

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

Mauricio Machado Mendes Peres

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA LIGAÇÃO VIGA DE TRANSIÇÃO-
PILAR EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS À
ANÁLISE INCREMENTAL**

Santa Maria, RS
2024

Mauricio Machado Mendes Peres

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA LIGAÇÃO VIGA DE TRANSIÇÃO-PILAR EM
EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS À ANÁLISE INCREMENTAL**

Trabalho de Conclusão de Curso, apresentado ao
Curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal
de Santa Maria (UFSM), como requisito parcial para
obtenção do título de Engenheiro Civil

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

Santa Maria, RS
2024

Mauricio Machado Mendes Peres

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA LIGAÇÃO VIGA DE TRANSIÇÃO-PILAR EM
EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS À ANÁLISE INCREMENTAL**

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

Aprovado em 17 de janeiro de 2024:

**Almir Barros da Silva Santos Neto, Prof. Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)**

André Lübeck, Prof. Dr. (UFSM)

Eduardo da Luz Sonda, Me.

Santa Maria, RS
2024

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de agradecer aos meus pais, Gerson e Deise, que além do incentivo à minha formação profissional, tornaram possível que eu chegasse até aqui.

Aos meus irmãos, Gabriela e Pedro, por uma vida inteira de convivência, desentendimentos e companheirismo.

À minha namorada, Manuela, pelo afeto e carinho intrínsecos, pelas risadas, conversas, conselhos e companhia, principalmente em momentos difíceis ao longo dessa jornada.

Aos meus amigos de infância e adolescência, pelas histórias vividas e compartilhadas ao longo de mais de uma década de amizade.

Aos colegas que a engenharia civil me proporcionou, Carlos, Letícia e Luan, que em pouco tempo se tornaram grandes amigos e dividiram alegrias e decepções ao longo da graduação, sempre acompanhados de uma boa roda de mate.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Almir Barros da Silva Santos Neto, por todo o conhecimento compartilhado, auxílio e paciência ao longo de suas disciplinas e durante esse período de orientação.

Aos demais professores e engenheiros não mencionados diretamente aqui, mas que certamente colaboraram para minha formação pessoal e profissional.

À empresa TQS Informática, pelo fornecimento de uma licença estudantil do programa, possibilitando a realização deste trabalho.

Por fim, agradeço à Universidade Federal de Santa Maria, que através do ensino gratuito e de qualidade, permitiu minha formação profissional como engenheiro civil.

RESUMO

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA LIGAÇÃO VIGA DE TRANSIÇÃO-PILAR EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS À ANÁLISE INCREMENTAL

AUTOR: Mauricio Machado Mendes Peres
ORIENTADOR: Almir Barros da Silva Santos Neto

O aumento populacional, somado à densificação de regiões, ao longo dos últimos anos no Brasil, causou uma frequente demanda por moradia e em espaços cada vez mais limitados. Ademais, o crescimento da frota de veículos também valorizou edificações, comerciais e residenciais, com amplos pavimentos de garagem, restringindo o posicionamento de elementos estruturais, principalmente pilares. Como solução, são empregadas vigas de transição, com objetivo de transferir esforços de pilares provenientes de pavimentos superiores para níveis inferiores. Usualmente, as solicitações que atuam nessas vigas são de elevada magnitude. Soma-se a isso, também, possíveis negligências de carregamentos atuantes na estrutura como um todo, ao realizar uma análise convencional, considerando a estrutura construída e solicitada ao mesmo tempo. Considerar que a estrutura é solicitada ao longo de sua construção fornece resultados mais precisos e condizentes com a realidade, processo que é denominado efeito incremental. Sendo assim, esse trabalho busca analisar a influência da ligação viga de transição-pilar em edificações em concreto armado em termos de estabilidade global da estrutura, magnitude de redistribuição de esforços e respectivas armaduras necessárias. Além de também avaliar o impacto do emprego de rótulas na base de pilares que nascem sobre vigas de transição, prática adotada por alguns projetistas, mas que possui limitadas literaturas publicadas. Para isso, foram dimensionados 8 modelos no software TQS, 4 com 12 pavimentos, identificados como M02, e 4 com 25 pavimentos, identificados como M01. As estruturas adotadas possuem geometria regular, alternando entre considerações de efeito incremental e emprego de rótula na base desses pilares. A análise foi realizada com base nos pilares P8 e P30 e nas vigas de transição VT1 e VT2. Os resultados de coeficiente γ_z , deslocamentos total e relativos entre pisos apresentaram pouca ou nenhuma diferença entre os modelos de mesmas dimensões, além de estarem em conformidade com a norma. Em termos de esforço normal, as diferenças se deram ao comparar modelos com e sem a análise incremental. Os parâmetros avaliados que sofreram variações mais significativas ao considerar o efeito incremental e/ou o emprego de rótulas foram momentos fletores e armaduras necessárias para dimensionar os elementos analisados. O estudo apontou também que, majoritariamente, os maiores esforços foram obtidos nos modelos com a consideração do efeito incremental. Em contrapartida, foi possível perceber uma redução brusca na armadura de pilares que tem sua base rotulada sobre as vigas de transição.

Palavras-chave: Viga de transição. Efeito incremental. Redistribuição.

ABSTRACT

ANALYSIS OF THE INFLUENCE OF THE TRANSITION BEAM-COLUMN CONNECTION IN REINFORCED CONCRETE BUILDINGS SUBJECTED TO INCREMENTAL ANALYSIS

AUTHOR: Mauricio Machado Mendes Peres

ADVISOR: Almir Barros da Silva Santos Neto

The populational increase, together with the densification of regions over the last few years in Brazil, has caused a frequent demand for housing in increasingly limited spaces. In addition, the growth of the vehicle fleet has also increased the value of commercial and residential buildings with large garage floors, restricting the positioning of structural elements, especially columns. As a solution, transition beams are used to transfer column stresses from upper floors to lower levels. The stresses acting on these beams are usually of high magnitude. In addition to this, there is also the possibility of neglecting the loads acting on the structure as a whole when carrying out a conventional analysis, considering the structure to be built and stressed at the same time. Considering that the structure is stressed throughout its construction provides more accurate results that are consistent with reality, a process known as the incremental effect. Therefore, this work seeks to analyze the influence of the transition beam-column connection in reinforced concrete buildings in terms of the overall stability of the structure, the magnitude of the redistribution of forces and the respective reinforcements required. It also evaluates the impact of the use of spherical plain bearings at the base of columns that rise on transition beams, a practice adopted by some designers but with limited published literature. To do this, 8 models were designed in the TQS software, 4 with 12 floors, identified as M02, and 4 with 25 floors, identified as M01. The structures adopted have a regular geometry, alternating between incremental effect considerations and the use of a ball joint at the base of these columns. The analysis was based on columns P8 and P30 and transition beams VT1 and VT2. The results of the coefficient α_z , total displacements and relative displacements between floors showed little or no difference between the models of the same dimensions, as well as being in accordance with the standard. In terms of normal stress, the differences occurred when comparing models with and without incremental analysis. The parameters evaluated that underwent the most significant variations when considering the incremental effect and/or the use of spherical plain bearings were bending moments and the reinforcement required to design the elements analyzed. The study also pointed out that, for the most part, the greatest stresses were obtained in the models that took the incremental effect into account. On the other hand, it was possible to see a sharp reduction in the reinforcement of columns that have their base labeled over the transition beams.

Keywords: Transition beam. Incremental effect. Redistribution.

LISTA DE FIGURAS

Figura 01– Arranjo de elementos de uma edificação em concreto armado.	14
Figura 02 – Representação de uma viga de transição.	15
Figura 03 – Envoltória de esforços de uma viga de transição.	16
Figura 04 – Representação de nó de pórtico.	17
Figura 05 – Classificação dos nós com base na ancoragem da armadura da viga...	18
Figura 06 – Pórtico com ligações articuladas.	19
Figura 07 – Pórtico com ligações rígidas.	19
Figura 08 – Pórtico com ligações semirrígidas.	19
Figura 09 – Curva momento-rotação das diferentes ligações.	20
Figura 10 – Fator de restrição à rotação.	20
Figura 11 – Pilar nascendo rotulado sobre a viga.	22
Figura 12 – Esforços de 1ª ordem no lance de um pilar.	23
Figura 13 – Efeitos de 2ª ordem em uma estrutura de concreto.	24
Figura 14 – Diagramas tensão-deformação do concreto.	25
Figura 15 – Barra vertical na posição deformada.	26
Figura 16 – Operações básicas no processo de construção de edifícios.	29
Figura 17 – Esforços na viga devido ao deslocamento diferencial nos apoios.	30
Figura 18 – Análise convencional em um edifício de 3 pavimentos.	30
Figura 19 – Análise incremental construtiva em um edifício de 3 pavimentos.	31
Figura 20 – Modelo M01.	33
Figura 21 – Modelo M02.	34
Figura 22 – Pavimento Tipo, modelo M01.	35
Figura 23 – Pavimento Transição, M01, VT1 e VT2.	35
Figura 24 – Pavimento Tipo, modelo M02.	36
Figura 25 – Pavimento Transição, M02, VT1 e VT2.	36
Figura 26 – Vinculação considerada para os pilares.	37
Figura 27 – Representação de articulação perfeita, pilar P8, pórtico espacial.	38
Figura 28 – Critérios para definição de parcelas e etapas de carga.	39
Figura 29 – Esquema completo elaborado pelo TQS, modelos M02.	39
Figura 30 – Etapas iniciais da análise incremental.	40

Figura 31 – Esforços normais presentes em modelos M01.	44
Figura 32 – Esforços normais presentes em modelos M02.	44
Figura 33 – Momentos M_y presentes no pilar P8, M01.	46
Figura 34 – Armadura necessária para os pilares P8 e P30 em modelos M01.....	49
Figura 35 – Armadura necessária para os pilares P8 e P30 em modelos M02.....	50
Figura 36 – Vigas analisadas, pavimento transição, M01.	51
Figura 37 – Vigas analisadas, pavimento transição, M02.	52
Figura 38 – Armadura positiva necessária para as vigas VT1 e VT2, M01.....	54
Figura 39 – Armadura positiva necessária para as vigas VT1 e VT2, M02.....	55
Figura 40 – Comparativo momentos fletores em vigas, pavimentos finais, M01.....	57
Figura 41 – Comparativo momentos fletores na viga VT1.	57
Figura 42 – Comparativo momentos fletores em vigas, pavimentos finais, M02.....	59
Figura 43 – Comparativo momentos fletores na viga VT1.	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 – Resultados de estabilidade global do modelo M01 e suas variantes. ...	42
Tabela 02 – Resultados de estabilidade global do modelo M02 e suas variantes. ...	42
Tabela 03 – Diferença entre os resultados em modelos M01.	44
Tabela 04 – Diferença entre os resultados em modelos M02.	45
Tabela 05 – Momentos atuantes nos pilares P8 e P30 em modelos M01.....	46
Tabela 06 – Diferença entre os resultados em modelos M01.	47
Tabela 07 – Momentos atuantes nos pilares P8 e P30 em modelos M02.....	47
Tabela 08 – Diferença entre os resultados em modelos M02.	47
Tabela 09 – Comparativo armadura necessária para os pilares P8 e P30, M01.....	49
Tabela 10 – Comparativo armadura necessária para os pilares P8 e P30, M02.....	50
Tabela 11 – Momentos fletores em vigas na região de transição, M01.	52
Tabela 12 – Comparativo momentos fletores em vigas região de transição, M01. ...	53
Tabela 13 – Momentos fletores em vigas na região de transição, M02.	53
Tabela 14 – Comparativo momentos fletores em vigas região de transição, M02. ...	53
Tabela 15 – Comparativo armadura necessária para vigas VT1 e VT2, M01.	55
Tabela 16 – Comparativo armadura necessária para vigas VT1 e VT2, M02.	55
Tabela 17 – Deslocamentos no topo de P8, modelos M01 e M02.	60

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	11
1.1.	OBJETIVOS	12
1.1.1.	Objetivo geral	12
1.1.2.	Objetivos específicos	12
1.2.	JUSTIFICATIVA	13
2.	REFERENCIAL TEÓRICO	14
2.1.	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	14
2.2.	VIGAS DE TRANSIÇÃO	15
2.3.	LIGAÇÃO VIGA-PILAR	17
2.4.	EFEITOS DE 1ª E 2ª ORDEM.....	22
2.5.	NÃO-LINEARIDADE FÍSICA E GEOMÉTRICA	24
2.6.	COEFICIENTE GAMA-Z (γ_z).....	26
2.7.	EFEITO INCREMENTAL.....	27
3.	METODOLOGIA	32
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES	42
4.1.	ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA	42
4.2.	ESFORÇO NORMAL NOS PILARES P8 E P30	43
4.3.	MOMENTOS FLETORES NOS PILARES P8 E P30	45
4.4.	ARMADURA NECESSÁRIA NOS PILARES P8 E P30.....	48
4.5.	MOMENTO FLETOR EM VIGAS NA LIGAÇÃO VIGA-PILAR	51
4.6.	ARMADURA NECESSÁRIA NAS VIGAS VT1 E VT2.....	54
4.7.	ANÁLISE INCREMENTAL NA LIGAÇÃO VIGA-PILAR.....	56
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	61
5.1.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	62
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	63

1. INTRODUÇÃO

Ao longo das últimas décadas, segundo o Panorama do Censo de 2022, realizado pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, foram experienciados movimentos migratórios entre municípios, estados e regiões brasileiras, geralmente em direção a localidades mais industrializadas e desenvolvidas do país, como regiões metropolitanas, grandes centros urbanos e capitais. Soma-se a isso, ainda segundo esses dados, o crescente aumento populacional no país e a intensa concentração da população em algumas zonas, principalmente na região sudeste, o que tem proporcionado uma elevada densidade demográfica nesses espaços.

Em decorrência do aumento da demanda por habitações nessas áreas, gerado, em parte, pelos fenômenos mencionados acima, a verticalização das edificações surge como uma possível alternativa para suprir essa necessidade. Ainda, em conjunto com a concentração populacional, o espaço físico disponível para a implementação desses empreendimentos é cada vez mais escasso, exigindo arquiteturas cada vez mais altas, esbeltas e desafiadoras.

Soma-se a isso, também, o crescente aumento na frota de veículos no país ao longo dos anos, elevando, conseqüentemente, a demanda por mais vagas de estacionamento em garagens de edificações residenciais e comerciais. Em decorrência disso, nessas edificações, o posicionamento de elementos estruturais em pavimentos de garagem, principalmente pilares, é restrito a localidades específicas, objetivando maximizar o número de vagas de garagem no respectivo andar. É comum, também, em função da arquitetura de pavimentos superiores ao de garagem, que haja divergência entre o posicionamento de alguns pilares entre os diferentes pavimentos. Como solução, uma adequada concepção estrutural, conforme sugeriu Alva (2007), deve prever adequadamente a disposição espacial dos elementos estruturais que fazem parte do respectivo sistema construtivo adotado, a fim de ser compatível com as necessidades arquitetônicas, econômicas, de durabilidade, entre outros.

Nesse sentido, vigas de transição surgem com o intuito de transferir os esforços provenientes de pilares de pavimentos superiores para pilares em níveis inferiores e, portanto, devem ser dimensionadas com rigidez suficiente para absorver essas solicitações. Devido à magnitude dos esforços presentes, a ligação viga de transição-pilar deve ser analisada com maior atenção. Ao considerar essa ligação como rígida,

há uma transferência significativa de momentos fletores nessa ligação; considerando a ligação como rotulada, não há transferência de momentos fletores entre esses elementos; ao considerar como semirrígida, há transferência parcial desses momentos. A rotulação da base de pilares que nascem em vigas de transição implica na consideração, por parte do projetista, que não haverá rotação relativa entre esses elementos, apesar do deslocamento sofrido pela viga de transição.

Ademais, Kipra (1990), Prado (1999), Coelho (2003), entre outros autores, atentam para as distorções geradas ao considerar que as solicitações na estrutura ocorrem simultaneamente e apenas após a conclusão da construção. Desse modo, uma análise mais coerente e precisa deve levar em consideração essas solicitações atuando ao longo de etapas da construção. Essa análise é chamada de efeito incremental, análise incremental, efeito construtivo, entre outras variações.

À vista disso, o presente trabalho tem como foco principal abordar a influência da ligação viga de transição-pilar, em edifícios de concreto armado submetidos ao efeito incremental, além de também avaliar a discrepância obtida, principalmente em termos de armadura necessária aos elementos, ao rotular a base de pilares que nascem sobre vigas de transição.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo geral

Analisar a influência da ligação viga de transição-pilar nos esforços de uma edificação em concreto armado, submetidos ao efeito incremental.

1.1.2. Objetivos específicos

- Avaliar a influência da ligação viga de transição-pilar, na estabilidade global de edifícios em concreto armado;
- Analisar a redistribuição de esforços e variação de armadura necessária nos pilares da ligação viga de transição-pilar, nos lances do pavimento de transição, ao considerar a base dessa ligação rotulada ou rígida;

- Comparar, nos diferentes modelos, as solicitações na ligação viga de transição-pilar, analisando também no modelo estrutural a consideração do efeito devido a análise incremental de carregamentos.

1.2. JUSTIFICATIVA

A escolha do tema justifica-se em função de que ainda é uma prática corriqueira no mercado de projetos estruturais de edificações a desconsideração do efeito construtivo ao calcular, dimensionar e detalhar os elementos de uma edificação. Uma vez que os programas computacionais estão cada vez mais preparados para levar em consideração diferentes tipos de análise estrutural, a desconsideração de uma análise incremental, unicamente devido ao tempo superior de processamento dos edifícios, não se justifica.

Ao analisar, sob ótica de diferentes perspectivas, os esforços que solicitam uma estrutura, é possível observar uma envoltória de esforços que contemple as situações mais críticas para cada elemento. Além disso, a depender do elemento estrutural analisado, da complexidade arquitetônica, geometria e dimensões da edificação, essas condições críticas podem ser intensificadas. Considerar esse efeito construtivo pode garantir, portanto, maior segurança e autonomia para o profissional ao projetar uma estrutura.

Por fim, levando em consideração que ainda é um critério adotado por alguns projetistas no mercado de trabalho, esse estudo também se justifica pela ausência de literaturas avaliando o emprego de rótulas na base de pilares em ligações viga de transição-pilar, através de resultados práticos de variação de armadura necessária nos elementos dessa ligação.

