

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COECI – COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LUCAS ADAMI BOGONI

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DA
LIGAÇÃO VIGA-PILAR SOBRE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO
2019

LUCAS ADAMI BOGONI

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DA
LIGAÇÃO VIGA-PILAR SOBRE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO**

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação, apresentado como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel do curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR.

Orientador: Prof. Dr. Rodny Jesus
Mendoza Fakhye

TOLEDO
2019



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Toledo
Coordenação do Curso de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de Nº 200

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR SOBRE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO

por

LUCAS ADAMI BOGONI

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 8:20 h do dia **13 de Junho de 2019** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Prof. Dr Lucas Boabaid Ibrahim
(UTFPR – TD)

Prof. Dr. Carlos Eduardo Tino Balestra
(UTFPR – TD)

Prof. Dr. Rodnny Jesus Mendoza Fakhye
(UTFPR – TD)
Orientador

Visto da Coordenação
Prof. Dr. Fulvio Natercio Feiber
Coordenador da COECI

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

RESUMO

BOGONI, Lucas A.; Análise da influência da variação da rigidez da ligação viga-pilar sobre edifícios de concreto armado. 2019. 64 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Curso de Graduação em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo, 2019.

Este trabalho apresenta um estudo da influência da variação da rigidez da ligação viga-pilar sobre estruturas de concreto armado, com foco nas características mais afetadas por essas variações, a saber, a deslocabilidade horizontal, a estabilidade e a distribuição de esforços. São discutidos os conceitos do material construtivo, dos parâmetros sugeridos pela ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) para avaliação de estabilidade, da rigidez dos componentes estruturais e dos elementos construtivos utilizados e avaliados neste trabalho. Com base no projeto estrutural de um edifício de dez pavimentos, analisa como a flexibilização dos nós de pórtico afeta os elementos estruturais vizinhos, bem como o comportamento da estrutura como um todo. Os resultados mostram que uma avaliação dos valores obtidos para o coeficiente Gama-Z (como parâmetro para medir a estabilidade estrutural), dos deslocamentos horizontais no topo da edificação e da variação dos momentos fletores transferidos entre viga e pilar.

Palavras-chave: Ligação viga-pilar. Rigidez. Estabilidade.

ABSTRACT

BOGONI, Lucas A.; Analysis of the influence of the variation of rigidity of the beam-column connection on reinforced concrete buildings. 2019. 64 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Curso de Graduação em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Toledo, 2019.

This study presents an analysis of the influence of the variation of rigidity of the beam-column connection on reinforced concrete buildings, with emphasis on the characteristics most affected by these variations, such as horizontal shift, stability and strain distribution. It discusses concepts of the construction material, of the parameters suggested by the ABNT (Brazilian Association of Technical Regulations) for stability evaluation, of the structural component's rigidity and of the construction elements used in this work. Based on the structural project of a ten stories building, it analyses how the flexibilization of the beam-column connection affects adjacent structural elements, as well as the behavior of the structure as a whole. As a result, it evaluates the data obtained for the Gama-Z coefficient (as a parameter to measure structural stability), for the horizontal shifting at the top of the building and for the variation of bending moments transferred between beam and column.

Keywords: Beam-column connection. Stiffness. Stability.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1 – BARRA VERTICAL ENGASTADA NA BASE E LIVRE NO TOPO.....	17
FIGURA 2 – PÓRTICO DESLOCÁVEL.....	18
FIGURA 3 – PÓRTICO DE LIGAÇÕES RÍGIDAS.....	20
FIGURA 4 – PÓRTICO DE LIGAÇÕES ROTULADAS.....	20
FIGURA 5 – PÓRTICO DE LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS.....	21
FIGURA 6 – CURVA MOMENTO ROTAÇÃO DE UMA LIGAÇÃO SEMI-RÍGIDA....	22
FIGURA 7 – FATOR DE RESTRIÇÃO À ROTAÇÃO.....	23
FIGURA 8 – RELAÇÃO MOMENTO-ROTAÇÃO NA LIGAÇÃO VIGA-PILAR.....	23
FIGURA 9 – DIAGRAMA REPRESENTANDO X E D	24
FIGURA 10 – FISSURAÇÃO E DESLIZAMENTO DAS ARMADURAS EM NÓS DE PÓRTICOS	25
FIGURA 11 – GEOMETRIAS USUAIS DE NÓS.....	26
FIGURA 12 – VISÃO TRIDIMENSIONAL DO EDIFÍCIO ESTUDADO.....	29
FIGURA 13 – PLANTA DO PAVIMENTO TIPO E COBERTURA, COM LIGAÇÕES EM DESTAQUE.....	31
FIGURA 14 – COEFICIENTE GAMA-Z.....	32
FIGURA 15 – DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS.....	34
FIGURA 16 – MOMENTO MÁXIMO NA VIGA.....	35
FIGURA 17 – MOMENTO FLETOR TRANSFERIDO VIGA-PILAR.....	36

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	5
1.1 JUSTIFICATIVA.....	6
1.2 OBJETIVOS.....	7
1.2.1 Objetivo Geral.....	7
1.2.2 Objetivos Específicos.....	7
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	8
2.1 CONCRETO ARMADO.....	8
2.1.1 Não Linearidade Física e Geométrica.....	8
2.2 ESTABILIDADE ESTRUTURAL.....	9
2.2.1 Parâmetro Alfa.....	10
2.2.2 Coeficiente Gama-Z.....	11
2.2.3 Efeitos de Segunda Ordem.....	13
2.2.4 Rigidez.....	14
2.2.5 Deslocabilidade Horizontal.....	17
2.2.6 Distribuição de Esforços.....	19
2.3 LIGAÇÃO VIGA-PILAR.....	21
3 METODOLOGIA.....	28
4 RESULTADOS DISCUSSÕES.....	32
4.1 COEFICIENTE GAMA-Z.....	32
4.2 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS.....	34
4.3 DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS.....	35
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	38
REFERÊNCIAS.....	40
APÊNDICES.....	43

1 INTRODUÇÃO

A ligação viga pilar é responsável por transmitir solicitações entre elementos construtivos e tem fundamental importância sobre a distribuição de esforços, deslocabilidade e estabilidade em estruturas de concreto armado, por afetar não apenas seus componentes vizinhos, mas a edificação de forma global. Uma análise de estabilidade global torna-se necessária para mensurar esses efeitos e compreender de que forma a rigidez dos nós influencia na rigidez da estrutura e determina sua capacidade de resistir às solicitações de projeto (BARBOZA, 2008).

Dois critérios são sugeridos pela normativa ABNT NBR 6118:2014 para a avaliação da estabilidade estrutural em relação à mobilidade dos nós, o parâmetro Alfa (α) e o coeficiente Gama-Z (γ_z). O parâmetro α leva em conta características da edificação como altura, número de pavimentos e a rigidez dos elementos estruturais para determinar se a estrutura deve ser considerada como de nós fixos ou de nós móveis. O coeficiente γ_z , indicado para edifícios com mais de quatro pavimentos, analisa momentos de segunda ordem e de tombamento atuantes na edificação para determinar sua estabilidade, e permite ainda fazer uma estimativa dos esforços de segunda ordem.

Para estruturas consideradas como de nós móveis, a não homogeneidade do material, chamada não linearidade física, e do estudo da geometria deformada da estrutura, chamada não linearidade geométrica, passam a ter efeitos que não podem ser desconsiderados, o que acaba por aumentar a complexidade dos cálculos envolvidos no dimensionamento e dificulta a definição de padrões recorrentes de comportamento do concreto armado (OLIVEIRA, 2009).

Outro aspecto que merece atenção é o deslocamento horizontal da estrutura, indicativo do quanto uma edificação tem a capacidade de se deformar em determinada direção. Esse parâmetro é afetado pela diminuição de rigidez dos nós de pórtico e é um bom representante da estabilidade estrutural, sendo que um edifício muito deformável tende também a ser instável (BARBOZA, 2008).

O tipo de estrutura analisada interfere profundamente com a forma como a rigidez dos nós afeta edifícios de concreto armado. Estruturas onde somente pórticos simples (formados por vigas e pilares, apenas) agem como estruturas de contraventamento, representando a maior parcela de rigidez da edificação, são mais

profundamente afetadas do que aquelas que apresentam núcleos rígidos como pilares parede ou paredes estruturais (BERNARDI; FILHO; PACHECO, 2010).

Zumaeta (2016) ressalta a importância do grau de rigidez sobre os coeficientes de estabilidade. Um maior grau de rigidez representa menor rotação, ou menos variação entre os eixos do pilar e da viga; valores de rigidez reduzidos resultam em rotações mais consideráveis e, conseqüentemente, uma distribuição de esforços diferenciada.

O entendimento correto de como a variação de rigidez nos nós interfere na distribuição de esforços entre os elementos estruturais possibilita um dimensionamento mais preciso destes elementos e conseqüentemente a admissão de coeficientes de segurança menores, permitindo a melhor utilização do material construtivo e economia no custo total da obra. A compreensão da influência da ligação viga-pilar sobre a estabilidade e deslocabilidade garante um maior nível de segurança nos projetos de edifícios em concreto armado, especialmente em se tratando de estruturas de múltiplos pavimentos (SANTOS, 2016).

1.1 JUSTIFICATIVA

A avaliação das características associadas à rigidez das ligações viga-pilar não pode ser negligenciada pelos profissionais da engenharia civil pois a configuração semi-rígida dos nós influencia o comportamento da edificação como um todo. De forma mais notável na estabilidade global, na deslocabilidade da estrutura e na distribuição de esforços ao longo dos elementos.

Por atuarem como receptores e transmissores de carga entre os pórticos e seus elementos constituintes (vigas e pilares), as ligações influem não apenas sobre os elementos isolados, mas também sobre a constituição e estabilidade do edifício como um todo, o que leva à obrigatoriedade da análise global da estrutura. Por esta razão, optou-se por uma análise do coeficiente γ_z (sugerido pela ABNT NBR 6118:2014 para avaliação da estabilidade global) da deslocabilidade horizontal e do momento fletor repassado entre vigas e pilares para cada caso de rigidez estudado.

É comum, no tratamento convencional dado à ligação viga-pilar em projetos de concreto armado, determiná-la como sendo perfeitamente rígida ou perfeitamente móvel, o que não condiz com a situação real. Em casos práticos os nós de pórtico apresentam variações no grau de rigidez levando a transmissão de esforços entre os elementos.

Um estudo aprofundado do efeito da variação de rigidez nesses elementos pode levar a uma melhor compreensão de seus mecanismos de comportamento e ruptura, além de um entendimento mais apurado da distribuição de esforços na estrutura e de como a flexibilização dos nós de pórtico afeta sua estabilidade, permitindo dimensionamentos mais precisos e projetos que representem de fato o comportamento dos elementos estruturais.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Verificar a influência da variação da rigidez da ligação viga-pilar sobre parâmetros representativos da estabilidade em edifícios de concreto armado e seu efeito sobre a distribuição de esforços entre os elementos estruturais.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Verificar a influência da variação de rigidez sobre o coeficiente Gama-Z;
- Verificar a influência da variação de rigidez sobre a deslocabilidade horizontal;
- Verificar a influência da variação de rigidez sobre a distribuição de esforços entre vigas e pilares.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCRETO ARMADO

O concreto armado é um material de construção composto pela união do concreto com barras de aço. Santos (2008) comenta como seu desenvolvimento ocorreu durante o século XVIII, na França, pela colaboração do trabalho de J. Aspdin (criador do cimento) e J. L. Lambot (o primeiro a usar armaduras). Nesse conjunto o concreto tem a função de resistir à esforços de compressão, enquanto a armadura de aço, aos esforços de tração.

A difusão desse material pelo mundo revolucionou a construção civil devido às suas características únicas: boa resistência a esforços tração e compressão, grande disponibilidade da matéria prima necessária para fabricá-lo, alta trabalhabilidade e liberdade na utilização de formas variadas, técnicas de execução simples e a possibilidade da construção de estruturas monolíticas que permitem boa transmissão de esforços (CAVALHO, 2008). Este material também apresenta considerável resistência a efeitos externos como variações de temperatura, fogo, choques e vibrações, e se adequadamente impermeabilizado, resistência aos efeitos da água.

A influência das características do concreto armado sobre a resposta estrutural das ligações viga-pilar depende da possibilidade de resistência atingida e da forma de ancoragem das armaduras de tração na viga (ALVA; FERREIRA; EL DEBS, 2009). A resistência à compressão do concreto e a armadura transversal nas ligações são fatores determinantes na rigidez dos nós, em especial por se relacionarem de forma direta com a capacidade de resistência ao cisalhamento.

2.1.1 Não Linearidade Física e Geométrica

Uma característica marcante do concreto armado é seu comportamento não-linear no que diz respeito a sua deformação em relação à carga aplicada sobre ele. Ponderar sobre a influência da deformabilidade conduz à análise do efeito de não-linearidade entre esforços e deformações, esse fenômeno é chamado de não-linearidade geométrica (CARVALHO, 2013). O concreto armado está também sujeito a efeitos de suas características físicas como fissuração e fluência, que levam à não-linearidade física.

Cálculos de esforços efetuados a partir da geometria não deformada da estrutura resultam nos efeitos de primeira ordem, efeitos de segunda ordem são obtidos quando se consideram solicitações sobre a estrutura já em seu formato deformado, como resultado do efeito das forças de primeira ordem atuantes (KIMURA, 2007).

A norma brasileira é bem clara ao afirmar que “devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos da não-linearidade geométrica e da não-linearidade física” (ABNT NBR 6118:2014, item 15.7.1) em se tratando do dimensionamento de estruturas com nós móveis, exigindo também, para esses casos, uma análise de efeitos de segunda ordem.

Uma análise estrutural elástica, considerada linear, considera como homogêneo o material construtivo e constantes as propriedades geométricas dos componentes da estrutura (OLIVEIRA, 2009). O caso do concreto armado é um pouco mais complexo por ser formado pela união de diferentes materiais, o que exige a consideração de uma seção homogênea equivalente à seção original, tendo como referência os módulos de elasticidade do concreto e do aço.

A não linearidade física, advinda tanto das características mecânicas do concreto como de sua fissuração pode ser tratada como específica a ABNT NBR 6118:2014 no item 15.7.3, pela redução de rigidez dos elementos construtivos. Uma análise de segunda ordem é requerida para tratar do caso da não-linearidade geométrica.

2.2 ESTABILIDADE ESTRUTURAL

Como especifica a ABNT NBR 6118:2014 no item 6.1 o projeto, construção e utilização de estruturas de concreto armado, desde que sob as condições ambientais especificadas em norma, e sendo mantidos os requisitos de manutenção preventiva segundo o projeto, deve prever e permitir a segurança, estabilidade, aparência aceitável e funcionalidade, por um determinado período de tempo, sem que sejam necessárias medidas extras de reparo.

2.2.1 Parâmetro Alfa

O parâmetro α foi desenvolvido em 1966 por Beck e König, após um extenso estudo em pórticos rotulados quando sujeitos a contraventamento por parede atuante como viga vertical em balanço. Foi primeiramente adotado na norma de concreto alemã DIN (1978) e, mais adiante, pela norma brasileira, com a finalidade de permitir ao projetista estrutural efetuar uma análise da deslocabilidade das edificações (OLIVEIRA, 2009).

Conforme estabelece a ABNT NBR 6118:2014 no item 15.5.2, a estabilidade estrutural quanto à rigidez dos nós pode ser determinada a partir do parâmetro α , a estrutura podendo ser considerada de nós rígidos caso $\alpha < \alpha_1$, e sendo considerada como de nós móveis para $\alpha > \alpha_1$, conforme segue:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} \cdot I_c}} \quad (1)$$

De forma que:

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

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se } n \geq 4 \quad (3)$$

Onde:

n – número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível um pouco deslocado do subsolo;

H_{tot} – altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível um pouco deslocado do subsolo;

N_k – somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;

E_{cs} – Módulo de elasticidade secante do concreto;

I_c – Inércia da estrutura na direção considerada.

No caso de estruturas de pórtico, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs} \cdot I_c$ de um pilar equivalente de seção constante; o valor de E_{cs} é dado no item 8.2.8 da ABNT NBR 6118:2014, e o valor de I_c deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares (CARVALHO, 2013). A determinação da rigidez do pilar equivalente se dá da seguinte forma:

- 1 Calcula-se o deslocamento no topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal característico;
- 2 Calcula-se a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura, tal que, sob a ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 a limitação do valor para $n > 4$ em 0,6 é aplicável para estruturas usuais de edifícios. Tem validade tanto em caso de pórticos associados a pilares parede ou associações de pilares-parede. Para casos em que haja apenas pilares-parede, entretanto, pode ser aumentado para 0,7, e em casos onde há apenas pórticos deve ser considerado como no máximo 0,5.

Oliveira (2009) explica que a utilização do parâmetro α foi amplamente difundida em vista do grau de certeza que fornece em combinação com o processo relativamente simples de cálculo. Sua desvantagem, entretanto, é que para o caso de estruturas consideradas de nós móveis não há qualquer indicativo quanto à magnitude dos esforços solicitantes de segunda ordem. Um estudo mais criterioso é estritamente necessário em casos dessa natureza.

2.2.2 Coeficiente Gama-Z

O próximo passo na evolução da análise de estabilidade foi o desenvolvimento do coeficiente γ_z , em 1991, pela combinação dos trabalhos dos engenheiros brasileiros Mário Franco e Augusto Vasconcelos. O avanço obtido está no fato de que este método possibilita estimar a magnitude dos efeitos de segunda ordem na estrutura. Pode ser também usado como um fator de simplificação, majorando as solicitações globais e dispensando a execução de um estudo criterioso de segunda ordem (OLIVEIRA, 2009).

