

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

ARTHUR HIRATSUKA REZENDE

**EFICIÊNCIA DE LIGAÇÃO SEMIRRÍGIDA APLICADA EM CONCRETO
PRÉ-MOLDADO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CURITIBA

2018

ARTHUR HIRATSUKA REZENDE

**EFICIÊNCIA DE LIGAÇÃO SEMIRRÍGIDA APLICADA EM CONCRETO
PRÉ-MOLDADO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientadora: Prof.^a Dra. Daniela Gutstein

Coorientadora: Prof.^a Dra. Érica Fernanda Aiko Kimura

Coorientador: Eng.^o Hercílio Alencar Ferrari

CURITIBA

2018

FOLHA DE APROVAÇÃO

EFICIÊNCIA DE LIGAÇÃO SEMIRRÍGIDA APLICADA EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO

Por

ARTHUR HIRATSUKA REZENDE

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, defendido e aprovado no primeiro semestre de 2018, pela seguinte banca de avaliação presente:

Prof. Orientador – Daniela Gutstein, Dra.
UTFPR

Prof. Co-Orientador – Érica Fernanda Aiko Kimura, Dra.
UTFPR

Co-Orientador – Hercílio Alencar Ferrari, Eng.
HF Projetos Estruturais

Prof. Renata Sá Brito Stramandinoli, Dra.
UTFPR

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos especiais à família, em especial minha mãe, Suzie, minha irmã, Sarah, e meu pai, Silvio, que sempre estiveram ao meu lado e sempre contribuíram nessa caminhada.

Minha maior consideração às famílias de São Paulo e Minas Gerais, a distância pode ter sido um entrave, mas todos os momentos em que passamos juntos são especiais.

A todos os professores e professoras, que se fizeram presentes e interessados, aos quais não podem deixar de receber os devidos créditos. Agradecimento especial às professoras Renata Stramandinoli, primeira professora de área de estruturas (ainda no ensino técnico), Érica Kimura, sempre muito solícita e coorientadora do presente trabalho, e Daniela Gutstein, que orientou o presente trabalho e com quem pude ter discussões bastante esclarecedoras e produtivas.

Minha maior gratidão aos profissionais com quem trabalhei, nos últimos 8 anos, na HF Projetos Estruturais. Um reconhecimento especial ao engenheiro Hercílio Ferrari, o qual foi um mentor inigualável, tanto para questões técnicas de engenharia quanto para questões práticas da vida - e que tenho em mais alta conta. Agradecimentos também aos engenheiros Sandro Bunn e Vilmar Porto, que me ensinaram o que é preciso para ser um bom engenheiro.

A todas as pessoas que tivemos destinos cruzados, e que foram especiais de alguma forma, minha gratidão, sem que a ordem em que aqui são citados (fora os que esqueci momentaneamente, mas nunca de forma duradoura) diga respeito a um grau de afinidade: André, Alexandre, Otávio, Giovanna, Debora, Ribamar, Gustavo, Mauro, Felipe, Marcela, Louise, Olívia, Isadora, Fernando, Guilherme, Fernando, Lucas, Luís, Alexandre, João, Marcela, Isadora, Wagner, Guilherme, João, Rodrigo, Arthur, Cláudio, André, e os que sabem que para mim são importantes.

Agradecimentos a Pró-Reitoria de Graduação e Educação Profissional (PROGRAD) e a Pró-Reitoria de Relações Empresariais e Comunitárias (Prorec), da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), pela bolsa de apoio à execução de Trabalhos De Conclusão de Curso - TCC.

*[...] foi tudo ilusão passageira
que a brisa primeira levou [...]*

Chico Buarque

RESUMO

REZENDE, Arthur Hiratsuka. **Eficiência de ligação semirrígida aplicada em concreto pré-moldado**. 2018. 137f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2018.

A adoção de sistemas construtivos, baseados em concreto pré-moldado, é recorrente em estruturas construídas no Brasil. Com a adoção desse sistema em edificações cada vez mais esbeltas ou que almejam uma estrutura com maior rigidez (e, por conseguinte, menor ocorrência de fissuras e deformações nos elementos, estruturais ou não), são necessárias considerações na análise estrutural que permitam a materialização do projeto. A introdução de ligações semirrígidas, entre vigas e pilares pré-moldados, é uma solução que contribui no enrijecimento da estrutura, impactando na redistribuição de esforços entre seus elementos componentes, na deslocabilidade da estrutura e na estabilidade global da mesma. Uma vez que o cálculo da rigidez secante da ligação, ao momento fletor negativo, só foi incluído na última versão da norma ABNT NBR 9062:2017, realizou-se uma comparação entre metodologias de cálculo: entre o disposto na norma pertinente e através do Método dos Componentes, de forma a analisar o quão conservadora (a favor da segurança) é a norma vigente. No presente trabalho também se estudam os efeitos promovidos por esse tipo de ligação entre elementos, através de modelagem computacional aliada à análises paramétricas, nas estruturas pré-moldadas. Foi dado enfoque nos resultados de esforços solicitantes de momento fletor (nas vigas e na base dos pilares), de deslocabilidade da estrutura (em serviço) e de estabilidade global (analisada pelo coeficiente γ_z). No presente trabalho expõe-se um estudo realizado sobre o fator de restrição a rotação (conforme disposto em norma) de ligações semirrígidas, para fins de estimativa do momento fletor que atuará na ligação. Por fim, comenta-se sobre as hipóteses simplificadoras e parâmetros de projeto adotados bem como se discorre sobre a aplicabilidade (e as dificuldades) de se empregar o disposto nas normas utilizadas.

Palavras-chave: Ligações semirrígidas. Concreto pré-moldado. Rigidez à flexão. Fator de restrição à rotação. Método dos Componentes.

ABSTRACT

REZENDE, Arthur Hiratsuka. **Efficiency of hybrid connection on precast concrete**. 2018. 137f. Undergraduate thesis (Civil Engineering degree) Federal Technologic University of Paraná. Curitiba. 2018.

The adoption of construction systems, based on precast concrete, is recurrent in structures built in Brazil. With the adoption of precast concrete structures in buildings, that are increasingly slender or that seek a structure with greater rigidity (and, therefore, less occurrence of cracks and deformations in the elements, structural or not), there are considerations necessary in the structural analysis to allow the materialization of the project. The introduction of hybrid connections between beams and pillars is a solution that contributes to the structure stiffening, impacting the redistribution of stresses between its component elements, the displaceability of the structure and the overall stability of the structure. Since the calculation method to obtain the connection's stiffness, to negative bending moment, was included only in the latest version of the Brazilian standard, a comparison was made between two calculation methods: by the displayed in the Brazilian standard and by the Method of Components, in order to analyze how conservative (in favor of security) are the current standard. The present work also studied the effect promoted by this type of connection between elements, thought computer modeling combined with the parametric analysis, in precast concrete structures. The present work looks up for the results of internal forces of bending moment (on beams and pillar base), structure displacements (in service) and global stability (analyzed by γ_z). coefficient). Also, a study was conducted on the rotation restriction factor (as provided in the standard) of semi-rigid connections, to estimate the bending moment on the ends of the linked beam, with hybrid connections. Finally, it's disposed on the simplifying hypotheses and design parameters adopted, as well as on the applicability (and difficulties) of using the provisions in the Brazilian standards used.

Keywords: Hybrid connections. Precast concrete. Connection's stiffness. Method of Components

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1 ELEMENTOS TÍPICOS DE ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS.....	23
FIGURA 2 SEÇÕES TÍPICAS DE VIGAS	24
FIGURA 3 PARÂMETROS PARA DENTE GERBER EM VIGA.....	24
FIGURA 4 TIPOS DE PRÉ-LAJES.....	25
FIGURA 5 TIPOS DE ARMADURAS PARA CONSOLOS	26
FIGURA 6 PILAR E ELEMENTOS ACESSÓRIOS	27
FIGURA 7 TIPOS DE LIGAÇÕES RÍGIDAS	33
FIGURA 8 EMENDA DE PILARES	33
FIGURA 9 MOMENTO FLETOR EM VIGAS BIAPOIADAS E BIENGASTADAS	40
FIGURA 10 MOMENTO FLETOR EM VIGAS SEMICONTÍNUAS	40
FIGURA 11 DEFORMAÇÕES DE LIGAÇÕES.....	42
FIGURA 12 TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS PILAR-FUNDAÇÃO	42
FIGURA 13 CURVA MOMENTO-ROTAÇÃO.....	44
FIGURA 14 CENTRO DE GIRO NO APOIO	45
FIGURA 15 LIGAÇÃO VIGA-PILAR - PILAR INTERNO (TIPOLOGIA 1).....	46
FIGURA 16 LIGAÇÃO VIGA-PILAR - PILAR DE FACHADA (TIPOLOGIA 3).....	47
FIGURA 17 FATOR DE RESTRIÇÃO À ROTAÇÃO α_r	49
FIGURA 18 COMPRIMENTO EFETIVO PARA CÁLCULO DO FATOR α_r	49
FIGURA 19 DISCRETIZAÇÃO PARA O MÉTODO DOS COMPONENTES	58
FIGURA 20 APROXIMAÇÃO BILINEAR DA LIGAÇÃO	59
FIGURA 21 FORÇAS ATUANTES NA LIGAÇÃO - MOMENTO NEGATIVO.....	60
FIGURA 22 MÉTODO DOS COMPONENTES - MOMENTO NEGATIVO	61
FIGURA 23 MODELO GENÉRICO DISCRETIZADO.....	66
FIGURA 24 SEÇÃO TRANSVERSAL ADOTADA - SEÇÃO “L”	67
FIGURA 25 SEÇÃO TRANSVERSAL ADOTADA - SEÇÃO “T”	68
FIGURA 26 SEÇÃO TRANSVERSAL ADOTADA - VIGA DE FECHAMENTO	69
FIGURA 27 INTERFACE PLANILHA ELETRÔNICA - SEÇÃO TRANSVERSAL.....	71
FIGURA 28 INTERFACE PLANILHA ELETRÔNICA - RIGIDEZ LIGAÇÕES.....	71
FIGURA 29 VALIDAÇÃO DE ROTINA DE CÁLCULO - ESTRUTURA ADOTADA...	74
FIGURA 30 ESFORÇOS ORIUNDOS DO VENTO	79
FIGURA 31 INTERFACE PLANILHA ELETRÔNICA - CARREGAMENTOS	79
FIGURA 32 ESTRUTURA IDEALIZADA	80
FIGURA 33 ÁBACO DE DIMENSIONAMENTO LAJE ALVEOLAR	82
FIGURA 34 DESLOCAMENTOS - VENTO PARALELO ÀS VIGAS	83
FIGURA 35 DESLOCAMENTOS - VENTO PERPENDICULAR ÀS VIGAS	84
FIGURA 36 FLUXOGRAMA DA MODELAGEM.....	89
FIGURA 37 ANÁLISE 01 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO.....	91
FIGURA 38 ANÁLISE 02 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO.....	92

FIGURA 39 ANÁLISE 03 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO.....	93
FIGURA 40 ANÁLISE 04- COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO.....	94
FIGURA 41 ANÁLISE 05 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO.....	95
FIGURA 42 ANÁLISE 06 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO.....	96
FIGURA 43 COEFICIENTE γ_z - ANÁLISE PARAMÉTRICA 01	99
FIGURA 44 DESLOCAMENTOS - ANÁLISE PARAMÉTRICA 01	100
FIGURA 45 DESLOCAMENTOS - ANÁLISE PARAMÉTRICA 01	101
FIGURA 46 MOMENTOS NOS PILARES - ANÁLISE PARAMÉTRICA 01	102
FIGURA 47 MOMENTOS FLETORES SOLICITANTES - VIGAS	103
FIGURA 48 COEFICIENTE γ_z - ANÁLISE PARAMÉTRICA 02	106
FIGURA 49 DESLOCAMENTOS - ANÁLISE PARAMÉTRICA 02	107
FIGURA 50 DESLOCAMENTOS - ANÁLISE PARAMÉTRICA 02	108
FIGURA 51 MOMENTOS NOS PILARES - ANÁLISE PARAMÉTRICA 02.....	109
FIGURA 52 COEFICIENTE γ_z - ANÁLISE PARAMÉTRICA 03	111
FIGURA 53 DESLOCAMENTOS - ANÁLISE PARAMÉTRICA 03	112
FIGURA 54 DESLOCAMENTOS - ANÁLISE PARAMÉTRICA 03	113
FIGURA 55 MOMENTOS NOS PILARES - ANÁLISE PARAMÉTRICA 03.....	114
FIGURA 56 COEFICIENTE γ_z - ANÁLISES COMPLEMENTARES.....	116
FIGURA 57 DESLOCAMENTOS - ANÁLISES COMPLEMENTARES.....	116
FIGURA 58 APROXIMAÇÃO DA RELAÇÃO DE MOMENTOS - CASO CSR	120
FIGURA 59 RELAÇÃO DE MOMENTOS - CASO COM 3 PAVIMENTOS.....	121
FIGURA 60 RELAÇÃO DE MOMENTOS - CASO COM 4 PAVIMENTOS.....	122
FIGURA 61 RELAÇÃO DE MOMENTOS - CASO COM 5 PAVIMENTOS.....	122
FIGURA 62 RESULTADO RELAÇÃO $((M_e M_{eng})/ ar)$	123
FIGURA 63 FORÇAS ATUANTES NA LIGAÇÃO - MOMENTO POSITIVO	134
FIGURA 64 MÉTODO DOS COMPONENTES - MOMENTO POSITIVO.....	135
FOTOGRAFIA 1 VIGAS ROTULADAS	31
FOTOGRAFIA 2 LIGAÇÃO RÍGIDA.....	31
FOTOGRAFIA 3 VIGAS ENGASTADAS.....	32
FOTOGRAFIA 4 LIGAÇÃO SEMIRRÍGIDA.....	35
FOTOGRAFIA 5 DETALHES RELATIVOS À ARMADURA DE CONTINUIDADE	35
FOTOGRAFIA 6 FASE DE MONTAGEM - ESTRUTURA COM LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS	37
QUADRO 1 MECANISMOS DE DEFORMAÇÃO.....	38
QUADRO 2 CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES	50
QUADRO 3 DESLOCABILIDADE DE ESTRUTURAS SEGUNDO A ABNT NBR 9062:2017	53
QUADRO 4 RIGIDEZ SECANTE PARA ANÁLISE DE 2ª ORDEM.....	54
QUADRO 5 GEOMETRIA SEÇÃO TRANSVERSAL “L”	67

QUADRO 6 GEOMETRIA SEÇÃO TRANSVERSAL “T”	68
QUADRO 7 GEOMETRIA SEÇÃO TRANSVERSAL RETANGULAR	69
QUADRO 8 DADOS DE ENTRADA PARA O CÁLCULO DA RIGIDEZ	70
QUADRO 9 PARÂMETROS DE INTERESSE	72
QUADRO 10 VALIDAÇÃO DA ROTINA DE CÁLCULO - ESTABILIDADE GLOBAL	75
QUADRO 11 PARÂMETROS DA ESTRUTURA IDEALIZADA - 3 PAVIMENTOS ...	81
QUADRO 12 SOBRECARGAS DA ESTRUTURA IDEALIZADA	81
QUADRO 13 ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA DIREÇÃO DAS VIGAS	82
QUADRO 14 PARÂMETROS E CASOS DA ANÁLISE PARAMÉTRICA	85
QUADRO 15 CASOS DAS ANÁLISES PARAMÉTRICAS COMPLEMENTARES	87
QUADRO 16 RESULTADOS MOMENTOS FLETORES SOLICITANTES - VIGAS	103

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 VALIDAÇÃO DO CÁLCULO - MÉTODO DOS COMPONENTES	72
TABELA 2 VALIDAÇÃO DO CÁLCULO - RIGIDEZ VIGAS	74
TABELA 3 RIGIDEZES ADOTADAS - ANÁLISE PARAMÉTRICA 01.....	86
TABELA 4 ANÁLISE 01 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO.....	91
TABELA 5 ANÁLISE 02 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO.....	92
TABELA 6 ANÁLISE 03 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO.....	93
TABELA 7 ANÁLISE 04 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO.....	94
TABELA 8 ANÁLISE 05 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO.....	95
TABELA 9 ANÁLISE 06 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO.....	96
TABELA 10 RESULTADOS ANÁLISE PARAMÉTRICA 01	99
TABELA 11 RESULTADOS ANÁLISE PARAMÉTRICA 02	105
TABELA 12 RESULTADOS ANÁLISE PARAMÉTRICA 03	110
TABELA 13 RESULTADOS ANÁLISES PARAMÉTRICAS COMPLEMENTARES.	115
TABELA 14 PROPORÇÃO ENTRE CARREGAMENTOS ATUANTES	118
TABELA 15 RELAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES DA VIGA	118
TABELA 16 FATOR DE EQUIVALENTE DE ENGASTE Ω	119
TABELA 17 VALIDAÇÃO DO CÁLCULO - MÉTODO DOS COMPONENTES	137

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO.....	13
1.2 JUSTIFICATIVA.....	14
1.3 OBJETIVO PRINCIPAL	15
1.4 OBJETIVOS SECUNDÁRIOS.....	15
1.5 METODOLOGIA	15
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	18
2.1 INTRODUÇÃO.....	18
2.2 ESTADO DA ARTE - TESES E DISSERTAÇÕES	18
2.2.1 Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado - Tese (FERREIRA, 1999).....	18
2.2.2 Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor - Tese (MIOTTO, 2002).....	19
2.2.3 Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado parcialmente resistente a momento fletor - Dissertação (BALDISSERA, 2006).....	19
2.2.4 Comportamento de vigas protendidas pré-moldadas com ligações semi-rígidas - Dissertação (CATOIA, 2007).....	20
2.2.5 Análise da estabilidade de estruturas pré-moldadas de concreto: influência das ligações semi-rígidas - Dissertação (JEREMIAS JÚNIOR, 2007)	20
2.2.6 Estudo da continuidade em ligações laje-viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto - Dissertação (KATAOKA, 2007)	21
2.2.7 Contribuição à análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos - Dissertação (MARIN, 2009)	21
2.2.8 Contribuição ao projeto de estruturas multi-piso reticuladas em concreto pré-moldado - Tese (MOTA, 2009).....	22
2.2.9 Contribuição à avaliação da estabilidade global e pré-dimensionamento de pórticos planos em concreto pré-moldado - Dissertação (LINS, 2013)	22
2.3 ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS	22
2.4 LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS.....	27
2.4.1 Ligação Rotulada.....	30
2.4.2 Ligação Rígida	31
2.4.3 Ligação Semirrígida	34
2.4.4 Mecanismos de Deformação	37
2.5 ANÁLISE DE ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS	39
2.5.1 Recomendações Normativas.....	43
2.5.2 Comportamento Não Linear.....	50
2.5.3 Estabilidade Global	52
2.5.4 Método dos Componentes	57
3 DESENVOLVIMENTO.....	65
3.1 ESTUDOS INICIAIS.....	65

3.1.1 Discretização da Estrutura	65
3.1.2 Rigidez de Ligações Viga-Pilar	69
3.1.3 Análise Estrutural	73
3.2 HIPÓTESES SIMPLIFICADORAS	77
3.3 PARÂMETROS DE PROJETO	78
3.4 ESTUDOS PARAMÉTRICOS	80
3.4.1 Definição da Estrutura	80
3.4.2 Parâmetros Analisados	85
3.4.3 Modelagem da Estrutura	88
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	90
4.1 ESTUDOS DA RIGIDEZ DA LIGAÇÃO	90
4.2 ANÁLISES PARAMÉTRICAS	97
4.2.1 Análise Paramétrica 01	98
4.2.2 Análise Paramétrica 02	104
4.2.3 Análise Paramétrica 03	110
4.2.4 Análises Paramétricas Complementares	114
4.2.5 Estudo Sobre o Fator de Restrição α_r	117
4.3 RESULTADOS ESPERADOS E RESULTADOS ATINGIDOS	125
5 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	127
5.1 CONCLUSÕES E DISCUSSÕES	127
5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	129
REFERÊNCIAS	131
APÊNDICE A - MÉTODO DOS COMPONENTES - MOMENTO POSITIVO	134

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

A adoção de estruturas pré-moldadas tem sido cada vez mais frequente nos empreendimentos brasileiros, muito devido a racionalização de processos que pode ser obtida *in situ* e ao controle tecnológico inerente aos elementos pré-moldados.

Atualmente os empreendimentos têm extrapolado o tradicional, de estruturas com grande área de implantação e baixa altura, para edificações cada vez mais esbeltas. Isso exige a adoção de diferentes soluções para tornar exequível o processo de construção e manter a estabilidade global da estrutura.

A determinação da tipologia da ligação - e de sua rigidez equivalente - entre os elementos pré-moldados influencia diretamente no desempenho da estrutura, promovendo a restrição de deslocamentos e, por conseguinte, a redistribuição de esforços solicitantes nos elementos estruturais.

A análise estrutural clássica idealiza as ligações como nós, que permitem ou restringem a totalidade da deformabilidade dos elementos, caracterizando-as como rótulas ou engastes. Uma análise pragmática não permite conceber esse comportamento nas ligações entre elementos de estruturas pré-moldadas correntes, uma vez que mesmo ligações concebidas como articuladas podem possuir certa rigidez à flexão e ligações concebidas como rígidas podem apresentar deformabilidade à flexão e ao cisalhamento.

Neste cenário, a ABNT NBR 9062:2017 (ABNT, 2017) contribui com parâmetros para aproximar a rigidez secante da ligação, para tipologias de ligações viga-pilar que representam os casos mais comuns em estruturas pré-moldadas.

As estruturas pré-moldadas geralmente podem ser discretizadas como sendo formadas por pórticos planos sucessivos, com os pilares engastados na base e as vigas articuladas. Um projeto concebido com esse arranjo estrutural resulta em poucos elementos com rigidez contribuintes para a estabilidade global da estrutura, gerando concentrações de esforços.

Portanto, a introdução de vinculação semirrígida (com rigidez intermediária, nem rotulada nem engastada) em modelos de estruturas aporticadas é uma forma de aprimorar a análise da estrutura, com a finalidade de aproximar o comportamento do

modelo com a estrutura real e obter resultados mais acurados. Esse refinamento na análise pode possibilitar um melhor aproveitamento dos materiais, com subsequente economia e otimização da estrutura.

Desta forma, é possível conceber uma estrutura com redundância estática, promovendo um grau de fissuração menor decorrente de deformações amenizadas. Esse comportamento para uma estrutura pré-moldada é desejável, uma vez que propicia estruturas com a deslocabilidade e abertura de fissuras em grau reduzido, com possível redução das patologias relacionadas aos fatores mencionados.

A fim de contribuir com o desenvolvimento e disseminação desse tipo de solução para estruturas pré-moldadas, as quais só foram incluídas na última versão da ABNT NBR 9062:2017, serão feitos estudos aplicando as novas recomendações e os critérios apresentados na norma vigente, respeitando o recomendado na ABNT NBR 6118:2014 (ABNT, 2014).

1.2 JUSTIFICATIVA

O uso de estruturas pré-moldadas, nos mais diversos tipos de empreendimentos, resulta em especificidades intrínsecas, de acordo com cada tipo de operação. Isso resulta em solicitações diversas nas estruturas, que devem ser absorvidas pelos elementos constituintes das mesmas.

Para que a estrutura tenha um comportamento satisfatório em serviço, sem apresentar fissuração, deformações ou vibrações excessivas, é necessário que a distribuição dos esforços solicitantes seja feita de forma a mobilizar diversos elementos, considerando a colaboração efetiva entre eles e reduzindo os locais de concentração de tensões.

No cenário de estruturas pré-moldadas mais arrojadas, o estudo das vinculações entre seus elementos é um avanço no sentido de estruturas mais seguras. A norma ABNT NBR 9062:2017 propõe tipologias de vinculações permitindo análises mais refinadas das estruturas, possibilitando que os projetistas passem a adotar esse tipo de concepção estrutural amparados por norma vigente.

A aplicação do que é proposto na norma serve como balizador de resultados, permitindo análises sobre a eficiência da adoção de ligações semirrígidas, os métodos

construtivos a fim de se obter uma tipologia padrão de ligação e a resposta dos elementos para quando a introdução de um novo vínculo entre si.

Desta forma o presente trabalho, que busca versar principalmente na ligação entre elementos de barra (vigas e pilares), delimitará a pesquisa e reunião de acervo às tipologias específicas de ligações descritas na norma pertinente.

1.3 OBJETIVO PRINCIPAL

Avaliar os efeitos de vinculação semirrígida entre vigas e pilares de estruturas pré-moldadas, para fins de projeto, utilizando modelagem computacional.

1.4 OBJETIVOS SECUNDÁRIOS

Os objetivos específicos a serem alcançados ao longo do trabalho são:

- a) Definir uma metodologia a ser aplicada na análise estrutural e modelagem computacional de estruturas reticuladas pré-moldadas;
- b) Estimar, através de métodos analíticos, a rigidez secante, o fator de restrição à rotação e o momento-limite de escoamento de ligações semirrígidas entre viga e pilar;
- c) Realizar análises paramétricas, e interpretar os dados obtidos, dando enfoque na deslocabilidade da estrutura e nos esforços solicitantes;
- d) Comparar duas estimativas, relacionadas com fator de restrição à rotação da ligação, para os esforços solicitantes de momento fletor negativo na ligação.

1.5 METODOLOGIA

A fim de se atingir os objetivos explicitados pretende-se seguir a seguinte metodologia de trabalho:

a) Revisão bibliográfica

Realizar a revisão bibliográfica sobre a vinculação semirrígida em estruturas pré-moldadas, englobando as principais linhas de pesquisa e a abordagem que os autores se valeram para desenvolver seus estudos.

Nesta revisão é dada ênfase à influência que a adoção de vinculação semirrígida promove nas estruturas pré-moldadas, em particular na influência na estabilidade global, nos deslocamentos e na distribuição de esforços nos elementos que constituem a estrutura.

b) Definição da ligação a ser estudada

A escolha da tipologia da ligação será pautada por dois principais condicionantes: a facilidade da execução da mesma e a existência da tipologia na última versão da ABNT NBR 9062:2017.

A rigidez da ligação ao momento fletor negativo será calculada através do disposto na ABNT NBR 9062:2017, e validada através de comparação com a calculada pelo Método dos Componentes.

c) Adoção de parâmetros de projeto e hipóteses simplificadoras.

Serão reunidos projetos (Cortesia HF Projetos Estruturais) de estruturas já executadas, e que contem com soluções estruturais análogas às que serão estudadas no presente trabalho. Desta forma, será possível estabelecer parâmetros de projeto e hipóteses simplificadoras necessários ao desenvolvimento do presente trabalho.

A geometria dos elementos estruturais e as sobrecargas atuantes na estrutura serão adotadas a partir do definido em projetos, bem como parâmetros relativos aos materiais (e.g. resistência à compressão do concreto pré-moldado e *in loco*) e parâmetros de projeto (como classe de agressividade ambiental e esforços oriundos do vento).

d) Estudos de modelagem e análises paramétricas

Nessa etapa pretende-se elucidar a influência de variáveis (e.g. rigidez da ligação e geometria da estrutura) nos resultados dos modelos. Espera-se explorar as funcionalidades de programas de modelagem computacional de estruturas e automatizar, até certo ponto, o processo de modelagem.

A partir das análises paramétricas, serão exploradas as respostas da estrutura frente a diferentes casos. Serão contempladas variações na

geometria da estrutura, como disposição das vigas, número de pavimentos e modulação da obra, assim como variações na rigidez das ligações entre elementos.

Será feito um estudo, para um dos casos analisados, sobre o fator de restrição à rotação, a fim de se aproximar qual será o esforço solicitante, de momento fletor negativo, nas extremidades de uma viga pré-moldada com ligações semirrígidas.

e) Análise dos resultados

Concluídas as análises e estudos será possível discorrer acerca dos resultados obtidos, buscando esclarecer quais os efeitos proporcionados na estrutura pela introdução de ligações semirrígidas, tanto localmente (nos elementos isolados) quanto no comportamento global (deslocabilidade e distribuição dos esforços solicitantes) da mesma.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

Para o presente trabalho a revisão bibliográfica é feita através de busca de dissertações e teses em bases de dados, do levantamento de artigos em periódicos (com qualificação mínima B3 no sistema Qualis Periódicos), consulta da normalização técnica aplicável e literatura consagrada na área.

Os principais temas pesquisados foram: como qualificar a vinculação entre elementos pré-moldados, quais os modelos propostos para a análise estrutural, qual o comportamento dos elementos que compõem as ligações semirrígidas e os procedimentos simplificados de análise e dimensionamento das ligações.

As principais teses e dissertações reunidas acerca do tema são descritas brevemente, no intuito de esclarecer o estado da arte dessa linha de pesquisa em particular. Destacam-se a EESC-USP e o grupo de pesquisa NETPre, vinculado à UFSCar, como os principais produtores de conteúdo nacional sobre o tema.

2.2 ESTADO DA ARTE - TESES E DISSERTAÇÕES

Apresenta-se, nos itens a seguir, os principais trabalhos encontrados na área de pesquisa e um resumo de seus principais aspectos.

2.2.1 Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado - Tese (FERREIRA, 1999)

Nesse trabalho são idealizados dois modelos de ligações para análise, com enfoque na deformabilidade ao cisalhamento da ligação. Um dos modelos adota material elastomérico como aparelho de apoio e chumbador reto, sendo a ancoragem do chumbador na viga realizada através de uma chapa presa com porca.

O segundo modelo idealizado considera chapas e cantoneiras, posicionadas na viga e no consolo, soldadas, estudando o comportamento da ligação com base na sua resistência e na sua rigidez à flexão.

Para o primeiro caso, o autor apresenta algumas recomendações, como uma relação entre a altura do aparelho de apoio e o diâmetro do chumbador, inferindo que o fator de forma do aparelho de apoio tem influência direta no comportamento da ligação, apresentando recomendações para melhor desempenho da mesma.

A partir do segundo modelo, o autor conclui que o equacionamento adotado apresentou uma boa estimativa para os resultados teóricos, no qual se obteve uma rigidez secante teórica que correspondeu a 105 % do valor da rigidez obtida pela curva experimental da ligação, assim como foi apresentado que a rigidez da ligação soldada correspondia a 83% da rigidez de uma ligação monolítica.

2.2.2 Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor - Tese (MIOTTO, 2002)

O trabalho consiste no estudo de dois modelos de ligação viga pilar, o primeiro considerando uma ligação viga-pilar, típica de galpões e já estudada (SOARES, 1998), e o segundo composto por viga, pilar e laje pré-moldada, com armadura de continuidade passante no pilar.

A análise se deu através de ensaios físicos, modelagem e simulações numéricas, no intuito de analisar a deformabilidade das ligações estudadas.

Para o primeiro modelo a autora concluiu que a ligação foi capaz de transmitir mais de 90% do momento atuante nos dois sentidos, apresentando um comportamento muito próximo de uma ligação rígida.

No segundo modelo uma das conclusões é que o momento fletor resistente positivo seria da ordem de 20% do momento fletor resistente negativo, muito devido a uma redução acentuada da rigidez inicial, que ocorre junto com a fissuração da ligação, para baixos valores de solicitação. A autora também ressalta a importância do chumbador para a ductilidade da ligação

2.2.3 Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado parcialmente resistente a momento fletor - Dissertação (BALDISSERA, 2006)

No trabalho são estudados dois modelos de ligação, um representa um pilar interno (com transpasse de armadura pelo pilar) e outro representa um pilar de

extremidade, com o detalhe construtivo de se adotar chumbadores inclinados em ambos os casos.

A autora observou que, para os momentos de plastificação, o modelo do pilar interno resistiu a momentos aproximadamente 30% maiores que o pilar externo, que não contava com armadura de continuidade. A autora também salienta que para a ligação estudada agem sobre o chumbador o efeito de pino (relacionado com esforços cortantes) e o efeito de tração.

2.2.4 Comportamento de vigas protendidas pré-moldadas com ligações semi-rígidas - Dissertação (CATOIA, 2007)

A pesquisa tem o objetivo de analisar o comportamento conjunto de uma ligação semirrígida e uma viga pré-moldada protendida através de modelos físicos, gráficos (método *Beam line*) e analíticos (parâmetro α_r).

Para um carregamento no Estado Limite Último foi observada uma redução expressiva na flecha da viga, sendo a flecha da viga com ligações semirrígidas em torno de 57% da viga bi apoiada. A autora concluiu que tal fato ocorreu devido à ligação estudada promover uma redistribuição de esforços na viga, alterando a configuração de fissuração da viga.

2.2.5 Análise da estabilidade de estruturas pré-moldadas de concreto: influência das ligações semi-rígidas - Dissertação (JEREMIAS JÚNIOR, 2007)

O estudo é pautado na análise da estabilidade global frente à introdução de vínculos semirrígidos na estrutura, para pórticos com diferentes rigidezes e com a ligação semirrígida com grau de engastamento de 50%.

As análises ofereceram alguns resultados importantes, como a redução de até 90% do deslocamento no topo dos pilares - se comparado a um pórtico com ligações articuladas - e que a consideração do coeficiente γ_z , para estruturas pré-moldadas com menos de quatro pavimentos (ao contrário do que a normalização vigente na ocasião prescrevia), oferece uma análise fidedigna.

2.2.6 Estudo da continuidade em ligações laje-viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto - Dissertação (KATAOKA, 2007)

Essa pesquisa foi focada na análise da influência da disposição das armaduras de continuidade na rigidez da ligação ao momento fletor negativo. A autora propôs dois modelos físicos para análise da rigidez à flexão negativa: o primeiro com distribuição de 100% das armaduras de continuidade passantes no pilar e o segundo com distribuição de 50% das armaduras passantes no pilar e de 50% das armaduras em faixas laterais adjacentes ao pilar.

Com base nos resultados experimentais, a autora foi levada a concluir que a disposição das armaduras exerce efeito na rigidez da ligação, sendo que o modelo com as armaduras de continuidade dispostas em faixas laterais ao pilar apresentou um desempenho superior ao primeiro modelo, com maior controle da fissuração na região da ligação.

2.2.7 Contribuição à análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos - Dissertação (MARIN, 2009)

O autor faz uma análise da estabilidade global de uma estrutura de múltiplos pavimentos levando em conta a não linearidade física e geométrica dos elementos.

No trabalho é concluído que a utilização do coeficiente γ_z , para consideração das não linearidades e análises de segunda ordem, é de suficiente acurácia, com diferença em torno de 4% em relação à teoria não simplificada de análise não linear.

O autor ainda aborda outros métodos simplificados de análise da não linearidade dos elementos, baseados nos parâmetros α e $P-\Delta$, obtendo resultados similares ao encontrado quando aplicado o coeficiente γ_z . O autor ressalva que a vantagem da adoção do coeficiente γ_z seria que o método de cálculo é direto, e a obtenção do parâmetro $P-\Delta$ se dá através de processo iterativo.

2.2.8 Contribuição ao projeto de estruturas multi-piso reticuladas em concreto pré-moldado - Tese (MOTA, 2009)

O estudo busca uma sistematização para a determinação analítica da curva característica momento x curvatura de ligação semirrígida, com um procedimento para a consideração simplificada da não linearidade física do concreto armado no ELU.

Também é desenvolvido no trabalho o código computacional denominado PLSR (Pórtico com Ligação Semi Rígida), que realiza a análise de pórticos planos levando em conta a não linearidade geométrica através do método modal e da não linearidade física através do método da rigidez secante.

2.2.9 Contribuição à avaliação da estabilidade global e pré-dimensionamento de pórticos planos em concreto pré-moldado - Dissertação (LINS, 2013)

Foi desenvolvido no trabalho um processo analítico para análise de deslocamento horizontal no topo de pórticos semirrígidos e pré-dimensionamento de pórticos contemplando as ligações semirrígidas, bem como expressões que definem a rigidez equivalente de estabilidade para alguns casos de vinculação.

O trabalho também apresenta o *software* PRÉ-MOLDIM e seus quatro módulos, no qual o autor explora as funcionalidades do programa e sua interface, a fim de difundir a aplicação do mesmo.