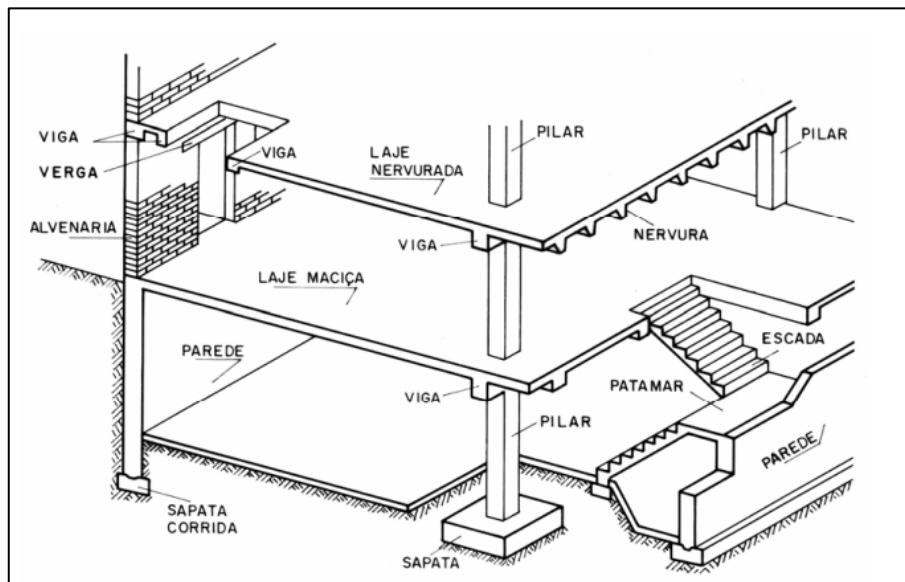
2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Segundo Alva (2007), o arranjo adequado dos diferentes elementos que constituem uma edificação, a fim de que a mesma possa atender os requisitos para os quais foi projetada, pode ser denominado concepção estrutural, como mostra a Figura 01. Uma vez que está submetida a esforços verticais e horizontais, de magnitudes diversas, a combinação desses elementos presentes em uma estrutura deve garantir que a resistência do conjunto seja superior às solicitações atuantes.

Soma-se a isso, como também citou Alva (2007), a percepção de que uma adequada disposição deve não só atender as premissas arquitetônicas e dos demais projetos complementares, mas também condições relativas à durabilidade, conforto e segurança dos usuários.

Figura 01– Arranjo de elementos de uma edificação em concreto armado.



Fonte: Adaptado de MacGregor (1988, apud Giongo, 2007).

Ainda, conforme Pereira Filho (2019), o entendimento a respeito das diferentes variações de concepção estrutural é fundamental para atender as necessidades do projeto, visto que resultados aceitáveis, em conformidade com as normativas em vigor e de grandeza semelhante podem ser obtidos através de arranjos completamente distintos. À medida que a complexidade arquitetônica aumenta, com edificações cada

vez mais esbeltas e com espaço físico limitado, também é intensificada a particularidade das soluções disponíveis para o enrijecimento de uma estrutura.

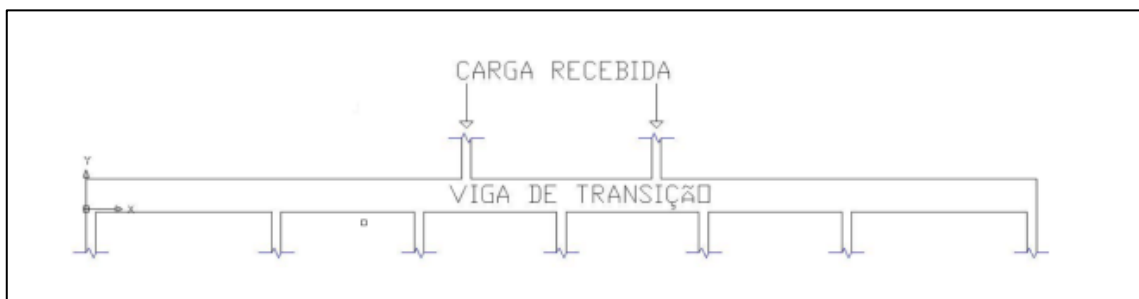
2.2. VIGAS DE TRANSIÇÃO

Segundo a definição empregada pela norma ABNT NBR 6118:2023, no item 14.4.1.1, vigas são elementos lineares onde a flexão é preponderante. De acordo com Bastos (2015), elemento linear, também identificado como barra, é caracterizado por ter seu comprimento longitudinal superior a, no mínimo, três vezes a maior dimensão da seção transversal.

É habitual, em edificações em concreto armado, sistema construtivo usualmente adotado no Brasil, haver pavimentos como garagem ou subsolo, térreo, tipo, barrilete e cobertura, presentes tanto em edificações residenciais quanto comerciais. Como a concepção arquitetônica varia a depender do pavimento e sua respectiva finalidade, é comum haver divergência na locação de elementos entre os diferentes pavimentos, especialmente pilares em transições de pavimentos de garagem para pavimentos superiores.

Nesse caso, onde pilares nascem em pavimentos diferentes do pavimento fundação, podem ser empregadas vigas de transição. Conforme Rabelo (2012), são vigas cujo objetivo é de compatibilizar e transferir os carregamentos recebidos de um ou mais pilares para outros pilares localizados em nível inferior, como ilustra a Figura 02.

Figura 02 – Representação de uma viga de transição.



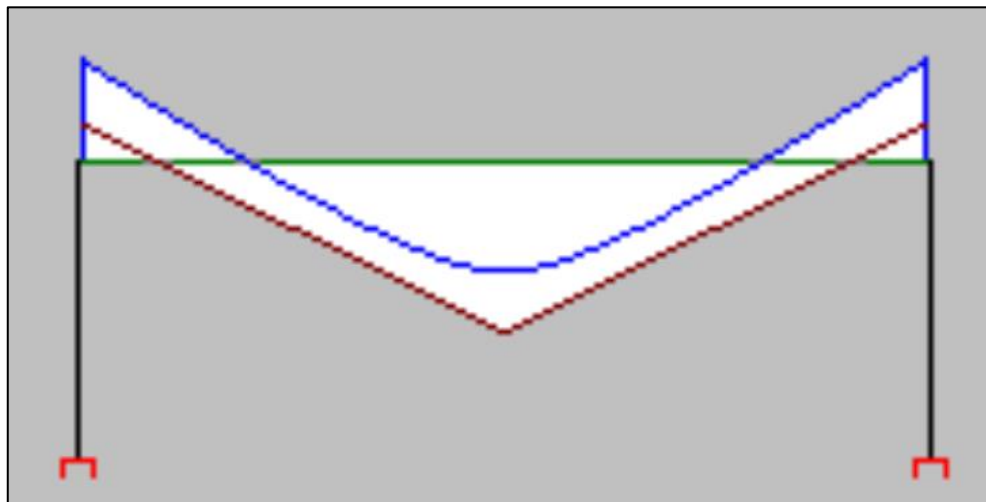
Fonte: Rabelo (2012).

Ainda segundo descreveu Rabelo (2012) e corroboraram Nogueira e Oliveira (2018), o emprego de vigas de transição, sempre que possível, deve ser evitado, uma vez que as dimensões adotadas para essas vigas podem resultar em problemas estruturais e/ou arquitetônicos. A solicitação que é imposta à viga é proporcional a sua

rigidez e, sendo assim, o incremento de altura pode resultar em maiores esforços e deslocamentos na região.

Devido à influência de vigas de transição para a estabilidade global da estrutura, é empregado um tratamento especial pelo TQS. Primeiramente, o programa reconhece automaticamente esses elementos, uma vez que, ao lançar o pilar sobre uma viga, no modelador estrutural, é necessário indicar, nos “Dados de pilares”, que o pilar nasce em uma viga. A partir disso, com base num multiplicador de inércia à flexão, que pode ser alterado na aba “Modelo” dos dados do edifício, o programa gera um primeiro modelo, com as vigas de transição enrijecidas, a fim de reduzir a redistribuição de esforços para os pilares vizinhos. Em paralelo, o programa gera um segundo modelo, com a inércia da seção de concreto normal, sem multiplicadores, mas com a mesma finalidade do primeiro modelo, evitar redistribuição do esforço aos pilares vizinhos. A partir desses modelos, é gerada uma envoltória de esforços, a exemplo da Figura 03.

Figura 03 – Envoltória de esforços de uma viga de transição.



Fonte: TQS (2023).

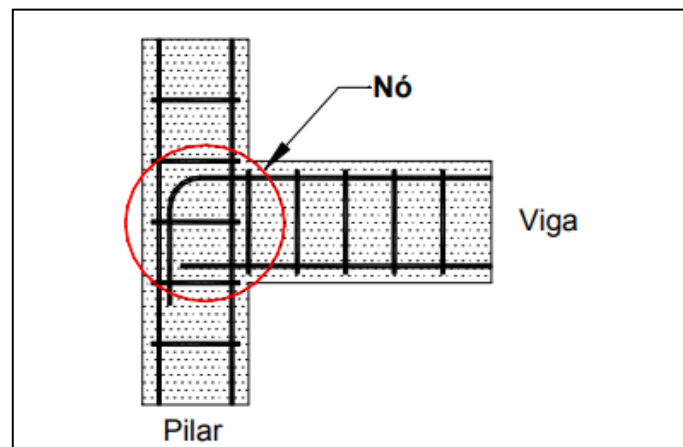
Os esforços obtidos a partir do modelo com rigidez à flexão normal e os obtidos com base no modelo com rigidez à flexão majorada são representados pelos diagramas azul e vermelho, respectivamente. Sendo assim, essa configuração assegura maior segurança ao dimensionar esses elementos, uma vez que é possível dimensionar a viga em questão para os momentos fletores máximos, positivo e negativo.

2.3. LIGAÇÃO VIGA-PILAR

Como escreve Alva (2004), apesar de ser frequentemente chamada de nó de pórtico, a ligação viga-pilar é parte desse conjunto, cujo elementos constituintes são o nó, pilar, vigas e lajes, como ilustra a Figura 04. As dimensões do nó são dadas a partir da porção do pilar equivalente à altura da seção transversal da viga.

Nós de pórtico, como prossegue Alva (2004) e complementa Santos (2016), são regiões críticas para a estabilidade de uma estrutura, uma vez que, em razão de fatores como redistribuição de esforços e tensões e aspectos construtivos, podem influenciar no dimensionamento de todos os elementos estruturais.

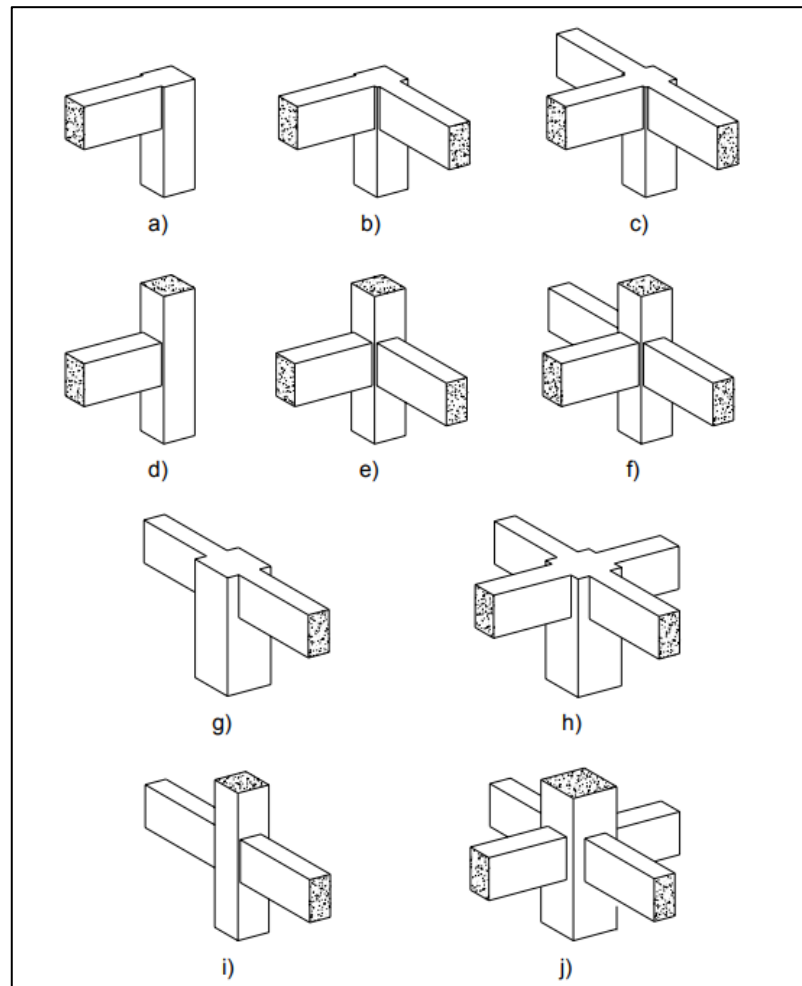
Figura 04 – Representação de nó de pórtico.



Fonte: Alva (2004).

Em conformidade com Paulay e Priestley (1992), os nós podem ser classificados em externos e internos, com base nos mecanismos de ancoragem da armadura da viga. Nós externos, de a) até f), e nós internos, de g) até j), como mostra a Figura 05.

Figura 05 – Classificação dos nós com base na ancoragem da armadura da viga.

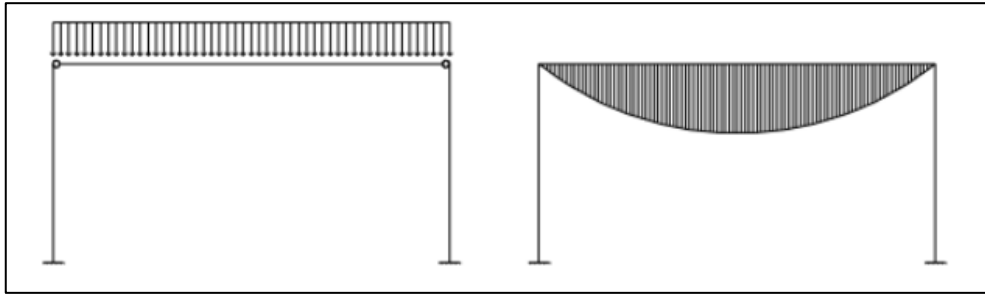


Fonte: Adaptado de Paulay e Priestley (1992, apud Alva, 2004).

Além disso, também conforme Santos (2016), é possível classificar as ligações com base em sua rigidez à flexão, sendo:

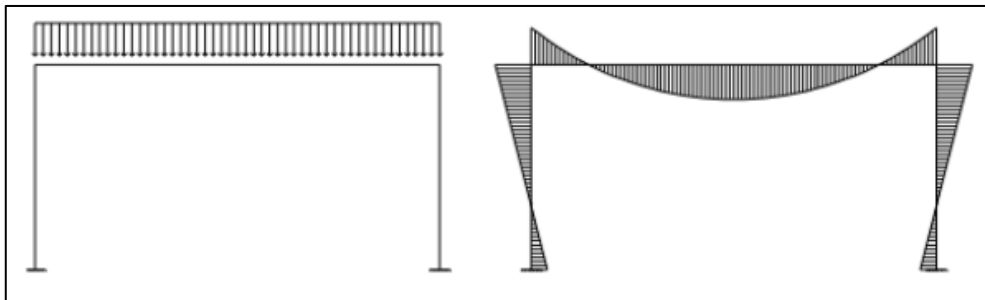
- Articuladas: ligações onde não há transferência de momentos fletores (Figura 06);
- Rígidas: ligações onde há transferência de momentos fletores (Figura 07);
- Semirrígidas: ligações onde há transferência parcial de momentos fletores (Figura 08).

Figura 06 – Pórtico com ligações articuladas.



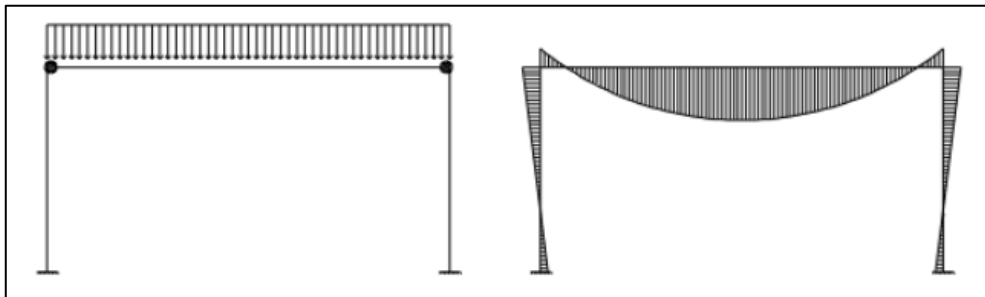
Fonte: Guimarães (2010, apud Pereira, 2021).

Figura 07 – Pórtico com ligações rígidas.



Fonte: Guimarães (2010, apud Pereira, 2021).

Figura 08 – Pórtico com ligações semirrígidas.

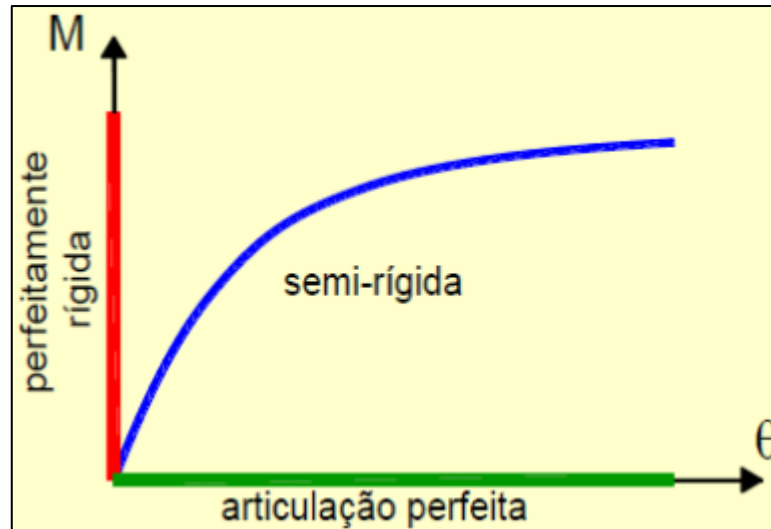


Fonte: Guimarães (2010, apud Pereira, 2021).

A consideração de ligações viga-pilar perfeitamente rígidas, como é comum em projetos de edificações em concreto armado, conforme Alva, Ferreira, El Debs (2009) e corroborado por Santos (2016), despreza a presença de rotações relativas entre os elementos e, conseqüentemente, pode acabar subestimando a redistribuição de momentos e deslocamentos horizontais presentes na estrutura. A curva de momento-rotação de uma ligação semirrígida é ilustrada pela Figura 09.

Fatores como a fissuração do concreto e deslizamento de armaduras longitudinais de vigas, como observado por Ferreira (1999) e Alva (2004) influenciam na rotação relativa entre elementos presentes em nós de pórtico.

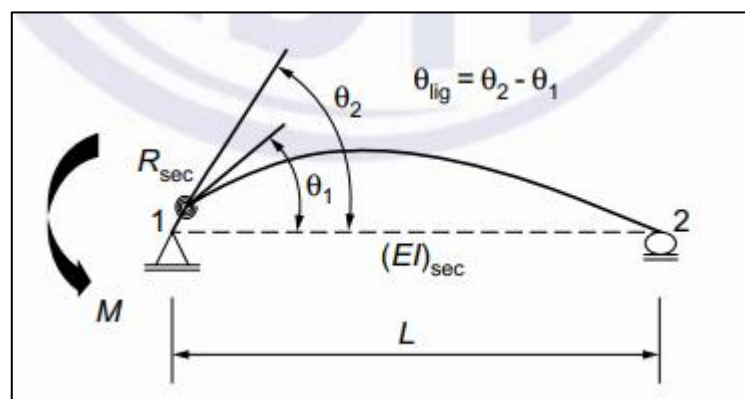
Figura 09 – Curva momento-rotação das diferentes ligações.



Fonte: Santos (2016).

