

**UNIVERSIDADE DE SANTA CRUZ DO SUL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

LEONARDO PEREIRA REUTER

**CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR NA
ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-
MOLDADO**

SANTA CRUZ DO SUL

2019

LEONARDO PEREIRA REUTER

**CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR NA
ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-
MOLDADO**

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, para a obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Eng. Henrique Rupp, M.Sc.

SANTA CRUZ DO SUL
2019

*Dedico a conclusão deste trabalho ao meu Pai
Paulo, minha Mãe Queli e minha Irmã
Luana.*

AGRADECIMENTOS

De forma especial, agradeço aos meus pais, pilares da minha vida, pela educação, os valores transmitidos, ao apoio nos momentos mais difíceis e principalmente pelo imensurável esforço em tornar este caminho o mais simples possível.

À minha querida irmã, por ser o melhor presente que já recebi nessa vida, pelo carinho, companheirismo e principalmente pela pessoa que és.

Ao Professor Christian Donin, pela contribuição inicial no trabalho.

Ao Professor Henrique Rupp, pela importante orientação na segunda etapa deste trabalho, por ter dedicado parte de seu tempo e sobretudo pela amizade.

Aos demais professores pela contribuição na estruturação do conhecimento ao longo da graduação.

Ao Engenheiro e amigo Rogério de Lima Spode, por fornecer acesso à um software de análise estrutural, utilizado no desenvolvimento deste trabalho.

Aos colegas e amigos pela amizade, companheirismo, contribuição e descontração nos momentos de lazer.

À todos que direta ou indiretamente contribuíram para a minha formação.

RESUMO

O comportamento global das estruturas em concreto pré-moldado em sistemas de esqueleto viga-pilar depende essencialmente do desempenho das ligações executadas entre os elementos estruturais, sendo de grande importância aos projetistas compreenderem os seus efeitos na estrutura finalizada. Este estudo tem como objetivo avaliar a estabilidade global de um edifício hipotético de múltiplos pavimentos, onde o contraventamento se dá pelo efeito de pórtico, considerando situações de articulação, engastamento parcial e perfeito produzidos pela rigidez das ligações viga-pilar. Primeiramente, a partir de um software de pórticos espaciais CAD/TQS *versão 19*, foram obtidos os deslocamentos máximos, assim como, a avaliação dos efeitos de segunda ordem para diferentes fatores de restrição à rotação nas ligações viga-pilar. Posteriormente, partindo do princípio de que o fator de restrição à rotação está diretamente relacionado a rigidez secante da ligação, tendo como base os resultados obtidos na análise, foi selecionado o fator de engastamento necessário para que a estrutura demonstrasse estabilidade satisfatória, na sequência optou-se por uma tipologia de ligação usual em estruturas de concreto pré-moldado, e por fim, calculou-se a armadura de continuidade com comportamento semirrígido, de acordo com as orientações prescritas na NBR 9062:2017. O emprego de ligações viga-pilar resistentes à flexão indicou para a redução dos deslocamentos horizontais, tanto no topo da edificação quanto entrepisos, assim como, na redução dos efeitos de 2º ordem.

Palavras-chave: Estruturas em concreto pré-moldado; ligações viga-pilar semirrígidas; estabilidade global; pórticos espaciais.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Pilares engastados na fundação e vigas articuladas	17
Figura 2 - Pilares engastados na fundação e ligações viga-pilar rígidas	17
Figura 3 - Pilares da altura do pavimento formando ligação viga-pilar em "T"	18
Figura 4 - Edifício de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado	19
Figura 5 - Comportamento não linear do concreto armado	21
Figura 6 - Relação momento-normal-curvatura ($M \times N \times 1/r$).....	22
Figura 7 - Imperfeições geométricas globais em estruturas reticuladas	25
Figura 8 - Efeitos de primeira ordem em pórtico plano	26
Figura 9 - Efeitos de segunda ordem em pórticos planos.....	26
Figura 10 - Efeitos globais de segunda ordem	27
Figura 11 - Efeito localizado de segunda ordem em elemento de barra.....	28
Figura 12 - Efeitos localizados de segunda ordem em pilar-parede.....	28
Figura 13 - Efeitos de 1º ordem em pilar engastado na base e livre na extremidade.	31
Figura 14 - Efeitos de 2º ordem em pilar engastado na base e livre na extremidade	32
Figura 15 - Diagrama momento x rotação para cada tipo de ligação	35
Figura 16 - Diagramas momento-rotação de ligações bastante e pouco dúctil	35
Figura 17 - Elementos componentes das ligações viga x pilar articuladas	36
Figura 18 - Ligações rígidas compostas de conectores metálicos e solda.....	37
Figura 19 - Ligações viga-pilar com emenda de armadura	37
Figura 20 - Ligações viga-pilar com cabos protendidos.....	38
Figura 21 - Combinações de recursos para ligações viga-pilar de comportamento rígido.....	39
Figura 22 - Ensaio com armadura de continuidade realizado por Miotto (2002).....	39
Figura 23 - Comportamento das ligações rígidas e semirrígidas ao momento fletor	40
Figura 24 - Reta secante à curva momento-rotação	41
Figura 25 - Rotação na extremidade da viga	42
Figura 26 - Fator de restrição à rotação	42
Figura 27 - Tipologia 1	44
Figura 28 - Tipologia 2	45
Figura 29 - Tipologia 3	45
Figura 30 - Tipologia 4	46
Figura 31 - Tipologia 5	46
Figura 32 - Tipologia 6	47

Figura 33 - Arranjo estrutural do edifício modelo.....	48
Figura 34 - Perspectiva 3D do edifício modelo.....	49
Figura 35 - Direções de vento consideradas no edifício modelo.....	50
Figura 36 - Área de influência dos pilares.....	51
Figura 37 – Ligação adotada com armadura de continuidade negativa	63
Figura 38 – Disposições da armadura de continuidade interna e externa ao pilar	64

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Limites de deslocamentos horizontais globais	33
Tabela 2 - Classificação das ligações em relação ao fator de restrição à rotação	43
Tabela 3 - Pré-dimensionamento dos pilares.....	53
Tabela 4 - Propriedades dos materiais	53
Tabela 5 - Fatores de restrição à rotação das ligações viga-pilar considerados na análise	54
Tabela 6 - Coeficiente γ_Z em pórtico espacial articulado	55
Tabela 7 - Deslocamentos horizontais máximos do pórtico espacial articulado.....	55
Tabela 8 - Deslocamentos horizontais entre pisos do pórtico espacial articulado	56
Tabela 9 - Coeficiente γ_Z do pórtico espacial semirrígido.....	56
Tabela 10 - Deslocamentos horizontais máximos no topo do pórtico espacial semirrígido	57
Tabela 11 - Deslocamentos horizontais máximos entre pisos do pórtico espacial semirrígido	58
Tabela 12 - Coeficiente γ_Z do pórtico espacial rígido.....	58
Tabela 13 - Deslocamentos horizontais máximos no topo do pórtico espacial rígido	59
Tabela 14 - Deslocamentos horizontais máximos entre pisos do pórtico espacial rígido	59
Tabela 15 - Parâmetros da tipologia de ligação considerada no cálculo	63
Tabela 16 - Descrição da armadura de continuidade adotada	64

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Relação entre deslocamentos horizontais e os fatores de restrição à rotação	60
Gráfico 2 - Relação entre os deslocamentos horizontais entrepisos e o fator de restrição à rotação da ligação viga-pilar	61
Gráfico 3 - Relação entre os fatores de restrição à rotação e o coeficiente γ_Z	62

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	6
LISTA DE TABELAS.....	8
LISTA DE GRÁFICOS	9
1 INTRODUÇÃO	14
1.1 Área e limitação do tema.....	14
1.2 Justificativa	15
1.3 Objetivos.....	15
1.3.1 Objetivo geral.....	15
1.3.2 Objetivos Específicos.....	15
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1 Introdução	16
2.2 Sistemas estruturais de esqueleto em concreto pré-moldado	16
2.3 Estabilidade global das estruturas	19
2.3.1 Não linearidade física	21
2.3.1.1 Consideração aproximada da não linearidade física.....	21
2.3.2 Não linearidade geométrica	24
2.3.2.1 Imperfeições globais	24
2.3.3 Efeitos de 1º ordem.....	25
2.3.4 Efeitos de 2º ordem.....	26
2.3.4.1 Efeitos globais, locais e localizados de 2º ordem	27
2.3.5 Dispensa da consideração dos efeitos globais de 2º ordem	29
2.3.5.1 Parâmetro de instabilidade α	29
2.3.5.2 Coeficiente de instabilidade γ_Z	30
2.3.6 Deslocamentos horizontais globais.....	33
2.4 Ligações	34
2.4.1 Generalidades	34
2.4.2 Tipologias de ligações viga-pilar	36
2.4.2.1 Ligações articuladas	36
2.4.2.2 Ligações resistentes à flexão	36
2.4.3 Determinação da rigidez ao momento fletor para ligações viga-pilar	40
2.4.4 Critérios de projeto de ligações segundo a NBR 9062:2017	41
3 METODOLOGIA	48
3.1 Características do edifício modelo	48

3.1.1	Ações verticais.....	49
3.1.2	Ação do vento	49
3.1.3	Concepção estrutural	50
3.1.3.1	Lajes.....	50
3.1.3.2	Vigas.....	51
3.1.3.3	Pilares	51
3.2	Modelos de aplicação.....	53
3.2.1	Lançamento da estrutura.....	53
3.2.2	Verificação dos parâmetros de estabilidade.....	54
4	RESULTADOS	55
4.1	Pórtico espacial com ligações articuladas.....	55
4.2	Pórtico espacial com ligações semirrígidas	56
4.3	Pórtico espacial com ligações rígidas	58
5	ANÁLISE DOS RESULTADOS	60
5.1	Deslocamentos horizontais.....	60
5.2	Coeficiente γ_Z	61
5.3	Dimensionamento de ligação típica com armadura de continuidade negativa.....	62
6	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	65
6.1	Sugestões para trabalhos futuros	65
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	67
	ANEXO A – PLANTA DE FORMAS DO EDIFÍCIO EM ESTUDO	69

1 INTRODUÇÃO

A indústria da construção civil no Brasil e em outros países emergentes tem sido tratada ainda como uma indústria de baixos índices de produtividade e qualidade. A medida em que se sucede o avanço tecnológico e social destes, é possível observar a inserção de novos métodos construtivos, que é o caso do sistema construtivo em pré-moldados, o qual inicialmente no Brasil obteve grande visibilidade na construção de amplas áreas industriais caracterizadas pelos galpões industriais, por conta de sua eficiência, rapidez e alto controle tecnológico.

No entanto, o sistema não se limitou exclusivamente à construção de áreas industriais, nos últimos anos, cada vez mais, o sistema começou a ganhar espaço em áreas urbanas valorizadas como por exemplo na construção de hospitais, edifícios garagem, edifícios residenciais, *shoppings centers* entre outras inúmeras possibilidades para o seu emprego.

Tendo em vista o aproveitamento destas áreas é comum observar a verticalização das edificações e como consequência disso a esbeltez das estruturas. Essa última característica, faz com que seja visado com atenção os deslocamentos influenciados pelas ações laterais à estrutura, incluindo os efeitos de segunda ordem.

Em particular, as estruturas em concreto pré-moldado são formadas por elementos moldados fora do seu local de utilização, conforme El Debs (2017) diferente do conceito de concreto moldado no local onde a continuidade entre os elementos estruturais ocorre de maneira natural, nas estruturas de concreto pré-moldado as divisões da estrutura em elementos fazem com que seja necessária a realização de ligações entre as peças (lajes, vigas, pilares e fundação). Em geral, as ligações entre os elementos pré-moldados devem garantir a rigidez e a estabilidade global da estrutura.

Desta forma, as ligações entre os elementos de concreto pré-moldado contemplam uma das mais importantes etapas em um projeto estrutural, pois dependendo de suas características individuais de comportamento, levarão ao comportamento da estrutura final, o que para Marin (2009), as ligações são uma das principais influências na estabilidade global de uma estrutura em concreto pré-moldado, uma vez que a absorção dos esforços pelas ligações limita a deslocabilidade da estrutura.

1.1 Área e limitação do tema

O presente trabalho se desenvolve na área de análise de estruturas em concreto pré-moldado, com foco na avaliação da estabilidade global de edificações de múltiplos pavimentos pelo contraventamento por meio de ligações resistentes à flexão.

1.2 Justificativa

O emprego das estruturas de concreto pré-moldado na construção de edifícios de múltiplos pavimentos onde a altura e as ações laterais são maiores direciona para que se tenha um melhor entendimento do comportamento das ligações entre os elementos da estrutura, uma vez que em uma estrutura isostática (articulada), normalmente considerada para fins de dimensionamento das estruturas em concreto pré-moldado de baixa altura, a deslocabilidade é maior que em uma estrutura hiperestática (engastada), que é uma característica das estruturas moldadas *in loco*, dessa forma, a deslocabilidade é reduzida quando tem-se ligações com maiores graus de restrição aos esforços. Portanto, em um projeto estrutural em concreto pré-moldado tem-se a necessidade de determinar uma tipologia de ligação com a capacidade mínima de restrição aos esforços para que a estrutura contemple um comportamento estável.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

Este trabalho tem por objetivo colaborar para o melhor entendimento dos efeitos quando se tem a utilização de ligações com um comportamento intermediário entre uma articulação e um engaste perfeito, e de que forma é possível garantir a segurança à estabilidade global de uma estrutura em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos, levando em consideração a absorção dos esforços pelas ligações.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Avaliar a consideração da rigidez das ligações viga-pilar em estruturas por meio do efeito de pórtico, assim como as técnicas construtivas empregadas para o enrijecimento entre os elementos em estruturas pré-moldadas de esqueleto;
- Avaliar os parâmetros de estabilidade global de um edifício de múltiplos pavimentos de grande altura, considerando diferentes fatores de engastamento nas ligações viga-pilar, a partir da análise em um software de pórticos espaciais;
- Determinar uma tipologia de ligação viga-pilar típica e calcular a armadura de continuidade negativa, a fim de absorver os esforços solicitantes e proporcionar ao arranjo estrutural melhor comportamento frente as ações laterais à edificação.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introdução

O emprego das estruturas de concreto pré-moldado na indústria da construção civil, apresenta um processo construtivo melhorado, onde partes da construção (elementos) são produzidos em locais fora de sua posição final de aplicação, contemplando as fases de moldagem, desmoldagem, transporte, armazenamento para posteriormente serem montados formando a estrutura final.

De acordo com El Debs (2017), diferente do conceito de concreto moldado no local onde a continuidade entre os elementos estruturais ocorre de maneira natural, nas estruturas de concreto pré-moldado as divisões da estrutura em elementos fazem com que seja necessária a realização de ligações entre essas peças. Em geral, as ligações entre os elementos pré-moldados devem garantir a rigidez e a estabilidade global da estrutura.

Segundo Marin (2009), as ligações têm grande influência na estabilidade global das estruturas em concreto pré-moldado, uma vez que a absorção dos esforços pelas ligações limita a deslocabilidade da estrutura. Dentre as ações as quais desempenham maior importância junto ao dimensionamento de estruturas em concreto pré-moldado, está a ação do vento. Ainda vale ressaltar que em uma estrutura isostática a deslocabilidade é maior que em uma estrutura hiperestática e, assim tem-se efeitos de primeira ordem significativos, influenciando nos efeitos de segunda ordem.

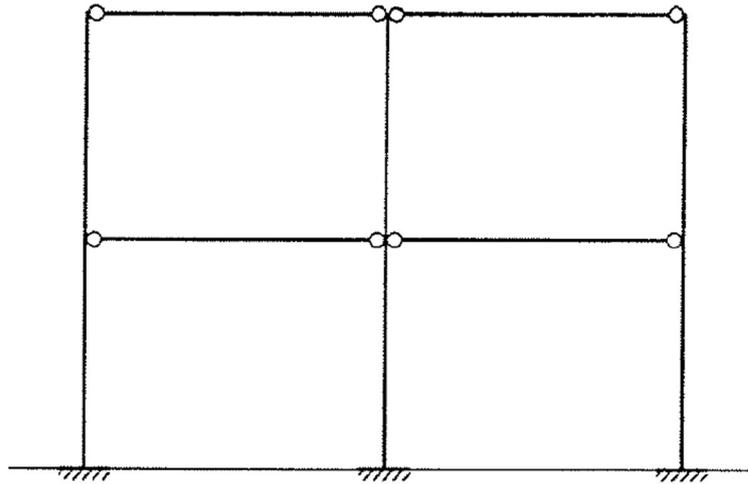
Ainda El Debs (2017) aponta que o projeto de estruturas em concreto pré-moldado, pode apresentar particularidades de análise estrutural e dimensionamento não aplicadas em estruturas de concreto moldado *in loco*, que é o caso de levar em conta não somente a situação final da estrutura, mas situações transitórias que podem apresentar solicitações mais desfavoráveis aos elementos do que a situação definitiva. Outra particularidade no emprego da pré-moldagem é o projeto das ligações entre os elementos pré-moldados a qual consiste em uma das principais partes de cálculo no projeto dessas estruturas.

2.2 Sistemas estruturais de esqueleto em concreto pré-moldado

De acordo com El Debs (2017), o sistema estrutural em esqueleto é basicamente composto por elementos pré-moldados de pilares e vigas, e a resultante da aplicação desses elementos exibem as seguintes formas básicas:

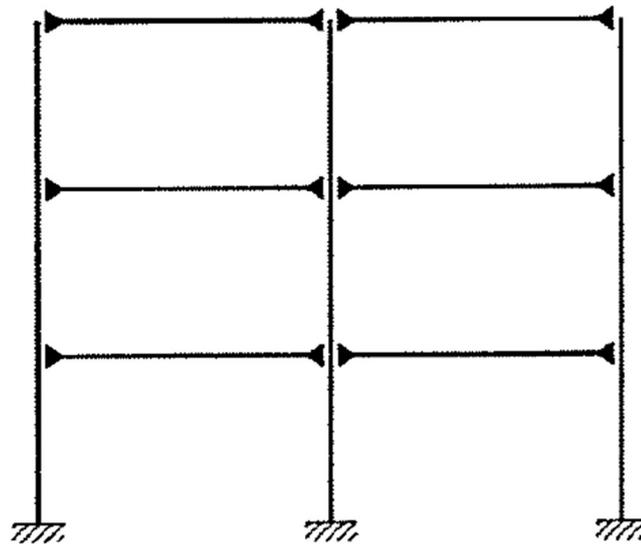
- a) Pilares engastados na fundação e ligações viga-pilar articuladas (figura 1);
- b) Pilares engastados na fundação e ligações viga-pilar rígidas ou semirrígidas (figura 2);
- c) Com elementos de viga-pilar formando T (figura 3);

Figura 1 - Pilares engastados na fundação e vigas articuladas



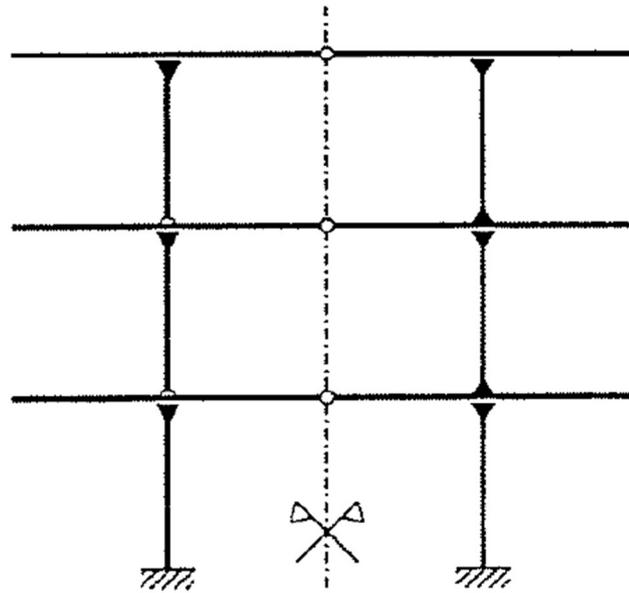
Fonte: El Debs (2017).

