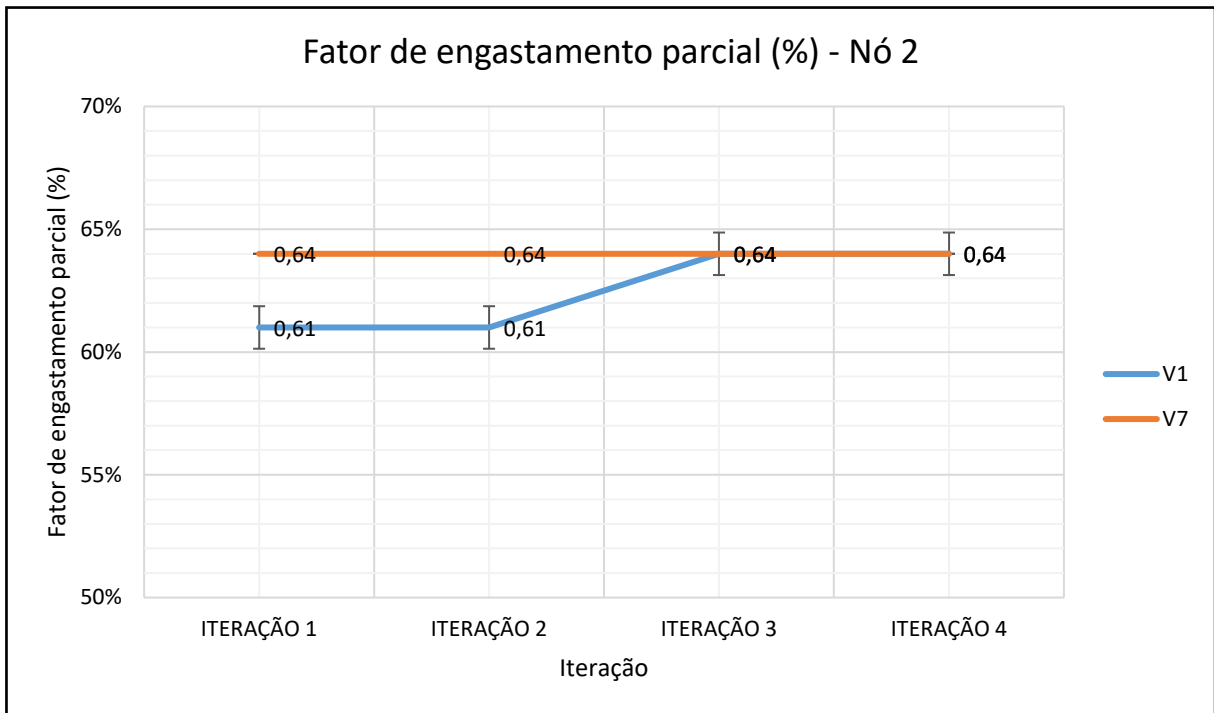
Fonte: Próprio autor.

Figura 32 - Variação da área de aço do nó 2 das vigas 1 e 7 de acordo com a iteração



Fonte: Próprio autor.

Figura 33 - Variação do fator de engastamento do nó 2 das vigas 1 e 7 de acordo com a iteração



Fonte: Próprio autor.

A seguir, apresenta-se a análise comparativa dos resultados entre a estrutura com a rigidez das ligações obtidas pelo modelo de Ferreira, El Debs e Elliott (2003), denominada para fins de nomenclatura de ligações semirrígidas, e a estrutura com ligações rígidas.

4.1 Deslocamento horizontal e Gama Z (γ_z)

Na Tabela 4 apresentam-se os resultados de deslocamento horizontal da estrutura. Esses valores referem-se aos deslocamentos característicos mais críticos provocados pela ação do vento, ou seja, no ponto mais alto da estrutura, nas direções X e Y.

Tabela 4 – Deslocamento horizontal característico no topo da estrutura

Direção	Deslocamento característico (cm)	
	Ligações rígidas	Ligações semirrígidas
X	6,84	15,53
Y	4,85	11,85

Fonte: Próprio autor.

Na direção X, houve um aumento no deslocamento horizontal na estrutura de 127% em relação à situação de ligações rígidas. Já no sentido Y, houve um aumento de 144% em relação à situação de ligações rígidas.

Observa-se que os valores de deslocamento atingidos pela estrutura com ligações semirrígidas superaram de forma considerável os resultados para condição de ligações rígidas, excedendo, conforme pode-se ver na Tabela 5, também o valor limite para deslocamento horizontal frequente de 3,54 cm, que é definido de acordo com a altura da edificação conforme ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 5 – Deslocamento horizontal frequente no topo da estrutura

Direção	Deslocamento frequente (cm)	
	Ligações rígidas	Ligações semirrígidas
X	2,05	4,66
Y	1,45	3,56

Fonte: Próprio autor.

Os resultados demonstram a elevada sensibilidade do deslocamento horizontal da estrutura frente a rigidez das ligações viga-pilares, o que afeta, diretamente, a estabilidade global da estrutura como poder visto na Tabela 6, onde apresenta-se os valores de coeficiente γ_z nas direções X e Y da estrutura com ligações rígidas e semirrígidas.

Tabela 6 – Gama Z (γ_z)

Direção	Gama Z	
	Ligações rígidas	Ligações semirrígidas
X	1,17	1,37
Y	1,09	1,19

Fonte: Próprio autor.

Observa-se que a estrutura, tanto para a consideração de ligações rígidas como para a consideração de ligações semirrígidas, classifica-se como uma estrutura de nós móveis e deve, obrigatoriamente, ser considerado no dimensionamento os efeitos globais e locais de segunda ordem.

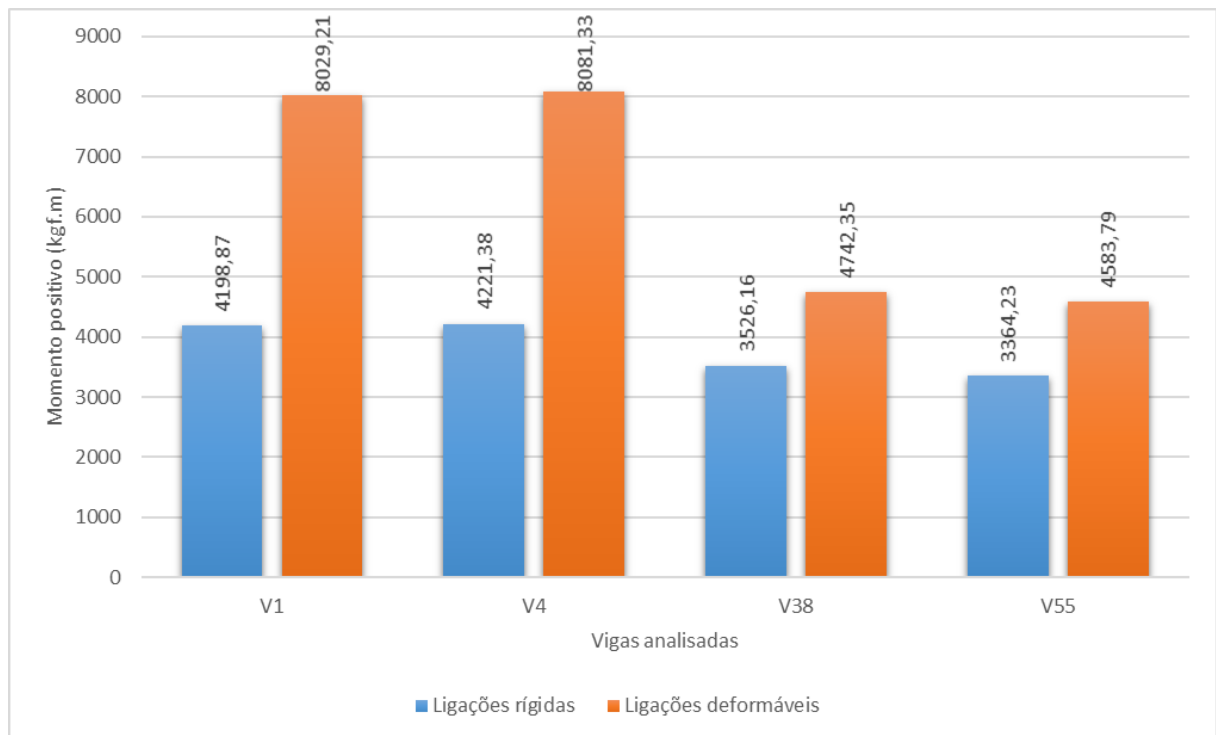
Ressalta-se que a NBR 6118:2014 não propõe um limite superior para γ_z que garanta a estabilidade global de uma estrutura, no entanto, deve-se atentar para valores elevados como o apresentado na direção X da estrutura analisada na presente pesquisa, pois segundo Kimura (2018), por exemplo, edifícios com valores de γ_z superiores a 1,30 possuem um grau de instabilidade elevado. O autor ainda recomenda que 1,20 seja o valor máximo aceitável em projetos.