O segundo parâmetro admitido pela ABNT NBR 6118:2014 para avaliação da necessidade de consideração dos efeitos de segunda ordem, o coeficiente γ_z , é descrito no item 15.5.3 e é válido apenas para estruturas de quatro andares ou mais. Este coeficiente é obtido a partir de um estudo linear de primeira ordem para os casos dados de carregamento. A estrutura poderá ser considerada de nós fixos caso $\gamma_z \leq 1,1$; a obtenção do coeficiente é possível a partir da expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (4)$$

Onde:

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

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

Segundo Carvalho (2013), para o cálculo de $\Delta M_{tot,d}$ (equação 5) e $M_{1,tot,d}$ (equação 6), deve-se utilizar esforços considerando o estado limite último:

$$\Delta M_{tot,d} = \sum_{i=1}^n (\gamma_f \cdot P_{gi} + \gamma_f \cdot P_{q1i} + \psi_0 \cdot \gamma_f \cdot P_{q2i}) \cdot \delta_{hi} \quad (5)$$

Onde:

n – número total de andares no edifício;

i – número do andar considerado;

γ_f – coeficiente de majoração das cargas no estado limite último;

P_{gi} – resultante vertical da carga permanente no andar i ;

P_{q1i} – resultante vertical da ação acidental considerada principal no andar i ;

ψ_0 – fator de redução de combinação para estado limite último (ELU) para ações variáveis secundárias;

P_{q2i} – resultante vertical da ação acidental considerada secundária no andar i ;

δ_{hi} – deslocamento horizontal na direção considerada do andar i .

$$M_{1,tot,d} = \sum_i^n H_{vi} \cdot \psi_0 \cdot \gamma_f \cdot h_i \quad (6)$$

Onde:

H_{vi} – ação do vento resultante no andar i ;

h_i – distância do andar i até a base do prédio ou seu ponto de engastamento.

Lemes e Nunes, (2017) fazem uma análise da validade do comportamento do coeficiente γ_z em situações próximas do limite de aplicação (γ_z margeando 1,3) e concluem que o coeficiente γ_z se mostra falho e pode levar a erros, contra a segurança, de mais de 10%. Recomendam, portanto, que se trabalhe com γ_z abaixo de 1,2 para resultados aceitáveis e condizentes com a realidade.

2.2.3 Efeitos de Segunda Ordem

Efeitos de segunda ordem são aqueles somados aos resultantes de uma análise de primeira ordem (obtidos a partir da configuração não deformada da estrutura), sua verificação é requerida quando a análise for feita a partir da geometria deslocada da estrutura (ABNT NBR 6118:2014). Resultantes dos efeitos da não-linearidade, devem ser considerados sempre que representem acréscimo de pelo menos 10% nas solicitações estruturais.

Segundo a norma brasileira:

As estruturas são consideradas, para efeito de cálculo, como de nós fixos, quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos e, por decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas, basta considerar os efeitos locais e localizados de 2ª ordem.

As estruturas de nós móveis são aquelas onde os deslocamentos horizontais não são pequenos e, em decorrência, os efeitos globais de 2ª ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de 1ª ordem). Nessas estruturas devem ser considerados tanto os esforços de 2ª ordem globais como os locais e localizados. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 89).

Carvalho (2013) destaca que em estruturas consideradas de nós fixos é permitida a análise de cada elemento comprimido isoladamente, como uma barra que está ligada nas extremidades ao restante dos constituintes estruturais do edifício, atuando apenas efeitos de primeira ordem. Já para estruturas de nós móveis, faz-se obrigatória a consideração da não-linearidade física e geométrica e, para o dimensionamento, também dos efeitos globais de segunda ordem.

O mesmo autor recomenda que para uma solução com bom grau de aproximação para os esforços globais de segunda ordem, em estruturas convencionais, convém uma análise das solicitações finais (somando esforços de primeira e segunda ordem), multiplicando-se as solicitações horizontais por $0,95 \cdot \gamma_z$ desde que $\gamma_z \leq 1,3$.

Os esforços de segunda ordem advindos do deslocamento horizontal afetam as barras da estrutura, fazendo com que seus respectivos eixos não se mantenham retilíneos e assim afetando os esforços solicitantes nos elementos estruturais (CARVALHO, 2013).

A norma brasileira exige o uso das combinações de carga menos favoráveis no dimensionamento de elementos sujeitos a efeitos de segunda ordem, garantido a estabilidade e impedindo o esgotamento da capacidade resistente de cálculo. Em edifícios de concreto armado, a instabilidade em seu estado limite último é atingido em casos que, ao se aumentar a intensidade do carregamento e, conseqüentemente, das deformações, há componentes estruturais submetidos a esforços de flexo-compressão em que o acréscimo da capacidade resistente passa a ser inferior ao aumento da solicitação (ABNT NBR 6118:2014 itens 15.2 e 15.3).

2.2.4 Rigidez

“Os esforços solicitantes oriundos da aplicação das ações em um edifício são distribuídos de acordo com a rigidez relativa entre os elementos que compõe sua estrutura. O esforço sempre tenderá a migrar para as regiões que possuem maior rigidez” (Kimura, 2007, p. 133). Ficando evidente a importância do estudo da rigidez dos elementos construtivos para que se possa adequadamente entender sua distribuição de esforços.

Os elementos estruturais cuja rigidez tem maior influência sobre a estabilidade global são os pilares e vigas e, como visto neste trabalho, os nós viga-pilar. Segundo Silva, Filho e Santos (2018) a influência do tipo de laje sobre a estabilidade é mínima, sendo possível desprezá-la. O que é comprovado pela prescrição da ABNT NBR 6118:2014 no item 15.7.3 de reduzir a rigidez à flexão de lajes multiplicando-a por 0,3.

Zumaeta (2016) avalia matematicamente como a alteração da rigidez pode influenciar a estabilidade de uma estrutura, o que é medido pela sua influência sobre o coeficiente γ_z . Um pilar pode ser considerado como uma barra com engastamento vertical, com deslocamento u gerado pela ação de forças horizontais (Figura 1):

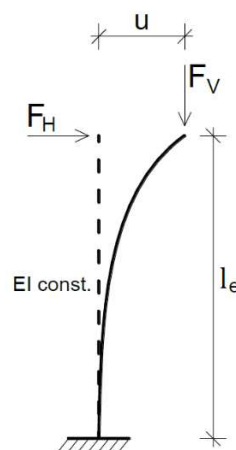


Figura 1 – Barra vertical engastada e livre no topo
Fonte: Zumaeta (2016).

O deslocamento no topo (u) pode ser representado matematicamente pela equação (7):

$$u = \frac{F_{H,d} \cdot l_e^3}{3 \cdot E \cdot I} \quad (7)$$

Onde:

$F_{H,d}$ – força horizontal de projeto;

l_e – comprimento de cálculo do pilar;

E – módulo de elasticidade;

I – inércia do pilar na direção avaliada.

Aplicando-se uma redução de rigidez de 50%, equivalente à metade da rigidez da seção bruta (da mesma forma como é sugerido pela ABNT NBR 6118:2014 no item 15.5.2 para estruturas contraventadas apenas por pilares e vigas), que se obtém fazendo-se $0,5 \cdot E \cdot I$, tem-se:

$$u = \frac{F_{H,d} \cdot l_e^3}{3 \cdot (0,5 \cdot E \cdot I)} = \frac{F_{H,d} \cdot l_e^3}{3 \cdot \left(\frac{E \cdot I}{2}\right)} = 2 \cdot \frac{F_{H,d} \cdot l_e^3}{3 \cdot E \cdot I} \quad (8)$$

O que representa o dobro de deslocamento u . Utilizando-se assim $2 \cdot u$ para o cálculo das parcelas de γ_z obtém-se:

$$\Delta M_{tot,d} = F_{V,d} \cdot 2 \cdot u \quad \text{e} \quad M_{1,tot,d} = F_{H,d} \cdot l_e \quad (9 \text{ e } 10)$$

Tendo os elementos necessários, prossegue-se para o cálculo de γ_z :

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{F_{V,d} \cdot 2 \cdot u}{F_{H,d} \cdot l_e}} \quad (11)$$

Através desta demonstração percebe-se claramente que há alteração na relação entre os momentos de primeira e segunda ordem com a variação da rigidez do elemento analisado, o que, por sua vez, afeta o coeficiente γ_z . A rigidez tem efeito sobre os momentos de segunda ordem apenas, responsáveis pelos deslocamentos horizontais, o momento de primeira ordem não sofrendo qualquer variação (ZUMAETA, 2016). Assim, de forma simples, comprova-se o efeito direto da rigidez sobre o coeficiente de estabilidade γ_z e, representativamente, sobre a estabilidade global da estrutura.

A utilização dos critérios de estabilidade sugeridos exige que seja feito um estudo do pórtico espacial que representa toda a edificação. Como alternativa, pode-se considerar os pórticos componentes da estrutura. Em ambos os casos é necessário definir valores de rigidez para vigas e pilares. No caso de haver paredes estruturais ou núcleos rígidos, sua rigidez também deve ser considerada na estabilidade da edificação (ARAÚJO, 2010).

A consideração da rigidez em pórticos tridimensionais de concreto armado é de fundamental importância para determinar com precisão o real comportamento das estruturas, especialmente para edificações elevadas, visando atender aos estados limites últimos e de serviço (OLIVEIRA, 2009). Esta análise é feita a partir da estabilidade global da estrutura, que pode ser realizada através de processos aproximados, tal qual o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z ou ainda utilizando métodos mais rigorosos, como o processo $P-\Delta$ ou uma análise criteriosa de segunda ordem.

Nos métodos simplificados a não linearidade é considerada através da redução de rigidez dos elementos estruturais, já no método de análise rigorosa efetua-se o estudo de esforços de segunda ordem e não linearidade considerando-se fatores específicos do material como deformação, fissuração, retração, etc.

Para o caso da não linearidade física a ABNT NBR 6118:2014 estabelece no item 15.7.3 coeficientes para redução dos valores de rigidez dos elementos estruturais (pilares, vigas e lajes). Determina também que para o caso de estrutura de contraventamento composta por pórticos apenas, e onde o valor de γ_z seja menor que 1,3; tanto para vigas quanto pilares, deve-se considerar o valor da rigidez como sendo:

$$(E \cdot I)_{sec} = 0,7 \cdot E_{cs} \cdot I_c \quad (12)$$

Os demais elementos estruturais são tratados no mesmo item.

O desempenho do nó viga-pilar de um edifício influenciará na forma como se comporta a distribuição de cargas em um sistema de pórticos tridimensional, importando também ao dimensionamento dos demais componentes estruturais. Durante o projeto estrutural deve ser necessariamente considerada a influência do grau de rigidez das ligações, possibilitando a obtenção de solicitações verossímeis e o dimensionamento mais correto e econômico da estrutura em voga (SANTOS, 2016).

2.2.5 Deslocabilidade Horizontal

Segundo Barboza (2008), pórticos são elementos estruturais compostos pela associação de pilares e vigas. A ligação viga-pilar é responsável por unir essas partes, criando um sistema que trabalha em conjunto e não simplesmente como vigas apoiadas sobre pilares. O vínculo entre viga e pilar é tradicionalmente considerado rígido, o que acarreta a transmissão das forças de uma parte do pórtico para as demais. No sentido horizontal os pórticos ainda assim apresentam certa deslocabilidade, como se vê na Figura 2:

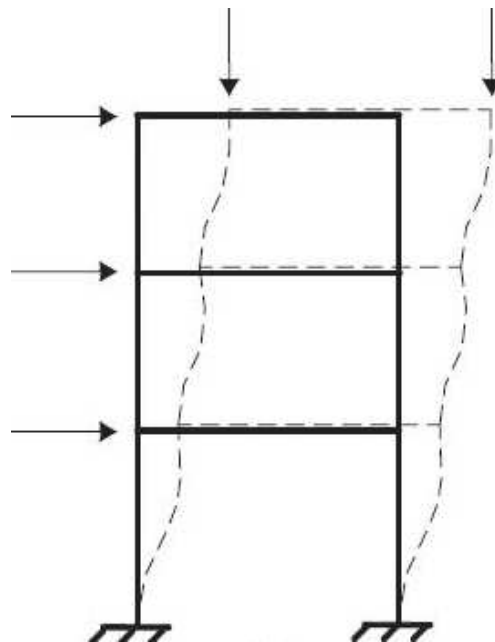


Figura 2 – Pórtico deslocável
Fonte: Fusco (1981).

A correta disposição de pilares é fundamental para a obtenção de pórticos capazes de resistir a esforços horizontais, como o do vento, e também efeitos de segunda ordem, tornando a edificação rígida o bastante para suportá-los. Importa também atentar para a distribuição das inercias dos pilares, o que pode influenciar diretamente na rigidez global (BARBOZA, 2008).

Opções para reduzir o efeito da deslocabilidade são sugeridos por Bernardi, Filho e Pacheco (2010), onde a utilização de paredes estruturais associadas aos pórticos pode proporcionar uma diminuição de 17% a 21% nos deslocamentos, além de reduzir em média 8,4% o valor do parâmetro α e 4,2% do coeficiente γ_z .

Segundo Paixão e Alves (2017), a utilização de núcleos rígidos, como pilares-parede, proporciona à edificação alta estabilidade e rigidez permitindo, inclusive, a redução de seção dos demais elementos estruturais, o que leva a economia no uso tanto de aço como de concreto. Deve-se atentar, contudo, para o aumento de solicitação das fundações e possíveis complicações construtivas, mais comuns nesse sistema de contraventamento, decorrentes no aumento dos esforços horizontais e momentos fletores.

O mesmo autor sustenta que a consideração das vigas como essenciais no sistema de contraventamento de estruturas em concreto armado resulta em valores de parâmetros de estabilidade mais elevados, o que representa maior mobilidade de nós e menor rigidez. Pode também levar a aumentos nos deslocamentos e solicitações, o que acaba por elevar o custo da estrutura.

A ABNT NBR 6118:2014 no item 13.3 limita o deslocamento horizontal no topo de uma edificação como sendo $H/1700$, onde H representa a altura total do edifício. O deslocamento frequente, que serve como base para o cálculo, é obtido a partir da combinação frequente para o vento com fator de redução $\gamma_1 = 0,30$; portanto, faz-se necessária a multiplicação do deslocamento característico pelo fator γ_1 para obter o deslocamento frequente e compará-lo ao deslocamento limite.

Após a determinação dos deslocamentos horizontais, a norma recomenda a verificação de aumento nos momentos de segunda ordem e finalmente a comparação com os parâmetros α e γ_2 , sua consideração sendo um fator significativo no cálculo da estabilidade global da edificação.

2.2.6 Distribuição de Esforços

Os nós de pórtico têm papel fundamental na distribuição de solicitações entre os elementos componentes dos pórticos espaciais, sendo responsáveis por transmitir os esforços recebidos pela viga aos pilares. Um correto dimensionamento desses elementos permite um equilíbrio de forças entre os elementos estruturais frente às cargas aplicadas (CONCEIÇÃO, 2011).

O comportamento das ligações varia entre seu estado rígido, onde atuam como elemento resistente às forças de flexão, bem como normais e de cisalhamento; e seu estado flexível, onde se limitam a atuar solicitações normais e cisalhantes. A maioria das ligações reais feitas em concreto armado, portanto, não se comporta como perfeitamente rígida ou flexível, mas de forma intermediária, levantando questões sobre a distribuição real de esforços na estrutura (RAMIREZ, 2010).

Como se vê na Figura 3, pórticos cujas ligações são consideradas completamente rígidas em situações de cálculo e projeto na realidade tendem a apresentar menores esforços solicitados dos pilares, concomitantemente ao aumento nos esforços das vigas, que não tendo sido dimensionadas para tal carga, tornam-se inadequadas, além do desperdício de material na área do pilar.

Já na Figura 4, que representa pórticos com nós tidos como rotulados, o prejuízo pode ser ainda maior, pois se um esforço de flexão for transmitido pela ligação ao pilar, este pode ser notavelmente prejudicado pela solicitação de flexo-compressão resultante, também havendo desperdício de material para o caso das vigas.

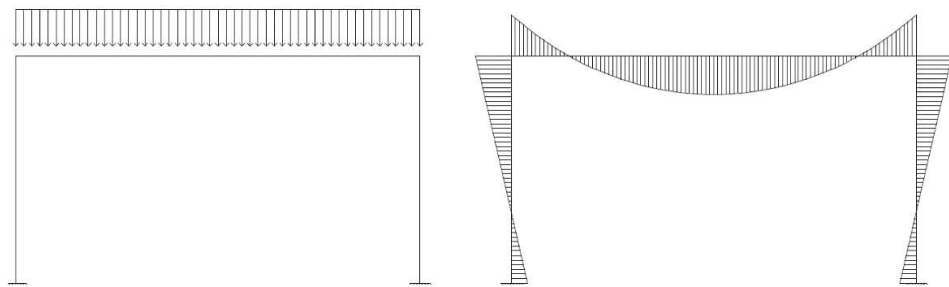


Figura 3 – Pórtico de ligações rígidas
Fonte: Ramirez (2010).

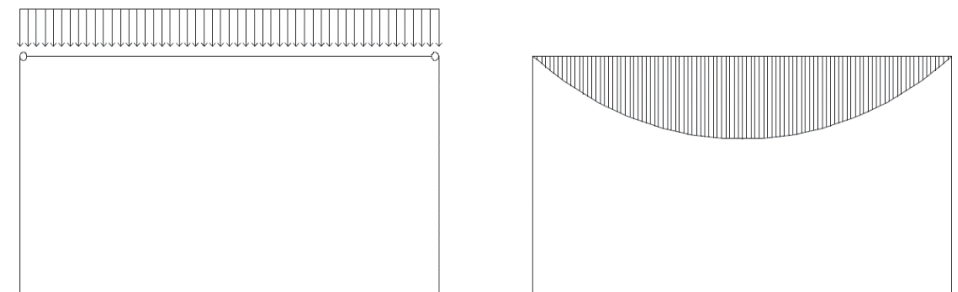


Figura 4 – Pórtico de ligações rotuladas.
Fonte: Ramirez (2010).

Os diagramas permitem perceber como a variação na rigidez da ligação afeta a distribuição de esforços, enquanto na Figura 3 o momento gerado pelo

carregamento na viga é em sua maioria transmitido aos pilares adjacentes, no diagrama da Figura 4 todo o momento é retido na viga, o que ocorre por que nós rotulados são incapazes de transmitir esforços de momento fletor. Nenhum desses casos, entretanto, representa a situação real.

Considerando-se o comportamento como semi-rígido, a exemplo da Figura 5, obtém-se uma situação mais condizente com a realidade, pois pode-se agora avaliar a estrutura segundo suas verdadeiras características. O diagrama revela um comportamento de esforços intermediário, sendo que a maioria do momento é absorvido pela viga, e parte é ainda transmitido aos pilares.