Figura 2 - Pilares engastados na fundação e ligações viga-pilar rígidas



Fonte: El Debs (2017)

Figura 3 - Pilares da altura do pavimento formando ligação viga-pilar em "T'



Fonte: El Debs (2017).

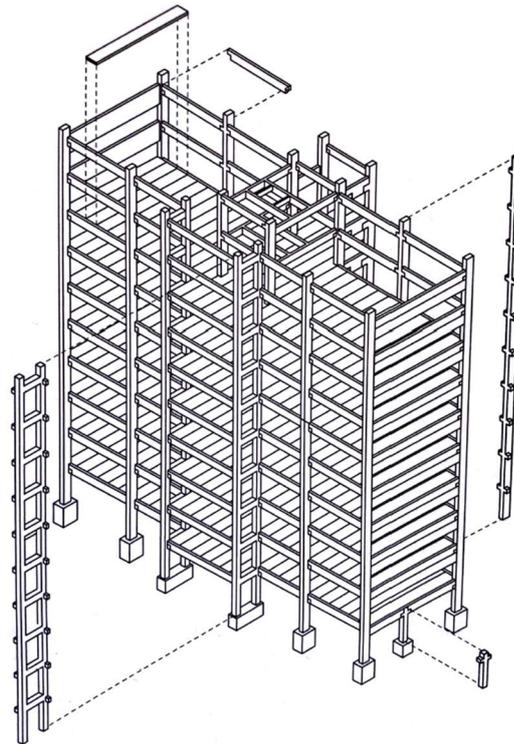
A forma básica representada no item (a), é uma das mais empregadas nas estruturas de concreto pré-moldado, as quais são recomendadas até alturas da casa de 12 metros, possibilitando facilidade de produção e na realização das ligações. No item (b), em geral, a forma é direcionada aos edifícios com altura superior a 12 metros (Figura 14), sendo uma alternativa a forma anterior, para quando os efeitos das ações horizontais no edifício provocam elevadas solicitações à estrutura, sendo necessário do ponto de vista da estabilidade global da estrutura o emprego de ligações rígidas, no entanto, estas são mais custosas de se realizar. (EL DEBS, 2017).

Não se descarta a utilização de outras formas básicas desde que haja a garantia da estabilidade global da estrutura, como por exemplo a partir do emprego de sistemas de contraventamento.

A proposta do trabalho terá como foco principal as ligações semirrígidas, as quais apresentam um comportamento intermediário entre uma ligação articulada e uma ligação rígida. Portanto, foram conceituadas somente as formas básicas utilizando o sistema estrutural de esqueleto em ação de pórtico com pilares engastados na fundação (da altura da edificação) e a vinculação efetiva com as vigas referente as duas primeiras formas básicas.

Na figura 4 está representada a concepção estrutural em edifícios de múltiplos pavimento em concreto pré-moldado.

Figura 4 - Edifício de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado



Fonte: El Debs (2017).

Segundo a NBR 9062:2017, a fim de garantir a estabilidade global, os sistemas estruturais utilizados em estruturas pré-moldadas podem atuar isolados ou em combinação entre si, possibilitando assim enumerá-los:

- Estrutura em que a estabilidade é assegurada por ação dos pilares engastados na base e a associação com as vigas atuando como articuladas;
- Estrutura em que a estabilidade é assegurada por ação de pórtico, onde os pilares e vigas são interligados entre si por meio de ligações resistentes à momentos fletores;
- Estruturas verticais onde a estabilidade é assegurada por elementos de contraventamento;
- Estruturas de pisos ou coberturas que formam diafragmas os quais tem a função de proporcionar a transferência dos esforços horizontais até os elementos verticais e contraventamento.

2.3 Estabilidade global das estruturas

A estabilidade de uma estrutura trata-se de um dos mais importantes fatores para a concepção estrutural. Visando garantir a segurança da estrutura diante da perda de capacidade resistente causada pelo aumento das deformações à medida em que se tem o acréscimo das

ações horizontais e verticais. Na análise da estabilidade global são calculados os esforços a partir da geometria inicial, ou seja, sem a deformação da estrutura, estes efeitos são denominados de efeitos de 1º ordem. Os esforços ocasionados a partir da deformação da estrutura são chamados de efeitos de 2º ordem, os quais levam a estrutura a apresentar um comportamento não linear entre as ações e deformações, essa não linearidade é chamada nesse caso de não linearidade geométrica. A fissuração e a fluência do concreto também levam ao comportamento não linear, essa por sua vez é denominada de não linearidade física. (CARVALHO, 2009).

Conforme a NBR 6118:2014, em estruturas de concreto armado o estado limite último de instabilidade é atingido a medida em que cresce o carregamento e conseqüentemente crescem as deformações, nesse contexto, há elementos submetidos a flexo-compressão em que o aumento da capacidade resistente passa a ser inferior ao aumento da sollicitação.

Nas estruturas de concreto pré-moldado onde os elementos são produzidos fora do seu local de instalação, há a necessidade de se executar ligações entre os elementos. De acordo com El Debs (2017), as ligações devem promover uma conexão rígida, resistente e dúctil entre os elementos.

Conforme a NBR 9062:2017, as estruturas de concreto pré-moldado devem ser verificadas quanto aos graus de liberdade, as incertezas que podem afetar as interações entre os elementos, e por último mas não menos importante levar em conta os cuidados especiais e detalhes construtivos requeridos pelas estruturas de concreto pré-moldado, de forma a minimizar a possibilidade do colapso progressivo da estrutura.

A NBR 9062:2017 classifica a deslocabilidade das estruturas em concreto pré-moldado. Podendo ser subdividas da seguinte forma:

- a) Deslocabilidade reduzida: Efeitos globais de 2º ordem inferiores a 10% dos efeitos de 1º ordem (dispensa a consideração dos efeitos de 2º ordem);
- b) Deslocabilidade moderada: Efeitos globais de 2º ordem não são desprezíveis (devem ser considerados os efeitos de 2º ordem global da estrutura), estão no intervalo entre 10% e 30%;
- c) Deslocabilidade acentuada: Efeitos globais de 2º ordem são superiores a 30% dos efeitos de 1º ordem. Nesse caso devem ser levados em conta os efeitos da não linearidade geométrica e da não linearidade física, e no dimensionamento devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos globais, locais e localizados de 2º ordem.

Portanto, a fim de classificar uma estrutura como sendo de nós deslocáveis ou indeslocáveis, a NBR 6118:2014 apresenta aproximações e simplificações através do parâmetro

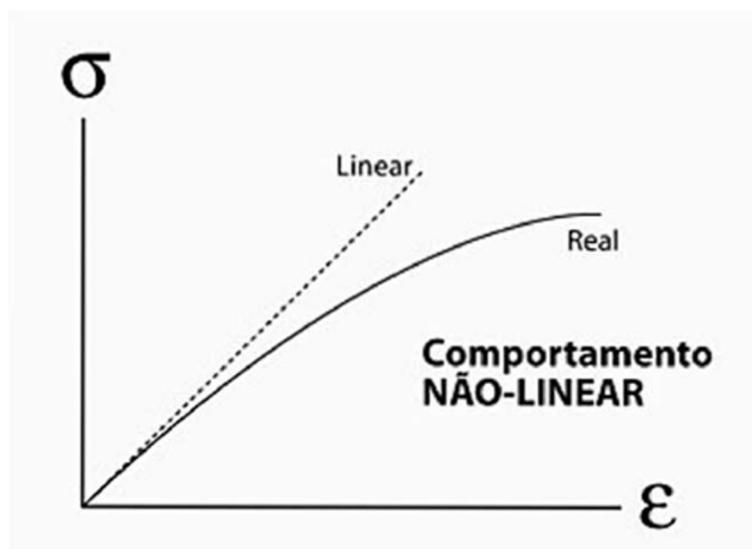
α e do coeficiente γ_z como forma de determinar a relevância dos esforços de segunda ordem sobre a estrutura analisada.

2.3.1 Não linearidade física

De acordo com Marin (2009) a não linearidade física se deve ao fato de que o concreto armado empregado nas estruturas apresenta um comportamento não linear a medida em que se tem o acréscimo de carregamento, ou seja, não obedece a lei de Hooke, quando a deformação é proporcional a tensão.

O comportamento não linear está ilustrado na figura 5.

Figura 5 - Comportamento não linear do concreto armado



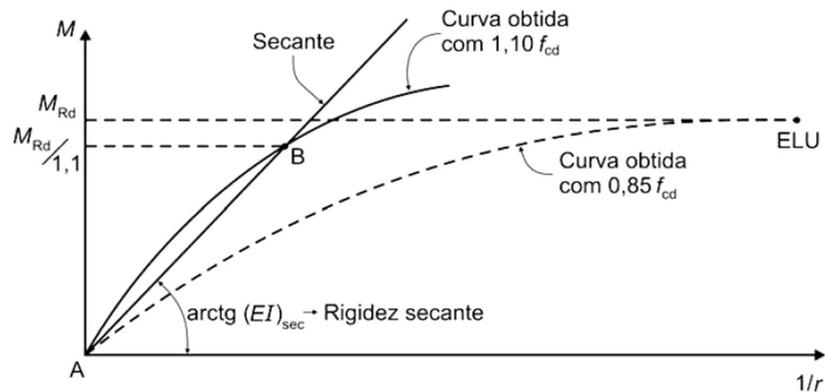
Fonte: Kimura (2007).

2.3.1.1 Consideração aproximada da não linearidade física

Conforme a NBR 9062:2017, em função de simplificar a análise adota-se tendo como base os diagramas ($M \times N \times 1/r$), a fim de considerar a redução da rigidez dos elementos estruturais. Outra forma de analisar a não linearidade, porém mais trabalhosa, seria a partir da formulação matricial levando em conta as relações constitutivas dos materiais, a partir do método dos elementos finitos.

A aproximação linear está descrita na NBR 6118:2014, onde pode ser obtida a rigidez secante da relação momento-normal-curvatura para cada seção, com a armadura suposta conhecida, e o valor da força normal atuante. A representação gráfica do diagrama ($M \times N \times 1/r$) está representada na figura 6.

Figura 6 - Relação momento-normal-curvatura ($M \times N \times 1/r$)



Fonte: NBR 6118:2014.

O valor da rigidez secante adimensional é dado pela expressão:

$$K_{sec} = \frac{(EI)_{sec}}{A_c \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad (1)$$

Onde:

$(EI)_{sec}$ = rigidez secante;

h = altura da seção considerada;

A_c = área da seção de concreto considerada;

f_{cd} = resistência à compressão de cálculo do concreto (MPa);

De acordo com Kimura (2007) a alteração direta do valor da rigidez tem como objetivo de maneira aproximada e simplificada considerar os efeitos da não linearidade física na análise de estabilidade de uma estrutura de concreto armado.

Segundo Marin (2009), a não linearidade física está diretamente relacionada com a rigidez secante de determinado elemento estrutural, portanto, essa hipótese pode ser aproximada pela seguinte expressão:

$$(EI)_{sec} = \alpha \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2)$$

Onde:

α = coeficiente redutor

E_{ci} = módulo de elasticidade tangente

I_c = inércia da seção bruta de concreto

A fim de considerar a influência da não linearidade física na análise da estabilidade global das estruturas de concreto armado, a NBR 6118:2014 apresenta coeficientes aproximados para a redução do valor da rigidez secante dos seguintes elementos:

- Lajes:

$$(EI)_{sec} = 0,3 \cdot Eci \cdot Ic \quad (3)$$

- Vigas:

$$(EI)_{sec} = 0,4 \cdot Eci \cdot Ic \quad (4)$$

- Pilares:

$$(EI)_{sec} = 0,8 \cdot Eci \cdot Ic \quad (5)$$

O anexo A da NBR 9062:2017 apresenta uma correção simplificada dos coeficientes redutores da rigidez secante dispostos na NBR 6118:2014, a fim de adaptá-los as particularidades das estruturas de concreto pré-moldado com deslocabilidade moderada ($\gamma_z < 1,3$), conforme descrito abaixo:

- Lajes:

$$(EI)_{sec} = 0,25 \cdot Eci \cdot Ic \quad (6)$$

- Vigas em concreto armado:

$$(EI)_{sec} = 0,5 \cdot Eci \cdot Ic \quad (7)$$

- Vigas em concreto protendido:

$$(EI)_{sec} = 0,8 \cdot Eci \cdot Ic \quad (8)$$

- Pilares (variação dos valores médios ao longo da altura):

A expressão (9) apresenta o valor do coeficiente redutor de rigidez para pilares em estruturas com ligação viga-pilar articulada no caso de um pavimento ou galpões pré-moldados.

$$(EI)_{sec} = 0,4 \cdot Eci \cdot Ic \quad (9)$$

A expressão (10) apresenta o valor do coeficiente redutor de rigidez para pilares em estruturas com ligação viga-pilar semirrígida de até quatro pavimentos.

$$(EI)_{sec} = 0,55 \cdot Eci \cdot Ic \quad (10)$$

A expressão (11) apresenta o valor do coeficiente redutor de da rigidez para pilares em estruturas com ligação viga-pilar semirrígida com cinco ou mais pavimentos.

$$(EI)_{sec} = 0,7 \cdot E \cdot c_i \cdot I_c \quad (11)$$

2.3.2 Não linearidade geométrica

A não linearidade geométrica refere-se ao comportamento de uma estrutura devido as suas imperfeições geométricas. Diferentemente da não linearidade física, onde o comportamento é dado pelas características dos materiais, a análise de uma estrutura considerando a não linearidade geométrica é feita a partir da geometria da estrutura deformada.

De acordo com Carvalho (2009), as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais ocorrem mesmo quando as estruturas reticuladas estão descarregadas e, portanto, podem comprometer a estabilidade da edificação, assim, devem ser consideradas na verificação do ELU.

Conforme a NBR 6118:2014 as imperfeições geométricas podem ser separadas em dois grupos: imperfeições globais e locais.

2.3.2.1 Imperfeições globais

Segundo o item 11.3.3.4.1 da NBR 6118:2014, para a análise das imperfeições globais deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais, mesmo que essas estruturas sejam contraventadas, conforme a Figura 7.

O desaprumo θ_a é dado pela seguinte expressão:

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + (1/n)}{2}} \quad (12)$$

Em que:

$$\theta_1 = \frac{1}{100\sqrt{H}} \quad (13)$$

Onde:

$\theta_{1min} = 1/300$, para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

$\theta_{1máx} = 1/200$;

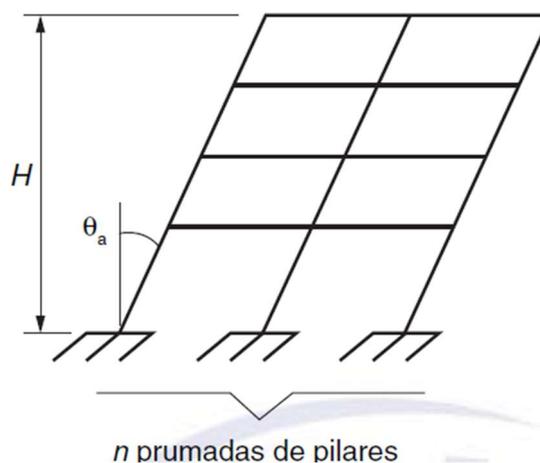
H = altura total da edificação, em metros;

n = número de prumadas de pilares no pórtico plano.

Segundo Carvalho (2009), o deslocamento máximo ($a_{máx}$) no topo do edifício é dado por:

$$a_{máx} = \theta_a \cdot H \quad (14)$$

Figura 7 - Imperfeições geométricas globais em estruturas reticuladas



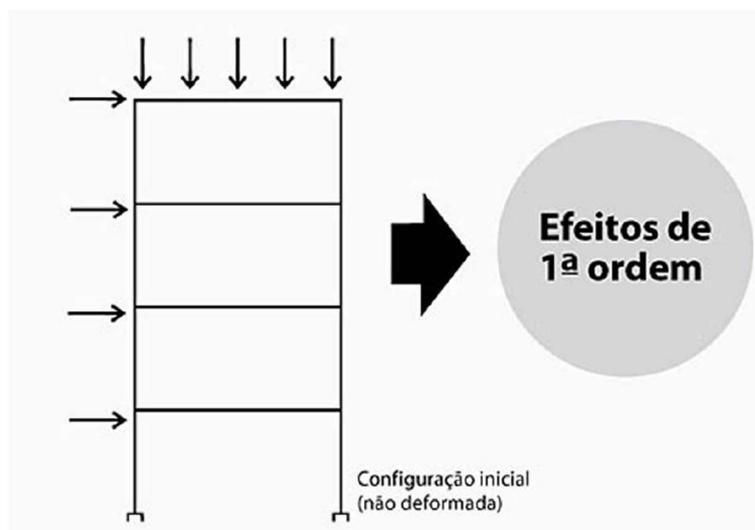
Fonte: NBR 6118:2014.

A norma ainda define que o desaprumo não deve ser considerado caso o vento seja mais desfavorável, ou vice-versa. Portanto, considera-se somente a influência que provoca maior momento total na base da edificação.

2.3.3 Efeitos de 1º ordem

São as reações e esforços (calculados a partir do equilíbrio de forças) impostos em uma estrutura na sua posição geométrica inicial, ou seja, considerando uma estrutura indeslocável. Conforme mostra a figura 8.