A norma ABNT NBR 9062:2017 estabelece o fator de restrição à rotação, simbolizado por α_R , ilustrado pela Figura 10. O fator é definido pela razão da rotação θ_1 , do elemento, em relação à rotação θ_2 , que é função da soma da rotação do elemento e da ligação. A Equação 01, também estabelecida pela norma em questão, permite determinar o fator de restrição à rotação. Segundo Santos (2016), ligações perfeitamente rígidas e ligações perfeitamente articuladas são equivalentes a fatores $\alpha_R=1$ e $\alpha_R=0$, respectivamente.

Figura 10 – Fator de restrição à rotação.



Fonte: ABNT NBR 9062:2017.

$$\alpha R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \left[1 + \frac{3 (EI)_{sec}}{R_{sec} L_{ef}} \right]^{-1} \quad (01)$$

Onde:

- R_{sec} : rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar, calculada conforme item 5.1.2.10 da ABNT NBR 9062:2017;
- L_{ef} : vão efetivo entre os apoios;
- $(EI)_{sec}$: rigidez secante da viga, conforme item 15.7.3, da ABNT NBR 6118:2023.

Ainda, conforme item 14.6.4.3, a norma ABNT NBR 6118:2023 define limites para a capacidade de rotação dos elementos estruturais, de maneira inversamente proporcional à posição da linha neutra no ELU, ou seja, quanto menor o valor de x/d , maior a capacidade de rotação do elemento.

A fim de manter o comportamento dúctil em vigas e lajes, a posição de x/d no ELU deve obedecer às seguintes condições:

- $\frac{x}{d} \leq 0,45$, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- $\frac{x}{d} \leq 0,35$, para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90$ MPa.

Ainda, ao realizar a redistribuição de momentos, a profundidade da linha neutra é limitada em função do coeficiente δ , com base nas seguintes condições:

- $\frac{x}{d} \leq (\delta - 0,44)/1,25$, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- $\frac{x}{d} \leq (\delta - 0,56)/1,25$, para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90$ MPa.

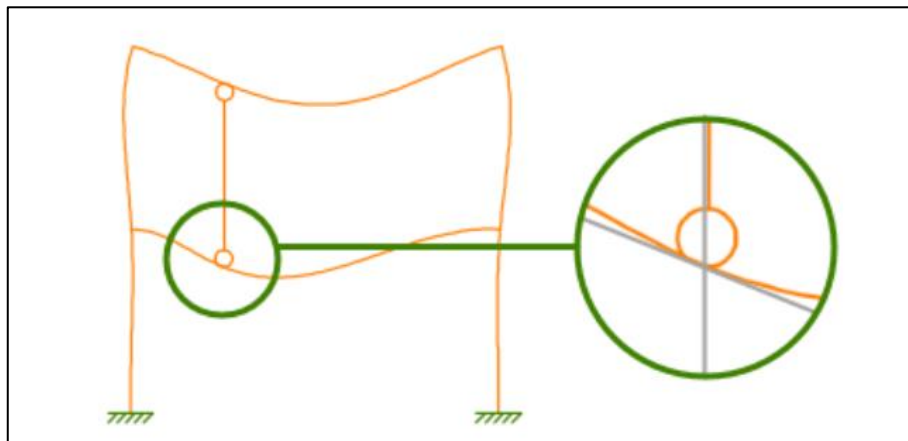
Além disso, o coeficiente de redistribuição δ também deve atender as seguintes premissas:

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

Além disso, conforme Longo (2023), ao lançar um pilar sobre uma viga, a ligação viga-pilar é considerada, inicialmente, engastada. Dessa maneira, não há rotação relativa entre os elementos e, conseqüentemente, o pilar rotaciona em concordância com o arco gerado pela viga. Ademais, o deslocamento dessa viga de transição é diretamente proporcional à magnitude dos esforços solicitantes gerados pelo pilar na região e à rigidez dessa viga.

Ainda segundo Longo (2023), a rotação relativa entre esses elementos é permitida pelo emprego de uma rótula na base desse pilar. Desse modo, apesar do deslocamento ao qual a viga está sujeita, o pilar permanece vertical, não havendo transferência de momentos fletores devido ao deslocamento da viga, conforme Figura 11.

Figura 11 – Pilar nascendo rotulado sobre a viga.

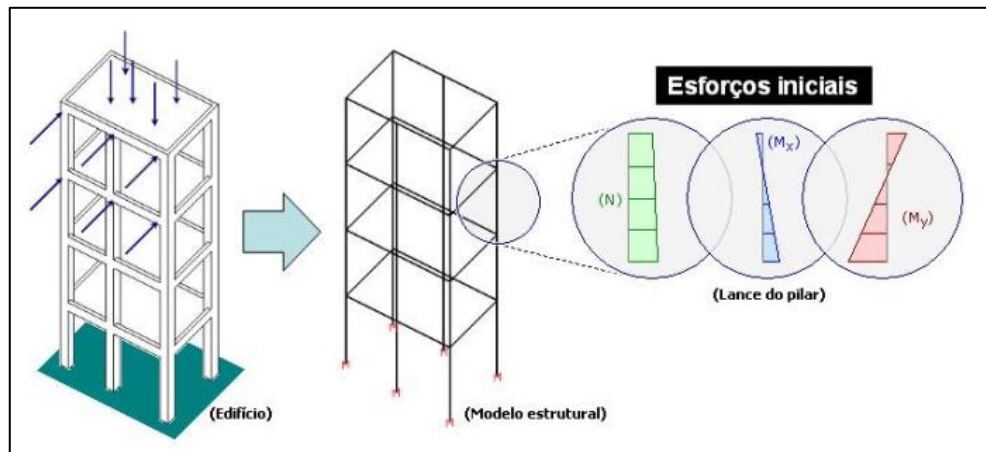


Fonte: Longo (2023).

2.4. EFEITOS DE 1ª E 2ª ORDEM

Também chamados de esforços iniciais, segundo Kimura (2008), os esforços de 1ª ordem são relacionados aos carregamentos, verticais e horizontais, utilizados para calcular e dimensionar a estrutura em sua posição indeformada, conforme ilustra a Figura 12.

Figura 12 – Esforços de 1ª ordem no lance de um pilar.



Fonte: Kimura (2008).

Ainda, conforme Sonda (2023), carregamentos aplicados de forma excêntrica, em razão da primeira configuração deformada, resultam em novos esforços atuantes na estrutura. Essas novas solicitações impostas à estrutura são denominadas efeitos de 2ª ordem geométrica.

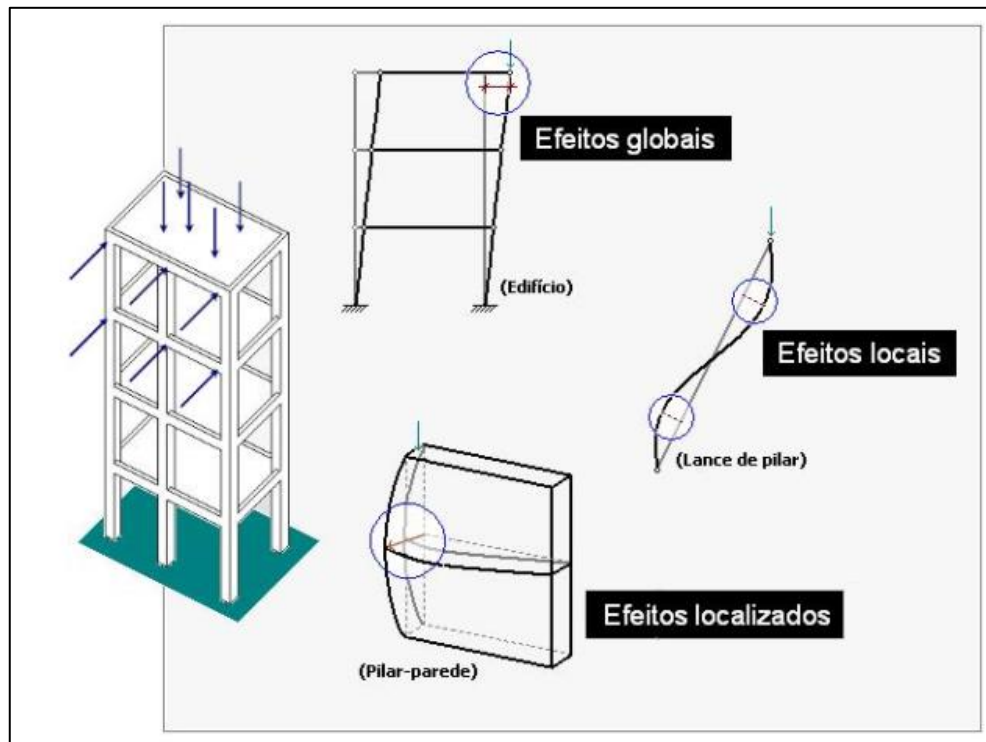
A depender da magnitude desses efeitos, é possível classificar as estruturas como estruturas de nós fixos ou de nós móveis, conforme item 15.4.2 da ABNT NBR 6118:2023. Caso a estrutura seja considerada de nós fixos, é possível desprezar os efeitos globais de segunda ordem. Do contrário, é necessário levar em consideração esses efeitos.

- Estruturas de nós fixos: efeitos de 2ª ordem inferiores a 10% dos efeitos de 1ª ordem;
- Estruturas de nós móveis: efeitos de 2ª ordem superiores a 10% dos efeitos de 1ª ordem.

Além disso, a norma também define classificações, com base no item 15.4.1, para os efeitos de segunda ordem presentes em uma estrutura de concreto, ilustradas pela Figura 13.

- Efeitos globais de 2ª ordem;
- Efeitos locais de 2ª ordem;
- Efeitos de 2ª ordem localizados.

Figura 13 – Efeitos de 2ª ordem em uma estrutura de concreto.



Fonte: Kimura (2008).

De acordo com Kimura (2008), efeitos globais, locais e localizados de 2ª ordem se referem a, respectivamente, solicitações impostas à estrutura como um todo (vigas, lajes e pilares), solicitações impostas a um elemento isolado e solicitações numa região específica de um elemento, onde seja passível de haver concentração de tensões.

2.5. NÃO-LINEARIDADE FÍSICA E GEOMÉTRICA

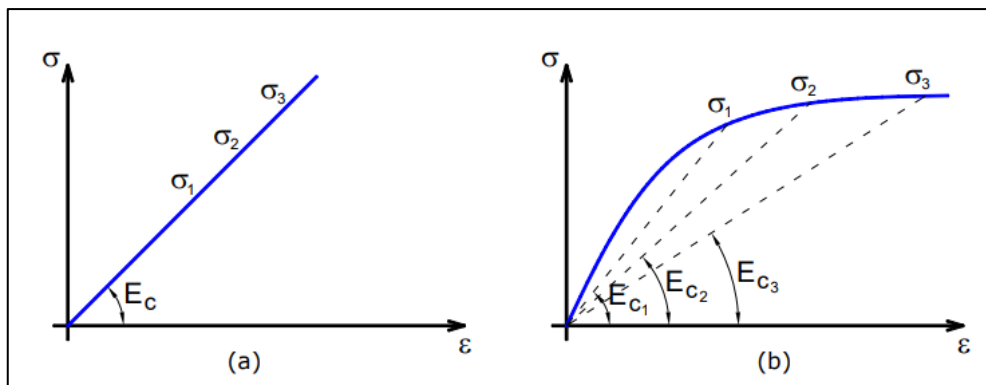
Conforme Moncayo (2011), uma vez que o concreto armado possui um comportamento não-linear, é necessário levar em conta não-linearidades físicas (NLF) e geométricas (NLG).

Nesse sentido, através dos itens 15.3 e 15.3.2, a ABNT NBR 6118:2023 determina a compulsoriedade de considerar essas características de não-linearidade ao realizar uma análise estrutural com base nos efeitos de segunda ordem.

Com relação à não-linearidade física, de acordo com Pinto (1997), efeitos como fissuração, fluência e escoamento de armadura propiciam ao concreto armado um comportamento não-linear.

Segundo Moncayo (2011), o parâmetro principal a ser analisado ao considerar a não-linearidade física do concreto é o módulo de elasticidade do material. Diferente do diagrama tensão-deformação de materiais contemplados pela Lei de Hooke, a deformação do concreto não é proporcional à tensão aplicada a ele, uma vez que seu módulo de elasticidade não permanece constante frente às diferentes tensões impostas. O diagrama tensão-deformação do concreto, com comportamento linear (a) e não-linear (b), é ilustrado na Figura 14.

Figura 14 – Diagramas tensão-deformação do concreto.



Fonte: Moncayo (2011).

A ABNT NBR 6118:2023 permite realizar uma minoração da rigidez flexional dos elementos, de maneira simplificada, devido à não-linearidade física, segundo item 15.7.3, desde que em estruturas reticuladas com no mínimo 4 andares. Os valores sugeridos são:

- Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 E_{cl}l_c$;
- Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4 E_{cl}l_c$ para $As' \neq As$;
 $(EI)_{sec} = 0,5 E_{cl}l_c$ para $As' = As$;
- Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 E_{cl}l_c$.

Onde:

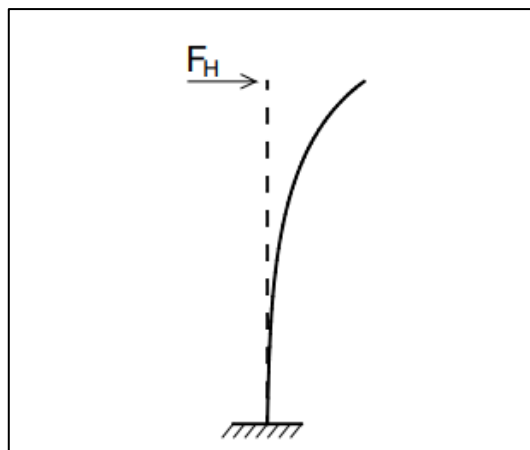
l_c equivale ao momento de inércia da seção bruta de concreto;

E_c equivale ao módulo de deformação do concreto.

Com relação à não-linearidade geométrica do concreto armado, conforme Kimura (2008), essa condição é devido à posição de equilíbrio da estrutura em sua configuração deformada, resultando no surgimento de efeitos de segunda ordem que originam esse comportamento.

Moncayo (2011) exemplifica a situação com uma barra vertical, engastada na base e livre no topo, sujeita a uma ação horizontal no topo, conforme Figura 15. Ao analisar o equilíbrio na posição deformada da estrutura, representada pela linha cheia, são determinados os efeitos relativos à não-linearidade geométrica.

Figura 15 – Barra vertical na posição deformada.



Fonte: Moncayo (2011).

2.6. COEFICIENTE GAMA-Z (γ_z)

Um dos parâmetros para avaliar a estabilidade global da estrutura é o coeficiente γ_z , apresentado pelo item 15.5.3 da ABNT NBR 6118:2023. Conforme a norma, o coeficiente é válido apenas para estruturas retículas com 5 ou mais andares. O valor de γ_z para é calculado pela Equação 02, em função de cada combinação de carregamento.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{\Delta M_{1,tot,d}}} \quad (02)$$

Onde:

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

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

Em casos onde $\gamma_z \leq 1,1$, a estrutura é considerada de nós fixos, não sendo necessário considerar efeitos de globais de 2ª ordem. Caso contrário, se $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$, a estrutura é considerada de nós móveis, sendo necessário majorar os esforços de 1ª ordem em $0,95 \gamma_z$. Segundo Silva (2018), valores de γ_z superiores a 1,3 podem apresentar maiores divergências em relação a métodos mais rigorosos, sendo essa a razão para a limitação imposta pela norma. Conforme sugere Sonda (2023), na condição de superar 1,3, alteração na concepção e mudança nas dimensões e orientações de elementos surgem como alternativas plausíveis para tornar a estrutura menos deslocável.

2.7. EFEITO INCREMENTAL

Conforme cita Kripka (1990), com base na melhoria de capacidade de computadores e desenvolvimento de programas mais acurados em sua análise, é possível simular o comportamento estrutural de uma edificação de maneira mais realista. Entretanto, ainda em dias atuais, por vezes essa análise mais criteriosa é dispensada por alguns profissionais.

Como complementa Coelho (2003), ao considerar uma análise simplificada da estrutura, é possível que alguns carregamentos que atuam não sejam considerados, resultando num modelo estrutural que não condiz com as reais solicitações da estrutura.

Ainda de acordo com Kripka (1990), ao realizar uma análise simplificada, a estrutura é solicitada pelos carregamentos de maneira simultânea, após a finalização de sua construção. Nesse sentido, como acrescenta Coelho (2003), a consideração de esforços atuando ao longo das etapas de construção da estrutura fornece resultados mais precisos, uma vez que a estrutura não é completamente construída e solicitada ao mesmo tempo. A consideração dessas fases de construção e solicitação é denominada por alguns autores como efeito construtivo, cálculo incremental, análise incremental, efeito incremental, dentre outras variações.

Kripka (1990) também especifica os diferentes carregamentos que influenciam uma análise incremental. O peso próprio de revestimentos, alvenarias, divisórias, entre outros, efeitos de fluência do concreto e até cargas de montagem da estrutura, como define o autor, são exemplos de solicitações que sofrem variações ao considerar o efeito construtivo. Em contrapartida, carregamentos relativos ao peso próprio de elementos estruturais que constituem a estrutura, cargas acidentais e carregamentos relativos à ação do vento são exemplos de solicitações que podem ser desconsideradas nessa análise, seja devido à pequena magnitude dos esforços, seja devido à condição de atuação desses carregamentos na estrutura como um todo.

Como complementa Luna (2020), uma vez que o vento é considerado como carga acidental, calculado em função de uma rajada de vento de três segundos, a 10 metros de altura e num período de recorrência médio de 50 anos, é pouco provável que esse carregamento ocorra ao longo da construção da estrutura. Ainda, ao considerar essa carga submetida à análise incremental, é possível que os deslocamentos horizontais determinados estejam em contraste com os que realmente atuam na estrutura.

Conforme Prado (1999), a sustentação de pavimentos recém concretados é baseada no conjunto de formas, escoras e reescoras, que transmite o carregamento referente ao peso próprio dos elementos ao pavimento inferior, previamente concretado. Com base no intervalo de tempo de concretagem entre os pavimentos, o pavimento inferior já é capaz de resistir a essas solicitações, em razão da resistência adquirida nesse período.

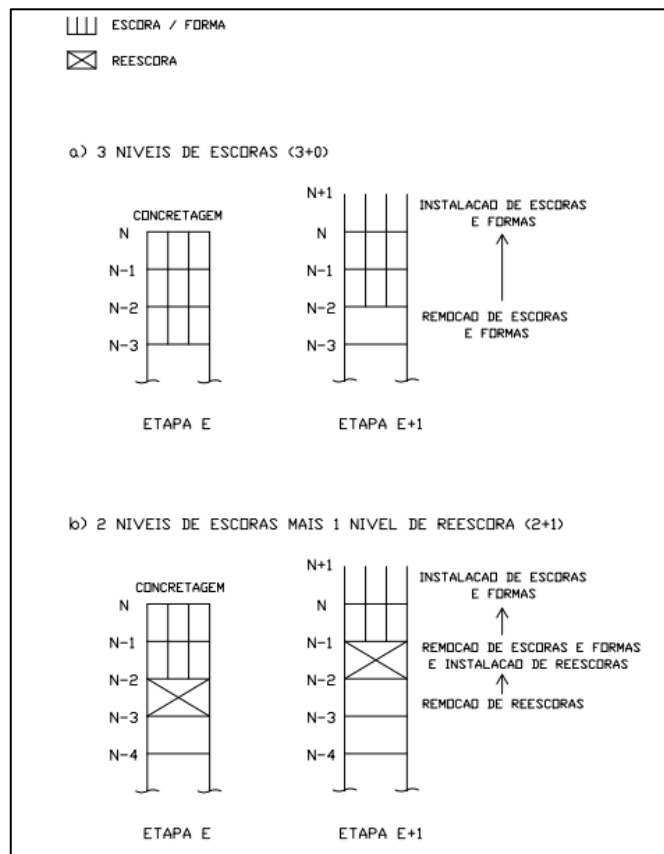
Além disso, Prado (1999) também sugere carregamentos semelhantes aos mencionados anteriormente por Kripka (1990), como peso dos trabalhadores, equipamentos, entulhos, entre outros. Ademais, é destacada a preocupação em

relação a esses carregamentos, uma vez que podem ultrapassar as ações variáveis consideradas no projeto.