4.2 Momento fletor e flecha nas vigas

Em todas as vigas houve aumento de momento positivo da condição de ligações rígidas para a condição de ligações semirrígidas.

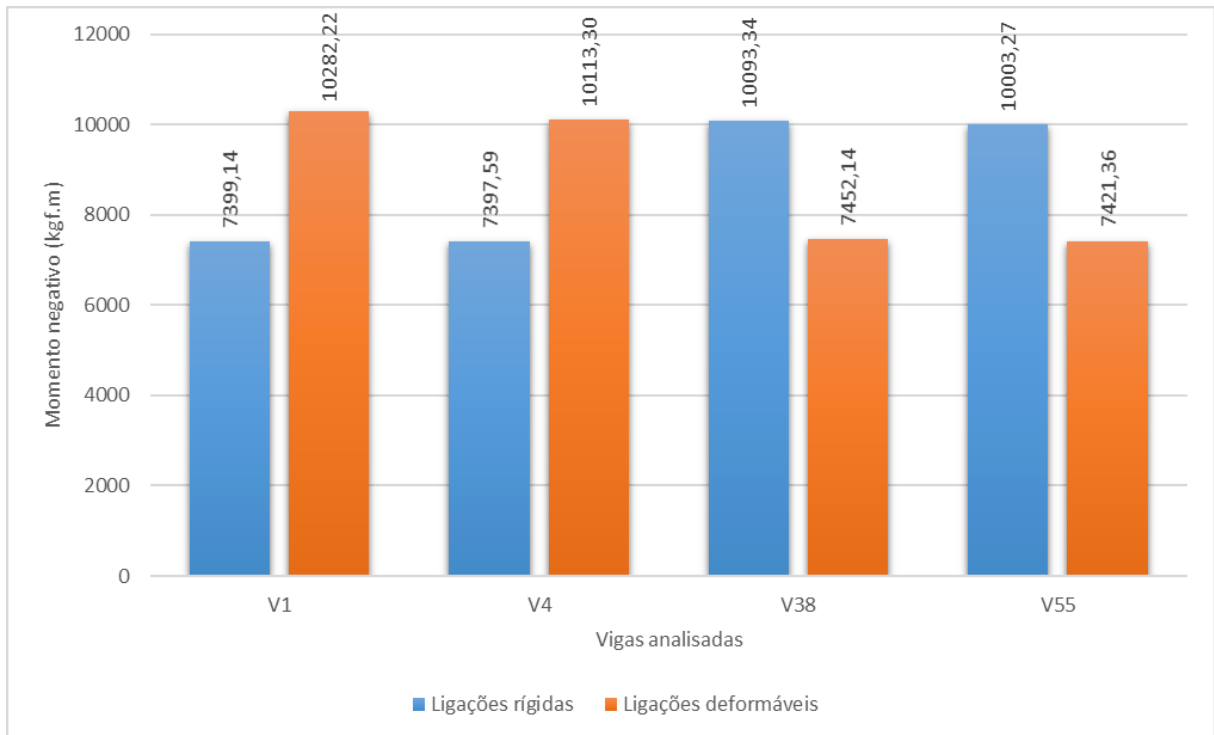
Nas figuras 34 e 35, apresentam-se os resultados referentes aos momentos negativos e positivos da amostra de vigas analisadas para a condição de ligações semirrígidas e rígidas.

Figura 34 - Momento positivo para a condição de ligações semirrígidas e rígidas



Fonte: Próprio autor.

Figura 35 - Momento negativo para a condição de ligações semirrígidas e rígidas



Fonte: Próprio autor.

Observa-se que para as vigas V1 e V4 houve um aumento considerável nos momentos positivos de aproximadamente 91% da condição de ligações rígidas para a condição de ligações semirrígidas. Já para as vigas V38 e V55, houve um aumento, respectivamente, de 34% e 36% da condição de ligações rígidas para a condição de ligações semirrígidas.

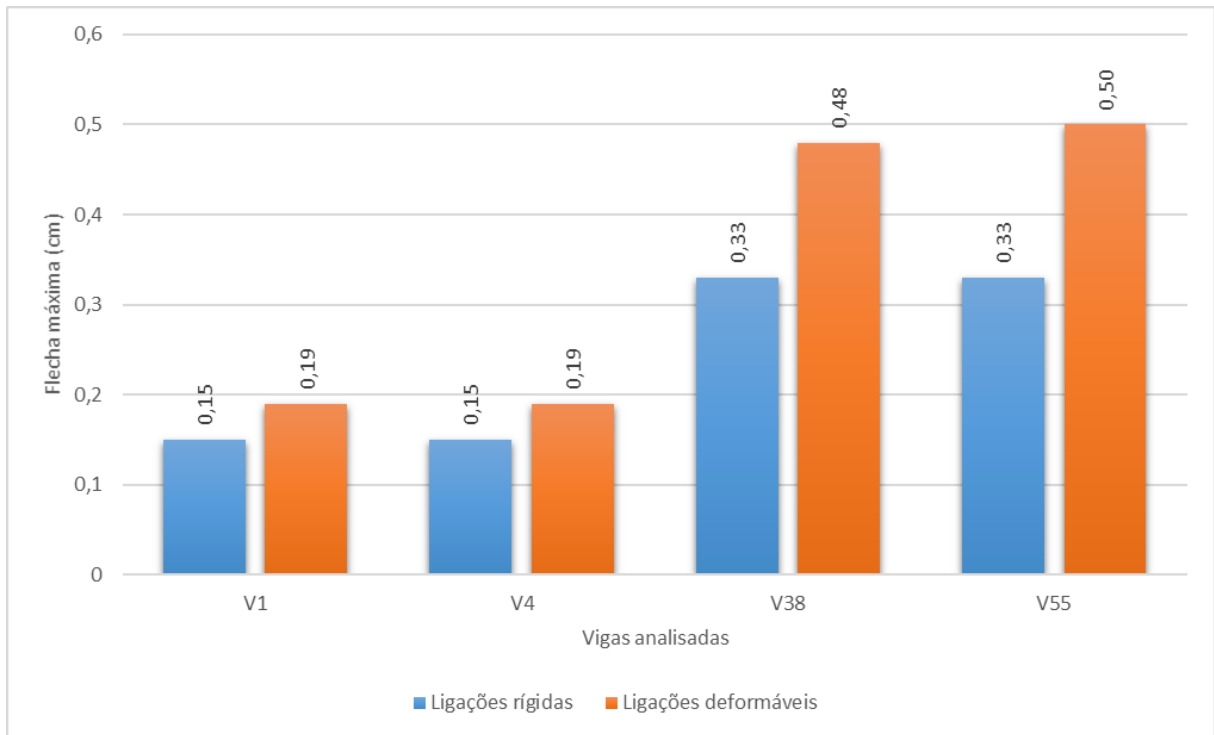
O aumento nos momentos positivos era o esperado, visto a redistribuição causada pela flexibilização das ligações. Para as vigas V1 e V4 esperava-se que com a flexibilização das ligações houvesse redução nos momentos negativos, no entanto, o que ocorreu foi um aumento, respectivamente, de 39% e 37%. Esse comportamento, devido à complexidade da estrutura, não pode ser atribuído a variáveis específicas e relaciona-se com a rigidez dos elementos estruturais que é diretamente afetada pela alteração da rigidez das ligações viga-pilar. Sobre isso, é notória a influência da concepção estrutural no que diz respeito a distribuição dos esforços na estrutura.

Para as vigas V38 e V55, o comportamento foi o de redução em aproximadamente 26% nos momentos negativos da condição de ligação rígida para a condição de ligações semirrígidas.

A Figura 36 mostra os resultados relacionados às flechas para a condição de ligações rígidas e semirrígidas. Observa-se que houve aumento na flecha em todas as vigas analisadas. Para as vigas V1 e V4 ocorreu aumento de 27% e para as vigas V38 e V55, ocorreu aumento

de, respectivamente, 45% e 52%. O aumento nas flechas era o esperado visto o acréscimo de momento fletor positivo em todas as vigas analisadas.

Figura 36 - Flecha máxima para a condição de ligações rígidas e semirrígidas



Fonte: Próprio autor.