Figura 8 - Efeitos de primeira ordem em pórtico plano



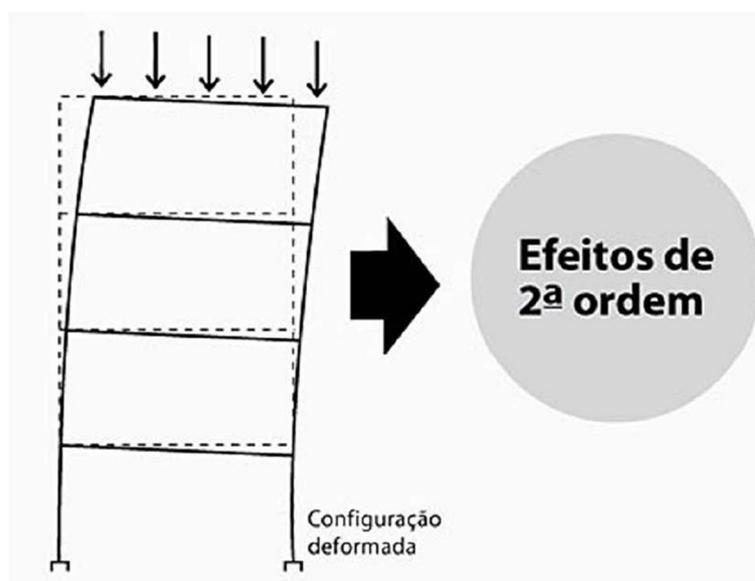
Fonte: Kimura (2007).

2.3.4 Efeitos de 2º ordem

“Os efeitos de 2º ordem são efeitos adicionais à estrutura, gerados a partir de sua deformação. Eles são responsáveis por provocar um comportamento não-linear da estrutura (não linearidade geométrica).” (KIMURA, 2007, p.523).

De acordo com Kimura (2007), a partir dos deslocamentos de 1º ordem é feita uma nova análise da estrutura (dessa vez deformada). Nessa nova posição deformada surgem efeitos adicionais que tendem a desestabilizar a edificação a partir da deformação da estrutura. Na figura 9 é apresentado um pórtico em sua posição deformada.

Figura 9 - Efeitos de segunda ordem em pórticos planos



Fonte: Kimura (2007).

Conforme a NBR 6118:2014, é possível dispensar os efeitos de 2º ordem, quando é o caso de estes valores serem menores (em intensidade) que 10% dos efeitos de 1º ordem.

Ainda a NBR 6118:2014, classifica os efeitos globais de 2º ordem em três categorias apresentadas a seguir:

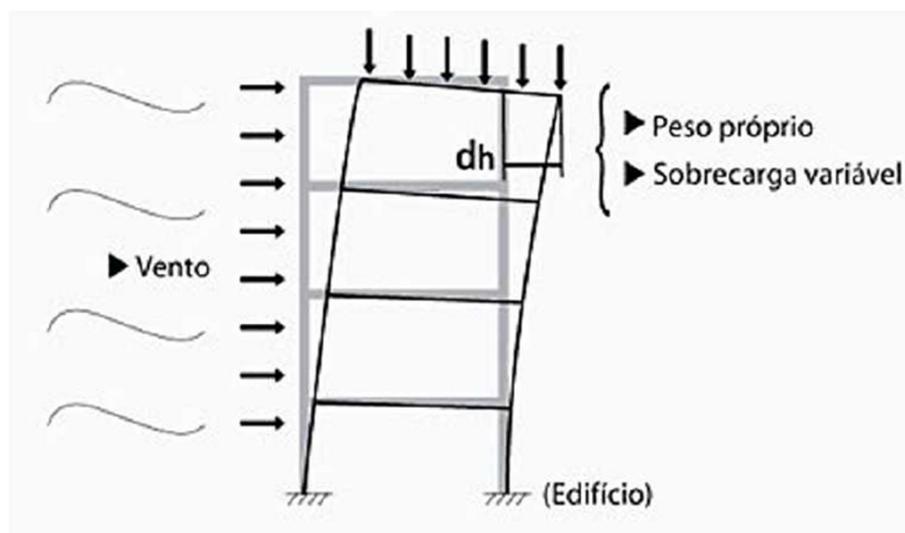
- Efeitos globais de 2º ordem;
- Efeitos locais de 2º ordem;
- Efeitos localizados de 2º ordem.

2.3.4.1 Efeitos globais, locais e localizados de 2º ordem

De acordo com a NBR 6118:2014, se dá o nome de efeitos globais de segunda ordem aos efeitos provocados pelo deslocamento da estrutura a partir da aplicação de cargas verticais e horizontais em um edifício, considerando o conjunto formado pelos elementos básicos da estrutura (pilares, vigas e lajes).

“Por exemplo um edifício submetido à ação do vento se desloca horizontalmente. E, por essa razão, geram-se efeitos de segunda ordem devido à presença simultânea de cargas verticais (peso próprio + sobrecarga).” (KIMURA, 2007, p.557). Conforme mostra a figura 10.

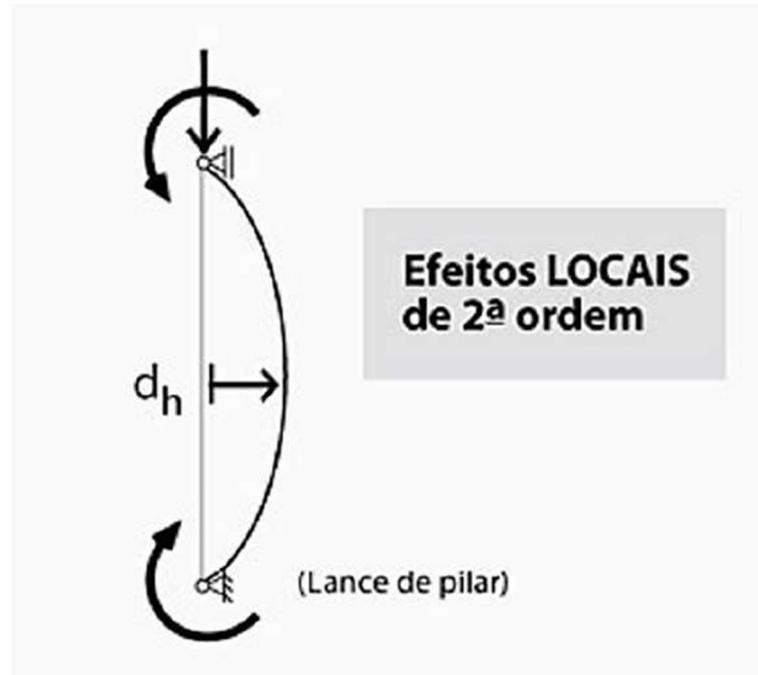
Figura 10 - Efeitos globais de segunda ordem



Fonte: Kimura (2007).

Os efeitos locais de segunda ordem surgem quando os eixos dos lances de pilares não se mantêm retilíneos, ou seja, essa imperfeição geométrica juntamente com a atuação de uma força normal aplicada no elemento gera esforços solicitantes ao longo dos lances, que podem ou não ser considerados no dimensionamento. Conforme está explícito na figura 11.

Figura 11 - Efeito localizado de segunda ordem em elemento de barra

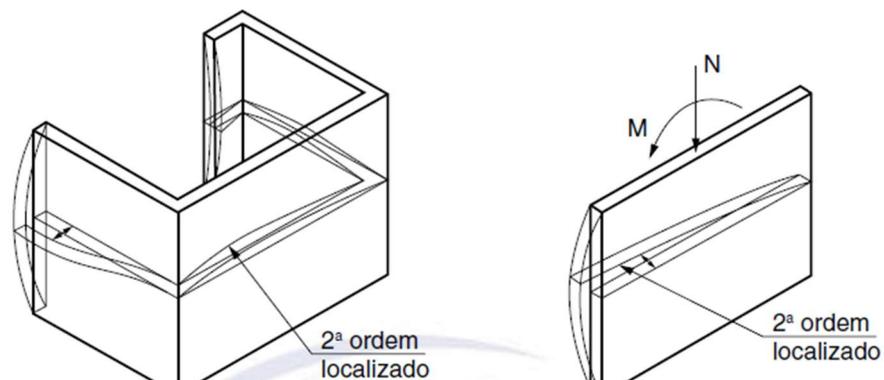


Fonte: Kimura (2007).

Segundo a NBR 6118:2014, em pilares-parede pode haver de existir não retilinearidade de seus eixos do que pilares. Portanto, nessas regiões surgem maiores efeitos de segunda ordem, chamados de efeitos localizados de segunda ordem. Nessa situação, além de os efeitos de segunda ordem serem maiores na flexão longitudinal, aumentam também na flexão transversal, sendo necessário dispor de mais armadura transversal.

Na figura 12 é possível verificar a atuação em conjunta de força normal e momentos fletores, acompanhados da não retilinearidade entre os eixos dos elementos, os quais provocam efeitos localizados de segunda ordem.

Figura 12 - Efeitos localizados de segunda ordem em pilar-parede



Fonte: NBR 6118:2014

2.3.5 Dispensa da consideração dos efeitos globais de 2º ordem

A NBR 6118:2014 apresenta dois processos aproximados para verificar se os efeitos globais de segunda ordem devem ser desconsiderados ou não, partindo do princípio de que a estrutura analisada é de nós fixos.

2.3.5.1 Parâmetro de instabilidade α

De acordo com a NBR 6118:2014, uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada de nós fixos quando o parâmetro de instabilidade α (*alpha*) for menor que o valor de α_1 .

O parâmetro de instabilidade α foi desenvolvido a partir da teoria de BECK (1966), onde apresenta a seguinte expressão:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_K}{E_{CS} I_C}} \quad (15)$$

Sendo:

- $n \leq 3$

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n \quad (16)$$

- $n \geq 4$

$\alpha_1 = 0,6$ para associações de pilares-parede e pórtico;

$\alpha_1 = 0,7$ para contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede;

$\alpha_1 = 0,5$ quando houver somente pórticos.

Onde:

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

H_{tot} = altura total do edifício, medida a partir do topo da fundação ou de um nível muito pouco deslocável do subsolo;

N_K = somatório de todas as ações verticais atuantes no edifício (a partir do nível considerado para o cálculo de H), com seu valor característico;

$E_{CS}I_C$ representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor do produto da expressão $E_{CS}I_C$ de um pilar equivalente de seção constante;

O valor do módulo de elasticidade (E_{CS}) pode ser obtido através do que está disposto no item 8.2.8 da NBR 6118:2014, já o valor de I_C deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares.

Segundo o item 15.5.2. da NBR 6118:2014 onde orienta para que se proceda da seguinte forma para a determinação da rigidez equivalente:

- Calcular o deslocamento no topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal na direção considerada;
- Calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H_{tot} , tal que, sob ação do mesmo carregamento sofra o mesmo deslocamento.

2.3.5.2 Coeficiente de instabilidade γ_z

O coeficiente de instabilidade γ_z (*gama-z*) foi inteiramente desenvolvido pelos engenheiros brasileiros: Eng^o. Augusto Carlos de Vasconcelos e o Eng^o Mário Franco. O método tem sido amplamente utilizado por engenheiros de estruturas para mensurar a sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem (provocados pela não linearidade geométrica).

Segundo Kimura (2007), trata-se de um parâmetro que avalia a estabilidade global de uma estrutura de concreto armado de maneira simples, rápida e bastante eficiente. A partir do valor obtido pode-se obter os esforços globais finais (1^o ordem + 2^o ordem) de forma direta a partir de uma simples majoração dos efeitos de primeira ordem.

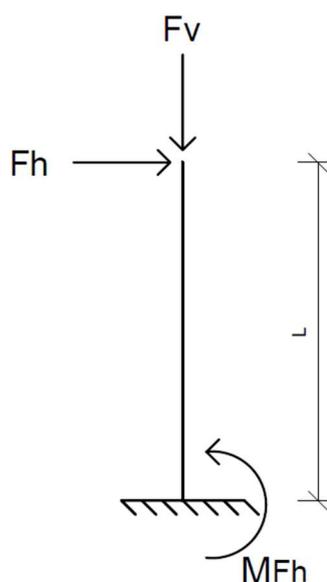
De acordo com Carvalho (2009), o coeficiente γ_z considera inicialmente a deformação devido às ações de primeira ordem (figura 8) e posteriormente a essa primeira deformação surgem esforços de segunda ordem que provocarão outras novas deformações e assim sucessivamente (figura 9).

Segundo a NBR 6118:2014, o coeficiente γ_z avalia a magnitude dos esforços de segunda ordem globais, sendo válido para o emprego em estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares, em concreto armado moldado.

Kimura (2017) indica como forma de interpretar, que os valores obtidos na análise um pouco maiores que 1. Como por exemplo: 1,10, 1,15, 1,20, etc. São valores que podem ser considerados coerentes. Valores superiores a 1,5 representam uma estrutura que é instável e impraticável. Ainda que valores inferiores a 1, ou mesmo negativos, são incoerentes e que uma estrutura é totalmente instável, ou que houve algum erro durante cálculo ou análise estrutural.

De forma simplificada é apresentado na figura 13 um carregamento horizontal (F_h) e um carregamento vertical (F_v) atuando em uma barra engastada na base e livre na extremidade (não deformada), o que de maneira teórica representa um pilar engastado na base com a extremidade livre. Nessa situação só existem efeitos de primeira ordem devido à carga horizontal juntamente com o braço de alavanca (L), provocando um momento fletor junto à base do pilar engastado na fundação.

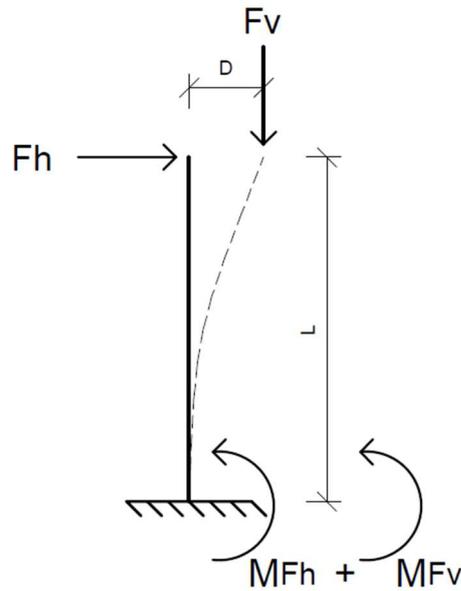
Figura 13 - Efeitos de 1º ordem em pilar engastado na base e livre na extremidade.



Fonte: Autor (2019).

A partir da deformação provocada pelos efeitos de primeira ordem, têm-se a ocorrência dos efeitos de segunda ordem a partir do carregamento vertical (F_v) em conjuntura com o braço de alavanca (D) da barra deformada, ou seja, gerando um momento adicional junto à base da barra engastada. Como mostra a figura 14.

Figura 14 - Efeitos de 2º ordem em pilar engastado na base e livre na extremidade



Fonte: Autor (2019).

O cálculo do coeficiente é dado pela seguinte expressão disposta na NBR 6118:2014:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (17)$$

Onde:

$\Delta M_{tot,d}$ = soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos em primeira ordem;

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

A NBR 9062:2017 apresenta de forma análoga ao estabelecido na NBR 6118:2014, no entanto, para as estruturas de concreto pré-moldado o coeficiente γ_z é válido inclusive para analisar a instabilidade das estruturas em que se têm menos de quatro pavimentos, desde que a geometria seja regular e que os momentos de inércia dos pilares nos pavimentos sucessivos não tenham variações bruscas.

Para o cálculo dos deslocamentos de primeira ordem, a norma determina que sejam considerados os efeitos da rigidez secante da relação momento-rotação das ligações e da não linearidade física dos elementos pré-moldados.

Ainda na norma supracitada, orienta par que seja considerada uma estrutura em concreto pré-moldado com deslocabilidade reduzida aquela em que apresentar um valor de $\gamma_z \leq 1,10$, onde são desprezíveis os efeitos de segunda ordem. As estruturas em concreto pré-moldado com ligações semirrígidas são consideradas com deslocabilidade moderada quando $1,10 < \gamma_z < 1,30$, permitindo-se nesse caso utilizar a simples majoração adicional das ações horizontais da combinação de ações considerada pelo coeficiente γ_z . Para o intervalo entre $1,10 < \gamma_z < 1,20$, emprega-se o fator de majoração reduzido de $0,95\gamma_z$, enquanto que para o intervalo entre $1,20 \leq \gamma_z < 1,30$ emprega-se o valor integral de γ_z . Nas estruturas que apresentarem valores $\gamma_z \geq 1,30$ devem ser considerados os efeitos da não linearidade geométrica e física a partir de cálculos rigorosos.

2.3.6 Deslocamentos horizontais globais

Conforme a NBR 9062:2017, as estruturas pré-moldadas devem ser sempre verificadas quanto as deformações horizontais excessivas da estrutura. Sendo assim, as estruturas em concreto pré-moldado devem atender ao estado-limite de deformação, a partir das combinações em serviço, considerando o modulo de elasticidade secante do concreto.

Os deslocamentos horizontais globais máximos de uma estrutura de elementos pré-moldados, conforme orientado no item 5.4.3.3 da norma NBR 9062:2017, devem obedecer aos valores limites de deslocamentos horizontais máximos apresentados na tabela 1.

Tabela 1 - Limites de deslocamentos horizontais globais

Caso	Tipo de edificação	Deslocamentos horizontais globais máximos
A	Galpão	$H/400^a$
B	Edifício térreo com laje	$H/500^b$
C	Edifício com um pavimento (mezanino)	$H/500^b$ ou $H_i/750^c$
D	Edifício com múltiplos pavimentos	$H/1200^b$ ou $H_i/750^c$ ou $H_2/500_d$
Onde:		
a H é a altura da viga de rolamento;		
b H é a altura total do edifício;		
c H_i é o desnível entre dois pisos consecutivos		
d H_2 é o desnível entre o último piso e a face inferior da laje de cobertura.		

Fonte: Adaptado da NBR 9062:2017

2.4 Ligações

2.4.1 Generalidades

Os elementos pré-moldados dependem das ligações para proporcionar ao sistema estrutural a transferência dos esforços e garantir a estabilidade da estrutura. Portanto, deve ser levado em conta o entendimento de fatores como a resistência, rigidez, ductibilidade, trabalhabilidade e economia. (PCI, 2008).

De acordo com a NBR 9062:2017, na fase de projeto das ligações em concreto pré-moldado é necessário assegurar a estabilidade da estrutura, tanto para a situação final de serviço quanto para a etapa de montagem dos elementos.

As ligações apresentam grande importância no sistema estrutural como um todo. São responsáveis por interagir com os elementos estruturais adjacentes (vigas, pilares e lajes). Dessa forma, a resposta do sistema estrutural frente as ações (verticais e horizontais) dependem do tipo de vinculação entre os elementos, ou seja, cada tipo de ligação empregada em um esquema estrutural terá um comportamento singular. (FIB, 2008).