2.3 ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS

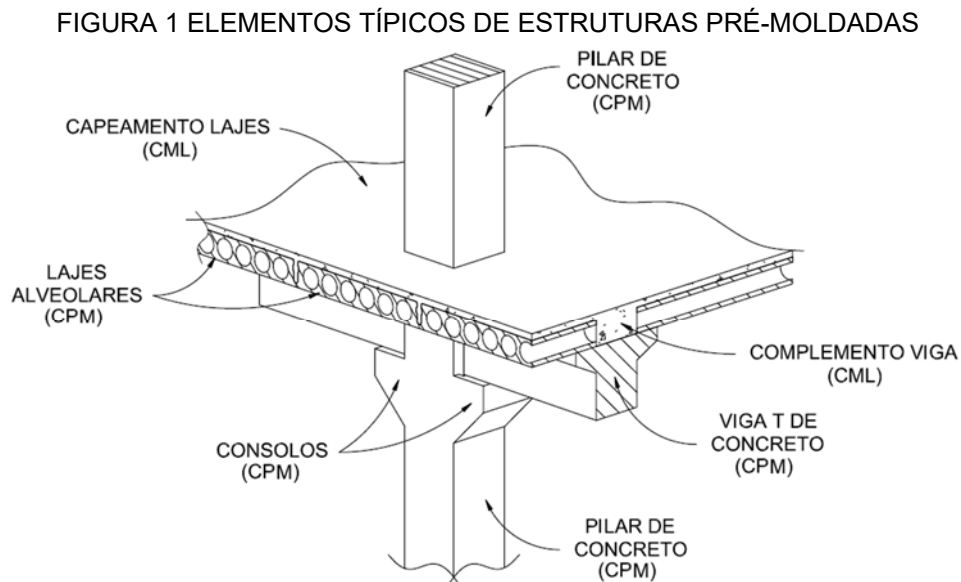
As estruturas de concreto pré-moldado apresentam diversas especificidades, assim como os elementos que as constituem. Nesse item são abordados os elementos comumente empregados nas estruturas pré-moldadas e as normas brasileiras aplicáveis para cada caso.

É interessante ressaltar que a ABNT NBR 9062:2017 faz a distinção entre elementos pré-fabricados e elementos pré-moldados. O primeiro caso se refere aos elementos produzidos em uma instalação permanente, com um controle de qualidade rígido e equipamentos industriais que racionalizam o processo. Já os elementos pré-

moldados são os que são moldados previamente, em local diferente do que será aplicado, porém não em ambiente fabril.

Essa distinção tem efeito direto em considerações de projeto, como por exemplo, na diferenciação dos valores de cobrimento mínimo (entre elementos pré-fabricados e pré-moldados) e no dimensionamento de ligações através de consolos de concreto (em que se tem o coeficiente de majoração multiplicado por um fator γ_n , diferente para pré-fabricados e pré-moldados).

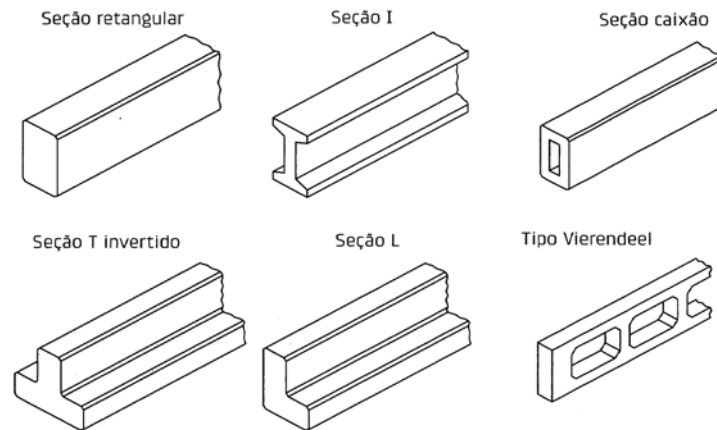
Os elementos que usualmente compõem estruturas pré-moldadas podem ser observados na Figura 1, na qual se representam os elementos típicos e materiais constituintes. Os materiais são indicados por meio das abreviações CML (Concreto Moldado *in Loco*) e CPM (Concreto Pré-Moldado).



FONTE: O autor (2018)

A Figura 1 mostra uma das diversas soluções do sistema estrutural e de ligação viga-pilar, adotada para estruturas pré-moldadas, onde variam, de acordo com o fabricante, a geometria dos consolos e as seções transversais das lajes alveolares e das vigas. As seções transversais que podem ser empregadas para as vigas pré-moldadas, protendidas ou não, podem ser visualizadas na Figura 2.

FIGURA 2 SEÇÕES TÍPICAS DE VIGAS

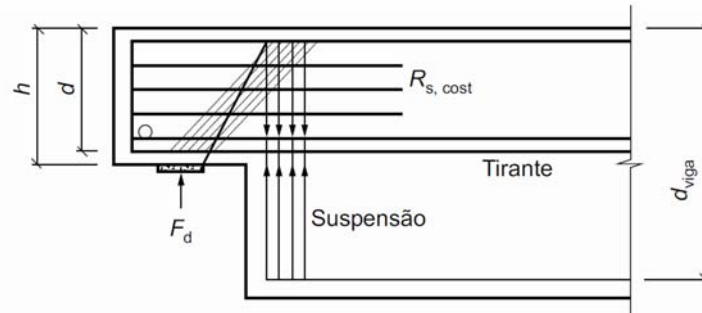


FONTE: Adaptado de El Debs (2017).

Elementos como as vigas e as lajes podem ser classificados como elementos compostos, ou seja, recebem um complemento da seção transversal em determinada fase da execução da obra. Na Figura 1 pode-se observar o complemento da seção da viga e o capeamento das lajes como exemplos de acréscimos de concreto *in loco* à seção transversal pré-moldada, e pode ser considerada a sua contribuição através da seção homogeneizada.

As vigas pré-moldadas, protendidas ou não, seguem as recomendações das normas ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 9062:2017, a última aborda situações para o dimensionamento, considerações acerca de apoios tipo Gerber (como ilustrado na Figura 3), detalhes de armaduras, recomendações sobre o uso de protensão nas peças, entre outras prescrições.

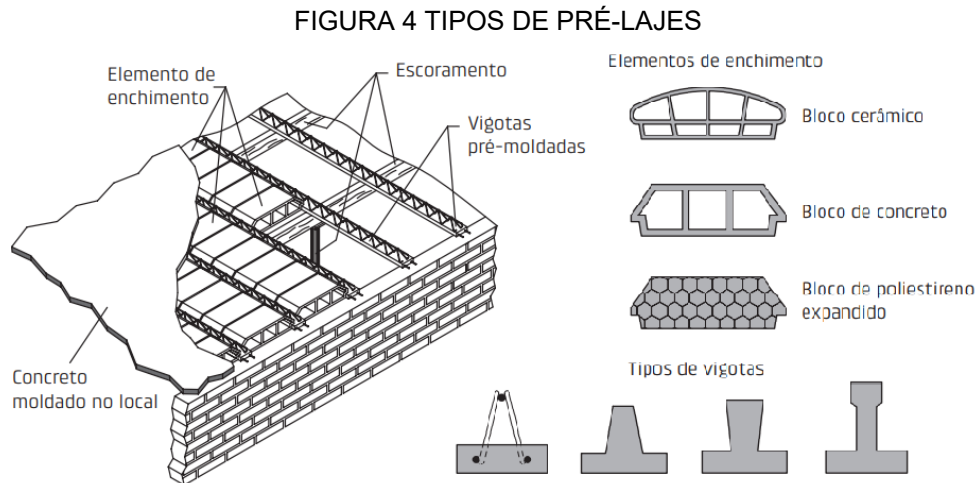
FIGURA 3 PARÂMETROS PARA DENTE GERBER EM VIGA



FONTE: ABNT NBR 9062:2017

Existem diversas soluções, pré-moldadas, para as lajes, como lajes pi (ou duplo "T"), que podem ser utilizadas como solução de fechamento vertical. Existem as

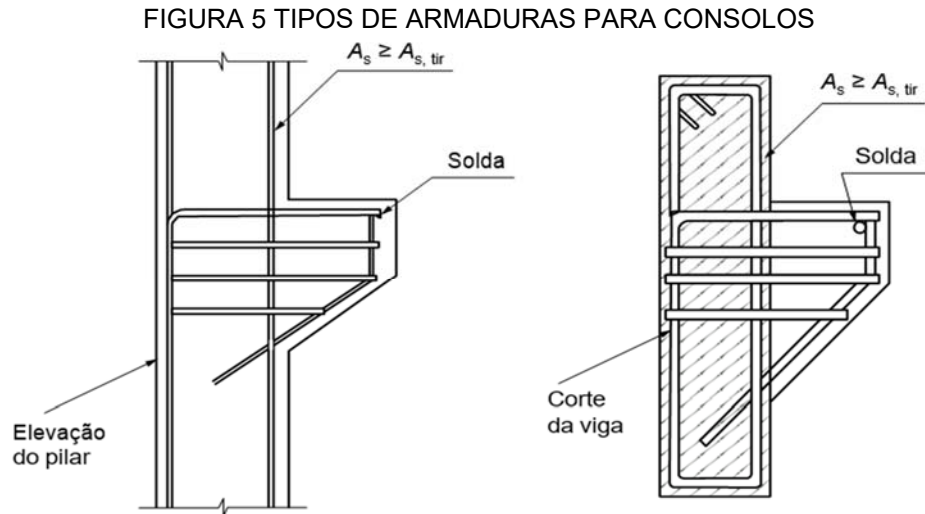
pré-lajes, uma solução bastante versátil, como ilustrado na Figura 4, por possibilitar composição com diferentes materiais de enchimento. As lajes alveolares protendidas são indicadas, principalmente, para vencer grandes vãos, com carregamentos consideráveis.



FONTE: Adaptado de El Debs (2017).

As lajes alveolares - além de seguir as normas ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 9062:2017 - possuem normativa própria, a ABNT NBR 14861:2011 (ABNT, 2011), que oferece recomendações acerca de diversos tópicos: mecanismos de ruptura, cálculo de resistência à flexão e à força cortante, efeito diafragma promovido na estrutura, comportamento de lajes contínuas, dentre outros.

Os consolos também seguem as prescrições das normas ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 9062:2017, a última descreve tópicos como: recomendações de armadura típica e disposições construtivas para consolos curtos, verificações de biela comprimida e tirante, as hipóteses de cálculo para cada classificação de consolo (viga em balanço, consolo curto ou consolo muito curto), bem como detalhes de armaduras para consolos em diferentes tipos de peças, como ilustrados na Figura 5.



FONTE: ABNT NBR 9062:2017

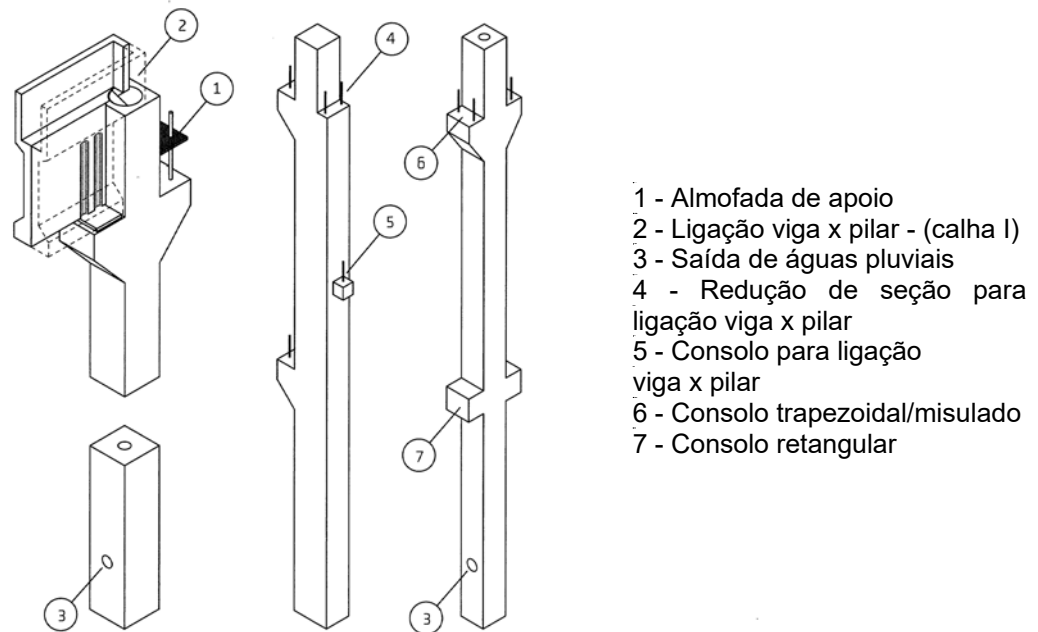
Em relação aos aparelhos de apoio, a norma ABNT NBR 9062:2017 faz recomendações para ligações com predominância à solicitação por flexão, por tração ou por compressão, definindo parâmetros pertinentes para cada um dos casos.

Para aparelhos de apoio solicitados principalmente à compressão a norma oferece as opções de apoio com junta seca, uso de juntas com argamassa de nivelamento ou com concreto moldado *in loco*, assim como para o uso de dispositivos metálicos e aparelhos de apoio elastoméricos.

Os aparelhos de apoio elastoméricos, simples e fretados, são regidos por normativa própria, ABNT NBR 19783:2015 (ABNT, 2015), que abrange principalmente as propriedades mecânicas e características diversas (*e.g.* dureza *shore*, envelhecimento, defeitos), ficando a cargo da norma ABNT NBR 9062:2017 as especificações quanto ao seu emprego em elementos pré-moldados.

Os pilares pré-moldados seguem as recomendações contidas nas normas ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 9062:2017, a última aborda tópicos como cintamento no topo do pilar, consideração de desaprumo na estrutura montada e uso de pilares vazados para condução de águas pluviais. Algumas características e elementos acessórios de pilares são representados na Figura 6.

FIGURA 6 PILAR E ELEMENTOS ACESSÓRIOS



FONTE: Adaptado de El Debs (2017).

As fundações que apoiam os pilares pré-moldados demandam elementos específicos para que ocorra a transmissão dos esforços de forma satisfatória. As formas mais comuns de apoio dos pilares em fundação são com o uso de chapas base e chumbadores (solução com elementos metálicos) ou com colarinhos de concreto, solução regida pelas normas ABNT NBR 6118:2014 e ABNT NBR 9062:2017.

Em geral, a ABNT NBR 9062:2017 apresenta diretrizes para o projeto de elementos pré-moldados, com especificações quanto ao dimensionamento de elementos típicos desse tipo de estrutura. Porém, as análises e prescrições acerca do dimensionamento e detalhamento de elementos de concreto armado encontradas na ABNT NBR 6118:2014 devem ser respeitadas.

2.4 LIGAÇÕES ENTRE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS

O presente item discorre acerca dos três principais tipos de ligações adotadas entre elementos de barra (viga-pilar), de estruturas pré-moldadas, abordando resumidamente aspectos como: os elementos constituintes, a transmissão de

esforços entre elementos e a influência na estabilidade global. Também é feita uma breve explanação sobre os mecanismos de deformação (que, de certa forma, definem a rigidez) presentes na ligação a ser estudada.

O sistema de pré-fabricação de elementos de concreto visa principalmente à otimização e à racionalização dos processos construtivos, sendo a agilidade na fase de execução da estrutura uma característica inerente ao sistema construtivo. Para El Debs (2017) as ligações tornam-se um fator determinante - uma vez que têm forte influência sobre a produção, montagem e solidarização da estrutura - mas que não devem descaracterizar o sistema construtivo.

A concepção das ligações não se limita à escolha de uma das tipologias presentes na norma ABNT NBR 9062:2017, sendo de responsabilidade de quem desenvolve o projeto a especificação correta dos materiais componentes da ligação, bem como o detalhamento das superfícies de interface da ligação entre viga e pilar.

Segundo a FIB (2008 *apud* CATOIA et al., 2008, p. 2) , as ligações estruturais “interagem fortemente com os elementos adjacentes por elas conectados, de modo que o projeto e o detalhamento de uma ligação são influenciados pelo projeto e detalhamento dos elementos conectados”. Sendo assim, as ligações e os elementos devem ser concebidos considerando o fluxo e a transferência de forças entre ambos, com os detalhes construtivos considerando o conjunto dos elementos.

Desta forma, pode-se apontar que os principais parâmetros que regem a rigidez secante da ligação são: o módulo de elasticidade e as resistências características dos materiais empregados, a geometria dos elementos que compõem a ligação, a natureza dos esforços solicitantes e a rigidez da viga conectada.

Dentre as propriedades físicas das ligações duas podem ser elencadas como as mais importantes para a análise estrutural: a rigidez e a deformabilidade. A rigidez de uma ligação pode ser definida como “a relação do esforço solicitante com o deslocamento relativo entre os elementos que compõem a ligação [...] na direção desse esforço” e a deformabilidade corresponde ao inverso da rigidez e “possui o mesmo significado da flexibilidade no processo dos esforços e dos deslocamentos da análise de estruturas” (EL DEBS, 2017, p. 200).

A capacidade resistente de uma ligação não depende apenas da rigidez (ou deformabilidade) da mesma, obtida através da curva característica momento x rotação, mas também da rigidez relativa entre a viga e a ligação, sendo que:

a rigidez relativa governa a quantidade de flexão que a ligação é capaz de transmitir na extremidade de uma viga. Assim, é de grande importância a realização de ensaios de vigas pré-moldadas em conjunto com as suas ligações (CATOIA et al., 2008, p. 1).

De fato, uma vez que as ligações são uma zona com elevada concentração de tensões na estrutura, deve-se observar que:

[...] as deformações e deslocamentos podem não ser desprezíveis, mesmo para as ações de serviço. De fato, este é um dos motivos que dificulta a modelagem matemática desta região. Desta forma, a ligação pode ser definida como mais um elemento intermediário que faz a ponte entre dois elementos estruturais [...] (FERREIRA, 1999, p. 17).

De acordo com Lins (2013) e El Debs (2017), a adoção de estruturas reticuladas é muito comum para edificações com estrutura pré-moldada, sendo que a rigidez da estrutura depende principalmente da rigidez dos pilares e da rigidez da ligação entre elementos.

Uma vez que o contraventamento desse tipo de sistema estrutural (em estruturas pré-moldadas) é promovido por pórticos planos, pode-se inferir que a seção dos pilares é uma das definições - iniciais de projeto - que mais impactará no comportamento da estrutura (em relação à sua estabilidade e deslocabilidade).

Para efeitos de considerações relativas à fase de construção envolvendo estruturas pré-moldadas projetadas com ligações semirrígidas, Elliot (2003 apud MOTA, 2009, p. 162) recomenda que "[...] no máximo dois pavimentos sejam montados com ligação articulada acima do pavimento já com ligações efetivadas".

Essa recomendação é particularmente importante quando se faz uso de concreto *in loco*, caso que demanda tempo para que os elementos sejam solidarizados e atinjam uma resistência adequada afim de receber esforços dos pavimentos superiores. É válida a ressalva que não necessariamente é dispensado o uso de dispositivos auxiliares de montagem (e.g. sistema de fixação com cabos, tifor, parafuso de nivelamento, escoras), cujo uso deve ser analisado para as situações transitórias da estrutura.

2.4.1 Ligação Rotulada

Um dos esquemas estruturais mais comumente adotado para estruturas pré-moldadas, de baixa altura, é descrito como sendo formado por “pilares engastados na base e vigas articuladas [de forma que] os pilares se comportam como vigas em balanço em relação as ações laterais” tendo como características a facilidade da ligação viga- pilar e os pilares contínuos (EL DEBS, 2017, p. 86).

Neste arranjo estrutural há o agravante de que “a deslocabilidade da estrutura pré-moldada é bastante elevada [...] superior à de uma estrutura monolítica” (FERREIRA et al., 2005, p. 2), dificultando sua aplicação em estruturas esbeltas.

As ligações articuladas caracterizam-se por “serem capazes de transmitir esforços internos sem [...] resistirem a momentos fletores significantes” (BALDISSERA, 2006, p. 22), ou seja, “permitem o giro relativo entre os elementos estruturais constituintes, não transmitindo, dessa forma, o momento fletor entre os elementos” (LINS, 2013, p. 74).

As ligações rotuladas, que via de regra têm a execução mais simples, “acarretam elementos mais solicitados à flexão [...] bem como estrutura com pouca capacidade de redistribuição de esforços” (EL DEBS, 2017, p. 38).

Isso se reflete em elementos mais robustos - como os pilares mostrados na Fotografia 1 - para solicitações de mesma ordem de grandeza se comparados à uma estrutura monolítica de concreto *in loco*. Os projetos que adotam ligações rotuladas entre elementos geralmente apresentam celeridade na execução, assim como simplifica o detalhamento do projeto. Isso pode ser atribuído ao fato de que esse tipo de ligação não demanda demasiados detalhes construtivos para a execução satisfatória da estrutura.

FOTOGRAFIA 1 VIGAS ROTULADAS



FONTE: Cortesia HF Projetos Estruturais

2.4.2 Ligação Rígida

Nas estruturas pré-moldadas, a obtenção de ligações rígidas envolve a solidarização *in situ* entre elementos, seja através de soldas ou de concreto. Para casos que façam uso de concreto para solidarização, se faz necessário o uso de formas e o lançamento de concreto *in loco*, tal como exemplificado na Fotografia 2.

FOTOGRAFIA 2 LIGAÇÃO RÍGIDA



FONTE: Cortesia HF Projetos Estruturais

Geralmente os projetos que consideram ligações rígidas necessitam de maior refinamento no detalhamento quando comparados a projetos de estruturas com ligações rotuladas, assim como a execução passa a ser mais dispendiosa. Porém, uma vez concluída a fase de construção, a estrutura pré-moldada com nós rígidos, como exposto na Fotografia 3, tende a apresentar um comportamento (em se tratando de deslocabilidade da estrutura e deformabilidade dos elementos) melhor do que nos casos de viga isostáticas, similar à estruturas de concreto moldado *in loco*.

FOTOGRAFIA 3 VIGAS ENGASTADAS



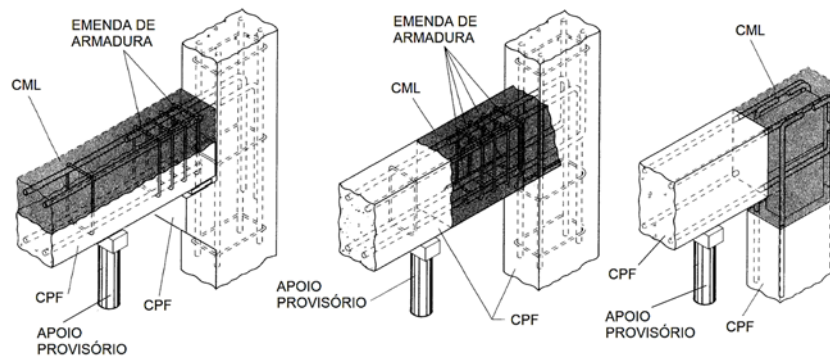
FONTE: Cortesia HF Projetos Estruturais

Na análise estrutural clássica, a ligação rígida apresenta a transmissão integral do momento fletor atuante (*i.e.*, restringindo completamente a rotação relativa dos elementos), refletindo em uma estrutura mais rígida e estável. Todavia, “esse tipo de ligação normalmente não se comporta de forma plena, permitindo certa rotação relativa entre os elementos [...] em maior ou menor grau” (LINS, 2013, p. 78).

Nesse contexto, e considerando que, a rigor, para a obtenção de uma ligação rígida, é recomendado que os elementos sejam escorados na fase de montagem até que os complementos *in loco*, como grauteamento e soldas, atuem plenamente em conjunto com os elementos.

Essa condição é necessária a fim de evitar que esforços, devido ao peso próprio, causem deformações nos elementos antes da sua solidarização total, como representado na Figura 7, onde os materiais constituintes são indicados através das abreviações CML (Concreto Moldado *in Loco*) e CPF (Concreto Pré-Moldado).

FIGURA 7 TIPOS DE LIGAÇÕES RÍGIDAS



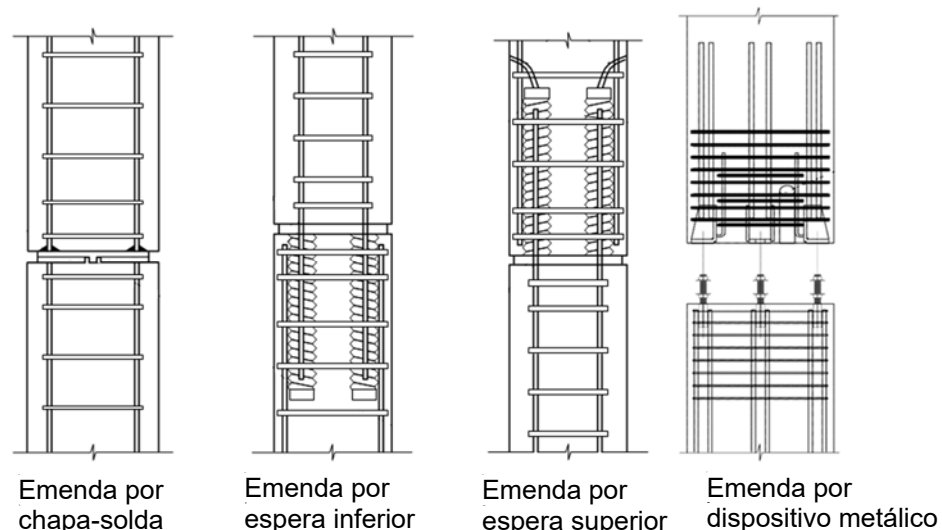
FONTE: Adaptado de El Debs (2017).

Portanto, uma solução de estrutura pré-moldada com vigas que tenham ligações rígidas com os pilares é viável, mas subentende-se que a construção deverá atender a mais detalhes construtivos, sendo a execução mais complexa que o caso de estruturas com ligações semirrígidas ou rotuladas. Essa suposição é possível uma vez que esta estrutura demandará um tempo maior para sua concepção e construção.

Desta forma, infere-se que as ligações rígidas são um caso específico, devendo ser estudadas com profundidade, visto que estruturas que demandam esse tipo de solução tendem a ter elevada importância.

Os pilares pré-moldados, usualmente, são considerados com ligações rígidas junto às fundações, através de cálices nos blocos e sapatas. Para pilares que tenham mais de vinte metros de comprimento é possível realizar uma ligação rígida entre peças, como as exemplificadas na Figura 8, de forma a se obter um pilar contínuo.

FIGURA 8 EMENDA DE PILARES



FONTE: Adaptado ABNT NBR 9062:2017

Esse tipo de solução é comum, em elementos estruturais que tenham mais de vinte metros, uma vez que geralmente não é economicamente viável sua produção em seu comprimento total. Isso se deve ao transporte e a logística, necessitando de carretas com batedores para transporte em estradas (para elementos pré-fabricados) e guas maiores para montagem da estrutura, passarem a ter maior peso na composição de custos da estrutura.

2.4.3 Ligação Semirrígida

As ligações semirrígidas desempenham um comportamento intermediário aos casos já descritos, restringindo as rotações e transmitindo momentos fletores de forma parcial. Nesse contexto, é compressível que as ligações semirrígidas, na sua maioria, apresentem um comportamento não linear, regido principalmente pela geometria, resistência dos materiais e capacidade rotacional dos elementos. (EL DEBS, 2017; FERREIRA et al., 2005; LINS, 2013).

Uma análise fidedigna, de uma ligação semirrígida, deve levar em conta que a “interação entre a não linearidade da viga pré-moldada em concreto armado e a não linearidade da relação momento-rotação [...] depende de vários fatores e varia para as diferentes combinações de carregamento” (FERREIRA et al., 2005, p. 2). Com isso o autor direciona que a análise deve ser feita, para cada combinação, observando se o cálculo através de análise linear combinada com simplificações (prescritas em norma) para consideração das não linearidades, resulta em um modelo representativo do comportamento da estrutura.

Portanto, deve-se dar especial atenção às regiões de extremidade dos elementos que estão sendo ligados (devido à transmissão das forças ocorrer da extremidade da viga para o dispositivo de ligação, e deste para o pilar), especialmente na fase de dimensionamento dos elementos (CATOIA et al., 2008; LINS, 2013).

As ligações semirrígidas demandam complementos *in loco*, para a solidarização dos elementos, sendo importante que o projetista preze pela simplicidade nos detalhes de projeto, colaborando com a exequibilidade da solução. Na Fotografia 4, a esquerda, expõe-se os detalhes de rebaixo na face de uma viga

com continuidade, e na direita a estrutura pré-moldada montada e preparada para a etapa de solidarização *in loco*.

FOTOGRAFIA 4 LIGAÇÃO SEMIRRÍGIDA



FONTE: Cortesia HF Projetos Estruturais

O detalhe de rebaixos, presentes nas extremidades das vigas, tem o intuito de promover chaves de cisalhamento - e, por conseguinte, transferir esforços - entre a viga e o pilar (após o preenchimento da folga de projeto entre os elementos).

Outro detalhe importante, como exposto na Fotografia 5, diz respeito às armaduras de continuidade. É necessária a adoção de furos passantes ou luvas rosqueadas, para pilares internos e de fachada, respectivamente.

FOTOGRAFIA 5 DETALHES RELATIVOS À ARMADURA DE CONTINUIDADE



FONTE: Cortesia HF Projetos Estruturais

As tipologias de ligação apresentadas são comumente adotadas, podendo-se atribuir esse fato à racionalização proporcionada na fase de execução. As alterações em relação à uma ligação articulada são: os furos passantes (com superfície rugosa) ou luvas rosqueadas no pilar, a inclusão da armadura de continuidade e as chaves de cisalhamento entre extremidade das vigas e o trecho do pilar em que ocorre a ligação.

Pode-se afirmar que as ligações semirrígidas melhoram o desempenho de uma estrutura pré-moldada, quando comparado às ligações rotuladas, em duas principais frentes: na deformabilidade (*i.e.*, na rigidez) da estrutura e na redistribuição dos esforços (e, por conseguinte, das deformações) entre os elementos da estrutura.

As ligações semirrígidas influenciam na deformação da viga, como exposto por Catoia *et al.* (2008) em estudo de vigas com armadura ativa, em que foi aferido que a flecha da viga com ligações semirrígidas (que utilizam armadura de continuidade) foi na ordem de 53% da apresentada por uma viga isostática. Esse resultado levou os autores à conclusão de que “tal fato ocorreu devido à ligação viga-pilar promover a redistribuição dos esforços ao longo da viga, alterando a sua configuração de fissuração” (CATOIA *et al.*, 2008, p. 9).

Associado aos resultados obtidos por Kataoka (2007), que estudou a influência da distribuição de armadura de continuidade, pode-se inferir que a armadura de continuidade (se tratando de área de aço e distribuição das barras), é um parâmetro primordial para a análise. É importante a ressalva que a norma vigente define que, para utilização da rigidez secante apresentada, a ligação não pode estar escoando.

Ferreira *et al.* (2005) observam que, mesmo com a introdução de ligações semirrígidas, as estruturas pré-moldadas ainda apresentam deslocabilidade superior à verificada em estruturas monolíticas, de concreto *in loco* por exemplo (na qual é possível considerar as ligações perfeitamente rígidas). Portanto, pode-se considerar a estrutura pré-moldada como um pórtico semicontínuo.

De forma geral, a introdução de uma vinculação semirrígida, entre os elementos da estrutura pré-moldada, melhora o comportamento da mesma, quanto à estabilidade global da estrutura, uma vez que a estrutura passa não depender, quase que unicamente, da rigidez dos pilares para a estabilidade global.

Pode-se inferir, portanto, que a importância da consideração de ligações, com certa rigidez - mesmo que uma fração da rigidez de uma ligação engastada, é maior conforme a altura da estrutura. Para o caso de estruturas de concreto pré-moldado esbeltas, como a exposta na Fotografia 6, a consideração de ligações entre elementos

estruturais, com rigidez ao momento fletor, converte-se em um pressuposto, de forma a garantir a viabilidade desse tipo de processo construtivo.

FOTOGRAFIA 6 FASE DE MONTAGEM - ESTRUTURA COM LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS



FONTE: Cortesia HF Projetos Estruturais

Portanto, as ligações semirrígidas desempenham um papel importante na redistribuição de esforços na estrutura e em sua estabilidade global, sendo que “quanto maior é o fator de restrição da ligação, menores são os momentos na base dos pilares e o deslocamento no topo da edificação”, assim como “de maneira geral, é possível perceber que mesmo as ligações com baixa restrição à flexão são capazes de garantir a estabilidade global” (COSTA; LIMA; ALVA, 2015, p. 9).

2.4.4 Mecanismos de Deformação

Nas ligações entre elementos pré-moldados é comum a associação de diferentes tipos de materiais (e.g. aço, elastômeros, concreto *in loco*), cada um com

características físicas intrínsecas. Dessa maneira, pode-se interpretar os mecanismos básicos de deformação compostos pelas “deformações específicas dos elementos que compõem a ligação” (LINS, 2013, p. 83).

Ferreira (1993 *apud* LINS, 2013) propõe uma metodologia para a determinação da deformabilidade de uma ligação, que se baseia em três fatores independentes: os esforços solicitantes, os mecanismos de vinculação adotados e os mecanismos de deformação.

Após a determinação dos esforços solicitantes e da vinculação adotada, é feita a identificação do comportamento mecânico dos componentes das ligações, que é o passo inicial para definir a rigidez da ligação frente às solicitações. Desta forma, pode-se proceder montando

um sistema de forças, onde cada força passa a ser associada à deformação de um mecanismo. Portanto, a deformabilidade e a rigidez de uma ligação podem ser determinadas através da associação dos mecanismos básicos de deformação [...] (FERREIRA, 1993 *apud* LINS, 2013).

O Precast Concrete Institute (PCI) (1986 *apud* CATOIA et al., 2008, p. 3) apresenta o resultado de ensaios realizados para diferentes tipologias de ligações, e classifica os mecanismos de deformação de ligações viga-pilar com armadura de continuidade, para quatro situações, compiladas no Quadro 1.

QUADRO 1 MECANISMOS DE DEFORMAÇÃO

Características da ligação	Tipos de mecanismos de deformação
Ligação com armadura de continuidade com capacidade à flexão semelhante aos elementos conectados	A ligação resiste ao momento fletor; A fissuração ocorre ao longo da extremidade da viga; Formação de rótula plástica na extremidade da viga.
Ligação com armadura de continuidade com capacidade à flexão inferior aos elementos conectados	Rotação tende a se concentrar na ligação; Ocorre devido a armadura de flexão insuficiente ou grauteamento inadequado.
Ligação com armadura de cisalhamento insuficiente	Fissuração na interface entre concreto pré-moldado e concreto moldado <i>in loco</i> . Ocorre devido à falta de armadura de cisalhamento.
Viga e consolo com armadura de tirante insuficiente	Fendilhamento nos cantos do consolo e da viga.

FONTE: Adaptado PCI (1986 *apud* CATOIA et al., 2008)

Na análise exposta em Catoia *et al.* (2008) para o primeiro caso, a rotação na extremidade da viga irá depender da distribuição da curvatura dentro da região

plastificada e no segundo caso a rotação relativa viga-pilar será delimitada pela capacidade de alongamento ou de ancoragem das barras tracionadas.

O primeiro caso pode ser considerado como o ideal, uma vez que a fissuração não será concentrada somente na interface viga-pilar, porém distribuída em uma região da viga. CHEOK e LEW (1991 *apud* CATOIA et al., 2008, p. 3) argumentam que os mecanismos de deformação, quando apresentam a formação de rótula plástica, são preferíveis, uma vez que “possuem maior capacidade de rotação e de dissipação de energia, possuindo ductilidade maior”.

Portanto, para ligações com armadura de continuidade passante no pilar, pode-se definir dois principais mecanismos de deformação “o primeiro deles refere-se ao deslizamento da armadura de continuidade no interior do pilar e o segundo refere-se ao deslizamento induzido pela formação das fissuras de flexão na extremidade da viga” (COSTA; LIMA; ALVA, 2015, p. 60).

Deve-se levar em conta, evidentemente, que as acomodações das ligações também podem influenciar nas deformações na ligação, sendo que em “ligações com pinos ou parafusos mal ajustados, podem ocorrer deformações antes do acionamento dos mecanismos resistentes da ligação. Em ligações com elastômeros ou argamassas isto também pode ocorrer” (MARIN, 2009, p. 96).

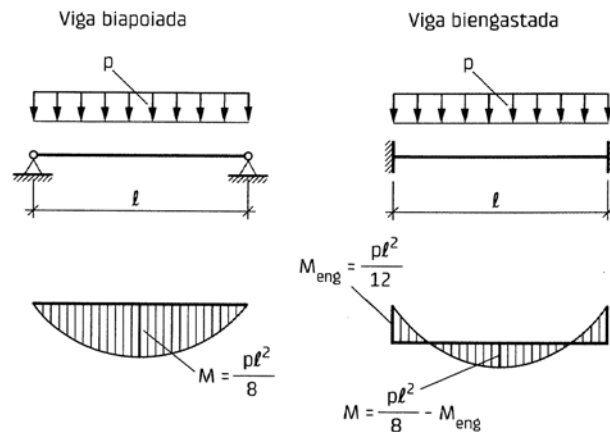
2.5 ANÁLISE DE ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS

Para efeitos de análise estrutural da ligação entre elementos pré-moldados é interessante notar que “uma ligação em uma estrutura pré-moldada não pode ser entendida como sendo apenas um nó da estrutura, mas sim como sendo uma região da estrutura [...] com comportamento singular” (FERREIRA, 1999, p. 17).