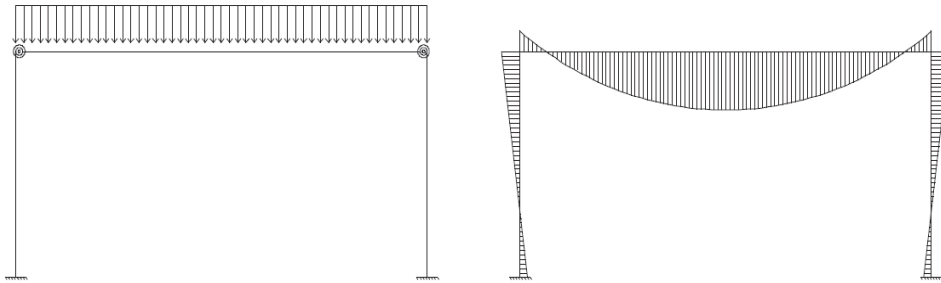


Figura 5 – Pórtico de ligações semi-rígidas
Fonte: Ramirez (2010).

2.3 LIGAÇÃO VIGA-PILAR

A ligação viga-pilar é um elemento crítico no sistema de pórticos espaciais e tem a função de distribuir as solicitações entre os componentes estruturais permitindo o equilíbrio da edificação diante das cargas aplicadas. Sendo uma peça de intersecção entre estes componentes, os esforços recebidos geralmente tendem a adquirir comportamentos de alta complexidade (Conceição, 2011).

O mesmo autor sugere que as ligações podem ser consideradas como rígidas, flexíveis, ou semi-rígidas de acordo com sua rigidez inicial ou de serviço:

Rígida – A ligação apresenta rotação irrelevante entre o elemento suporte e a viga. Assume-se então que não há alteração no ângulo original entre os eixos da viga e do pilar, permitindo transmissão total de rotação entre as peças conectadas;

Semi-rígida – A ligação possui rotação relativa entre o elemento suporte e a viga, dependendo do momento em atuação;

Flexível – A ligação apresenta variação notável no ângulo entre os eixos dos elementos suporte e suportado, para valores de momento próximos à zero.

Entretanto, é comum tratar-se da ligação viga-pilar em estruturas monolíticas de concreto armado como perfeitamente rígida, desprezando as possíveis rotações entre as peças ligadas; no caso da aplicação prática é possível, contudo, que apenas um engastamento parcial ocorra (ALVA; FERREIRA; EL DEBS, 2009). A identificação deste tipo de ocorrência pode se dar através de uma análise das curvas do momento de rotação relativamente à ligação viga-pilar.

A curva momento-rotação, representada na Figura 6, permite avaliar o comportamento de aspectos cruciais na composição dos nós de pórtico, entre eles, o fator de restrição à rotação (a_r), que estabelece o grau de engastamento da ligação (SANTOS, 2016). Nessa configuração a ligação pode assumir valores entre perfeitamente engastada ($a_r = 1$) e completamente articulada ($a_r = 0$).

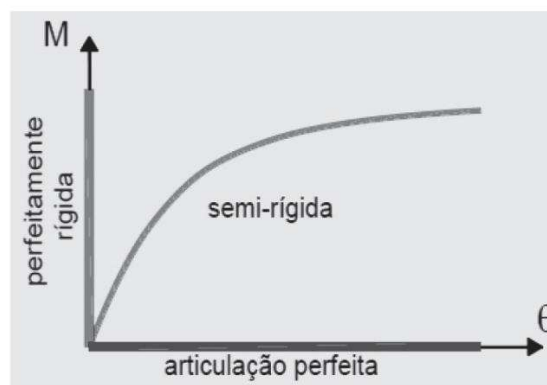


Figura 6 - Curva momento-rotação de uma ligação semi-rígida
Fonte: Santos (2016).

A influência do grau de rigidez do nó de pórtico sobre a estrutura pode ser analisada conforme especifica a ABNT NBR 9062:2006 no item 5.1.2.3, segundo o fator de restrição à rotação:

$$a_r = \frac{1}{1 + \frac{3 \cdot (E \cdot I)_{sec}}{R_{sec} \cdot L_{ef}}} = \frac{\theta_1}{\theta_2} \quad (13)$$

Onde:

$(E \cdot I)_{sec}$ – rigidez secante da viga;

L_{ef} – vão efetivo nos apoios;

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

A ABNT NBR 9062:2006 esquematiza no mesmo item, conforme a Figura 7, a relação de rotação entre a extremidade do elemento (θ_1) e a rotação combinada do momento e da ligação (θ_2), devido ao momento ocorrente na extremidade:

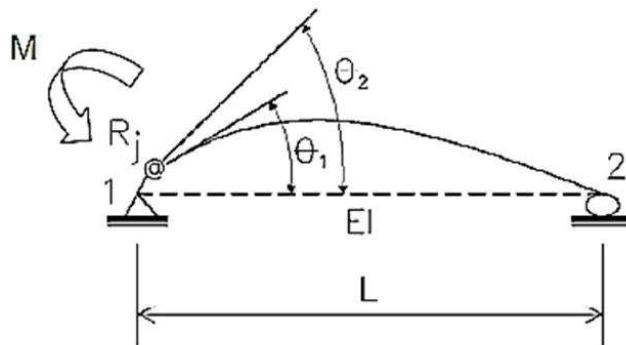


Figura 7 - Fator de restrição à rotação
Fonte: ABNT NBR 9062 (2006).

Esta norma também estabelece, para a determinação da rigidez ao momento fletor na ligação viga-pilar, a análise da curva momento-rotação. Este procedimento permite a conformação dos parâmetros de não linearidade a uma análise linear através da aplicação do conceito de rigidez secante (R_{sec}), que pode ser identificado na Figura 8:

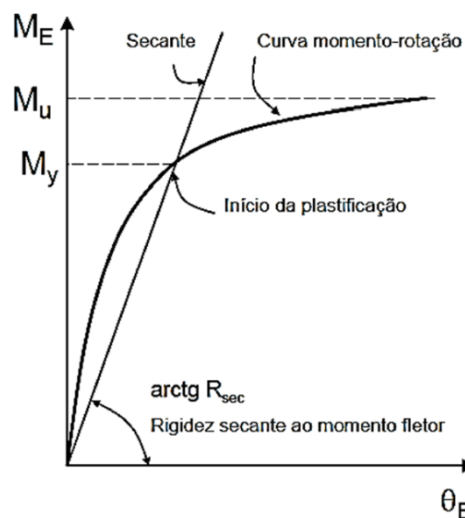


Figura 8 - Relação momento rotação na ligação viga-pilar
Fonte: ABNT NBR 9062 (2006).

Onde:

θ_e - rotação localizada na ligação na extremidade da viga;

M_E - momento fletor mobilizado na extremidade da viga.

Sendo que o limite de rigidez aos momentos fletores para ligações semi-rígidas é dado por:

$$\frac{0,5 \cdot (E \cdot I)_{sec}}{L_{ef}} < R_{sec} \leq \frac{20 \cdot (E \cdot I)_{sec}}{L_{ef}} \quad (14)$$

Outra abordagem para a análise de estados de semi-rigidez na ligação viga-pilar é encontrada na ABNT NBR 6118:2014 no item 14.6.4.3, que fornece o coeficiente de redistribuição (δ). Esse item analisa a possibilidade de rotação dos elementos estruturais com base na posição da linha neutra para o estado limite ultimo (ELU) de utilização, de forma que quanto maior for a relação x/d , maior será a capacidade de redistribuição. Observa-se o que ambos significam na Figura 9:

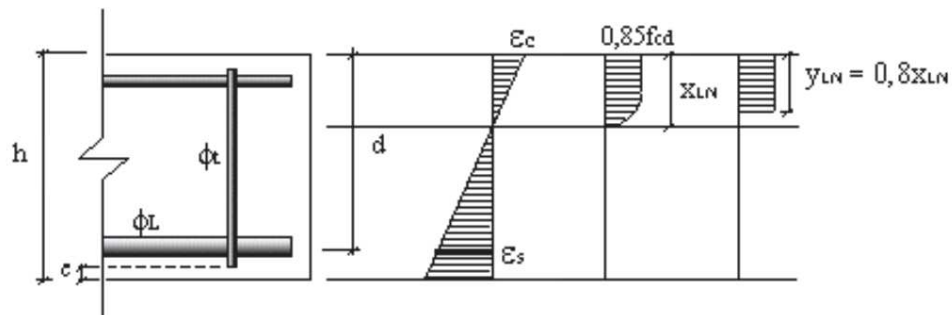


Figura 9 - Diagrama representando x e d
Fonte: AltoQI.

Estabelece assim limites para a posição da linha neutra com base na resistência à compressão característica (f_{ck}) do concreto utilizado, da forma que segue:

$$\begin{aligned} x/d &\leq 0,45 \text{ para concretos com } f_{ck} \leq 35 \text{ Mpa; ou} \\ x/d &\leq 0,35 \text{ para concretos com } f_{ck} > 35 \text{ Mpa.} \end{aligned}$$

No caso de redistribuição de esforços o momento é reduzido de M para δM , para determinada seção transversal. A norma estabelece que a relação entre o coeficiente de redistribuição δ e a posição da linha neutra para essa seção com determinada relação x/d em relação ao momento reduzido δM , deve ser dada por:

$$\begin{aligned} \delta &\geq 0,44 + 1,25 x/d \text{ para concretos com } f_{ck} \leq 35 \text{ Mpa; ou} \\ \delta &\geq 0,56 + 1,25 x/d \text{ para concretos com } f_{ck} > 35 \text{ Mpa.} \end{aligned}$$

Determina ainda limites para o coeficiente de redistribuição, sendo estes:

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

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

Desta forma, a ABNT NBR 6118:2014 estabelece como 25% o limite máximo de redistribuição de esforços no elemento viga-pilar. Em casos onde é feita uma análise plástica ou não linear, entretanto, é observado que o limite pode ser excedido, desde que seja atendido o requisito de uma verificação explícita da capacidade de rotação das rótulas plásticas.

Entre os profissionais da engenharia civil parece haver uma confusão entre o coeficiente de redistribuição de momentos (δ) e o coeficiente de engastamento parcial (a_r). O primeiro deles está relacionado com a distribuição de momentos que é causado pelo escoamento das armaduras longitudinais nos apoios e pela fissuração do concreto, e possui valores limitados pela ABNT NBR 6118:2014 para caso de análises lineares com utilização de redistribuição. Já o segundo não se relaciona diretamente com o tipo de análise estrutural (linear, linear com redistribuição, plástica ou não-linear) mas sim com uma representação dos fatores de vinculação que interferem com os nós de pórtico e das condições de engastamento entre a rótula perfeita e a ligação perfeitamente rígida (ALVA; FERREIRA; EL DEBS, 2009).

O tratamento incorreto do grau de rigidez da ligação resulta inevitavelmente em patologias na estrutura, estimá-las como perfeitamente rígidas concorre em subestimar sua possibilidade de rotação e, em decorrência disso, em erros nos reais deslocamentos horizontais do edifício. Santos (2016) esquematiza possíveis resultados patológicos de um dimensionamento incoerente com a realidade, como visto na Figura 10:

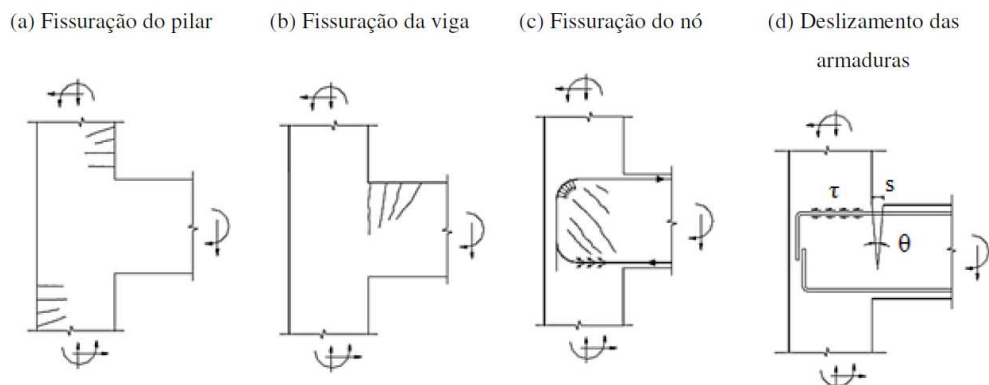


Figura 10 - Fissuração e deslizamento das armaduras em nós de pórticos
 Fonte: Santos (2016).

Como resultado da disposição semi-rígida as distribuições de esforços podem ser afetadas de forma que não ainda se compreende perfeitamente. Um aprofundamento no conhecimento relativo ao estado de engastamento parcial pode levar a um dimensionamento mais preciso das estruturas monolíticas de concreto armado, economia de material e um melhor uso dos elementos de construção (ALVA; FERREIRA; EL DEBS, 2009).

A falta de estudo da ligação viga-pilar faz necessária a utilização de um coeficiente maior de segurança para a ligação do que para vigas, pilares e lajes na maioria das normativas utilizadas como base para o cálculo estrutural (CONCEIÇÃO, 2011). O desconhecimento sobre este componente construtivo e seus mecanismos de falha leva a inadequações na fase de projeto e dimensionamentos deficientes, o que inevitavelmente resulta em patologias e comportamentos imprevistos da estrutura e sua estabilidade.

A falta na calibração correta das ligações entre viga e pilar em pórticos espaciais pode resultar em edifícios totalmente inviáveis na prática (Kimura, 2007). A compreensão das diferentes possíveis geometrias adquiridas pelos nós em vista de sua posição na estrutura permite entender melhor seu funcionamento, assim como estimar corretamente a transmissão de esforços e possibilitar o correto dimensionamento dos elementos, geométrica e estruturalmente. As geometrias possíveis são representadas na Figura 11, segundo Paulay e Priestley (1992):

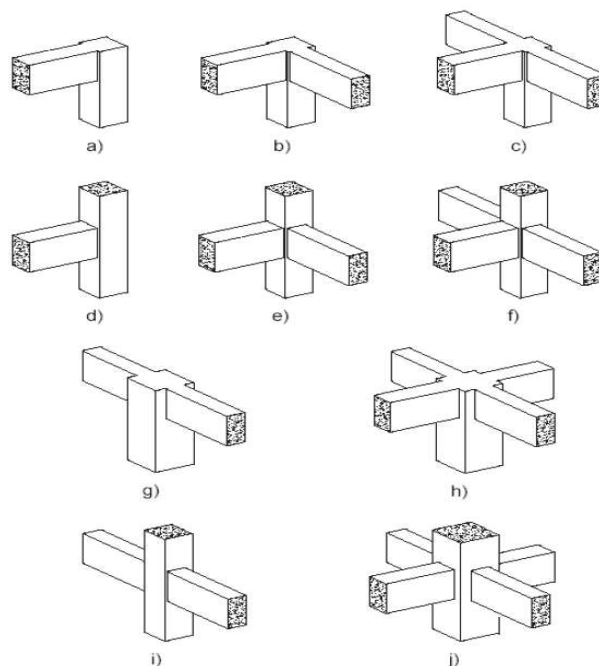


Figura 11 - Geometrias usuais de nós
Fonte: Paulay e Priestley (1992).

Para um bom dimensionamento dos nós é preciso ter conhecimento dos elementos estruturais, capacidade para definir um modelo racional e equilibrado, entendimento sobre a distribuição das forças na ligação e uma atenta identificação de possíveis falhas (CONCEIÇÃO, 2011). Tendo considerado o grau de rigidez e o comportamento da ligação, cabe ao projetista alocar e determinar elementos adequados, observando as limitações de métodos de fabricação e construção.

3 METODOLOGIA

A metodologia de trabalho consistiu em desenvolver um modelo estrutural de um edifício de dez pavimentos feito em concreto armado, utilizando o software de dimensionamento estrutural Eberick, versão 8. Foram analisados sete estados diferentes de rigidez para a ligação viga-pilar a partir da variação do coeficiente de redistribuição (δ), com as propriedades dos demais elementos estruturais (lajes, vigas e pilares) sendo mantidas constantes.

A planta desenvolvida para o estudo representa um edifício de formato retangular, com 11,20 metros no eixo X e 17,10 metros no eixo Y. Este formato favorece a análise de instabilidade por apresentar variações diferentes em cada um dos eixos, em vista da diferença de dimensão, permitindo avaliar como os critérios de estabilidade se comportam para cada caso.

Para que o projeto de estudo atendesse certo grau de verossimilhança foram dimensionados, além dos pórticos de pilares e vigas, também lajes, patamares e lances de escada e o reservatório de água.

Visando criar um projeto com alto grau de estabilidade para permitir análises posteriores de diminuição rigidez sem o risco de incidência em falhas estruturais, foram utilizados pilares parede de dimensão 20 x 120 cm na direção X, por essa direção possuir maiores deslocamentos devido ao formato do edifício.

O dimensionamento dos elementos foi feito com base na norma ABNT NBR 6118:2014, considerando o edifício como de uso residencial, com classe de agressividade II (ambiente urbano) e velocidade de vento de 45 km/h, em terreno plano. A velocidade do vento foi adotada com base no mapa de isopletas do Brasil, fornecido na ABNT NBR 6123:1988, item 5.2, situando o edifício na região de Toledo – PR.