4.3 Esforços axiais e armadura dos pilares

Na Tabela 7 apresenta-se os resultados relativos à carga nos pilares para a condição de ligações rígidas, para a condição de ligações semirrígidas e a variação observada:

Tabela 7 - Esforços axiais nos pilares para condição de ligações rígidas e semirrígidas

Pilar	Seção	Ligações rígidas		Ligações deformáveis		Variação (%)	
		Carga (tf)		Carga (tf)		Positiva	Negativa
		Positiva	Negativa	Positiva	Negativa		
P1	25 x 100	149,01	0,00	153,97	0,00	3,33%	0,00%
P2	25 x 100	188,22	0,00	189,59	0,00	0,73%	0,00%
P3	25 x 100	189,68	0,00	187,84	0,00	-0,97%	0,00%
P4	25 x 100	190,24	0,00	190,12	0,00	-0,06%	0,00%
P5	25 x 100	183,07	0,00	184,90	0,00	1,00%	0,00%
P6	25 x 100	146,39	0,00	150,25	0,00	2,64%	0,00%
P7	25 x 50	156,95	0,00	168,05	0,00	7,07%	0,00%
P8	25 x 100	235,84	0,00	177,24	0,00	-24,85%	0,00%
P9	25 x 50	150,45	0,00	156,12	0,00	3,77%	0,00%
P10	25 x 100	175,03	0,00	187,20	0,00	6,95%	0,00%
P11	25 x 100	203,50	0,00	214,44	0,00	5,38%	0,00%
P12	30 x 100	266,61	0,00	285,09	0,00	6,93%	0,00%
P13	30 x 100	265,96	0,00	279,37	0,00	5,04%	0,00%
P14	25 x 100	168,53	0,00	176,95	0,00	5,00%	0,00%
P15	25 x 50	187,79	0,00	215,25	0,00	14,62%	0,00%
P16	30 x 75	234,10	0,00	248,20	0,00	6,02%	0,00%
P17	25 x 100	197,98	0,00	216,78	0,00	9,50%	0,00%
P18	25 x 50	192,41	0,00	222,90	0,00	15,85%	0,00%
P19	45 x 45	243,58	0,00	177,61	0,00	-27,08%	0,00%
P20	25 x 100	233,36	0,00	231,69	0,00	-0,72%	0,00%
P21	25 x 100	223,89	0,00	221,31	0,00	-1,15%	0,00%
P22	25 x 235	471,45	0,00	530,90	0,00	12,61%	0,00%
P23	25 x 235	281,23	0,00	233,94	0,00	-16,82%	0,00%
P24	25 x 235	379,89	0,00	449,92	0,00	18,43%	0,00%
P25	25 x 100	296,33	0,00	286,87	0,00	-3,19%	0,00%
P26	25 x 100	286,67	0,00	274,25	0,00	-4,33%	0,00%
P27	25 x 50	144,66	0,00	139,23	0,00	-3,75%	0,00%
P28	25 x 50	157,18	0,00	175,55	0,00	11,69%	0,00%
P29	25 x 50	145,40	0,00	165,52	0,00	13,84%	0,00%
P30	25 x 50	147,89	0,00	138,50	0,00	-6,35%	0,00%
P31	30 x 100	238,29	45,21	300,45	99,67	26,09%	120,46%
P32	30 x 100	238,85	7,80	292,47	60,03	22,45%	669,62%
P33	25 x 50	100,78	0,00	99,31	0,00	-1,46%	0,00%
P34	25 x 100	223,92	0,00	217,89	0,00	-2,69%	0,00%
P35	25 x 100	215,15	0,00	210,90	0,00	-1,98%	0,00%
P36	25 x 50	110,03	0,00	107,35	0,00	-2,44%	0,00%
P37	35 x 50	32,68	0,00	34,84	0,00	6,61%	0,00%
P38	25 x 50	26,87	0,00	28,26	0,00	5,17%	0,00%
P39	25 x 100	12,16	0,00	13,52	0,00	11,18%	0,00%
P40	15 x 25	8,03	0,00	8,63	0,00	7,47%	0,00%
P41	15 x 25	10,75	0,00	11,85	0,00	10,23%	0,00%
P42	30 x 100	18,54	0,00	19,12	0,00	3,13%	0,00%
P43	25 x 100	15,46	0,00	18,20	0,00	17,72%	0,00%
P44	30 x 30	48,43	0,00	52,96	0,00	9,35%	0,00%
P45	30 x 30	50,99	0,00	66,78	0,00	30,97%	0,00%

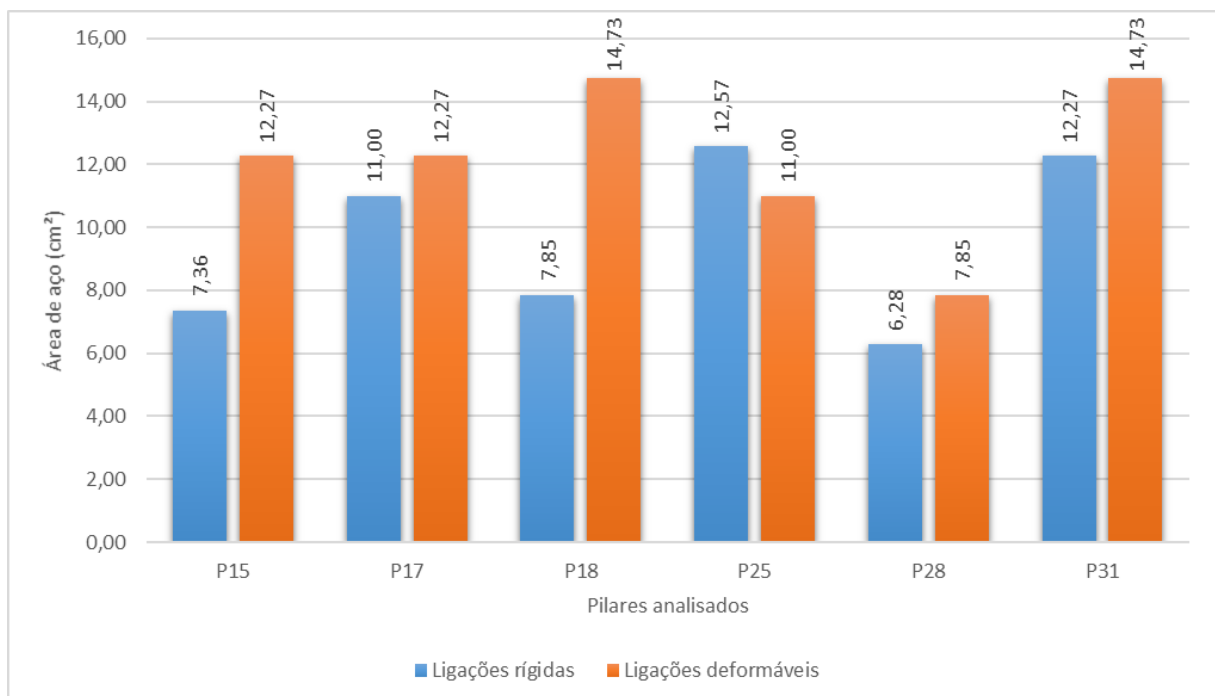
Fonte: Próprio autor.

Observa-se que para a maioria dos pilares houve acréscimo de carga da condição de ligações rígidas para a condição de ligações semirrígidas. Observa-se também que, além do incremento de carga positiva, em dois pilares, o P31 e P32, que já na condição de ligações rígidas estavam submetidos à carga negativa, houve um acréscimo considerável de carga negativa.

É importante observar que, apesar da tendência em ocorrer acréscimo de carga com a flexibilização das ligações, a concepção estrutural é determinante na distribuição dos esforços axiais como se notou na existência de pilares com carga negativa e que, com a flexibilização das ligações, sofreram aumento nessa carga.

Em relação às armaduras longitudinais efetivas, observou-se que na maioria dos 36 pilares do pavimento tipo, da condição de ligações rígidas para a condição de ligações semirrígidas, a armadura foi mantida. Houve aumento de armadura em cinco pilares, o P15, P17, P18, P28, P31 e no pilar P25 ocorreu redução de armadura. Os resultados de armadura desses pilares podem ser vistos na Figura 37, para a condição de ligações rígidas e semirrígidas.

Figura 37 - Armadura longitudinal para a condição de ligações rígidas e semirrígidas



Fonte: Próprio autor

4.4 Momento nas lajes

Na Tabela 8 apresenta-se os resultados relativos aos momentos positivos nas lajes e a variação percentual observada.