Em estruturas pré-moldadas ainda se têm o agravante de os elementos receberem complementos de seção transversal, no caso das vigas e das lajes, ao longo da fase de execução. O acréscimo *in loco*, na seção resistente, deve ser objeto de análise específica, uma vez que é necessária a solidarização dos diferentes elementos contribuintes, principalmente em relação aos carregamentos que mobilizam a estrutura em cada fase de montagem.

Nas vigas, cuja concepção busca obter uma vinculação nos apoios rotulada ou engastada, é possível se calcular de forma direta, por meio de métodos analíticos, os momentos solicitantes no vão e nos apoios, conforme representado na Figura 9.

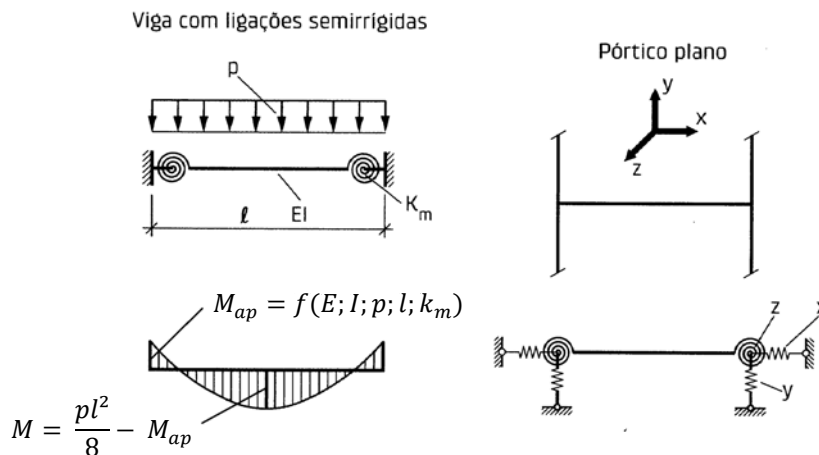
FIGURA 9 MOMENTO FLETOR EM VIGAS BIAPOIADAS E BIENGASTADAS



FONTE: El Debs (2017).

Nos casos de vigas semirrígidas não é possível um cálculo simplesmente vinculado ao vão da viga e ao carregamento, como os dois casos apresentados na Figura 9. Para a definição do momento fletor solicitante em ligações semirrígidas é necessária, no mínimo, a consideração da rigidez da viga (EI) e da ligação (K_m), conforme ilustrado na Figura 10, além do vão (l) e do carregamento solicitante (p).

FIGURA 10 MOMENTO FLETOR EM VIGAS SEMICONTÍNUAS



FONTE: Adaptado de El Debs (2017).

É possível afirmar que ocorre a influência no esforço solicitante da viga dependendo de quão rígida essa seja e da rigidez de seu vínculo com o pilar. Desta forma a discretização, de uma ligação semirrígida em um pórtico, conforme representado na Figura 10, pode ser feita através da introdução de molas de translação (eixos x e y) e de rotação (eixo z).

Um método de análise estrutural possível de ser aplicado é o método dos deslocamentos, no qual a resolução consiste em adotar uma estrutura cinematicamente determinada, no qual, através da introdução de apoios fictícios nos nós, é possível definir a deslocabilidade da estrutura.

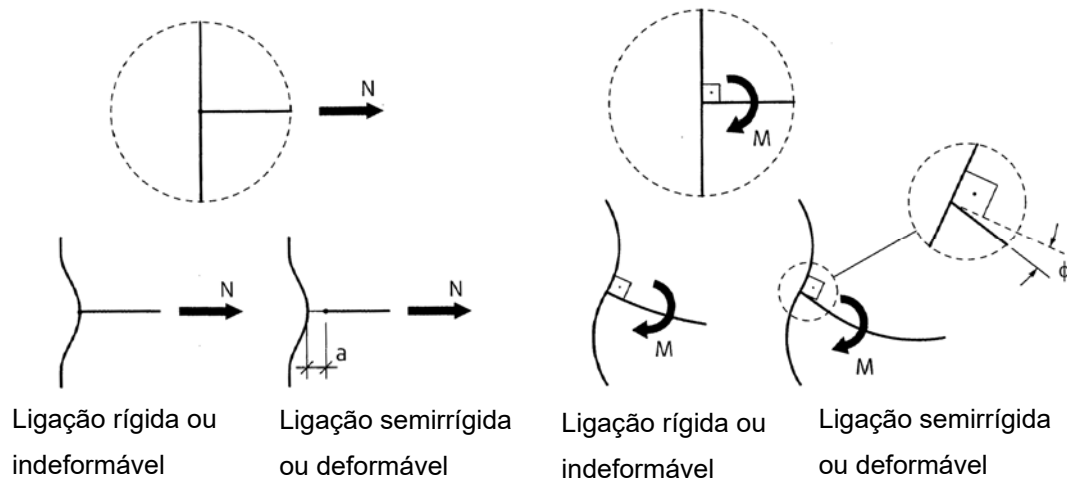
Na análise de um pórtico com nós rígidos os deslocamentos nas extremidades dos elementos são iguais aos deslocamentos nodais. Portanto, encontra-se que o número de deslocabilidades internas corresponde ao número de incógnitas.

Portanto, para a aplicação deste método em um caso de pórtico com ligações semirrígidas, através da introdução de molas, “está-se, a princípio, aumentando o número de deslocabilidades internas, aumentando o número de incógnitas, mas permanecendo o mesmo número de equações” (FERREIRA, 1999, p. 19). Portanto as incógnitas introduzidas podem ser encaradas como a rigidez “ K_m ” das molas.

Segundo Monforton (1963 *apud* FERREIRA, 1999, p. 19), não é possível obter a relação força-deslocamento através da aplicação do princípio da superposição, de forma análoga à solução empregada em pórticos com ligações rígidas. Isso se deve à interdependência que a deformabilidade da ligação tem com os esforços de bloqueio, os deslocamentos das extremidades dos elementos e os deslocamentos relativos das extremidades dos elementos.

As estruturas formadas por pórticos têm suas deformações e deslocamentos nodais regidos de acordo com a vinculação entre as barras. A transmissão de esforços entre elementos muda de acordo com o tipo ligação - representada por um nó em modelos discretizados por elementos unifilares - e ocorre tanto para esforço de momento fletor quanto para esforços axiais. Na Figura 11 é possível ver os efeitos que dois tipos de ligação provocam na deformação nodal.

FIGURA 11 DEFORMAÇÕES DE LIGAÇÕES



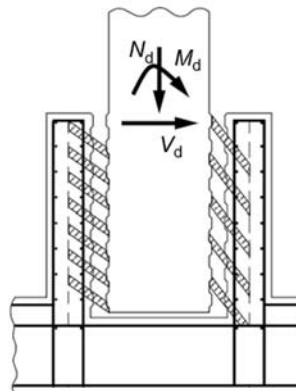
FONTE: Adaptado El Debs (2017).

Em estruturas pré-moldadas as folgas definidas em projeto e o tipo de material de preenchimento das mesmas têm uma parcela importante de contribuição no comportamento da ligação, inclusive nas deformações, sendo que

“[...] isto é particularmente relevante no caso das ligações grauteadas ou com chumbadores, onde para baixas ações iniciais pode-se ter a impressão de uma baixa rigidez, a qual tem o seu valor incrementado na medida em que as folgas vão diminuindo” (Görgun, 1997 *apud* FERREIRA, 1999, p. 14).

As folgas e o material de preenchimento das juntas exercem influência principalmente na transmissão dos esforços entre elementos, como pode ser visualizado na Figura 12, em que os esforços do pilar são transferidos para o elemento de fundação através de bielas compressão no concreto de enchimento.

FIGURA 12 TRANSFERÊNCIA DE ESFORÇOS PILAR-FUNDAÇÃO



FONTE: Adaptado ABNT NBR 9062:2017

No caso das ligações entre viga e pilar, afins a que serão estudadas, têm-se três principais casos de materiais de preenchimento: o concreto que serve como material de solidarização entre o chumbador que está no consolo e a viga pré-moldada, o concreto de preenchimento da junta na interface viga-pilar e o concreto que faz o preenchimento junto às armaduras passantes no pilar.

Alguns tópicos acerca da transmissão de esforços entre elementos (de infra e supra estrutura), assim como verificações quanto à elementos compostos, são abordados na ABNT NBR 9062:2017 - tema do próximo subitem.

2.5.1 Recomendações Normativas

No presente item pretende-se expor alguns dos principais temas, regidos pela norma ABNT NBR 9062:2017, que sejam relevantes ao estudo das ligações semirrígidas. Diversas considerações foram incluídas na última versão da norma, porém não será realizada a comparação da norma vigente com sua versão anterior, sendo esse um tema que demanda estudo próprio. Da mesma forma, os assuntos relativos ao dimensionamento dos elementos somente serão referenciados, não sendo desenvolvidas considerações acerca destes.

A norma recomenda tópicos que devem ser observados, no desenvolvimento do projeto de estruturas pré-moldadas, como a verificação dos graus de liberdade adicionais (completos ou parciais), introduzidos pelos elementos e suas ligações.

Também é preciso dar especial consideração quanto ao arranjo e disposição dos elementos da estrutura, assim como aos detalhes das ligações entre elementos, de forma a minimizar os efeitos de colapso progressivo da estrutura.

Desta forma são reunidos aspectos abordados na ABNT NBR 9062:2017, relativos aos parâmetros de projeto para ligações semirrígidas (como a não linearidade física e o cálculo da rigidez secante da ligação).

A norma preconiza, no item 5.1.2.3, que a capacidade das estruturas pré-moldadas deve ser governada pelo esgotamento da resistência dos elementos estruturais, e não pelo esgotamento da ligação entre os elementos. Desta forma, é necessário levar em conta, na análise da estabilidade global da estrutura, a influência desfavorável do comportamento efetivo da ligação.

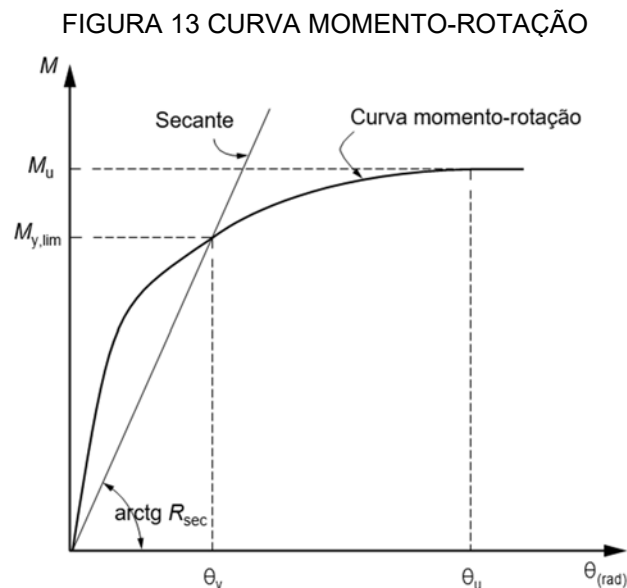
Na análise de estabilidade global deve-se adotar o menor valor de rigidez secante obtido das hipóteses de combinação de cargas para o Estado Limite Último (ELU), considerando as situações de carregamento transitórias na análise.

Portanto, é necessária verificação da estabilidade global da estrutura em todas as fases, nas quais o comportamento das ligações pode variar. Na etapa de montagem, por exemplo, esse comportamento pode ser diferente (e mais crítico) do que quando a estrutura estiver concluída, podendo ser demandados contraventamentos provisórios.

A consideração da não linearidade física na análise pode ser feita levando em conta a redução da rigidez dos elementos estruturais, prevista no Anexo A da ABNT NBR 9062:2017 ou através de diagramas momento-normal-curvatura ($M \times N \times 1/r$). A norma dispõe que, caso seja pertinente ao projeto, deve-se considerar os efeitos da fluência e do emprego de armaduras ativas.

Os materiais utilizados na ligação, bem como sua geometria, definem a rigidez ao momento fletor da ligação viga-pilar, representada através da curva momento-rotação, como exposto na Figura 13.

Segundo a ABNT NBR9062:2017 o comportamento não linear das ligações pode ser descrito com base na análise linear, através do uso da rigidez secante (R_{sec}), que pode ser obtida através da Equação (1), tendo alguns dos parâmetros indicados na Figura 13, e devendo respeitar a condição de ductilidade estabelecida através da Equação (2).



FONTE: Adaptado ABNT NBR 9062:2017

$$R_{sec} = \frac{M_{y,lim}}{\theta_y} \quad (1)$$

$$\mu = \frac{\theta_u}{\theta_y} > 2,5 \quad (2)$$

Onde:

$M_{y,lim}$ Momento-limite no início do escoamento da armadura de continuidade da ligação viga-pilar;

M_u Momento último na extremidade da viga no limite de plastificação da ligação viga-pilar;

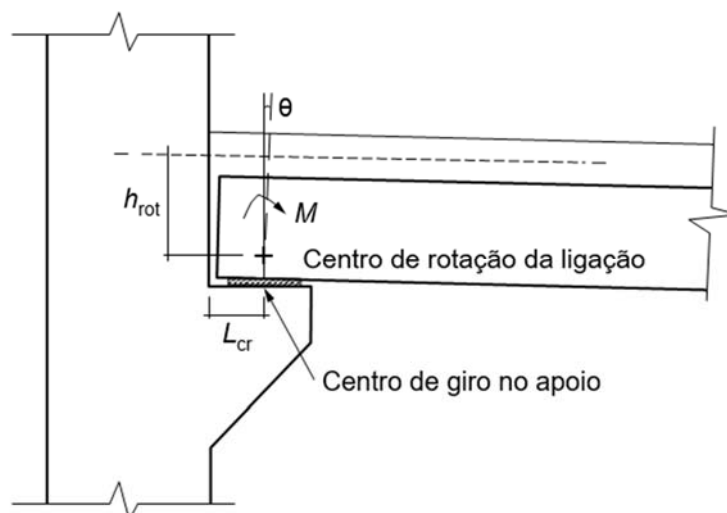
θ_y Rotação relativa viga-pilar no início do escoamento da armadura de continuidade da ligação;

θ_u Rotação relativa viga-pilar máxima no limite de plastificação da ligação;

μ Coeficiente de ductilidade da relação momento-rotação da ligação;

A rotação a ser considerada é a localizada na região da ligação na extremidade da viga (que está sendo ligada), e deve ser medida no centro de giro no apoio, conforme ilustrado na Figura 14.

FIGURA 14 CENTRO DE GIRO NO APOIO



FONTE: ABNT NBR 9062:2017

Em que:

L_{cr} Distância da face do pilar até o centro de rotação da ligação;

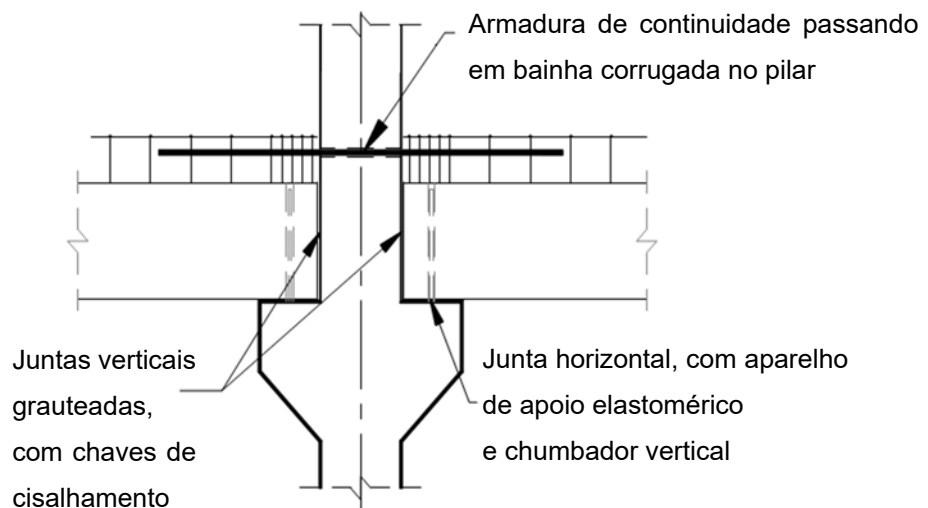
- h_{rot} Distância da barra tracionada até o centro de rotação da ligação;
 θ Rotação localizada na extremidade da viga.

Na ligação viga-pilar de seção composta (com parte da seção transversal solidarizada no local e introdução de armaduras de continuidade passantes no pilar), o item 5.1.2.10 da norma define que “as rotações efetivas nas ligações são decorrentes de mecanismos de deformação que ocorrem tanto na interface viga-pilar quanto na zona de transição na extremidade da viga” (ABNT NBR 9062:2017, p.12).

Assim como Ferreira (1999), a norma define que o trecho entre a face do pilar e o centro de giro no apoio da viga, que pode ser visualizado na Figura 14, é uma zona de transição denominada como região da ligação.

A ABNT NBR 9062:2017 apresenta tipologias de ligações viga-pilar usuais, tanto com o uso de juntas grauteadas quanto com o uso de dispositivos metálicos. A tipologia, de ligação interna (apresentada na Figura 15), é um dos casos de ligação viga-pilar já difundido (ver Fotografia 5), e ainda pode apresentar as variantes, por exemplo, de apoio tipo dente Gerber na viga.

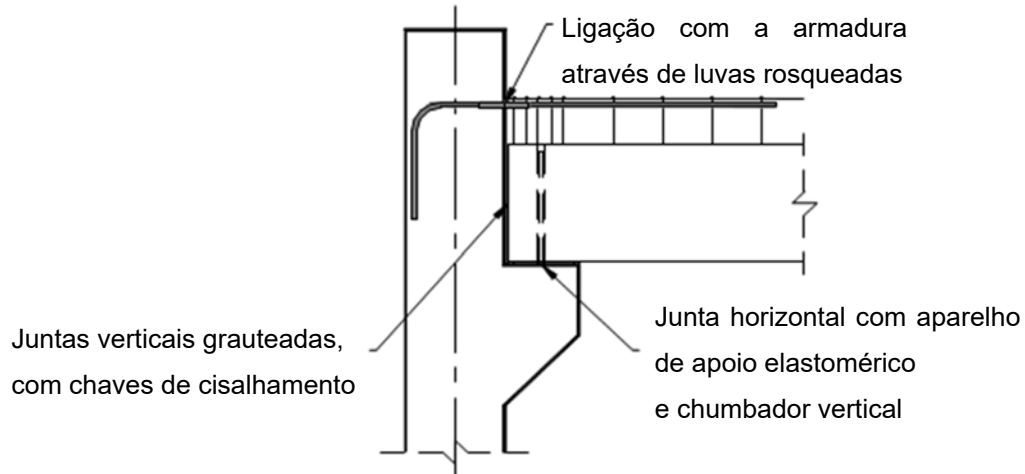
FIGURA 15 LIGAÇÃO VIGA-PILAR - PILAR INTERNO (TIPOLOGIA 1)



FONTE: Adaptado de ABNT NBR 9062:2017

Para situações em que a ligação é entre a viga e pilar de fachada, a norma vigente também abrange tipologias que podem ser empregadas, tal qual a exemplificada na Figura 16. No caso do uso de luvas, observa-se o emprego de luvas *Rudloff* ou luvas *Lenton*.

FIGURA 16 LIGAÇÃO VIGA-PILAR - PILAR DE FACHADA (TIPOLOGIA 3)



FONTE: Adaptado de ABNT NBR 9062:2017

Para o caso de armadura de continuidade passante, a norma contém uma recomendação quanto à distribuição da mesma, sendo colocado no item 5.1.2.9, é necessário obedecer a “um percentual mínimo de 50% da armadura resistente atravessando os pilares”, para o qual a largura das faixas laterais para locação de armadura complementar não deve ultrapassar 1,5 vezes a largura do pilar.

O cálculo da rigidez secante à flexão negativa em ligações com armadura de continuidade, segundo a ABNT NBR 9062:2017, é exposto na Equação (3), sendo que, para o procedimento ser validado, é necessário o atendimento do disposto na Equação (4), para qualquer combinação de ações no ELU.

$$R_{sec} = k * \frac{A_s E_s d^2}{L_{ed}} \quad (3)$$

$$M_{Sd,rig} < M_{y,lim} = 0,9 A_s f_{yk} d \quad (4)$$

Onde:

k Coeficiente de ajustamento da rigidez secante (definido através das tipologias de ligação viga-pilar apresentadas na ABNT NBR 9062:2017);

L_{ed} Comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade (definido através das tipologias de ligação viga-pilar apresentadas na ABNT NBR 9062:2017);

d	Altura útil da seção resistente na ligação negativa;
E_s	Módulo de elasticidade do aço;
A_s	Armadura de continuidade negativa.
f_{yk}	Valor característico de escoamento do aço;
$M_{Sd,rig}$	Momento solicitante elástico de projeto (engastamento perfeito).

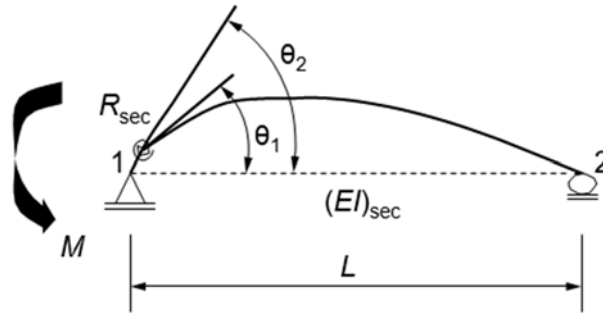
A norma recomenda que, para casos de ligações sujeitas à inversão de esforços solicitantes (em decorrência de ações de vento, por exemplo), é necessário considerar a rigidez ao momento fletor positivo da ligação.

Para se obter uma ligação com resistência à sollicitação de momentos positivos podem ser utilizadas, entre outras soluções, chapas de aço soldadas na parte inferior da viga, junto ao consolo, ou com chumbadores grauteados na viga.

Na presente versão da norma não há um modelo de cálculo vigente para o caso de chumbadores (tanto retos quanto inclinados) grauteados. A norma indica que, na falta de modelo de cálculo referenciado para a avaliação da contribuição dos mesmos, deve-se considerar a ligação como articulada.

Uma vez que ocorrem incertezas quanto à execução (como o preenchimento total do furo da viga junto ao chumbador), de forma que os elementos sejam solidarizados, será optado, no presente estudo, desconsiderar a contribuição dos chumbadores do consolo na análise. Desta forma, caso a ligação seja solicitada por momentos fletores positivos, a ligação será considerada rotulada.

Em estruturas com a estabilidade global promovida por pórticos, com ligações resistentes à flexão, a classificação das ligações é feita a partir do fator de restrição à rotação α_r . Esse é definido “pela razão da rotação θ_1 da extremidade do elemento em relação à rotação combinada θ_2 do elemento e da ligação, devido ao momento de extremidade” (ABNT NBR 9062:2017, p.9), assim como representado na Figura 17.

FIGURA 17 FATOR DE RESTRIÇÃO À ROTAÇÃO α_r 

FONTE: ABNT NBR 9062:2017

O fator de restrição à rotação α_r , segundo a norma vigente, pode ser estabelecido em função do fator de rigidez relativa entre a rigidez da ligação e a rigidez do elemento conectado, sendo calculado a partir da Equação (5).

$$\alpha_r = \left[1 + \frac{3 (EI)_{sec}}{R_{sec} L_{ef}} \right]^{-1} \quad (5)$$

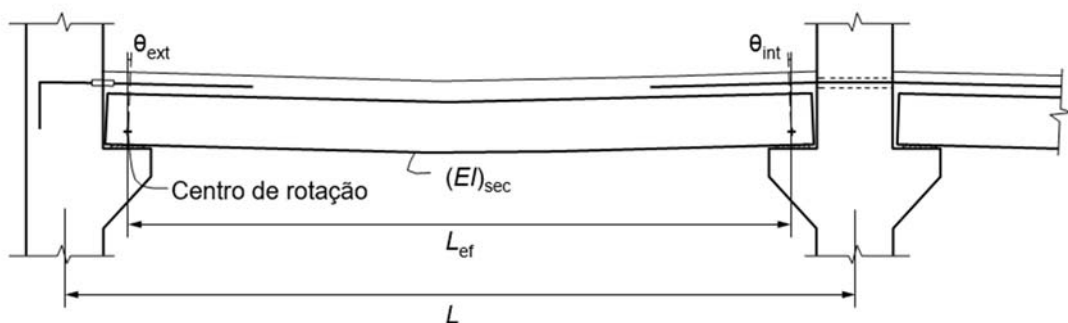
Em que:

$(EI)_{sec}$ Rigidez secante da viga pré-moldada;

R_{sec} Rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar;

L_{ef} Comprimento efetivo entre os centros de giro nos apoios da viga,

conforme Figura 18.

FIGURA 18 COMPRIMENTO EFETIVO PARA CÁLCULO DO FATOR α_r 

FONTE: ABNT NBR 9062:2017

Onde:

θ_{ext} Rotação da ligação do pilar de extremidade;

θ_{int} Rotação da ligação do pilar interno da estrutura.

A classificação das ligações, quanto ao seu comportamento estrutural (tomando como base o fator de restrição à rotação α_r), é apresentada no Quadro 2.

QUADRO 2 CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES

Intervalo α_r	$\alpha_r < 0,15$	$0,15 \leq \alpha_r < 0,85$	$0,85 \leq \alpha_r$
Comportamento da ligação	Articulada	Semirrígida	Rígida

FONTE: ABNT NBR 9062:2017

2.5.2 Comportamento Não Linear

As estruturas têm dois tipos de não linearidade: a física diz respeito ao comportamento não linear de um material. Já a não linearidade geométrica diz respeito aos deslocamentos que a estrutura - seus elementos - apresentam quando solicitados, e aos efeitos que os deslocamentos - conjugados com o carregamento - geram na estrutura.

Para fins de projeto é possível considerar aproximações lineares para ambos comportamentos não lineares, tanto dos materiais quanto das estruturas, de forma a simplificar a análise e conseguir estimar com segurança o comportamento estrutural.

A zona que compõe a ligação geralmente apresenta o comportamento de não linearidade física, ou seja, a relação entre as tensões e as deformações que são acarretadas não são diretamente proporcionais, apresentando diferentes comportamentos de deformação dependendo da intensidade das solicitações.

Algumas características mecânicas são intrínsecas dos materiais e caracterizam seu comportamento como não linear físico, como os efeitos de fissuração e fluência no concreto e o efeito de escoamento do aço. Portanto as curvas força x deslocamento, obtidas através de ensaios de caracterização com os elementos solidarizados, servem como parâmetro de projeto para o dimensionamento da ligação, uma vez que os efeitos de não linearidades física e geométrica são inerentes aos modelos ensaiados.

O MC-CEB/90 (1991, *apud* LINS, 2013, p. 70) apresenta recomendações em relação ao projeto de ligações, uma delas de que “a análise das ligações se estende às extremidades dos elementos que nelas concorrem [e] devem ser previstas acomodações da ligação, até que a mesma atinja sua capacidade”.

Em estudo sobre o comportamento não linear de vigas pré-moldadas sobre almofada de apoio elastomérico foi concluído que “o aumento da resistência característica do concreto e, conseqüentemente, da rigidez da viga, levou a menores deslocamentos e a menores áreas de perda de contato entre a viga e a almofada” (CARDOSO; LIMA, 2018, p. 201).

Desta maneira pode-se observar que a alteração do material de um elemento conectado pela ligação influenciou diretamente no comportamento do conjunto, promovendo uma situação que pode ser mais, ou menos, favorável à transmissão dos esforços solicitantes e à integridade da estrutura.

É possível inferir que para vigas menos rígidas haverá uma maior deformabilidade e rotação no apoio, podendo ocasionar uma perda de contato entre a viga e o apoio, com possível instabilidade do conjunto.

Além das não linearidades - físicas e geométricas - ainda existem as imperfeições iniciais, como desaprumo dos elementos ou geometria discrepante entre elementos da estrutura, que podem acarretar em esforços não previstos em projeto.

Esses esforços podem ser significativos caso a rigidez do apoio for baixa, sendo que em alguns casos “as elevadas tensões podem gerar fissuração no concreto, reduzindo a rigidez da viga e provocando o colapso repentino” (CARDOSO; LIMA, 2018, p. 202).

As ligações que apresentam maior ductilidade permitem uma melhor redistribuição de esforços na estrutura em caso de ruína, porém a “durabilidade das ligações está limitada as condições de integridade dos seus elementos componentes, formados por materiais diferentes do concreto” (LINS, 2013, p. 71).

A composição da geometria e dos materiais constituintes são fatores determinantes na definição da rigidez de uma ligação. É válido fazer a ressalva de que “no caso de uma ligação ser super armada, a geometria passa a ter uma influência maior sobre a resistência. A geometria é, por sua vez, o principal fator interveniente na rigidez inicial de uma ligação” (FERREIRA, 1999, p. 13).

2.5.3 Estabilidade Global

Conforme já mencionado, a introdução de uma vinculação semirrígida entre vigas e pilares tem grande influência na estabilidade global da estrutura, promovendo a redistribuição de esforços e diminuindo a deslocabilidade da estrutura, se comparado com estruturas com ligações rotuladas.

Em um estudo realizado através de simulações computacionais de estruturas pré-moldadas a fim de definir como as ligações semirrígidas influenciariam na deslocabilidade de primeira ordem, foi concluído que

Há uma grande variação da deslocabilidade da estrutura na medida em que há o enfraquecimento da ligação, ficando evidente a necessidade de haver um aumento da rigidez dos pilares para garantir o comportamento de pórtico da estrutura pré-moldada (FERREIRA et al., 2005, p. 8).

O comportamento da estrutura descrito por Ferreira *et al.* (2005) é esperado, uma vez que a estabilidade global da estrutura depende tanto da rigidez dos pilares quanto das ligações. Portanto, pode-se inferir, de forma geral, que no caso de se aumentar a rigidez das ligações pode-se reduzir a rigidez dos pilares e ainda assim garantir a estabilidade global da estrutura.

Para a garantia da estabilidade global da estrutura são enumerados quatro sistemas estruturais na ABNT NBR 9062:2017, que podem ser utilizados isoladamente ou em conjunto, a saber:

- a) Estruturas compostas por pilares engastados na fundação, podendo estar associados a vigas articuladas;
- b) Estruturas formadas por pórticos compostos por vigas e pilares, interligados entre si por meio de ligações resistentes a momentos fletores;
- c) Estruturas verticais com elementos de contraventamento;
- d) Estruturas de piso ou cobertura que formam diafragmas e transferem esforços horizontais para os elementos verticais de sustentação e de contraventamento.

A classificação das estruturas pré-moldadas, segundo sua deslocabilidade, é feita através da análise dos deslocamentos horizontais e dos efeitos de 2ª ordem.

Desta forma, as estruturas podem ser caracterizadas em três situações, apresentadas no Quadro 3, e que acarretam em diferentes considerações na análise estrutural.

QUADRO 3 DESLOCABILIDADE DE ESTRUTURAS SEGUNDO A ABNT NBR 9062:2017

Classificação da estrutura	Efeitos de 2ª ordem	Considerações na análise estrutural
Deslocabilidade reduzida	Inferiores a 10% dos respectivos efeitos de 1ª ordem.	Efeitos locais e localizados de 2ª ordem.
		Procedimento simplificado para verificação dos efeitos globais.
Deslocabilidade moderada	No intervalo entre 10% e 30% dos respectivos efeitos de 1ª ordem.	Efeitos de 2ª ordem global na estrutura.
		Procedimento simplificado para verificação dos efeitos globais.
Deslocabilidade acentuada	Superiores a 30% dos respectivos efeitos de 1ª ordem.	Efeitos globais, locais e localizados de 2ª ordem.
		Considerar integralmente os efeitos das não linearidades física e geométrica.

FONTE: Elaborado pelo autor.

O procedimento simplificado para análise não linear com efeitos globais de 2ª ordem (item 5.1.2.12 da ABNT NBR 9062:2017) é análogo ao estabelecido pela ABNT NBR 6118:2014, e se dá através do coeficiente γ_z . O valor do coeficiente γ_z (para cada combinação de carregamento) é dado pela Equação (6).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (6)$$

Em que:

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

$M_{1,tot,d}$ Momento de tombamento referente ao pilar equivalente da estrutura analisada, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada em relação à base da estrutura.

As estruturas pré-moldadas com ligações semirrígidas são consideradas com deslocabilidade moderada para o intervalo $1,10 < \gamma_z < 1,30$, caso em que é possível o

uso do procedimento aproximado para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem em estruturas com nós móveis.

O procedimento aproximado consiste em avaliar os esforços finais - de 1ª ordem mais de 2ª ordem - a partir da majoração adicional das ações horizontais da combinação de ações considerada pelo coeficiente γ_z . Para o intervalo $1,10 < \gamma_z < 1,20$ emprega-se o fator de majoração reduzido de $0,95 \gamma_z$, enquanto para o intervalo $1,20 \leq \gamma_z < 1,30$ emprega-se o fator de majoração com o valor integral de γ_z .

Em relação a essa recomendação da norma foi observado que diversos autores, entre eles El Debs (2017), Ferreira *et al.* (2005) e Jeremias Jr. (2007), indicam que os deslocamentos horizontais e os esforços majorados (para aproximação de esforços de segunda ordem) através do coeficiente γ_z são melhor aproximados quando se faz a majoração através do valor integral do coeficiente.

A ABNT NBR 9062:2017 define que é válida a adoção do coeficiente γ_z para a análise de instabilidade de estruturas pré-moldadas, mesmo para estruturas com menos de quatro pavimentos. Entretanto, para ser possível a utilização do coeficiente γ_z nesse caso, a norma define que é necessário que a estrutura tenha uma geometria regular, sem variação significativa dos pés-direitos ou mudanças expressivas na inércia dos pilares em pavimentos sucessivos.

No cálculo dos deslocamentos de 1ª ordem devem ser considerados os efeitos da rigidez secante da relação momento-rotação das ligações e a não linearidade física dos elementos estruturais. Porém, quando se aplica uma consideração aproximada/simplificada da não linearidade física na análise global de 2ª ordem, a norma sugere, no Anexo A, a utilização dos valores apresentados no Quadro 4 para a rigidez secante dos elementos estruturais.

QUADRO 4 RIGIDEZ SECANTE PARA ANÁLISE DE 2ª ORDEM

Elemento	Lajes	Vigas		Pilares (valores médios ao longo da altura)			
		Concreto Armado	Concreto Protendido	Ligações articuladas	Ligações semirrígidas (até quatro pavimentos)	Ligações semirrígidas, (acima de quatro pavimentos)	Ligações rígidas
$(EI)_{sec}$	$0,25 E_{cilc}$	$0,50 E_{cilc}$	$0,80 E_{cilc}$	$0,40 E_{cilc}$	$0,55 E_{cilc}$	$0,70 E_{cilc}$	$1,0 E_{cilc}$

FONTE: ABNT NBR 9062:2017

Onde

$(EI)_{sec}$	Rigidez secante do elemento;
E_{ci}	Módulo de deformação tangente inicial;
I_c	Momento de inércia da seção bruta de concreto.

É importante a ressalva que a ABNT NBR 9062:2017 apresenta no Anexo A, de que “na análise de edifícios de múltiplos pavimentos, os valores associados à rigidez secante dos pilares apresentam valores maiores para os pavimentos inferiores e menores para pavimentos superiores”. Esse comportamento é relacionado com a diminuição da força normal ao longo da altura do edifício.

Os valores de rigidez apresentados são aproximados, e não contemplam o efeito de fluência, não sendo possível utilizá-los para análise dos esforços locais de 2ª ordem. O Anexo A termina com a prescrição de que “é incumbência do projetista avaliar se os valores aproximados adotados para a rigidez secante representam as condições efetivas de projeto”.

Em relação à influência de vinculações semirrígidas na estabilidade global foi apontado que “ocorre uma redução significativa dos deslocamentos no topo dos pilares, podendo-se reduzir em até 90% a flecha calculada para a situação articulada, dependendo do grau de engastamento parcial” (JEREMIAS JÚNIOR, 2007, p. 185).