Segundo El Debs (2017) as ligações mais simples levam a estruturas mais solicitadas aos momentos fletores. De outra forma, as ligações que tendem a reproduzir a continuidade estrutural das estruturas de concreto armado moldado in loco, a partir da transmissão dos momentos fletores entre os elementos, passam a ser mais custosas de se realizar, reduzindo em partes as vantagens do emprego das estruturas de concreto pré-moldado.

Quanto ao tipo de vinculação com o momento fletor, as ligações caracterizam-se teoricamente como:

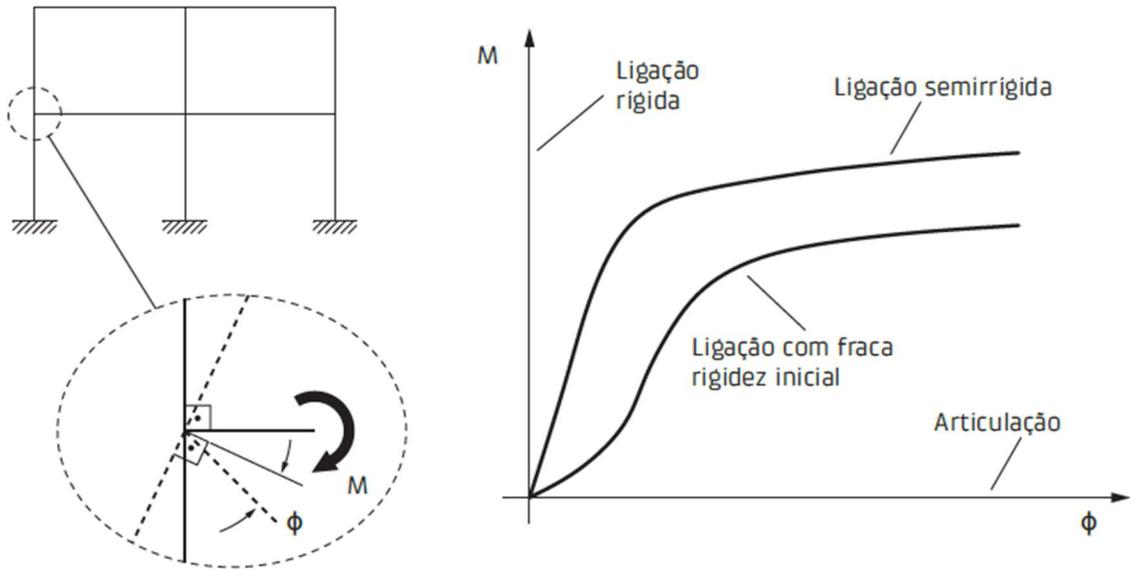
- Ligação articulada: não transmite momentos fletores;
- Ligação rígida: transmite integralmente os momentos fletores;
- Ligação semirrígida: transmite parcialmente os momentos fletores.

De acordo com Marin (2008), o comportamento das ligações influencia significativamente no comportamento global de uma estrutura de concreto pré-moldado. Sendo que, a diferença entre ligações articuladas de ligações semirrígidas e rígidas está ligada diretamente com a capacidade destas ligações de absorver momento fletor.

Conforme pode-se verificar na figura 15, os diagramas momento-rotação para as vinculações ideais (rígidas ou articuladas) apresentam um comportamento teórico definido de engaste perfeito ou a articulação perfeita. No caso das ligações semirrígidas, o diagrama momento-rotação corresponde a um comportamento intermediário mais próximo da realidade, onde a ligação apresenta uma rigidez parcial aos momentos fletores. Ainda vale ressaltar,

conforme El Debs (2017) que alguns tipos de ligações em parafusos ou pinos não ajustados ou por elastômeros e chumbadores apresentam fraca rigidez inicial, devido a acomodação da ligação quando sujeita aos carregamentos.

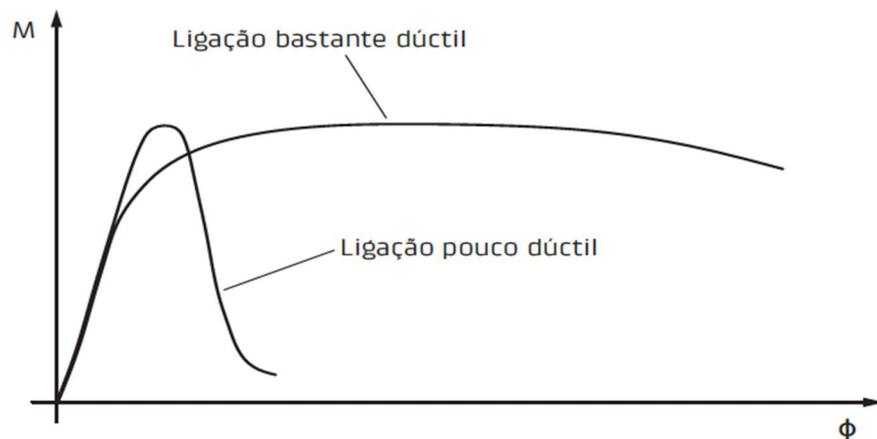
Figura 15 - Diagrama momento x rotação para cada tipo de ligação



Fonte: El Debs (2017).

Ainda, as ligações podem ser diferenciadas pela ductibilidade representada através de um diagrama momento-rotação, conforme a figura 16. Essa característica é importante para que sustentem grandes deformações, sem a perda significativa da resistência, antes de atingir a ruptura. Além de que, quanto mais dúctil for a ligação maior será a eficácia na redistribuição de esforços da estrutura. (EL DEBS, 2017).

Figura 16 - Diagramas momento-rotação de ligações bastante e pouco dúctil



Fonte: El Debs (2017).

As ligações em estruturas de concreto pré-moldado, primeiramente eram atribuídas a sua vinculação como sendo uma articulação, ou seja, sem nenhuma rigidez, nessa situação a estabilidade da estrutura fica a cargo dos pilares engastados na fundação.

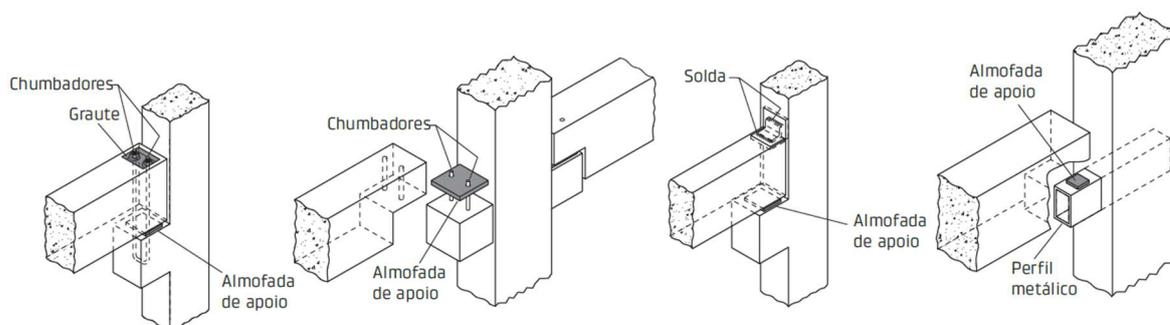
2.4.2 Tipologias de ligações viga-pilar

2.4.2.1 Ligações articuladas

Grande parte das estruturas em concreto pré-moldado de baixa altura, como galpões, geralmente são dimensionadas considerando ligações articuladas em sistemas estruturais com elementos de eixo reto, onde os pilares são engastados na fundação e as vigas articuladas. Isso se dá pela sua facilidade no dimensionamento, produção dos elementos e realização das ligações.

Segundo El Debs (2017), normalmente utiliza-se de um aparelho de apoio de elastômero, a fim de distribuir as tensões de contato de maneira uniforme entre dois elementos e permitir movimentos de translação e rotação. Ainda, podem ser empregados chumbadores ou chapas metálicas soldadas no topo, os quais promovem segurança à estabilidade lateral da viga. A figura 17 apresenta a ilustração das técnicas executivas de ligações viga-pilar articuladas.

Figura 17 - Elementos componentes das ligações viga x pilar articuladas



Fonte: El Debs (2017).

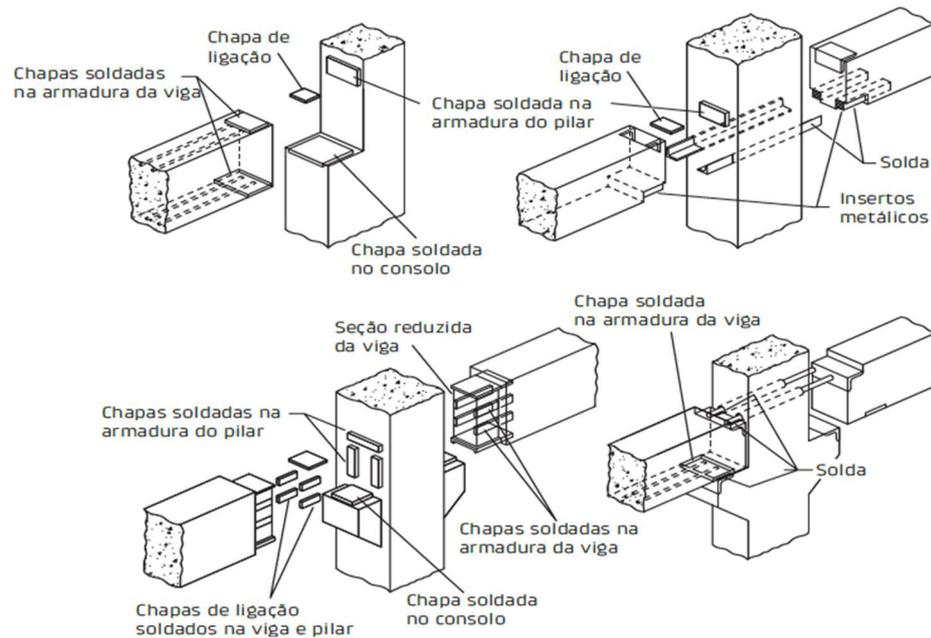
2.4.2.2 Ligações resistentes à flexão

As ligações semirrígidas ou rígidas tendem a reproduzir estruturas com comportamento próximo ao das estruturas moldadas in loco, possibilitando a transmissão parcial dos momentos fletores e condicionando maior rigidez ao sistema.

Na realização das ligações rígidas procura-se reproduzir a continuidade estrutural entre os elementos a partir da transmissão dos esforços, essa condição pode ser obtida por intermédio dos elementos constituintes das ligações viga-pilar, como: conectores metálicos e soldas (figura

18), armaduras de continuidade e emenda de armadura (figura 19) e/ou com a utilização de cabos de protensão (figura 20). (EL DEBS, 2017).

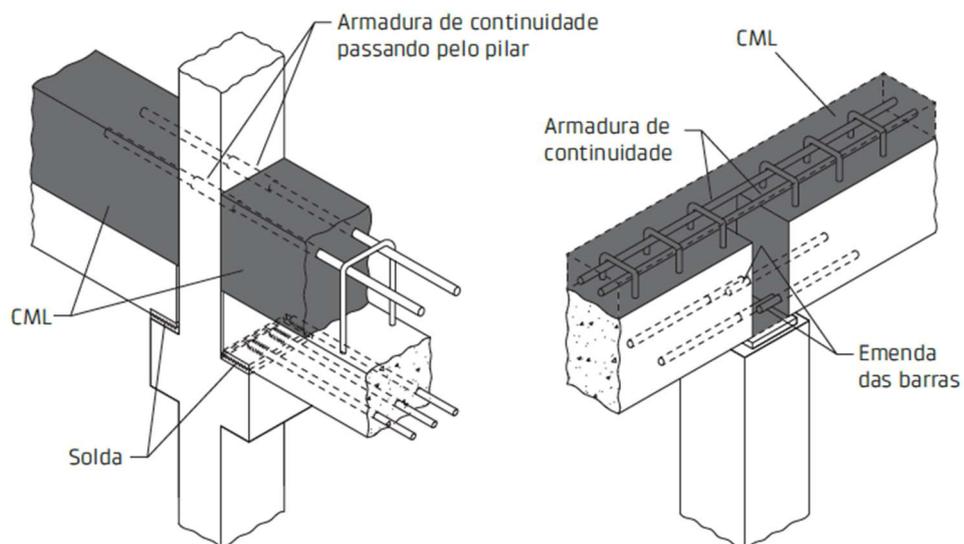
Figura 18 - Ligações rígidas compostas de conectores metálicos e solda



Fonte: El Debs (2017).

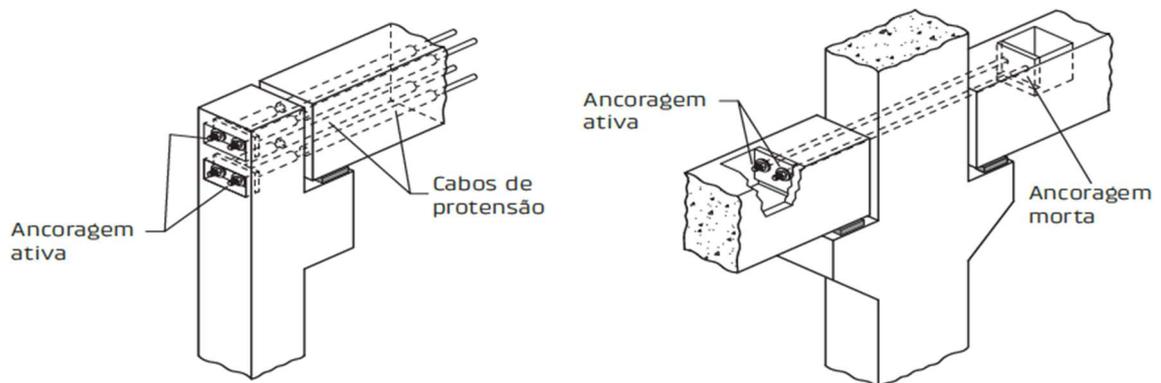
Na figura 19 está representada as ligações viga-pilar com emenda da armadura para dar continuidade estrutural entre os elementos, podendo ser empregue tanto em pilares intermediários quanto em pilares de topo. Nesse tipo de ligação é necessária a realização de concretagem no local.

Figura 19 - Ligações viga-pilar com emenda de armadura



Fonte: El Debs (2017).

Figura 20 - Ligações viga-pilar com cabos protendidos

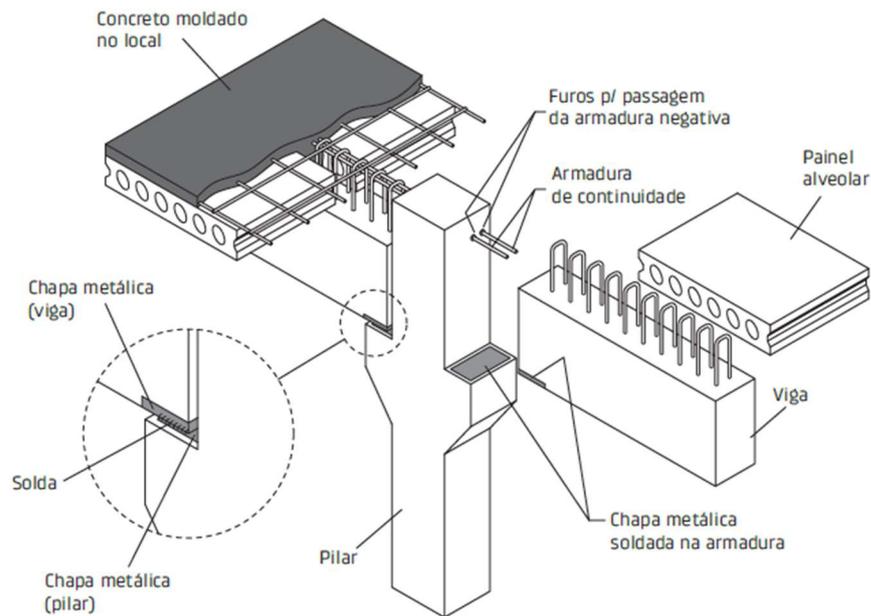


Fonte: El Debs (2017)

Do ponto de vista executivo, caracterizam-se por serem mais difíceis de se executar, mais caras, além de reduzir uma das maiores vantagens no emprego do concreto pré-moldado, que é a rapidez de montagem. No entanto, em situações em que a altura do edifício e a ação lateral são maiores, justifica-se o maior trabalho na realização das ligações.

Ainda de acordo El Debs (2017), supracitado neste trabalho, porém com diversos trabalhos na área, apresenta que é possível fazer a combinação dos recursos de todas as ligações com comportamento resistente à flexão demonstradas anteriormente. No caso de edifícios em esqueleto de múltiplos pavimentos, é possível passar parte da armadura de continuidade pela laje (armadura negativa), realizar as emendas e posteriormente realizar a concretagem na parte superior, na parte inferior utiliza-se conectores metálicos e solda para absorção dos momentos fletores positivos, conforme mostrados na figura 21.

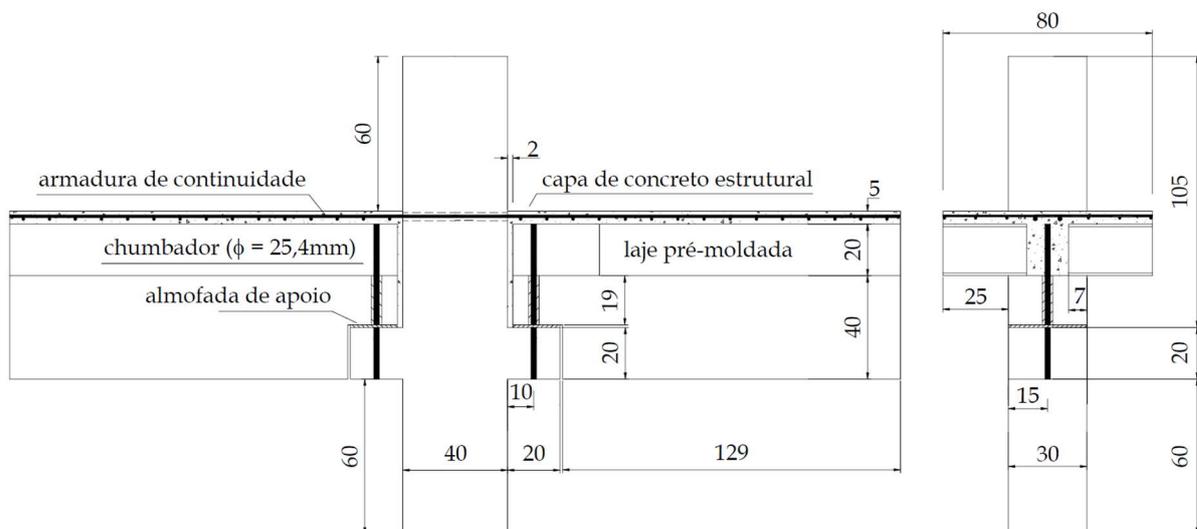
Figura 21 - Combinações de recursos para ligações viga-pilar de comportamento rígido.