Além do mais, Prado (1999) destaca as 5 operações básicas que fazem parte da sequência de construção de pavimentos, ilustradas pela Figura 16. A depender da presença ou não de reescoras, as operações 1 e 3 podem ser desconsideradas.

1. Remoção do nível mais baixo de reescoras;
2. Remoção do nível mais baixo de escoras e fôrmas;
3. Instalação das reescoras no nível onde as escoras e fôrmas foram removidas;
4. Instalação das escoras e fôrmas para concretagem do próximo pavimento;
5. Concretagem.

Figura 16 – Operações básicas no processo de construção de edifícios.



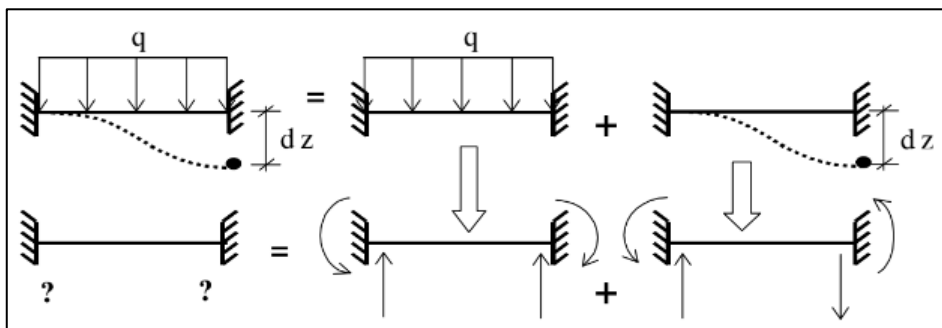
Fonte: Prado (1999)

Ainda de acordo com Kripka (1990), em razão do escoramento da estrutura, deslocamentos gerados num determinado andar, oriundo de pavimentos inferiores, só irão gerar tensões após a retirada das escoras. Dessa maneira, conseqüentemente,

não é possível que o peso próprio de um andar gere tensões em andares superiores, escorados ou, ainda nem existentes.

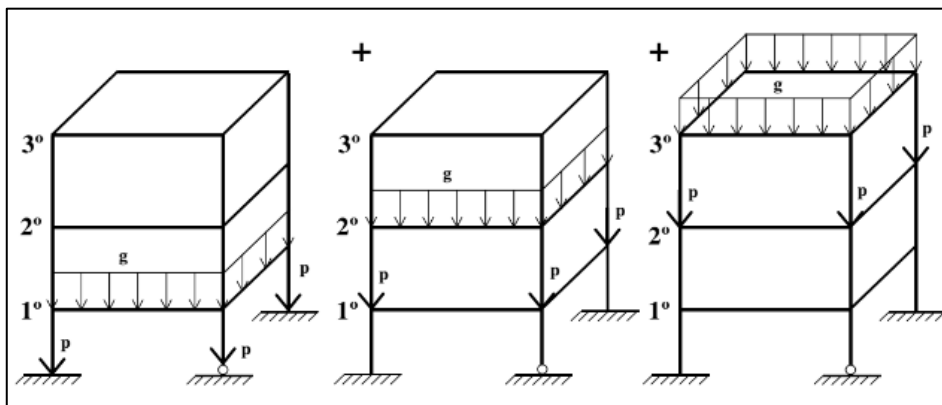
Conforme Gorza (2000), é necessário levar em consideração a ocorrência de esforços diferenciais em vigas, cortantes e de flexão, em razão da diferença de deslocamentos axiais entre pilares adjacentes. Os esforços nas vigas podem ser alterados consideravelmente em função da magnitude desses deslocamentos, conforme ilustra a Figura 17. Kripka (1990) menciona também a possibilidade de redistribuição de esforços normais nos pilares, além de enfatizar que esse efeito mais preponderante em edifícios altos. A consideração dos esforços de uma edificação de 3 pavimentos, sem e com análise incremental, é ilustrada pelas Figuras 18 e 19, respectivamente.

Figura 17 – Esforços na viga devido ao deslocamento diferencial nos apoios.



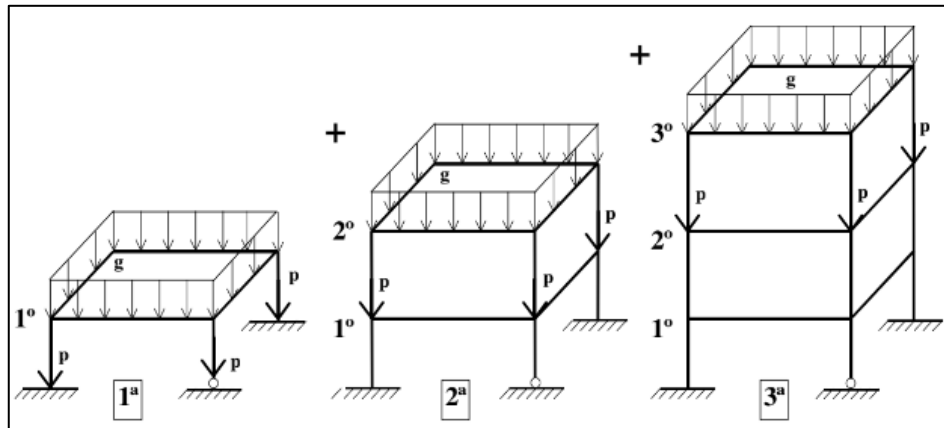
Fonte: Gorza (2000).

Figura 18 – Análise convencional em um edifício de 3 pavimentos.



Fonte: Gorza (2000).

Figura 19 – Análise incremental construtiva em um edifício de 3 pavimentos.



Fonte: Gorza (2000).

3. METODOLOGIA

O presente estudo tem por finalidade analisar o comportamento da ligação viga-pilar em vigas de transição, em edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado, submetidos ao efeito incremental. Para isso, foi utilizada uma licença educacional do software para engenharia de estruturas CAD/TQS V24, concedida pela empresa em questão.

Os modelos utilizados para simular essa condição foram desenvolvidos e pré-dimensionados por Sonda (2023), bem como a posição das vigas de transição foi posteriormente definida por Weide (2023). Assim, foram adotadas condições similares para os modelos, com o intuito de possibilitar uma correlação entre resultados obtidos. Ainda, os modelos foram dimensionados, a fim de proporcionar resultados mais fiéis aos que haveria em uma edificação concebida com essas premissas.

A disposição dos elementos estruturais foi baseada nos modelos 1B e 1C propostos por Sonda (2023), originalmente com 20 e 10 pavimentos, respectivamente. Entretanto, o número de pavimentos adotado no estudo foi adaptado para 25 e 12 pavimentos, e a nomenclatura alterada para M01 e M02, respectivamente, similar ao que foi sugerido por Weide (2023). As configurações empregadas nos modelos estão dispostas a seguir:

Modelo M01:

- 25 pavimentos;
- 75 metros de altura;
- Pé-direito de 3 metros;
- f_{ck} de 25 MPa para vigas, lajes e pilares a partir do 7º pavimento;
- f_{ck} de 30 MPa para pilares até o 6º pavimento;
- Lajes maciças de 12 centímetros de espessura;

Modelo M02:

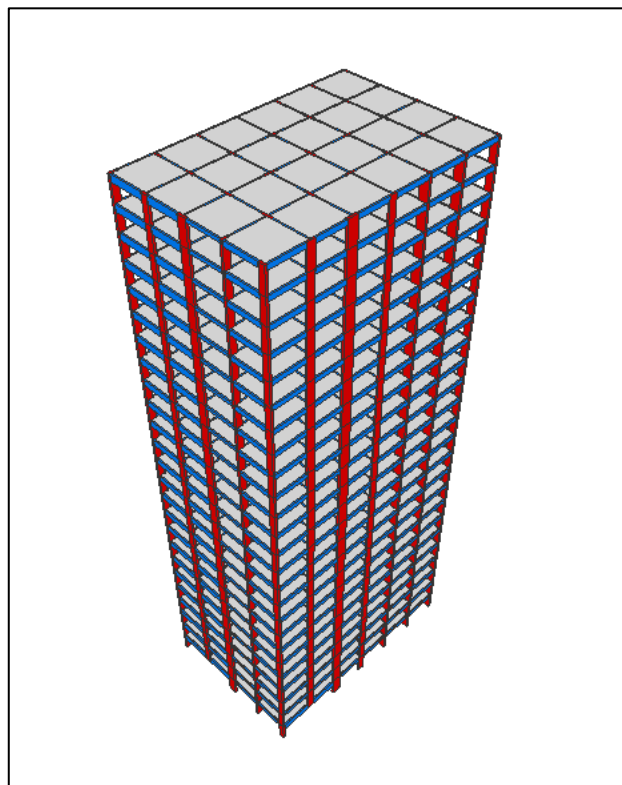
- 12 pavimentos;
- 36 metros de altura;
- Pé-direito de 3 metros;
- f_{ck} de 25 MPa para vigas, lajes e pilares;
- Lajes maciças de 12 centímetros de espessura;

Em consequência da alteração do número de pavimentos em relação aos modelos propostos por Sonda (2023), houve, em ambos os modelos, uma alteração nos coeficientes de arrasto, que foram calculados automaticamente pelo TQS. Em contrapartida, os parâmetros de entrada para calcular esses coeficientes se mantiveram os mesmos, conforme ABNT NBR 6123:2023:

- Velocidade básica do vento: 45 m/s, referente à cidade de Santa Maria;
- Fator do terreno (S1): 1,0;
- Categoria de rugosidade (S2): III;
- Classe da edificação: C, para modelos M01, e B, para modelos M02;
- Fator estatístico (S3): 1,00.

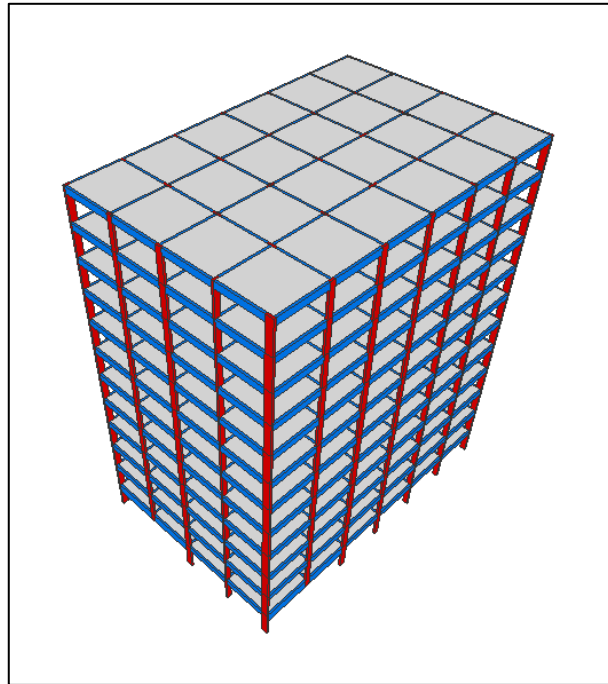
Ainda, para ambos os modelos, o carregamento permanente considerado nas lajes foi de 1,50 kN/m², referente à carga de revestimento. Já a carga variável adotada nessas lajes é relativa a regiões de despensa, área de serviço e lavanderia, conforme ABNT NBR 6120:2019. As Figuras 20 e 21 ilustram os modelos M01 e M02 elaborados.

Figura 20 – Modelo M01.



Fonte: Autor (2024).

Figura 21 – Modelo M02.



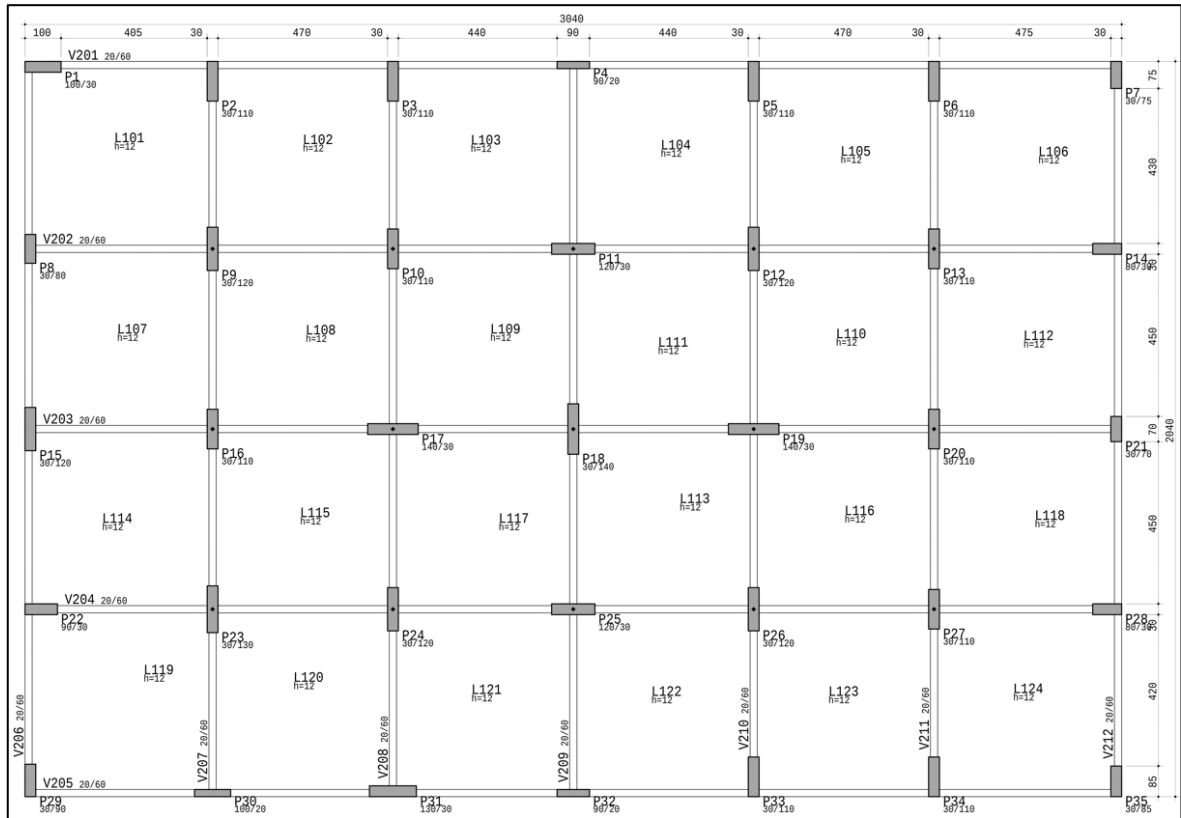
Fonte: Autor (2024).

Foram adotadas 2 vigas de transição em cada modelo. Para os modelos M01, foi adotada uma seção de 40 x 130 cm para ambas as vigas. Já para os modelos M02, ambas as vigas foram dimensionadas com seção de 30 x 120 cm. A diferença de seção adotada entre os modelos é em função da altura e carregamentos que solicitam cada estrutura.

Além disso, o posicionamento em planta é equivalente aos modelos M01-VT1 e M01-VT2 elaborados por Weide (2023), bem como a nomenclatura adotada para as respectivas vigas.

Para realizar a modelagem das vigas de transição no TQS, foi adicionado em cada um dos modelos um pavimento de transição, entre a fundação e o pavimento tipo. O pavimento de transição, com as vigas identificadas em cada modelo, assim como o pavimento tipo, estão representados nas Figuras 22, 23, 24 e 25.

Figura 22 – Pavimento Tipo, modelo M01.



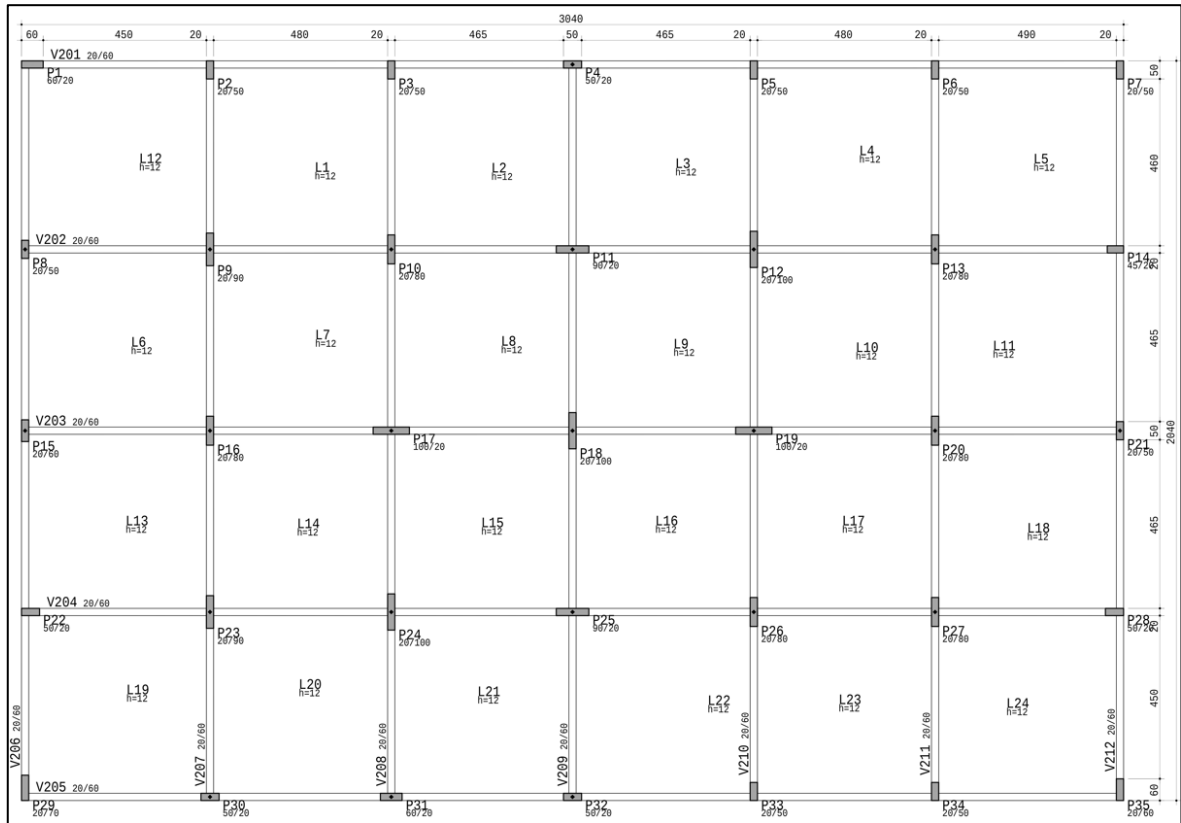
Fonte: Autor (2024).