Tabela 8 - Momentos positivos nas lajes para a condição de ligações rígidas e semirrígidas e variação percentual

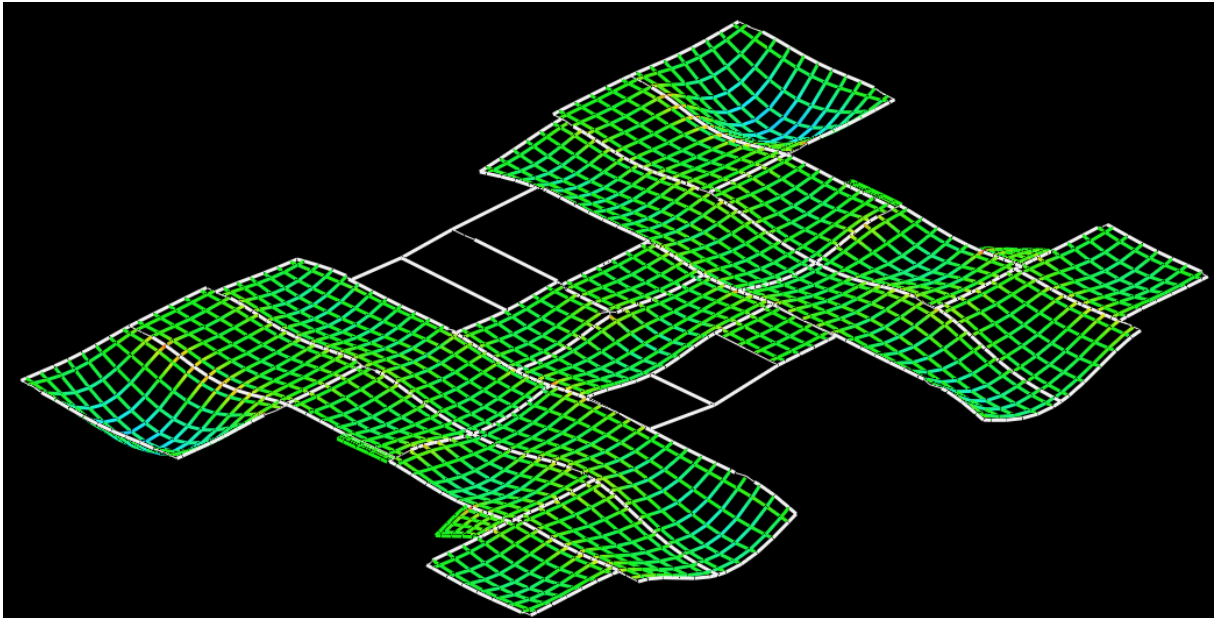
Laje	Ligações rígidas		Ligações deformáveis		Variação percentual	
	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Mdx (kgf.m/m)	Mdy (kgf.m/m)	Mdx (%)	Mdy (%)
L1	833,00	427,00	810,00	499,00	-2,76%	16,86%
L2	166,00	214,00	212,00	306,00	27,71%	42,99%
L3	164,00	218,00	208,00	305,00	26,83%	39,91%
L4	833,00	429,00	809,00	497,00	-2,88%	15,85%
L5	449,00	228,00	861,00	680,00	91,76%	198,25%
L6	451,00	204,00	556,00	550,00	23,28%	169,61%
L7	235,00	263,00	319,00	343,00	35,74%	30,42%
L8	239,00	260,00	333,00	338,00	39,33%	30,00%
L9	222,00	223,00	268,00	511,00	20,72%	129,15%
L10	170,00	201,00	219,00	487,00	28,82%	142,29%
L11	7,00	94,00	18,00	138,00	157,14%	46,81%
L12	6,00	81,00	12,00	119,00	100,00%	46,91%
L13	211,00	407,00	260,00	523,00	23,22%	28,50%
L14	393,00	384,00	347,00	485,00	-11,70%	26,30%
L15	556,00	237,00	865,00	633,00	55,58%	167,09%
L16	546,00	225,00	838,00	501,00	53,48%	122,67%
L17	395,00	379,00	357,00	474,00	-9,62%	25,07%
L18	103,00	78,00	101,00	52,00	-1,94%	-33,33%
L19	55,00	98,00	362,00	187,00	558,18%	90,82%
L20	58,00	89,00	272,00	154,00	368,97%	73,03%
L21	317,00	205,00	287,00	241,00	-9,46%	17,56%
L22	253,00	171,00	305,00	199,00	20,55%	16,37%
L23	235,00	157,00	287,00	183,00	22,13%	16,56%
L24	319,00	205,00	291,00	236,00	-8,78%	15,12%

Fonte: Próprio autor.

Observa-se que ocorreu um acréscimo considerável nos momentos em praticamente todas as lajes. Considerando o processo de cálculo utilizado pelo software, que consiste na discretização das lajes em uma grelha, o que permite a consideração da interação entre os elementos estruturais na análise estrutural, percebeu-se que a redução da rigidez das ligações viga-pilar fez com que os apoios das lajes, as vigas, ficassem mais flexíveis, o que fez com que o conjunto vigas e lajes se deformasse mais quando comparado com o modelo com a consideração de ligações rígidas. Nessa configuração, as vigas, mais rígidas, deslocam-se menos verticalmente e o conjunto vigas e lajes fica mais rígido, fazendo com que os valores de

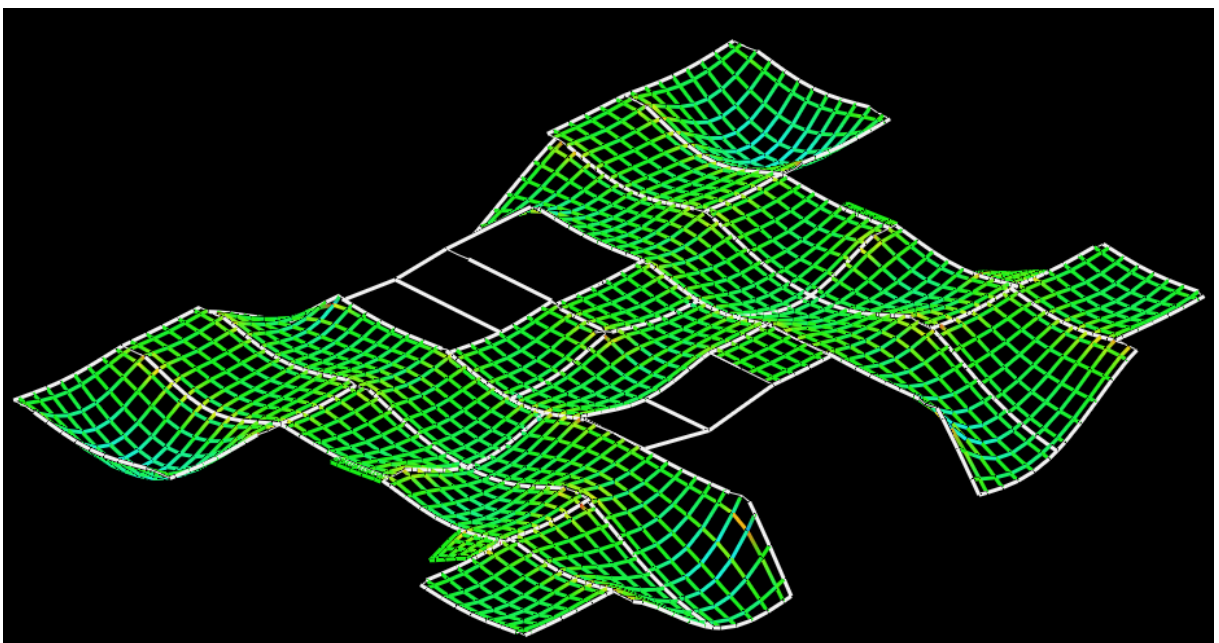
momento fletor diminuam. Esse comportamento para as duas condições de ligação pode ser observado nas Figuras 38 e 39.

Figura 38 - Grelha de momento fletor obtida para a condição de ligações rígidas



Fonte: Eberick.