Fonte: El Debs (2017).

Em Miotto (2002), foram realizados testes de laboratório em escala real, no qual destaca-se o ensaio de uma ligação viga-pilar com armadura de continuidade passando pelo pilar e capa de concreto moldada no local, conforme a figura 22. O estudo indicou que a influência da rigidez da ligação no comportamento da estrutura, em relação as ações laterais, no sentido de momento negativo, a ligação garantiu boa transferência dos momentos fletores negativos.

Figura 22 - Ensaio com armadura de continuidade realizado por Miotto (2002)



Fonte: Miotto (2002).

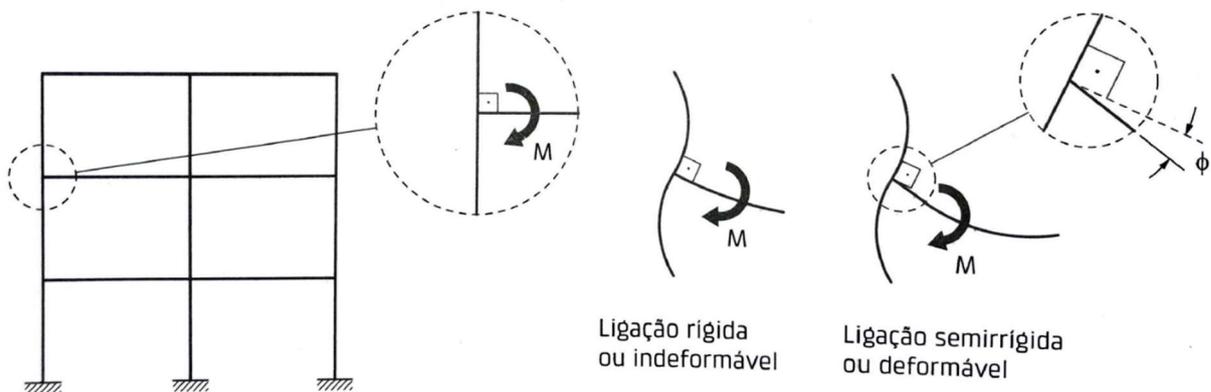
2.4.3 Determinação da rigidez ao momento fletor para ligações viga-pilar

Para estimar o comportamento das ligações, bem como a influência na estabilidade global das estruturas em concreto pré-moldado, é necessário determinar a sua rigidez ou a deformabilidade. (MARIN, 2008).

A rigidez de uma ligação é definida como a relação do esforço solicitante com o deslocamento relativo entre os elementos que compõe a ligação, ou seja, a deformação da ligação, na direção desse esforço. A deformabilidade da ligação pode ser definida como o inverso dessa relação, ou seja, possui o mesmo significado da flexibilidade do processo dos esforços e dos deslocamentos da análise das estruturas e, portanto, corresponde ao inverso da rigidez. (EL DEBS, 2017, p. 200).

Dessa forma, o comportamento das ligações viga-pilar resistentes ou parcialmente resistentes à flexão é demonstrado na figura 23. Onde uma ligação perfeitamente rígida compreende um comportamento indeformável, não existindo rotação, diferente de uma ligação semirrígida onde há uma resistência parcial à flexão e certa liberdade aos pequenos deslocamentos.

Figura 23 - Comportamento das ligações rígidas e semirrígidas ao momento fletor



Fonte: El Debs (2017).

De acordo com El Debs (2017) o conceito de rigidez k_m e a deformabilidade D_m de uma ligação são definidas pelas expressões:

$$k_m = M/\phi \quad (18)$$

$$D_m = \phi/M \quad (19)$$

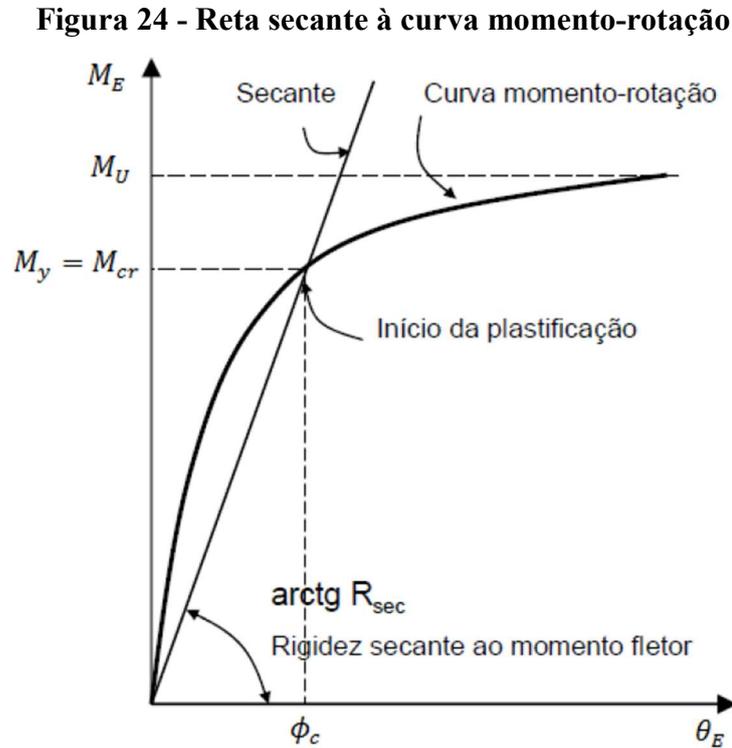
Onde:

M é o momento fletor atuante

ϕ é a rotação produzida pelo esforço solicitante

2.4.4 Critérios de projeto de ligações segundo a NBR 9062:2017

A rigidez ao momento fletor de uma ligação apresenta uma resposta não linear que pode ser obtida a partir da relação momento-rotação, segundo a NBR 9062:2017 é possível ser feita uma aproximação utilizando a rigidez secante (figura 24).



Fonte: NBR 9062:2017

A rigidez secante R_{sec} ao momento fletor é dada pela equação 35:

$$R_{sec} = \frac{M_{y,lim}}{\theta_y} \quad (24)$$

Ainda se pode por meio da curva momento-rotação da ligação viga-pilar determinar a ductibilidade da mesma, conforme a expressão 36.

$$\mu = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (25)$$

Onde:

R_{sec} é a rigidez secante da curva momento-rotação da ligação viga-pilar

$M_{y,lim}$ é o momento no início do escoamento da armadura de continuidade da ligação

M_u é o momento último na extremidade da viga no limite de plastificação da ligação

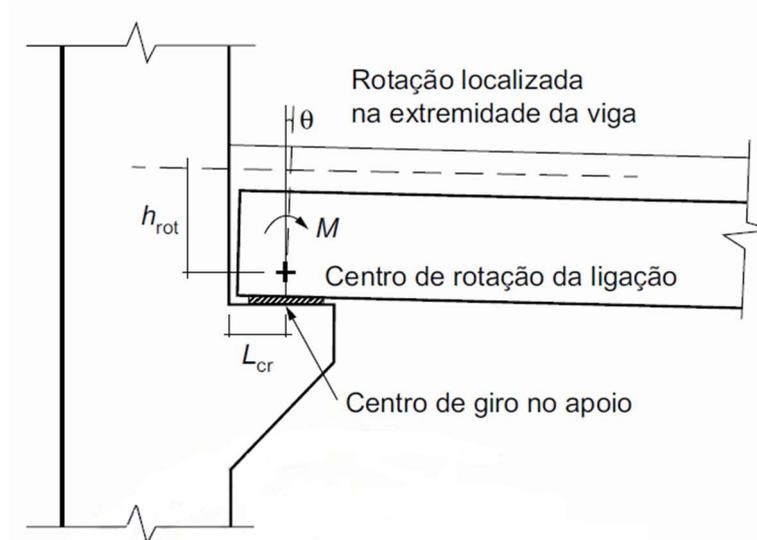
θ_y é a rotação no início do escoamento da armadura de continuidade

θ_u é a rotação máxima no limite de plastificação da ligação

μ é o coeficiente de ductibilidade da relação momento-rotação da ligação viga-pilar

A rotação na região da ligação deve ser medida no centro de giro do apoio, conforme figura 25.

Figura 25 - Rotação na extremidade da viga



Fonte: NBR 9062:2017

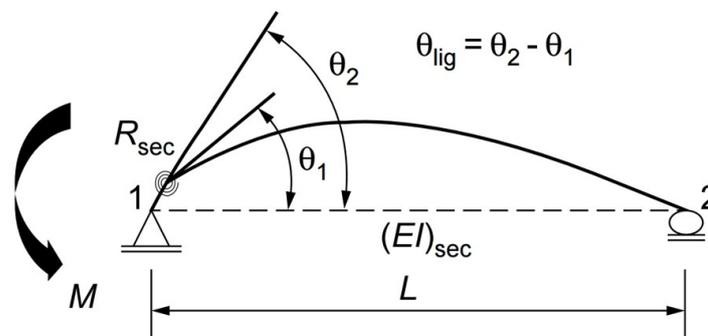
Legenda:

h_{rot} é a distância entre a barra tracionada até o centro de rotação da ligação

L_{cr} é a distância entre a face do pilar até o centro de rotação da ligação

A norma brasileira ainda direciona para que as estruturas em concreto pré-moldado considerando ligações viga-pilar tenham a estabilidade global da estrutura analisada a partir de um fator de restrição à rotação α_R . O fator de restrição a rotação é obtido pela relação da entre a rotação θ_1 (na extremidade do elemento) e a rotação combinada θ_2 (do elemento e da ligação), conforme a figura 26.

Figura 26 - Fator de restrição à rotação



Fonte: Adaptado da NBR 9062:2014

A expressão 37 que determina o fator de restrição à rotação, relaciona a rigidez da ligação viga-pilar em relação a rigidez da viga conectada adjacente, variando entre 0 e 1 para a articulação e o engastamento perfeito, respectivamente.

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \left[1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec}L_{ef}} \right]^{-1} \quad (26)$$

Onde:

$(EI)_{sec}$ é a rigidez secante da viga considerada na análise estrutural

L_{ef} é o vão efetivo entre os centros de giros nos apoios da viga

Segundo a NBR 9062:2017 para que as ligações possam ser consideradas de comportamento rígido na análise estrutural, devem ter um de fator de restrição $\alpha_R \geq 0,85$. Além disso, a rigidez secante da viga considerada na análise estrutural deve atender à condição $R_{sec} \geq 17(EI)_{sec}/L_{ef}$.

No caso de ligações serem consideradas de comportamento semirrígido na análise estrutural, o fator de restrição deve estar entre $0,15 \leq \alpha_R < 0,85$. As ligações com fator de restrição $\alpha_R < 0,15$ devem ser consideradas com comportamento de articulação.

Nos estudos realizados por Ferreira et al (2002) é apresentado uma proposta de classificação das ligações das estruturas em concreto pré-moldado, conforme demonstrado na tabela 2.

Tabela 2 - Classificação das ligações em relação ao fator de restrição à rotação

Zonas	Fator de restrição α_R	Classificação
I	$0 \leq \alpha_R < 0,14$	Articuladas
II	$0,14 \leq \alpha_R < 0,4$	Semirrígidas com restrição baixa
III	$0,4 \leq \alpha_R < 0,67$	Semirrígidas com restrição média
IV	$0,67 \leq \alpha_R < 0,86$	Semirrígidas com restrição alta
V	$0,86 \leq \alpha_R < 1$	Perfeitamente rígidas

Fonte: Adaptado de FERREIRA et al. (2002)

Para ambas as considerações na análise da estabilidade global considerando ligações resistentes à flexão, tendo como diferença o fator de restrição, o projeto utilizando a rigidez secante das ligações só é válido quando o momento solicitante elástico de projeto $M_{sd,rig}$ (engastamento perfeito) não exceder o momento-limite de escoamento $M_{y,lim} = 0,9A_s \cdot f_{yk} \cdot d$ para qualquer combinação de ações no estado limite último.

A norma ainda apresenta uma simplificação da rigidez secante à flexão negativa para algumas ligações viga-pilar típicas de seção composta e solidarização no local, com

continuidade da armadura negativa por meio de bainhas corrugadas ou luvas inseridas no pilar. A rigidez secante da ligação é calculada pela expressão (27).

$$R_{sec} = k \cdot \frac{A_s E_S d^2}{L_{ed}} \quad (27)$$

Onde:

k é o coeficiente de ajustamento da rigidez secante conforme a tipologia da ligação;

L_{ed} é o comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade conforme a tipologia da ligação;

d é a altura útil da seção resistente na ligação negativa;

E_S é o módulo de elasticidade do aço;

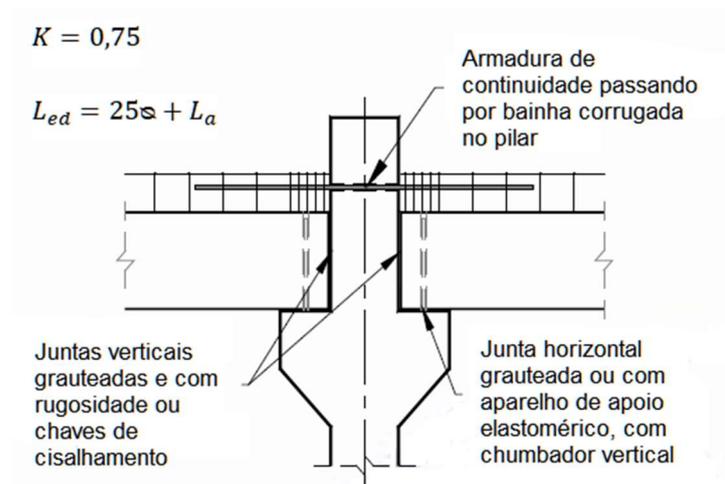
A_s é a armadura de continuidade negativa.

Para o cálculo da rigidez secante da ligação a NBR 9062:2017 traz no item 5.1.2.10 coeficiente de ajustamento da rigidez secante k e algumas referências para o comprimento efetivo de deformação L_{ed} de ligações viga-pilar típicas (os quais podem ser obtidos através das ilustrações a seguir). No caso de outras tipologias de ligações não contempladas na norma, o valor da rigidez secante da relação momento-rotação deve ser validado experimentalmente para a obtenção da rotação relativa viga-pilar.

Nas ilustrações seguintes, podem ser verificadas as tipologias de ligações típicas presentes na NBR 9062:2017 para a obtenção da rigidez secante negativa.

A tipologia 1 caracteriza-se pela ligação viga-pilar em pilar interno, a partir da continuidade da armadura negativa na capa da laje e passando por bainha corrugada no pilar, conforme a figura 27.

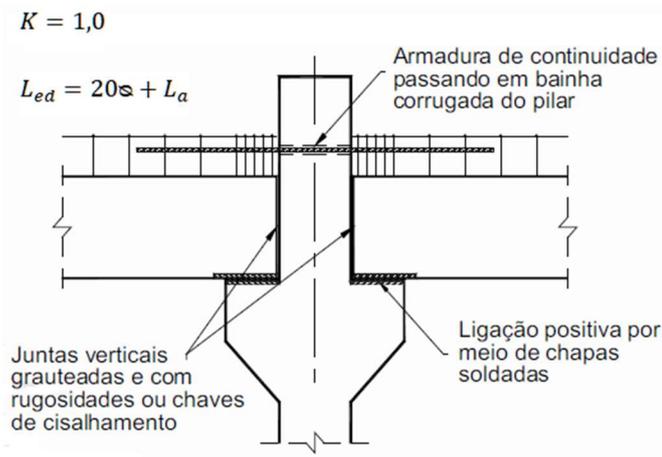
Figura 27 - Tipologia 1



Fonte: NBR 9062:2017

Na tipologia 2 representada pela figura 28, a armadura de continuidade é tratada da mesma forma que na tipologia 1, no entanto têm-se a ligação positiva por meio de chapas soldadas.

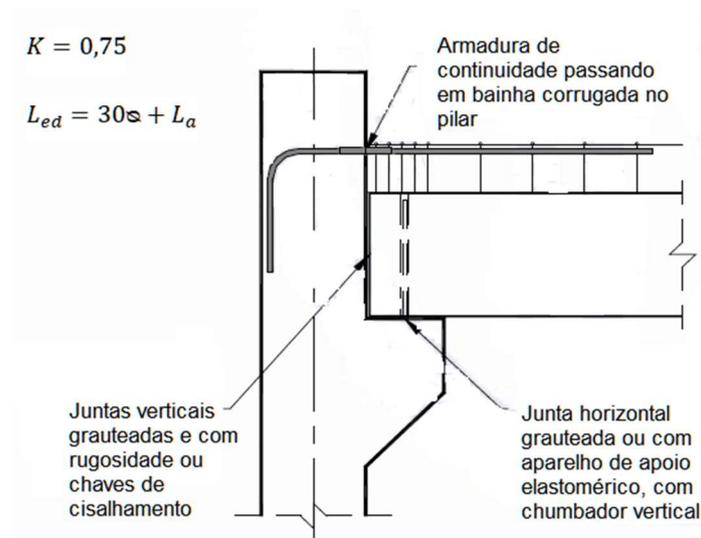
Figura 28 - Tipologia 2



Fonte: NBR 9062:2017

A tipologia 3 é indicada para pilares de canto e pilares intermediários, dessa forma, a armadura de continuidade é introduzida no pilar por meio de bainha corrugada, conforme a ilustração da figura 29.

Figura 29 - Tipologia 3

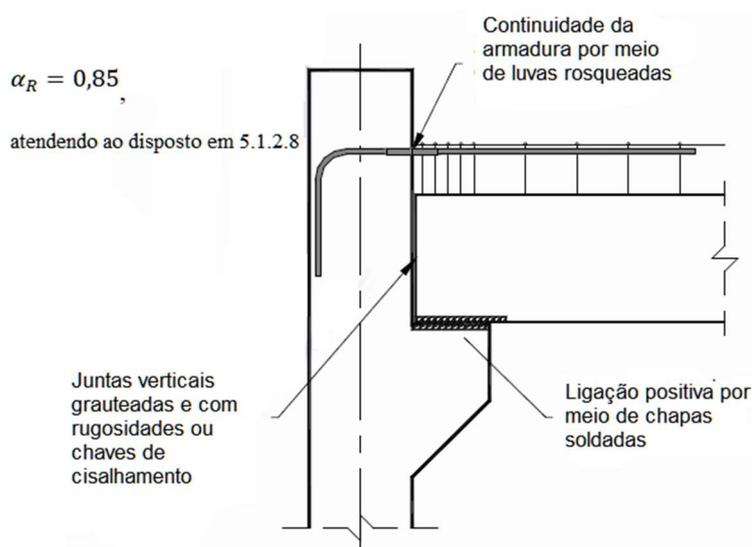


Fonte: NBR 9062:2017

A tipologia 4 trata-se de uma ligação negativa por meio de bainha corruga introduzida no pilar e ligação de armadura positiva por meio de chapas soldadas no apoio da viga sobre o

consolo, conforme figura 30. De acordo com a NBR 9062:2017, esta tipologia pode ser considerada rígida no caso da análise com momentos solicitantes positivos na ligação.