Figura 23 – Pavimento Transição, M01, VT1 e VT2.



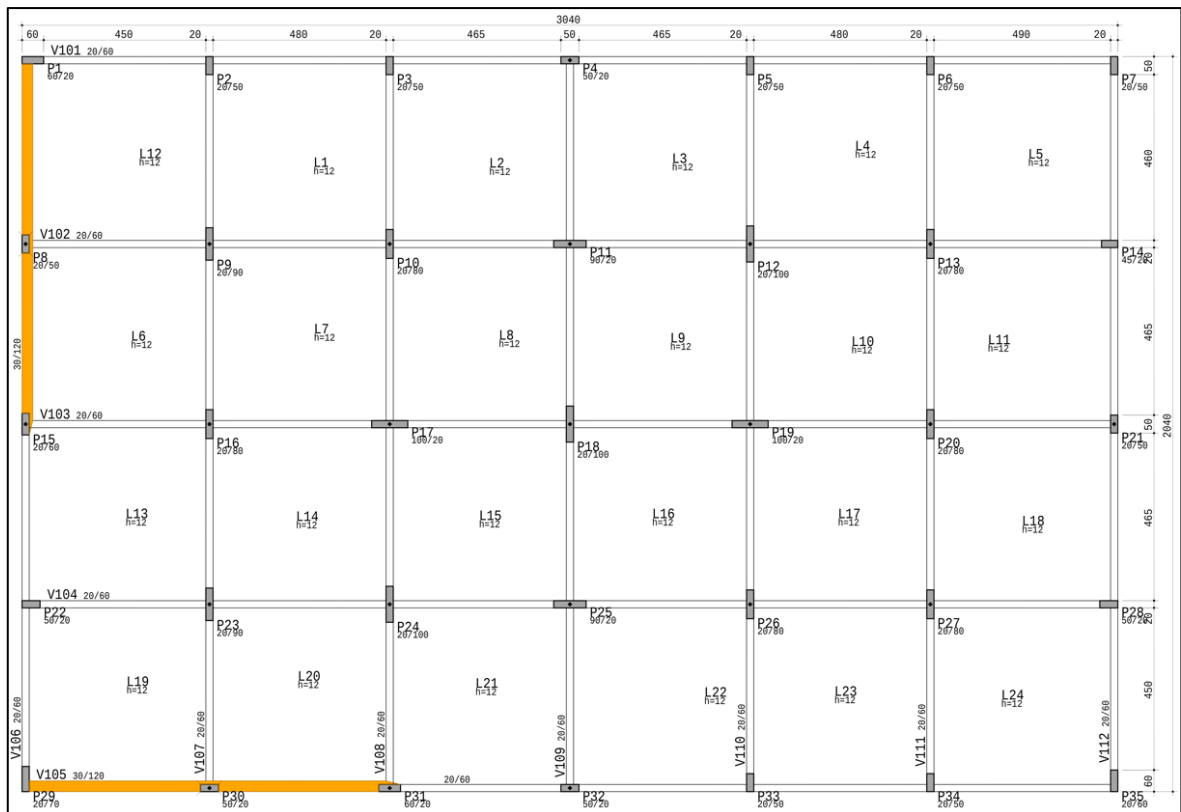
Fonte: Autor (2024).

Figura 24 – Pavimento Tipo, modelo M02.



Fonte: Autor (2024).

Figura 25 – Pavimento Transição, M02, VT1 e VT2.



Fonte: Autor (2024).

Além disso, outra premissa também foi considerada ao elaborar os modelos, a vinculação na ligação viga-pilar em vigas de transição. Através da edição dos “Dados de pilares” do TQS, na aba “Pórtico”, é possível alterar a condição de vinculação dessa ligação, conforme Figura 26.

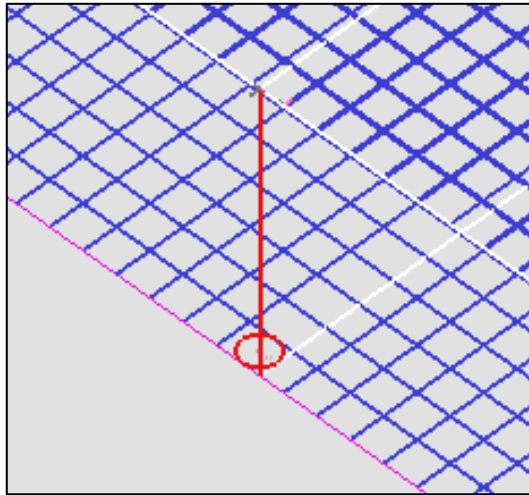
Figura 26 – Vinculação considerada para os pilares.

Fonte: Autor (2024).

Por padrão, os pilares são considerados engastados na base e no topo de cada lance. Ainda, as alterações realizadas são aplicadas do pavimento de referência ao pavimento abaixo. Conseqüentemente, foi adicionado um segundo pavimento entre o pavimento de transição e os pavimentos tipo (sem alterar o número total de pavimentos nos modelos), exclusivamente com intuito de articular a base dos pilares P8 e P30, que nascem sobre as devidas vigas de transição, e alterar a rigidez nas respectivas ligações.

Nesse sentido, foi empregada essa variação de vinculação nos modelos M01 e M02, que foram previamente replicados, resultando em 2 modelos adicionais, identificados como M01-ART e M02-ART, respectivamente. Sendo assim, nos modelos M01 e M02, foi respeitada a consideração padrão para articulação dos pilares e, nos modelos M01-ART e M02-ART, foi empregada uma rótula na base dos pilares, articulando a ligação. A Figura 27 ilustra a representação de articulação da base do pilar P8 no pórtico espacial.

Figura 27 – Representação de articulação perfeita, pilar P8, pórtico espacial.



Fonte: Autor (2024).

Para além desses modelos, também foi realizada uma avaliação com relação ao efeito incremental atuante na estrutura. Nesse sentido, os 4 modelos anteriores foram replicados e submetidos a essa análise estrutural incremental, totalizando 8 modelos. A nomenclatura para os 4 novos modelos é baseada nos modelos originais, com a adição do sufixo “INCR”, que faz referência ao efeito incremental empregado no modelo em questão.

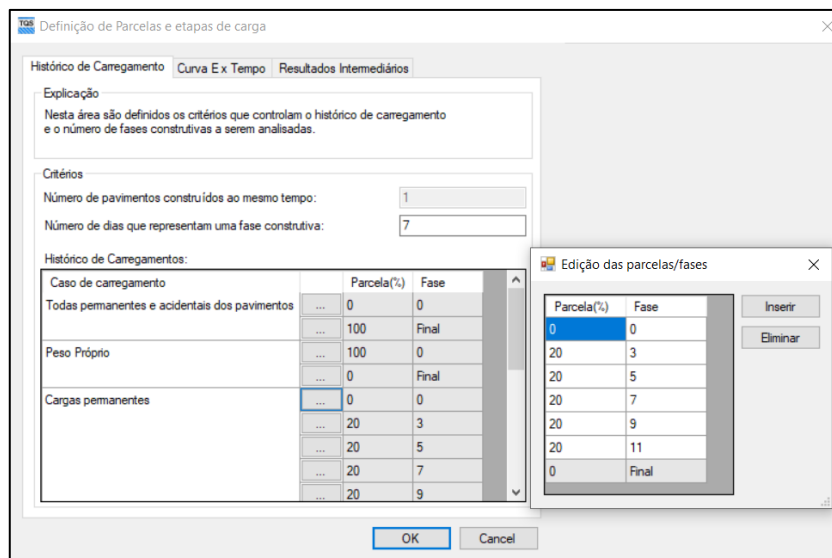
Como a análise estrutural com efeito incremental só pode ser realizada considerando o “Modelo VI” do TQS, o qual considera a contribuição das lajes presentes na estrutura para resistir à parte dos esforços horizontais gerados pelo vento, a fim de manter os mesmos parâmetros de análise da estrutura ao realizar o processamento global, os 8 modelos elaborados foram dimensionados a partir do processamento com base no “Modelo VI”.

Além de selecionar, a partir dos “Dados do edifício”, a análise com base no efeito incremental, também foi necessário fornecer os dados de carregamentos que irão atuar na estrutura ao longo das diferentes etapas de projeto. Por padrão do TQS, o número de dias equivalentes a uma etapa é de 7 dias, critério esse que foi mantido para os modelos desenvolvidos. Ademais, também devido à padronização pelo programa, não é recomendado ou permitido alterar o período de aplicação de carregamentos referentes ao peso próprio dos elementos, como vigas, lajes e pilares, carregamentos relativos a cargas acidentais e cargas de vento.

Desse modo, foi alterado apenas o histórico de carregamentos referente às cargas permanentes que irão atuar na estrutura. No caso dos 8 modelos, esse carregamento é representado pela carga de revestimento considerada para as lajes. A aplicação desse carregamento foi separada em 5 parcelas equivalentes, onde a primeira parcela foi aplicada após a 3ª fase (referente à construção do 2º pavimento), passando a atuar integralmente na estrutura na etapa 4. O restante das parcelas foi aplicado intercalando uma etapa sem e a seguinte com aplicação dos 20% relativos ao carregamento, até totalizar 100%. A última aplicação se deu após a 11ª fase, com atuação integral na estrutura na etapa 12. Como as etapas/fases buscam simular um cronograma análogo ao de um empreendimento real, o modelo M01 e suas variantes possui mais etapas que o modelo M02 e suas variantes, 38 e 25, respectivamente.

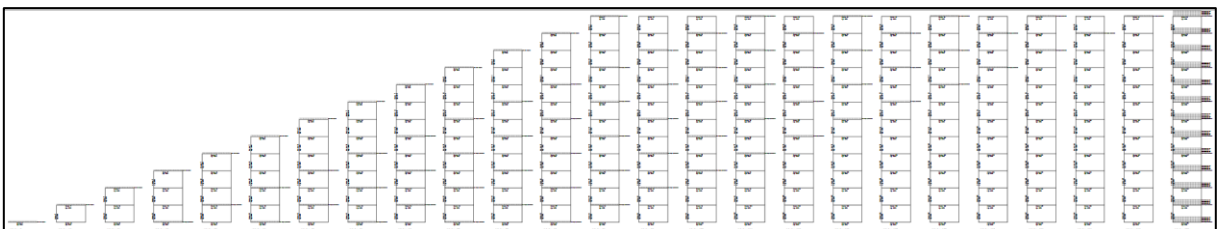
A interface de definição de parcelas e etapas de carga, bem como o esquema geral de fases construtivas e a etapa onde é aplicado o primeiro carregamento de 20% referente à carga permanente estão ilustrados pelas Figuras 28, 29 e 30.

Figura 28 – Critérios para definição de parcelas e etapas de carga.



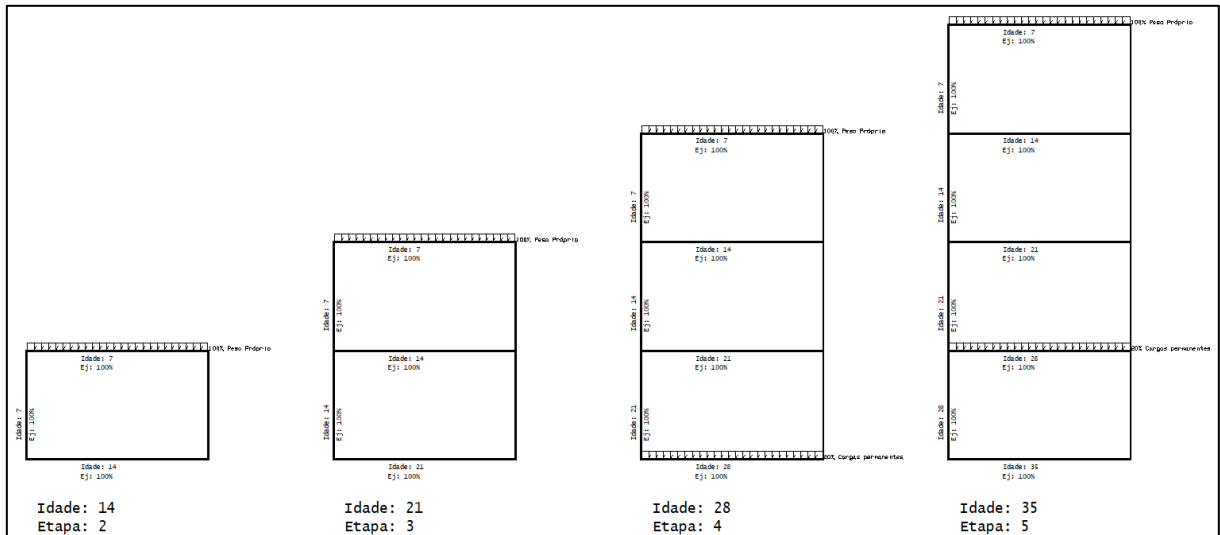
Fonte: Autor (2024).

Figura 29 – Esquema completo elaborado pelo TQS, modelos M02.



Fonte: Autor (2024).

Figura 30 – Etapas iniciais da análise incremental.



Fonte: Autor (2024).

Em modelos onde não é aplicada a análise com efeito incremental, esse efeito é simulado pelo programa através de um critério chamado MULAXI, que realiza uma majoração da área axial dos pilares, minorando a deformação axial dos mesmos e, conseqüentemente, os deslocamentos diferenciais entre pilares. Nos 4 modelos onde não foi considerado a influência do efeito incremental na estrutura, essa simulação ocorreu com base nesse critério.

Após o processamento dos 8 modelos, através de relatório presente no programa, conforme apontou Andrade (2019), foram extraídos os esforços atuantes nas vigas e pilares envolvidos nas ligações viga-pilar em vigas de transição. Fora isso, também foram extraídos os indicadores de estabilidade global, através do relatório de resumo estrutural do edifício. A análise de esforços foi realizada com base na combinação 8 do relatório "Geração de modelo", a qual leva em consideração carregamentos de peso próprio, cargas permanentes, cargas acidentais e carregamento horizontal do vento a 270°.

Por fim, foi realizada uma análise incremental na região dessas ligações, a fim de obter os esforços atuantes na estrutura ao longo das etapas de construção, através do "Visualizador de Efeito Incremental". Nesse caso, o elemento avaliado foi a viga VT1, com base na combinação 14 do visualizador, a fim de possibilitar a comparação com um modelo sem análise incremental. Em específico, foi avaliado o pavimento de transição, além de também avaliar o comportamento das vigas nos pavimentos finais de ambos os modelos M01 e M02.

Sendo assim, a partir desses resultados, foram elaborados tabelas e gráficos que possibilitaram e embasaram uma análise mais aprofundada com base nos diferentes tipos de vinculação aplicadas aos modelos.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA

A fim de avaliar o efeito que a presença de rótulas na base dos pilares P8 e P30, somada ao efeito incremental, exerce sobre a estabilidade global da estrutura, foram avaliados os resultados obtidos para o coeficiente γ_z e deslocamentos horizontais no topo do edifício para os modelos elaborados, apresentados nas Tabelas 01 e 02.

Tabela 01 – Resultados de estabilidade global do modelo M01 e suas variantes.

Modelo M01	Estabilidade global			
	M01	M01-ART	M01-INCR	M01-ART-INCR
γ_z (0 e 180)	1,131	1,132	1,131	1,132
Deslocamento horizontal total (cm)	2,38	2,38	2,38	2,38
Deslocamento entre pisos (cm)	0,13	0,13	0,13	0,13

Fonte: Autor (2024).

Tabela 02 – Resultados de estabilidade global do modelo M02 e suas variantes.

Modelo M02	Estabilidade global			
	M02	M02-ART	M02-INCR	M02-ART-INCR
γ_z (0 e 180)	1,130	1,132	1,130	1,132
Deslocamento horizontal total (cm)	0,89	0,90	0,89	0,90
Deslocamento entre pisos (cm)	0,12	0,12	0,12	0,12

Fonte: Autor (2024).

Inicialmente, é notável que os valores do coeficiente γ_z , deslocamentos total e entre pisos não sofreram alterações, em ambos os modelos, ao realizar uma análise com base no efeito construtivo. É possível atribuir esses resultados à opção de não submeter os carregamentos de vento ao efeito construtivo no programa, em consonância com o que sugeriram Kripka (1990) e Luna (2020).

Além disso, como esperado, o modelo M01 e suas variantes apresentaram um deslocamento total consideravelmente superior se comparado ao modelo M02, o que pode ser atribuído à diferença de dimensão dos modelos.

Em contrapartida, apesar da presença de rótulas na base dos pilares P8 e P30 nos pavimentos de transição, a variação dos resultados de estabilidade global em relação aos modelos sem essa consideração não foi superior a 1%. Ainda assim, os

modelos com a premissa de articulação perfeita na base dos pilares apresentaram valores superiores.

Ainda, como $\gamma_z > 1,1$ para ambos os modelos, as estruturas são consideradas de nós móveis e, portanto, nos resultados apresentados nos tópicos abaixo já estão considerados os efeitos globais de 2ª ordem.

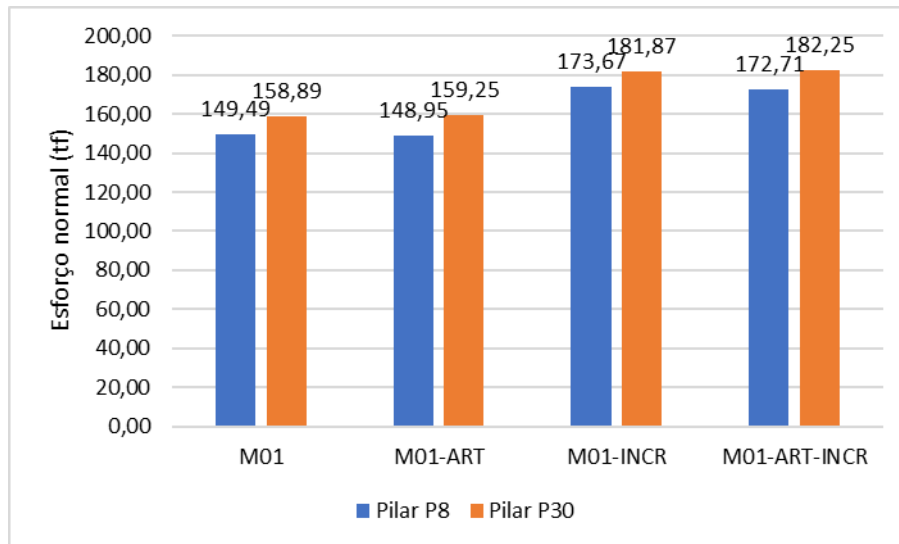
Por fim, nos modelos M01, os valores máximos de deslocamento horizontal total e deslocamento relativo entre pisos são de 4,41 e 0,35 cm, respectivamente. Já em M02, os valores máximos são de 2,12 e 0,35 cm, respectivamente. Sendo assim, os valores obtidos de deslocamento horizontal total e deslocamento relativo entre pisos, para os dois modelos, estão dentro do deslocamento limite imposto por norma para o movimento lateral de edifícios, conforme tabela 13.3 da ABNT NBR 6118:2023.