A contribuição das ligações semirrígidas na estabilidade global cresce de acordo com o aumento do grau de engastamento da viga no pilar, conforme observado por Mota (2009), porém não de forma diretamente proporcional.

Segundo Mota (2009) para um grau de engastamento de até 50% ocorre um grande incremento na melhoria das condições de estabilidade global. Para faixas de 50% a 75% do grau de engastamento obtém-se um crescimento moderado e em faixas de 75% a 90% ocorre baixo incremento na contribuição da ligação na estabilidade global. A partir de 90% a ligação pode ser considerada rígida.

Portanto, as estruturas com ligações semirrígidas promovem uma melhora no comportamento da estrutura em relação à estabilidade global, ainda que “tais estruturas apresentam um desempenho global inferior ao comportamento da estrutura com ligações perfeitamente rígidas” (JEREMIAS JÚNIOR, 2007, p. 52), sendo portanto uma situação intermediária entre as estruturas pré-moldadas com vigas isostáticas (articuladas) e as estruturas de concreto *in loco* com as vigas idealizadas como engastadas.

A rigidez da ligação tem sua parcela de contribuição na estabilidade global, porém os pilares são os elementos que exercem maior influência na estabilidade global da estrutura, com a rigidez do pilar ligada diretamente à sua inércia, à seção transversal e à disposição das armaduras.

Portanto, em se tratando de análises paramétricas, a “escolha de seções mais rígidas [para os pilares] pode causar conclusões errôneas em relação a influência da rigidez das ligações no comportamento estrutural” (SANTOS, 2016, p. 159).

Desta forma, pode-se elencar que a rigidez dos pilares e a rigidez das ligações são os principais parâmetros que influenciam na análise da estabilidade global da estrutura. Para que a análise seja acurada é necessário certo equilíbrio entre as rigidezes, de forma que o pilar não apresente uma rigidez tão elevada em relação à rigidez da ligação que impossibilite a interpretação da influência das ligações na estabilidade global.

Os modelos de análise podem ser discretizados em pórticos planos, com as ligações representadas por meio dos nós. Dessa forma não é levada em conta a rigidez da laje, que contribui para o comportamento da estrutura em relação à sua estabilidade global. Santos (2016) aponta que, se incluída a laje na análise estrutural, é possível um acréscimo na rigidez da ligação, porém nem todos os modelos estruturais contemplam essa contribuição.

Em se tratando de estruturas pré-moldadas para edifício de múltiplos pavimentos, é importante a consideração da rigidez ao momento fletor positivo da ligação (devido à inversão de momentos na ligação causada por esforços horizontais), sendo observado que “a ligação com chumbador inclinado apresenta melhor desempenho no combate ao momento fletor positivo” (MARIN, 2009, p. 100).

Em relação às ações horizontais, Lins (2013) aponta que mesmo pequenos acréscimos de rigidez das ligações influenciam de forma significativa tanto na rigidez da estrutura quanto nos deslocamentos laterais da estrutura. Isso é particularmente relevante para estruturas de múltiplos pavimentos ou que recebam esforços de empuxo, derivados de contenções por exemplo, consideráveis.

Portanto, se pode dizer que, tanto os pilares quanto as ligações, regem a estabilidade global da estrutura, seja através da redistribuição dos esforços, da deformabilidade da ligação ou da rotação que a viga e a ligação apresentam.

Desta forma faz-se necessária uma análise mais aprofundada dos efeitos que uma vinculação semirrígida introduz na estabilidade global da estrutura. É necessário

ressaltar que “os efeitos das ligações semirrígidas sobre as estruturas com múltiplos pavimentos dependem principalmente da deslocabilidade de primeira ordem da estrutura perfeitamente rígida” (FERREIRA et al., 2005, p. 10).

2.5.4 Método dos Componentes

O Método dos Componentes pode ser visto como uma validação dos resultados obtidos através das considerações da ABNT NBR 9062:2017, no sentido de servir como um balizador das análises. Isso pode ser alcançado devido ao refinamento apresentado neste método, no que diz respeito às considerações quanto aos principais componentes constituintes da ligação.

Apesar de um dos métodos mais difundidos para a análise estrutural ser a modelagem computacional com base no Método dos Elementos Finitos (MEF), ferramenta em que é possível criar modelos bi e tridimensionais (que levam em conta o comportamento não linear, além de problemas de contato e escorregamento), nem sempre é possível a modelagem satisfatória de determinada zona da estrutura.

Portanto uma alternativa à modelagem pelo MEF é a utilização do Método dos Componentes, no qual a ligação é representada como uma associação de elementos componentes, cada qual com suas propriedades mecânicas, com uma redução do “número de graus de liberdade quando se compara com o que seria necessário para representar, no modelo de barra, cada mecanismo de transferência de força individualmente” (MOTA, 2009, p. 71).

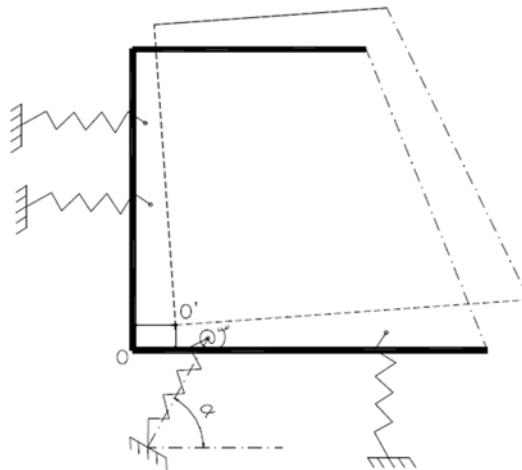
O Método dos Componentes, apresentado em COST C1 (1996, *apud* MIOTTO, 2002, p. 14), avalia os componentes da ligação em relação às suas características de deformação e resistência de forma isolada, realizando a associação entre os mesmos para descrever o comportamento da ligação.

Ferreira (1999) contemplou em seu estudo os seguintes mecanismos de deformação: tração em uma barra ancorada em concreto (comportamento linear), cisalhamento de uma barra ancorada em um elemento de concreto, cisalhamento em uma barra bi engastada em dois elementos de concreto com altura livre e deformação por compressão em almofadas de elastômero simples. Para uma análise aprofundada acerca do tema, recomenda-se o estudo desenvolvido por Ferreira (1999).

O estudo foi voltado ao desenvolvimento de um modelo analítico cujo equacionamento represente o comportamento em conjunto dos mecanismos de deformação adotados, sendo associada “a cada força uma deformação correspondente a um dado mecanismo de deformação [...] a expressão final, para a deformabilidade da ligação, resulta da associação das deformabilidades dos elementos da ligação” (FERREIRA, 1999, p. 37).

Uma hipótese simplificadora do Método dos Componentes é que a rigidez na extremidade da viga é tal que é possível considerar um movimento de corpo rígido no plano. A extremidade da viga é representada como uma chapa rígida e os elementos resistentes (e.g. graute, armadura de continuidade, apoio elastomérico) da ligação são representados como molas, com arranjo similar ao exposto na Figura 19.

FIGURA 19 DISCRETIZAÇÃO PARA O MÉTODO DOS COMPONENTES



FONTE: Adaptado de Mota (2009)

O comportamento proposto para a extremidade da viga é similar ao exposto por Soriano (2005 *apud* MOTA, 2009, p. 71) para edifícios de múltiplos andares, no qual as “lajes funcionando como diafragma rígido impõe que os deslocamentos horizontais de todos os nós da laje sejam dependentes do deslocamento de corpo rígido do pavimento”.

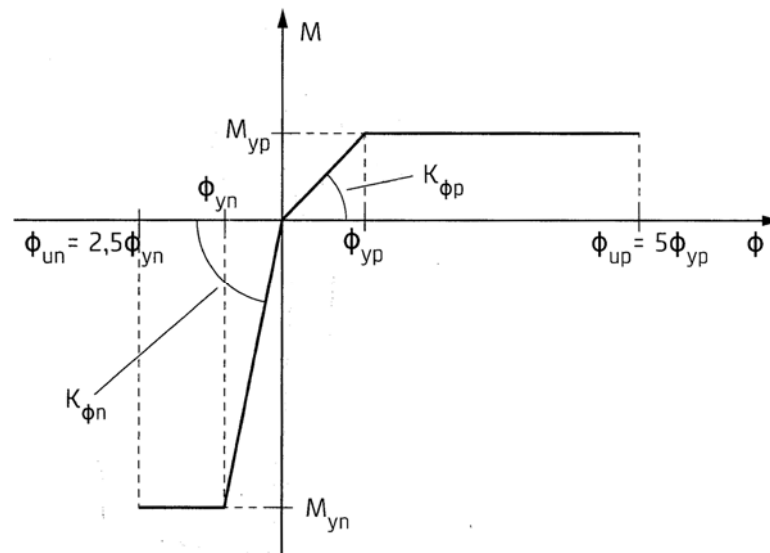
No caso da ligação viga-pilar, trata-se a extremidade da viga como um corpo rígido que terá os deslocamentos vinculados a um centro de rotação, definido pelas deformações de cada elemento resistente (molas).

Um modelo similar ao que será proposto no presente trabalho foi apresentado por El Debs, Miotto, El Debs (2010) com a análise da ligação realizada através do

Método dos Componentes. Esse estudo foi baseado em um modelo proposto por Miotto (2002) e consiste em uma ligação com armadura de continuidade, chumbador reto e aparelho de apoio formado por almofadas de argamassa modificada, similar ao arranjo apresentado na Figura 15.

O estudo adotou uma aproximação bilinear para o comportamento da ligação, como a que pode ser observada na Figura 20, para descrever o comportamento da ligação. Para os momentos negativos foi observado que a rotação última (ϕ_{un}) seria na ordem de 2,5 vezes a rotação de escoamento (ϕ_{yn}) e para os momentos positivos a rotação última (ϕ_{up}) seria na ordem de 5 vezes a rotação de escoamento (ϕ_{yp}). Constata-se a concordância com disposto na ABNT NBR 9062:2017 (ver Figura 13 e Equação (2)), para momentos negativos.

FIGURA 20 APROXIMAÇÃO BILINEAR DA LIGAÇÃO



FONTE: El Debs (2017)

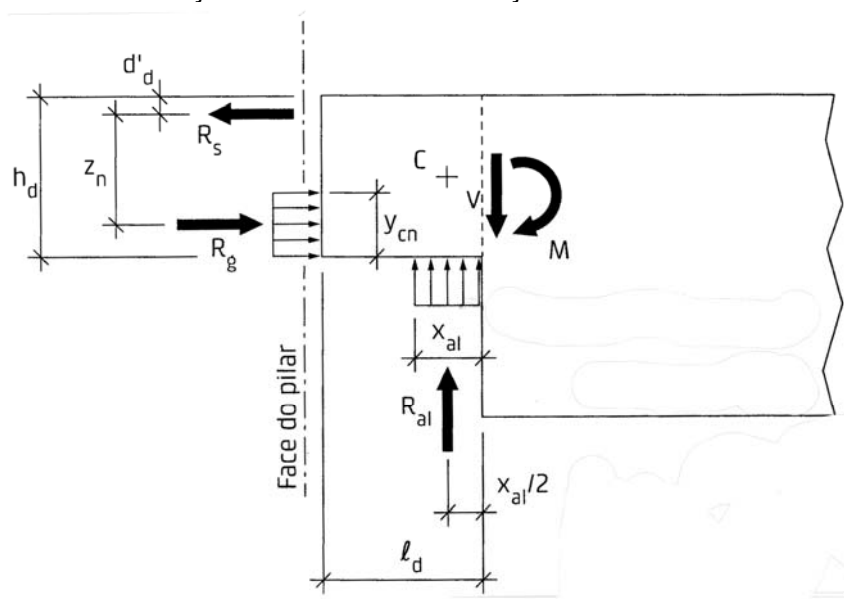
Nesse estudo é possível observar, através da Figura 20, que a ligação apresenta um comportamento bastante dúctil para a solicitação de momentos positivos, mesmo sem a adoção de chapas soldadas ou chumbadores inclinados. Desta forma a adoção de chumbadores retos atuou de forma satisfatória para momentos solicitantes positivos.

O Método dos Componentes contempla os momentos positivos e negativos atuando na ligação, e descreve as forças atuantes e a rigidez de cada componente. Para os momentos negativos os elementos resistentes são a armadura de

continuidade, a almofada de apoio e a junta concretada/grauteada. Já para o caso de momento positivo os elementos resistentes são a mesa de concreto (formada pelo capeamento) e o chumbador grauteado.

No Método dos Componentes a análise dos momentos negativos se inicia através do equilíbrio das forças apresentadas na Figura 21. As forças são as parcelas resistentes de cada elemento, sendo a força R_s atribuída à armadura de continuidade, a força R_g à junta concretada e a força R_{al} ao bloco de compressão sob a almofada.

FIGURA 21 FORÇAS ATUANTES NA LIGAÇÃO - MOMENTO NEGATIVO



FONTE: El Debs (2017)

Em que:

h_d Altura do dente Gerber;

d'_d Distância do eixo da armadura de continuidade ao topo da viga;

y_{cn} Altura do bloco de compressão na parte inferior do dente;

x_{al} Comprimento do bloco de compressão na face inferior do dente Gerber;

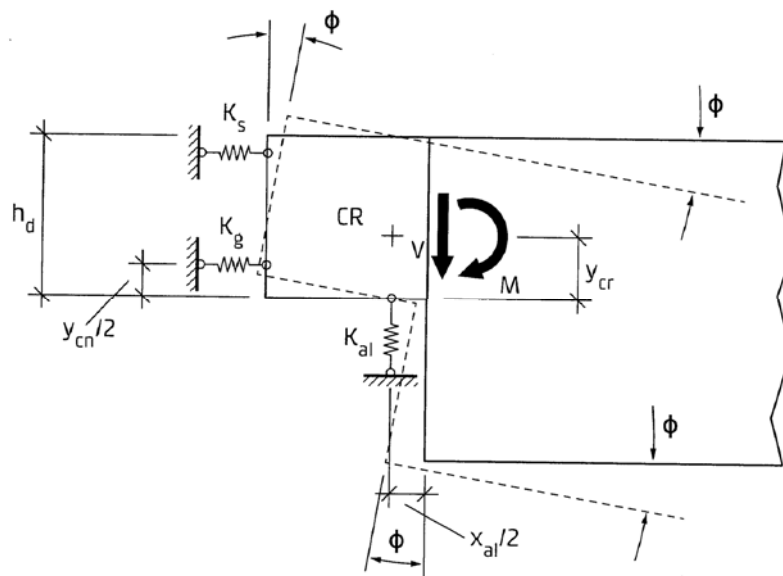
l_d Comprimento do dente Gerber.

A Figura 21 representa uma ligação que faz uso de uma almofada de argamassa modificada, desta forma o comprimento x_{al} do bloco de compressão não abrange o comprimento total l_d do dente Gerber. El Debs (2017) faz a ressalva que para o uso de almofadas muito deformáveis (*i.e.*, aparelhos de apoio elastoméricos) o valor x_{al} tende ao comprimento total do dente Gerber.

É interessante fazer a ressalva que o uso de almofada de argamassa apresenta compressão somente em um trecho do dente Gerber devido ao restante do comprimento do apoio estar solicitando a argamassa à tração (e, portanto, fissurada). Desta forma, o centro de rotação será alinhado à resultante de compressão R_{al} .

A discretização da ligação para o Método dos Componentes é representada na Figura 22, com as rigidezes de cada componente resistente indicadas como molas e a viga realizando um movimento de rotação de corpo rígido.

FIGURA 22 MÉTODO DOS COMPONENTES - MOMENTO NEGATIVO



FONTE: El Debs (2017)

Onde:

K_s Rigidez da armadura de continuidade;

K_g Rigidez da junta concretada;

K_{al} Rigidez do aparelho de apoio;

CR Centro de rotação;

y_{cr} Distância do centro de rotação à extremidade inferior do dente Gerber.

Segundo Ferreira (1999) e Mota (2009) as armaduras de continuidade têm a transferência de forças dada através da aderência da interface aço-concreto, com a almofada de elastômero sofrendo distorção e transmitindo uma parcela de força de cisalhamento e o chumbador transmitindo esforços através do efeito de pino e do efeito de tração. Os dois autores apresentam em seus estudos uma análise mais

aprofundada sobre o tema e descrevem como é feita a transmissão de esforços entre os componentes mencionados.

A determinação do momento negativo de cálculo (M_{ynd}) é realizada através do equilíbrio das forças apresentadas na Figura 21 em relação ao ponto C - alinhado com R_{al} . O cálculo de M_{ynd} pode ser feito através da Equação (7), com as definições de z_n pela Equação (8) e de y_{cn} pela Equação (9).

$$M_{ynd} = A_s f_{yd} z_n \quad (7)$$

$$z_n = h_d - d'_d - \frac{y_{cn}}{2} \quad (8)$$

$$y_{cn} = \frac{A_s f_{yd}}{f_{cgd} b_w} \quad (9)$$

Em que:

A_s Área da armadura de continuidade;

f_{yd} Resistência de cálculo da armadura de continuidade;

z_n Distância entre resultantes R_s e R_g (ver Figura 21);

y_{cn} Altura do bloco de compressão na parte inferior do dente;

f_{cgd} Resistência de cálculo à compressão do material da junta;

b_w Largura da viga.

A deformação da ligação, quando solicitada por momento fletor negativo, pode ser considerada através das seguintes parcelas: deformação da armadura (devido à fissura pronunciada formada junto ao pilar), deformação do material de preenchimento da junta e deformação da almofada de apoio.

Para que o Método dos Componentes apresente um resultado satisfatório é necessária uma caracterização prévia de cada elemento componente da ligação, assim como definir seus mecanismos de transferência de força. Os mecanismos de transferência podem ser classificados “[...] conforme o tipo de ação que eles são capazes de transferir. As ações básicas são: força cortante, força de tração [e] força

de compressão que combinadas podem transferir momentos fletores e torçores” (MOTA, 2009, p. 71).

O cálculo da rigidez da parcela relativa à deformação da armadura (K_s) é apresentado pela Equação (10).

$$k_s = \frac{\sigma_s A_s}{w_y} \quad (10)$$

Em que:

σ_s Tensão da armadura de continuidade;

w_y Abertura de fissura pronunciada junto à face do pilar, calculada através da Equação (11).

$$w_y = 2 \left[\frac{(1 + a_w) s_1^{a_w} \phi_m}{8 (1 + \alpha_e \rho_{s,ef})} * \frac{\sigma_s^2}{\tau_{m\acute{a}x} E_s} \right]^{\frac{1}{(1 + \alpha_w)}} + \frac{4 \sigma_s \phi_m}{E_s} \quad (11)$$

Sendo:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,top}} \quad (12)$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = 2,5 * \sqrt{f_{c,top}} \quad (13)$$

$$\rho_{s,ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}} \quad (14)$$

Em que

$A_{c,ef}$ Área de envolvimento da armadura de continuidade;

ϕ_m Diâmetro médio da armadura de continuidade;

E_s Módulo de elasticidade do aço;

$E_{c,top}$ Módulo de elasticidade do concreto do capeamento;

$F_{c,top}$ Resistência de cálculo à compressão do concreto do capeamento.

Pode-se adotar os parâmetros $\alpha_w = 0,4$ e $s_1 = 1,0$.

A rigidez da parcela correspondente à junta preenchida (K_g) pode ser calculada através da Equação (15).

$$k_g = \frac{y_{cn} b_w}{D_g} \quad (15)$$

Onde:

D_g Deforabilidade do material de preenchimento da junta.

Desta forma pode-se calcular a rigidez da ligação para o momento fletor negativo ($K_{\emptyset n}$) através da Equação (16), com a distância do centro de rotação e a face inferior do dente Gerber (y_{cr}) definida pela Equação (17).

$$k_{\emptyset n} = \left[k_s (h_d - y_{cr} - d'_d)^2 + k_g \left(y_{cr} - \frac{y_{cn}}{2} \right)^2 \right] \quad (16)$$

$$y_{cr} = \frac{k_s (h_d - d'_d) + k_g \frac{y_{cn}}{2}}{k_s + k_g} \quad (17)$$

É importante ressaltar que o nível de refinamento da análise, tanto dos elementos isolados quanto dos elementos associados, depende da aplicação que será feita do resultado, porém “duas aproximações principais são utilizadas para associar os componentes. A mais precisa é a aproximação mecânica. Para fins de projeto, a mais útil é a aproximação analítica” (MIOTTO, 2002, p. 15).

A aproximação mecânica faz o uso do comportamento real dos componentes, considerando seu comportamento não linear, demandando o uso de processos iterativos. Já a aproximação analítica adota um comportamento linear correspondente a rigidez elástica dos componentes.

No caso de momento fletor positivo atuando na ligação, o Métodos dos Componentes permite o cálculo da rigidez e do momento de plastificação. Porém como os elementos resistentes ao momento positivo (o chumbador grauteado e a mesa de concreto) apresentam incertezas quanto à qualidade da execução foi optado por desprezar seu efeito nas análises que serão feitas.

Uma vez que a norma ABNT NBR 9062:2017 não prescreve um procedimento de cálculo que contemple a rigidez secante à flexão positiva em ligações com chumbador grauteado, o cálculo da rigidez da ligação ao momento fletor positivo será apresentada no Apêndice A, a título de contribuição aos estudos futuros.

3 DESENVOLVIMENTO

Nesse item serão abordadas algumas considerações reunidas na fase inicial do trabalho, no intuito de se ter uma base para o desenvolvimento dos estudos.

Também será feito um resumo sobre como foi a abordagem na qual o trabalho foi desenvolvido, discorrendo sobre os estudos iniciais desenvolvidos, as hipóteses simplificadoras adotadas, os parâmetros de projeto envolvidos e os estudos paramétricos a serem realizados.

3.1 ESTUDOS INICIAIS

Em um primeiro momento foram realizados estudos preliminares, de forma a validar-se rotinas de cálculo, definir qual a maneira adequada para se realizar a modelagem de estruturas pré-moldadas e como fazer o tratamento dos dados gerados pelos programas de análise estrutural.

Desta forma, será feita uma breve síntese de como foram conduzidos os estudos iniciais, a fim de esclarecer algumas escolhas feitas ao longo do desenvolvimento do presente trabalho.

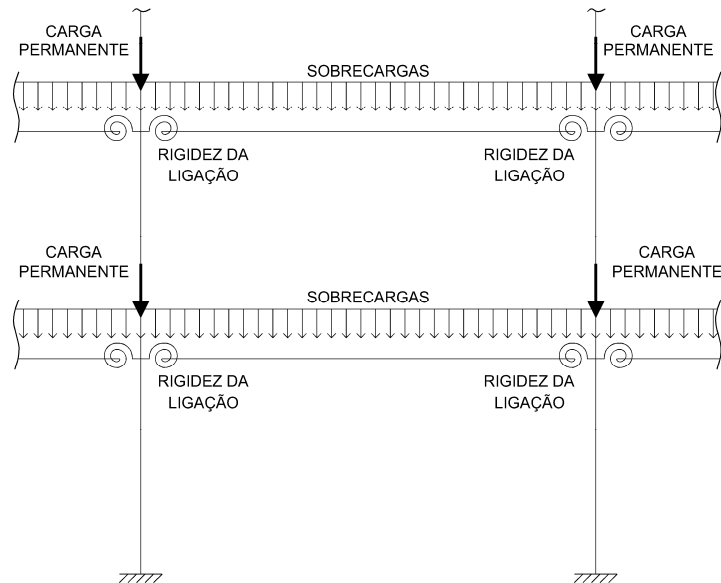
3.1.1 Discretização da Estrutura

A estrutura a ser estudada foi idealizada como de uso comercial, adotando uma implantação modular (típica de estruturas pré-moldadas). Serão feitas análises para explorar o comportamento da estrutura perante a estabilidade global, a deformação dos elementos e os momentos atuantes nas vigas e pilares.

O modelo escolhido para representar a estrutura será composto por pórticos espaciais, com as vigas que apoiam lajes em uma direção da estrutura e a maior inércia dos pilares perpendicular à direção dessas vigas. A estrutura será discretizada como sendo formada apenas por elementos de barra (vigas e pilares), com os carregamentos aplicados nas barras ou nos nós, de acordo a natureza destes.

Os pilares serão considerados engastados na base e a rigidez das ligações será representada mediante introdução de uma mola rotacional, como ilustrado na Figura 23, na extremidade das barras que representam as vigas. Será adotada uma distribuição de cargas conforme apresentado em Ferreira *et al.* (2005).

FIGURA 23 MODELO GENÉRICO DISCRETIZADO



FONTE: O autor (2018)

No estudo de Ferreira *et al.* (2005) foram consideradas as cargas permanentes, como o peso próprio da viga, das lajes e do capeamento, atuando como cargas concentradas aplicadas diretamente nos nós, uma vez que a ligação ainda não atua na fase da montagem da estrutura. Já as sobrecargas foram distribuídas ao longo do comprimento da barra e, portanto, irão mobilizar a ligação entre a viga e o pilar.

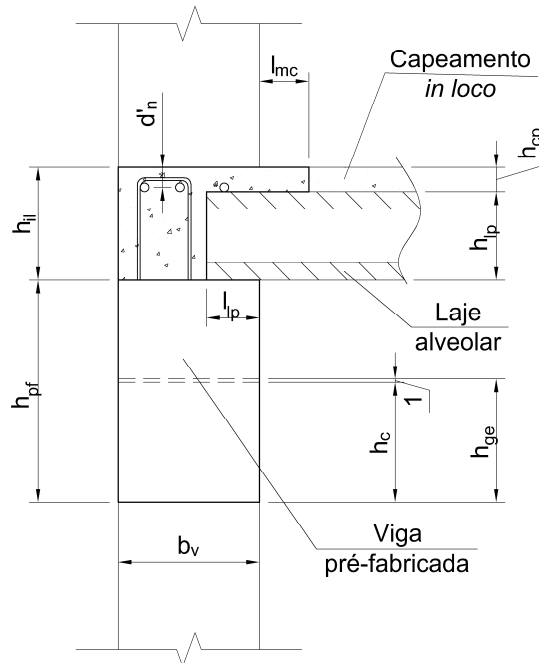
Ou seja, somente as sobrecargas mobilizam a ligação viga-pilar, uma vez que as cargas permanentes já são atuantes quando a ligação é solidarizada. É importante fazer a distinção entre as cargas que solicitam os elementos individualmente (cargas permanentes e de peso próprio) e as que irão mobilizar a ligação (sobrecargas permanentes e acidentais), uma vez que, para cada fase de montagem da estrutura, além da variação do carregamento atuante, tem-se a variação da seção resistente.

A seção transversal das vigas será definida de acordo com sua função estrutural e posição em planta: as vigas que apoiam as lajes alveolares e são de fachada terão seção “L”, enquanto as vigas internas que apoiam lajes terão seção “T”.

As vigas de fechamento, que não apoiam lajes e estão nas fachadas, serão de seção retangular.

A seção transversal para a viga pré-moldada de seção “L” é ilustrada na Figura 24, com a legenda da geometria descrita no Quadro 5.

FIGURA 24 SEÇÃO TRANSVERSAL ADOTADA - SEÇÃO “L”



FONTE: O autor (2018)

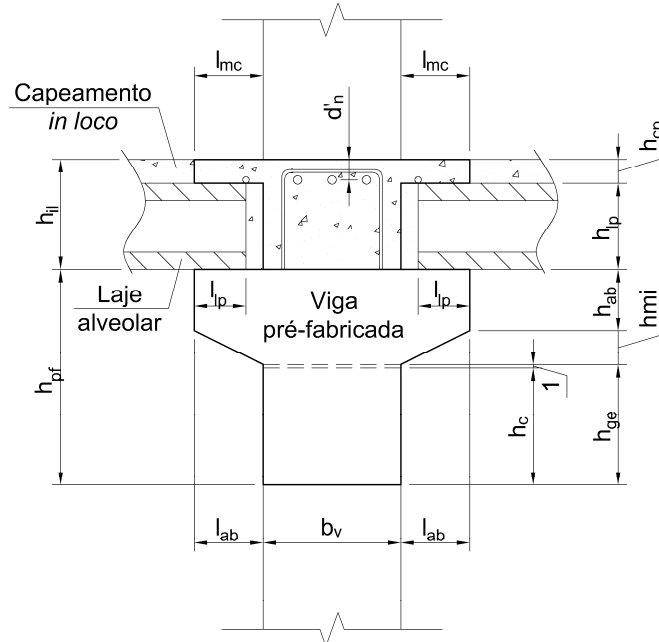
QUADRO 5 GEOMETRIA SEÇÃO TRANSVERSAL “L”

Sigla	Legenda	Valor adotado	
		$b_v = 30\text{cm}$	$b_v = 40\text{cm}$
l_{mc}	Largura da mesa superior formada pelo capeamento, a partir da face da viga.	11,3 cm	15 cm
l_{lp}	Comprimento de apoio da laje alveolar na viga pré-moldada.	15 cm	20cm
b_v	Largura da base da viga pré-moldada.	30 cm	40 cm
h_{il}	Altura do complemento de concreto <i>in loco</i> .	20 cm	32 cm
h_{pf}	Altura da seção pré-moldada.	60 cm	60 cm
d'_n	Distância do eixo da armadura de continuidade até a face superior do capeamento de concreto <i>in loco</i> .	7 cm	7 cm
h_{cp}	Altura do capeamento de concreto <i>in loco</i> .	5 cm	5,5 cm
h_{lp}	Altura da laje alveolar.	15 cm	26,5 cm
h_{ge}	Altura do dente Gerber da viga pré-moldada (se houver).	35 cm	35 cm
h_c	Altura do consolo no pilar (se houver).	34 cm	34 cm

FONTE: O autor (2018)

A seção transversal para a viga pré-moldada de seção “T” é ilustrada na Figura 25, com a legenda da geometria descrita no Quadro 6.

FIGURA 25 SEÇÃO TRANSVERSAL ADOTADA - SEÇÃO “T”



FONTE: O autor (2018)

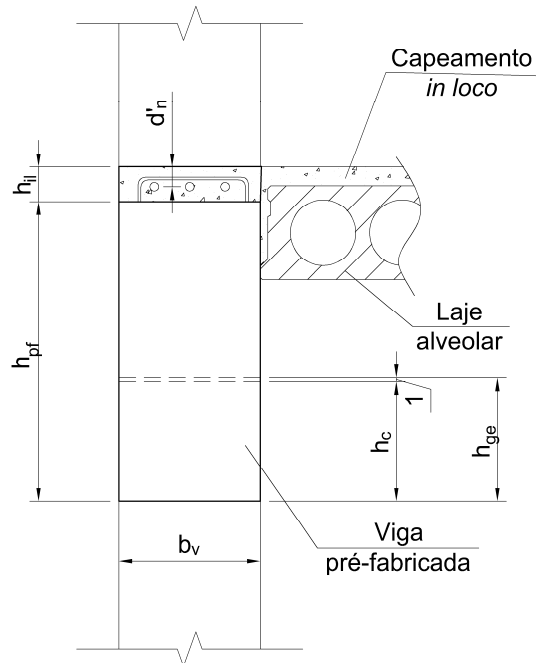
QUADRO 6 GEOMETRIA SEÇÃO TRANSVERSAL “T”

Sigla	Legenda	Valor adotado	
		$b_v = 30\text{cm}$	$b_v = 40\text{cm}$
l_{mc}	Largura da mesa superior formada pelo capeamento, a partir da face da viga.	20 cm	20 cm
l_{lp}	Comprimento de apoio da laje alveolar na viga pré-moldada.	15 cm	20 cm
l_{ab}	Largura da aba da viga pré-moldada.	20 cm	20 cm
b_v	Largura da base da viga pré-moldada.	30 cm	40 cm
h_{ii}	Altura do complemento de concreto <i>in loco</i> .	20 cm	32 cm
h_{pf}	Altura da seção pré-moldada.	60 cm	60 cm
d'_n	Distância do eixo da armadura de continuidade até a face superior do capeamento de concreto <i>in loco</i> .	7 cm	7 cm
h_{cp}	Altura do capeamento de concreto <i>in loco</i> .	5 cm	5,5 cm
h_{lp}	Altura da laje alveolar.	15 cm	26,5 cm
h_{ab}	Altura da aba da viga pré-moldada.	15 cm	15 cm
h_{mi}	Altura da mísula da viga pré-moldada.	10 cm	10 cm
h_{ge}	Altura do dentre Gerber da viga pré-moldada (se houver).	35 cm	35 cm
h_c	Altura do consolo no pilar (se houver).	34 cm	34 cm

FONTE: O autor (2018)

A seção transversal da viga pré-moldada de fechamento (com seção retangular), é ilustrada na Figura 26, e a legenda da geometria descrita no Quadro 7.

FIGURA 26 SEÇÃO TRANSVERSAL ADOTADA - VIGA DE FECHAMENTO



FONTE: O autor (2018)

QUADRO 7 GEOMETRIA SEÇÃO TRANSVERSAL RETANGULAR

Sigla	Legenda	Valor adotado
b_v	Largura da base da viga pré-moldada.	30 cm
h_{ii}	Altura do complemento de concreto <i>in loco</i> .	10 cm
h_{pf}	Altura da seção pré-moldada.	60 cm
d'_n	Distância do eixo da armadura de continuidade até a face superior do capeamento de concreto <i>in loco</i> .	7 cm
h_{ge}	Altura do dentre Gerber da viga pré-moldada (se houver).	35 cm
h_c	Altura do consolo no pilar (se houver).	34 cm

FONTE: O autor (2018)

3.1.2 Rigidez de Ligações Viga-Pilar

Para o cálculo da rigidez de ligações viga-pilar foi desenvolvida uma planilha eletrônica no Excel, a fim de se conferir automatização ao cálculo e diminuir a possibilidade de erros. A título de exemplificação, são expostos os dados de entrada

da planilha, relacionados no Quadro 8, para o caso de uma viga de seção “T”, ilustrada na Figura 27 (na qual as células destacadas são correspondentes aos dados de entrada).

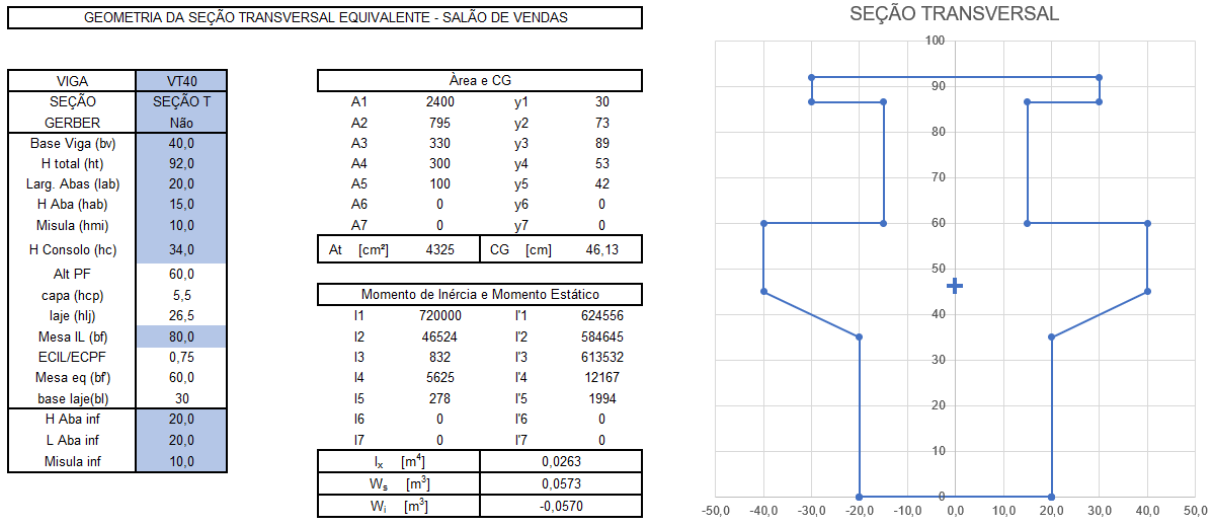
QUADRO 8 DADOS DE ENTRADA PARA O CÁLCULO DA RIGIDEZ

Legenda	Valor adotado
Seção com dente gerber no apoio.	Não
Base da viga pré-moldada.	40 cm
Largura das abas da viga pré-moldada.	20 cm
Largura da mesa superior de concreto (capeamento)	80 cm
Largura da seção de concreto <i>in loco</i> complementar.	40 cm
Altura total da viga pré-moldada.	92 cm
Altura da seção pré-moldada.	60 cm
Altura do capeamento de concreto <i>in loco</i> .	5,5 cm
Altura da laje alveolar.	26,5 cm
Altura das abas da viga pré-moldada.	15 cm
Altura das mísulas da viga pré-moldada.	10 cm
Altura do consolo no pilar (se houver)	34 cm
Resistência à compressão característica do concreto pré-moldado.	40 MPA
Resistência à compressão característica do concreto <i>in loco</i> do capeamento.	30 MPA
Resistência à tração característica do aço.	500 MPA
Distância do eixo da armadura de continuidade até a face superior do capeamento de concreto <i>in loco</i> .	7 cm
Quantidade e bitola das armaduras de continuidade passantes no pilar.	3Ø25mm
Quantidade e bitola das armaduras de continuidade laterais ao pilar.	2Ø20mm
Tipologia da ligação (ABNT NBR 9062:2017).	1
Vão total da viga pré-moldada.	800 cm
Largura do pilar.	40 cm
Largura da folga entre viga e pilar.	5 cm
Distância do chumbador vertical e face da viga pré-moldada.	15 cm

FONTE: O autor (2018)

A concepção da planilha permite a escolha de seções transversais retangulares, “T”, “I” e “L”, bem como a opção de apoio tipo dente gerber. Desta forma o presente trabalho busca representar de forma mais realista a estrutura, com a rigidez das ligações entre viga e pilar definida de acordo com sua seção transversal, uso estrutural e posição em planta dos pilares que as apoiam (interno ou de fachada).