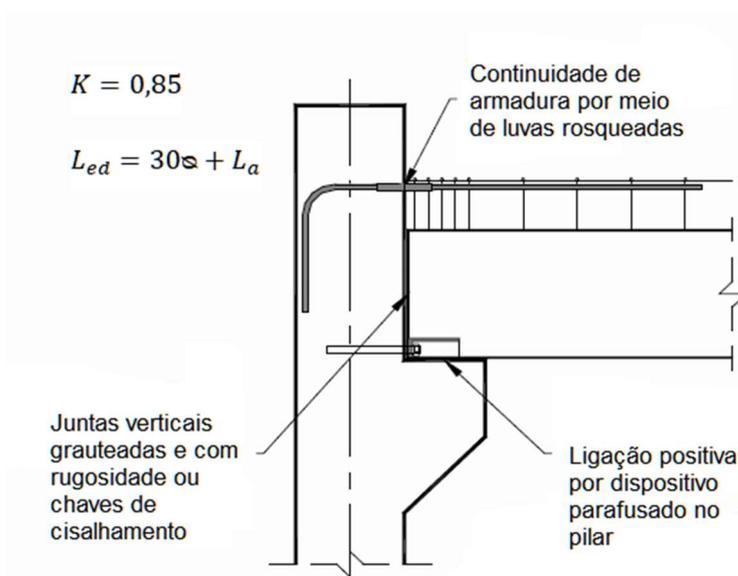
Figura 30 - Tipologia 4



Fonte: NBR 9062:2017

Na tipologia 5 a continuidade da armadura negativa é obtida por meio de luvas rosqueadas no pilar e armadura negativa por meio de dispositivo parafusando a viga na face do pilar, conforme a figura 31.

Figura 31 - Tipologia 5

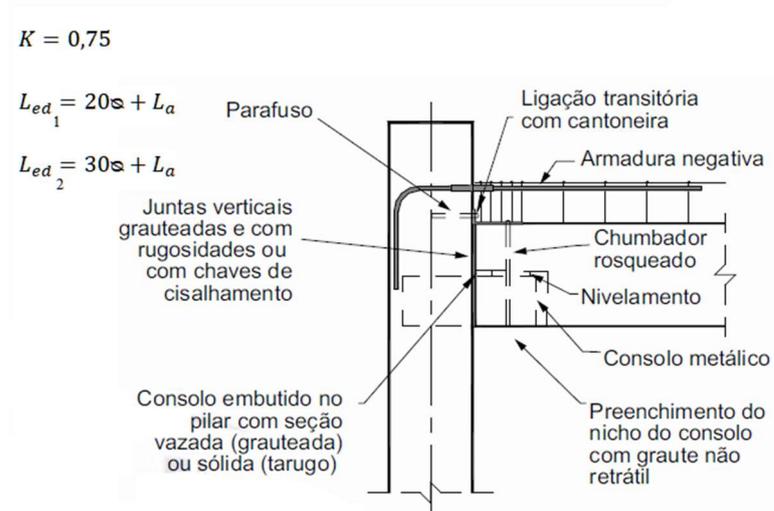


Fonte: NBR 9062:2017

A tipologia 6 representa uma ligação com consolo metálico, em que a armadura negativa de continuidade pode ser inserida no pilar por meio de bainha grauteada, nesse caso o comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade é obtido

por meio de $L_{ed,1}$, e no caso de continuidade da armadura negativa por meio de luvas rosqueadas o comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade é $L_{ed,2}$. Conforme ilustrado na figura 32.

Figura 32 - Tipologia 6



Fonte: NBR 9062:2017

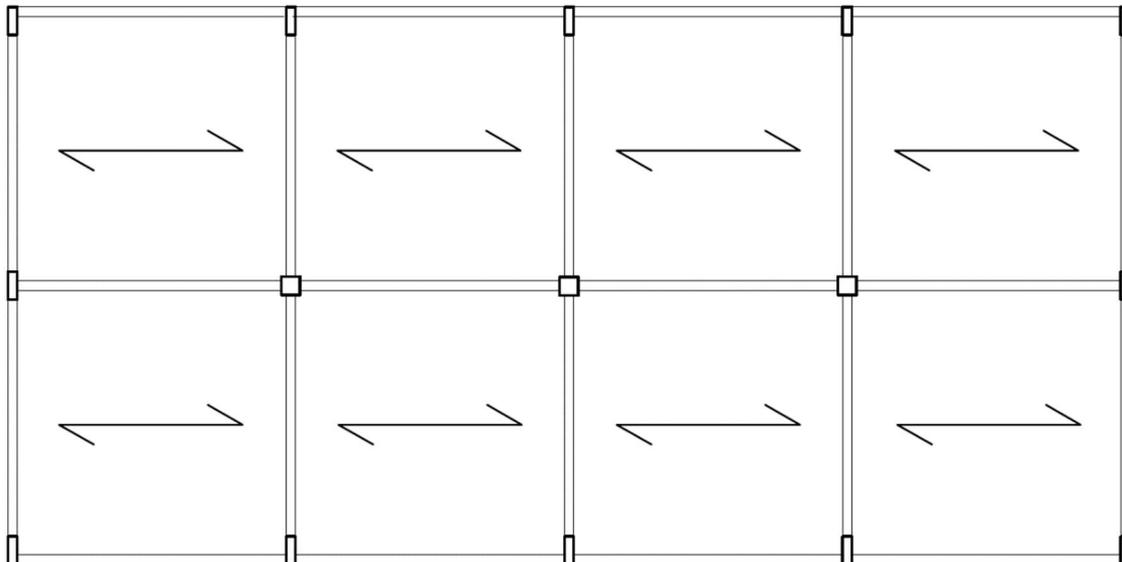
3 METODOLOGIA

A partir de um edifício modelo em concreto pré-moldado, se desenvolveu um estudo de caso em que foram considerados diferentes situações de engastamento, com a objetivo de avaliar a influência desses parâmetros no comportamento global da estrutura produzido pelas ligações usuais descritas na NBR 9062:2017. Os pórticos do modelo foram lançados no software comercial de pórticos espaciais CAD/TQS, que por meio da introdução e definição de engastamento nas ligações viga-pilar é possível obter um comportamento estrutural singular para cada classificação de restrição ao momento fletor.

3.1 Características do edifício modelo

A concepção estrutural do edifício foi idealizada a fim de reproduzir uma estrutura esbelta de múltiplos pavimento, partindo de uma modulação em planta definida de dois para quatro, ou seja, para uma largura de aproximadamente 12 metros de largura entre os pilares de extremidade, adotou-se um comprimento de 24m, conforme o arranjo estrutural representado na figura 33.

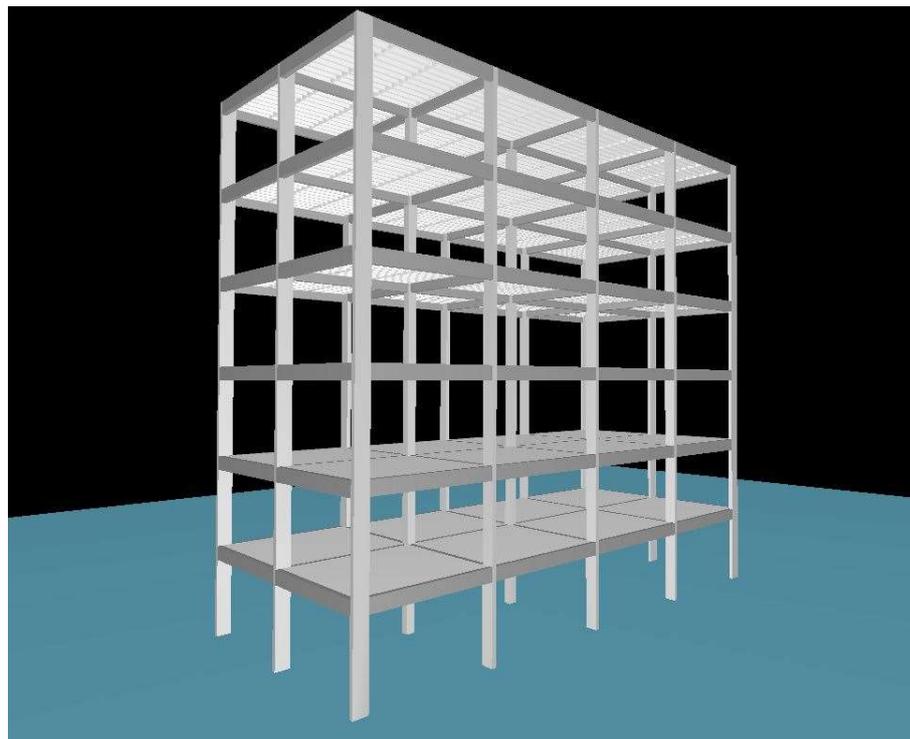
Figura 33 - Arranjo estrutural do edifício modelo



Fonte: Autor (2019).

O edifício modelo proposto em concreto pré-moldado é constituído por 6 pavimentos tipo, com área de 288m², um pé direito de 4m, totalizando uma altura de 24m, conforme planta de formas no anexo A.

Uma perspectiva 3D da edificação gerada pelo software CAD/TQS pode ser visualizada na figura 34.

Figura 34 - Perspectiva 3D do edifício modelo

Fonte: Autor (2019).

3.1.1 Ações verticais

O software utilizado na análise estrutural calcula automaticamente o peso próprios dos elementos estruturais, de acordo com as dimensões definidas no modelador estrutural de lajes, vigas e pilares. Conforme ilustração

Para as cargas permanentes de revestimentos foi determinado um valor de $1,0 \text{ kN/m}^2$ e carga acidental de utilização, classificada como um edifício comercial a qual tem como característica a ocupação de escritórios, sendo assim, conforme orienta a NBR 6120:2019 a sobrecarga de utilização equivale a $2,5 \text{ kN/m}^2$ para os pavimentos tipo.

Para a laje de forro foi considerado uma sobrecarga de utilização de $1,5 \text{ kN/m}^2$, conforme norma e, carregamento permanente referente aos revestimentos de piso de $1,0 \text{ kN/m}^2$.

Ainda, foi considerado um carregamento linear da alvenaria cerâmica de vedação sobre todas as vigas do perímetro externo da edificação, com espessura de 20cm.

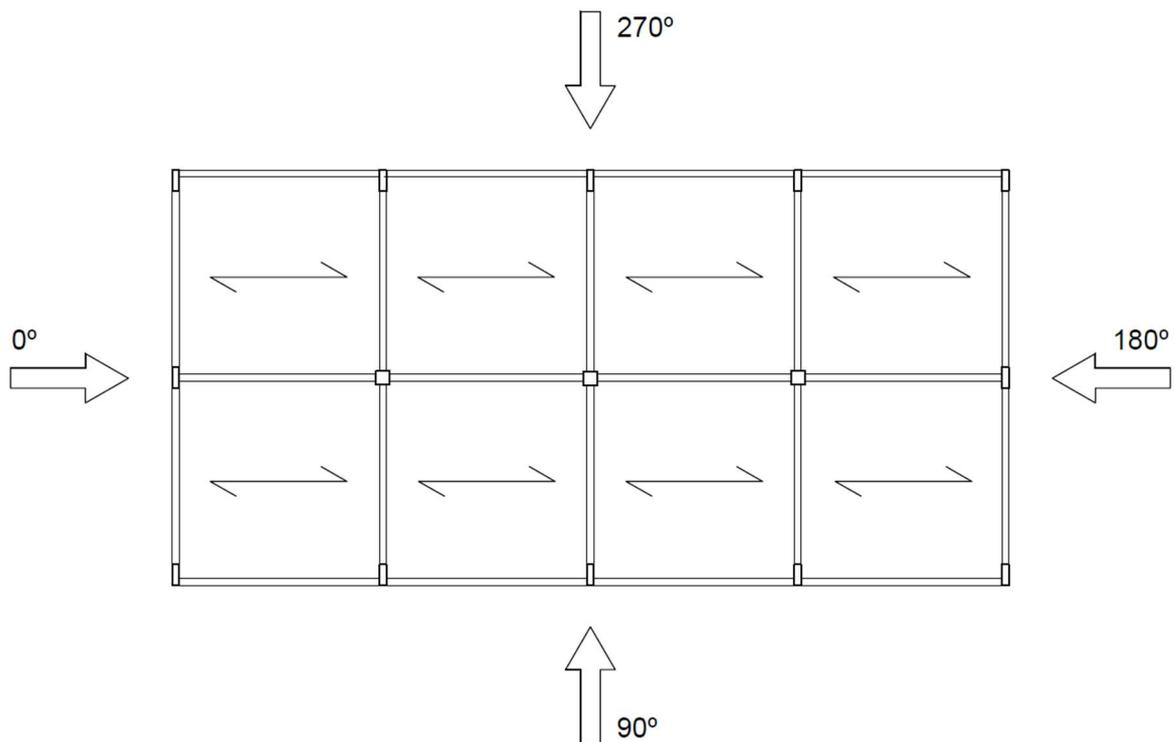
3.1.2 Ação do vento

A ação do vento foi a ação horizontal considerada no estudo, conforme a NBR 6123:1988. Foi adotado como velocidade básica de vento (V_0) de 45 m/s , fator topográfico (S1) igual a 1,0 (considerando o relevo do terreno plano ou francamente acidentado), a rugosidade do terreno foi considerada como categoria IV, classe B referente as dimensões da edificação,

do fator (S2) e o fator estatístico (S3) igual a 1,0 (edificações para hotéis, residências e comércio com alto fator de ocupação).

O fator (S2) é calculado automaticamente pelo software a partir das predefinições optadas quanto a categoria de rugosidade do terreno e dimensões da edificação para a classe, assim como para os respectivos coeficientes de arrasto. Os sentidos de aplicação de vento sobre a estrutura são a 0° , 90° , 180° e 270° , conforme ilustração na imagem 35.

Figura 35 - Direções de vento consideradas no edifício modelo



Fonte: Autor (2019).

3.1.3 Concepção estrutural

O pré-dimensionamento estrutural de vigas e pilares seguiu métodos convencionais utilizados para estruturas moldadas *in loco*. No caso das lajes, foi optado pelo emprego de lajes de vigotas nervuradas treliçadas unidirecionais, uma vez que o software utilizado não contemplava a análise com laje pré-fabricada alveolar (comumente utilizada no emprego de estruturas em concreto pré-moldado) e, portanto, seguido o manual técnico de pré-dimensionamento de um fabricante.

3.1.3.1 Lajes

Para a determinação da altura da laje treliçada adotada para o edifício modelo, utilizou-se o catálogo de lajes da fabricante *ArcelorMittal*, o qual possibilita a partir do vão livre da laje

entre apoios e a carga acidental considerada na análise estrutural, estimar o tipo de treliça e altura. Dessa forma, para o vão livre e carga acidental de utilização, optou-se pelo modelo TB 16L com capeamento de 5cm e enchimento em EPS (Poliestireno expandido), totalizando uma altura de laje de 21cm.

3.1.3.2 Vigas

Conforme Donin (2015), para a determinação da altura (h_{est}) das vigas, pode-se utilizar uma estimativa grosseira dada por:

- Tramos internos:

$$h_{est} = \frac{l_0}{12} \quad (28)$$

- Tramos externos:

$$h_{est} = \frac{l_0}{10} \quad (29)$$

Onde:

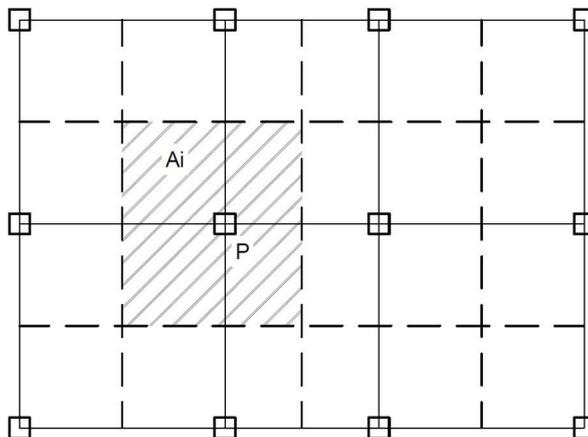
l_0 é o vão livre da viga

A fim de simplificar a concepção estrutural, adotou-se para todas as vigas do edifício modelo h_{est} de 60 cm e espessura (b_w) de 20 cm, conforme a planta de forma em anexo.

3.1.3.3 Pilares

Para a determinação da seção dos pilares foi aplicado o processo geométrico para estimar as cargas verticais nos pilares (P), a partir das áreas de influência (A_i) associadas a cada pilar, conforme a figura 36.

Figura 36 - Área de influência dos pilares



Fonte: Autor

A carga vertical em edifícios usuais compreende as cargas permanentes e acidentais médias por unidade de área do pavimento considerado. Dessa forma, empregou-se o método 3 apresentado em Donin (2015), que determina a carga vertical (N_k) dos pilares pela seguinte expressão:

$$N_k = (g + q) \cdot A_i \cdot n \quad (30)$$

Onde:

$$(g + q) \cong 12 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{por pavimento})$$

n é o número de pavimentos acima da seção analisada

Após a determinação da carga vertical característica, a fim de considerar os efeitos da flexão composta nos pilares, é necessário aplicar um fator correspondente a posição do pilar na sua concepção estrutural. Dessa forma têm-se que:

$$N'_d = \gamma \cdot N_k \quad (31)$$

Sendo:

$$\gamma = 1,8 \text{ para pilares internos (P. I)}$$

$$\gamma = 2,2 \text{ para pilares de extremidade (P. E)}$$

$$\gamma = 2,5 \text{ para pilares de canto (P. C)}$$

Por conseguinte, é possível obter a área de concreto (A_c) necessária dos pilares a partir da seguinte expressão:

$$A_c = \frac{N'_d}{0,85 \cdot f_{cd} + \rho \cdot \sigma_{s0,002}} \quad (32)$$

Na tabela 3, é apresentado a seção dos pilares considerados no edifício modelo a partir da estimativa pelo método descrito.