4.2. ESFORÇO NORMAL NOS PILARES P8 E P30

Para ambos os modelos e suas variações, houve um aumento no esforço normal atuante no pilar P30, na base do lance de transição, ao adotar uma rótula. Para o pilar P8, ao realizar uma análise semelhante, contudo, é possível observar que, ao empregar uma rótula, há uma redução no esforço normal nos modelos M01 e um aumento nos modelos M02. As Figuras 31 e 32 ilustram os esforços normais que atuam nos diferentes modelos.

Essa diferença, entretanto, foi pouco relevante em termos percentuais, como ilustram as Tabelas 03 e 04, onde os valores positivos indicam aumento nos esforços normais atuantes, assim como os valores negativos indicam redução nos esforços. Sendo assim, o emprego da articulação perfeita na base desses pilares, em ambos os modelos, não gera significativas redistribuições do efeito normal, comportamento que já era esperado.

Figura 31 – Esforços normais presentes em modelos M01.



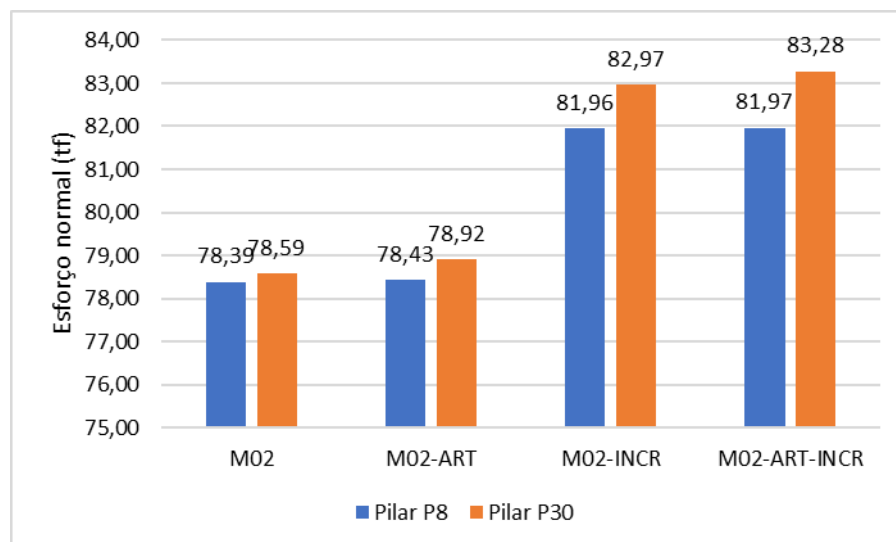
Fonte: Autor (2024).

Tabela 03 – Diferença entre os resultados em modelos M01.

Comparativo esforço normal (tf)		
Δ	P8	P30
M01 e M01-ART	-0,36%	0,23%
M01-INCR e M01-ART-INCR	-0,55%	0,21%
M01 e M01-INCR	13,92%	12,64%
M01-ART e M01-ART-INCR	13,76%	12,62%

Fonte: Autor (2024).

Figura 32 – Esforços normais presentes em modelos M02.



Fonte: Autor (2024).

Tabela 04 – Diferença entre os resultados em modelos M02.

Comparativo esforço normal		
Δ	P8	P30
M02 e M02-ART	0,05%	0,42%
M02-INCR e M02-ART-INCR	0,01%	0,37%
M02 e M02-INCR	4,36%	5,28%
M02-ART e M02-ART-INCR	4,32%	5,24%

Fonte: Autor (2024).

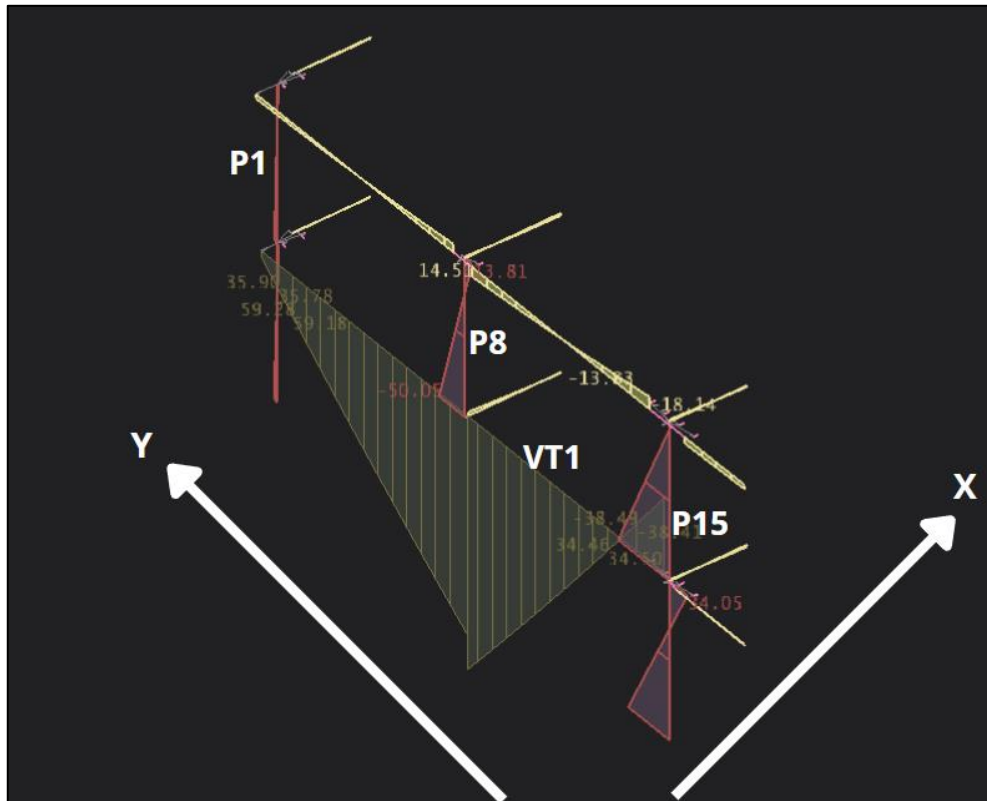
Ademais, ao realizar um comparativo em relação aos modelos com efeito construtivo, é perceptível que ocorreu um acréscimo considerável nesse esforço para os modelos M01 (em torno de 23 tf de diferença), seja no modelo rotulado, seja no modelo engastado. Os modelos M02, rotulados ou rígidos, também apresentaram um aumento de esforço normal atuante na base dos pilares P8 e P30 (em torno de 4tf de diferença).

Esses resultados relativos à análise incremental estão em convergência Kripka (1990), o qual sugere que a redistribuição desses esforços normais nos pilares é proporcional à altura da estrutura, ou seja, o modelo com maior número de pavimentos (M01) apresentou a variação de resultados mais significativa em ambos os pilares.

4.3. MOMENTOS FLETORES NOS PILARES P8 E P30

Em oposição ao que ocorre com o esforço normal, onde há variação proporcional do esforço em função da altura do edifício, essa proporcionalidade não se mantém para os pilares P8 e P30, em M01 e M02, ao avaliar os momentos atuantes, apesar da elevada diferença no número de pavimentos entre eles. As Tabelas 05 e 07 ilustram os momentos fletores que atuam na base e no topo desses pilares para os modelos M01 e M02, respectivamente. Além disso, a Figura 33 ilustra o pórtico espacial com o sistema de coordenadas global, a fim de facilitar a visualização e entendimento dos momentos fletores tabelados. Nesse caso, M_z equivale ao momento em torno do eixo “y”, assim como M_y equivale ao momento em torno do eixo “x” global.

Figura 33 – Momentos My presentes no pilar P8, M01.



Fonte: Autor (2024).

Essa elevada taxa de variação de momentos no topo e base dos pilares pode ser explicada pela baixa magnitude dessas solicitações, uma vez que, majoritariamente, esses valores não superam 5 tfm, o que favorece maiores discrepâncias nos resultados percentuais. Os valores comparativos para os devidos modelos estão dispostos nas Tabelas 06 e 08, onde os valores negativos indicam redução (em valor absoluto) nos momentos, bem como os positivos indicam aumento.

Tabela 05 – Momentos atuantes nos pilares P8 e P30 em modelos M01.

		Momentos fletores (tfm)			
Modelo M01		M01	M01-ART	M01-INCR	M01-ART-INCR
Pilar P8	Mz,topo	0,82	1,01	-0,09	1,04
	Mz,base	-0,41	0,00	-3,19	0,00
	My,topo	13,81	2,42	12,88	1,62
	My,base	50,05	0,00	48,75	0,00
Pilar P30	Mz,topo	3,38	1,50	4,57	2,34
	Mz,base	4,50	0,00	6,48	0,00
	My,topo	1,03	0,95	0,31	0,79
	My,base	0,57	0,00	-1,04	0,00

Fonte: Autor (2024).

Tabela 06 – Diferença entre os resultados em modelos M01.

Δ	P8		P30	
	Mz,topo (tfm)	My,topo (tfm)	Mz,topo (tfm)	My,topo (tfm)
M01 e M01-ART	18,81%	-82,48%	-55,62%	7,77%
M01-INCR e M01-ART-INCR	91,35%	-87,42%	-48,80%	60,76%
M01 e M01-INCR	-89,02%	-6,73%	26,04%	-69,90%
M01-ART e M01-ART-INCR	2,88%	-33,06%	35,90%	-16,84%

Fonte: Autor (2024).

Tabela 07 – Momentos atuantes nos pilares P8 e P30 em modelos M02.

Modelo M02		Momentos fletores (tfm)			
		M02	M02-ART	M02-INCR	M02-ART-INCR
Pilar P8	Mz,topo	0,33	0,28	0,06	0,29
	Mz,base	0,16	0,00	-0,55	0,00
	My,topo	6,42	3,14	6,28	3,09
	My,base	10,33	0,00	10,04	0,00
Pilar P30	Mz,topo	0,10	-0,21	0,29	-0,16
	Mz,base	0,53	0,00	0,92	0,00
	My,topo	1,28	0,76	0,97	0,73
	My,base	1,44	0,00	0,74	0,00

Fonte: Autor (2024).

Tabela 08 – Diferença entre os resultados em modelos M02.

Δ	P8		P30	
	Mz,topo (tfm)	My,topo (tfm)	Mz,topo (tfm)	My,topo (tfm)
M02 e M02-ART	-15,15%	-51,09%	52,38%	-40,63%
M02-INCR e M02-ART-INCR	79,31%	-50,80%	-44,83%	-24,74%
M02 e M02-INCR	-81,82%	-2,18%	65,52%	-24,22%
M02-ART e M02-ART-INCR	3,45%	-1,59%	-23,81%	-3,95%

Fonte: Autor (2024).

Apesar das diferenças percentuais semelhantes, a magnitude dos momentos que atuam nos pilares dos modelos M01, em maior parte, é superior à dos modelos M02, chegando próximo a 80% em alguns casos. Ainda, tanto em M01 quanto em M02, o pilar P8 apresentou esforços substancialmente superiores ao pilar P30.

Além disso, é possível observar que ao adotar a articulação perfeita, como esperado e em conformidade com Santos (2016), os momentos que solicitavam a base dos pilares P8 e P30, em ambos os eixos, passam a ser zero.

Por fim, a presença da rótula na base desses pilares também gerou uma redistribuição de momentos em ambos os modelos, modificando, inclusive, os

momentos de topo solicitantes ($M_{z,topo}$ e $M_{y,topo}$), os quais, majoritariamente, sofreram redução, principalmente em M02.

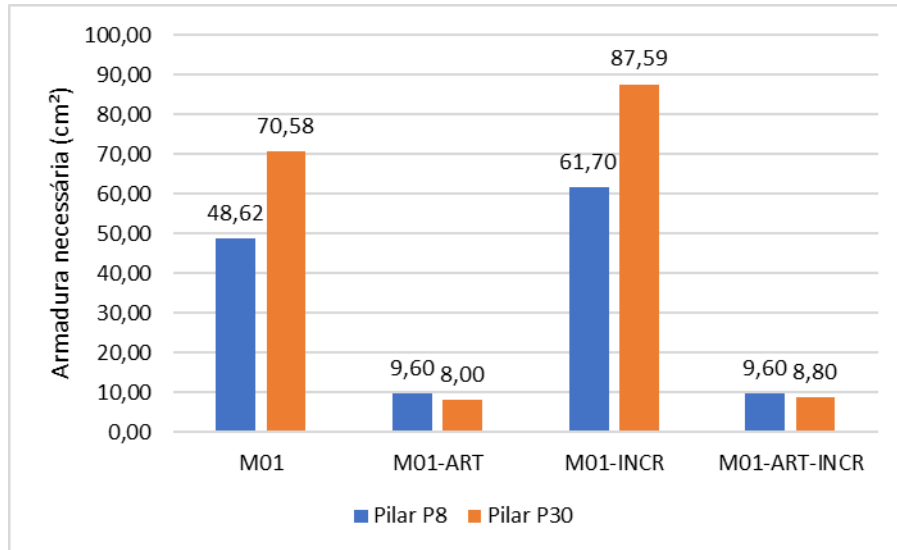
4.4. ARMADURA NECESSÁRIA NOS PILARES P8 E P30

Para os modelos M01, inicialmente desconsiderando o efeito construtivo e considerando articulação na base dos pilares, houve uma redução de, 80,26 e 88,67% na armadura necessária para P8 e P30, nessa ordem. Essa divergência se torna ainda mais relevante no comparativo entre os modelos com a análise incremental e o emprego da rótula na base dos pilares, aumentando para cerca de 84 e 90%, respectivamente, a diferença de armadura necessária para cada pilar.

Esse aumento na variação, por sua vez, é devido à variação no comparativo entre M01 e M01-INCR, onde houve um aumento médio de, aproximadamente, 20% da armadura necessária para ambos os pilares, superior à variação no comparativo entre M01-ART e M01-ART-INCR. A Figura 34 e a Tabela 09 ilustram a armadura necessária para os pilares em função dos diferentes modelos e a variação de armadura necessária para cada pilar. Os valores positivos na Tabela 09 indicam aumento nas armaduras, da mesma maneira que os negativos indicam redução.

Além disso, ao analisar os modelos sem rotulação na base dos pilares P8 e P30 no pavimento de transição, com e sem a consideração do efeito incremental, a variação em termos de taxa de armadura, foi de 2,05 para 2,86, para o pilar P8. Já para o pilar P30, a variação foi de 3,93 para 4,42, superando o valor máximo de armadura permitida para pilares em regiões de emenda, conforme item 17.3.5.3.2 da ABNT NBR 6118:2023.

Figura 34 – Armadura necessária para os pilares P8 e P30 em modelos M01.



Fonte: Autor (2024).

Tabela 09 – Comparativo armadura necessária para os pilares P8 e P30, M01.

Comparativo armadura necessária (cm²)		
Δ	P8	P30
M01 e M01-ART	-80,26%	-88,67%
M01-INCR e M01-ART-INCR	-84,44%	-89,95%
M01 e M01-INCR	21,20%	19,42%
M01-ART e M01-ART-INCR	0,00%	9,09%

Fonte: Autor (2024).

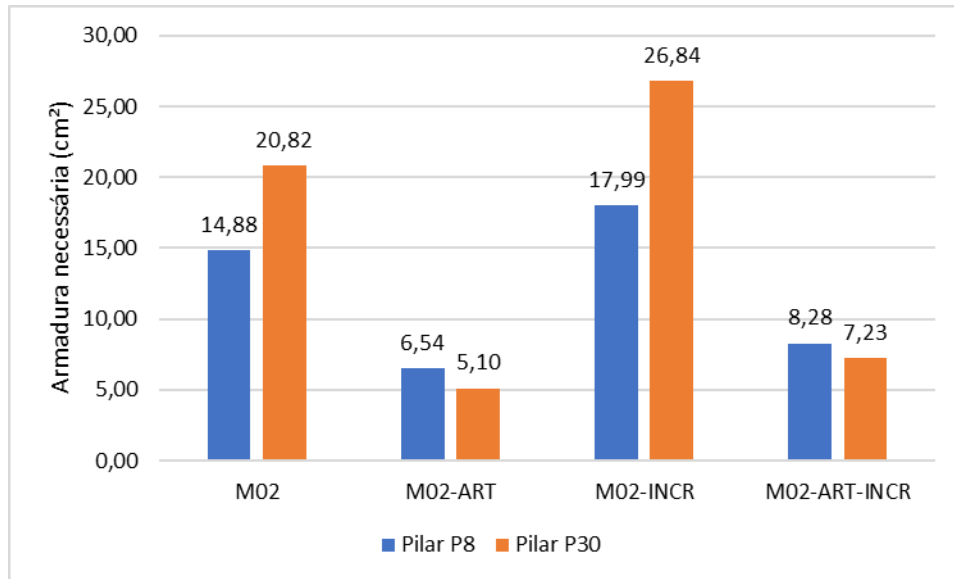
Ao tratar dos modelos M02, essas diferenças percentuais entre as armaduras necessárias foram menores. Ao desconsiderar o efeito construtivo, a redução foi de aproximadamente 56% para o pilar P8 e 75,50% para o pilar P30.

Em contrapartida, ao considerar a análise incremental, esses percentuais reduzem para 53,97 e 73,06%, respectivamente. Essa redução pode ser explicada em função da taxa de aumento entre M02 e M02-INCR, 17,29% de armadura necessária para o pilar P8 e 22,43% para o pilar P30, ser menor que a taxa de aumento de armadura necessária entre M02-ART e M02-ART-INCR. A Figura 35 e a Tabela 10 ilustram a armadura necessária para os pilares em função dos diferentes modelos e a variação de armadura necessária para cada pilar. Da mesma maneira que na Tabela 09, os valores positivos na Tabela 10 indicam aumento nas armaduras e os negativos indicam redução.

Já ao analisar os modelos sem rotulação na base dos pilares P8 e P30 no pavimento de transição, com e sem a consideração do efeito incremental, a variação em termos de taxa de armadura, foi de 1,61 para 1,88, para o pilar P8 e de 2,51 para

2,95 para o pilar P30. Nesse caso, devido à menor dimensão dos modelos M02, a variação na taxa de armadura foi menor se comparada aos modelos M01.

Figura 35 – Armadura necessária para os pilares P8 e P30 em modelos M02.



Fonte: Autor (2024).

Tabela 10 – Comparativo armadura necessária para os pilares P8 e P30, M02.

Comparativo armadura necessária (cm²)		
Δ	P8	P30
M02 e M02-ART	-56,05%	-75,50%
M02-INCR e M02-ART-INCR	-53,97%	-73,06%
M02 e M02-INCR	17,29%	22,43%
M02-ART e M02-ART-INCR	21,01%	29,46%

Fonte: Autor (2024).

No geral, para ambos os modelos, M01 e M02, a situação em que apresentou menor armadura necessária foi a que apresentou a base dos pilares P8 e P30, no pavimento transição, rotulada e desconsiderou o efeito construtivo.