Figura 39 - Grelha de momento fletor obtida para a condição de ligações semirrígidas

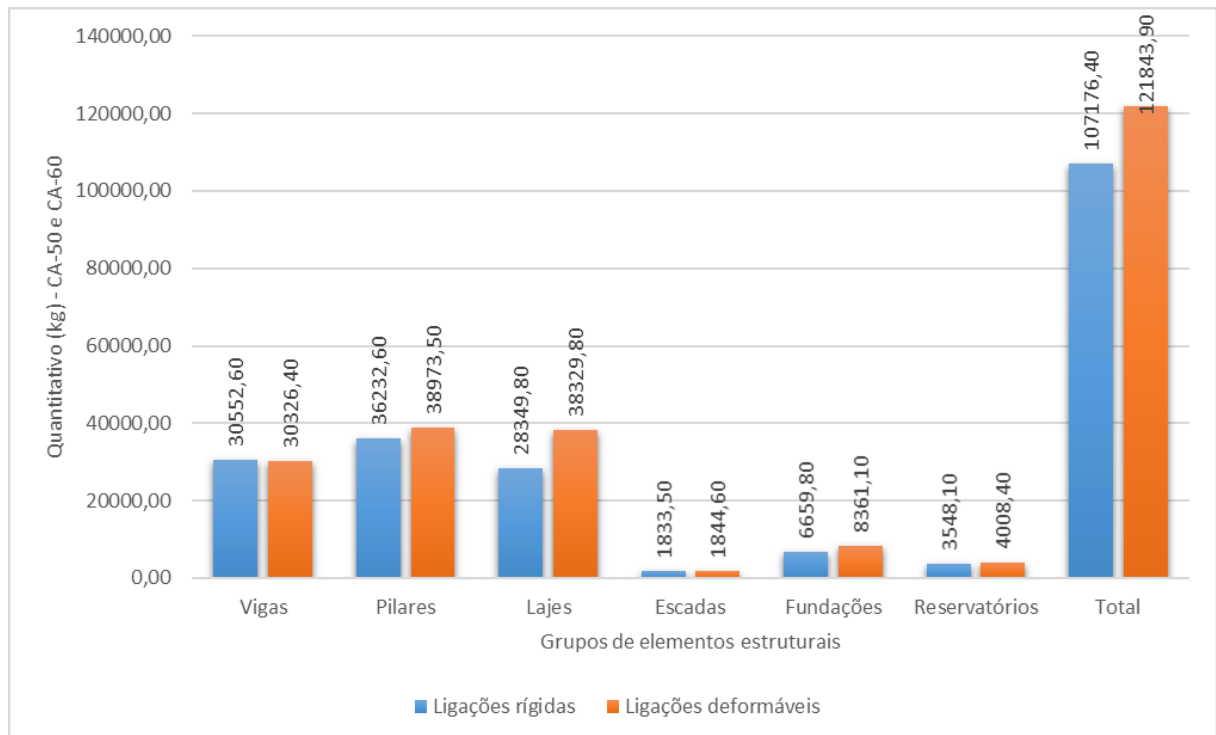


Fonte: Eberick.

4.5 Consumo de aço

A seguir, na Figura 40, apresenta-se os resultados de quantitativo de aço referente a condição de ligações rígidas e referente a condição de ligações semirrígidas para cada grupo de elementos estruturais:

Figura 40 - Consumo de aço por grupo de elementos estruturais para a condição de ligações rígidas e semirrígidas



Fonte: Próprio autor.

Na Tabela 9 apresenta-se os resultados de variação, da condição de ligações rígidas para a condição de ligações semirrígidas, do quantitativo de aço para cada grupo de elementos estruturais.

Tabela 9 – Variação do consumo de aço por grupo de elementos estruturais

Grupos de elementos estruturais	Variação 1 (kg)	Variação 2 (%)	Variação 3 (%)
Vigas	-226,20	-0,74%	-0,19%
Escadas	11,10	0,61%	0,01%
Reservatórios	460,30	12,97%	0,38%
Fundações	1701,30	25,55%	1,40%
Pilares	2740,90	7,56%	2,25%
Lajes	9980,00	35,20%	8,19%
Total	14667,50	13,69%	12,04%

Fonte: Próprio autor.

Na coluna 1, denominada “Variação 1”, são apresentados os valores totais de variação de quantidade de aço para cada grupo de elementos estruturais. Na coluna 2, denominada de “Variação 2”, são apresentados os valores de variação percentual em relação ao total de aço de cada grupo de elementos estruturais. Já na coluna 3, denominada de “Variação 3” são apresentados, novamente em termos percentuais, os valores de variação de quantidade de aço de cada grupo de elementos estruturais só que, em relação ao quantitativo total de aço para a condição de ligações rígidas. Dessa forma, pode-se avaliar de forma mais precisa a variação de quantidade de aço tendo em vista a representatividade dos valores obtidos em relação ao total para a condição de ligações rígidas.

Observa-se que, ao contrário do que era esperado, com a flexibilização das ligações houve aumento no consumo total de aço.

Sobre o consumo de aço por metro cúbico de concreto da estrutura, para a condição de ligações rígidas o resultado foi de 65,20 kg/m³ e para a condição de ligações semirrígidas foi de 72,80 kg/m³, o que corresponde a um aumento de 11,66%.

Analisando-se as variações e, principalmente, o peso de cada elemento no quantitativo total de aço da estrutura, nota-se que a variação observada no consumo de aço da condição de ligações rígidas para a condição de ligações semirrígidas deve-se, majoritariamente, à variação no consumo de aço referente às lajes.

Sobre o consumo de aço por grupo de elementos estruturais e considerando os grupos mais representativos (pilares, lajes e fundações) os quais são os principais responsáveis pela variação no quantitativo total de aço entre os modelos, tem-se que, para os pilares, fundações e lajes, como verificado nas análises de distribuição de esforços feitas anteriormente, no geral,

com a flexibilização dos nós, ocorreu aumento nos esforços e, conseqüentemente, aumento no consumo de aço para esses elementos.

Destaca-se-se que o aumento no consumo de aço nas lajes era o esperado como explicitado anteriormente na análise de distribuição de esforços, no entanto, para os pilares e fundações esperava-se que, com a flexibilização das ligações viga-pilar, houvesse uma redução considerável nos esforços e uma conseqüente redução no consumo de aço para esses grupos de elementos estruturais.

Para as vigas era esperado que, com a flexibilização aplicada aos nós da estrutura, houvesse aumento no consumo de aço devido ao aumento dos momentos fletores positivos na grande maioria das vigas, no entanto, o consumo de aço para as duas condições de ligação manteve-se praticamente igual.

Ressalta-se que o aumento no consumo de aço não pode ser considerado como um padrão de comportamento resultante da flexibilização de ligações viga-pilar em uma estrutura de concreto armado moldado in loco, pois em muitos estudos foi observado redução no consumo. Muitas variáveis definem esse comportamento como a concepção estrutural, a altura da edificação, o sistema estrutural, o tipo laje empregado, entre outros. Variáveis essas que mudam de acordo com o projeto.

5 CONCLUSÃO

O presente trabalho avaliou a influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de uma edificação de múltiplos pavimentos em concreto armado moldado in loco por meio do emprego de um modelo teórico para determinação das rigidezes das ligações viga-pilar.

A análise proposta como principal objetivo deste trabalho consistiu em realizar a comparação dos resultados obtidos para cada uma das modelagens (rígidas e semirrígidas) e, assim, poder identificar padrões de comportamento e o quanto a rigidez das ligações viga-pilar influencia no comportamento estrutural da edificação analisada tendo em vista as variáveis de saída selecionadas para a realização do estudo.

Analisando-se os resultados obtidos de engastamento para as ligações através do modelo de Ferreira, El Debs e Elliott (2003), observou-se que a deformabilidade das ligações implicou em uma divergência considerável da condição convencional de ligações rígidas. Nas simulações numéricas foram obtidos valores de fator de engastamento parcial máximos de 76% para o pavimento tipo e 86% para o pavimento mezanino. Valores esses que se enquadram como ligações semirrígidas conforme Ferreira et al. (2005).

Na obtenção dos coeficientes finais de engastamento de cada ligação foram necessárias quatro iterações. Nesse processo iterativo, que partiu da consideração de ligações perfeitamente rígidas, verificou-se que quanto maior a armadura negativa das vigas, maior a porcentagem de engastamento alcançada nas ligações viga-pilar.

No que tange aos resultados referentes ao deslocamento horizontal no topo da estrutura e ao parâmetro γ_z , verificou-se que, para a estrutura analisada no presente trabalho, ocorreu um acréscimo crítico nos efeitos de segunda ordem, sobretudo na direção X. Essa variação positiva dos efeitos de segunda ordem a partir da análise do parâmetro γ_z era, de fato, esperada, no entanto, não na magnitude verificada, superior a 30%. Esse aumento evidencia a necessidade de uma avaliação mais acertada em relação ao comportamento das ligações, pois sua negligência pode colocar em risco a segurança estrutural.

Em geral, os acréscimos nos parâmetros de estabilidade global, deslocamento horizontal no topo da estrutura, esforços axiais nos pilares, armaduras de pilares, momentos positivos de vigas e das lajes, compreendem variações que, pela magnitude observada nas análises, indicam uma divergência do comportamento considerando as ligações rígidas que impacta negativamente na segurança e no consumo de materiais. Sobre este tópico, observou-se que, ao contrário do que foi conjecturado, ocorreu aumento no consumo de aço total. O consumo de aço por metro cúbico de

concreto armado aumentou 11,66% da condição de ligações rígidas para a condição de ligações semirrígidas.

O aumento no consumo de aço teve como principal responsável a variação considerável de esforços de momento nas lajes.