FIGURA 27 INTERFACE PLANILHA ELETRÔNICA - SEÇÃO TRANSVERSAL



FONTE: O autor (2018)

As seções transversais já foram consideradas com o complemento *in loco*, portanto já com a compatibilização da geometria devido às diferentes resistências dos materiais. A planilha retorna os dados de área, centro de gravidade e momentos de 1ª e 2ª ordem da seção equivalente, os quais foram utilizados para a conferência do lançamento das seções nos programas de análise estrutural.

Com os parâmetros de entrada definidos, foi criada uma rotina de cálculo para a obtenção da rigidez secante, do momento de escoamento da ligação e do fator de restrição à rotação (α_r). A planilha contempla a metodologia proposta no Método dos Componentes (MC) e na ABNT NBR 9062:2017 (NBR), conforme representado na Figura 28 - para o caso da viga de seção "T" com os dados descritos no Quadro 8 e representada na Figura 27.

FIGURA 28 INTERFACE PLANILHA ELETRÔNICA - RIGIDEZ LIGAÇÕES

LIGAÇÃO INTERNA	Momento negativo		
	MC	NBR	Δ
Rigidez da ligação [MN*m/rad]	573,55	347,13	65,23%
Momento escoamento [kN*m]	727,76	803,61	9,44%
Fator de restrição à rotação α_r	0,649	0,528	22,91%

LIGAÇÃO FACHADA	Momento negativo		
	MC	NBR	Δ
Rigidez da ligação [MN*m/rad]	346,44	176,39	96,40%
Momento escoamento [kN*m]	520,32	563,28	7,63%
Fator de restrição à rotação α_r	0,527	0,362	45,57%

FONTE: O autor (2018)

Conforme ilustrado na Figura 28, a planilha contempla as situações de ligação interna (adotada tipologia 1 da norma, com armaduras passantes) e de ligação de fachada (adotada tipologia 3 da norma, com luvas rosqueadas).

Inicialmente foi feito um estudo de validação da planilha, nos cálculos da rigidez secante e do momento de escoamento da ligação, obtidos pelo Método dos Componentes. Foi feita a comparação dos resultados da planilha com os resultados apresentados por El Debs *et al.* (2010) e El Debs (2017), compilados na Tabela 1.

TABELA 1 VALIDAÇÃO DO CÁLCULO - MÉTODO DOS COMPONENTES

Momento negativo na ligação						
Modelo de referência	Rigidez da ligação [MN*m/rad]			Momento de escoamento [kN*m]		
	Planilha	Referência	Δ	Planilha	Referência	Δ
Pilar interno - El Debs 2010	60,61	60,90	0,47%	202,75	202,00	0,37%
Pilar fachada - El Debs 2010	24,99	25,10	0,42%	99,09	96,30	2,89%
Pilar interno - El Debs 2017	63,94	63,50	0,69%	147,97	147,50	0,32%
Pilar fachada - El Debs 2017	26,66	26,40	0,97%	70,52	70,20	0,45%

FONTE: O autor (2018)

Visto que a planilha estava suficientemente calibrada para o cálculo através do Método dos Componentes, foi feito um estudo entre as diferenças apresentadas entre os resultados da ABNT NBR 9062:2017 e do Método dos Componentes.

A concepção desse estudo teve como objetivo a convergência de valores entre os métodos de cálculo, e para realizar a análise foi utilizada a ferramenta *solver*, nativa do Excel, que permite fazer a simulação de valores, simultaneamente, para múltiplos parâmetros. Foi estipulado que o objetivo específico seria obter o maior valor possível de rigidez secante da ligação, atrelado a menor diferença entre resultados obtidos através dos métodos de cálculo.

Foram elencados sete parâmetros a serem analisados, os quais são relacionados no Quadro 9, com o estudo dividido em seis partes, descritas a seguir.

QUADRO 9 PARÂMETROS DE INTERESSE

Parâmetro		Unidade	Limite Inferior	Valor inicial	Limite Superior
Altura da viga	(1)	[cm]	75	92	100
Altura do consolo	(2)	[cm]	25	34	(1) / 2
Base da viga	(3)	[cm]	30	40	50
Cobrimento (d'_n)	(4)	[mm]	25	70	100
Mesa superior	(5)	[cm]	(3)	80	100
Altura capeamento	(6)	[cm]	5	5,5	10
nº barras equivalente	(7)	[inteiro]	5	7	10

FONTE: O autor (2018)

A primeira análise foi feita variando cada parâmetro individualmente, dentro dos limites descritos no Quadro 9, de forma a verificar a influência exercida nos valores da rigidez da ligação.

Na segunda análise procedeu-se variando primeiro os parâmetros (1) e (2) simultaneamente, uma vez que são diretamente correlacionados, e então variou-se progressivamente os demais parâmetros subsequentes. A análise se deu através dessa abordagem afim de se observar se haveria uma convergência dos valores calculados entre o Método dos Componentes e a norma brasileira vigente, com a variação simultânea dos parâmetros.

De forma análoga se deram a terceira e a quarta análise, porém fixando-se o valor do fator de restrição à rotação (α_r) em 0,250 e 0,350, respectivamente. A quinta análise foi realizada fixando-se o valor de α_r e dos parâmetros (1), (3) e (6), variando-se os valores dos demais parâmetros subsequentes. A última análise procedeu mantendo-se o valor da rigidez da ligação e da altura da viga (Parâmetro (1)) constantes, variando-se os demais parâmetros.

Apesar da planilha contemplar o cálculo da resistência da ligação a momentos positivos - bem como as bibliografias com as quais a validação dos cálculos foi feita também apresentarem os resultados - foi optado por não apresentar essa análise no corpo do trabalho, ficando expostos os cálculos, resultados e comparações no Apêndice A, a título de contribuição para trabalhos futuros.

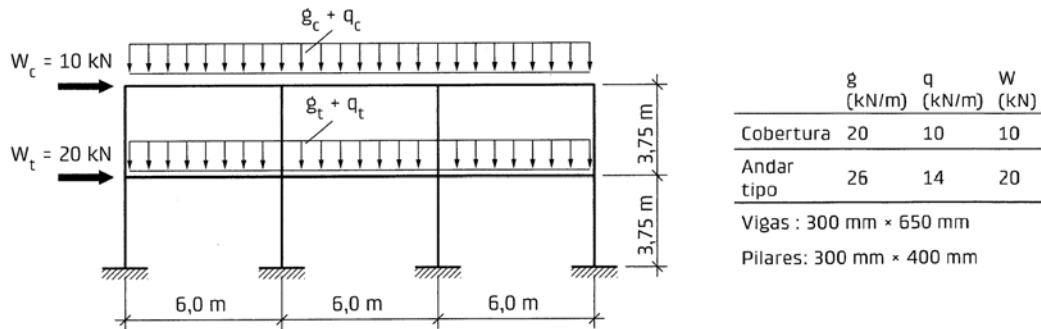
3.1.3 Análise Estrutural

O cálculo da estabilidade global foi automatizado através da elaboração de uma planilha eletrônica em Excel, de forma a mitigar erros de cálculo. Uma vez que os esforços nos elementos estruturais são obtidos a partir das combinações últimas e seus deslocamentos e deformações através de combinações de serviço, a planilha foi concebida contemplando ambos os casos.

A validação dos cálculos realizados na planilha foi dada através de comparação com o exemplo apresentado em El Debs (2017), cuja geometria, dimensão dos elementos estruturais e carregamentos são reproduzidos na Figura 29.

O estudo adotado como referência tem resultados de estruturas com ligações rígidas, semirrígidas e rotuladas.

FIGURA 29 VALIDAÇÃO DE ROTINA DE CÁLCULO - ESTRUTURA ADOTADA



FONTE: El Debs (2017).

El Debs (2017) também apresenta variações desse caso, nas quais adotam-se estrutura com diferente número de pavimentos (até cinco pavimentos) e ligações semirrígidas. Os estudos realizados expõem os resultados calculados para os deslocamentos no topo dos pilares, momento na base dos pilares e coeficiente γ_z .

Desta forma foram reproduzidos os exemplos expostos em dois programas de análise estrutural (FTOOL e SAP2000), a fim de se confirmar os resultados obtidos. Em um primeiro momento foram calculadas as rigidezes dos pilares interno e de fachada, cujos resultados são expostos na Tabela 2. O estudo feito por El Debs (2017) usou o Método dos Componentes para a determinação da rigidez das ligações, sendo feita a determinação da rigidez a partir da norma para fins de comparação.

TABELA 2 VALIDAÇÃO DO CÁLCULO - RIGIDEZ VIGAS

Pilar de Fachada					
Valor calculado	Método dos Componentes		Δ	NBR9062	Δ
	Planilha	El Debs			
Rigidez da ligação [MN*m/rad]	26,66	26,40	0,97%	19,83	34,41%
Momento de escoamento [kN*m]	70,52	70,20	0,45%	75,10	6,10%
Fator α_r	0,276			0,204	35,07%
Pilar interno					
Valor calculado	Método dos Componentes		Δ	NBR9062	Δ
	Planilha	El Debs			
Rigidez da ligação [MN*m/rad]	63,94	63,50	0,69%	50,94	25,53%
Momento de escoamento [kN*m]	147,97	147,50	0,32%	163,10	9,28%
Fator α_r	0,478			0,397	20,18

FONTE: O autor (2018)

Pode-se observar que os valores calculados através do Método dos Componentes apresentam diferenças de menos de 1% em relação ao exemplo proposto, atestando uma boa calibração no cálculo.

Os valores obtidos para a rigidez da ligação através da metodologia de cálculo proposta na ABNT NBR 9062:2017 apresentam valores próximos a 25% e 35% menores para pilares de fachada e internos, respectivamente, o que atesta uma aproximação mais conservadora da norma acerca da determinação da rigidez. Observa-se que a diferença obtida nos valores do fator α_r foi similar à da rigidez, uma vez que são diretamente relacionados.

Uma vez definidas as rigidezes das ligações, procedeu-se fazendo os modelos de pórtico plano nos programas de análise estrutural, com os parâmetros e metodologia de cálculo definidos no exemplo de El Debs (2017).

No caso de estruturas semirrígidas com dois pavimentos foram realizados dois modelos diferentes, somente para análise de 1ª ordem: com superposição de efeitos (carregamentos aplicados nas barras - peso próprio em barras isostáticas e sobrecargas em barras semicontínuas - e rigidez aplicada na extremidade das barras) e com os carregamentos conforme Figura 23 e rigidez aplicada na extremidade das barras. Foi observado que não há diferença entre os modelos (uma vez que só foi feita a análise linear da estrutura), confirmando a validade do carregamento proposto por Ferreira *et al.* (2005) para este estudo.

No estudo de El Debs (2017) os valores do coeficiente γ_z foram obtidos a partir da análise de 1ª ordem da estrutura, os momentos na base dos pilares a partir dos esforços de 1ª ordem multiplicados por γ_z e os deslocamentos máximos dos pilares obtidos através de análise de 2ª ordem (através da consideração de rigidez secante dos elementos $(EI)_{sec}$). Os resultados alcançados são apresentados no Quadro 10.

QUADRO 10 VALIDAÇÃO DA ROTINA DE CÁLCULO - ESTABILIDADE GLOBAL

(continua)

Ligação	Nº pvtos.	$(EI)_{sec}$	Modelo	γ_z		Deslocamento Máximo [mm]		Momento base pilar [kN*m]	
				Planilha	El Debs	Planilha	El Debs	Planilha	El Debs
Rotulada	2	1,0	Mod.01	1,19	1,19	----	29,77	44,71	44,65
		1,0	Mod.02	1,10		----		41,25	
		0,4	Mod.03	----		29,85		----	

(conclusão)

Ligação	Nº pvtos.	$(EI)_{sec}$	Modelo	γ_z		Deslocamento Máximo [mm]		Momento base pilar [kN*m]	
				Planilha	El Debs	Planilha	El Debs	Planilha	El Debs
Rígida	2	1,0	Mod.04	1,01	1,01	----	1,99	15,12	15,27
		0,8	Mod.05	----		1,60		----	
Semirrígida	2	1,0	Mod.06	1,02	1,03	----	4,07	17,79	18,72
		1,0	Mod.08	1,02		----		17,79	
Semirrígida	3	1,0	Mod.09	1,05	1,05	----	11,30	31,81	33,86
		0,6	Mod.10	----		8,27		-----	
		0,4	Mod.11	----		10,93		-----	
	4	1,0	Mod.12	1,09	1,07	----	21,81	47,33	49,34
		0,6	Mod.13	----		16,36		----	
		0,4	Mod.14	----		21,42		----	
	5	1,0	Mod.15	1,15	1,10	----	36,30	64,89	66,11
		0,6	Mod.16	----		28,18		----	
		0,4	Mod.17	----		36,65		----	

FONTE: O autor (2018)

A partir dos dados apresentados é possível notar uma boa aproximação dos resultados, com os mesmos apresentado a mesma ordem de grandeza entre si. Para o caso de estruturas rotuladas foi observado que o resultado apresentado por El Debs (2017) é referente a uma estrutura com o pilar rotacionado (menor inércia paralela à direção das vigas - Modelo 01) enquanto todos os outros modelos apresentam a maior inércia dos pilares paralela à direção das vigas.

No caso de estruturas rígidas foi utilizado uma redução da rigidez $(EI)_{sec}=0,8$, em consonância com a ABNT NBR 9062:2017, sendo que o autor não informa qual redução da rigidez dos elementos para a análise de 2ª ordem.

Prosseguiu-se com a validação de dados aumentando o número de pavimentos, conforme exposto em El Debs (2017), no qual houve um aumento da diferença entre os resultados (especialmente no valor de γ_z) conforme o aumento do número de pavimentos, porém não sendo atestada uma diferença não aceitável entre os resultados de deslocamentos e momentos na base dos pilares.

O autor apresenta que a redução de rigidez dos elementos $(EI)_{sec}=0,6$ para ligações semirrígidas, porém os resultados são similares aos calculados com

$(EI)_{\text{sec}}=0,4$, situação a qual o autor apresenta como sendo a redução para estruturas com vigas isostáticas. Desta forma faz-se a ressalva da diferença apresentada entre os valores de momento e deslocamento que o autor apresenta podem ser oriundas de um valor divergente de redução de rigidez com o qual os cálculos foram realizados.

Após a análise dos resultados apresentados, foi considerado que a rotina de cálculo empregada na planilha eletrônica está suficientemente calibrada para proceder com as análises propostas no presente trabalho.

3.2 HIPÓTESES SIMPLIFICADORAS

A viabilidade do presente trabalho foi alcançada mediante a adoção de hipóteses simplificadoras, de forma a reduzir o número de variáveis na análise, das quais as mais relevantes são descritas a seguir.

- a) Consideração do efeito diafragma promovido pelas lajes alveolares, com conseqüente compatibilização de deslocamentos dos pilares em cada pavimento;
- b) Não foram considerados elementos de contraventamento ou enrijecimento da estrutura (e.g. escadas, elevadores, elementos de fechamento), de forma que a estabilidade da estrutura depende essencialmente da rigidez dos pilares e das ligações entre elementos;
- c) Os elementos estruturais foram considerados apenas com as características do concreto, desprezando-se as armaduras, ou seja, com os elementos apresentando uma rigidez menor que a real;
- d) A análise considerou somente a seção composta das vigas, sem realizar verificações referentes às fases de montagem e construção.
- e) Para a obtenção dos esforços de momento fletor positivo nas vigas foi feita a superposição de efeitos, com os carregamentos de peso próprio atuando em uma viga isostática e as sobrecargas em uma viga com ligações semirrígidas;

- f) Foi considerada a situação de engastamento perfeito na base dos pilares, não contemplando efeitos de ligação semirrígida entre o pilar e a fundação;
- g) Optou-se por desconsiderar os efeitos de desaprumo de montagem nos pilares da estrutura pré-moldada, cuja prescrição acerca do tema consta na ABNT NBR 9062:2017;
- h) Não foram contemplados os eventuais efeitos de excentricidade de cargas, oriundos do apoio das vigas em consolos;
- i) Foi feita a adoção do valor integral do coeficiente γ_z para aproximação dos esforços de 2ª ordem, em concordância com o exposto em El Debs (2017), Ferreira *et al.* (2005) e Jeremias Jr. (2007).

3.3 PARÂMETROS DE PROJETO

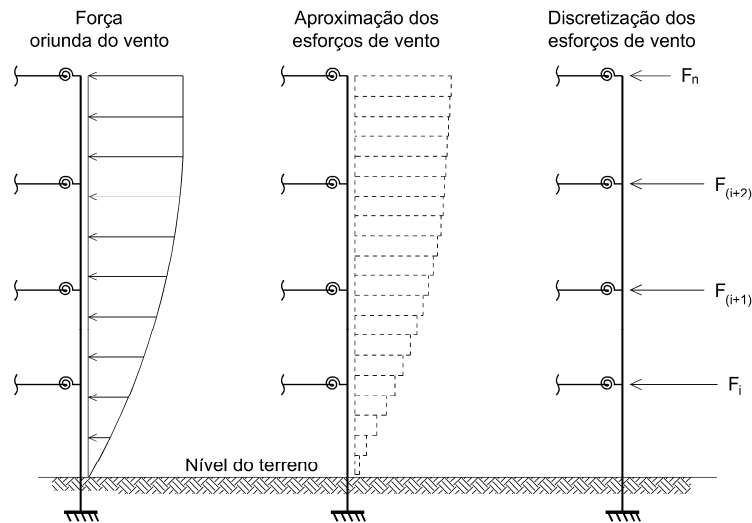
A fim de se conceber uma estrutura a ser estudada, mas que não tenha aplicação exclusivamente acadêmica, foram adotados alguns parâmetros de projeto, de forma a ter-se uma análise fidedigna de estruturas pré-moldadas correntes.

O cálculo dos esforços oriundos do vento foi feito através dos coeficientes de pressão, apresentados na ABNT NBR 6123:1988 (ABNT, 1988), de forma automatizada em planilha eletrônica. Desse modo, quando houverem alterações na altura da edificação nas análises paramétricas, os esforços seguirão o prescrito em norma brasileira vigente.

Foi concebida uma edificação em região de velocidade básica do vento $V_0=45\text{m/s}$, com o fator topográfico $S_1=1,0$ (terreno plano) e fator estatístico $S_3=1,0$ (edificação comercial). O cálculo do fator S_2 foi automatizado em planilha eletrônica, bem como o cálculo da pressão dinâmica do vento (q), dos esforços equivalentes a serem aplicados nos nós e do momento de tombamento ($M_{1,tot,d}$) da estrutura.

Na concepção da planilha eletrônica para o cálculo dos esforços de vento foi adotado um comprimento de engastamento do pilar, no qual o vento não atua, bem como foi considerado que o vento atua na estrutura desde o nível do terreno. Essas considerações podem ser visualizadas na Figura 30.

FIGURA 30 ESFORÇOS ORIUNDOS DO VENTO



FONTE: O autor (2018)

Em relação aos carregamentos atuantes foi optado por considerar três situações distintas: Salão de vendas, Estacionamento coberto e Estacionamento descoberto. A planilha eletrônica permite a atribuição de qualquer uma das sobrecargas em cada um dos pavimentos, bem como a mudança dos valores de carregamento característico para cada situação. A Figura 31 ilustra a interface da planilha para a definição dos carregamentos e seções (células destacadas).

FIGURA 31 INTERFACE PLANILHA ELETRÔNICA - CARREGAMENTOS

VIGA FECH	PILAR	VIGA				LAJE e CAPA	SOBRECARGAS		
		VIGA T		VIGA L			USO	PERMANENTE	ACIDENTAL
30x70	40x60								
TÉRREO		0	0	0	0	0	0	0	0
TIPO 1		VT40	778,50	VL40	365,40	3820,8	SL. VENDAS	1536	7680
TIPO 2		VT40	778,50	VL40	365,40	3820,8	EST. COB.	768	2304
TIPO 3	2220	VT40	778,50	VL40	365,40	3820,8	EST. COB.	768	2304
TIPO 4		VT40	778,50	VL40	365,40	3820,8	EST. COB.	768	2304
ULTIMO PD		VT40	778,50	VL40	365,40	3820,8	EST. DESCOB.	2304	2304

SOBRECARGAS					
USO PREVISTO		PERMANENTE		ACIDENTAL	
TIPO	Comercial	kgf/m ²	kN/m ²	kgf/m ²	kN/m ²
EST. COBERTO		100	1,0	300	3,0
EST. DESCOBERTO		300	3,0	300	3,0
SALÃO DE VENDAS		200	2,0	1000	10,0

FONTE: O autor (2018)

Por fim, em todos os modelos analisados serão considerados pilares retangulares, com a maior inércia perpendicular à direção das vigas que apoiam lajes, uma vez que estes são os principais elementos responsáveis pela estabilidade global nesta direção.

3.4 ESTUDOS PARAMÉTRICOS

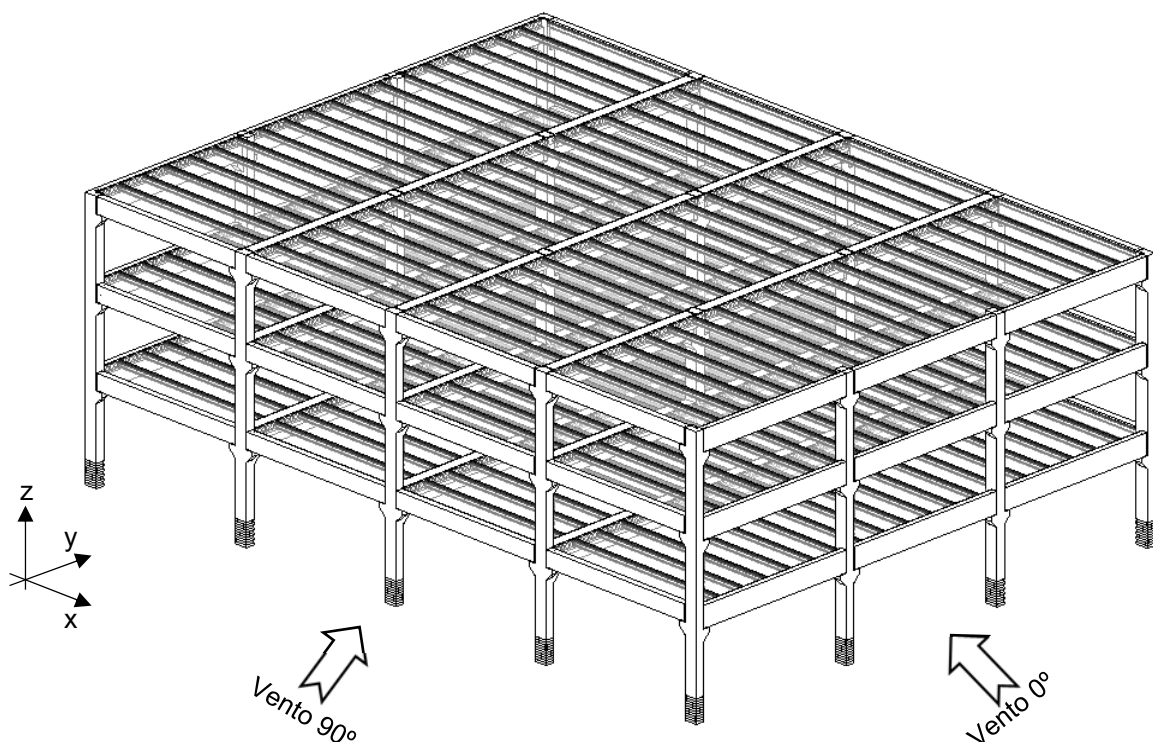
O presente item do trabalho apresentará quais as etapas seguidas ao longo do desenvolvimento dos estudos paramétricos, discorrendo acerca de quais os parâmetros iniciais adotados na concepção da estrutura, quais os estudos paramétricos desenvolvidos e como se procedeu com a modelagem das estruturas.

Será apresentado também um estudo inicial, que ajudou a balizar a escolha da disposição dos elementos estruturais, e que diz respeito à influência da direção das vigas na estabilidade global e deslocamentos da estrutura.

3.4.1 Definição da Estrutura

A estrutura concebida como base para os estudos foi idealizada como de uso comercial, justificando vãos maiores entre pilares, e com uma área de implantação de 32x24 metros, altura entre pavimentos de 3,5 metros e apoio das vigas sem dente gerber. A Figura 32 ilustra a estrutura que foi idealizada para a análise, com o sistema de coordenadas adotado, assim como a convenção de vento considerada.

FIGURA 32 ESTRUTURA IDEALIZADA



FONTE: O autor (2018)

Os principais parâmetros referentes à geometria da estrutura são relacionados no Quadro 11. Foi optado por utilizar as mesmas seções de viga para todos os pavimentos, independentemente do uso atribuído ao mesmo, as quais são detalhadas no item 3.1.1 do presente trabalho.

Também foi optado por utilizar ligações semirrígidas nas ligações viga-pilar tanto para as vigas de piso (seção “T” e “L”) quanto para as vigas de fechamento, uma vez que não serão contemplados elementos de contraventamento/enrijecimento da estrutura na análise.

QUADRO 11 PARÂMETROS DA ESTRUTURA IDEALIZADA - 3 PAVIMENTOS

Legenda	Valor adotado
Comprimento da maior fachada (direção x)	32,0 m
Comprimento da menor fachada (direção y)	24,0 m
Número de módulos em x	4 módulos de 8,0 m
Número de módulos em y	3 módulos de 8,0 m
Altura do primeiro pavimento	3,5 m
Altura do pavimento tipo	3,5 m
Quantidade de pavimentos (de 3 a 5)	3
Comprimento de engastamento dos pilares	1,0 m
Altura total do prédio (até o engaste)	11,5 m

FONTE: O autor (2018)

As sobrecargas adotadas para cada tipo de uso da estrutura são definidas no Quadro 12, bem como quais as sobrecargas mínimas definidas na ABNT NBR 6120:1980 (ABNT, 1980) para cada tipo de uso. Foi optado por adotar o primeiro pavimento com o uso de salão de vendas, o último como estacionamento descoberto e os demais como estacionamento coberto.

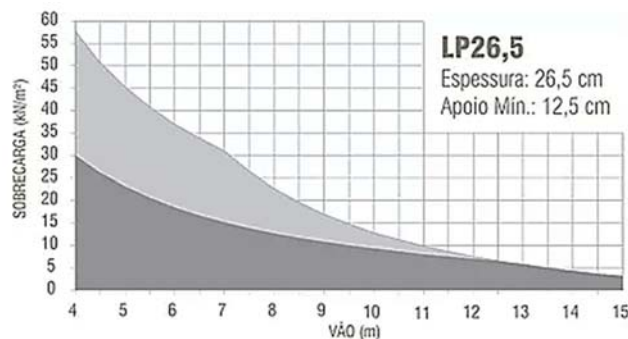
QUADRO 12 SOBRECARGAS DA ESTRUTURA IDEALIZADA

Tipo de uso	Sobrecarga adotada		ABNT NBR 6120:1980	
	Permanente	Acidental	Permanente	Acidental
Estacionamento Coberto	1,0kN/m ²	3,0kN/m ²	1,0kN/m ²	3,0kN/m ²
Estacionamento Descoberto	3,0kN/m ²	3,0kN/m ²	1,0kN/m ²	3,0kN/m ²
Salão de vendas	2,0kN/m ²	10,0kN/m ²	1,0kN/m ²	4,0kN/m ²

FONTE: O autor (2018)

Definidos os vãos e sobrecargas, foi consultado o catálogo de um fabricante de lajes alveolares, no caso a Cassol Pré-Fabricados, afim de se definir uma seção para a laje alveolar. De acordo com os ábacos de pré-dimensionamento - conforme exemplificado na Figura 33 - disponíveis no site da empresa, foi adotada uma laje LP26,5, que atende com certa folga as sobrecargas (acidental e permanente) de salão de vendas, o peso próprio da laje (informado pelo fabricante) e capeamento de concreto (espessura 5,5cm e peso próprio de 25kN/m³), para um vão de 8,0 metros.

FIGURA 33 ÁBACO DE DIMENSIONAMENTO LAJE ALVEOLAR



FONTE: Catálogo digital Cassol Pré-Fabricados

Definidos os carregamentos, seções e vãos dos elementos estruturais, foi feito um estudo para definir qual a direção das vigas que apoiam as lajes, de forma a obter uma estrutura com um comportamento de estabilidade global adequado.

Desta forma foi feita a modelagem da estrutura com as vigas dispostas na direção x (paralelas à maior fachada) e na direção y (paralelas à menor fachada). Os valores dos deslocamentos máximos (representados nas Figura 34 e Figura 35) e dos coeficientes γ_z da estrutura, para cada um dos casos, são compilados no Quadro 13.

QUADRO 13 ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA DIREÇÃO DAS VIGAS

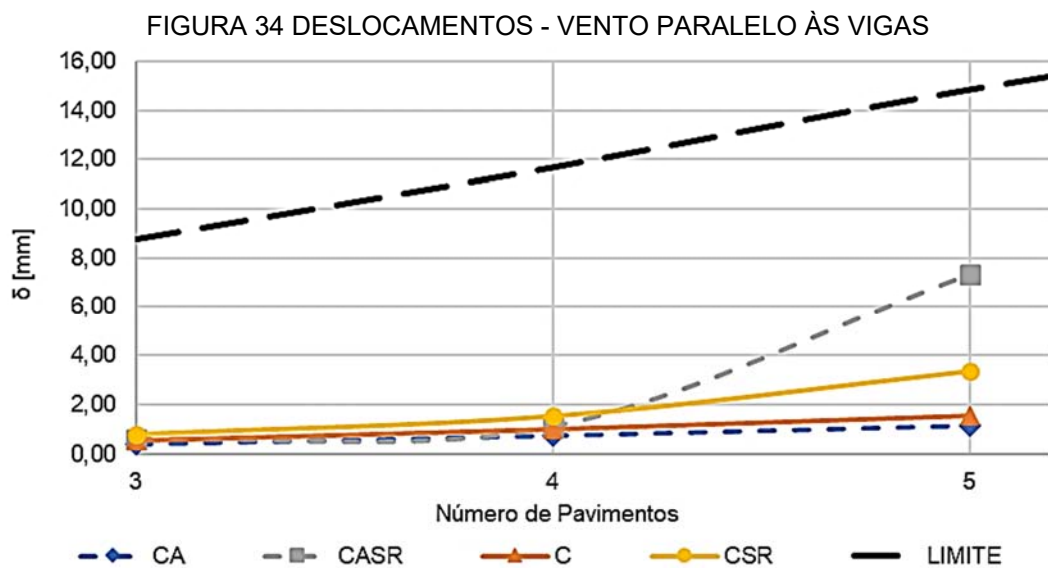
(continua)

Sigla do caso	Direção das vigas	Nº de pavimentos	Tipo de ligação	Coeficiente γ_z	Deslocamento máximo (δ)	
					Vento 0°	Vento 90°
CA	x	3	Rígida	1,05	0,40 mm	0,84 mm
		4		1,08	0,74 mm	1,77 mm
		5		1,10	1,14 mm	12,32 mm

(conclusão)

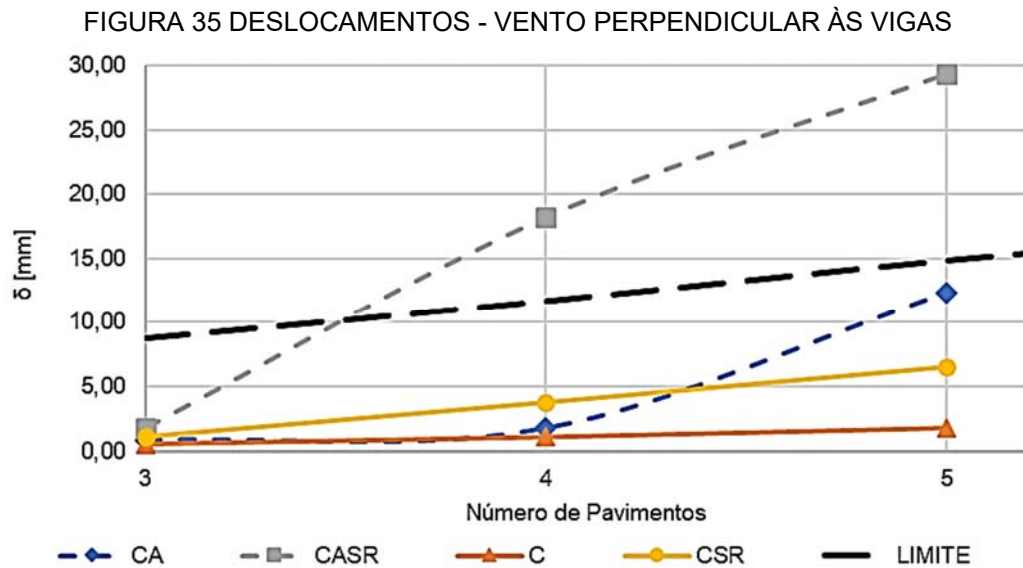
Sigla do caso	Direção das vigas	Nº de pavimentos	Tipo de ligação	Coeficiente γ_z	Deslocamento máximo (δ)	
					Vento 0°	Vento 90°
CASR	x	3	Semirrígida	1,07	0,57 mm	1,77 mm
		4		1,11	1,10 mm	18,20 mm
		5		1,16	7,32 mm	29,32 mm
C	y	3	Rígida	1,05	0,52 mm	0,54 mm
		4		1,08	1,08 mm	1,00 mm
		5		1,11	1,80 mm	1,55 mm
CSR	y	3	Semirrígida	1,07	1,13 mm	0,78 mm
		4		1,11	3,78 mm	1,52 mm
		5		1,16	6,51 mm	3,33 mm

FONTE: O autor (2018)



FONTE: O autor (2018)

É possível observar, na Figura 34, que a estrutura com ligações semirrígidas e vigas no eixo x (Caso CASR), com 5 pavimentos, uma deslocabilidade acentuada em relação ao caso com vigas no eixo y (Caso CSR). É possível inferir que o maior deslocamento, no Caso CASR, deve-se à configuração das seções das vigas: na estrutura com vigas dispostas no eixo x têm-se maior quantidade de vigas “L” e menor quantidade de vigas “T”, se comparado com a estrutura com vigas dispostas em y, sendo que a rigidez obtida nos casos de viga “T” interna é em torno de 70% maior.



FONTE: O autor (2018)

Constata-se na Figura 35 que as estruturas com as vigas dispostas no eixo y, com ligações rígidas (Caso C) e semirrígidas (Caso CSR), apresentam uma deslocabilidade menor que a estrutura com vigas dispostas no eixo x, com ligações rígidas (Caso CA) e semirrígidas (Caso CSRA). Verifica-se que o caso CSRA apresenta deslocamentos superiores ao estabelecido limite na ABNT NBR 9062:2017, para estruturas com mais de 4 pavimentos.

É interessante observar os casos de ligação semirrígida: quando as vigas são dispostas na direção y os deslocamentos da estrutura passam a ser em torno de 45% aos da estrutura com vigas dispostas ao longo do eixo x. Além disso é possível observar que nos casos em que o vento incide na estrutura de forma perpendicular à direção das vigas tem-se que os pilares passam a ser - quase que exclusivamente - os elementos que garantem a estabilidade global.

Portanto, pode-se atribuir essa diferença de comportamento da estrutura (se tratando da direção das vigas) devido a quantidade de pilares que cada um dos casos apresenta quando o vento incidir de forma perpendicular à direção das vigas de piso.