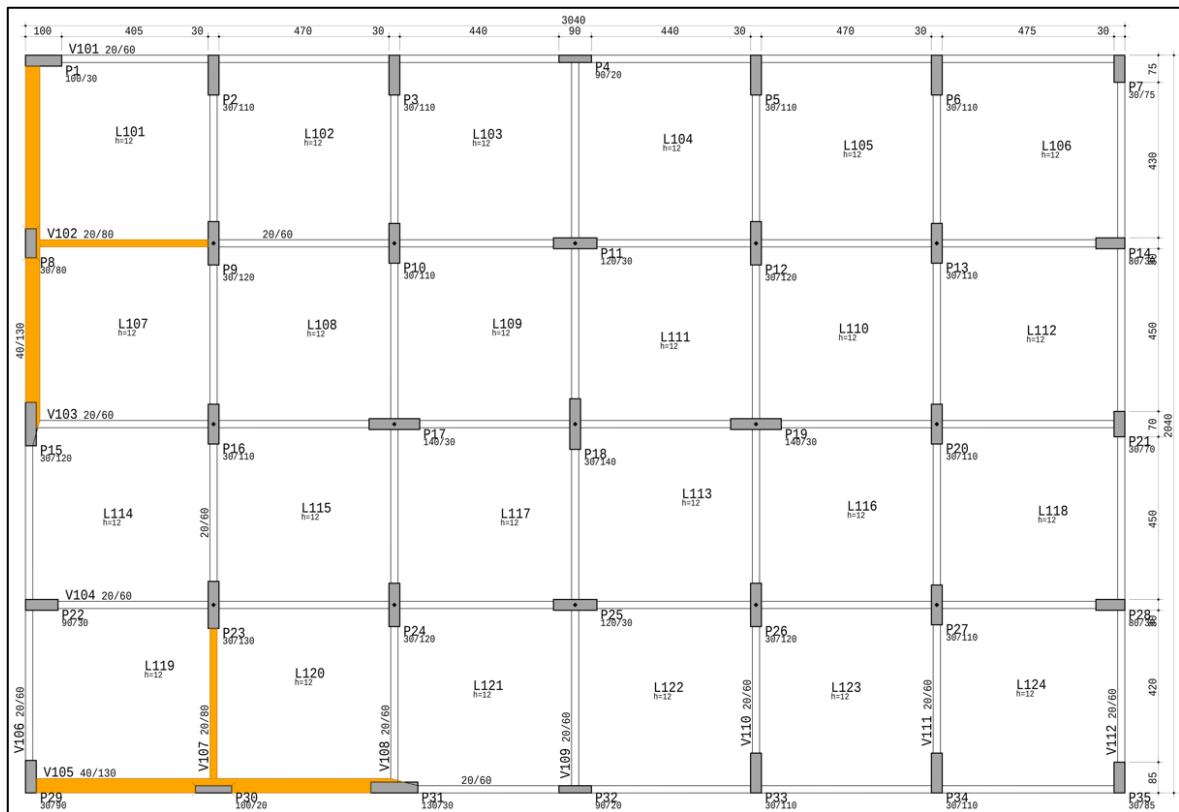
Sendo assim, alguns fatores contribuíram substancialmente para essa redução de armadura necessária: a consideração do efeito incremental, que aumentou consideravelmente as solicitações impostas à estrutura, a depender da região analisada e, principalmente, a adoção da articulação perfeita, que reduziu expressivamente os momentos solicitantes no topo e na base dos respectivos pilares. Além disso, é válido ressaltar que esses fatores não atuam isoladamente na estrutura,

mas em conjunto e, sendo assim, é possível que alguns esforços sejam negligenciados, a depender do modelo avaliado.

4.5. MOMENTO FLETOR EM VIGAS NA LIGAÇÃO VIGA-PILAR

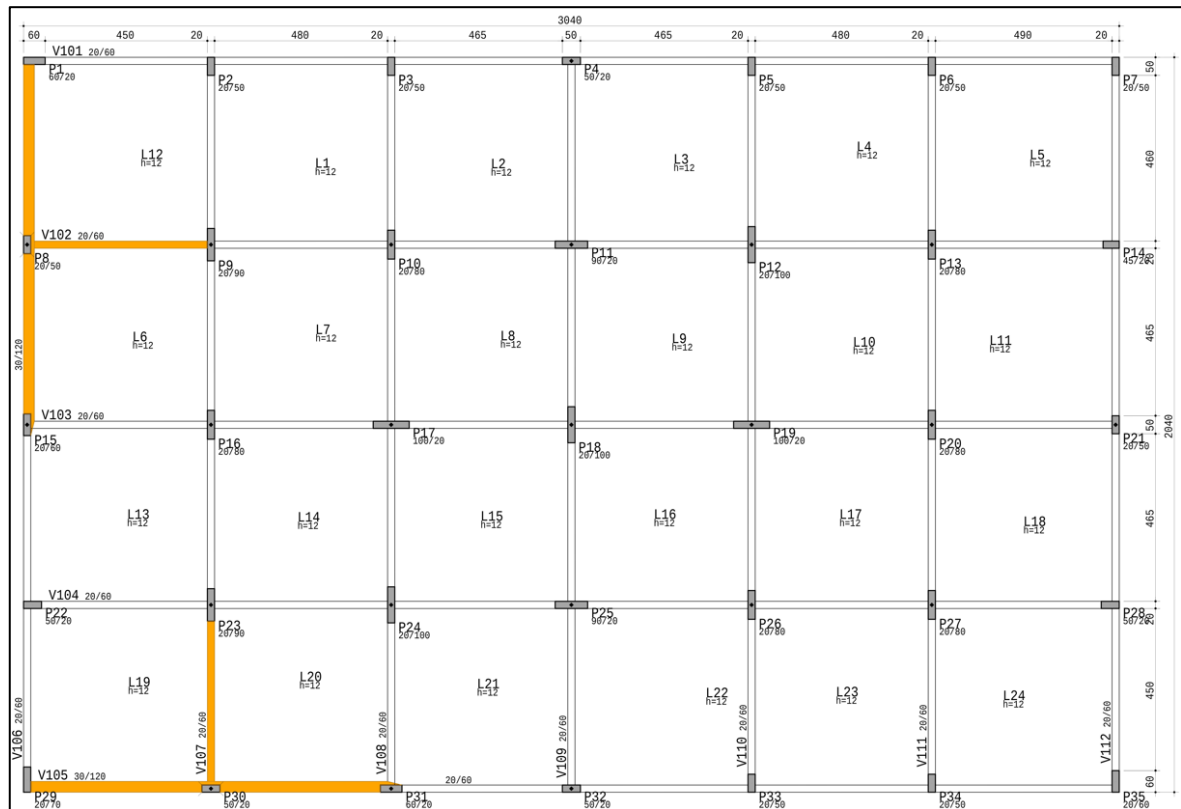
Foram analisados os momentos fletores atuantes em 4 vigas em cada modelo, ilustradas pelas Figuras 36 e 37, referentes aos modelos M01 e M02, respectivamente. As vigas analisadas foram as 2 vigas de transição, previamente identificadas como VT1 e VT2, e mais 2 vigas que fazem parte da ligação viga de transição-pilar, na região de transição junto aos pilares P8 e P30, as vigas V102 e V107.

Figura 36 – Vigas analisadas, pavimento transição, M01.



Fonte: Autor (2024).

Figura 37 – Vigas analisadas, pavimento transição, M02.



Fonte: Autor (2024).

Com base nos resultados obtidos, é possível observar que as vigas VT1 e VT2 apresentaram menores divergências, tanto em modelos M01 quanto em modelos M02, chegando a valores máximos de 7,32% de diferença para VT1 e 7,60% para VT2.

Os momentos fletores atuantes nas vigas são ilustrados pelas Tabelas 11 e 13 e o comparativo entre os resultados obtidos, para os modelos M01 e M02 estão representados pelas Tabelas 12 e 14, que segue a mesma linha das tabelas comparativas anteriores, onde os valores positivos indicam, aumento nos momentos fletores e os negativos indicam redução, em valores absolutos.

Tabela 11 – Momentos fletores em vigas na região de transição, M01.

Modelo M01	Momentos fletores, ligação viga-pilar (tfm)			
	M01	M01-ART	M01-INCR	M01-ART-INCR
VT1	405,06	393,51	437,03	421,88
V102	-10,98	-7,42	-9,39	-8,58
VT2	373,76	364,56	403,47	394,53
V107	-15,36	-14,84	-16,00	-17,07

Fonte: Autor (2024).

Tabela 12 – Comparativo momentos fletores em vigas região de transição, M01.

Comparativo momentos fletores, ligação viga-pilar				
Δ	VT1	V102	VT2	V107
M01 e M01-ART	-2,85%	-32,42%	-2,46%	-3,39%
M01-INCR e M01-ART-INCR	-3,47%	-8,63%	-2,22%	6,27%
M01 e M01-INCR	7,32%	-14,48%	7,36%	4,00%
M01-ART e M01-ART-INCR	6,72%	13,52%	7,60%	13,06%

Fonte: Autor (2024).

Tabela 13 – Momentos fletores em vigas na região de transição, M02.

Comparativo momentos fletores, ligação viga-pilar				
Δ	VT1	V102	VT2	V107
M02 e M02-ART	-1,22%	-31,07%	-0,11%	-28,60%
M02-INCR e M02-ART-INCR	-1,09%	-19,87%	0,00%	-16,01%
M02 e M02-INCR	1,37%	-10,10%	2,29%	-10,02%
M02-ART e M02-ART-INCR	1,50%	4,31%	2,40%	5,52%

Fonte: Autor (2024).

Tabela 14 – Comparativo momentos fletores em vigas região de transição, M02.

Comparativo momentos fletores, ligação viga-pilar				
Δ	VT1	V102	VT2	V107
M02 e M02-ART	-1,22%	-31,07%	-0,11%	-28,60%
M02-INCR e M02-ART-INCR	-1,09%	-19,87%	0,00%	-16,01%
M02 e M02-INCR	1,37%	-10,10%	2,29%	-10,02%
M02-ART e M02-ART-INCR	1,50%	4,31%	2,40%	5,52%

Fonte: Autor (2024).

Apesar de VT1 e VT2 apresentarem menores taxas de divergências, os esforços solicitantes nessas vigas são substancialmente maiores em relação às vigas V102 e V107. Sendo assim, semelhante ao que ocorre nas diferenças percentuais dos momentos fletores atuantes nos pilares P8 e P30, em razão da baixa magnitude dessas solicitações em V102 e V107, as discrepâncias são expressivamente maiores em relação às vigas VT1 e VT2, principalmente em modelos M02.

Além do mais, da mesma maneira que acontece em relação aos esforços normais atuantes nos pilares P8 e P30, a proporção entre a altura da edificação e a magnitude dos esforços, bem como as divergências percentuais encontradas entre os modelos, se faz presente nessas vigas de transição.

Ademais, as vigas de transição apresentaram uma proporcionalidade em relação ao aumento de rigidez da seção e o aumento de esforços atuantes nessas vigas, da mesma maneira que concluíram Nogueira e Oliveira (2018). Ou seja, as

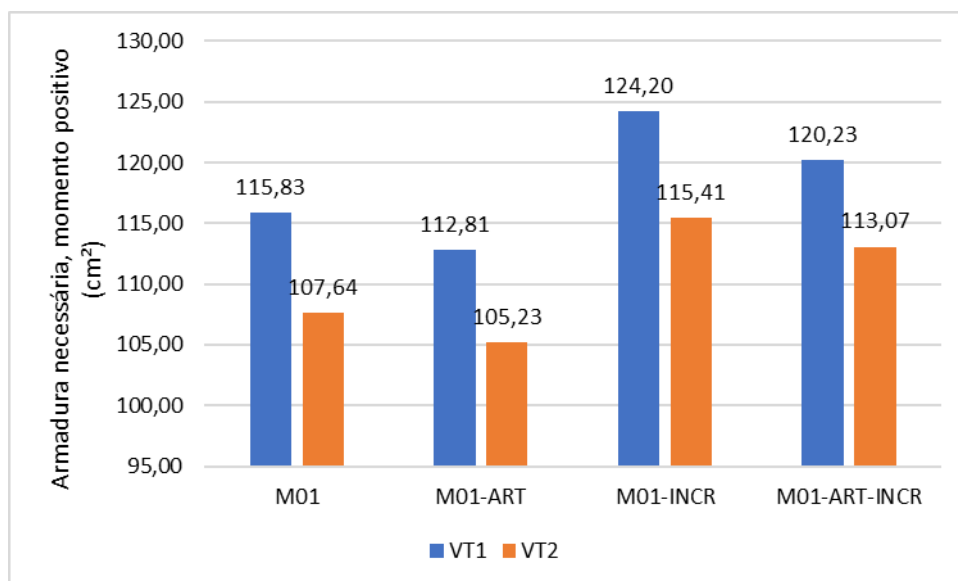
vigas de transição dos modelos M01 apresentaram maiores momentos fletores em comparação às dos modelos M02.

Por fim, ao realizar uma análise comparativa entre os modelos com e sem rótula na base dos pilares P8 e P30, percebe-se que, em M02, como esperado, há pouca ou quase nenhuma transferência de momentos fletores para as vigas VT1 e VT2 ao inserir uma rótula, estando em concordância com Santos (2016). Em M01, também ao inserir a rótula, a transferência desses momentos fletores apresentou maior magnitude, o que pode ser atribuído à dimensão dos modelos. Ainda assim, essa diferença não chegou a 4% para o modelo M01.

4.6. ARMADURA NECESSÁRIA NAS VIGAS VT1 E VT2

Foram analisadas as armaduras necessárias em função do momento máximo positivo, região onde ocorre a ligação viga de transição-pilar, nas vigas VT1 e VT2 para os 8 modelos em questão. As Figuras 38 e 39 e as Tabelas 15 e 16 ilustram a armadura necessária positiva em função dos diferentes modelos, bem como a variação de armadura necessária para cada viga.

Figura 38 – Armadura positiva necessária para as vigas VT1 e VT2, M01.



Fonte: Autor (2024).

Tabela 15 – Comparativo armadura necessária para vigas VT1 e VT2, M01.

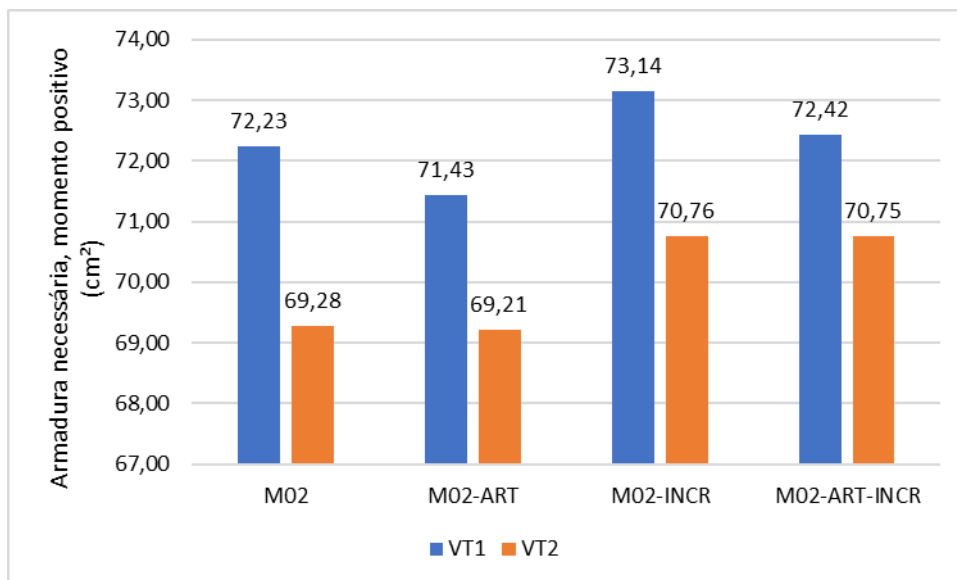
Comparativo armadura necessária, ligação viga-pilar		
Δ	VT1	VT2
M01 e M01-ART	2,61%	2,24%
M01-INCR e M01-ART-INCR	3,20%	2,03%
M01 e M01-INCR	6,74%	6,73%
M01-ART e M01-ART-INCR	6,17%	6,93%

Fonte: Autor (2024).

A taxa de diferença entre os modelos M01, em função da armadura necessária, apresentou percentuais semelhantes a taxa dos momentos fletores nessas mesmas vigas. O resultado já era esperado, uma vez que a relação entre o momento fletor presente na viga e a armadura necessária é diretamente proporcional.

Entretanto, apesar das pequenas diferenças percentuais, é válido ressaltar que, devido à magnitude dos esforços, em termos de armadura, essa diferença chega a representar cerca de 8,37 cm², ou seja, diferença de mais de 4 barras de 16 mm.

Figura 39 – Armadura positiva necessária para as vigas VT1 e VT2, M02.



Fonte: Autor (2024).

Tabela 16 – Comparativo armadura necessária para vigas VT1 e VT2, M02.

Comparativo armadura necessária, ligação viga-pilar		
Δ	VT1	VT2
M02 e M02-ART	1,11%	0,10%
M02-INCR e M02-ART-INCR	0,98%	0,01%
M02 e M02-INCR	1,24%	2,09%
M02-ART e M02-ART-INCR	1,37%	2,18%

Fonte: Autor (2024).

Da mesma maneira que ocorre nos modelos M01, a diferença percentual de armadura necessária entre os modelos apresentou resultados próximos à diferença apresentada pelos momentos fletores, em razão da relação proporcional entre as grandezas. Nos modelos M02, contudo, essa diferença em termos de armadura necessária é inferior a 2 cm², ou seja, 1 barra de 16 mm já seria suficiente

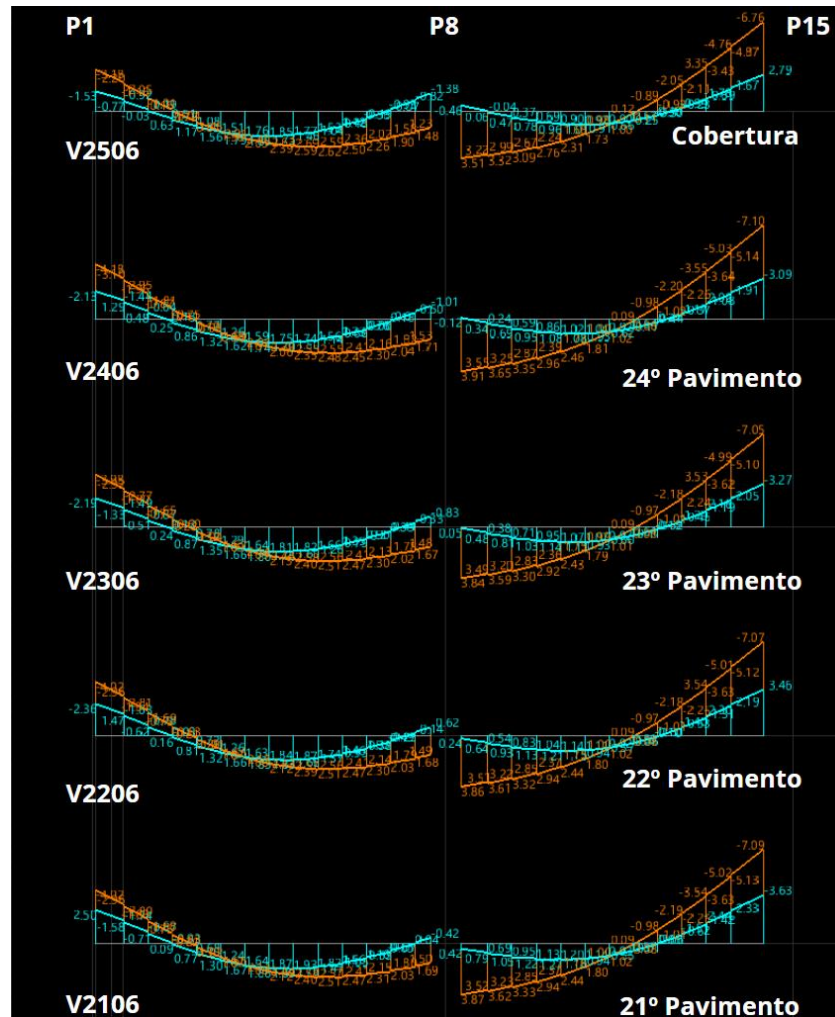
4.7. ANÁLISE INCREMENTAL NA LIGAÇÃO VIGA-PILAR

Por fim, foram analisados os 2 modelos elaborados com base no efeito incremental, M01-INCR e M02-INCR.