Tabela 3 - Pré-dimensionamento dos pilares

Pilar	Área influência (m ²)	N° pvtos.	g+q (kN/m ²)	Nk (KN)	N'd (KN)	Ac (m ²)	b est. (cm)	h est. (cm)	Ac,est. (m ²)
P1	8,12	6	12	584,82	1462,05	549,35	20	60	1200
P2	16,25	6	12	1169,64	2573,21	966,85	20	60	1200
P3	16,25	6	12	1169,64	2573,21	966,85	20	60	1200
P4	16,25	6	12	1169,64	2573,21	966,85	20	60	1200
P5	8,12	6	12	584,82	1462,05	549,35	20	60	1200
P6	16,25	6	12	1169,64	2573,21	966,85	20	60	1200
P7	32,49	6	12	2339,28	4210,70	1582,12	40	40	1600
P8	32,49	6	12	2339,28	4210,70	1582,12	40	40	1600
P9	32,49	6	12	2339,28	4210,70	1582,12	40	40	1600
P10	16,25	6	12	1169,64	2573,21	966,85	20	60	1200
P11	8,12	6	12	584,82	1462,05	549,35	20	60	1200
P12	16,25	6	12	1169,64	2573,21	966,85	20	60	1200
P13	16,25	6	12	1169,64	2573,21	966,85	20	60	1200
P14	16,25	6	12	1169,64	2573,21	966,85	20	60	1200
P15	8,12	6	12	584,82	1462,05	549,35	20	60	1200

Fonte: Autor (2019).

3.2 Modelos de aplicação

3.2.1 Lançamento da estrutura

No software de análise e dimensionamento de estruturas de concreto armado CAD/TQS, o qual segue as exigências e recomendações da NBR 6118:2014, foram introduzidos os dados do edifício modelo predefinidos na concepção estrutural.

Primeiramente, foram definidos os pavimentos do edifício modelo, sendo assim, criados 5 pavimentos tipo e um pavimento correspondente a laje de forro, cada pavimento com uma diferença de 4m entre si. Na sequência, determinou-se os parâmetros de durabilidade da estrutura, classificando com uma classe de agressividade ambiental moderada (classe II), tanto para vigas quanto para os pilares foi considerado o concreto C30 e aço CA-50, e os módulos de elasticidades dos materiais conforme as propriedades descritas na tabela 4.

Tabela 4 - Propriedades dos materiais

Material	Propriedade
Concreto C30	$F_{ck}=30\text{ MPa}$
	$E_{cs}\cong 27\text{ GPa}$
	$E_{ci}\cong 31\text{ GPa}$
Aço CA-50	$F_{yk} = 500\text{ MPa}$
	$E_s \cong 210\text{ GPa}$

Fonte: Autor (2019).

No modelador estrutural, com o auxílio da planta de formas (em anexo) com as dimensões do edifício, as seções de pilares, vigas e espessura da laje pré-dimensionados na concepção estrutural, foi possível lançar o esqueleto estrutural do edifício modelo a ser analisado. Ainda nesta etapa foram atribuídos os carregamentos respectivos às ações verticais permanentes e acidentais.

Uma vez que a concepção estrutural esteve definida, partiu-se então para o processamento global da estrutura com diferentes fatores de restrição à rotação das ligações viga-pilar, sendo 0 para articulação perfeita e 1 para engaste perfeitamente rígido. Os fatores de restrição (α_R) considerados posteriormente na análise estão classificados na tabela 3, e o seu comportamento de acordo com a NBR 9062:2017.

Tabela 5 - Fatores de restrição à rotação das ligações viga-pilar considerados na análise

Fator de restrição à rotação (α_R)	Comportamento
$\alpha_R = 0$	Articulado
$\alpha_R = 0,15$	Semirrígido
$\alpha_R = 0,25$	Semirrígido
$\alpha_R = 0,50$	Semirrígido
$\alpha_R = 0,75$	Semirrígido
$\alpha_R = 0,85$	Rígido
$\alpha_R = 1$	Rígido

Fonte: Autor (2019).

3.2.2 Verificação dos parâmetros de estabilidade

Conforme orienta a NBR 9062:2017, a análise da estabilidade de estruturas pré-moldadas pode ser verificada, de forma análoga ao estabelecido na NBR 6118:2014, a partir do coeficiente γ_z (*gama-z*) com base nos deslocamentos de primeira ordem, para cada caso de carregamento, considerando o efeito das ligações semirrígidas na estrutura.

O sistema CAD/TQS de forma automática, calcula o coeficiente γ_z para todas as combinações dos ELU, gerando um relatório que possibilita uma análise completa da estabilidade global da estrutura.

Ainda a NBR 9062:2017, orienta que a estruturas em concreto pré-moldado devem obedecer às prescrições contidas na tabela 1, a fim de estabelecer um limite para os deslocamentos horizontais globais máximos na edificação. Dessa forma, os resultados dos deslocamentos máximos são calculados automaticamente no software estrutural para cada situação de carregamento.

4 RESULTADOS

Através do processamento global da estrutura, foi possível extrair os resultados para cada situação alterando somente o fator de restrição à rotação da ligação viga-pilar. As dimensões dos elementos foram mantidas as mesmas para todas as análises, assim como as cargas verticais e de vento.

4.1 Pórtico espacial com ligações articuladas

Inicialmente, a partir do arranjo estrutural ilustrado na figura 27, a verificação é de uma estrutura constituída exclusivamente por meio de ligações viga-pilar articuladas, ou seja, fator de restrição α_R igual a zero, onde os esforços gerados pelas cargas atuantes (verticais e horizontais) na estrutura ficam a cargo somente dos pilares engastados na fundação e livres no topo, desse modo, teoricamente sem nenhuma transmissão dos momentos fletores entre pilares e vigas.

Os parâmetros de estabilidade pelo coeficiente γ_z (*gama-z*) para os carregamentos simples de vento atuando em estrutura onde todas as ligações viga-pilar são consideradas articuladas estão expressos na tabela 6.

Tabela 6 - Coeficiente γ_z em pórtico espacial articulado

Caso de vento	γ_z	Comportamento
0°	1,165	Estrutura de nós móveis
90°	1,176	Estrutura de nós móveis
180°	1,165	Estrutura de nós móveis
270°	1,176	Estrutura de nós móveis

Fonte: Autor (2019).

Os deslocamentos horizontais máximos quando se considerou todas as ligações articuladas podem ser observados na tabela 7. O deslocamento horizontal máximo para a estrutura analisada de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado é limitado por $H/1200$ e $H_i/750$, conforme as predefinições da NBR 9062:2017 na tabela 1.

Tabela 7 - Deslocamentos horizontais máximos do pórtico espacial articulado

Caso de vento	Deslocamento horizontal (cm)	Valor relativo à altura do edifício	Deslocamento horizontal máximo (cm)	Valor relativo à altura do edifício
0°	2,10	H/1142	≤ 2,00	≥ H/1200
90°	4,80	H/500		
180°	2,10	H/1142		
270°	4,80	H/500		

Fonte: Autor (2019).

Na tabela 8 é apresentado os valores de deslocamentos horizontais máximos entre pisos da edificação comparando ao deslocamento máximo limite estabelecido por norma.

Tabela 8 - Deslocamentos horizontais entre pisos do pórtico espacial articulado

Caso de vento	Deslocamento horizontal (cm)	Valor relativo à altura do edifício	Deslocamento horizontal máximo (cm)	Valor relativo à altura do edifício
0°	0,39	Hi/1038	≤ 0,53	Hi/750
90°	1,23	Hi/325		
180°	0,39	Hi/1038		
270°	1,23	Hi/325		

Fonte: Autor (2019).

4.2 Pórtico espacial com ligações semirrígidas

Considerando o mesmo arranjo estrutural ilustrado da figura 27, a verificação é de uma estrutura constituída exclusivamente por meio de ligações viga-pilar semirrígidas, ou seja, fator de restrição (α_R) variando entre 0,15 e 0,85, desta forma, os esforços gerados pelas cargas atuantes (verticais e horizontais) na estrutura são transmitidos parcialmente pelas ligações viga-pilar.

Os parâmetros de estabilidade pelo coeficiente γ_z para os carregamentos simples de vento estão expressos na tabela 9, para cada fator de restrição à rotação considerado na análise semirrígida das ligações.

Tabela 9 - Coeficiente γ_z do pórtico espacial semirrígido

α_R	Caso de vento	γ_z	Comportamento
0,15	0°	1,144	Estrutura de nós móveis
	90°	1,152	
	180°	1,144	
	270°	1,152	
0,25	0°	1,143	Estrutura de nós móveis
	90°	1,146	
	180°	1,143	
	270°	1,146	
0,50	0°	1,143	Estrutura de nós móveis
	90°	1,140	
	180°	1,143	
	270°	1,140	
0,75	0°	1,143	Estrutura de nós móveis
	90°	1,138	
	180°	1,143	
	270°	1,138	

Fonte: Autor (2019).

Os deslocamentos horizontais máximos quando se variou os fatores de restrição das ligações viga-pilar podem ser observados na tabela 10. O deslocamento horizontal máximo para a estrutura analisada de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado é limitado por $H/1200$ e $H_i/750$, conforme as predefinições da NBR 9062:2017 na tabela 1.

Tabela 10 - Deslocamentos horizontais máximos no topo do pórtico espacial semirrígido

α_R	Caso de vento	Deslocamento horizontal (cm)	Valor relativo à altura do edifício	Deslocamento horizontal máximo (cm)	Valor relativo à altura do edifício
0,15	0°	0,66	H/3625	$\leq 2,00$	$\geq H/1200$
	90°	3,03	H/792		
	180°	0,66	H/3625		
	270°	3,06	H/792		
0,25	0°	0,66	H/3660	$\leq 2,00$	$\geq H/1200$
	90°	2,63	H/913		
	180°	0,66	H/3660		
	270°	2,63	H/913		
0,50	0°	0,65	H/3706	$\leq 2,00$	$\geq H/1200$
	90°	2,16	H/1112		
	180°	0,65	H/3706		
	270°	2,16	H/1112		
0,75	0°	0,64	H/3729	$\leq 2,00$	$\geq H/1200$
	90°	1,95	H/1233		
	180°	0,64	H/3729		
	270°	1,95	H/1233		

Fonte: Autor (2019).

Na tabela 11 estão expressos os valores dos deslocamentos horizontais máximos entre pisos para o caso de ligações semirrígidas.

Tabela 11 - Deslocamentos horizontais máximos entre pisos do pórtico espacial semirrígido

α_R	Caso de vento	Deslocamento horizontal (cm)	Valor relativo à altura do edifício	Deslocamento horizontal máximo (cm)	Valor relativo à altura do edifício
0,15	0°	0,17	Hi/3625	≤ 0,53	≥ Hi/750
	90°	0,82	Hi/792		
	180°	0,17	Hi/3625		
	270°	0,82	Hi/792		
0,25	0°	0,16	Hi/3660	≤ 0,53	≥ Hi/750
	90°	0,72	Hi/913		
	180°	0,16	Hi/3660		
	270°	0,72	Hi/913		
0,50	0°	0,16	Hi/3706	≤ 0,53	≥ Hi/750
	90°	0,60	Hi/1112		
	180°	0,16	Hi/3706		
	270°	0,60	Hi/1112		
0,75	0°	0,16	Hi/3729	≤ 0,53	≥ Hi/750
	90°	0,53	Hi/1233		
	180°	0,16	Hi/3729		
	270°	0,53	Hi/1233		

Fonte: Autor (2019).

4.3 Pórtico espacial com ligações rígidas

Por último, analisou-se o arranjo estrutural ilustrado da figura 27, dessa vez a verificação é de uma estrutura constituída exclusivamente por meio de ligações viga-pilar rígidas, que segundo a NBR 9062:2017, pode ser considerada de comportamento rígido em relação à rigidez à flexão negativa, toda ligação com fator de restrição α_R maior ou igual a 0,85. Portanto, optou-se pela análise do pórtico espacial com fator de restrição de 0,85 e 1,00, respectivamente.

Os parâmetros de estabilidade pelo coeficiente γ_z (*gama-z*) para os carregamentos simples de vento no modelo com ligações rígidas estão expressos na tabela 12.

Tabela 12 - Coeficiente γ_z do pórtico espacial rígido

α_R	Caso de vento	γ_z	Comportamento
0,85	0°	1,143	Estrutura de nós móveis
	90°	1,137	
	180°	1,143	
	270°	1,137	
1,00	0°	1,142	Estrutura de nós móveis
	90°	1,132	
	180°	1,142	
	270°	1,132	

Fonte: Autor (2019).

Os deslocamentos horizontais máximos para o pórtico espacial analisado considerando ligações viga-pilar rígidas podem ser observados na tabela 13. O deslocamento horizontal máximo para a estrutura analisada de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado é limitado por $H/1200$ e $H_i/750$, conforme as predefinições da NBR 9062:2017 na tabela 1.

Tabela 13 - Deslocamentos horizontais máximos no topo do pórtico espacial rígido

α_R	Caso de vento	Deslocamento horizontal (cm)	Valor relativo à altura do edifício	Deslocamento horizontal máximo (cm)	Valor relativo à altura do edifício
0,85	0°	0,64	H/3736	$\leq 2,00$	$\geq H/1200$
	90°	1,89	H/1269		
	180°	0,64	H/3736		
	270°	1,89	H/1269		
1,00	0°	0,64	H/3775	$\leq 2,00$	$\geq H/1200$
	90°	1,64	H/1462		
	180°	0,64	H/3775		
	270°	1,64	H/1462		

Fonte: Autor (2019).

Na tabela 14 estão expressos os valores dos deslocamentos horizontais máximos entre pisos para o caso de ligações rígidas.

Tabela 14 - Deslocamentos horizontais máximos entre pisos do pórtico espacial rígido

α_R	Caso de vento	Deslocamento horizontal (cm)	Valor relativo à altura do edifício	Deslocamento horizontal máximo (cm)	Valor relativo à altura do edifício
0,85	0°	0,16	$H_i/2474$	$\leq 0,53$	$\geq H_i/750$
	90°	0,51	$H_i/777$		
	180°	0,16	$H_i/2474$		
	270°	0,51	$H_i/777$		
1,00	0°	0,16	$H_i/2496$	$\leq 0,53$	$\geq H_i/750$
	90°	0,42	$H_i/959$		
	180°	0,16	$H_i/2496$		
	270°	0,42	$H_i/959$		

Fonte: Autor (2019).

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

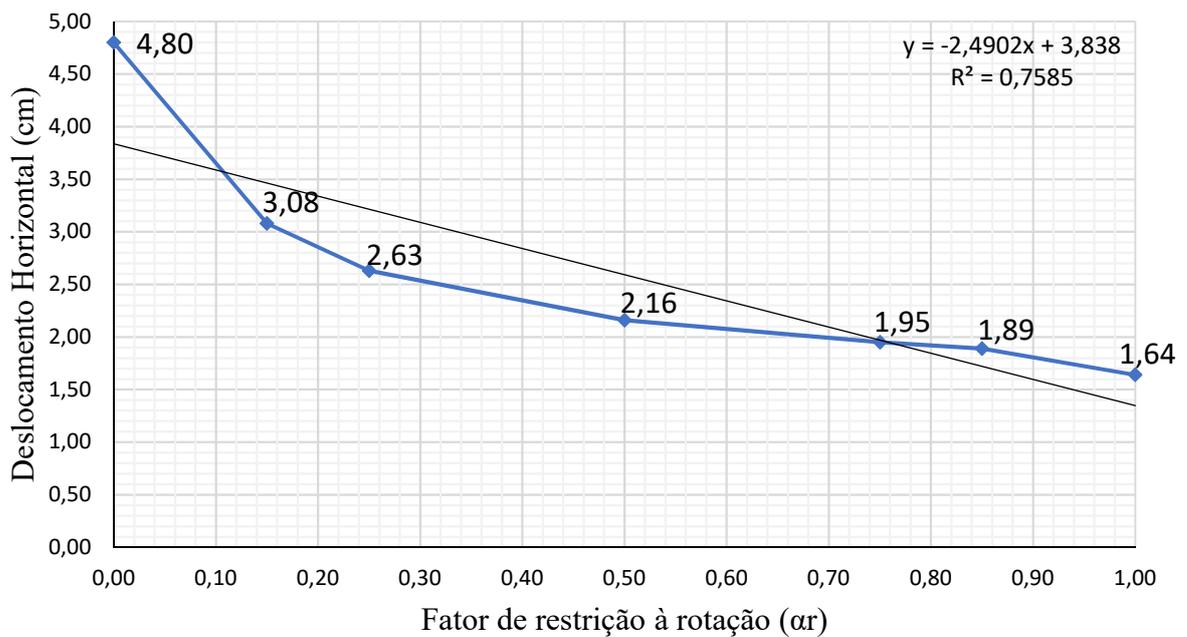
A análise dos resultados compete às verificações dos deslocamentos horizontais e o coeficiente γ_z , para cada fator de restrição à rotação considerado no estudo de caso, obedecendo as definições descritas pela NBR 9062:2017.

Por fim, é apresentado o dimensionamento de uma ligação típica com armadura de continuidade negativa com o fator de restrição que permita julgar uma estrutura com deslocabilidade satisfatória.

5.1 Deslocamentos horizontais

A partir dos resultados obtidos para cada caso de vento, tem-se os deslocamentos horizontais máximos para as piores situações mostrados no gráfico 1.

Gráfico 1 - Relação entre deslocamentos horizontais e os fatores de restrição à rotação



Fonte: Autor (2019).

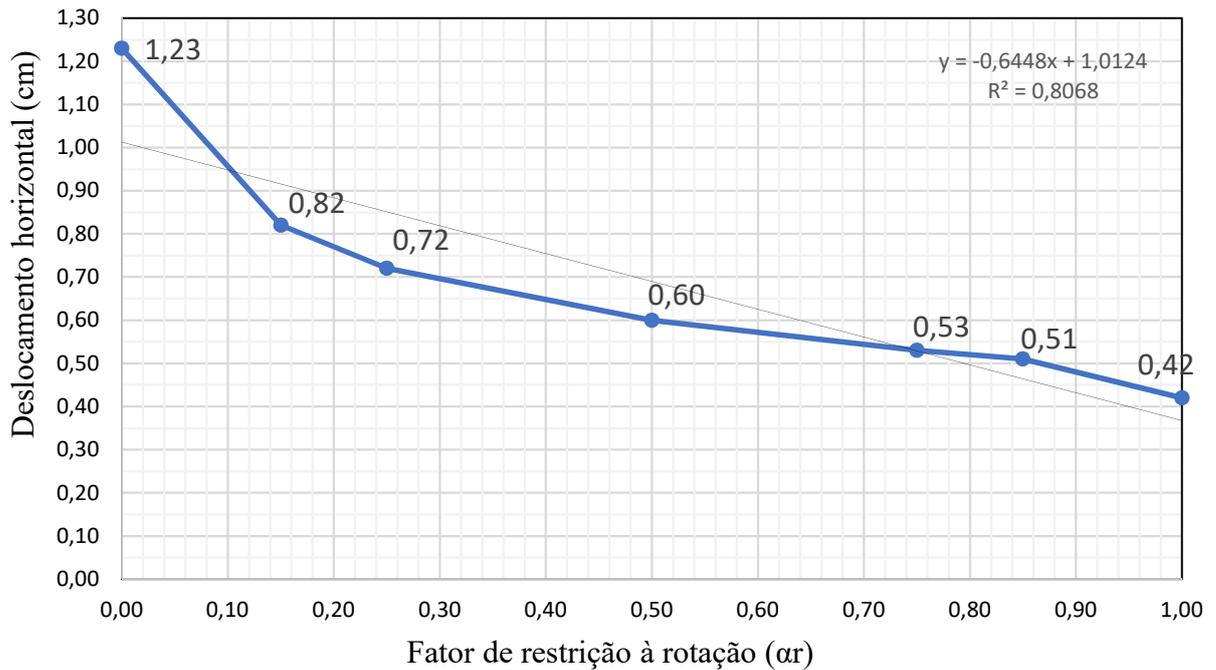
Pôde-se observar que quanto maior for o fator de restrição α_R da ligação viga-pilar menor será a deslocabilidade horizontal no topo da estrutura.