A ferramenta de dimensionamento utilizada foi o software Eberick, Versão 8. Produzido e comercializado pela empresa AltoQI, é um programa que contempla etapas de lançamento, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento de cada elemento. Conta também com um sistema gráfico que permite visualização tridimensional do edifício projetado em conjunto com análise numérica de pórticos espaciais, além de inúmeros recursos para dimensionamento e exame de elementos construtivos (AltoQI, 2018). A Figura 12 fornece a representação espacial do edifício:

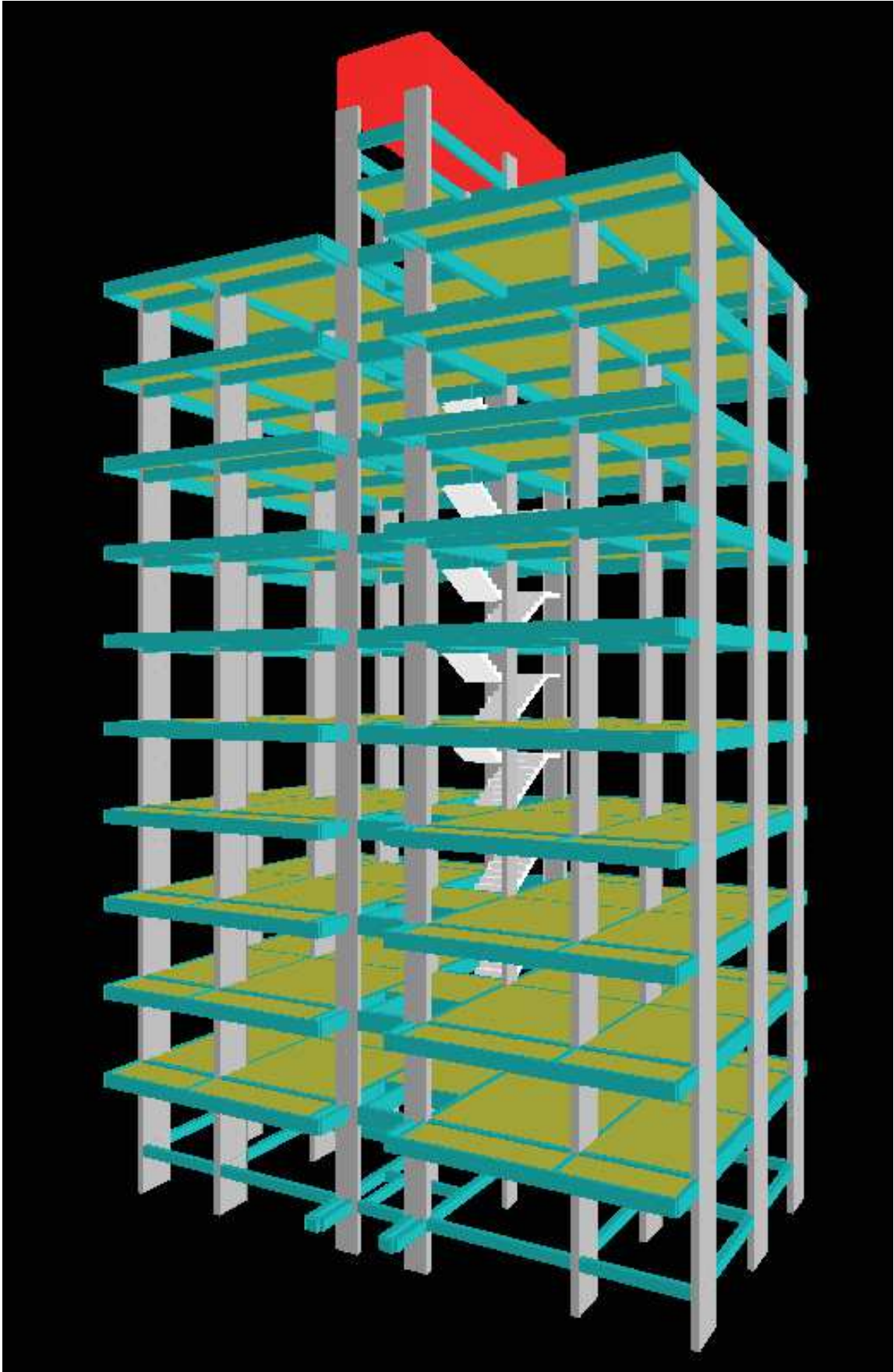


Figura 12 – Visão tridimensional do edifício estudado
Fonte: Autoria Própria.

Para a verificação do efeito da variação de rigidez do nó viga-pilar sobre a estrutura foram flexibilizadas as ligações dos nove pavimentos tipo e da cobertura. Como se pode perceber na Figura 13, 100% dos nós foram flexibilizados.

Os valores de δ utilizados para análise foram de 1,0; 0,95; 0,90; 0,85; 0,80; 0,75 e 0,70 por representarem os extremos dos valores de plasticidade permitidos pela norma (nós rígidos com $\delta = 1,0$ e nós semi-rígidos com $\delta = 0,75$) e também por permitirem avaliar valores intermediários. O valor de $\delta = 0,70$ foi utilizado para avaliar o comportamento da estrutura para fins acadêmicos

A partir disso, foi verificado o parâmetro γ_z , sugeridos pela ABNT NBR 6118:2014, para aferir de que forma a variação da rigidez dos nós afeta a estabilidade global da estrutura e efeitos de segunda ordem para cada grau de liberdade.

O estudo também permitiu avaliar o deslocamento horizontal da edificação para cada estado de rigidez, o que é demonstrativo da estabilidade e deslocabilidade da estrutura. Como a variação na direção considerada é maior conforme mais alto o ponto analisado, foi tomado o valor de deslocamento do topo do reservatório para análise desse fator.

A análise do projeto possibilitou ainda a verificação da redistribuição de esforços em casos específicos de vigas e pilares, para tal, foram analisadas oito ligações viga-pilar. Os nós escolhidos situam-se no último pavimento, que foi o mais afetado pelos deslocamentos e diminuição de rigidez, como pode se verificar no apêndice B. Para tal, foram selecionadas as ligações formadas por duas vigas, sendo uma no eixo X e uma no eixo Y, e os pilares que as sustentam, permitindo conferir de que forma o posicionamento dos elementos na estrutura os sujeita às variações aferidas pelo aumento no grau de liberdade.

As vigas escolhidas foram V19 e V24, que se ligam a três pilares cada, respectivamente, aos pilares P11, P14, P17 e P13, P14, P15, como se vê na Figura 13:

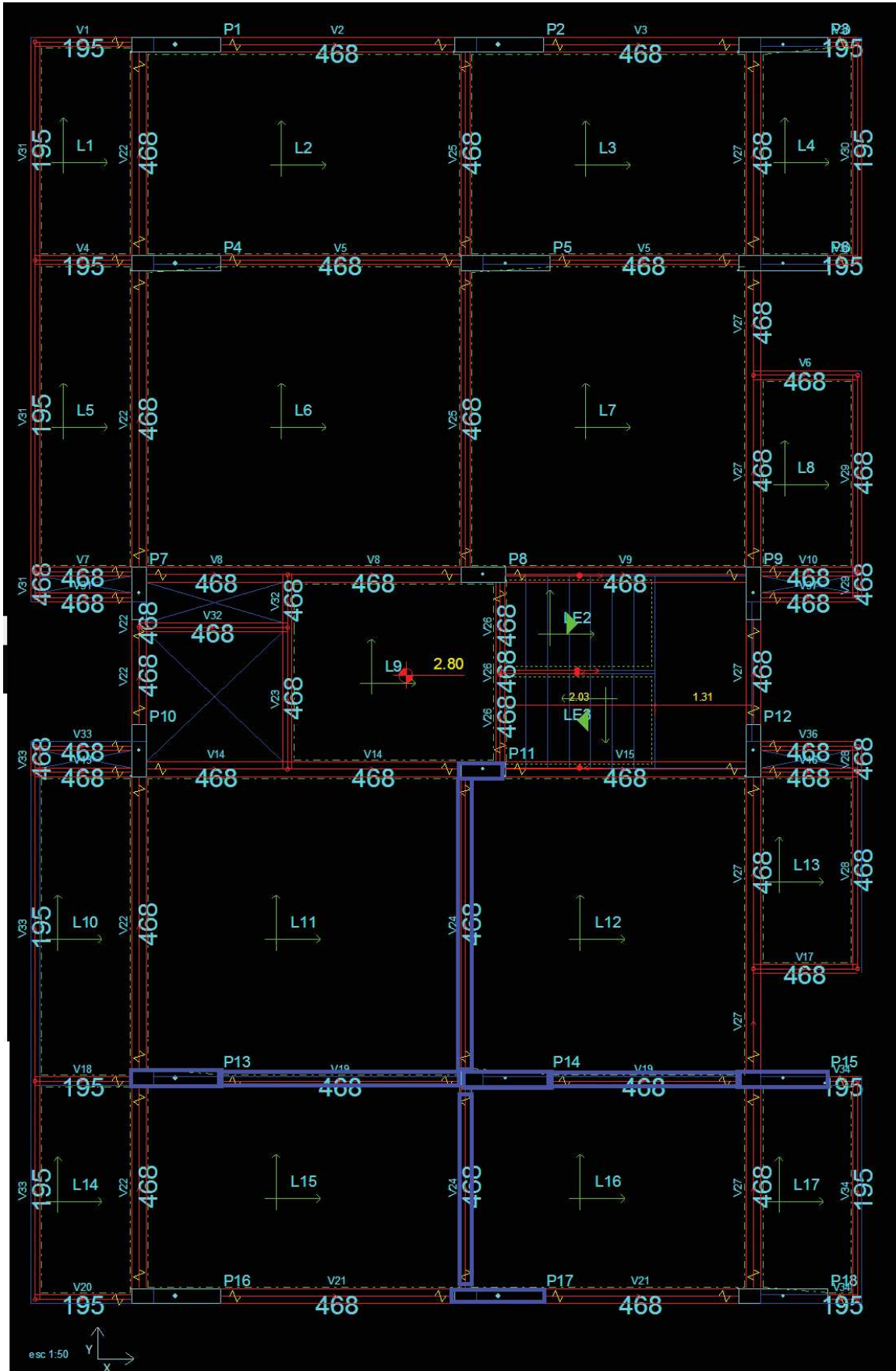


Figura 13 – Planta do pavimento tipo e cobertura, com ligações em destaque
Fonte: Autoria Própria.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 COEFICIENTE GAMA-Z

O primeiro parâmetro avaliado foi a influência da variação de rigidez da ligação viga-pilar sobre o coeficiente γ_z , representativo do grau de estabilidade da estrutura.

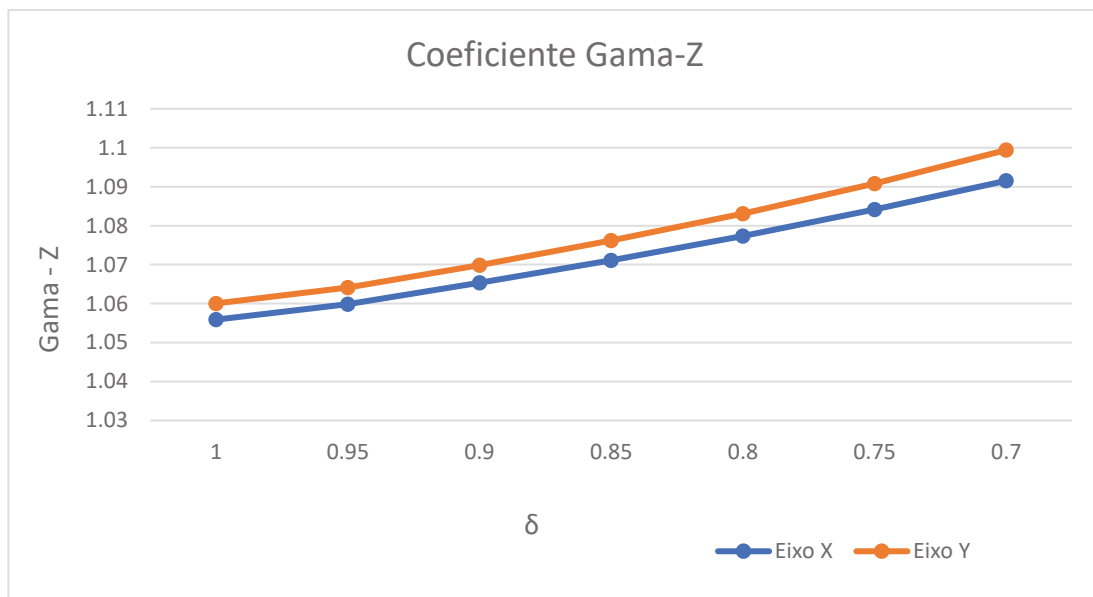


Figura 14 – Coeficiente Gama-Z
Fonte: Autoria Própria.

Observa-se que a variação de γ_z é bem semelhante nos eixos X e Y, percebendo-se um acréscimo mais significativo na direção Y atribuído à presença de pilares parede na direção X. Responsáveis por aumentar a rigidez nessa direção, os pilares parede tornam a estrutura menos sujeita aos efeitos da variação na liberdade das ligações.

Vale também observar o comportamento não linear da variação de γ_z com a alteração dos valores de δ , sendo que variando δ de 1,0 para 0,95, γ_z sofre 0,0039 de acréscimo, enquanto quando δ passa de 0,75 para 0,70 a diferença é de 0,0073. Isso prova o acréscimo não linear na instabilidade da estrutura com o aumento da liberdade das ligações e justifica a determinação normativa de recomendar a redistribuição de esforços na ligação viga-pilar máxima como 25%.

É importante lembrar que o coeficiente γ_z é calculado a partir do momento de tombamento e do momento de segunda ordem, como apresentado nas equações (5) e (6). O momento de tombamento não sendo afetado pela alteração de rigidez, como provado por Zumaeta (2016), a alteração do coeficiente foi consequência da variação de cargas acidentais primárias e secundárias, da variação das cargas verticais e dos deslocamentos horizontais (como pode ser conferido nos relatórios de cálculo disponíveis no apêndice A).

Analisando a estrutura como um todo percebe-se um aumento considerável na instabilidade com a flexibilização das ligações. O edifício que, para uma consideração de nós rígidos, apresentava γ_z de 1,06 nas duas direções, o que representa uma estrutura com alto grau de estabilidade e pouca deformação horizontal, passou a valores de 1,10 para o eixo Y e 1,09 para o eixo X, na consideração de $\bar{\delta}$ como 0,70.

Deve-se destacar que, apesar do aumento significativo nos valores de γ_z , em nenhum dos casos o limite de $\gamma_z = 1,1$ foi ultrapassado. A estrutura é, portanto, considerada como de nós fixos para todos os casos avaliados, dispensando uma análise de efeitos de segunda ordem. Nesse novo estado de instabilidade, apesar de ainda dentro dos valores limites estabelecidos por norma, estão implícitos maiores deslocamentos e, portanto, maior movimentação entre os elementos estruturais.

4.2 DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

O próximo aspecto avaliado foi o deslocamento horizontal máximo da estrutura, valor que caracteriza a capacidade do edifício de se deformar em determinada direção, sendo a ação do vento a principal responsável por essa reação:

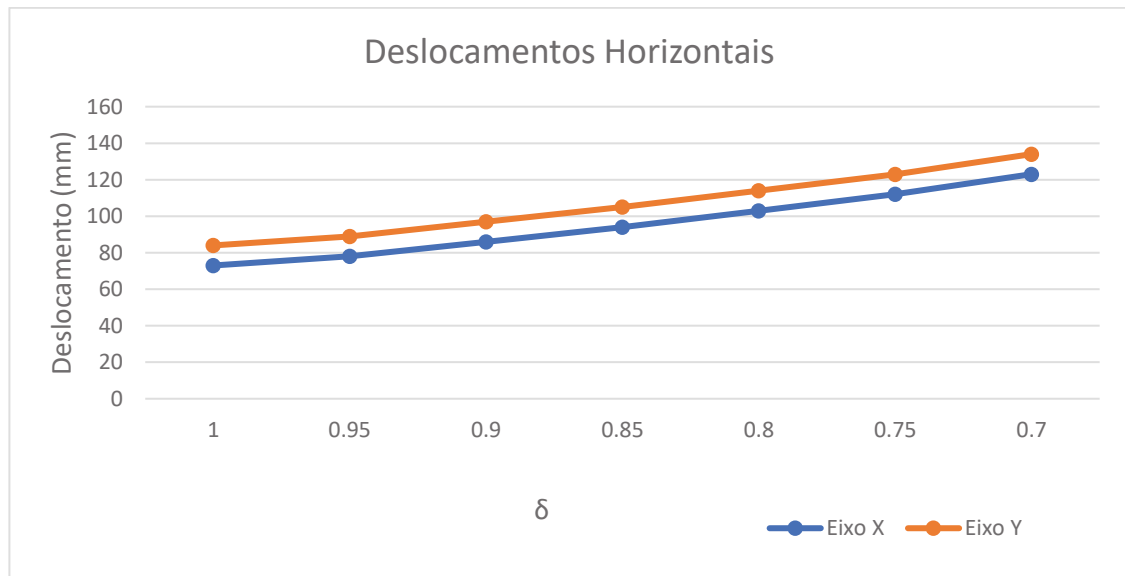


Figura 15 – Deslocamentos Horizontais
Fonte: Autoria Própria.

Para o caso de deslocamentos horizontais percebe-se uma variação bastante semelhante nas duas direções, sendo mantida constante a diferença de 11 mm no valor dos deslocamentos horizontais, independentemente do valor aplicado de δ .

A análise dos gráficos evidencia a não linearidade no acréscimo dos deslocamentos, sendo estes dependentes do grau de estabilidade e, portanto, de rigidez da estrutura. De δ valendo 1,0 até 0,95 os deslocamentos tanto em X quanto em Y aumentaram em 5 mm, enquanto na variação de 0,75 para 0,70 o aumento foi de 11 mm nas duas direções.

O deslocamento máximo atingindo foi de 134 mm, no eixo Y. Este valor está dentro do limite de 186 mm determinado pela ABNT NBR 6118:2014 no item 13.3 para o caso considerado, portanto, mesmo com liberdade de 70% nas ligações, os valores de deslocamento ainda assim não excederam as recomendações normativas.

4.3 DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS

Fez-se possível também, a partir do estudo do mesmo modelo, a avaliação de como a variação no grau de liberdade das ligações afeta a distribuição de esforços entre os elementos estruturais. Para esta análise baseou-se nos diagramas de momento fletor das vigas V19 e V24, e dos pilares que as sustentam no andar da cobertura, por ser esse o pavimento tipo que recebe maior influência da flexibilização dos nós de pórtico. Os dados de cada caso analisado podem ser conferidos no apêndice C. Para um estudo mais objetivo, os gráficos a seguir fornecem as informações necessárias:

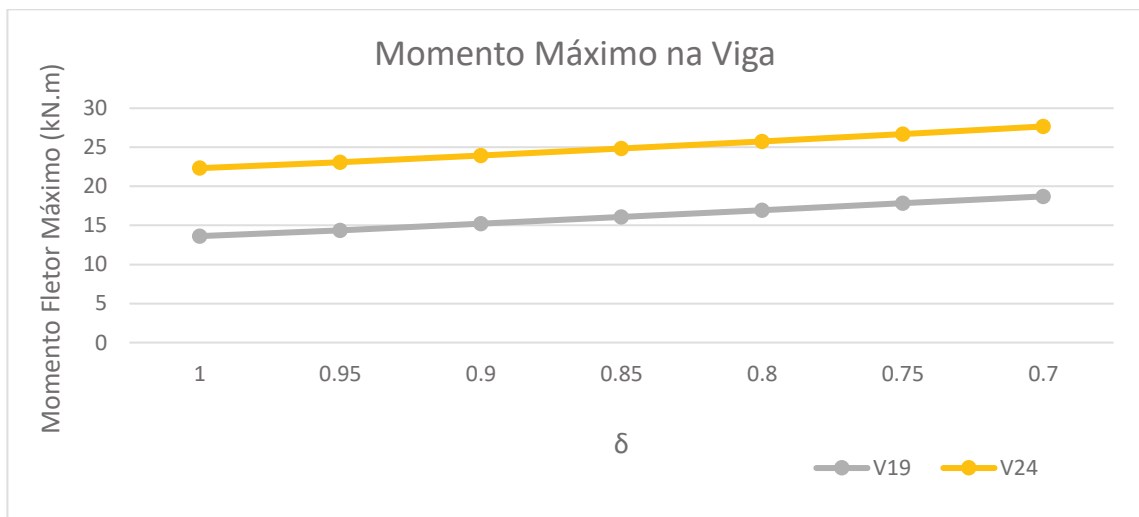


Figura 16 – Momento Máximo na Viga
Fonte: Autoria Própria.