Observando os valores do coeficiente γ_z (apresentados somente para os casos em que o vento incide paralelamente às vigas, visto que estará solicitando as ligações) no Quadro 13, não são constatadas diferenças significantes, no que diz respeito à disposição das vigas.

Desta forma foi optado por manter as vigas de piso dispostas paralelamente à menor fachada, principalmente devido ao fato de a estrutura apresentar uma

deslocabilidade reduzida, bem como um comportamento similar, se tratando da estabilidade global, em ambas as direções.

3.4.2 Parâmetros Analisados

Uma vez definida a estrutura que será tomada como referência foram elencados parâmetros a serem estudados, de forma a elucidar quais os efeitos que a variação desses provocará no comportamento da estrutura.

De forma a sintetizar quais os casos serão estudados e quais as comparações serão realizadas, são discriminadas, no Quadro 14, as variações adotadas para análises paramétricas no presente trabalho. A princípio todas as análises serão feitas considerando casos da estrutura com 3, 4 e 5 pavimentos.

QUADRO 14 PARÂMETROS E CASOS DA ANÁLISE PARAMÉTRICA

Análise	Objeto da análise	Sigla do Caso de referência	Casos de referência	Sigla dos casos com variação	Variação do caso
01	Rigidez das ligações	C	Ligação rígida	CSRA	Apoio tipo dente gerber ABNT NBR 9062:2017
		CSR	Ligação semirrígida	CSRB	65% de As continuidade ABNT NBR 9062:2017
		CRO	Ligação rotulada	CSRC	Apoio tipo dente gerber Método dos componentes
02	Variação de altura dos pavimentos (primeiro e último)	C	Ligação rígida	A	Ligação rígida Altura primeiro pavimento
				ASR	Ligação semirrígida Altura primeiro pavimento
		CSR	Ligação semirrígida	AA	Ligação rígida Altura último pavimento
				AASR	Ligação semirrígida Altura último pavimento
03	Variação da rigidez das ligações ao longo dos pavimentos	C	Ligação rígida	B	Rigidez das ligações aumenta ao longo dos pavimentos
				BA	Rigidez das ligações diminui ao longo dos pavimentos
		CSR	Ligação semirrígida	BB	Último pavimento com ligações entre viga e pilar rotuladas

FONTE: O autor (2018)

Conforme exposto, foram definidas três situações a serem estudadas: a primeira análise será feita a partir da variação da rigidez da ligação, na segunda análise será variado as alturas do primeiro e do último pé-direito e a terceira análise será focada na variação da rigidez das ligações ao longo da altura da estrutura.

Pretende-se elucidar, na primeira análise, qual a influência de uma ligação entre viga e pilar, com maior ou menor rigidez ao momento fletor negativo, no comportamento da estrutura, comparando ainda a metodologia de cálculo apresentada em norma pertinente e através do Método dos Componentes. Os valores de rigidez secante calculados, para cada caso da análise paramétrica, são relacionados na Tabela 3.

TABELA 3 RIGIDEZES ADOTADAS - ANÁLISE PARAMÉTRICA 01

Caso	Seção	Pilar interno		Pilar de fachada	
		Rigidez	M_y	Rigidez	M_y
		[MN*m/rad]	[kN*m]	[MN*m/rad]	[kN*m]
CSR	Viga "L"	203,1	563,3	176,4	563,3
	Viga "T"	347,1	803,6	176,4	563,3
	Fechamento	62,7	181,9	62,7	181,9
CSRA	Viga "L"	70,3	331,3	61,0	331,3
	Viga "T"	120,1	472,7	61,0	331,3
	Fechamento	14,3	86,9	14,3	86,9
CSRB	Viga "L"	153,2	360,5	134,1	360,5
	Viga "T"	258,9	514,3	134,1	360,5
	Fechamento	45,3	111,0	45,3	111,0
CSRC	Viga "L"	115,5	296,2	115,5	296,2
	Viga "T"	180,3	408,1	112,3	296,2
	Fechamento	25,8	78,6	25,8	78,6

FONTE: O autor (2018)

A segunda análise tem por intuito a observação do comportamento da estrutura quando feita a variação da altura do primeiro e do último pavimento, a fim de se inferir qual o comportamento de estruturas com geometrias diferentes e como será a resposta da estrutura com ligações semirrígidas frente a essa mudança.

Busca-se depreender através da terceira análise qual o efeito da variação das rigidezes das ligações ao longo da altura de uma edificação. Também será observado qual o comportamento da estrutura com o último pavimento tendo ligações rotuladas entre vigas e pilares, situação comum nas estruturas pré-moldadas.

Na terceira análise a variação das rigidezes foi feita de forma linear, ou seja, nas estruturas com três pavimentos tinha-se a rigidez da ligação com 33%, o

subsequente com 66% e o outro com 100% da rigidez adotada no Caso CSR. De forma análoga, as estruturas com quatro pavimentos tiveram as rigidezes das ligações variando entre 25%, 50%, 75% e 100% e estruturas com cinco pavimentos variavam de 20%, 40%, 60%, 80% e 100% da rigidez adotada no Caso CSR.

Foram complementados os estudos com mais cinco análises, contemplando somente estruturas com 5 pavimentos, permitindo a análise de algumas variações ainda não abordadas. No Quadro 15 são relacionados os parâmetros variados nas análises paramétricas complementares.

A abordagem de se modelar somente estruturas com ligações semirrígidas e com 5 pavimentos foi escolhida para dar celeridade no processo de modelagem. Foram elencadas situações que podem ser analisadas como sendo um refinamento da análise (Caso ESR), uma decisão inicial de projeto (Casos DSR e DSRA) - de forma análoga ao apresentado para definição da direção das vigas-, ou como a variação de usos da edificação (Casos FSR e FSRA) pode modificar o comportamento estrutural (tema relevante atualmente, no que diz respeito a obras de revitalização e *retrofit*).

QUADRO 15 CASOS DAS ANÁLISES PARAMÉTRICAS COMPLEMENTARES

Objeto da análise	Sigla do Caso de referência	Caso de referência	Sigla dos casos com variação	Variação do caso
Modulação da obra	CSR	Vigas e lajes com vão de 8,0m	DSR	Vigas com vão de 6,0m Lajes com vão de 8,0m
			DSRA	Vigas com vão de 8,0m Lajes com vão de 6,0m
Seção das vigas	CSR	Seções iguais independente do uso	ESR	Seção p/ viga do Estacionamento Seção p/ viga do Salão de vendas
Sobrecargas de uso	CSR	1º pavimento com sobrecarga de salão de vendas	FSR	4º pavimento com sobrecarga de salão de vendas
			FSRA	Todos os pavimentos com sobrecarga de salão de vendas

FONTE: O autor (2018)

3.4.3 Modelagem da Estrutura

A modelagem foi realizada através do programa SAP2000, com o auxílio de planilha eletrônica desenvolvida no Excel. O SAP2000 oferece a possibilidade de edição via tabelas do Excel através do recurso *Interactive database editing*, de forma que foi possível automatizar parte do processo de modelagem.

Em um primeiro momento foi lançada uma estrutura base, a qual era modificada de acordo com a análise a ser feita. A planilha eletrônica desenvolvida contempla a edição das seções transversais, das ponderações, dos carregamentos nos nós e nas barras, das resistências aos esforços nas extremidades das barras e dos fatores de modificação de propriedades geométricas das barras.

As análises realizadas no programa SAP2000, todas lineares, permitiram a obtenção dos esforços e deslocamentos de cada ponderação para cada um dos casos. Através dos dados tratados foram determinados o coeficiente γ_z e os máximos deslocamentos (da estrutura) e esforços (dos elementos).

Em cada caso foi analisado o coeficiente γ_z , e, conforme os limites já descritos no item 2.5.3, foi verificada a necessidade, ou não, de se considerar os efeitos de 2ª ordem - simplificados ou integralmente - na análise da estrutura. Para os casos que satisfazem a condição de $1,1 < \gamma_z < 1,3$ foi feito um segundo modelo, este para as considerações, aproximadas, da não linearidades física e geométrica.

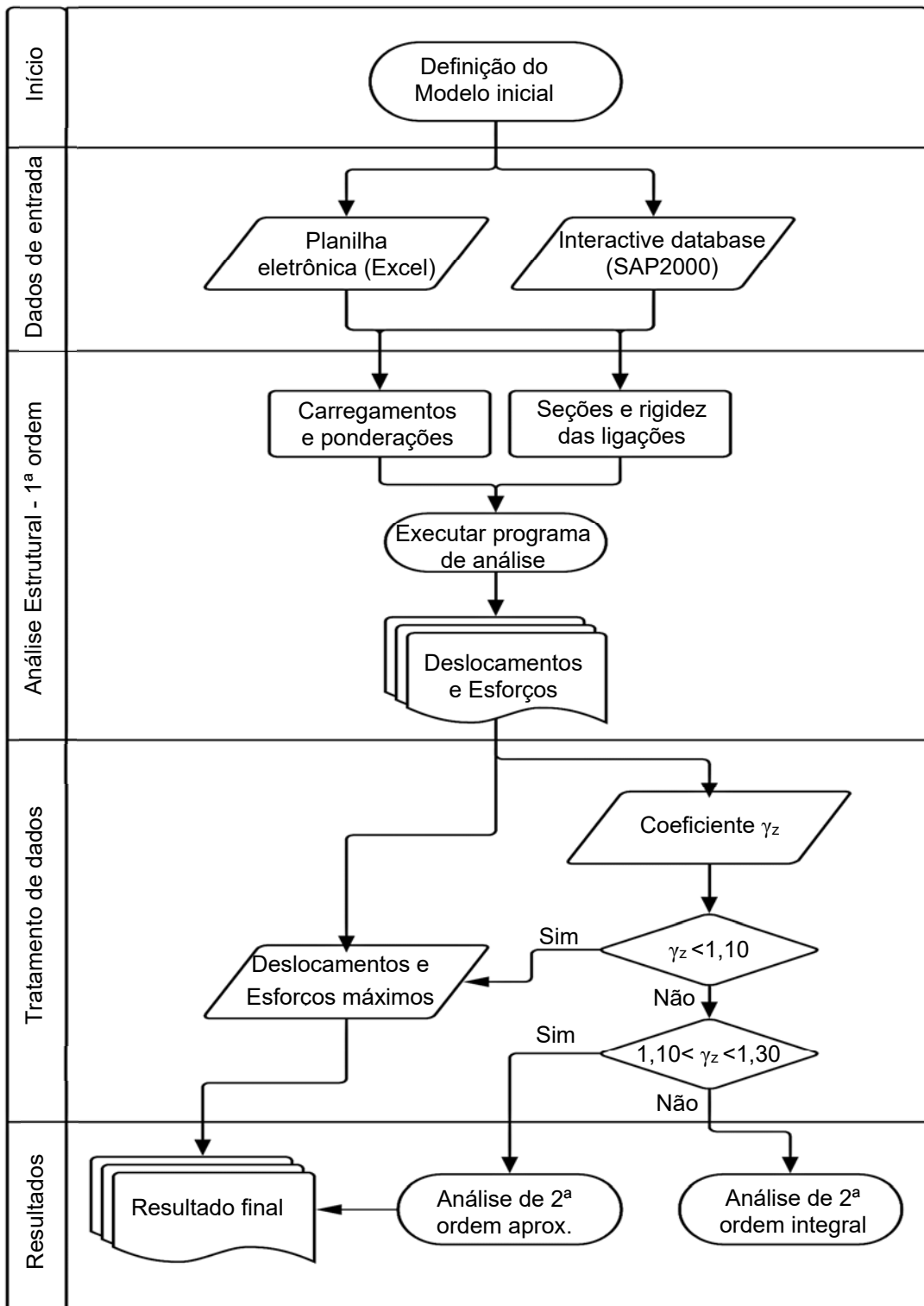
Os modelos para análise de 2ª ordem tiveram os esforços horizontais, para cada combinação, multiplicados pelo respectivo coeficiente γ_z da combinação, para efeitos de consideração da não linearidade geométrica. Já a não linearidade física foi considerada, conforme descrito nos item 2.5.2 e 2.5.3, através da rigidez secante dos elementos estruturais, via minoração da rigidez (EI) dos elementos.

No presente trabalho foi realizada a redução da rigidez através da minoração das características geométricas da seção, uma vez que nos elementos de estruturas de concreto armado têm-se uma redução da seção resistente (devido a fissuração, por exemplo) conforme os elementos são solicitados. Desta forma foi optado por fazer a análise reduzindo as características geométricas da seção e conservando as propriedades físicas inerentes ao material adotado.

Caso o coeficiente γ_z apresente valor menor que 1,10 os esforços e deslocamentos, adotados como finais, foram os obtidos através do modelo inicial

(análise de 1ª ordem), e no caso de que o valor de γ_z ser maior que 1,30 deve-se proceder fazendo uma análise dos efeitos de 2ª ordem de forma integral, a qual foge ao escopo desse trabalho. A metodologia, adotada no presente trabalho, para realizar a modelagem da estrutura, é ilustrada através da Figura 36.

FIGURA 36 FLUXOGRAMA DA MODELAGEM



FONTE: O autor (2018)

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesse item serão apresentados os resultados obtidos a partir dos estudos realizados sobre a comparação entre o Método dos Componentes e a ABNT NBR 9062:2017, para a definição da rigidez secante da ligação entre viga e pilar, bem como os resultados provenientes das análises paramétricas.

Por fim serão brevemente descritos quais os resultados esperados e quais foram os resultados obtidos, fazendo uma síntese de como foi a abordagem do presente trabalho frente ao tema de pesquisa escolhido.

4.1 ESTUDOS DA RIGIDEZ DA LIGAÇÃO

As análises dos métodos de cálculo da rigidez secante da ligação foram realizadas conforme descrito no item 3.1.2, sendo que o Caso 00 é similar à ligação que será utilizada posteriormente nas análises paramétricas, de forma que será tomado como modelo de referência da análise. O fator de restrição à rotação (α_r) é calculado através da rigidez secante da ligação obtida através da norma brasileira.

Foi optado por escolher uma viga com apoio tipo gerber, devido à similaridade guardada com os exemplos encontrados nas bibliografias que apresentam a definição da rigidez através do Método dos Componentes, embora a ABNT NBR 9062:2017 não mencione, explicitamente, as consequências da adoção desse tipo de apoio na rigidez secante da ligação que utilize armadura de continuidade ou luvas (tipologias 01 e 03).

Com esse estudo comparativo, entre os métodos de cálculo para a definição da rigidez secante da ligação viga pilar, almejou-se a convergência de valores, porém com o entendimento que os valores apresentados na ABNT NBR 9062:2017 deveriam apresentar-se a favor da segurança.

Ou seja, esperam-se valores menores, no caso da rigidez secante da ligação, e valores maiores, no caso do momento limite de escoamento (por ser uma exigência relacionada com a área de armadura de continuidade), se comparados os resultados obtidos na Norma (NBR) com os obtidos através do Método dos componentes (MC).

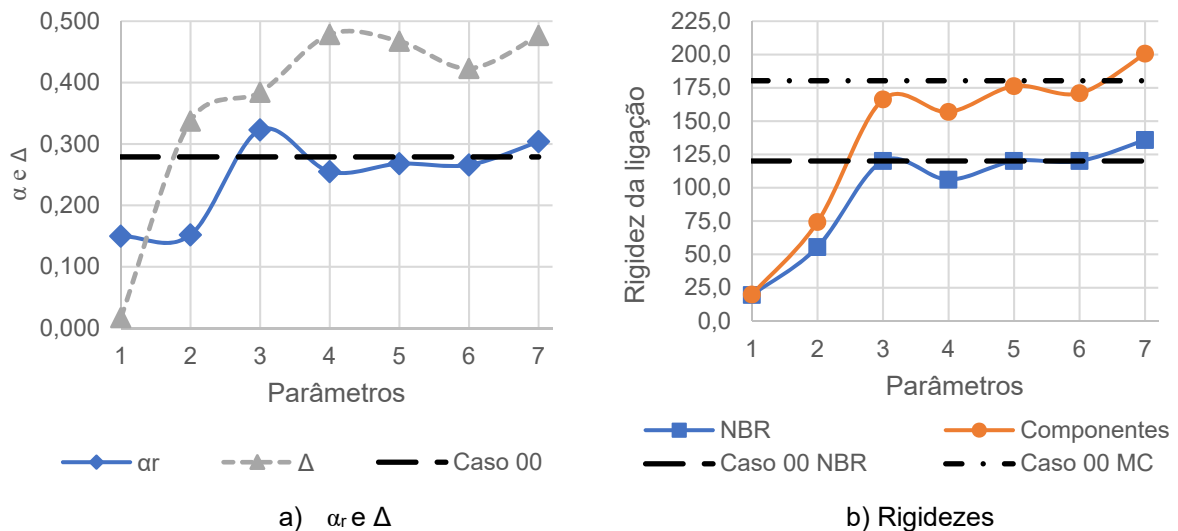
Os resultados da Análise 01 são compilados na Tabela 4, e podem ser visualizados de forma gráfica na Figura 37a, que apresenta a variação do fator de restrição à rotação (α_r) e a variação entre rigidezes (Δ), e na Figura 37b, que expõe as rigidezes da ligação calculadas por cada método.

TABELA 4 ANÁLISE 01 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO

RIGIDEZ DA LIGAÇÃO [MN*m/rad]					PARÂMETROS						
Casos	α_r	Norma	MC	Δ	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Caso 00	0,279	120,1	180,3	50,1%	92,0	34,0	40,0	70,0	80,0	5,5	7,0
Par. (1)	0,150	19,5	19,8	1,7%	62,1	----	----	----	----	----	----
Par. (2)	0,152	55,5	74,3	33,7%	----	50,0	----	----	----	----	----
Par. (3)	0,323	120,1	166,3	38,4%	----	----	30,0	----	----	----	----
Par. (4)	0,255	106,1	156,9	47,8%	----	----	----	100,0	----	----	----
Par. (5)	0,268	120,1	176,3	46,7%	----	----	----	----	100,0	----	----
Par. (6)	0,266	120,1	170,9	42,3%	----	----	----	----	----	10,0	----
Par. (7)	0,304	135,9	200,6	47,7%	----	----	----	----	----	----	10

FONTE: O autor (2018)

FIGURA 37 ANÁLISE 01 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO



FONTE: O autor (2018)

Excetuando-se no caso da altura (Parâmetro (1)), pode-se observar que os valores das rigidezes apresentam uma variação (Δ) em torno de 40% entre os métodos de cálculo. Observa-se os parâmetros que, individualmente, proporcionam maior convergência de valores são os Parâmetros (2) e (3), respectivamente altura do gerber e base da viga, porém com patamares de variação em torno de 35% do valor de rigidez em relação ao caso de referência.

Desta forma infere-se que para haver a convergência entre os métodos de cálculo são necessárias variações simultâneas em mais de um parâmetro - metodologia de análise adotada nas análises subsequentes.

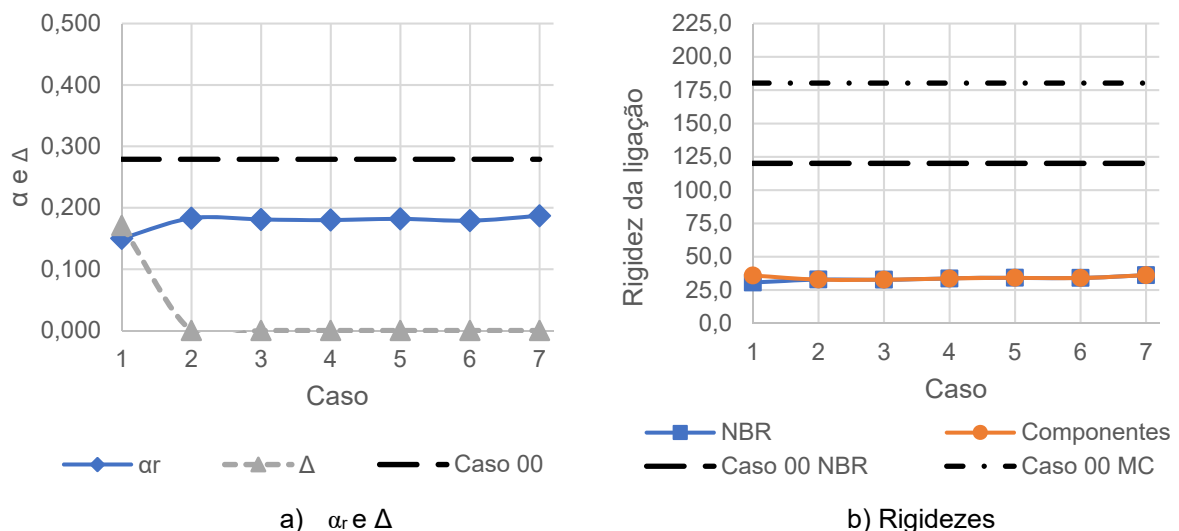
A Análise 02 buscou obter os valores de parâmetros - através da ferramenta *Solver*, do Excel - para que a variação entre os valores de rigidez fosse mínima, porém com o maior valor possível de rigidez. De forma análoga ao apresentado na Análise 01, são compilados os resultados da Análise 02 na Tabela 5 e representados de forma gráfica na Figura 38.

TABELA 5 ANÁLISE 02 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO

RIGIDEZ DA LIGAÇÃO [MN*m/rad]					PARÂMETROS						
Casos	α_r	Norma	MC	Δ	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Caso 00	0,279	120,1	180,3	50,1%	92,0	34,0	40,0	70,0	80,0	5,5	7,0
Caso 01	0,150	30,7	35,9	17,1%	75,0	41,7	----	----	----	----	----
Caso 02	0,183	32,9	32,9	0,0%	75,6	41,4	30,0	----	----	----	----
Caso 03	0,181	32,7	32,7	0,0%	75,7	41,3	30,2	73,3	----	----	----
Caso 04	0,180	33,7	33,7	0,0%	76,0	41,3	30,1	73,1	86,1	----	----
Caso 05	0,182	34,2	34,2	0,0%	75,7	40,7	30,1	72,9	85,8	5,9	----
Caso 06	0,179	34,1	34,1	0,0%	76,2	41,2	30,2	73,1	85,9	5,9	7
Caso 07	0,187	36,2	36,2	0,0%	76,3	41,2	30,2	73,1	86,0	5,9	8

FONTE: O autor (2018)

FIGURA 38 ANÁLISE 02 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO



FONTE: O autor (2018)

Observa-se uma convergência entre os valores das rigidezes, porém a ligação foi descaracterizada, sendo uma viga com altura e base diferentes do modelo original,

bem como a rigidez da ligação na ordem de 30% da original e do fator de restrição à rotação (α_r) em torno de 67% do original.

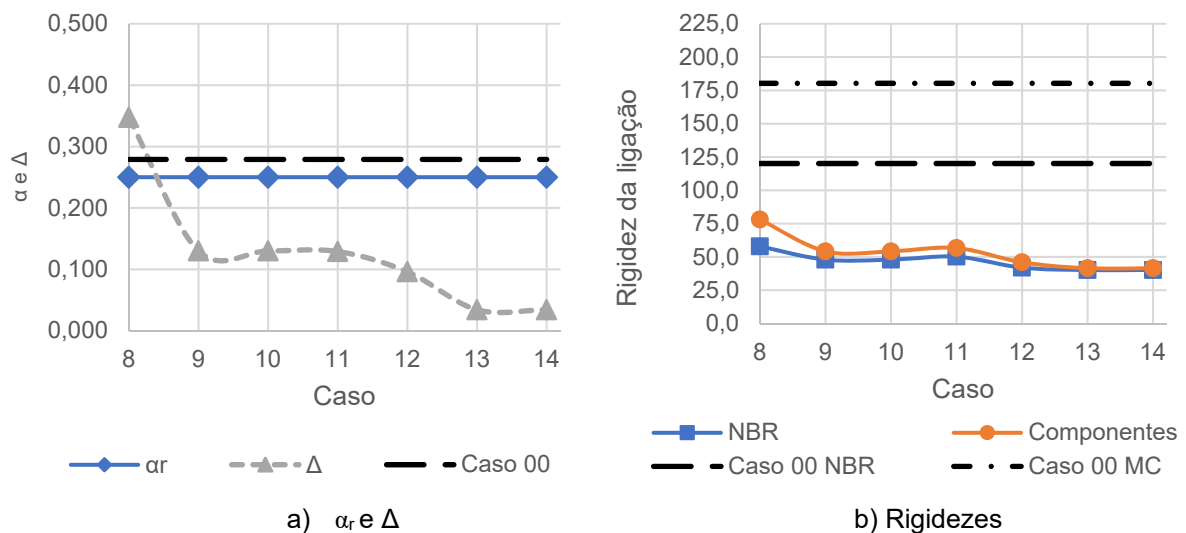
Desta forma procedeu-se com a Análise 03, fixando o valor de α_r em 0,250, a fim de observar se os valores de rigidez obtidos por métodos distintos convergiram. Os resultados da análise são reunidos na Tabela 6 e ilustrados na Figura 39.

TABELA 6 ANÁLISE 03 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO

RIGIDEZ DA LIGAÇÃO [MN*m/rad]					PARÂMETROS						
Casos	α_r	Norma	MC	Δ	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Caso 00	0,279	120,1	180,3	50,1%	92,0	34,0	40,0	70,0	80,0	5,5	7,0
Caso 08	0,250	57,9	78,0	34,8%	75,0	32,3	----	----	----	----	----
Caso 09		48,0	54,2	13,0%	75,0	35,4	30,0	----	----	----	----
Caso 10		48,0	54,2	13,0%	75,0	36,1	30,0	63,2	----	----	----
Caso 11		50,2	56,7	12,9%	75,0	34,6	30,0	70,6	91,2	----	----
Caso 12		42,0	46,0	9,6%	75,0	37,4	30,0	70,6	40,3	10,0	----
Caso 13		40,2	41,5	3,4%	75,0	39,8	30,0	70,6	35,7	10,0	10
Caso 14		40,2	41,5	3,4%	75,0	39,8	30,0	70,6	35,7	10,0	10

FONTE: O autor (2018)

FIGURA 39 ANÁLISE 03 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO



FONTE: O autor (2018)

De forma similar à Análise 02 obteve-se um valor baixo da variação entre os valores de rigidez obtidos através dos métodos, com uma diferença aproximada de 9% nos valores de α_r . Da mesma maneira observa-se que para haver convergência

dos valores obtidos é necessária uma ligação com rigidez mais baixa (em torno de 33% se tratando dos valores obtidos pela norma).

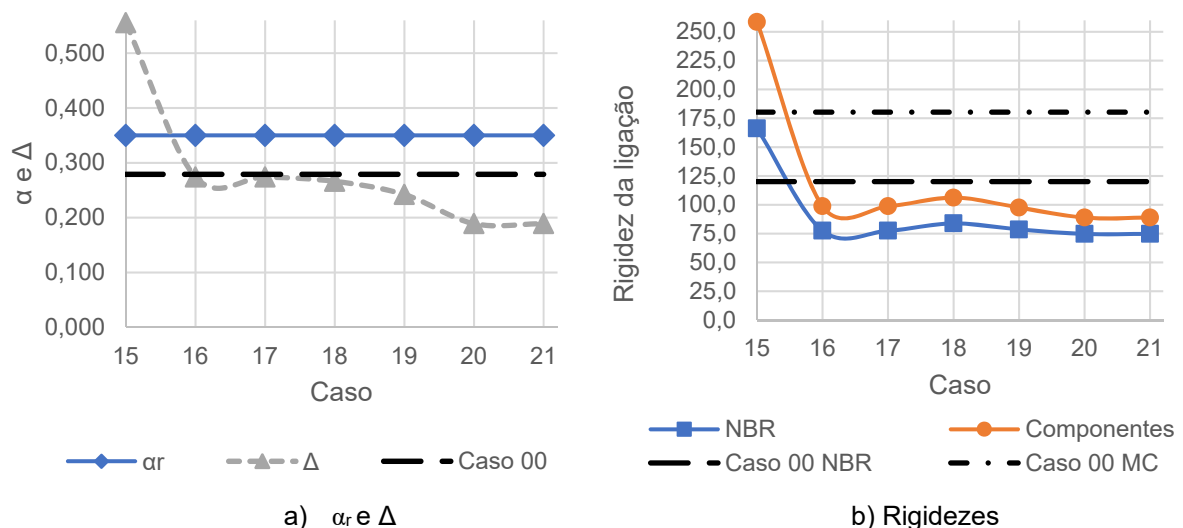
Nesse contexto foi realizada a Análise 04, com o valor de α_r fixo em 0,350, a fim de se verificar se para fatores de restrição a rigidez mais elevados observar-se-ia a convergência de resultados entre os métodos de cálculo. Os resultados da análise são reunidos na Tabela 7 e ilustrados na Figura 40.

TABELA 7 ANÁLISE 04 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO

RIGIDEZ DA LIGAÇÃO [MN*m/rad]					PARÂMETROS						
Casos	α_r	Norma	MC	Δ	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Caso 00	0,279	120,1	180,3	50,1%	92,0	34,0	40,0	70,0	80,0	5,5	7,0
Caso 15	0,350	166,3	258,6	55,5%	91,8	25,0	----	----	----	----	----
Caso 16		77,5	98,7	27,4%	75,0	26,8	30,0	----	----	----	----
Caso 17		77,5	98,7	27,4%	75,0	27,4	30,0	64,4	----	----	----
Caso 18		83,9	106,2	26,6%	75,0	25,8	30,0	64,4	100,0	----	----
Caso 19		78,6	97,6	24,2%	75,0	25,7	30,0	78,9	58,4	10,0	----
Caso 20		74,7	88,9	18,9%	75,0	29,6	30,0	73,3	51,8	10,0	10
Caso 21		74,7	88,9	18,9%	75,0	29,6	30,0	73,3	51,8	10,0	10

FONTE: O autor (2018)

FIGURA 40 ANÁLISE 04- COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO



FONTE: O autor (2018)

Nota-se um aumento no valor final de rigidez se comparado com a Análise 03, porém ainda distante do valor original (em torno de 62%), com os valores relativos a geometria da seção transversal bastante diversos dos iniciais.

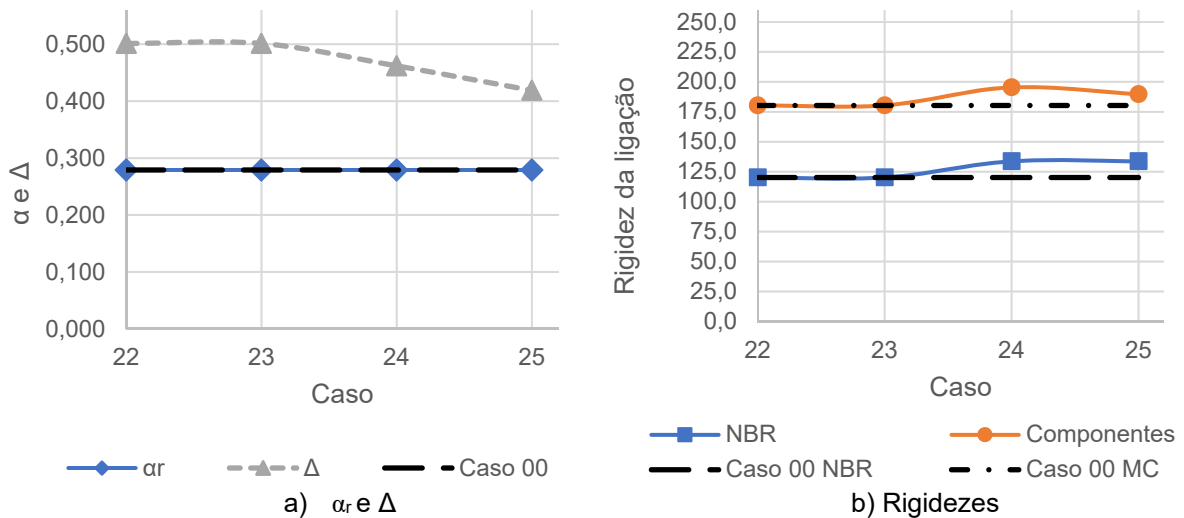
Procedeu-se com a Análise 05, fixando os valores de α_r e de alguns parâmetros - altura total da viga (1), base da viga (3) e altura do capeamento (6) - e fazendo a variação dos demais parâmetros. Os resultados da análise são reunidos na Tabela 8 e ilustrados na Figura 41.

TABELA 8 ANÁLISE 05 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO

RIGIDEZ DA LIGAÇÃO [MN*m/rad]					PARÂMETROS						
Casos	α_r	Norma	MC	Δ	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Caso 00	0,279	120,1	180,3	50,1%	92,0	34,0	40,0	70,0	80,0	5,5	7,0
Caso 22	0,279	120,2	180,4	50,1%	92,0	34,0	40,0	----	----	5,5	----
Caso 23		120,2	180,4	50,1%		34,0		70,0	----		----
Caso 24		133,7	195,4	46,2%		31,3		69,9	120,0		----
Caso 25		133,7	189,7	41,9%		34,4		70,0	120,0		10

FONTE: O autor (2018)

FIGURA 41 ANÁLISE 05 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO



FONTE: O autor (2018)

Com os parâmetros fixados foi possível observar que houve uma diminuição pouco significativa na diferença entre os valores de rigidez calculados quando comparado à Análise 05. Essa constatação pode ser baseada no fato de que a seção transversal não teve alterações consideráveis - salvo a largura da mesa de concreto.

Nessa análise foi, essencialmente, modificado o parâmetro de número de barras equivalente (7) - uma vez que a mesa de compressão está fissurada no apoio, com o que se observa um incremento de aproximadamente 11% no valor da rigidez

da ligação. Isso sugere que a distribuição das armaduras (*i.e.* a taxa de armadura de continuidade) exerce influência na rigidez da ligação, ainda que não se altere o fator de restrição à rotação.

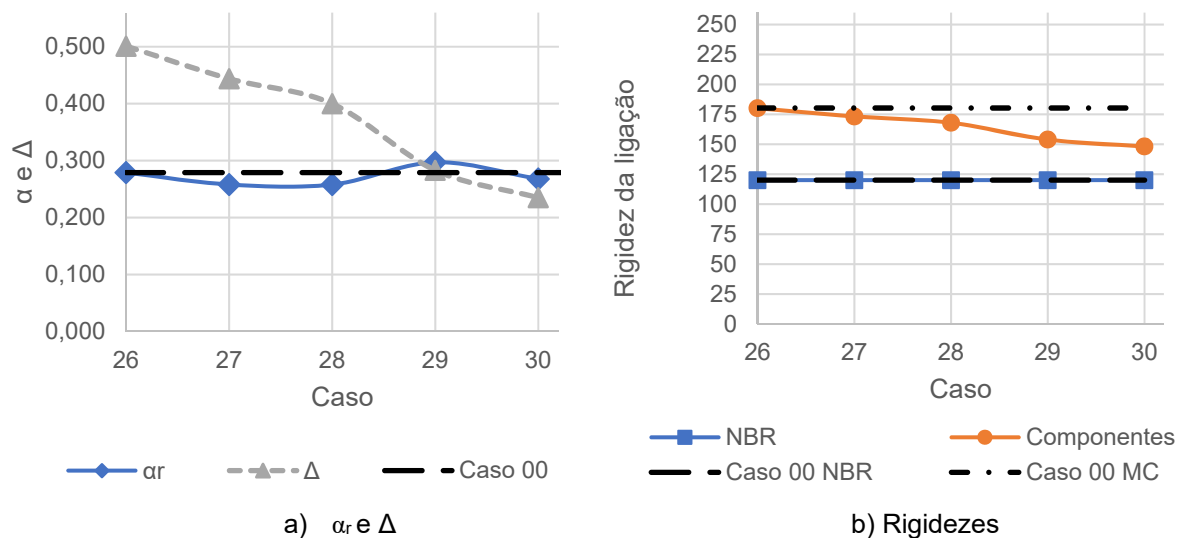
Visto que houve uma baixa redução na diferença relativa entre os resultados das rigidezes (aproximadamente 20% do valor inicial), foi realizada a Análise 06. Neste estudo foi fixado o valor de rigidez da norma e a altura total da viga (1), com os resultados compilados na Tabela 9 e representados na Figura 42.