Com relação ao modelo M01-INCR, o comparativo realizado pelo TQS é ilustrado pelas Figuras 40 e 41, que representam o diagrama de momentos fletores para as vigas dos últimos pavimentos e para a viga de transição, respectivamente. A fim de evitar sobreposição dos diagramas, as barras referentes aos pilares foram desativadas no visualizador.

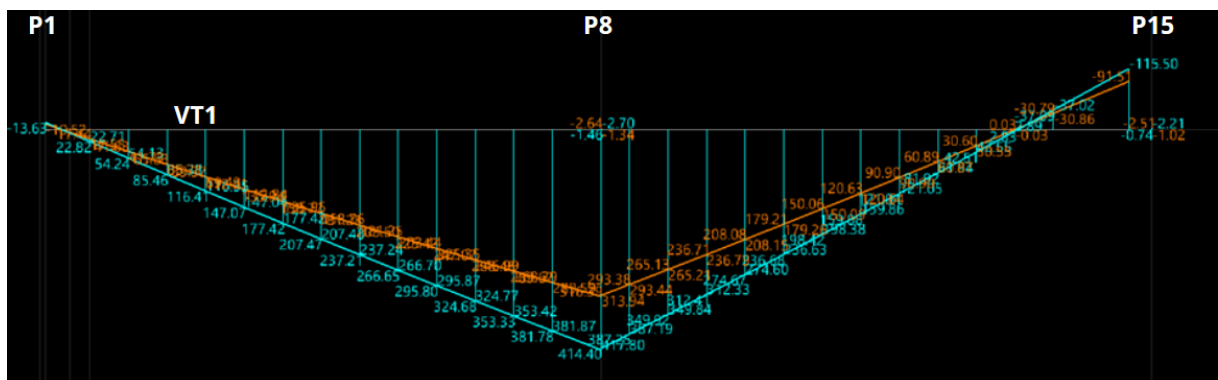
Por padrão do programa, as análises com e sem a consideração do efeito incremental são representadas no comparativo pelas cores azul e laranja, respectivamente.

Figura 40 – Comparativo momentos fletores em vigas, pavimentos finais, M01.



Fonte: TQS (2024).

Figura 41 – Comparativo momentos fletores na viga VT1.



Fonte: TQS (2024).

Com base nas figuras é possível perceber que a maior distorção de valores ocorre na viga VT1, com cerca de 25% de diferença. Apesar de outras vigas

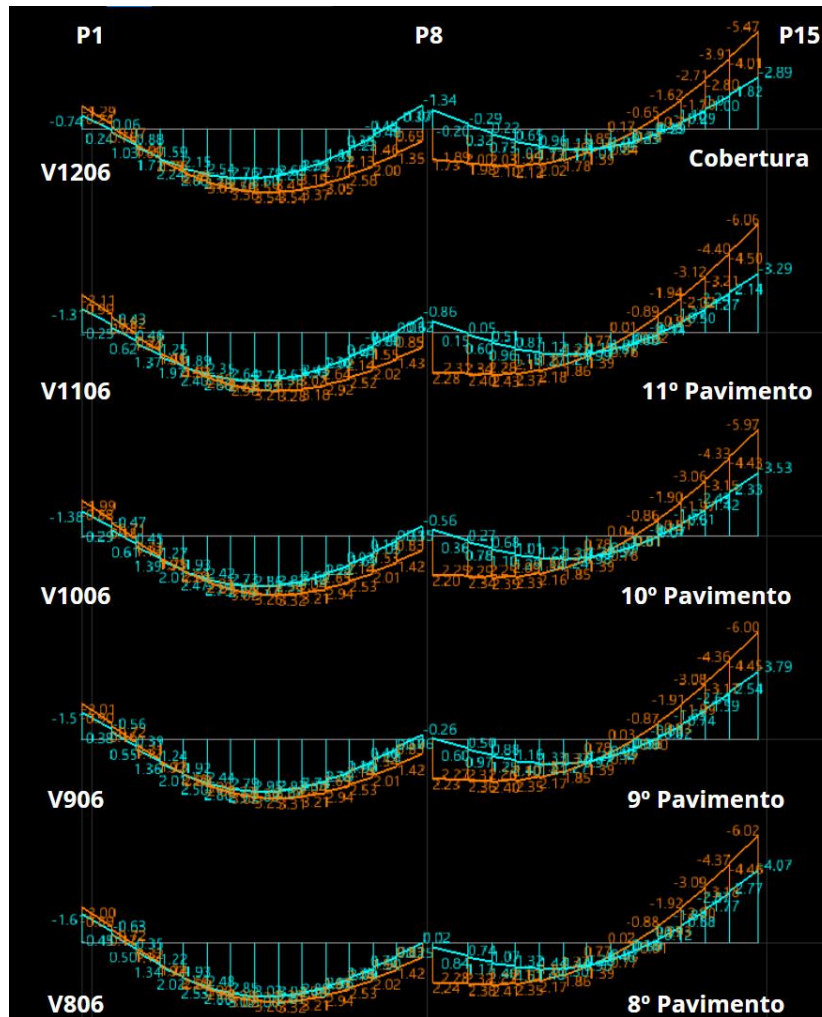
apresentarem valores percentuais maiores, a magnitude dos momentos fletores nas vigas de transição é imensamente superior às demais.

Além do mais, ao analisar o pórtico como um todo, é possível observar que as vigas de andares mais intermediários apresentaram menores divergências em relação a essa análise incremental, em contraposição ao comportamento dos momentos fletores que atuam em vigas de pavimentos iniciais e finais, que foram significativamente alterados em alguns casos.

Nas vigas V2106, V2206, V2306, V2406 e V2506, por exemplo, numa análise convencional, o meio do vão, onde é feita a ligação com o pilar P8, os momentos fletores presentes são exclusivamente positivos. Contudo, ao considerar o efeito construtivo (em azul), há uma inversão de sentido nesses momentos, reduzindo significativamente ou até excluindo esse momento fletor positivo. Essa inversão de momentos é justificada pela ausência ou redução de tensões e deslocamentos gerados pelo peso próprio de pavimentos inferiores, seja devido a escoras que impedem o pavimento superior de se deformar, seja pela inexistência do pavimento superior até as fases finais de construção da estrutura. Ainda, é possível atribuir a redução dos momentos negativos nas extremidades, no encontro com os pilares P1 e P15, à redistribuição de esforços nos pilares em razão da deformação diferencial axial entre esses elementos.

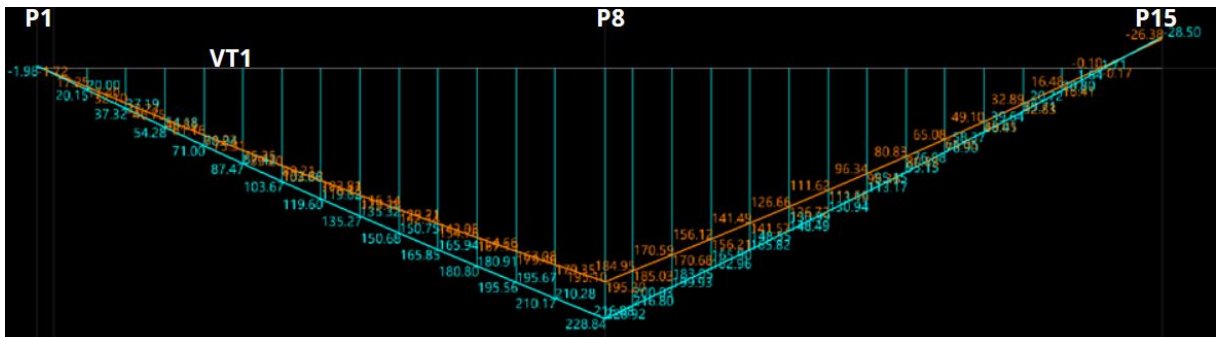
As Figuras 42 e 43 ilustram o comparativo realizado para o modelo M02-INCR. Para evitar sobreposições, foi adotado o mesmo procedimento citado para o modelo M01-INCR, desativando as barras dos pilares.

Figura 42 – Comparativo momentos fletores em vigas, pavimentos finais, M02.



Fonte: TQS (2024).

Figura 43 – Comparativo momentos fletores na viga VT1.



Fonte: TQS (2024).

De maneira semelhante ao que ocorreu no modelo M01-INCR, a viga VT1 foi a que apresentou diferenças mais significativas em termos de momentos fletores,

devido à magnitude dos valores. Ainda assim, a diferença foi de aproximadamente 15%, inferior ao que apresentou o modelo M01-INCR.

Também, foi possível perceber o mesmo padrão de divergência entre os pavimentos, onde os pavimentos mais intermediários apresentaram diferenças menores em comparação aos pavimentos iniciais e finais da edificação.

Ainda, nos últimos pavimentos do modelo M02-INCR, na ligação da viga com o pilar P8, assim como em M01-INCR, também é possível perceber uma inversão de sentido nos momentos fletores positivos presentes e redução dos momentos negativos nas extremidades.

Desse modo, tanto em M01 quanto em M02, a disposição de armaduras, principalmente nessas vigas, mudaria significativamente em relação ao modelo sem essa consideração do efeito construtivo, resultando em modelos incompatíveis com as solicitações reais da estrutura, corroborando o que sugeriu Coelho (2003).

Por fim, para ambos os modelos, M01 e M02, foram analisados os deslocamentos no topo do pilar P8 no pavimento cobertura. Como é possível perceber pela Tabela 17, nos dois modelos, a consideração da análise incremental apresentou menores deslocamentos no topo do pilar.

Tabela 17 – Deslocamentos no topo de P8, modelos M01 e M02.

Deslocamentos no topo do pilar P8 (cm)	M01	M02
Análise convencional	0,74	0,54
Análise incremental	0,62	0,48

Fonte: Autor (2024).

O comportamento de inversão dos momentos na ligação da viga com o pilar P8, no pavimento cobertura, nos dois modelos, pode ser explicado pelo deslocamento inferior no topo do pilar P8 ao considerar a análise incremental, uma vez que, em oposição ao que ocorre na análise convencional, onde surge um momento fletor positivo nessa ligação viga-pilar, a análise incremental apresenta momentos fletores negativos no topo dessa ligação.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esse trabalho restringiu-se a avaliar a vinculação de ligações viga-pilar em vigas de transição em edifícios de concreto armado submetidos ao efeito construtivo, a partir de 2 modelos particulares. Os modelos utilizados são de geometria retangular, diferentes entre si no número de pavimentos adotado. A partir dessas plantas, cada modelo foi dividido em modelos com e sem a consideração de articulação perfeita na base dos pilares P8 e P30, que nascem em vigas de transição, e com e sem a consideração do efeito incremental. Ao final, totalizaram 8 modelos, posteriormente dimensionados para simular uma situação mais próxima à realidade.

Com base nesses modelos, foi possível observar que o emprego de uma rótula na base de pilares que nascem em vigas de transição pode reduzir significativamente os momentos fletores atuantes nesses pilares e, conseqüentemente, a armadura necessária calculada para esses elementos. Ao considerar, ainda, o efeito incremental, somado ao emprego dessa rótula, a redistribuição de momentos na região pode se tornar ainda mais significativa.

Em relação à estabilidade global, coeficiente γ_z , deslocamentos total e entre pisos, ambos os modelos e suas variações praticamente não sofreram influência da adoção de articulação perfeita na base dos pilares e/ou consideração de efeito construtivo, além de estarem dentro dos valores limites estabelecidos por norma. Como o vento foi desconsiderado para o efeito construtivo, com base na literatura e nos critérios do TQS, é plausível considerar que esses valores sejam semelhantes entre as variantes dos modelos.

Além disso, é possível concluir que, independentemente da dimensão dos modelos estudados, ao considerar uma rótula na base dos pilares P8 e P30, o esforço normal atuante no lance de transição não sofre alterações significativas. Em termos de efeito incremental, esses esforços sofrem um aumento inferior a 15%, mas já são considerados significativos para o dimensionamento desses pilares.

Para os momentos fletores atuantes nas vigas de transição, bem como para as respectivas armaduras necessárias, ao empregar uma articulação perfeita, no modelo M02, não há aumentos significativos, não superando 1,50%. Devido à altura da edificação, os esforços atuantes são proporcionalmente menores se comparados aos em M01. Já em relação ao modelo M01, o emprego da rótula gerou uma diferença

percentual próxima a 3,5% nos momentos fletores positivos atuantes. Ao considerar ainda o efeito incremental para M01, esses valores chegam próximos a 7,6%.

Ademais, foi possível confirmar, com base nos modelos desenvolvidos, que a consideração do efeito construtivo apresenta maiores distorções em pavimentos iniciais e finais das edificações. Os pavimentos centrais apresentam maior convergência de solicitações. Além disso, o modelo M01, com 25 pavimentos, apresentou maiores distorções de resultados em comparação ao modelo M02, com 12 pavimentos.

A análise dos deslocamentos no topo do pilar P8, nos pavimentos de cobertura de ambos os modelos, possibilitou atribuir a diferença de solicitações aos deslocamentos inferiores, nessa região, ao considerar a análise incremental.

Com base nesse estudo, foi possível perceber a relevância de adotar rótulas na base de pilares que nascem sobre vigas de transição, uma vez que o dimensionamento desses pilares pode ser alterado significativamente. Ao adotar essa solução e, ao perceber reduções expressivas, como foi o caso desse trabalho, talvez seja ideal adotar algum coeficiente de segurança, a fim de evitar maiores negligências no cálculo estrutural.

Por fim, também foi possível observar a relevância de submeter a estrutura a uma análise incremental, sendo possível obter uma envoltória de esforços para adotar uma armadura mais condizente com a realidade. Uma vez que ferramentas e programas estão cada vez mais preparados para realizar considerações mais complexas e precisas, não há motivos para não aderir a essas inovações.

5.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Analisar a influência da vinculação da ligação viga-pilar em vigas de transição em edificações em concreto armado com diferentes dimensões, assimetrias ou núcleo rígido;
- Realizar uma análise incremental em vigas de transição em edificações em concreto armado, com módulo de elasticidade do concreto variável;
- Considerar iteração solo-estrutura junto ao efeito construtivo em vigas de transição em edificações em concreto armado;
- Quantificar influência da articulação perfeita em termos de redução de armadura necessária em diferentes geometrias de pilares.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDRADE, R. B.; NÓBREGA, PGB da; NÓBREGA, SHS da. **Metodologia para o cálculo de um coeficiente de avaliação dos efeitos de segunda ordem globais de torção**. In: 61º Congresso Brasileiro do Concreto CBC. 2019.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Concepção estrutural de edifícios em concreto armado**. Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria, 2007.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Estudo teórico-experimental do comportamento de nós de pórtico de concreto armado submetidos a ações cíclicas**. São Carlos. 218p. Tese (Doutorado)–Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, 2004.

ALVA, G. M. S.; FERREIRA, M. A.; EL DEBS, A. L. H. C. **Engastamento parcial de ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 2, p. 356-379, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2023.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2023.

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

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **ESTRUTURAS DE CONCRETO I: FLEXÃO NORMAL SIMPLES - VIGAS**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2015.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **ESTRUTURAS DE CONCRETO II: VIGAS DE CONCRETO ARMADO**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2015.

COELHO, Adriana de Oliveira Leite. **Influência das etapas de construção e carregamento na análise de pórticos planos em edifícios altos**. Dissertação de Mestrado – Universidade Feral de Minas Gerais, 2003.

DE ARAÚJO FERREIRA, Marcelo. **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, 1999

ESTEVES, Gabrielli Bertoldo. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado com presença de vigas de transição ou assimetrias**. 2023.

GIONGO, José Samuel. **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios**. EESC/SET, 2005.

GORZA, Leonardo Santos. **Análise incremental construtiva de edifícios metálicos de andares múltiplos usando o método dos elementos finitos.** 2000

IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Censo Brasileiro de 2022.** Rio de Janeiro: IBGE, 2023.

KIMURA, Alio Ernesto. **Cálculo de Pilares de Concreto Armado.** Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural, 2008.

KRIPKA, Moacir. **Análise incremental construtiva de edificações.** 1990.

LONGO, Luis Filipe. **Vinculação de pilares em vigas de transição.** QiSuporte, maio de 2023. Disponível em: Vinculação de pilares em vigas de transição – QiSuporte (altoqi.com.br). Acesso em: 13 de dez. de 2023.

LUNA, Sara de Oliveira Marques. **Análise incremental considerando efeitos de retração e fluência em vigas de transição de concreto armado.** 2020. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte.

MONCAYO, Winston Junior Zumaeta. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado.** Master's degree dissertation, USP. São Carlos, 2011.

NASCIMENTO, Filipe Marinho; NETO, José de Moura Rêgo. **Análise da Influência da Rigidez das Ligações Viga-Pilar em um Edifício de Concreto Armado.** 2018

NOGUEIRA, Ana Paula dos Santos; OLIVEIRA, Larissa Cristina de. **Avaliação do comportamento de vigas de transição em edifícios com estruturas de concreto armado.** 2018.

PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.** 2ed. New York, John Wiley & Sons, 1992.

PEREIRA FILHO, João Tomás. **Influência da concepção estrutural na estabilidade global de edifícios em concreto armado.** 2019.

PEREIRA, Gabriel Souza. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar em estruturas de múltiplos pavimentos em concreto armado.** 2021.

PINTO, Rivelli da Silva. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado.** 1997. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

PRADO, José Fernão Miranda de Almeida. **Estruturas de edifícios em concreto armado submetidas a ações de construção.** 1999. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

RABELO, Bruno Vinhaes. **Análise de uma estrutura de edificação com viga de transição.** 2012.

SANTOS, Júlia Borges dos. **Análise da influência da rigidez das ligações vigapilar no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado.** 2016.

SILVA, Guilherme Henrique Melo. **Análise de estabilidade global em estruturas de edifícios em concreto armado.** 2018. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

SONDA, Eduardo da Luz. **Análise dos efeitos de segunda ordem globais de torção em edifícios altos em concreto.** 2023.

TQS INFORMÁTICA. **TQS DOCS – Análise estrutural.** Disponível em: [tqsdocs](https://www.tqsdocs.com.br/). Acesso em: 22 de dezembro de 2023.

WEIDE, Heliton. **Análise da influência de vigas de transição sobre os efeitos de segunda ordem globais de torção em edifícios de concreto armado.** 2023.

WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G. **Reinforced concrete mechanics & design.** 6th edition. New Jersey: Prentice Hall, 2011.