A partir de uma análise cuidadosa da Figura 16 percebe-se claramente uma variação semelhante de momento nos dois casos, apesar de cada uma das vigas estar disposta em uma direção diferente da estrutura (V19 em X e V24 em Y) e possuírem esforços de momentos bem diferenciados (V19 com 13 kN.m e V22 com 22 kN.m para $\delta=1,0$). Apesar das diferenças nas características desses dois elementos, é notável como ambos variaram seu momento fletor máximo em aproximadamente 5 kN.m quando se compara os valores para $\delta=1,0$ e $\delta=0,70$, representando 37% de redistribuição de momento para V19 contra apenas 24% para V24.

Isso prova como a flexibilização de 100% das ligações gera uma redistribuição de esforços igualitária entre os elementos estruturais, fazendo com que esforços sejam distribuídos equitativamente ao longo da estrutura e permitindo com que a

retenção de momento nas vigas se distribua baseada não em sua carga ou posicionamento, mas sim na diminuição de rigidez. Assim fica claro que, quanto maior a rigidez, maior o momento repassado aos pilares, quanto maior sua flexibilização, mais esses esforços se redistribuem igualmente entre as vigas.

Convém também reparar como a linearidade na distribuição de esforços se faz presente para valores de flexibilização acima de 10% para V19, mantendo um acréscimo de 0,88 kN.m para cada 5% de aumento nas flexibilizações até 30%, enquanto para V24 a variação no momento aumenta conforme se diminui a rigidez, apresentando 0,86 kN.m de variação entre 5% e 10%, mas 0,98 kN.m de aumento entre 25% e 30%, exibindo comportamento não linear.

Um melhor entendimento desse aspecto é fornecido pelo estudo da redistribuição de esforços nos pilares:

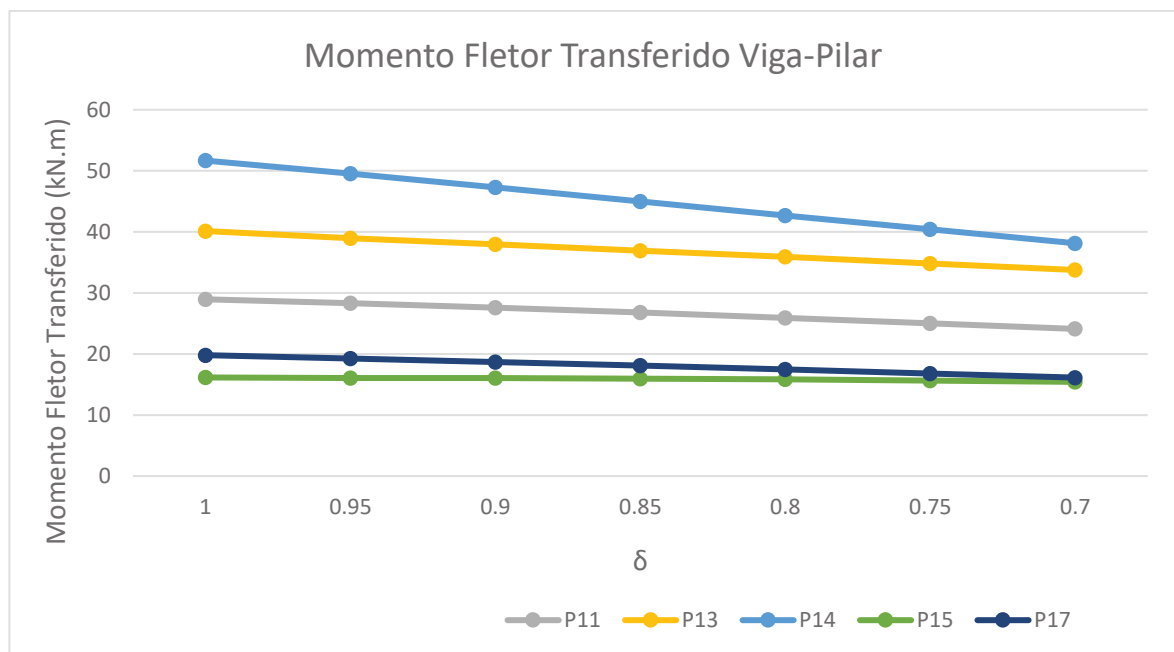


Gráfico 4 – Momento Fletor Transferido Viga-Pilar
Fonte: Autoria Própria.

Analisando-se o gráfico acima fica claro como a redistribuição de esforços afeta os pórticos que compõe a estrutura de forma global. O momento que anteriormente, com o aumento de flexibilização, ficava retido nas vigas, é agora retirado dos pilares, diminuindo sua solicitação aos esforços dessa natureza.

Diferentemente do caso das vigas, percebe-se uma clara relação entre a carga do pilar e sua diminuição de momento conforme se flexibilizam as ligações. Quanto maior a carga inicial (para $\delta = 1,0$), maior sua diminuição em comparação ao estado mais flexível ($\delta = 0,70$). O pilar P14, com maior momento inicial (51,67 kN.m), variou

seu momento fletor máximo em 13,5 kN.m ou 26%, enquanto o pilar P15, o menos solicitado nesse quesito (16,15 kN.m), teve variação de momento de 0,72 kN.m, correspondendo a apenas 5% de decréscimo. Já os pilares intermediários apresentaram valores de variação entre 20% e 25%, representando uma faixa de certa estabilidade e linearidade para esses pilares em relação à variação de rigidez.

Uma análise conjunta da variação percebida dos momentos de vigas e pilares revela que o comportamento desses elementos não estabelece uma determinada ordem e que, para cada caso de variação, os elementos componentes dos pórticos devem ser analisados separadamente.

A aparente linearidade encontrada para casos específicos de vigas e pilares representa casos isolados e que de nenhuma forma pode ser extrapolada para a estrutura como um todo, sendo necessário um estudo de cada ligação viga-pilar e de cada pórtico separadamente para que um bom resultado seja atingido na flexibilização dos nós de pórtico.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho avaliou três aspectos fundamentais para a análise estrutural, o parâmetro γ_z e deslocamentos horizontais, representativos da estabilidade do edifício, e para uma análise mais específica dos elementos, a redistribuição de momentos entre vigas e pilares, fatores de fundamental importância no entendimento da influência da rigidez dos nós de pórtico sobre a estrutura.

Foram analisados sete estados de rigidez para 100% das ligações viga-pilar dos pavimentos tipo, incluindo a cobertura. Nestes estados δ assumiu valores de 1,0; 0,95; 0,90; 0,85; 0,80; 0,75 e 0,70.

Os resultados obtidos foram muito satisfatórios por condizerem perfeitamente com o esperado com base no estudo bibliográfico prévio e apresentarem resultados dentro dos limites normativos. A variação de rigidez afetou o coeficiente γ_z de forma não linear e a influência dos elementos estruturais enrijecedores, a saber, os pilares parede presentes na direção X, se fez sentir na forma como o coeficiente foi alterado. O aumento do coeficiente foi bastante notável com o acréscimo da flexibilização, o que é demonstrativo de como alterações na rigidez dos nós de pórtico por si só tem a capacidade de afetar a estabilidade da estrutura como um todo, podendo inclusive comprometê-la caso não haja parcimônia em seu uso.

Os deslocamentos horizontais apresentaram variação também não linear e crescente conforme se aumentava a flexibilização. Isto é indicativo de como a diminuição de rigidez permite maior movimento entre os elementos estruturais e, conseqüentemente, resulta em uma estrutura mais deslocável.

A análise da variação de esforços nos elementos se mostrou a mais complexa, pela razão de que cada elemento examinado apresentou características próprias e peculiares, não permitindo determinar um padrão de comportamento para a redistribuição de momentos. Ficou evidente, contudo, que a flexibilização da ligação viga-pilar proporciona a retenção do momento solicitado nas vigas e que estas, no caso de 100% das ligações flexibilizadas, têm alta capacidade de transferência de cargas entre si, gerando uma distribuição natural e igualitária entre os momentos destes elementos.

Para o caso dos pilares foi percebida uma relação entre a carga e a capacidade de redistribuir esforços, sendo os pilares mais solicitados por momentos os que mais tiveram as solicitações desse tipo reduzidas pela redistribuição. Uma análise conjunta da variação percebida dos momentos de vigas e pilares revela, entretanto, que o comportamento desses elementos não obedece a uma determinada ordem e que, para cada caso de variação, os elementos componentes dos pórticos devem ser analisados separadamente.

A flexibilização da ligação viga-pilar possibilita o projeto de edificações mais deslocáveis e permite economia de material na sua execução, deve-se, entretanto, atentar para o uso indevido e indiscriminado desse recurso que pode elevar excessivamente a deslocabilidade e resultar em uma estrutura instável. É necessário também considerar o efeito que a diminuição da rigidez dos nós de pórtico têm sobre os elementos estruturais isolados e sobre como isso afeta seu dimensionamento.

Desta forma, fica provada a importância do estudo e consideração do grau de rigidez da ligação viga-pilar em projetos de concreto armado, sua influência sobre a estabilidade, deslocabilidade e dimensionamento dos elementos constituintes dos pórticos estruturais.

REFERÊNCIAS

ALTOQI. Disponível em: <<https://www.altoqi.com.br/eberick/>> Acesso em: 06 set. 2018.

ALTOQI. Disponível em: <<http://faq.altoqi.com.br/content/256/627/pt-br/redistribui%C3%A7%C3%A3o-de-esfor%C3%A7os.html>> Acesso em: 14 abr. 2019

ALVA, Gerson M. S.; FERREIRA, Marcelo A.; EL DEBS Ana, L. H. C. Engastamento Parcial de Ligações Viga-Pilare de Estruturas de Concreto Armado. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**. São Carlos, v. 2, n. 4, p.356-379, dez. 2009. Disponível em: <<http://www.revistas.ibracon.org.br/index.php/riem/article/view/54>> Acessado em: 30 set. 2018.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2006.

AUFIERI, Fabio A.; **Diretrizes para o dimensionamento e detalhamento de pilares de edifícios em concreto armado**. 1997. 165 f. Dissertação (Mestrado em engenharia de estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-12032018-104524/pt-br.php>> Acessado em: 11 abr. 2019.

BARBOZA, Marcos R. **Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado**. 2008. 90 f. Relatório (Iniciação científica) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2008. Disponível em: <http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/14280/material/2008IC_Marcos.pdf> Acessado em: 06 set. 2018.

BERNARDI, Douglas F.; FILHO, Américo, C.; PACHECO, Alexandre R. Análise tridimensional de edifícios altos de concreto armado com a presença de paredes estruturais. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**. Porto Alegre, n. 16, p. 43-53, out. 2010. Disponível em: <http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/Art5_N16.pdf> Acesso em: 12 set. 2018

CARVALHO, João D. N.; Sobre as origens e desenvolvimento do concreto. **Revista Tecnológica**. Maringá, v. 17, p. 19-28, 2008. Disponível em: <<http://periodicos.uem.br/ojs/index.php/RevTecnol/article/view/8169/0>> Acesso em: 10 out. 2018.

CONCEIÇÃO, Juliano L. **Ligação mista viga-pilar resistente ao momento**. 2011. 240 f. Dissertação (Pós-graduação em engenharia de estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011. Disponível em: <<http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/handle/1843/PASA-8H5GQT>> Acesso em: 19 set. 2018.

DINIZ, Carlos W. S. **Estabilidade global de estrutura de edifícios considerando a influência da excentricidade na ligação viga pilar-parede**. 2017. 130 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Colegiado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2017. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-12032018-104524/pt-br.php>> Acesso em: 10 abr. 2019.

FILHO, Nilson P. F.; **Modelagem de pilares parede em edifícios**. 2002. 181 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil / Estrutura, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2002. Disponível em: <<https://repositorio.ufpe.br/handle/123456789/5890>> Acesso em: 12 abr. 2019.

FUSCO, Péricles B.; **Estruturas de concreto: solicitações normais**. Rio de Janeiro: LTC 1981.

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

LEMES, Hadam R. S. L.; NUNES, Cláudio C.; Avaliação do coeficiente γ_z em situação estrutural próxima do seu limite de aplicação. **Engineering and Science**. 3. ed. Cuiabá, v. 2, p. 01-13, 2017. Disponível em: <<http://periodicoscientificos.ufmt.br/ojs/index.php/eng/article/view/5451>> Acesso em: 12 set. 2018.

OLIVEIRA, Janes, C. A.; **Avaliação da rigidez de pórticos tridimensionais de concreto armado**. 2009. 135 f. Dissertação (Doutorado em estruturas e construção civil) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2009. Disponível em: <<http://www.pecc.unb.br/wp-content/uploads/teses/D09-1A-Janes-de-Oliveira.pdf>> Acesso em: 12 set. 2018.

PAIXÃO, João F. M.; ALVES, Elcio C.; Análise de estabilidade global em edifícios altos. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**. Vitória, v. 13, n. 1, p. 48-63, 2017.

Disponível em: <<https://www.revistas.ufg.br/reec/article/view/39552>> Acesso em: 16 out. 2018.

PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. J. N. **Seismic design of reinforced concrete masonry buildings**. Nova Iorque: John Wiley & Sons, 1992.

SANTOS, Julia, B.; **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos de concreto armado**. 2016. 84 f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2016. Disponível em: <<https://repositorio.ufu.br/bitstream/123456789/14230/1/AnaliseInfluenciaRigidez.pdf>> Acesso em: 08 out. 2018.

SANTOS, Roberto E.; **A armação do concreto no Brasil**. 2008. 172 f. Dissertação (Doutorado em engenharia civil) – Programa de Pós Graduação em Educação, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008. Disponível em: <<http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/bitstream/handle/1843/FAEC-84KQ4X/2000000140.pdf>> Acesso em: 02 out. 2018.

SILVA, Magno L.; FILHO, Honório M.; SANTOS, Marcelo S. Análise da influência do tipo de laje na estabilidade da estrutura de concreto armado. **Episteme Transversalis**. Volta Redonda, v. 9, n. 1, p. 01-19, jan./jun. 2018. Disponível em: <<http://revista.ugb.edu.br/index.php/episteme/article/view/876>> Acesso em: 25 set. 2018.

APÊNDICE A – Coeficiente Gama-Z

- $\delta = 1,0$

Eixo X (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V2)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
TAMPA RES	3155	0.00	0.22	1.10	0.00	0.00
FUNDO RES	3015	85.73	0.35	1.68	3.23	0.04
BARRILETE	2940	41.80	0.64	2.91	3.20	0.03
COBERTURA	2640	261.79	4.15	3.53	3.09	0.02
TIPO 9	2390	255.88	6.79	3.65	2.84	0.02
TIPO 8	2140	260.32	6.65	3.57	2.57	0.02
TIPO 7	1890	260.32	6.49	3.49	2.28	0.01
TIPO 6	1640	260.32	6.31	3.39	1.96	0.01
TIPO 5	1390	260.32	6.10	3.28	1.61	0.01
TIPO 4	1140	260.32	5.85	3.14	1.25	0.01
TIPO 3	890	260.32	5.53	2.97	0.89	0.00
TIPO 2	640	260.32	5.06	2.72	0.54	0.00
TIPO 1	390	260.16	3.95	2.12	0.23	0.00
TERREO	140	42.79	0.08	0.04	0.04	0.00

Eixo Y (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V4)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
TAMPA RES	3155	0.00	0.22	1.10	0.00	0.00
FUNDO RES	3015	86.84	0.35	1.68	1.20	2.40
BARRILETE	2940	40.41	0.64	2.91	1.18	2.36
COBERTURA	2640	262.08	4.15	3.53	1.14	2.17
TIPO 9	2390	255.88	6.79	3.65	0.99	2.05
TIPO 8	2140	260.32	6.65	3.57	0.85	1.91
TIPO 7	1890	260.32	6.49	3.49	0.71	1.75
TIPO 6	1640	260.32	6.31	3.39	0.58	1.56
TIPO 5	1390	260.32	6.10	3.28	0.45	1.35
TIPO 4	1140	260.32	5.85	3.14	0.33	1.12
TIPO 3	890	260.32	5.53	2.97	0.22	0.87
TIPO 2	640	260.36	5.06	2.72	0.12	0.61
TIPO 1	390	260.35	3.95	2.12	0.05	0.34
TERREO	140	42.55	0.08	0.04	0.01	0.07

Coeficiente Gama-Z		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	925.13	682.99
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	48.97	38.69
Gama-Z	1.06	1.06

Valor limite: 1.10

Gama-Z por Combinação						
Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V1	1541.89	1138.32	64.98	0.27	1.04	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V2	1541.89	1138.32	64.99	0.27	1.04	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V3	1541.89	1138.32	13.40	59.76	1.01	1.06
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V4	1541.89	1138.32	13.40	59.76	1.01	1.06
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V	925.13	682.99	48.97	0.31	1.06	1.00

1							
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V	925.13	682.99	48.97	0.31	1.06	1.00	
2							
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V	925.13	682.99	15.67	38.69	1.02	1.06	
3							
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V	925.13	682.99	15.67	38.69	1.02	1.06	
4							
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V1	1541.89	1138.32	57.30	0.21	1.04	1.00	
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V2	1541.89	1138.32	57.30	0.21	1.04	1.00	
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V3	1541.89	1138.32	10.86	53.78	1.01	1.05	
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V4	1541.89	1138.32	10.86	53.78	1.01	1.05	
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V1	1541.89	1138.32	47.64	0.16	1.03	1.00	
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V2	1541.89	1138.32	47.64	0.16	1.03	1.00	
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V3	1541.89	1138.32	7.92	45.97	1.01	1.04	
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V4	1541.89	1138.32	7.92	45.97	1.01	1.04	
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V1	925.13	682.99	35.87	0.19	1.04	1.00	
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V2	925.13	682.99	35.87	0.19	1.04	1.00	
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V3	925.13	682.99	9.69	30.37	1.01	1.05	
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V4	925.13	682.99	9.69	30.37	1.01	1.05	
G1+G2+S+1.4V1	1541.89	1138.32	40.57	0.12	1.03	1.00	
G1+G2+S+1.4V2	1541.89	1138.32	40.57	0.12	1.03	1.00	
G1+G2+S+1.4V3	1541.89	1138.32	6.00	40.01	1.00	1.04	
G1+G2+S+1.4V4	1541.89	1138.32	6.00	40.01	1.00	1.04	