TABELA 9 ANÁLISE 06 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO

RIGIDEZ DA LIGAÇÃO [MN*m/rad]					PARÂMETROS						
Casos	α_r	Norma	MC	Δ	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Caso 00	0,279	120,1	180,3	50,1%	92,0	34,0	40,0	70,0	80,0	5,5	7,0
Caso 26	0,279	120,1	180,1	50,1%	92,0	34,0	40,0	70,0	----	5,5	----
Caso 27	0,258		173,3	44,4%		38,5		25,0	120,0		----
Caso 28	0,258		168,0	40,0%		41,5	25,0	120,0	10		
Caso 29	0,297		154,0	28,3%		41,5	30,0	25,0	120,0		10
Caso 30	0,268		148,2	23,5%		41,5	30,0	25,0	120,0		10,0

FONTE: O autor (2018)

FIGURA 42 ANÁLISE 06 - COMPARATIVO RIGIDEZ DA LIGAÇÃO



FONTE: O autor (2018)

É possível observar, na Figura 42a, que não houve uma variação expressiva no fator de restrição à rotação α_r , enquanto a diferença entre os resultados obtidos para as rigidezes foi reduzida à metade, até aproximadamente 24%.

Conforme ilustrado na Figura 42b, constata-se que os parâmetros base da viga (3) e altura do capeamento (6), respectivamente casos 29 e 30, exercem uma influência considerável no resultado da rigidez obtida através do Método dos Componentes, porém não alteram o valor da rigidez da ligação obtida através do cálculo prescrito pela ABNT NBR 9062:2017.

Portanto, pode-se inferir que a base das vigas e a largura da mesa superior não são relacionadas diretamente ao valor da rigidez. A base da viga e a largura e espessura da mesa superior só exercem influência no fator de restrição à rotação, uma vez que esse os considera em sua formulação, através do momento de inércia.

Desta forma, pode-se considerar que a diferença encontrada, entre os valores obtidos através da metodologia proposta em norma e o Método dos Componentes, de 40% - para uma geometria similar - um resultado conservador, porém congruente.

Atesta-se essa afirmação pelo fato de que a qualidade da execução, e consonância dessa com o projetado, do capeamento apresenta incertezas maiores em relação aos elementos pré-moldados. Portanto a consideração da influência da mesa superior de concreto (fissurada no apoio e comprimida no meio do vão) deve ser tomada com parcimônia, levando em conta a importância destes parâmetros, conforme observado na Análise 05 e na Análise 06.

Ainda deve-se ter em mente que os valores apresentados em norma contêm fatores estatísticos atrelados, o que resulta em um valor a favor da segurança. Nesse contexto, pode-se considerar que os resultados obtidos apresentam suficiente correlação, considerando essa condição.

4.2 ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Nas três primeiras análises foram concebidas estruturas com a mesma área de implantação, carregamentos, e seções transversais dos elementos, sendo contemplados modelos de estruturas com 3, 4, e 5 pavimentos. Buscou-se variar a rigidez local (Análise 03) e globalmente (Análise 01), bem como a geometria (Análise 02), de forma a avaliar os efeitos induzidos no comportamento estrutural, mediante introdução de ligações semirrígidas.

As análises complementares foram realizadas somente para estruturas com 5 pavimentos, nas quais buscou-se variar as seções transversais (e, por conseguinte, as rigidezes atreladas), a modulação da estrutura e os carregamentos aplicados.

Os resultados apresentados são referentes à análise com vento a 90°, ou seja, paralelo aos pórticos formados pelas vigas e pilares. Embora a análise tenha se dado de forma tridimensional os resultados de maior interesse são os que envolvem, majoritariamente, a ligação viga-pilar.

4.2.1 Análise Paramétrica 01

A primeira análise tem como intuito a averiguação dos efeitos provocados no comportamento da estrutura, ao se realizar a variação da rigidez das ligações viga-pilar. Conforme já disposto no Quadro 14 a estrutura de referência será calculada com ligações semirrígidas (Caso CSR) - com rigidez calculada através de norma pertinente -, engastadas (Caso C) e rotuladas (Caso CRO).

A variação da rigidez da ligação será feita através introdução de apoio tipo dente gerber (Caso CSRA), da redução de 35% da área de aço da armadura de continuidade (Caso CSRB), e da introdução de apoio tipo dente gerber, com a rigidez calculada através do Método dos Componentes (Caso CSRC).

Desse modo será possível observar qual o impacto que a introdução de um apoio tipo dente gerber provoca no comportamento da estrutura - uma vez que ocorre uma redução considerável na rigidez da ligação viga pilar -, bem como observar o impacto da redução da área de armadura de continuidade. Também será possível comparar os resultados obtidos pela norma e pelo método dos componentes.

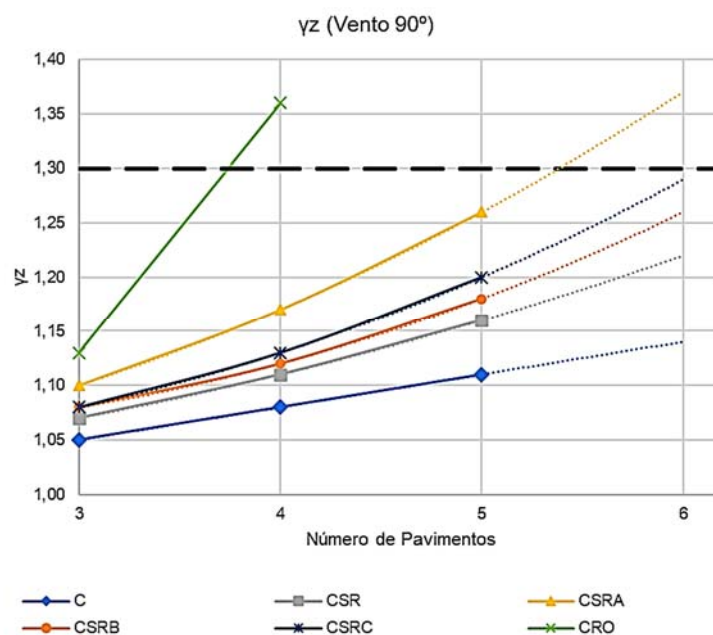
Os resultados obtidos, com a metodologia, já percorrida no presente trabalho, de modelagem, são apresentados sucintamente na Tabela 10. Os resultados apresentados são o número de pavimentos, altura total, coeficiente γ_z , deslocamento máximo calculado no Estado Limite de Serviço (δ), deslocamento limite prescrito em norma (δ_{lim}), máximo momento na base dos pilares calculado no Estado Limite Último (M_p) e o vento (que incide a 90°) resultante atuante.

TABELA 10 RESULTADOS ANÁLISE PARAMÉTRICA 01

Caso	Pavimentos	Altura total	γ_z	δ	δ_{lim}	M_p	Vento
	[inteiro]	[m]	[]	[mm]	[mm]	[kN*m]	[kN/m ²]
C	3	10,5	1,05	0,54	8,75	66	1,02
	4	14,0	1,08	1,00	11,67	104	1,16
	5	17,5	1,11	1,55	14,58	152	1,21
CSR	3	10,5	1,07	0,78	8,75	80	1,02
	4	14,0	1,11	1,52	11,67	139	1,16
	5	17,5	1,16	3,33	14,58	223	1,21
CSRA	3	10,5	1,10	1,15	8,75	100	1,02
	4	14,0	1,17	3,46	11,67	208	1,16
	5	17,5	1,26	5,21	14,58	418	1,21
CSR B	3	10,5	1,08	0,85	8,75	84	1,02
	4	14,0	1,12	1,67	11,67	149	1,16
	5	17,5	1,18	3,66	14,58	247	1,21
CSRC	3	10,5	1,08	0,94	8,75	91	1,02
	4	14,0	1,13	1,85	11,67	173	1,16
	5	17,5	1,20	4,05	14,58	308	1,21
CRO	3	10,5	1,13	2,12	8,75	149	1,02
	4	14,0	1,36	6,79	11,67	242	1,16

FONTE: O autor (2018)

Pode-se observar, na Figura 43, a variação provocada pela mudança da rigidez da ligação viga-pilar, ressaltando a diferença apresentada entre o Caso CSR (seção plena no apoio) e o Caso CSRA (apoio tipo dente gerber) na estabilidade da estrutura, ambos com mesma área de armadura de continuidade.

FIGURA 43 COEFICIENTE γ_z - ANÁLISE PARAMÉTRICA 01

FONTE: O autor (2018)

Para o Caso CRO, com ligações rotuladas, não foi possível proceder a análise com 5 pavimentos, uma vez que a estrutura já não poderia utilizar o coeficiente γ_z para a análise simplificada das não linearidades (e, por conseguinte, dos deslocamento e esforços máximos).

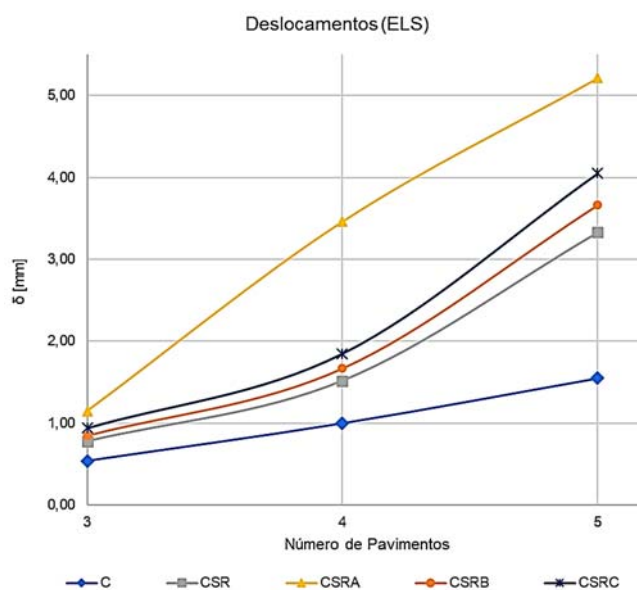
É possível verificar, na Figura 43, que a diminuição da área de armadura de continuidade não exerceu um impacto significativo na estabilidade global da estrutura. No caso da introdução de apoio tipo dente gerber, com o consolo representando cerca de 38% da altura da seção, têm-se uma estrutura claramente mais deslocável.

Pode-se inferir, através da extrapolação das curvas, que uma estrutura com 6 pavimentos e apoio tipo dente gerber (Caso CSRA) não estaria apta a utilizar o coeficiente γ_z para análises de efeitos de 2ª ordem, necessitando considerar integralmente as não linearidades da estrutura, ou adotar outro critério de avaliação.

A título de comparação foi considerado o Caso CSRC, com a rigidez da ligação calculada através do Método dos Componentes e com apoio tipo gerber. É possível observar, na Figura 43, que a estrutura se comportou de forma intermediária às ligações, com seção plena no apoio (Caso CSR) e tipo dente gerber (Caso CSRA), calculadas através da norma vigente, para mesma área de armadura de continuidade.

Em relação aos deslocamentos, cujos resultados são representados na Figura 44, é possível observar que a redução da quantidade de armaduras (Caso CSR) não exerceu um efeito significativo se comparado com o caso original (Caso CSR).

FIGURA 44 DESLOCAMENTOS - ANÁLISE PARAMÉTRICA 01



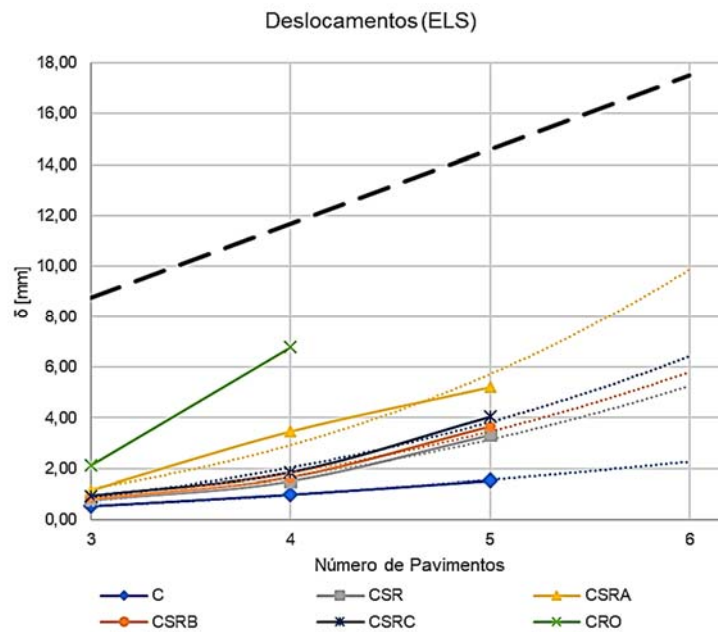
FONTE: O autor (2018)

Comparando os resultados da estrutura com ligações rígidas (Caso C) com as estruturas com ligações semirrígidas, fica notório que, com o aumento do número de pavimentos, ocorre o aumento na deslocabilidade da estrutura. No caso de comparar os casos C e CSR, observa-se que, no caso de estruturas com cinco pavimentos, tem-se que o deslocamento da estrutura com ligações semirrígidas é aproximadamente o dobro da estrutura com ligações rígidas.

No caso de introdução de ligações semirrígidas e apoio tipo dente gerber (Caso CSRA) observa-se um aumento expressivo nos deslocamentos da estrutura, sendo aproximadamente 57% maior que o deslocamento da estrutura com ligações semirrígidas e seção plena no apoio. Desta forma pode-se inferir que a adoção de apoio tipo gerber nas vigas, apesar de ser uma solução arquitetônica interessante, pode apresentar consequências estruturais adversas.

Foi realizada uma extrapolação das curvas de deslocamento obtidas, admitindo uma função do tipo potência para fazer a aproximação, com os resultados apresentados na Figura 45.

FIGURA 45 DESLOCAMENTOS - ANÁLISE PARAMÉTRICA 01



FONTE: O autor (2018)

É possível observar que, mesmo para o caso de se ter 6 pavimentos, as estruturas com ligações semirrígidas atendem com certa folga os limites de deslocamentos no topo dos pilares, prescritos na ABNT NBR 9062:2017, para as

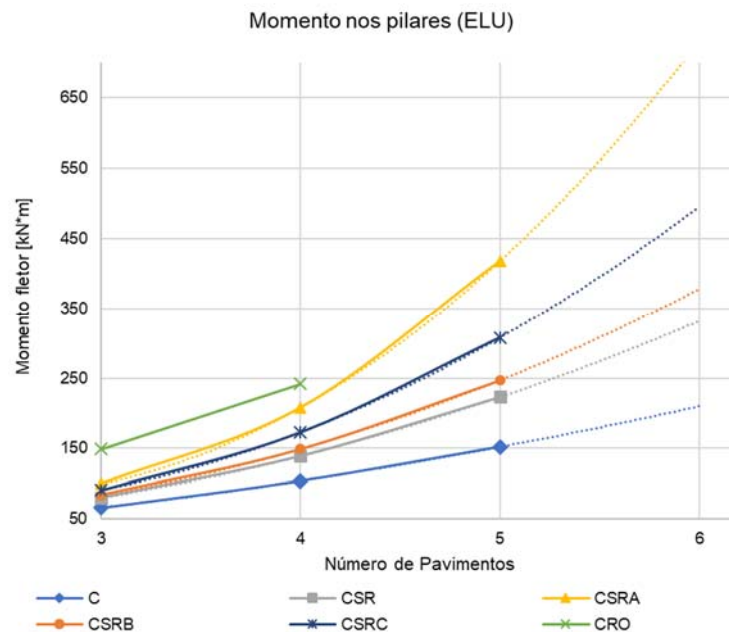
combinações de estado limite de serviço e considerando os efeitos de 2ª ordem (quando necessário), de forma aproximada.

No Caso CSRA não foi possível uma aproximação da curva de deslocamentos tão fiel quanto nos outros casos, o que pode ser explicado pela estrutura ser mais deslocável que as restantes, como ilustrado na Figura 43.

Nesse contexto a rigidez dos pilares passa a ser mais relevante para a estabilidade global, e uma vez que nas estruturas com 5 pavimentos têm-se que a redução da rigidez (EI) é menor do que a aplicada em estruturas com 4 pavimentos ou menos, conforme apresentado no Quadro 4, no item 2.5.3, pode-se justificar a mudança no comportamento da curva de deslocamentos estruturas com vigas gerber.

Se tratando dos esforços nas bases dos pilares, para combinações últimas, ilustrados na Figura 46, observa-se o efeito da variação das rigidezes das ligações está em consonância com o já abordado nos trabalhos anteriores apresentados, nos quais observa-se que para menores valores de rigidez das ligações viga pilar têm-se um incremento nos esforços de momento fletor na base dos pilares.

FIGURA 46 MOMENTOS NOS PILARES - ANÁLISE PARAMÉTRICA 01



FONTE: O autor (2018)

Para as estruturas com 3 e 4 pavimentos fica evidente o comportamento intermediário que uma estrutura com ligações semirrígidas apresenta em relação às ligações clássicas da análise estrutural (rótula e engaste), ficando implícito que ocorre

uma redistribuição dos esforços ao longo dos elementos da estrutura, conforme a introdução de vinculações adicionais entre os elementos.

Destaca-se também a constatação de que a adoção de apoio tipo dente gerber nas vigas (Caso CSRA), reduzindo a rigidez da ligação em torno de 65%, refletiu no aumento de 87% no momento máximo na base do pilar (para estrutura com 5 pavimentos), se comparado com as ligações contando com a seção plena da viga (Caso CSR).

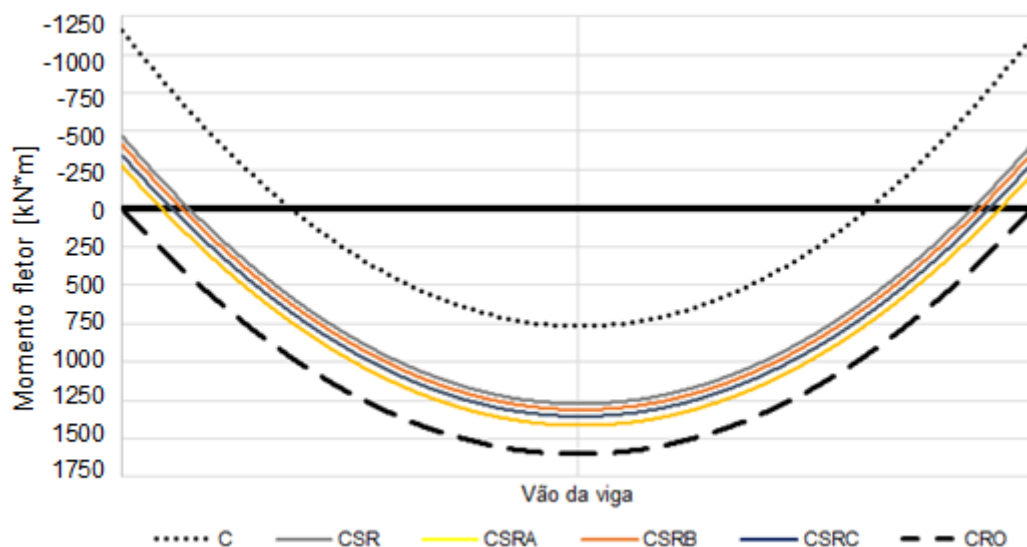
Em relação aos esforços solicitantes das vigas, foi eleita uma viga de seção “T”, para a combinação de Estado Limite Último (com sobrecarga de uso sendo o carregamento principal) e vento 90° atuando em estrutura de 3 pavimentos. Os resultados, apresentados no Quadro 16 e representados na Figura 47, são referentes a três pontos de interesse: nas extremidades e no meio do comprimento da viga.

QUADRO 16 RESULTADOS MOMENTOS FLETORES SOLICITANTES - VIGAS

Caso	Momento fletor solicitante [kN*m]			$M_{y,lim}$ [kN*m]
	Extremidade A	Meio do vão	Extremidade B	
C	-1118	767	-1160	Não se aplica
CSR	-413	1273	-465	804
CSRA	-220	1414	-271	473
CSRB	-358	1312	-410	514
CSRC	-291	1355	-341	408
CRO	0	1602	0	Não se aplica

FONTE: O autor (2018)

FIGURA 47 MOMENTOS FLETORES SOLICITANTES - VIGAS



FONTE: O autor (2018)

Constata-se que os resultados obtidos, para os diversos casos de ligações semirrígidas, foram coerentes com o comportamento esperado para a configuração de esforços solicitantes: os valores de momento fletor nas vigas com ligações semirrígidas são intermediários aos valores da viga com ligações rígidas (Caso C) e ligações rotuladas (Caso CRO).

Os valores obtidos de esforços nas extremidades das barras também não foram maiores que o Momento de Escoamento limite, $M_{y,lim}$ (em consonância com o disposto em norma), embasando que o uso da rigidez secante da ligação é válido para a análise estrutural que está sendo conduzida no presente trabalho.

Para o caso com apoio tipo dente gerber (Caso CSRA), que leva a uma redução de aproximadamente 40% na altura da viga no apoio, observa-se que o momento negativo no apoio foi na ordem de 60% do momento observado no caso de seção plena no apoio (Caso CSR).

Também é importante a comparação dos Casos CSR e CSR_B: apesar da redução de aproximadamente 35% da área de armadura de continuidade na ligação, observa-se que os reflexos dessa mudança não foram significativos, representando uma mudança em torno de 10% nos esforços solicitantes. Portanto, pode-se concluir, que a ligação apresentada no Caso CSR_B seria uma otimização em relação ao disposto no Caso CSR.

Os resultados obtidos na análise desse caso de viga serão utilizados posteriormente, em estudo aplicado sobre o fator de restrição à rotação (α_r), no qual busca-se a correlação entre o referido fator e os momentos atuantes nas extremidades da viga, sendo percorridos acerca de 2 métodos de aproximação.

4.2.2 Análise Paramétrica 02

A segunda análise paramétrica tem por intuito investigar as consequências do aumento da altura do primeiro e do último pé direito, de forma a verificar os impactos causados pela mudança geométrica da edificação em sua estabilidade global, deslocamentos e esforços solicitantes.

Para a presente análise foi optado por realizar a modelagem de estruturas com ligações rígidas e semirrígidas, não sendo adotada a solução de apoio tipo dente gerber e não contemplando estruturas com ligações rotuladas.

São apreciados casos referentes a estruturas com o primeiro pé direito com altura de 5,0 metros e ligações rígidas (Caso A) e semirrígidas (Caso ASR) e casos com o último pé direito com altura de 5,0 metros e ligações rígidas (Caso AA) e semirrígidas (Caso AASR).

A fim de se ter uma base de comparação foram escolhidos dois casos da estrutura original: com ligações rígidas (Caso C) e semirrígidas (Caso CSR). Optou-se por contemplar na análise as estruturas com ligações rígidas entre elementos para ser possível o discernimento dos efeitos promovidos pela alteração da geometria dos efeitos que a ligação semirrígida provoca na estrutura com tal geometria.

Os resultados obtidos na modelagem das estruturas dos casos descritos são apresentados na Tabela 11, bem como os casos de referência (Casos C e CSR).

TABELA 11 RESULTADOS ANÁLISE PARAMÉTRICA 02

Caso	Pavimentos [inteiro]	Altura total [m]	γ_z [adm]	δ [mm]	δ_{lim} [mm]	M_p [kN*m]	Vento [kN/m ²]
C	3	10,5	1,05	0,54	8,75	66	1,02
	4	14,0	1,08	1,00	11,67	104	1,16
	5	17,5	1,11	1,55	14,58	152	1,21
CSR	3	10,5	1,07	0,78	8,75	80	1,02
	4	14,0	1,11	1,52	11,67	139	1,16
	5	17,5	1,16	3,33	14,58	223	1,21
A	3	12,0	1,09	1,14	10,00	92	1,03
	4	15,5	1,14	1,88	12,92	149	1,18
	5	19,0	1,19	4,11	15,83	209	1,22
ASR	3	12,0	1,12	1,51	10,00	113	1,03
	4	15,5	1,18	4,42	12,92	191	1,18
	5	19,0	1,27	5,60	15,83	303	1,22
AA	3	12,0	1,05	0,76	10,00	78	1,04
	4	15,5	1,07	1,30	12,92	119	1,18
	5	19,0	1,10	1,91	15,83	173	1,23
AASR	3	12,0	1,07	1,12	10,00	98	1,04
	4	15,5	1,11	1,99	12,92	162	1,18
	5	19,0	1,16	4,10	15,83	251	1,23

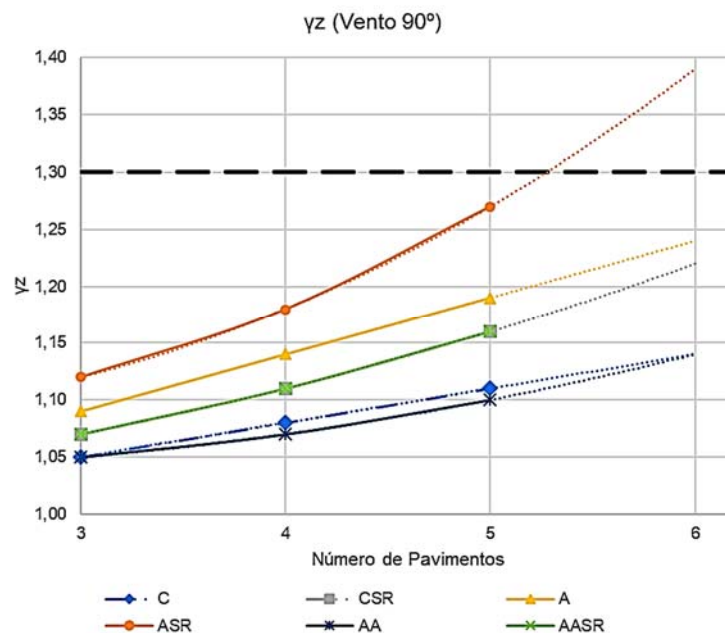
FONTE: O autor (2018)

Pode-se observar que todos os casos apresentaram resultado dentro do limite do coeficiente γ_z para análises de efeitos de 2ª ordem, bem como nenhum caso apresentou deslocabilidade excessiva para Estado Limite De Serviço.

É interessante observar que houve uma concordância nos valores de γ_z para os Casos CSR e AASR, demonstrando que, em relação à estabilidade global, as estruturas apresentaram comportamento similar. Nota-se também que houve uma variação similar entre o valor de γ_z entre as estruturas com ligações rígidas e estruturas com ligação semirrígidas, respectivamente 5% e 8% para os Casos C e AA.

A representação gráfica do coeficiente γ_z para cada casos, conforme representado na Figura 48, evidencia que o comportamento dos casos de estrutura com o último pé-direito com 5,0 metros (Casos AA e AASR), em relação à estabilidade global, é mais estável em relação ao das estruturas com o primeiro pé direito duplo.

FIGURA 48 COEFICIENTE γ_z - ANÁLISE PARAMÉTRICA 02



FONTE: O autor (2018)

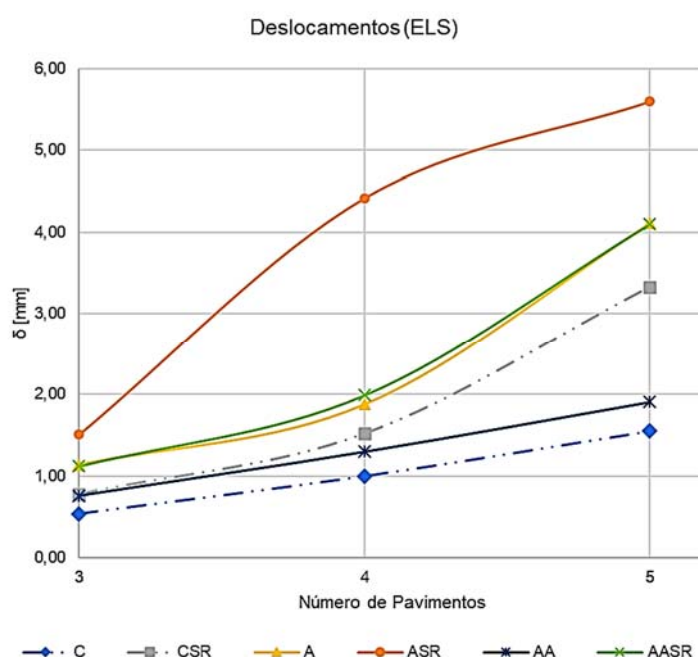
É interessante observar que, apesar do aumento da altura do prédio, houve um comportamento similar entre o Caso CSR e o Caso AASR. Apesar da estrutura do Caso AASR apresentar maiores deslocamentos (o que influencia no valor de $\Delta M_{tot,d}$) tem-se também um incremento no valor do momento de tombamento ($M_{1,tot,d}$), de forma que o coeficiente γ_z permaneceu o mesmo em ambos os casos. A mesma inferência vale para a comparação do Caso C e do Caso AA, inclusive com o último apresentando valores mais baixos de γ_z .

Na extrapolação da curva do coeficiente γ_z , representada na Figura 48, para o Caso ASR observa-se que a estrutura provavelmente necessitaria de uma análise

integral dos efeitos de segunda ordem, no caso da existência de 6 pavimentos. Verifica-se que o aumento do primeiro pavimento resultou em uma estrutura com deslocabilidade mais elevada, se comparado com o aumento da altura no último pavimento, evidenciada essa situação para estruturas com ligações semirrígidas.

Os deslocamentos observados no topo da estrutura, e representados na Figura 49, explicitam que o comportamento estrutural apresentado com o aumento da altura do último pé direito foi congruente com o da estrutura com geometria original.

FIGURA 49 DESLOCAMENTOS - ANÁLISE PARAMÉTRICA 02



FONTE: O autor (2018)

Já quando feito o aumento da altura do primeiro pé direito observa-se, principalmente no caso com ligações semirrígidas (Caso ASR), um aumento expressivo na deslocabilidade da estrutura, a partir de estruturas com 4 pavimentos.

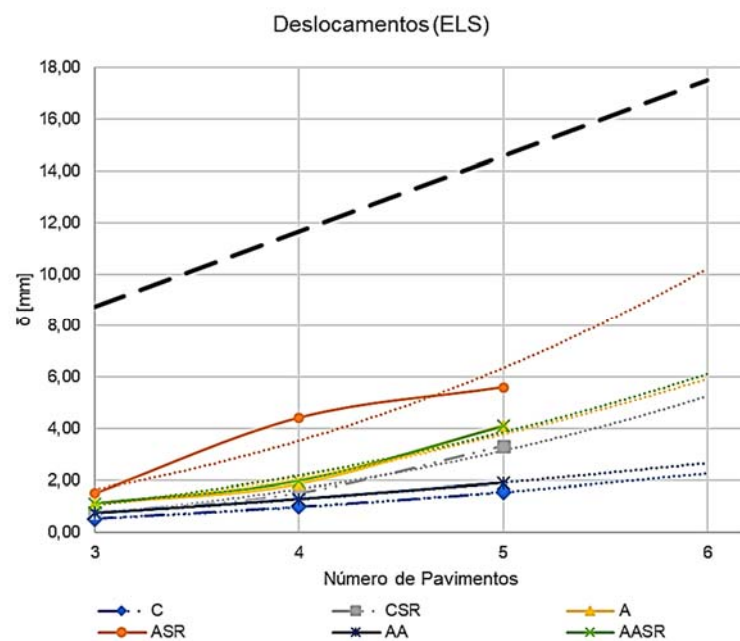
Nos casos com ligações semirrígidas, observa-se no Caso AASR um incremento de aproximadamente 23% em relação ao valor apresentado na estrutura do Caso CSR, ambos relativos a estruturas de 5 pavimentos. Por sua vez, o Caso ASR apresenta um acréscimo de 68% e 190% em relação aos deslocamentos da estrutura do Caso CSR, para 4 e 5 pavimentos respectivamente.

Através da análise dos deslocamentos pode-se inferir que o aumento de altura entre pavimentos exerce maior impacto quando nos primeiros pavimentos,

sendo esta uma característica geométrica da estrutura que guarda grande sensibilidade se tratando do quão deslocável a estrutura será. Também é interessante a ressalva que, mesmo para valores coincidentes de γ_z , observa-se valores distintos nos deslocamentos da estrutura.

A visualização dos padrões de deslocamento, bem como o limite imposto pela norma vigente e uma extrapolação para o caso de estrutura com 6 pavimentos, pode ser feita através da Figura 50.

FIGURA 50 DESLOCAMENTOS - ANÁLISE PARAMÉTRICA 02



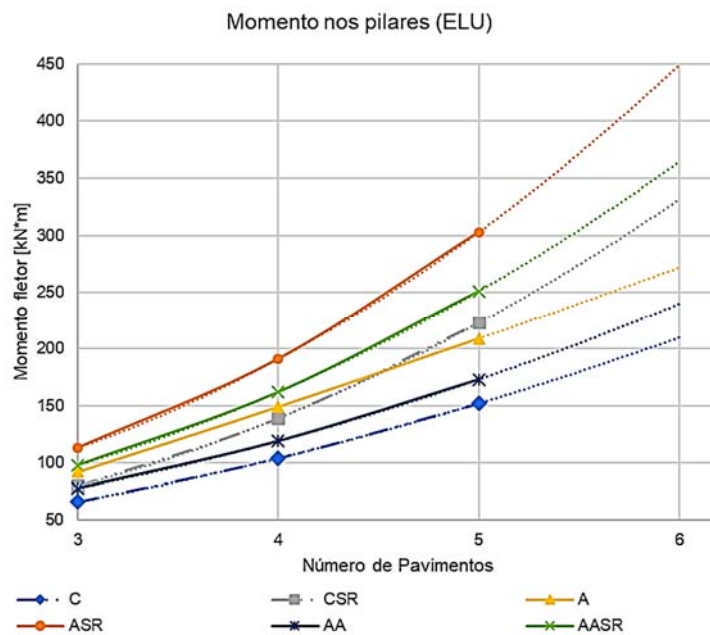
Pode-se constatar que os valores de deslocamento apresentados pelas estruturas, nos diversos casos, estão em conformidade com os limites estabelecidos, para as combinações de serviço. Observa-se que a estrutura com ligações semirrígidas e aumento da altura do primeiro pé direito, Caso ASR, apresenta uma discrepância cada vez maior, em relação aos demais casos, a partir do aumento do número de pavimentos.

As curvas que representam os deslocamentos apresentam um comportamento quase linear para os casos C e AA, enquanto os demais casos, salvo o Caso ASR, apresentam um comportamento similar ao de função potência. No Caso ASR observa-se que o deslocamento da estrutura com 5 pavimentos não apresenta um incremento elevado em relação ao caso com 4 pavimentos. Isso pode ser atribuído

à diferença da rigidez secante adotada para os pilares, que passa a ser maior no caso de ligações semirrígidas com 5 pavimentos, sendo mais relevante em estruturas mais deslocáveis.

Os esforços solicitantes de momento fletor na base dos pilares são representados na Figura 51. Atesta-se que o aumento da altura do primeiro pavimento foi mais significativo, apresentando resultados elevados em relação ao caso original.

FIGURA 51 MOMENTOS NOS PILARES - ANÁLISE PARAMÉTRICA 02



FONTE: O autor (2018)

As estruturas com ligações semirrígidas (Casos ASR e AASR) apresentaram um incremento no valor do momento fletor de aproximadamente 36% e 13%, para o aumento do primeiro pé direito e do último pé direito, respectivamente, se comparados com o caso CSR.

Observa-se que a estrutura com aumento do primeiro pé direito e ligações rígidas (Caso A) já apresenta resultados similares aos da estrutura original com ligações semirrígidas (CSR), atestando a mudança radical de comportamento da estrutura frente à variação da geometria dos primeiros pavimentos.

4.2.3 Análise Paramétrica 03

A terceira análise paramétrica foi realizada com o propósito de averiguar qual o impacto da variação da rigidez das ligações viga pilar, quando feita ao longo da altura da estrutura, e qual seria a configuração mais eficiente.

Na presente análise foi optado por realizar a modelagem de estruturas com ligações rígidas e semirrígidas, não sendo adotada a solução de apoio tipo dente gerber e não contemplando estruturas com ligações rotuladas.

Serão comparados os casos da estrutura original com ligações rígidas (Caso C) e semirrígidas (Caso CSR) com estruturas com ligações semirrígidas, cujo valor de rigidez aumenta (Caso B) ou diminui (Caso BA) ao longo dos pavimentos, bem como uma estrutura que tenha o último pavimento com ligações rotuladas e os demais com ligações semirrígidas, e de mesma rigidez que o Caso CSR, (Caso BB).

Os resultados obtidos na modelagem das estruturas dos casos descritos são apresentados sucintamente na Tabela 12, bem como os casos de referência (Casos C e CSR).