De acordo com a determinação dos estados limites de deformação no item 5.4.3, a NBR 9062:2017 limita os deslocamentos horizontais máximos no topo da edificação conforme a tabela 1 deste trabalho. Portanto, para o atendimento quanto ao limite de deslocamento do edifício de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado analisado, pela equação da linha de

tendência, é possível garantir a deslocabilidade limite para $H/1200$ (2cm), quando emprega-se uma ligação com fator de restrição maior ou igual a 0,738.

Ainda é necessário avaliar os deslocamentos horizontais entre pisos da edificação, representados no gráfico 2 a partir dos resultados obtidos para cada fator de engastamento.

Gráfico 2 - Relação entre os deslocamentos horizontais entrepisos e o fator de restrição à rotação da ligação viga-pilar



Fonte: Autor (2019).

Assim como para a deslocabilidade horizontal no topo da edificação, a NBR 9062:2017 ainda indica que a deslocabilidade limite entre pisos é limitada por $H_i/750$ (0,53cm), conforme tabela 1 deste trabalho.

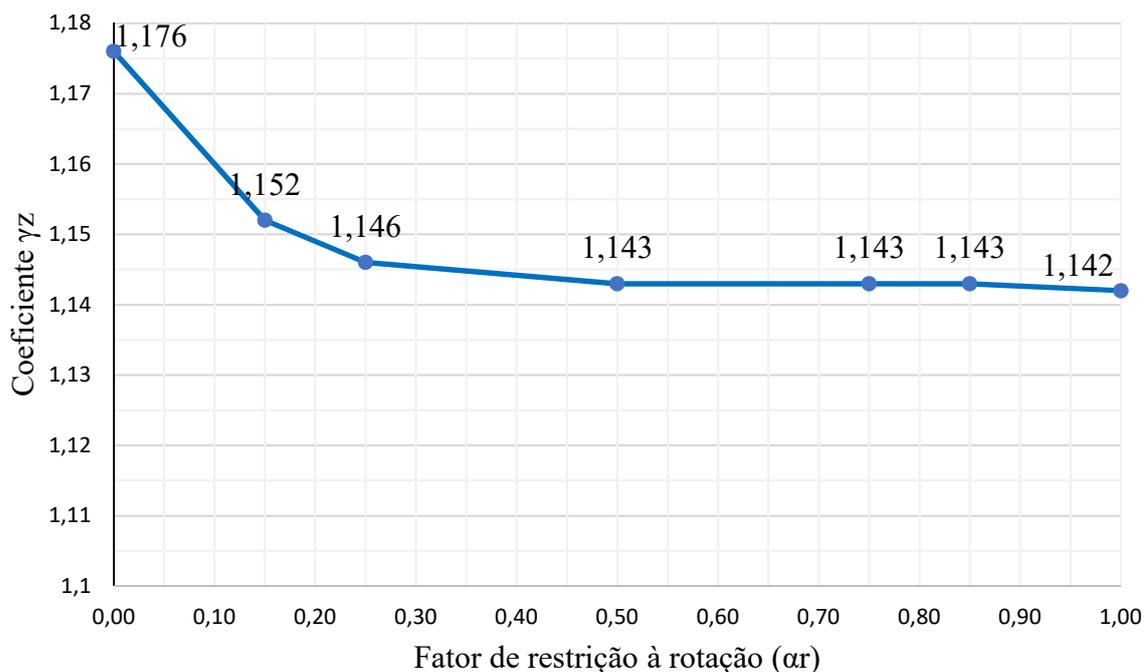
Com base na equação da linha de tendência é possível determinar o fator de restrição mínimo para o atendimento da norma, nesse caso, emprega-se um fator de restrição à rotação de 0,748.

5.2 Coeficiente γ_Z

A relação entre os efeitos de 1º ordem com os efeitos de 2º ordem foi mensurada a partir do coeficiente γ_z . Dessa forma, com os respectivos resultados para cada situação de engastamento produzido pela ligação obteve-se o pior valor do coeficiente entre as diferentes situações de vento.

Ainda foi possível evidenciar que a medida em que é acrescido o fator de restrição à rotação da ligação, menores são os efeitos de 2º ordem em relação aos efeitos de 1º ordem do arranjo estrutural estudado. No entanto, nota-se que as ligações com fator de restrição maior ou igual a 0,50 quase não obtiveram redução significativa do coeficiente γ_z , conforme o gráfico 1.

Gráfico 3 - Relação entre os fatores de restrição à rotação e o coeficiente γ_z



Fonte: Autor (2019).

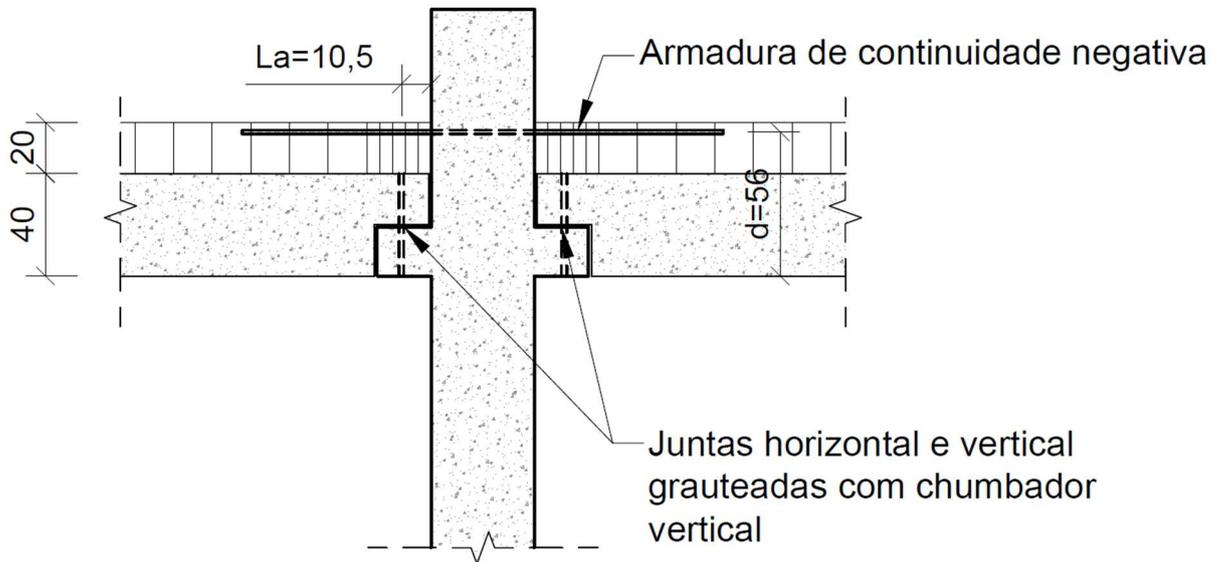
Outro ponto importante a ser analisado é que mesmo com o emprego de ligações resistentes à flexão, não foi possível conceber uma estrutura de nós fixos (que é o caso de estruturas onde os efeitos de 2º ordem são menores que 10% dos efeitos de 1º ordem) para as características da edificação estudada, nesse caso, segundo a NBR 9062:2017 a estrutura é classificada com deslocabilidade moderada onde os efeitos de 2º ordem globais devem ser considerados na estrutura a partir da majoração adicional das ações horizontais, onde que para o intervalo $1,10 < \gamma_z < 1,20$, emprega-se o fator de majoração reduzido de $0,95\gamma_z$.

5.3 Dimensionamento de ligação típica com armadura de continuidade negativa

Como forma de complementar a análise da estabilidade global de um edifício de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado e apresentar uma solução a problemática, foi dimensionada uma tipologia de ligação corrente nas estruturas pré-moldadas, conforme simplificação pelo método da rigidez secante apresentada na NBR 9062:2017.

A ligação corresponde a uma tipologia empregada quando se tem duas vigas chegando em um único pilar (interno), conforme a tipologia representada na figura 37.

Figura 37 – Ligação adotada com armadura de continuidade negativa



Fonte: Autor (2019).

Com base nos resultados obtidos para os parâmetros de estabilidade da estrutura, foi determinado que a ligação necessária para produzir um comportamento satisfatório a estrutura, necessitaria de uma ligação com fator de restrição à rotação negativa maior ou igual a 0,75 para o estudo de caso analisado.

Dessa forma, foram seguidos os critérios de projeto de ligações viga-pilar de acordo com a NBR 9062:2017. Primeiramente é necessário o levantamento dos dados iniciais da ligação adotada, que são apresentados na tabela 15.

Tabela 15 - Parâmetros da tipologia de ligação considerada no cálculo

Dados da ligação	Valores
α_r (fator de restrição à rotação)	0,75
E_{ci} , viga (kN/cm^2)	3100
I ,viga (cm^4)	360000
EI (sec) = $0,5 \cdot E_{ci}$,viga. I ,viga	5,58E+08
E_s (kN/cm^2)	21000
k (tipologia 1 - [NBR9062:2017])	0,75
d (cm)	56
L_{ef} do vão(cm)	510
L_a (cm)	10,5
$L_{ed} = 25 \cdot \varnothing_{média} + L_a$	45,5
$\varnothing_{média,est}$ (cm)	1,4

Fonte: Autor (2019).

Primeiramente, para o dimensionamento da ligação, isolou-se na equação (26) a rigidez secante da ligação necessária por representar um fator de restrição à rotação igual a 0,75.

$$R_{sec} = \frac{3.5,58 \times 10^8 \cdot 0,75}{(1 - 0,75) \cdot 510} = 9847058,82 \text{ kN.cm/rad}$$

Na sequência substitui-se na equação (27) a rigidez secante da ligação para a determinação da área de aço da armadura negativa de continuidade.

$$A_s = \frac{9,847 \times 10^6 \cdot 45,5}{0,75 \cdot 21000 \cdot 56^2} = 9,071 \text{ cm}^2$$

De acordo com a NBR 9062:2017 a armadura de continuidade negativa para as ligações em pilares intermediários deve ser dividida em 50% da armadura de cálculo passante dentro do pilar (por meio de luvas rosqueadas ou bainha grauteada) e 50% passante em uma faixa de 1,5 vez a largura do pilar (Figura 38).

Dessa forma, tem-se na tabela a descrição da armadura de continuidade adotada conforme sua posição na ligação.

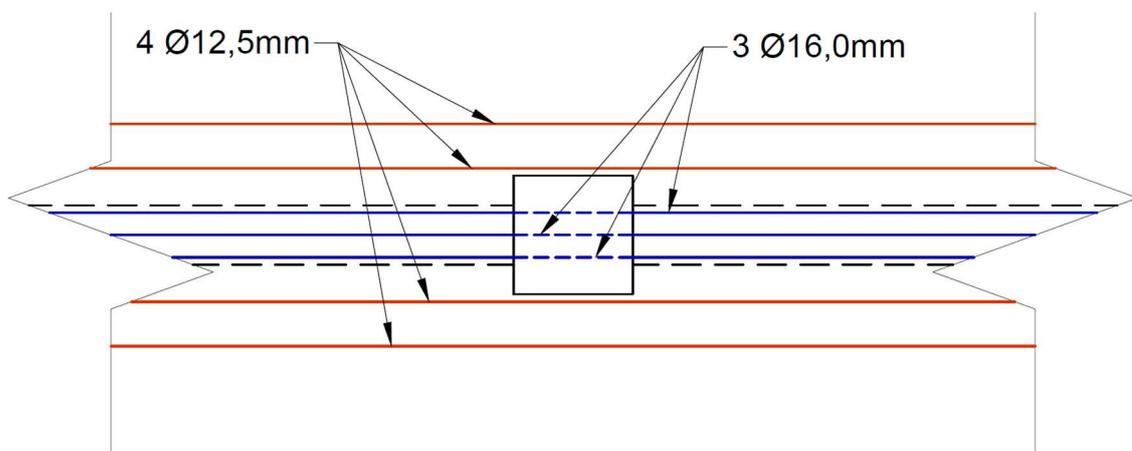
Tabela 16 - Descrição da armadura de continuidade adotada

Posição	Armadura	As, adotada (cm ²)
Passante dentro do pilar	3 Ø16,00	6,03
Passante ao lado do pilar	4 Ø12,50	4,91
∑As, adotada		10,94

Fonte: Autor (2019).

Na figura 38 é representada a disposição da armadura negativa passando pelo pilar e capa de concreto moldado no local.

Figura 38 – Disposições da armadura de continuidade interna e externa ao pilar



Fonte: Autor (2019).

6 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho foi de grande importância na estruturação do conhecimento na área de análise de estruturas em concreto armado, com foco na análise da estabilidade global de edificações de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado, possibilitando um aprofundamento em uma área carecida de conhecimento.

Por consequência, a experiência na utilização do software comercial de análise estrutural CAD/TQS para a avaliação do arranjo estrutural estudado, proporcionou um melhor entendimento à cerca da utilização de softwares especializados na análise de estruturas e como a boa prática destes influenciam na qualidade de projetos.

Tendo em vista o desenvolvimento do trabalho, mostrou-se positiva a consideração da rigidez das ligações viga-pilar na análise de estruturas em concreto pré-moldado com o efeito de pórtico, podendo ser em muitos casos uma boa alternativa ao contraventamento em estruturas de concreto pré-moldado por meio de núcleos rígidos e/ou seções maiores dos elementos estruturais.

Para o arranjo estrutural analisado, os deslocamentos horizontais da estrutura frente às ações do vento são reduzidos à medida em que se tem o aumento dos fatores de restrição a rotação por meio de ligações semirrígidas ou rígidas. A redução dos deslocamentos ainda tem como consequência na redução dos efeitos de 2º ordem.

A partir dos resultados de deslocamentos horizontais e consequentemente na avaliação do coeficiente γ_z para a estrutura analisada, verificou-se que a partir de um fator de restrição à rotação maior que 0,50 (50% de engastamento) os efeitos de 2º ordem não obtiveram grande expressividade até a consideração do engastamento perfeito entre as ligações, por conta disso, vale ressaltar que mesmo quando considerada uma ligação viga-pilar perfeitamente rígida ($\alpha_r=1$) a estrutura ainda apresentou os efeitos de 2º ordem maiores que 10% dos efeitos de 1º ordem, o que caracteriza uma estrutura de nós móveis onde se tem a simplificação dos efeitos de 2º ordem a partir da majoração dos esforços por $0,95\gamma_z$.

Para que a estrutura seja classificada de nós fixos, ou seja, para não levar em consideração os efeitos de 2º ordem, seria necessário o aumento das seções de pilares e vigas até a convergência onde o coeficiente γ_z fosse menor que 1,10.

6.1 Sugestões para trabalhos futuros

De forma a realizar uma análise mais completa sugere-se para os trabalhos futuros na análise global das estruturas em concreto pré-moldado, avaliar a influência da rigidez das

ligações viga-pilar sobre pórticos, por meio da discretização em um software utilizando o método dos elementos finitos

Por fim, ainda poderia ser avaliado outras formas para a estabilização de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado, como por exemplo, através de núcleos rígidos e paredes de contraventamento, assim como também pela contribuição do pavimento como diafragma pela transferência dos esforços horizontais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2014. 238 p.

_____. NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. 3 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2017. 86 p.

_____. NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações, Rio de Janeiro: Abnt, 2019. 60 p.

_____. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações, Rio de Janeiro: Abnt, 1988. 66 p.

CARVALHO, Roberto Chust. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2 / Roberto Chust Carvalho, Libânio Miranda Pinheiro. São Paulo: Pini, 2009. 589 p.

CEN – EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1996-1-8 – Eurocode 3: Design of steel of steel structures, Part 1-8. Brussels, 2005b, 133p.

DONIN, Christian. Ação do vento e desaprumo nas estruturas de concreto armado. Notas de aula da disciplina de projeto de estruturas em concreto armado, do curso de Engenharia Civil. Santa Cruz do Sul: UNISC, 2014.

DONIN, Christian. Concepção estrutural. Notas de aula da disciplina de projeto de estruturas em concreto armado, do Curso de Engenharia Civil. Santa Cruz do Sul: UNISC, 2015.

DONIN, Christian. Análise da instabilidade e os efeitos de 2º ordem nas estruturas de concreto armado. Notas de aula da disciplina de projeto de estruturas em concreto armado, do curso de Engenharia Civil. Santa Cruz do Sul: UNISC, 2014.

EL DEBS, Mounir Khalil. Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2017. 456 p.

FERREIRA, Marcelo de Araújo; EL DEBS, Mounir Khalil; ELLIOTT, Kim S. Modelo teórico para projeto de ligações semi-rígidas em estruturas de concreto pré-moldado. Anais. São Paulo: IBRACON, 2002.

FIB – INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. *fib bulletin 43*: Structural connections for precast concrete buildings (guide to good practice), Switzerland, 2008. 360p.

MARIN, Marcelo Cuadrado. Contribuição à análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos. 2009. 213 f. Dissertação (Mestrado) - Curso

de Pós-graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas, Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-03032010-082525/pt-br.php>>.

Acesso em: 25 maio 2019.

MIOTTO, Anamaria Malachini. Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: Análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor. 2001. 234 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2002. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-22062006-133702/pt-br.php>>. Acesso em: 15 de março de 2019.

PCI – PRECAST/PRESSTRESSED CONCRETE INSTITUTE. Connections manual for precast and prestressed concrete constructions. 1 ed. Chicago: Pci, 2008. v. 1.

KIMURA, Alio. Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculos de edifícios com uso de sistemas computacionais. São Paulo: Pini, 2007. 624 p

ANEXO A – PLANTA DE FORMAS DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