- $\delta = 0,95$

Eixo X (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V2)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
TAMPA RES	3155	0.00	0.22	1.10	0.00	0.00
FUNDO RES	3015	85.73	0.35	1.68	3.46	0.04
BARRILETE	2940	41.92	0.64	2.91	3.43	0.04
COBERTURA	2640	261.68	4.15	3.53	3.31	0.02
TIPO 9	2390	255.87	6.79	3.65	3.04	0.02
TIPO 8	2140	260.32	6.65	3.57	2.75	0.02
TIPO 7	1890	260.32	6.49	3.49	2.43	0.01
TIPO 6	1640	260.32	6.31	3.39	2.09	0.01
TIPO 5	1390	260.32	6.10	3.28	1.72	0.01
TIPO 4	1140	260.32	5.85	3.14	1.33	0.01
TIPO 3	890	260.32	5.53	2.97	0.94	0.00
TIPO 2	640	260.32	5.06	2.72	0.56	0.00
TIPO 1	390	260.14	3.95	2.12	0.24	0.00
TERREO	140	42.81	0.08	0.04	0.04	0.00

Eixo Y (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V4)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
TAMPA RES	3155	0.00	0.22	1.10	0.00	0.00
FUNDO RES	3015	87.05	0.35	1.68	1.27	2.54
BARRILETE	2940	40.29	0.64	2.91	1.25	2.50
COBERTURA	2640	261.99	4.15	3.53	1.21	2.31
TIPO 9	2390	255.87	6.79	3.65	1.06	2.18
TIPO 8	2140	260.32	6.65	3.57	0.91	2.03
TIPO 7	1890	260.32	6.49	3.49	0.76	1.86
TIPO 6	1640	260.32	6.31	3.39	0.61	1.66
TIPO 5	1390	260.32	6.10	3.28	0.48	1.43
TIPO 4	1140	260.32	5.85	3.14	0.35	1.19
TIPO 3	890	260.32	5.53	2.97	0.23	0.92
TIPO 2	640	260.51	5.06	2.72	0.13	0.64

TIPO 1	390	260.28	3.95	2.12	0.05	0.35
TERREO	140	42.48	0.08	0.04	0.01	0.07

Coeficiente Gama-Z		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	925.13	682.99
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	52.25	41.14
Gama-Z	1.06	1.06

Valor limite: 1.10

Gama-Z por Combinação						
Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V1	1541.89	1138.32	69.41	0.27	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V2	1541.89	1138.32	69.41	0.27	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V3	1541.89	1138.32	14.22	63.56	1.01	1.06
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V4	1541.89	1138.32	14.22	63.56	1.01	1.06
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V1	925.13	682.99	52.25	0.31	1.06	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V2	925.13	682.99	52.25	0.31	1.06	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V3	925.13	682.99	16.63	41.14	1.02	1.06
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V4	925.13	682.99	16.63	41.14	1.02	1.06
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V1	1541.89	1138.32	61.21	0.21	1.04	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V2	1541.89	1138.32	61.21	0.21	1.04	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V3	1541.89	1138.32	11.53	57.21	1.01	1.05
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V4	1541.89	1138.32	11.53	57.21	1.01	1.05
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V1	1541.89	1138.32	50.90	0.16	1.03	1.00
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V2	1541.89	1138.32	50.90	0.16	1.03	1.00
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V3	1541.89	1138.32	8.41	48.90	1.01	1.04
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V4	1541.89	1138.32	8.41	48.90	1.01	1.04
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V1	925.13	682.99	38.28	0.19	1.04	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V2	925.13	682.99	38.28	0.19	1.04	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V3	925.13	682.99	10.28	32.29	1.01	1.05
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V4	925.13	682.99	10.28	32.29	1.01	1.05
G1+G2+S+1.4V1	1541.89	1138.32	43.35	0.12	1.03	1.00
G1+G2+S+1.4V2	1541.89	1138.32	43.35	0.12	1.03	1.00
G1+G2+S+1.4V3	1541.89	1138.32	6.37	42.56	1.00	1.04
G1+G2+S+1.4V4	1541.89	1138.32	6.37	42.56	1.00	1.04

- $\delta = 0,90$

Eixo X (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V2)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
TAMPA RES	3155	0.00	0.22	1.10	0.00	0.00
FUNDO RES	3015	85.73	0.35	1.68	3.77	0.04
BARRILETE	2940	42.07	0.64	2.91	3.74	0.04
COBERTURA	2640	261.52	4.15	3.53	3.61	0.02
TIPO 9	2390	255.87	6.79	3.65	3.31	0.02
TIPO 8	2140	260.32	6.65	3.57	2.99	0.02
TIPO 7	1890	260.32	6.49	3.49	2.64	0.01
TIPO 6	1640	260.32	6.31	3.39	2.26	0.01
TIPO 5	1390	260.32	6.10	3.28	1.86	0.01
TIPO 4	1140	260.32	5.85	3.14	1.43	0.01
TIPO 3	890	260.32	5.53	2.97	1.01	0.00
TIPO 2	640	260.32	5.06	2.72	0.60	0.00
TIPO 1	390	260.11	3.95	2.12	0.26	0.00
TERREO	140	42.85	0.08	0.04	0.04	0.00

Eixo Y (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V3)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
TAMPA RES	3155	0.00	0.22	1.10	0.00	0.00
FUNDO RES	3015	86.14	0.35	1.68	1.37	2.75
BARRILETE	2940	41.32	0.64	2.91	1.35	2.70
COBERTURA	2640	261.87	4.15	3.53	1.30	2.51
TIPO 9	2390	255.87	6.79	3.65	1.14	2.37
TIPO 8	2140	260.32	6.65	3.57	0.98	2.21
TIPO 7	1890	260.32	6.49	3.49	0.82	2.02
TIPO 6	1640	260.32	6.31	3.39	0.66	1.81
TIPO 5	1390	260.32	6.10	3.28	0.51	1.56
TIPO 4	1140	260.32	5.85	3.14	0.37	1.29
TIPO 3	890	260.50	5.53	2.97	0.25	1.00
TIPO 2	640	260.58	5.06	2.72	0.14	0.69
TIPO 1	390	260.25	3.95	2.12	0.05	0.37
TERREO	140	42.27	0.08	0.04	0.01	0.07

Coeficiente Gama-Z		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	925.13	682.99
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	56.72	44.62
Gama-Z	1.07	1.07

Valor limite: 1.10

Gama-Z por Combinação						
Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V1	1541.89	1138.32	75.44	0.27	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V2	1541.89	1138.32	75.45	0.27	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V3	1541.89	1138.32	15.33	68.95	1.01	1.06
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V4	1541.89	1138.32	15.33	68.95	1.01	1.06
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V1	925.13	682.99	56.72	0.31	1.07	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V2	925.13	682.99	56.72	0.31	1.07	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V3	925.13	682.99	17.91	44.62	1.02	1.07
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V4	925.13	682.99	17.91	44.62	1.02	1.07
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V1	1541.89	1138.32	66.54	0.22	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V2	1541.89	1138.32	66.55	0.22	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V3	1541.89	1138.32	12.44	62.07	1.01	1.06
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V4	1541.89	1138.32	12.44	62.07	1.01	1.06
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V1	1541.89	1138.32	55.35	0.16	1.04	1.00
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V2	1541.89	1138.32	55.35	0.16	1.04	1.00
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V3	1541.89	1138.32	9.06	53.05	1.01	1.05
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V4	1541.89	1138.32	9.06	53.05	1.01	1.05
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V1	925.13	682.99	41.58	0.19	1.05	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V2	925.13	682.99	41.58	0.19	1.05	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V3	925.13	682.99	11.07	35.03	1.01	1.05
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V4	925.13	682.99	11.07	35.03	1.01	1.05
G1+G2+S+1.4V1	1541.89	1138.32	47.15	0.12	1.03	1.00
G1+G2+S+1.4V2	1541.89	1138.32	47.15	0.12	1.03	1.00
G1+G2+S+1.4V3	1541.89	1138.32	6.87	46.18	1.00	1.04
G1+G2+S+1.4V4	1541.89	1138.32	6.87	46.18	1.00	1.04

- $\delta = 0,85$

Eixo X (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V2)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
TAMPA RES	3155	0.00	0.22	1.10	0.00	0.00
FUNDO RES	3015	85.73	0.35	1.68	4.10	0.04
BARRILETE	2940	42.24	0.64	2.91	4.07	0.04
COBERTURA	2640	261.36	4.15	3.53	3.93	0.02
TIPO 9	2390	255.86	6.79	3.65	3.60	0.02
TIPO 8	2140	260.32	6.65	3.57	3.25	0.02
TIPO 7	1890	260.32	6.49	3.49	2.86	0.01
TIPO 6	1640	260.32	6.31	3.39	2.45	0.01
TIPO 5	1390	260.32	6.10	3.28	2.00	0.01
TIPO 4	1140	260.32	5.85	3.14	1.54	0.01
TIPO 3	890	260.32	5.53	2.97	1.08	0.00
TIPO 2	640	260.32	5.06	2.72	0.64	0.00
TIPO 1	390	260.08	3.95	2.12	0.27	0.00
TERREO	140	42.88	0.08	0.04	0.04	0.00

Eixo Y (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V3)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
TAMPA RES	3155	0.00	0.22	1.10	0.00	0.00
FUNDO RES	3015	86.50	0.35	1.68	1.47	2.97
BARRILETE	2940	41.09	0.64	2.91	1.45	2.93
COBERTURA	2640	261.74	4.15	3.53	1.40	2.72
TIPO 9	2390	255.86	6.79	3.65	1.23	2.57
TIPO 8	2140	260.32	6.65	3.57	1.05	2.40
TIPO 7	1890	260.32	6.49	3.49	0.88	2.20
TIPO 6	1640	260.32	6.31	3.39	0.71	1.96
TIPO 5	1390	260.32	6.10	3.28	0.55	1.69
TIPO 4	1140	260.42	5.85	3.14	0.40	1.40
TIPO 3	890	260.60	5.53	2.97	0.26	1.08
TIPO 2	640	260.58	5.06	2.72	0.15	0.74
TIPO 1	390	260.15	3.95	2.12	0.06	0.39
TERREO	140	42.17	0.08	0.04	0.01	0.07

Coeficiente Gama-Z		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	925.13	682.99
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	61.43	48.36
Gama-Z	1.07	1.08

Valor limite: 1.10

Gama-Z por Combinação						
Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V1	1541.89	1138.32	81.81	0.27	1.06	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V2	1541.89	1138.32	81.82	0.27	1.06	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V3	1541.89	1138.32	16.50	74.76	1.01	1.07
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V4	1541.89	1138.32	16.50	74.76	1.01	1.07
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V1	925.13	682.99	61.43	0.31	1.07	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V2	925.13	682.99	61.43	0.31	1.07	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V3	925.13	682.99	19.27	48.36	1.02	1.08
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V4	925.13	682.99	19.27	48.36	1.02	1.08
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V1	1541.89	1138.32	72.17	0.22	1.05	1.00

1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V2	1541.89	1138.32	72.17	0.22	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V3	1541.89	1138.32	13.40	67.30	1.01	1.06
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V4	1541.89	1138.32	13.40	67.30	1.01	1.06
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V1	1541.89	1138.32	60.04	0.16	1.04	1.00
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V2	1541.89	1138.32	60.05	0.16	1.04	1.00
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V3	1541.89	1138.32	9.75	57.53	1.01	1.05
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V4	1541.89	1138.32	9.75	57.53	1.01	1.05
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V1	925.13	682.99	45.06	0.19	1.05	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V2	925.13	682.99	45.06	0.19	1.05	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V3	925.13	682.99	11.91	37.97	1.01	1.06
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V4	925.13	682.99	11.91	37.97	1.01	1.06
G1+G2+S+1.4V1	1541.89	1138.32	51.16	0.12	1.03	1.00
G1+G2+S+1.4V2	1541.89	1138.32	51.16	0.12	1.03	1.00
G1+G2+S+1.4V3	1541.89	1138.32	7.41	50.08	1.00	1.05
G1+G2+S+1.4V4	1541.89	1138.32	7.41	50.09	1.00	1.05

- $\delta = 0,80$

Eixo X (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V2)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
TAMPA RES	3155	0.00	0.22	1.10	0.00	0.00
FUNDO RES	3015	85.73	0.35	1.68	4.46	0.04
BARRILETE	2940	42.41	0.64	2.91	4.43	0.04
COBERTURA	2640	261.18	4.15	3.53	4.28	0.02
TIPO 9	2390	255.86	6.79	3.65	3.91	0.02
TIPO 8	2140	260.32	6.65	3.57	3.52	0.02
TIPO 7	1890	260.32	6.49	3.49	3.10	0.01
TIPO 6	1640	260.32	6.31	3.39	2.64	0.01
TIPO 5	1390	260.32	6.10	3.28	2.15	0.01
TIPO 4	1140	260.32	5.85	3.14	1.65	0.01
TIPO 3	890	260.32	5.53	2.97	1.15	0.00
TIPO 2	640	260.32	5.06	2.72	0.68	0.00
TIPO 1	390	260.06	3.95	2.12	0.29	0.00
TERREO	140	42.91	0.08	0.04	0.04	0.00

Eixo Y (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V3)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
TAMPA RES	3155	0.00	0.22	1.10	0.00	0.00
FUNDO RES	3015	86.86	0.35	1.68	1.58	3.22
BARRILETE	2940	40.86	0.64	2.91	1.56	3.17
COBERTURA	2640	261.61	4.15	3.53	1.51	2.95
TIPO 9	2390	255.86	6.79	3.65	1.32	2.80
TIPO 8	2140	260.32	6.65	3.57	1.13	2.61
TIPO 7	1890	260.32	6.49	3.49	0.95	2.39
TIPO 6	1640	260.32	6.31	3.39	0.77	2.13
TIPO 5	1390	260.32	6.10	3.28	0.59	1.84
TIPO 4	1140	260.61	5.85	3.14	0.43	1.51
TIPO 3	890	260.62	5.53	2.97	0.28	1.16
TIPO 2	640	260.58	5.06	2.72	0.16	0.79
TIPO 1	390	260.04	3.95	2.12	0.06	0.41
TERREO	140	42.07	0.08	0.04	0.01	0.08

Coeficiente Gama-Z		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	925.13	682.99
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	66.44	52.42
Gama-Z	1.08	1.08

Valor limite: 1.10

Gama-Z por Combinação						
Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V1	1541.89	1138.32	88.58	0.27	1.06	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V2	1541.89	1138.32	88.58	0.27	1.06	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V3	1541.89	1138.32	17.75	81.06	1.01	1.08
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V4	1541.89	1138.32	17.75	81.06	1.01	1.08
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V1	925.13	682.99	66.44	0.31	1.08	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V2	925.13	682.99	66.44	0.31	1.08	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V3	925.13	682.99	20.72	52.42	1.02	1.08
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V4	925.13	682.99	20.72	52.42	1.02	1.08
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V1	1541.89	1138.32	78.15	0.22	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V2	1541.89	1138.32	78.15	0.22	1.05	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V3	1541.89	1138.32	14.42	72.98	1.01	1.07
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V4	1541.89	1138.32	14.42	72.98	1.01	1.07
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V1	1541.89	1138.32	65.03	0.17	1.04	1.00
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V2	1541.89	1138.32	65.03	0.17	1.04	1.00
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V3	1541.89	1138.32	10.49	62.39	1.01	1.06
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V4	1541.89	1138.32	10.49	62.39	1.01	1.06
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V1	925.13	682.99	48.75	0.20	1.06	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V2	925.13	682.99	48.75	0.20	1.06	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V3	925.13	682.99	12.81	41.17	1.01	1.06
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V4	925.13	682.99	12.81	41.17	1.01	1.06
G1+G2+S+1.4V1	1541.89	1138.32	55.41	0.12	1.04	1.00
G1+G2+S+1.4V2	1541.89	1138.32	55.41	0.12	1.04	1.00
G1+G2+S+1.4V3	1541.89	1138.32	7.98	54.32	1.01	1.05
G1+G2+S+1.4V4	1541.89	1138.32	7.98	54.32	1.01	1.05

- $\delta = 0,75$

Eixo X (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V2)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
TAMPA RES	3155	0.00	0.22	1.10	0.00	0.00
FUNDO RES	3015	85.73	0.35	1.68	4.85	0.04
BARRILETE	2940	42.60	0.64	2.91	4.82	0.04
COBERTURA	2640	261.00	4.15	3.53	4.65	0.02
TIPO 9	2390	255.85	6.79	3.65	4.25	0.02
TIPO 8	2140	260.32	6.65	3.57	3.82	0.02
TIPO 7	1890	260.32	6.49	3.49	3.35	0.01
TIPO 6	1640	260.32	6.31	3.39	2.85	0.01
TIPO 5	1390	260.32	6.10	3.28	2.32	0.01
TIPO 4	1140	260.32	5.85	3.14	1.77	0.01
TIPO 3	890	260.32	5.53	2.97	1.23	0.00
TIPO 2	640	260.32	5.06	2.72	0.72	0.00
TIPO 1	390	260.03	3.95	2.12	0.31	0.00
TERREO	140	42.94	0.08	0.04	0.05	0.00

Eixo Y (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V3)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
TAMPA RES	3155	0.00	0.22	1.10	0.00	0.00
FUNDO RES	3015	87.22	0.35	1.68	1.70	3.49
BARRILETE	2940	40.64	0.64	2.91	1.69	3.44
COBERTURA	2640	261.47	4.15	3.53	1.63	3.21
TIPO 9	2390	255.85	6.79	3.65	1.42	3.04
TIPO 8	2140	260.32	6.65	3.57	1.22	2.84
TIPO 7	1890	260.32	6.49	3.49	1.02	2.60
TIPO 6	1640	260.32	6.31	3.39	0.82	2.32
TIPO 5	1390	260.50	6.10	3.28	0.63	1.99
TIPO 4	1140	260.64	5.85	3.14	0.46	1.64
TIPO 3	890	260.64	5.53	2.97	0.30	1.25
TIPO 2	640	260.57	5.06	2.72	0.17	0.84
TIPO 1	390	259.93	3.95	2.12	0.06	0.43
TERREO	140	41.96	0.08	0.04	0.01	0.08