De fato, foi notoriamente considerável a contribuição da incorporação do modelo de Ferreira, El Debs e Elliott (2003) à modelagem da estrutura de concreto do presente trabalho. Apesar disso, verificou-se na aplicação do processo de obtenção dos fatores β , que:

- Devido ao caráter manual, para estruturas complexas com muitos nós, o processo não é tão prático devido à análise de incógnitas que, apesar de não serem muitas, requerem cuidado visando alimentar o modelo de forma correta para obtenção dos fatores de engastamento.
- O modelo analítico utilizado para determinação das rigidezes das ligações foi desenvolvido para nós de pórtico sem considerar as lajes. Assim, a presença da laje poderá ocasionar um aumento de rigidez na ligação, além de reduzir a fissuração na viga.

O foco do presente trabalho não foi o dimensionamento nem algum aprimoramento da concepção estrutural, no entanto, apesar do trabalho se restringir a análise do desempenho da edificação frente a flexibilização das ligações partir da utilização do modelo teórico, observa-se que os resultados da sua incorporação ao modelo estrutural possibilitam o aprimoramento da concepção estrutural contribuindo para a modelagem de uma estrutura mais preparada para comportar as variáveis que reduzem as rigidezes das ligações e, conseqüentemente, a estabilidade da estrutura como um todo. Assim, adverte-se que a rigidez das ligações viga-pilar seja avaliada de forma criteriosa em projetos estruturais visando-se obter análises estruturais mais verossímeis.

Baseado nos resultados apresentados ao longo desse trabalho, listam-se algumas sugestões para próximos trabalhos:

- Realizar novas simulações para outras tipologias de edifício;
- Avaliar a aplicação do modelo utilizado no presente trabalho para edifícios com até quatro pavimentos;
- Fazer uma análise comparativa da aplicação do modelo utilizado neste trabalho e o modelo de Alva e El Debs (2013) em edificações reais;
- Analisar as variáveis geométricas que compõem, tanto o modelo utilizado como o modelo de Alva e El Debs (2013), através da aplicação em estudos de caso.

REFERÊNCIAS

- ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Concepção estrutural de edifícios em concreto armado**. 2007. Disponível em:
<http://ead.ime.eb.br/pluginfile.php/15112/mod_resource/content/1/Concepcao_Estrutural%20Edifícios_Concreto%20UFSC.pdf>. Acesso em: 15 abr. 2019.
- ALVA, G. M. S.; FERREIRA, M. A.; DEBS, A. L. H. C. El. Engastamento parcial de ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 2, n. 4, p.356-379, dez. 2009. Disponível em:
<http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952009000400004&lng=en&nrm=iso>. Acesso em: 03 abr. 2019.
- ALVA, G. M. S.; DA SILVA, T. J.; SANTOS, J. B. Influência da rigidez das ligações viga-pilar na análise estrutural de edifícios em concreto armado. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 11, n. 4, p.834-855, ago. 2018. Disponível em:<http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952018000400834&lng=en&tlng=en>. Acesso em: 03 abr. 2019.
- ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. 3. ed. Rio Grande: Dunas, 2010. 1 v.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos**. Rio de Janeiro, 2014, 238 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062: **Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro: ABNT, 2006, 86 p.
- BORGES, Ana Cláudia Leão. **Metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado com consideração da interação solo-estrutura**. 2009. 226 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2009. Disponível em:
https://repositorio.ufpe.br/bitstream/123456789/5117/1/arquivo2388_1.pdf. Acesso em: 17 out. 2020.
- CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 3. ed. São Carlos: Edufscar, 2007. 368 p.
- CHAGAS, Daniel Pereira. **Análise comparativa entre modelos estruturais para edifícios de concreto armado**. 2012. 71 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2012. Disponível em:
<http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/748/1/CT_EPC_2012_1_07.PDF>. Acesso em: 10 abr. 2019.
- CONCEIÇÃO, Juliano Lanza. **Ligação mista viga-pilar resistente a momento**. 2011. 240 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011. Disponível em:
<<http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/bitstream/handle/1843/PASA-8H5GQT/244.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 31 mar. 2019.

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.

FERREIRA, Marcelo de Araújo. **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. 1999. 253 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/static/media/producao/1999DO_MarcelodeAraujoFerreira.pdf>. Acesso em: 28 mar. 2019.

FERREIRA, M. A.; EL DEBS, M. K.; ELLIOTT, K. S. Determinação teórico-experimental da relação momento-rotação em ligações viga-pilar de estruturas pré-moldadas de concreto. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 5., 2003, São Paulo. **Anais...**São Paulo, 2003. Disponível em: <<https://www.engipapers.com.br/artigos/00474COPR2003.pdf>> Acesso em: 28 mar. 2019.

FONTES, Fernando Fernandes. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. 2005. 137 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-14072006-110932/publico/2005ME_FernandoFFontes.pdf>. Acesso em: 19 abr. 2019.

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 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017. Disponível em: https://repositorio.ufsc.br/bitstream/handle/123456789/181674/TCC_LucasFranceschi.pdf?sequence=1&isAllowed=y. Acesso em: 11 jul. 2020.

HARB, Adriana Maria Ribeiro Souza. **Melhorias no projeto estrutural para minimizar patologias nas edificações**. 2001. 166 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2001. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/xmlui/handle/123456789/79458>>. Acesso em: 03 abr. 2019.

KIMURA, Alio. **Informática aplicada a estruturas de concreto armado**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2018. 428 p.

LACERDA, Maiza Moana Silva. **Análise da estabilidade global em estruturas de concreto armado**. 2013. 75 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Catalão, 2013. Disponível em: <https://deciv.catalao.ufg.br/up/620/o/TCC_Maiza_Moana_Silva_Lcacerda.pdf>. Acesso em: 19 abr. 2019.

LEONHARDT, Fritz; MONNING, Eduard. **Construções de concreto: Princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro: Interciência Ltda, 1978. 269 p. 3 v. Tradução de: José de Moura Villas Boas.

LONGO, Luis Filipe. **Como é calculado o coeficiente Gama-Z?** 2018. Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115001155793-Como-%C3%A9-calculado-o-coeficiente-Gama-Z->>. Acesso em: 17 abr. 2019.

LONGO, Luis Filipe. **Como é calculado o coeficiente p-Delta?** 2019. Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115001189434-Como-%C3%A9-calculado-o-coeficiente-p-Delta->>. Acesso em: 20 abr. 2019.

LONGO, Luis Filipe. **Como enrijecer uma estrutura deslocável?** 2019. Disponível em: <<https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/115001189634-Como-enrijecer-uma-estrutura-desloc%C3%A1vel->>. Acesso em: 31 mar. 2019.

MARTHA, Luiz Fernando. **Métodos básicos da análise de estruturas**. Rio de Janeiro: Campus, 2010.

MIOTTO, Anamaria Malachini. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado**: Análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor. 2002. 263 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-22062006-133702/publico/2002DO_AnamariaMMiotto.pdf>. Acesso em: 18 abr. 2019.

OLIVEIRA, Danielle Meireles de. **Estudo dos processos aproximados utilizados para a consideração das não-linearidades física e geométrica na análise global das estruturas de concreto armado**. 2007. 327 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007. Disponível em: <<http://www.pos.dees.ufmg.br/defesas/119D.PDF>>. Acesso em: 20 abr. 2019.

SANTINE, Carlos Roberto. **Projeto e construção de lajes pré-fabricadas de concreto armado**. 2005. 165 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2005. Disponível em: <<https://repositorio.ufscar.br/bitstream/handle/ufscar/4712/DissCRS.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 19 abr. 2019.

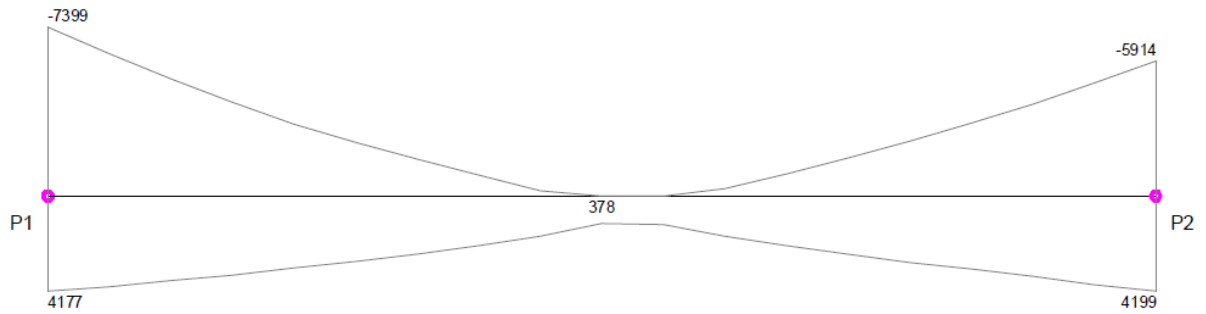
SANTOS, J.B. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado**. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, 2016.