Coeficiente Gama-Z		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	925.13	682.99
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	71.80	56.87
Gama-Z	1.08	1.09

Valor limite: 1.10

Gama-Z por Combinação						
Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V1	1541.89	1138.32	95.81	0.28	1.07	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V2	1541.89	1138.32	95.81	0.28	1.07	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V3	1541.89	1138.32	19.09	87.96	1.01	1.08
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V4	1541.89	1138.32	19.09	87.96	1.01	1.08
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V1	925.13	682.99	71.80	0.31	1.08	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V2	925.13	682.99	71.80	0.32	1.08	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V3	925.13	682.99	22.28	56.87	1.02	1.09
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V4	925.13	682.99	22.28	56.87	1.02	1.09
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V1	1541.89	1138.32	84.53	0.22	1.06	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V2	1541.89	1138.32	84.54	0.22	1.06	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V3	1541.89	1138.32	15.53	79.19	1.01	1.07
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V4	1541.89	1138.32	15.53	79.19	1.01	1.07
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V1	1541.89	1138.32	70.36	0.17	1.05	1.00
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V2	1541.89	1138.32	70.37	0.17	1.05	1.00
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V3	1541.89	1138.32	11.28	67.70	1.01	1.06
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V4	1541.89	1138.32	11.28	67.70	1.01	1.06
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V1	925.13	682.99	52.70	0.20	1.06	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V2	925.13	682.99	52.70	0.20	1.06	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V3	925.13	682.99	13.76	44.66	1.02	1.07
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V4	925.13	682.99	13.76	44.66	1.02	1.07
G1+G2+S+1.4V1	1541.89	1138.32	59.95	0.13	1.04	1.00
G1+G2+S+1.4V2	1541.89	1138.32	59.96	0.13	1.04	1.00
G1+G2+S+1.4V3	1541.89	1138.32	8.59	58.95	1.01	1.05
G1+G2+S+1.4V4	1541.89	1138.32	8.59	58.95	1.01	1.05

- $\delta = 0,70$

Eixo X (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V2)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
TAMPA RES	3155	0.00	0.22	1.10	0.00	0.00
FUNDO RES	3015	85.73	0.35	1.68	5.27	0.04
BARRILETE	2940	42.80	0.64	2.91	5.24	0.04
COBERTURA	2640	260.80	4.15	3.53	5.06	0.02
TIPO 9	2390	255.84	6.79	3.65	4.61	0.02
TIPO 8	2140	260.32	6.65	3.57	4.13	0.02
TIPO 7	1890	260.32	6.49	3.49	3.62	0.01
TIPO 6	1640	260.32	6.31	3.39	3.07	0.01
TIPO 5	1390	260.32	6.10	3.28	2.49	0.01
TIPO 4	1140	260.32	5.85	3.14	1.89	0.01
TIPO 3	890	260.32	5.53	2.97	1.31	0.00
TIPO 2	640	260.32	5.06	2.72	0.77	0.00
TIPO 1	390	260.00	3.95	2.12	0.32	0.00
TERREO	140	42.98	0.08	0.04	0.05	0.00

Eixo Y (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V3)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
TAMPA RES	3155	0.00	0.22	1.10	0.00	0.00
FUNDO RES	3015	87.61	0.35	1.68	1.83	3.79
BARRILETE	2940	40.40	0.64	2.91	1.82	3.74
COBERTURA	2640	261.32	4.15	3.53	1.76	3.50
TIPO 9	2390	255.84	6.79	3.65	1.53	3.31
TIPO 8	2140	260.32	6.65	3.57	1.31	3.09
TIPO 7	1890	260.32	6.49	3.49	1.09	2.83
TIPO 6	1640	260.35	6.31	3.39	0.88	2.52
TIPO 5	1390	260.67	6.10	3.28	0.68	2.17
TIPO 4	1140	260.67	5.85	3.14	0.49	1.78
TIPO 3	890	260.66	5.53	2.97	0.32	1.35
TIPO 2	640	260.56	5.06	2.72	0.18	0.90
TIPO 1	390	259.80	3.95	2.12	0.07	0.45
TERREO	140	41.85	0.08	0.04	0.01	0.08

Coeficiente Gama-Z		
	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	925.13	682.99
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	77.57	61.76
Gama-Z	1.09	1.10

Valor limite: 1.10

Gama-Z por Combinação						
Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V1	1541.89	1138.32	103.59	0.28	1.07	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V2	1541.89	1138.32	103.60	0.28	1.07	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V3	1541.89	1138.32	20.54	95.55	1.01	1.09
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.7Q+1.2A+1.4V4	1541.89	1138.32	20.54	95.55	1.01	1.09
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V1	925.13	682.99	77.56	0.32	1.09	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V2	925.13	682.99	77.57	0.32	1.09	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V3	925.13	682.99	23.96	61.76	1.03	1.10
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V4	925.13	682.99	23.96	61.76	1.03	1.10
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V1	1541.89	1138.32	91.40	0.23	1.06	1.00

1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V2	1541.89	1138.32	91.41	0.23	1.06	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V3	1541.89	1138.32	16.72	86.03	1.01	1.08
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V4	1541.89	1138.32	16.72	86.03	1.01	1.08
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V1	1541.89	1138.32	76.10	0.17	1.05	1.00
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V2	1541.89	1138.32	76.10	0.17	1.05	1.00
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V3	1541.89	1138.32	12.14	73.55	1.01	1.07
G1+G2+S+0.7Q+1.2A+1.4V4	1541.89	1138.32	12.14	73.55	1.01	1.07
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V1	925.13	682.99	56.95	0.20	1.07	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V2	925.13	682.99	56.95	0.20	1.07	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V3	925.13	682.99	14.80	48.51	1.02	1.08
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V4	925.13	682.99	14.80	48.51	1.02	1.08
G1+G2+S+1.4V1	1541.89	1138.32	64.84	0.13	1.04	1.00
G1+G2+S+1.4V2	1541.89	1138.32	64.85	0.13	1.04	1.00
G1+G2+S+1.4V3	1541.89	1138.32	9.25	64.05	1.01	1.06
G1+G2+S+1.4V4	1541.89	1138.32	9.25	64.05	1.01	1.06

APÊNDICE B – Deslocamentos horizontais

- $\delta = 1,0$

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	3155.00			
Deslocamento limite (cm)	1.86			
Deslocamento característico (cm)	2.42	-2.42	2.81	-2.81
y1	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento frequente (cm)	0.73	-0.73	0.84	-0.84

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento frequente (cm)				Diferença (cm)				Limite (cm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
FUNDO RES	75.00	0.73	-0.73	0.84	-0.84	0.00	0.00	0.01	-0.01	0.09
BARRILETE	300.00	0.72	-0.72	0.83	-0.83	0.03	-0.03	0.06	-0.06	0.35
COBERTURA	250.00	0.70	-0.70	0.77	-0.77	0.04	-0.04	0.04	-0.04	0.29
TIPO 9	250.00	0.66	-0.66	0.73	-0.73	0.05	-0.05	0.05	-0.05	0.29
TIPO 8	250.00	0.61	-0.61	0.68	-0.68	0.06	-0.06	0.06	-0.06	0.29
TIPO 7	250.00	0.56	-0.56	0.62	-0.62	0.07	-0.07	0.07	-0.07	0.29
TIPO 6	250.00	0.49	-0.49	0.55	-0.55	0.08	-0.08	0.07	-0.07	0.29
TIPO 5	250.00	0.41	-0.41	0.48	-0.48	0.09	-0.09	0.08	-0.08	0.29
TIPO 4	250.00	0.33	-0.33	0.40	-0.40	0.09	-0.09	0.09	-0.09	0.29
TIPO 3	250.00	0.24	-0.24	0.31	-0.31	0.09	-0.09	0.09	-0.09	0.29
TIPO 2	250.00	0.15	-0.15	0.22	-0.22	0.08	-0.08	0.10	-0.10	0.29
TIPO 1	250.00	0.07	-0.07	0.12	-0.12	0.06	-0.06	0.10	-0.10	0.29
TÉRREO	140.00	0.01	-0.01	0.02	-0.02	0.01	-0.01	0.02	-0.02	0.16

- $\delta = 0,95$

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	3155.00			
Deslocamento limite (cm)	1.86			
Deslocamento característico (cm)	2.61	-2.61	2.98	-2.98
y1	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento frequente (cm)	0.78	-0.78	0.89	-0.89

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento frequente (cm)				Diferença (cm)				Limite (cm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
FUNDO RES	75.00	0.78	-0.78	0.89	-0.89	0.00	0.00	0.01	-0.01	0.09
BARRILETE	300.00	0.78	-0.78	0.88	-0.88	0.03	-0.03	0.06	-0.06	0.35
COBERTURA	250.00	0.75	-0.75	0.82	-0.82	0.04	-0.04	0.04	-0.04	0.29
TIPO 9	250.00	0.71	-0.71	0.77	-0.77	0.05	-0.05	0.05	-0.05	0.29
TIPO 8	250.00	0.66	-0.66	0.72	-0.72	0.06	-0.06	0.06	-0.06	0.29
TIPO 7	250.00	0.60	-0.60	0.66	-0.66	0.07	-0.07	0.07	-0.07	0.29
TIPO 6	250.00	0.53	-0.53	0.59	-0.59	0.08	-0.08	0.08	-0.08	0.29
TIPO 5	250.00	0.44	-0.44	0.51	-0.51	0.09	-0.09	0.09	-0.09	0.29
TIPO 4	250.00	0.35	-0.35	0.42	-0.42	0.10	-0.10	0.09	-0.09	0.29
TIPO 3	250.00	0.25	-0.25	0.33	-0.33	0.10	-0.10	0.10	-0.10	0.29
TIPO 2	250.00	0.16	-0.16	0.23	-0.23	0.09	-0.09	0.10	-0.10	0.29
TIPO 1	250.00	0.07	-0.07	0.12	-0.12	0.06	-0.06	0.10	-0.10	0.29
TÉRREO	140.00	0.01	-0.01	0.02	-0.02	0.01	-0.01	0.02	-0.02	0.16

- $\delta = 0,90$

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	3155.00			
Deslocamento limite (cm)	1.86			
Deslocamento característico (cm)	2.86	-2.86	3.23	-3.23
y1	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento frequente (cm)	0.86	-0.86	0.97	-0.97

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento frequente (cm)				Diferença (cm)				Limite (cm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
FUNDO RES	75.00	0.86	-0.86	0.97	-0.97	0.00	0.00	0.01	-0.01	0.09
BARRILETE	300.00	0.85	-0.85	0.95	-0.95	0.03	-0.03	0.07	-0.07	0.35
COBERTURA	250.00	0.82	-0.82	0.89	-0.89	0.05	-0.05	0.05	-0.05	0.29
TIPO 9	250.00	0.78	-0.78	0.84	-0.84	0.06	-0.06	0.06	-0.06	0.29
TIPO 8	250.00	0.72	-0.72	0.78	-0.78	0.07	-0.07	0.07	-0.07	0.29
TIPO 7	250.00	0.65	-0.65	0.72	-0.72	0.08	-0.08	0.08	-0.08	0.29
TIPO 6	250.00	0.57	-0.57	0.64	-0.64	0.09	-0.09	0.09	-0.09	0.29
TIPO 5	250.00	0.48	-0.48	0.55	-0.55	0.10	-0.10	0.10	-0.10	0.29
TIPO 4	250.00	0.38	-0.38	0.46	-0.46	0.11	-0.11	0.10	-0.10	0.29
TIPO 3	250.00	0.27	-0.27	0.35	-0.35	0.11	-0.11	0.11	-0.11	0.29
TIPO 2	250.00	0.17	-0.17	0.24	-0.24	0.09	-0.09	0.11	-0.11	0.29
TIPO 1	250.00	0.07	-0.07	0.13	-0.13	0.06	-0.06	0.11	-0.11	0.29
TÉRREO	140.00	0.01	-0.01	0.03	-0.03	0.01	-0.01	0.03	-0.03	0.16

- $\delta = 0,85$

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	3155.00			
Deslocamento limite (cm)	1.86			
Deslocamento característico (cm)	3.13	-3.13	3.49	-3.49
y1	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento frequente (cm)	0.94	-0.94	1.05	-1.05

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento frequente (cm)				Diferença (cm)				Limite (cm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
FUNDO RES	75.00	0.94	-0.94	1.05	-1.05	0.00	0.00	0.02	-0.02	0.09
BARRILETE	300.00	0.94	-0.94	1.03	-1.03	0.03	-0.03	0.07	-0.07	0.35
COBERTURA	250.00	0.90	-0.90	0.96	-0.96	0.05	-0.05	0.05	-0.05	0.29
TIPO 9	250.00	0.85	-0.85	0.91	-0.91	0.06	-0.06	0.06	-0.06	0.29
TIPO 8	250.00	0.78	-0.78	0.85	-0.85	0.08	-0.08	0.07	-0.07	0.29
TIPO 7	250.00	0.71	-0.71	0.78	-0.78	0.09	-0.09	0.08	-0.08	0.29
TIPO 6	250.00	0.62	-0.62	0.70	-0.70	0.10	-0.10	0.09	-0.09	0.29
TIPO 5	250.00	0.52	-0.52	0.60	-0.60	0.11	-0.11	0.11	-0.11	0.29
TIPO 4	250.00	0.41	-0.41	0.50	-0.50	0.12	-0.12	0.11	-0.11	0.29
TIPO 3	250.00	0.29	-0.29	0.38	-0.38	0.11	-0.11	0.12	-0.12	0.29
TIPO 2	250.00	0.18	-0.18	0.26	-0.26	0.10	-0.10	0.12	-0.12	0.29
TIPO 1	250.00	0.08	-0.08	0.14	-0.14	0.07	-0.07	0.11	-0.11	0.29
TÉRREO	140.00	0.01	-0.01	0.03	-0.03	0.01	-0.01	0.03	-0.03	0.16

- $\delta = 0,80$

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	3155.00			
Deslocamento limite (cm)	1.86			
Deslocamento característico (cm)	3.43	-3.43	3.78	-3.78
y1	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento frequente (cm)	1.03	-1.03	1.14	-1.14

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento frequente (cm)				Diferença (cm)				Limite (cm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
FUNDO RES	75.00	1.03	-1.03	1.14	-1.14	0.00	0.00	0.02	-0.02	0.09
BARRILETE	300.00	1.02	-1.02	1.12	-1.12	0.04	-0.04	0.07	-0.07	0.35
COBERTURA	250.00	0.99	-0.99	1.05	-1.05	0.06	-0.06	0.05	-0.05	0.29
TIPO 9	250.00	0.93	-0.93	0.99	-0.99	0.07	-0.07	0.07	-0.07	0.29
TIPO 8	250.00	0.85	-0.85	0.93	-0.93	0.08	-0.08	0.08	-0.08	0.29
TIPO 7	250.00	0.77	-0.77	0.85	-0.85	0.10	-0.10	0.09	-0.09	0.29
TIPO 6	250.00	0.67	-0.67	0.76	-0.76	0.11	-0.11	0.10	-0.10	0.29
TIPO 5	250.00	0.56	-0.56	0.65	-0.65	0.12	-0.12	0.12	-0.12	0.29
TIPO 4	250.00	0.44	-0.44	0.54	-0.54	0.13	-0.13	0.13	-0.13	0.29
TIPO 3	250.00	0.31	-0.31	0.41	-0.41	0.12	-0.12	0.13	-0.13	0.29
TIPO 2	250.00	0.19	-0.19	0.28	-0.28	0.11	-0.11	0.14	-0.14	0.29
TIPO 1	250.00	0.08	-0.08	0.15	-0.15	0.07	-0.07	0.12	-0.12	0.29
TÉRREO	140.00	0.01	-0.01	0.03	-0.03	0.01	-0.01	0.03	-0.03	0.16

- $\delta = 0,75$

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	3155.00			
Deslocamento limite (cm)	1.86			
Deslocamento característico (cm)	3.74	-3.74	4.11	-4.11
y1	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento frequente (cm)	1.12	-1.12	1.23	-1.23

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento frequente (cm)				Diferença (cm)				Limite (cm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
FUNDO RES	75.00	1.12	-1.12	1.23	-1.23	0.00	0.00	0.02	-0.02	0.09
BARRILETE	300.00	1.12	-1.12	1.22	-1.22	0.04	-0.04	0.08	-0.08	0.35
COBERTURA	250.00	1.08	-1.08	1.14	-1.14	0.07	-0.07	0.06	-0.06	0.29
TIPO 9	250.00	1.01	-1.01	1.08	-1.08	0.08	-0.08	0.07	-0.07	0.29
TIPO 8	250.00	0.93	-0.93	1.01	-1.01	0.09	-0.09	0.09	-0.09	0.29
TIPO 7	250.00	0.83	-0.83	0.92	-0.92	0.11	-0.11	0.10	-0.10	0.29
TIPO 6	250.00	0.72	-0.72	0.82	-0.82	0.12	-0.12	0.11	-0.11	0.29
TIPO 5	250.00	0.60	-0.60	0.71	-0.71	0.13	-0.13	0.13	-0.13	0.29
TIPO 4	250.00	0.47	-0.47	0.58	-0.58	0.14	-0.14	0.14	-0.14	0.29
TIPO 3	250.00	0.33	-0.33	0.45	-0.45	0.13	-0.13	0.15	-0.15	0.29
TIPO 2	250.00	0.20	-0.20	0.30	-0.30	0.11	-0.11	0.15	-0.15	0.29
TIPO 1	250.00	0.09	-0.09	0.15	-0.15	0.07	-0.07	0.13	-0.13	0.29
TÉRREO	140.00	0.01	-0.01	0.03	-0.03	0.01	-0.01	0.03	-0.03	0.16