WORDELL, Fernando. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos**. 2003. 94 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/10167/000543149.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 31 mar. 2019.

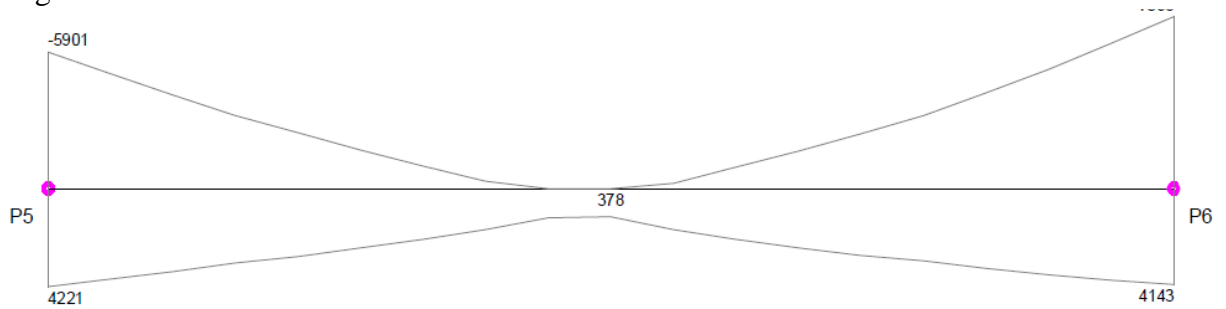
ZUMAETA, Winston. **Análise da estabilidade de edifícios com estrutura de concreto armado**. 2016. Disponível em: <http://www.tqs.com.br/recursos-do-site/downloads/doc_download/115-analise-da-estabilidade-de-edificios-com-estrutura-de-concreto-armado>. Acesso em: 18 abr. 2019.

**APÊNDICE A – ENVOLTÓRIAS DE MOMENTOS FLETOR DAS VIGAS
ANALISADAS PARA A CONDIÇÃO DE LIGAÇÕES RÍGIDAS**

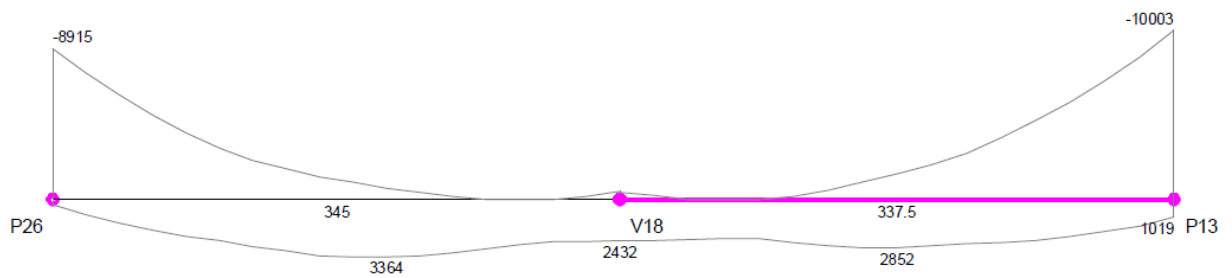
Viga 1:



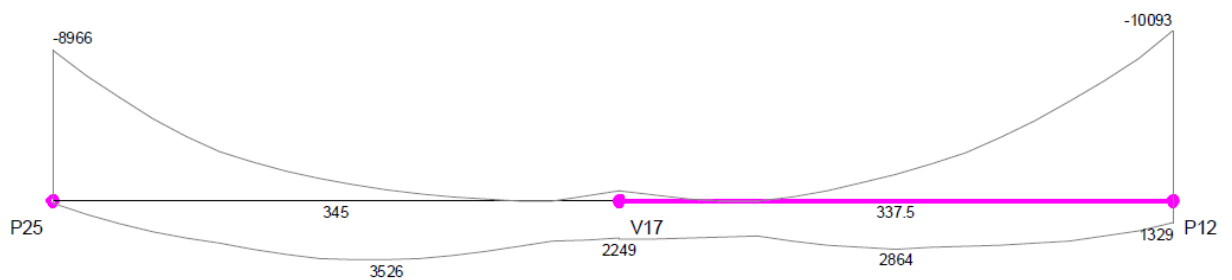
Viga 4:



Viga 38:

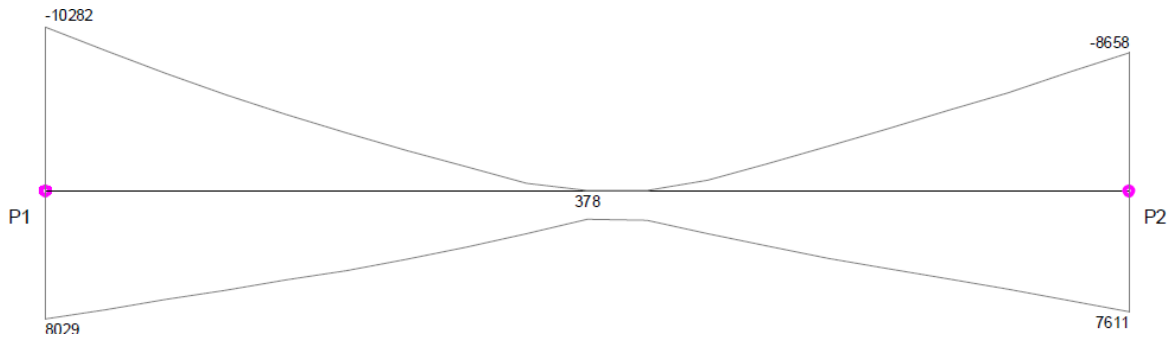


Viga 55:

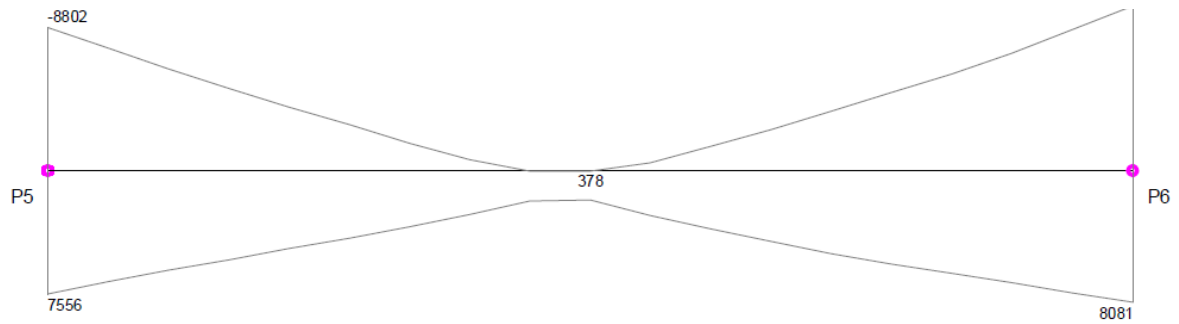


**APÊNDICE B – ENVOLTÓRIAS DE MOMENTOS FLETOR DAS VIGAS
ANALISADAS PARA A CONDIÇÃO DE LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS**

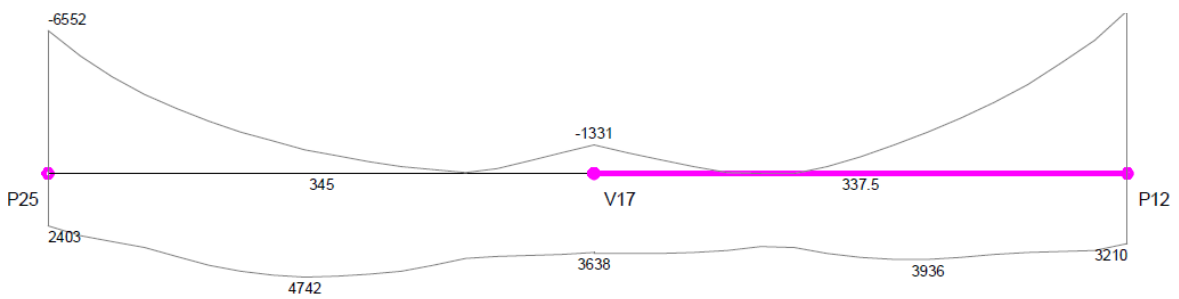
Viga 1:



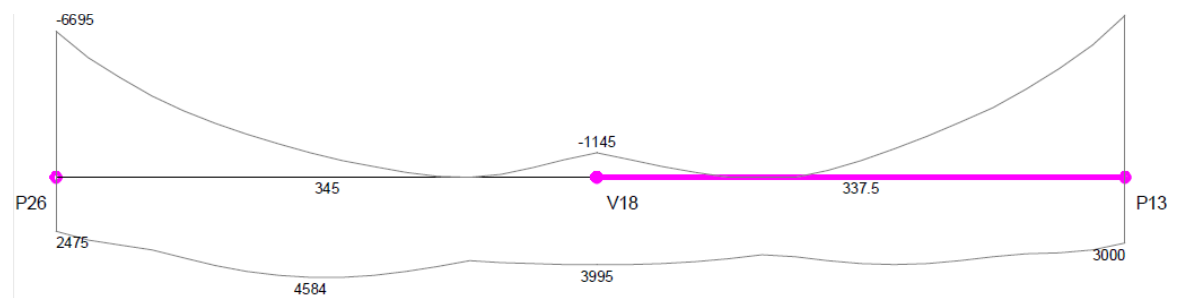
Viga 4:



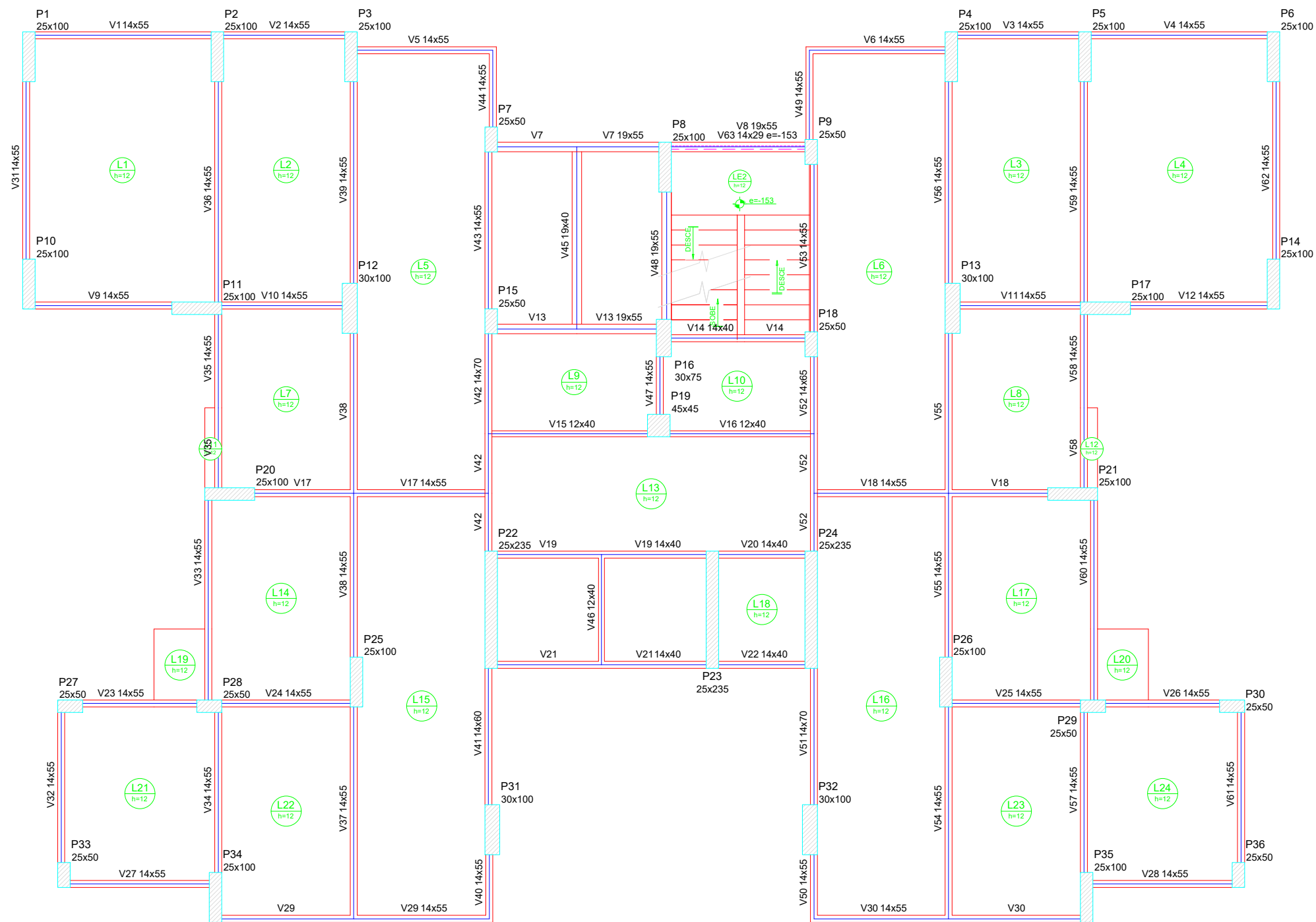
Viga 38:



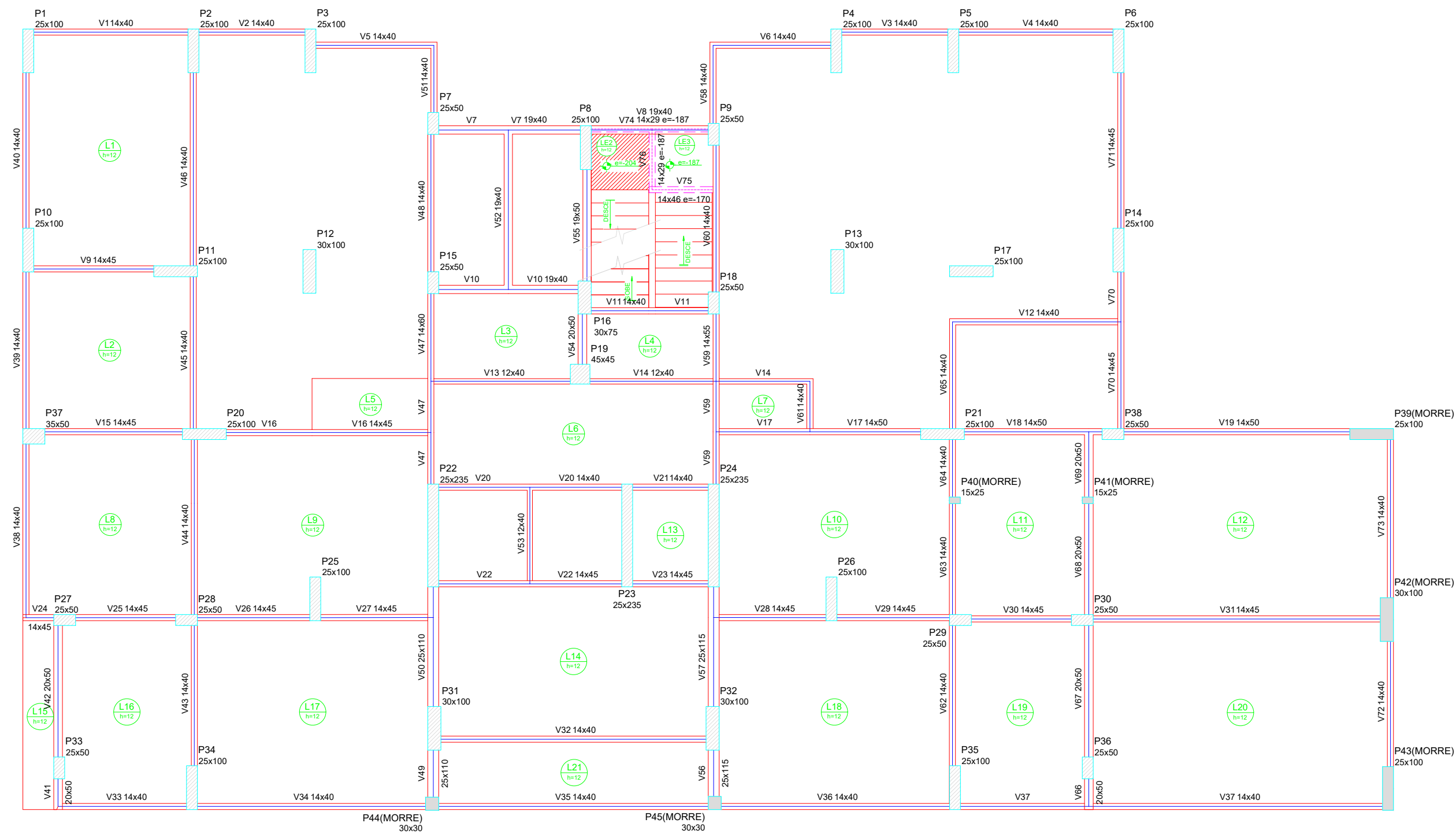
Viga 55:



**APÊNDICE C – PLANTA DE FORMAS DO PAVIMENTO MEZANINO E DO
PAVIMENO TIPO**



PLANTA DE FORMA DO PAVIMENTO TIPO
ESCALA: 1/100



PLANTA DE FORMA DO PAVIMENTO MEZANINO
ESCALA: 1/100