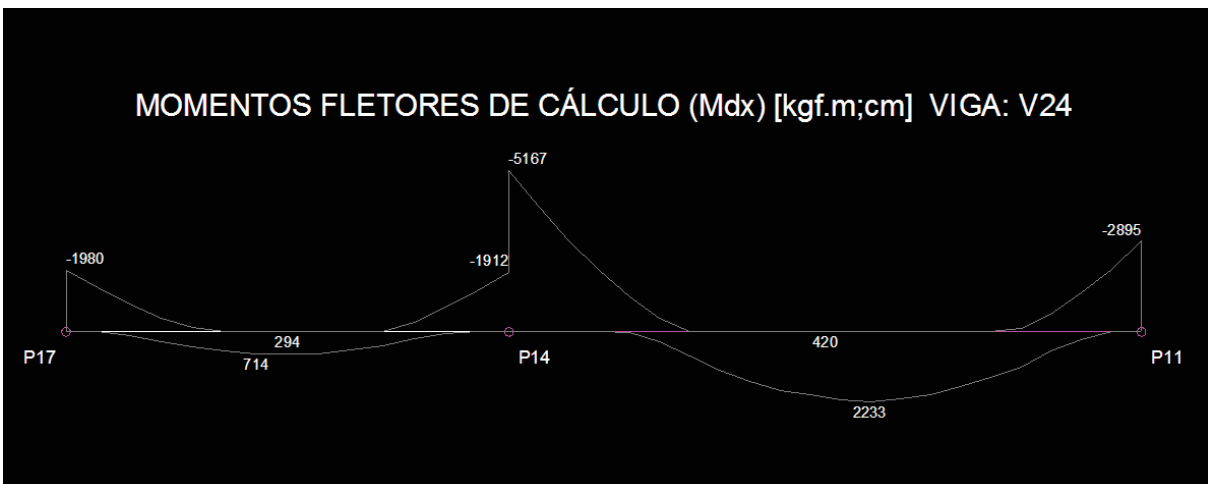
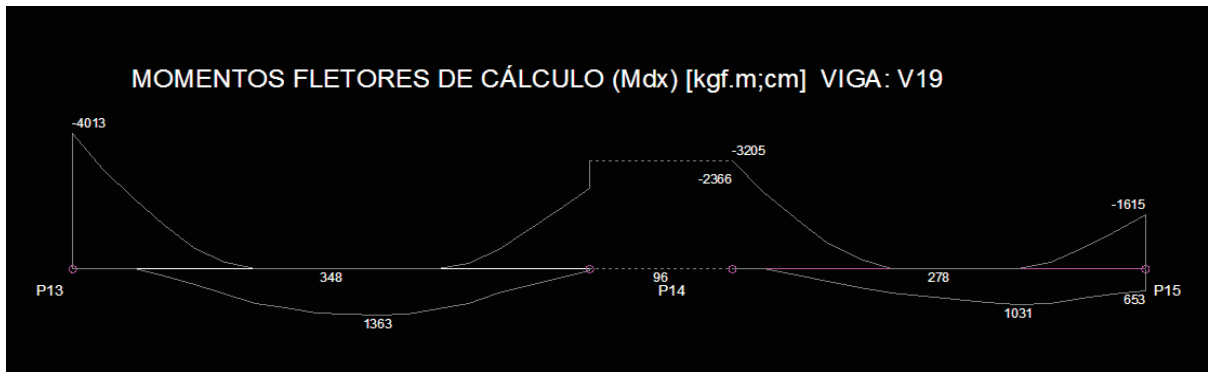
- $\delta = 0,70$

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)	3155.00			
Deslocamento limite (cm)	1.86			
Deslocamento característico (cm)	4.09	-4.09	4.46	-4.46
y1	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento frequente (cm)	1.23	-1.23	1.34	-1.34

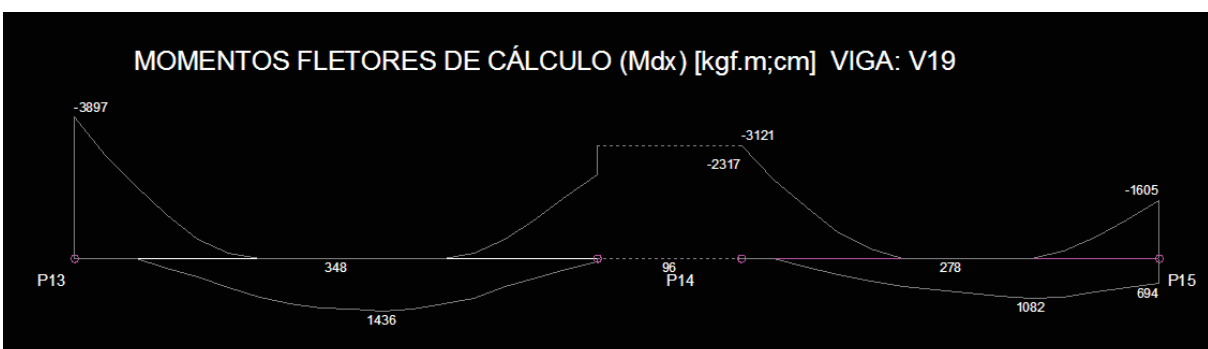
Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento frequente (cm)				Diferença (cm)				Limite (cm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
FUNDO RES	75.00	1.23	-1.23	1.34	-1.34	0.01	-0.01	0.02	-0.02	0.09
BARRILETE	300.00	1.22	-1.22	1.32	-1.32	0.04	-0.04	0.08	-0.08	0.35
COBERTURA	250.00	1.18	-1.18	1.24	-1.24	0.08	-0.08	0.06	-0.06	0.29
TIPO 9	250.00	1.10	-1.10	1.18	-1.18	0.09	-0.09	0.08	-0.08	0.29
TIPO 8	250.00	1.01	-1.01	1.10	-1.10	0.11	-0.11	0.09	-0.09	0.29
TIPO 7	250.00	0.90	-0.90	1.01	-1.01	0.12	-0.12	0.11	-0.11	0.29
TIPO 6	250.00	0.78	-0.78	0.90	-0.90	0.13	-0.13	0.12	-0.12	0.29
TIPO 5	250.00	0.65	-0.65	0.77	-0.77	0.14	-0.14	0.14	-0.14	0.29
TIPO 4	250.00	0.50	-0.50	0.63	-0.63	0.15	-0.15	0.15	-0.15	0.29
TIPO 3	250.00	0.35	-0.35	0.48	-0.48	0.14	-0.14	0.16	-0.16	0.29
TIPO 2	250.00	0.21	-0.21	0.32	-0.32	0.12	-0.12	0.16	-0.16	0.29
TIPO 1	250.00	0.09	-0.09	0.16	-0.16	0.08	-0.08	0.13	-0.13	0.29
TÉRREO	140.00	0.01	-0.01	0.03	-0.03	0.01	-0.01	0.03	-0.03	0.16

APÊNDICE C – Momento transferido viga-pilar

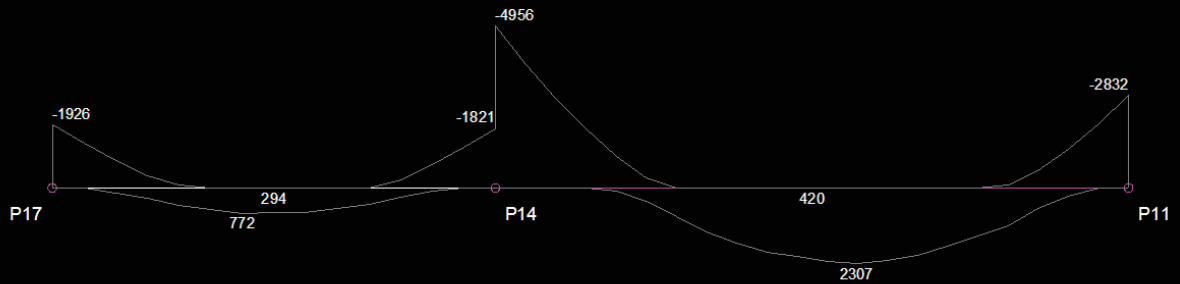
- $\delta = 1,0$



- $\delta = 0,95$

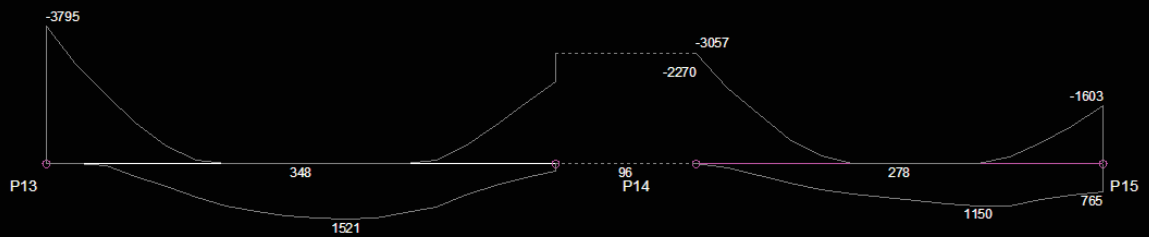


MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm] VIGA: V24

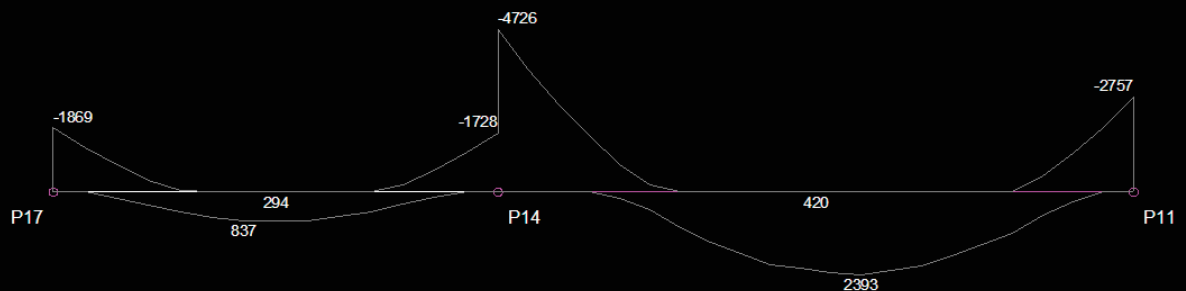


- $\delta = 0,90$

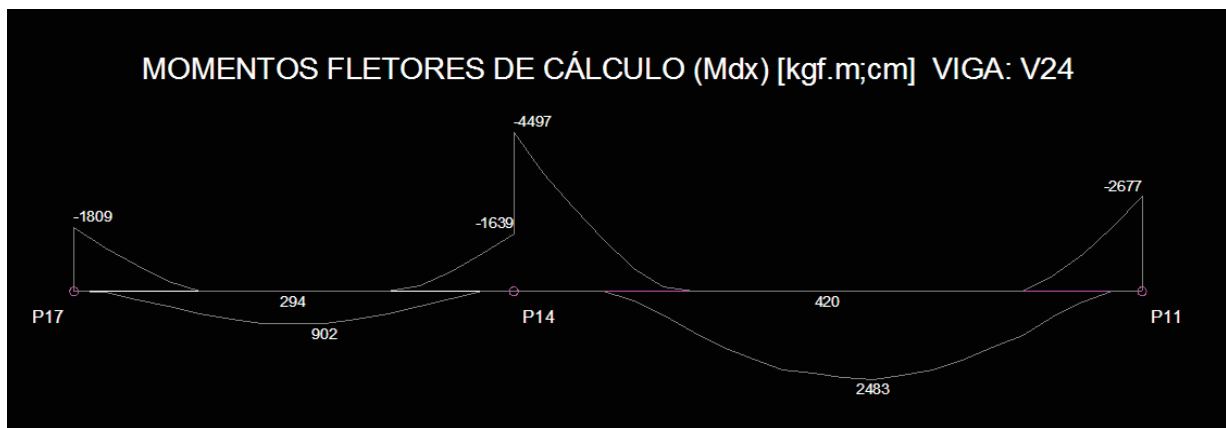
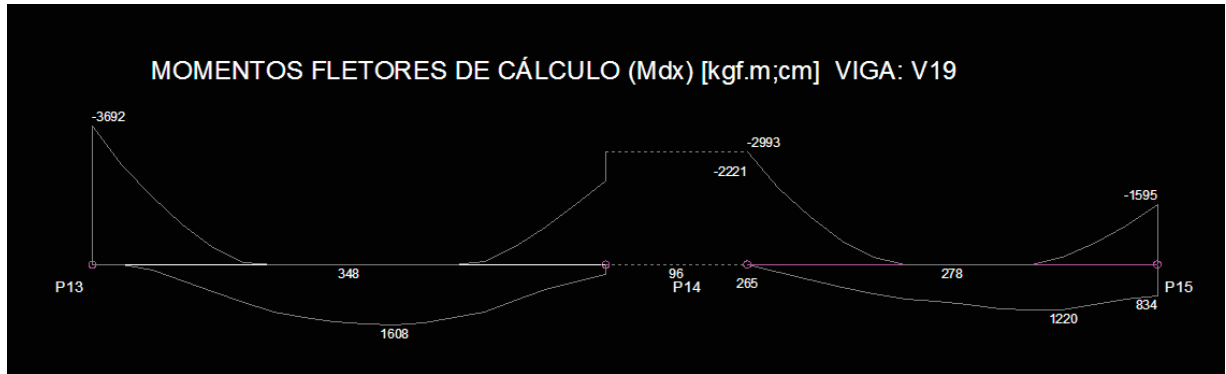
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm] VIGA: V19



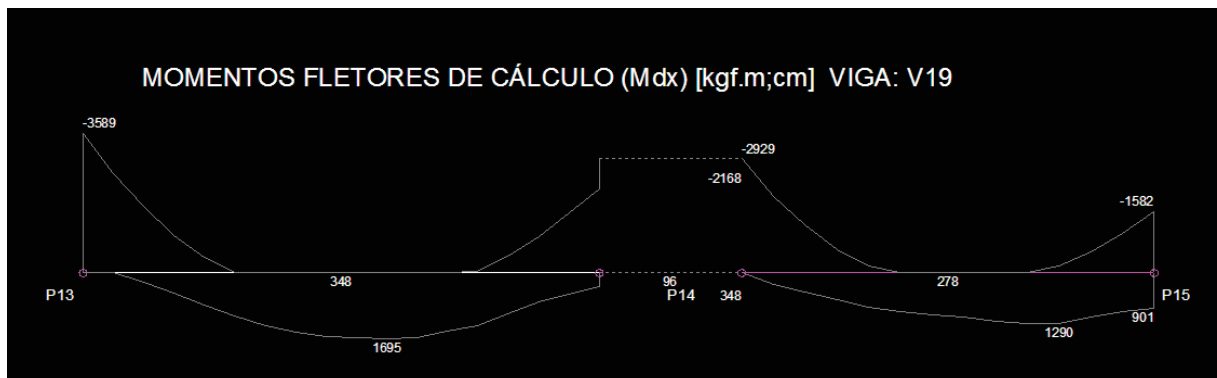
MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm] VIGA: V24



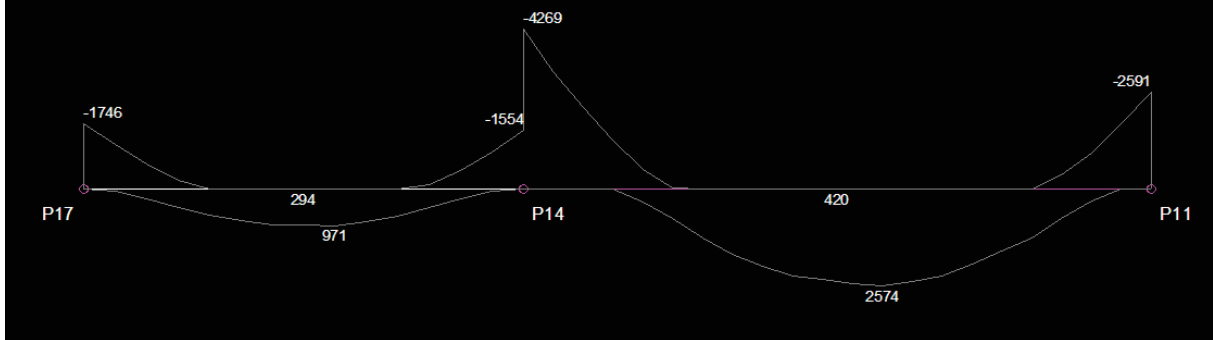
- $\delta = 0,85$



- $\delta = 0,80$

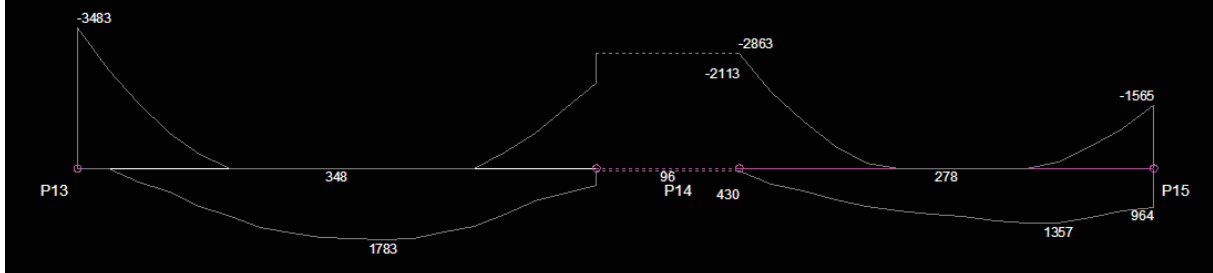


MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm] VIGA: V24

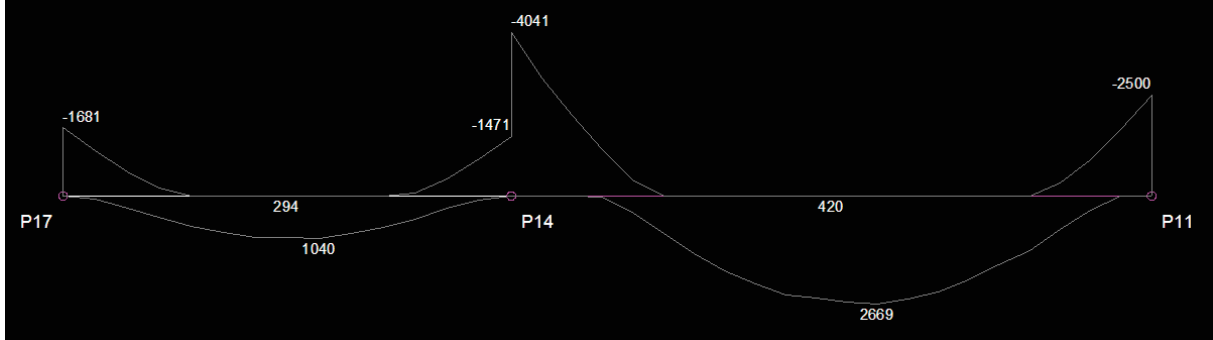


- $\delta = 0,75$

MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm] VIGA: V19



MOMENTOS FLETORES DE CÁLCULO (Mdx) [kgf.m;cm] VIGA: V24



- $\delta = 0,70$