TABELA 12 RESULTADOS ANÁLISE PARAMÉTRICA 03

Caso	Pavimentos [inteiro]	Altura total [m]	γ_z [adm]	δ [mm]	δ_{lim} [mm]	M_p [kN*m]	Vento [kN/m ²]
C	3	10,5	1,05	0,54	8,75	66	1,02
	4	14,0	1,08	1,00	11,67	104	1,16
	5	17,5	1,11	1,55	14,58	152	1,21
CSR	3	10,5	1,07	0,78	8,75	80	1,02
	4	14,0	1,11	1,52	11,67	139	1,16
	5	17,5	1,16	3,33	14,58	223	1,21
B	3	10,5	1,09	1,04	8,75	86	1,02
	4	14,0	1,17	3,37	11,67	165	1,16
	5	17,5	1,28	5,29	14,58	297	1,21
BA	3	10,5	1,07	0,84	8,75	85	1,02
	4	14,0	1,12	1,69	11,67	151	1,16
	5	17,5	1,17	3,73	14,58	252	1,21
BB	3	10,5	1,08	0,95	8,75	85	1,02
	4	14,0	1,11	1,72	11,67	145	1,16
	5	17,5	1,16	3,62	14,58	230	1,21

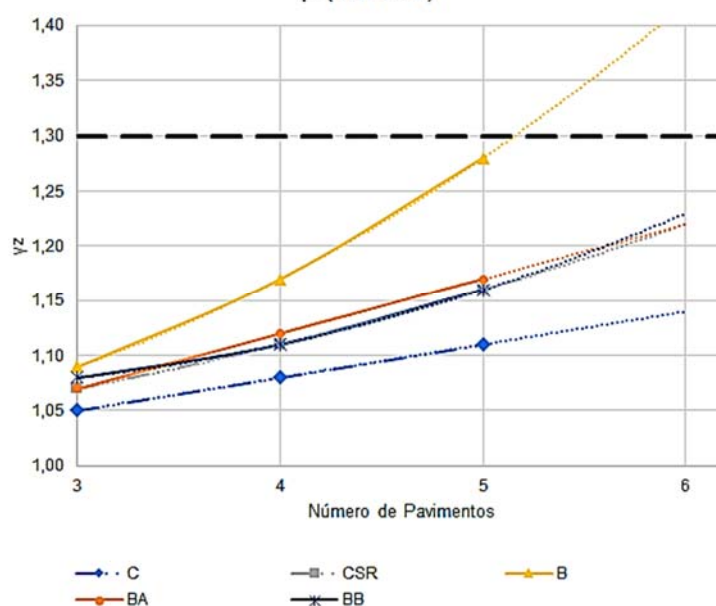
FONTE: O autor (2018)

Constata-se que o comportamento da estrutura, se tratando da estabilidade global, foi bastante similar entre os casos de ligações semirrígidas, salvo o caso das ligações semirrígidas que tem o valor de rigidez diminuído ao longo da altura da

estrutura (Caso B). Observa-se que no Caso B a estrutura ainda atende ao critério que permite a consideração aproximada dos efeitos de segunda ordem, porém bastante próxima ao limite de 1,30.

Os resultados obtidos para o coeficiente γ_z são representados graficamente na Figura 52, na qual fica evidente a diferença de comportamento entre o Caso B e os demais casos. É possível inferir, ao observar a Figura 52, que não houveram diferenças significativas entre os casos C, BA e BB.

FIGURA 52 COEFICIENTE γ_z - ANÁLISE PARAMÉTRICA 03
 γ_z (Vento 90°)



FONTE: O autor (2018)

No Caso B, que tem o aumento da rigidez das ligações ao longo da altura da estrutura, verifica-se um aumento de 2%, 5% e 10% no valor do coeficiente γ_z comparado à estrutura original com ligações semirrígidas, para estruturas com 3, 4 e 5 pavimentos, respectivamente. Já para os demais casos verifica-se que a diferença entre valores de γ_z não ultrapassa 1%.

Os valores calculados para os deslocamentos, em combinações de serviço, são ilustrados na Figura 53, e atestam uma variação da deslocabilidade elevada no Caso B em relação aos demais casos.

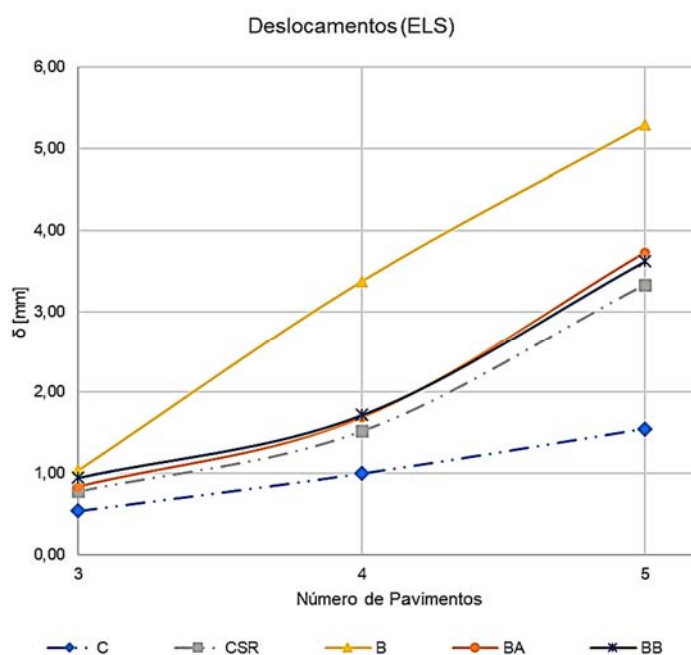
É possível constatar que não houve um incremento significativo nos deslocamentos da estrutura nos casos em que se diminui a rigidez da ligação ao longo da altura da estrutura (Caso BA) e na estrutura com as ligações rotuladas no último

pavimento (Caso BB), quando comparado com a estrutura de ligações semirrígidas original (Caso CSR).

Essa constatação é importante, uma vez que em estruturas pré-moldadas correntes não é possível obter-se uma rigidez significativa entre viga e pilar no último pavimento, uma vez que geralmente os pilares são interrompidos no nível da laje. Nessa configuração de estrutura não é possível fazer uma transmissão significativa de momentos fletores da viga para o pilar, motivo pelo qual a consideração de ligações rotuladas, no último pavimento, é fidedigna na análise estrutural.

Em relação aos deslocamentos pode-se observar, na Figura 53, o comportamento correlato apresentado pelos Casos CSR, BA e BB. Essa constatação é importante, principalmente, por permitir um uso mais racional e otimizado da solução de estruturas com ligações semirrígidas - ou seja, não é necessário fazer a estrutura inteira com as ligações com certo grau de rigidez para obter-se patamares de deslocabilidade satisfatórios.

FIGURA 53 DESLOCAMENTOS - ANÁLISE PARAMÉTRICA 03



FONTE: O autor (2018)

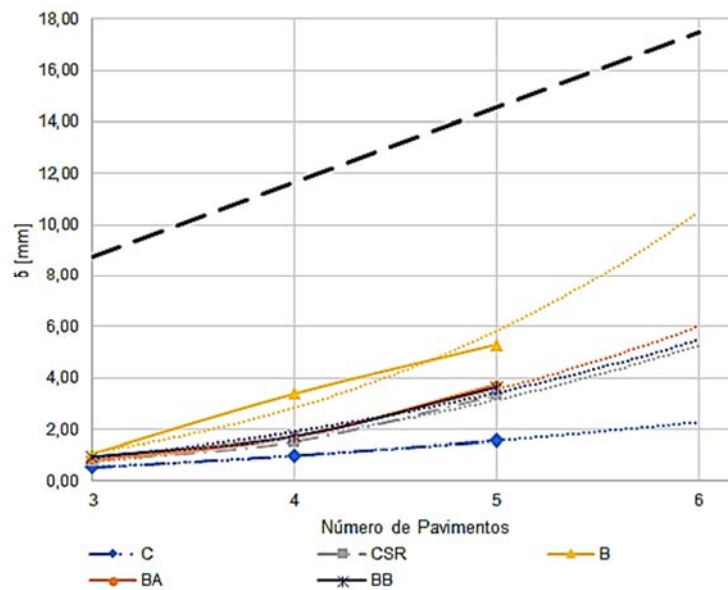
A configuração de deformação da estrutura do Caso B sugere uma estrutura mais deslocável que os demais casos, corroborando os resultados obtidos para o

coeficiente γ_z , permitindo inferir-se que as características da estrutura nos primeiros pavimentos serão determinantes para o comportamento da estrutura.

Nesse caso é possível afirmar que a solução de enrijecimento das ligações da estrutura é mais eficiente quando nos primeiros pavimentos, bem como que a consideração de ligações rotuladas no último pavimento não exerce grande impacto no comportamento da estrutura.

É possível visualizar, na Figura 54, o limite imposto pela norma vigente e uma extrapolação para o caso de estrutura com 6 pavimentos, evidenciando um comportamento distinto entre o Caso B e os demais casos. Porém é possível fazer a ressalva que todos os deslocamentos estão dentro dos limites impostos na ABNT NBR 9062:2017.

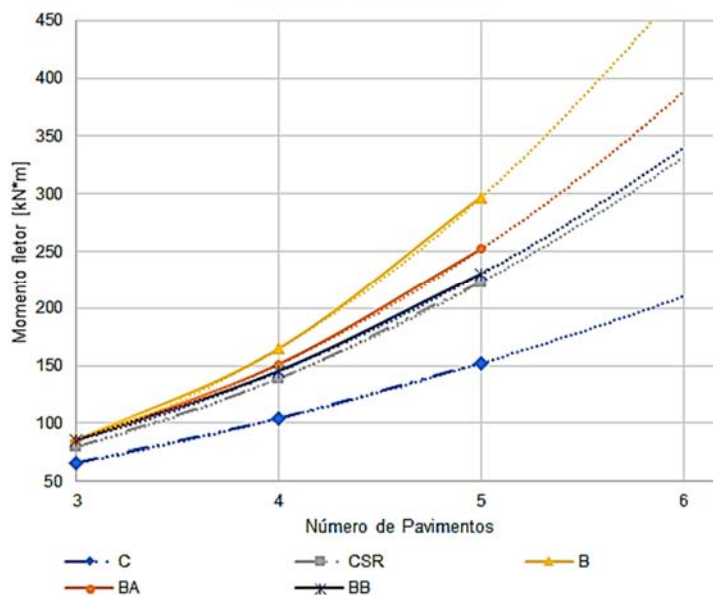
FIGURA 54 DESLOCAMENTOS - ANÁLISE PARAMÉTRICA 03
Deslocamentos (ELS)



FONTE: O autor (2018)

Se tratando dos esforços solicitantes de momento fletor na base dos pilares, representados na Figura 55, é possível constatar que a estrutura com o último pavimento com ligações rotuladas (Caso BB) apresentou um resultado muito similar ao Caso CSR, confirmando que a contribuição das ligações no último pavimento não foi significativa no caso estudado.

FIGURA 55 MOMENTOS NOS PILARES - ANÁLISE PARAMÉTRICA 03
Momento nos pilares (ELU)



FONTE: O autor (2018)

No Caso BA, em que foi feita uma redução dos valores das rigidezes ao longo da altura da estrutura, observa-se um impacto relevante (cerca de 33% de acréscimo nos valores de momento do Caso CSR) no momento fletor solicitante na base dos pilares. Pode-se atribuir essa ocorrência ao fato de haver menor redistribuição de momentos entre elementos estruturais, oriunda da diminuição da rigidez das ligações viga-pilar, redundando em uma maior concentração de esforços.

4.2.4 Análises Paramétricas Complementares

As análises paramétricas foram complementadas com mais cinco casos, todos com ligações semirrígidas, a saber: reduzindo o vão das vigas (Caso DSR), reduzindo o vão das lajes (Caso DSRA), variando as seções transversais das vigas de acordo com a sobrecarga de uso do pavimento (Caso ESR), adotando sobrecarga de salão de vendas no último pavimento (Caso FSR) e adotando sobrecarga de salão de vendas em todos os pavimentos (Caso FSRA).

Para as análises complementares foram elencadas somente estruturas com 5 pavimentos, de forma a simplificar o processo de análise e tempo de modelagem, uma vez que a contribuição das ligações semirrígidas para a estabilidade global é

mais importante para estruturas mais altas. Os resultados obtidos foram compilados na Tabela 13, bem como o Caso CSR, que será tomado como referência.

TABELA 13 RESULTADOS ANÁLISES PARAMÉTRICAS COMPLEMENTARES

Caso	Pavimentos	Altura total	γ_z	δ	δ_{lim}
	[inteiro]	[m]	[]	[mm]	[mm]
CSR	5	17,5	1,16	3,33	14,58
DSR	5	17,5	1,12	2,47	14,58
DSRA	5	17,5	1,13	1,81	14,58
ESR	5	17,5	1,16	3,92	14,58
FSR	5	17,5	1,20	3,36	14,58
FSRA	5	17,5	1,24	3,39	14,58

FONTE: O autor (2018)

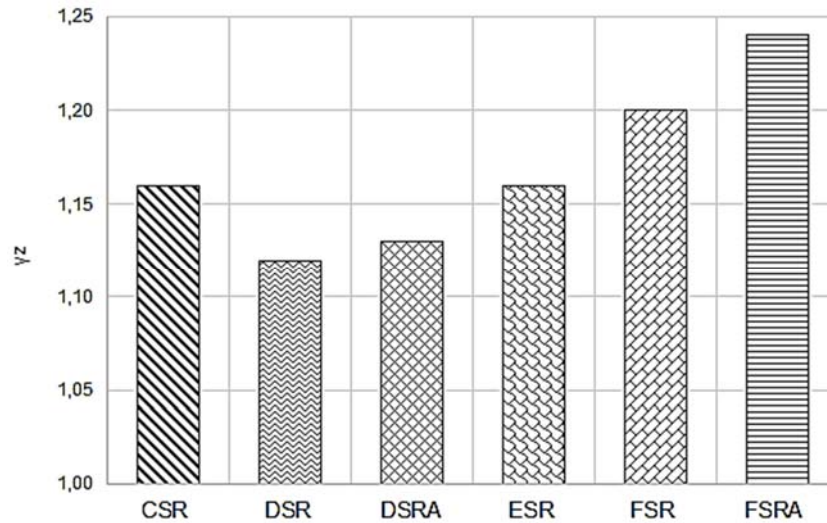
É interessante observar que o Caso DSRA, que tem a estrutura com as vigas apresentando menor vão que as lajes, geralmente é o caso preferível a ser adotado em projetos de estrutura pré-moldada, visto que o custo da lajes tende a ser menor do que o das vigas (devido a custo derivados de formas e montagem de armadura passiva das vigas), sendo essa uma configuração favorável de projeto, porém mais deslocável que alternativa DSR, com vão das vigas maior que o das lajes.

É possível observar que no caso de se otimizar a estrutura, a partir do atrelamento de seções transversais distintas de acordo com a sobrecarga de uso, representado através do Caso ESR, não houve divergência entre os resultados do coeficiente γ_z , sendo observado, porém, um acréscimo de cerca de 17% no valor do deslocamento da estrutura.

Uma vez que as ligações de pavimentos com uso de estacionamento têm o valor de rigidez na ordem de 56% da rigidez das ligações do pavimento do salão de vendas, é interessante constatar que o maior impacto foi dado nos deslocamentos da estrutura, com mudanças não significativas em relação ao coeficiente γ_z .

Faz-se a ressalva de que no Caso ESR o primeiro pavimento manteve as ligações originais e, conforme inferido através da Análise Paramétrica 02, a configuração da estrutura nos primeiros pavimentos tem um impacto expressivo no comportamento da estrutura.

Observa-se que embora os deslocamentos terem permanecido praticamente inalterados, nos Casos CSR, FSR e FSRA, houve um acréscimo no valor do coeficiente γ_z , cujos resultados são ilustrados na Figura 56, para cada caso.

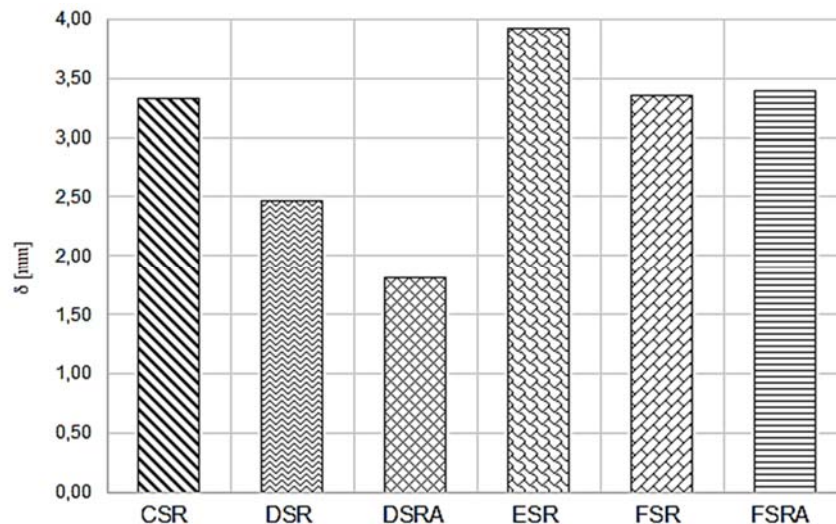
FIGURA 56 COEFICIENTE γ_z - ANÁLISES COMPLEMENTARES

FONTE: O autor (2018)

É possível observar, na Figura 56, que não há diferença significativa entre o caso com o vão das vigas menor que o das lajes (Caso DSR) e o caso com o vão das vigas maior que o das lajes (Caso DSRA).

Porém, ao se confrontar os valores obtidos para o coeficiente γ_z com os deslocamentos calculados, representados na Figura 57, observa-se que a estrutura com menores deslocamentos é a referente ao Caso DSRA. Deve-se ter em mente, porém, que a estrutura do Caso DSR tem área de implantação de 18x32m e a estrutura do Caso DSRA tem área de implantação de 24x24m, o que justifica, em parte, os resultados alcançados.

FIGURA 57 DESLOCAMENTOS - ANÁLISES COMPLEMENTARES



FONTE: O autor (2018)

Portanto, não é possível uma generalização dos resultados dos Casos DSR e DSRA para obras de maior porte, sendo a comparação feita de forma a analisar, principalmente, os efeitos das ligações entre elementos, e não de forma a analisar os efeitos de mudanças da área de implantação no comportamento estrutural.

É possível constatar um aumento considerável, cerca de 17%, nos deslocamentos da estrutura otimizada (Caso ESR), em relação à estrutura original. Uma vez que a rigidez das ligações (nos 4 pavimentos de estacionamento), nesse caso, é de aproximadamente 56% da rigidez do Caso CSR (devido à redução da seção e de contar com aproximadamente 63% da área de armadura de continuidade), pode-se considerar aceitável o aumento do deslocamento da estrutura.

Foi observado nos casos com aumento de sobrecarga de uso (Casos FSR e FSRA), que, apesar de se ter obtido valores distintos para o coeficiente γ_z , houve uma coincidência nos valores de deslocamento nos Casos CSR, FSR e FSRA. É possível atribuir essa convergência de valores devido ao aumento de sobrecarga impactar mais na avaliação de estabilidade global do que nos deslocamentos, para o caso analisado.

4.2.5 Estudo Sobre o Fator de Restrição α_r

A norma ABNT NBR9062:2017 dispõe sobre o fator de restrição à rotação α_r , definindo-o através de uma função que depende da Rigidez secante da ligação (R_{sec}), da Rigidez secante da viga ligada (EI_{sec}) e do comprimento efetivo entre os centros de giro nos apoios da viga (l_{ef}), conforme já discorrido no item 2.5.1.

Uma vez que α_r representa o grau de engastamento da ligação (para valores abaixo de 0,15 pode-se tomar a ligação como rotulada e para valores acima de 0,85 considera-se a ligação rígida), é possível aplica-lo de forma a estimar os momentos fletores nas extremidades de vigas com ligações semirrígidas através de duas formas.

A primeira aproximação se dá, diretamente, através do valor obtido para o fator de restrição (α_r) da ligação. A segunda estimativa é relacionada com o apresentado por Monforton e Wu (1963, *apud* Ferreira, 1999), que toma a relação expressa na Equação (18), na qual M_E representa o momento fletor que atuará na viga com ligação semirrígida e M_{eng} se refere ao momento fletor que atua na viga com ligações rígidas (não confundir com o valor tabelado para viga bi engastada).

$$\frac{M_E}{M_{eng}} = \frac{3\alpha_r}{(2 + \alpha_r)} \quad (18)$$

Uma vez que a análise será feita sobre os resultados obtidos na combinação de esforços de Estado Limite Último, com a sobrecarga de uso (salão de vendas, no caso) sendo o carregamento principal e vento 90° incidindo na estrutura, será feita a relação de carregamentos com os valores de projeto.

São relacionados, na Tabela 14, os carregamentos atuantes, na qual os valores totais e a proporção entre carregamentos são exibidos através dos valores de projeto (com a ponderação referente ao descrito).

TABELA 14 PROPORÇÃO ENTRE CARREGAMENTOS ATUANTES

Tipo de uso: Salão de vendas	Peso Próprio (Característico)			Sobrecarga (Característica)	
	Viga	Laje	Caapeamento	Permanente	Acidental
Viga "T" - Base 40	10,8kN/m	28,8kN/m	11,0kN/m	16,0kN/m	80,0kN/m
Total carregamento	Peso Próprio (PP) = 65,8kN/m			Sobrecarga (SC) = 134,4kN/m	
Carregamentos totais (PP+ SC) = 200,2kN/m			Proporção Carregamentos (SC/(PP+SC)) = 0,671		

FONTE: O autor (2018)

De forma a verificar se as aproximações seriam suficientemente precisas, foram analisados os dados obtidos na Análise Paramétrica 01, para um caso de viga. Foi feita a relação de momentos (nas extremidades da viga), entre os casos de ligações semirrígidas com o caso de ligação rígida, e os resultados obtidos, bem como uma média dos valores, são compilados na Tabela 15.

TABELA 15 RELAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES DA VIGA

(continua)

Pavimentos	Caso	Extremidade A		Extremidade B		Média	
		M _a	M _a /M _{eng}	M _b	M _b /M _{eng}	M _m	M _m /M _{eng}
		[kN*m]	[kN*m]	[kN*m]	[kN*m]	[kN*m]	[kN/m ²]
3	C	1118	1,000	1160	1,000	1139	1,000
	CSR	413	0,369	465	0,401	439	0,385
	CSRA	220	0,197	271	0,233	245	0,215
	CSRB	358	0,320	410	0,354	384	0,337
	CSRC	291	0,260	341	0,294	316	0,277
4	C	1100	1,000	1170	1,000	1135	1,000
	CSR	436	0,396	530	0,453	483	0,425
	CSRA	232	0,211	336	0,288	284	0,249
	CSRB	380	0,345	477	0,408	428	0,376
	CSRC	311	0,282	407	0,348	359	0,315

(conclusão)

Pavimentos	Caso	Extremidade A		Extremidade B		Média	
		M_a	M_a/M_{eng}	M_b	M_b/M_{eng}	M_m	M_m/M_{eng}
		[kN*m]	[kN*m]	[kN*m]	[kN*m]	[kN*m]	[kN/m ²]
5	C	1093	1,000	1194	1,000	1144	1,000
	CSR	411	0,376	548	0,459	480	0,417
	CSRA	207	0,189	360	0,302	283	0,245
	CSRB	355	0,325	496	0,416	426	0,370
	CSRC	287	0,263	427	0,357	357	0,310

FONTE: O autor (2018)

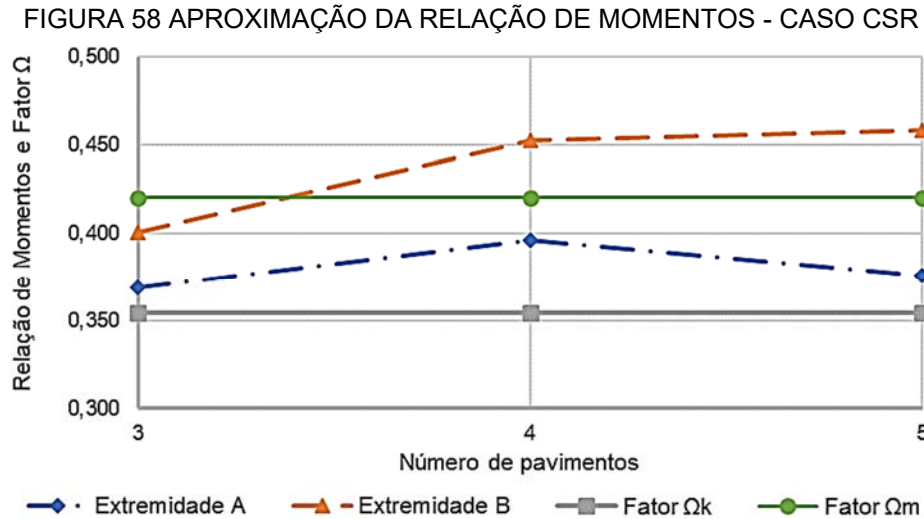
De posse das relações entre momentos e da proporção de carregamentos procedeu-se com o cálculo do, denominado nesse estudo, fator de Equivalente de Engaste (Ω). Os valores calculados do fator Ω_k , o qual relaciona diretamente o fator de restrição (α_r) com a proporção dos carregamentos, e do fator Ω_m , que relaciona o valor obtido através da Equação (18) com a proporção dos carregamentos, são dispostos na Tabela 16.

TABELA 16 FATOR DE EQUIVALENTE DE ENGASTE Ω

Caso	Proporção Carregamentos	Fator α_r	Fator Ω_k	M_E/M_{eng}	Fator Ω_m
CSR	0,671	0,528	0,354	0,627	0,421
CSRA	0,671	0,279	0,187	0,367	0,247
CSRB	0,671	0,455	0,305	0,556	0,373
CSRC	0,671	0,367	0,246	0,465	0,312

FONTE: O autor (2018)

Uma vez que, para cada caso, foram feitos modelos com 3, 4 e 5 pavimentos, foi feito um estudo preliminar, de forma a verificar a aproximação obtida através do fator de equivalente de engaste. Os resultados da relação entre momentos, para o Caso CSR, são ilustrados na Figura 58, juntamente com os fatores Ω_k e Ω_m .

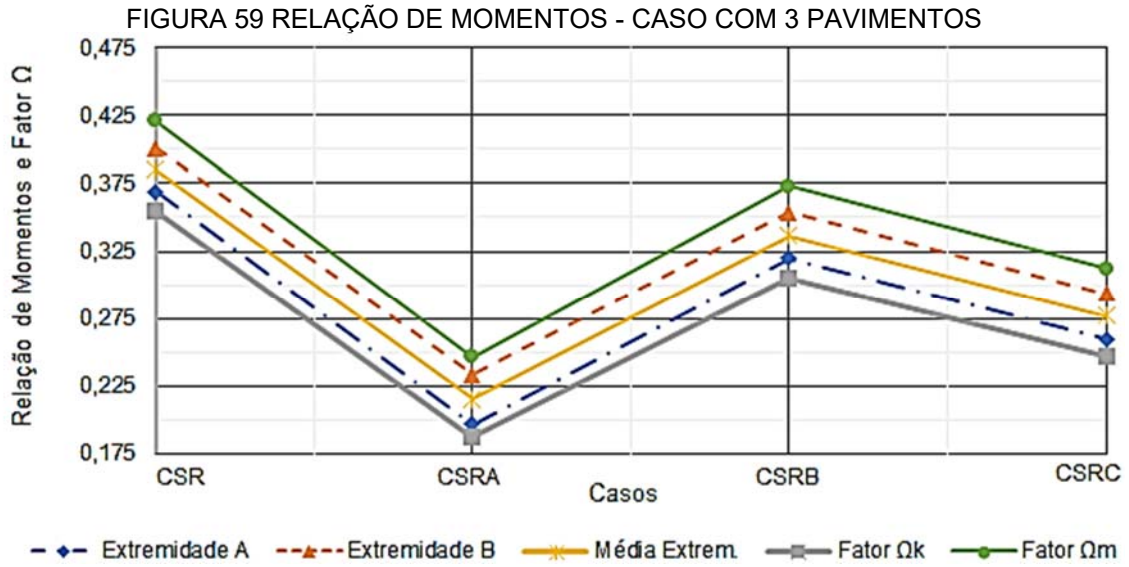


FONTE: O autor (2018)

É possível visualizar, na Figura 58, que no caso da estrutura com 3 pavimentos, a aproximação obtida através do fator Ω_m resultou em um valor maior que os obtidos na análise estrutural, reforçando que deve-se ser consciencioso, e adotar as aproximações com parcimônia, sempre a favor da segurança.

Observa-se que, para o caso de 4 e 5 pavimentos, o fator Ω_m apresenta valores intermediários aos obtidos com a relação entre os momentos calculados, enquanto o fator Ω_k apresentou-se de forma mais conservadora - admitindo que a ligação transmite uma parcela menor de esforços de momento fletor entre elementos.

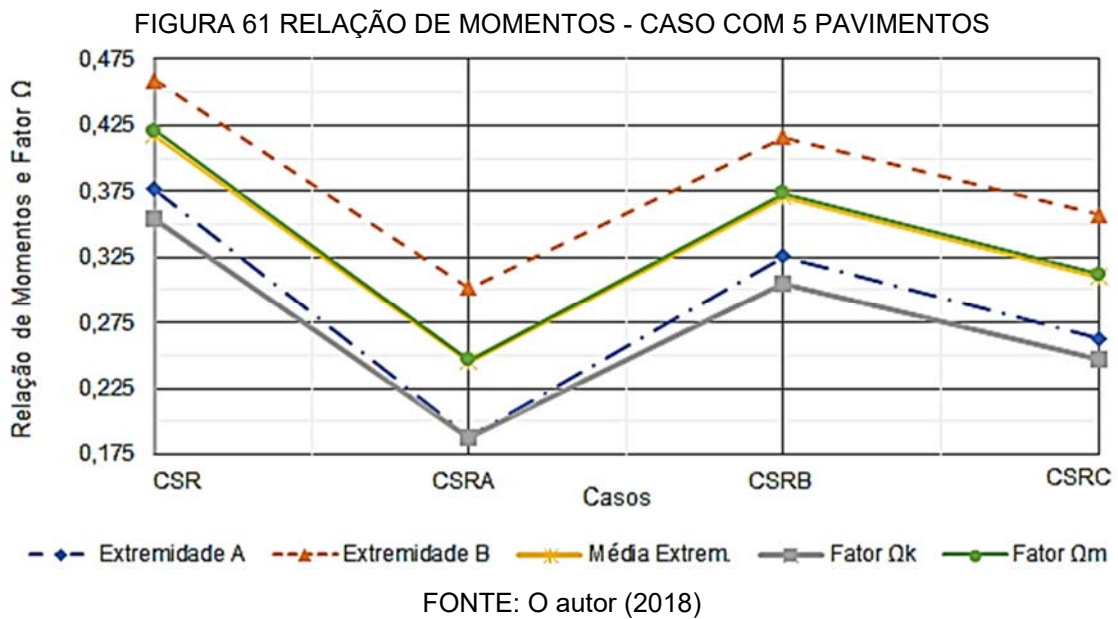
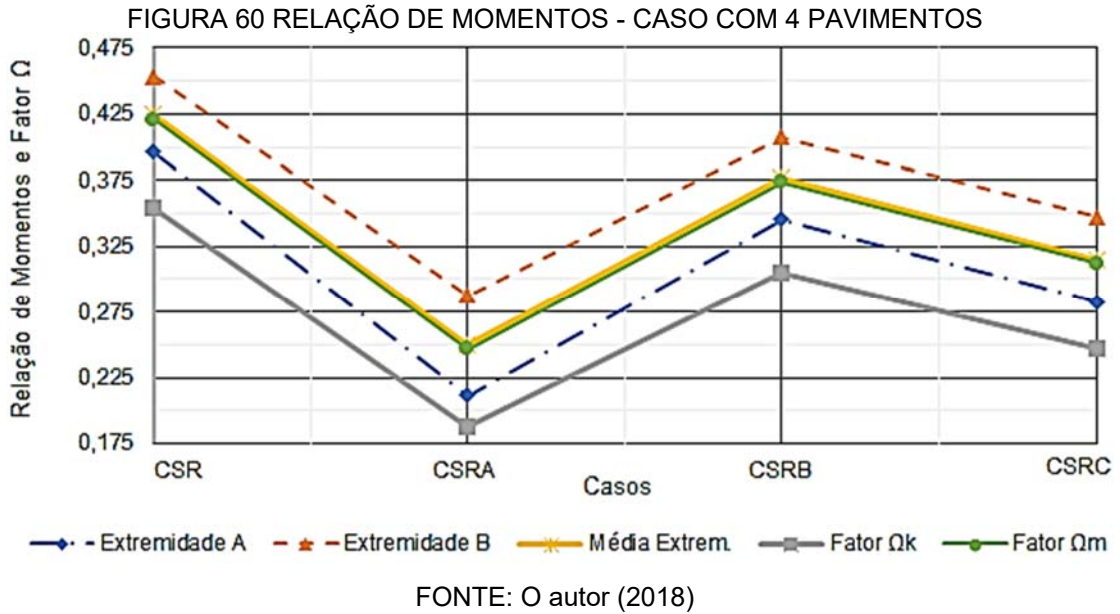
Procedeu-se com a análise agrupando os valores obtidos, referentes aos esforços na viga, de acordo com o número de pavimentos do respectivo modelo, de forma a visualizar a correlação entre os resultados calculados e as aproximações depreendidas dos fatores Ω_k e Ω_m . Os resultados são ilustrados, na Figura 59, Figura 60 e Figura 61, para os modelos com 3, 4 e 5 pavimentos, respectivamente.



FONTE: O autor (2018)

É importante a ressalva que nos casos representados na Figura 59, que ilustra estruturas com 3 pavimentos, não foi necessária a consideração dos efeitos de não linearidades, o que pode indicar que os valores aproximados através do fator de equivalente de engaste sejam indicados para casos que façam essas considerações.

É possível notar a influência dos carregamentos horizontais nos esforços (de momento fletor) solicitantes: devido à atuação de esforços de vento (única ação horizontal considerada), observa-se a diferença do esforço solicitante nas extremidades - A e B - do elemento analisado. Nesse cenário, a média dos valores pode ser tomada como um valor representativo (dos esforços devido às sobrecargas). Pode-se embasar essa afirmação ao observar a Figura 60 e a Figura 61, nas quais ocorre a convergência dos valores obtidos através do fator Ω_m (que só contempla os esforços verticais na formulação) com a média da relação dos momentos das extremidades da viga.



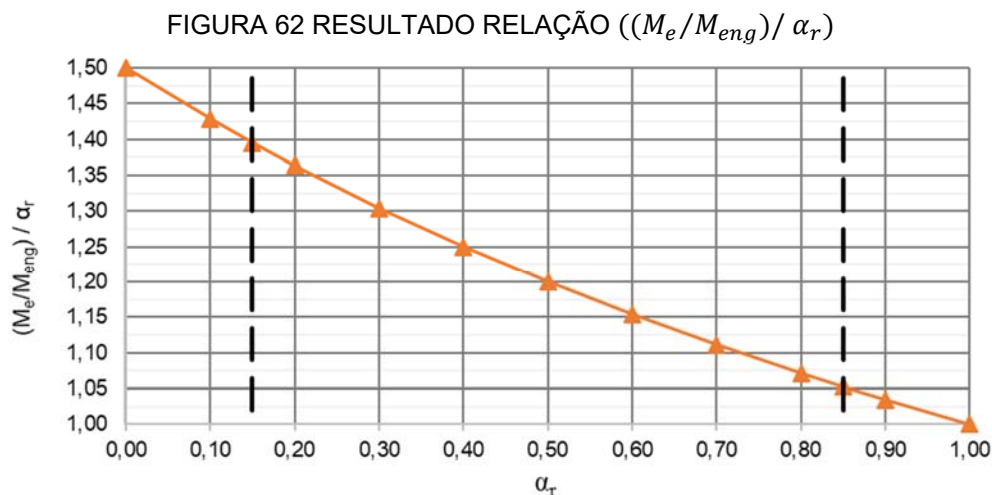
É possível constatar, ao comparar a Figura 60 e a Figura 61, que a aproximação obtida através do fator Ω_m se mostrou fidedigna, apresentando resultados bastante próximos ao da média obtida a partir dos valores calculados de momento fletor nas extremidades da viga.

De forma congruente com o ilustrado na Figura 58, observa-se que o fator Ω_k apresenta valores estimados menores em ambos os casos, do que é possível inferir que, em uma aproximação inicial - feita a partir do fator Ω_k -, do grau de engastamento a ser obtido na ligação semirrígida, seria representada uma ligação com valor de rigidez secante de projeto menor que a real, sendo uma abordagem a favor da

segurança (uma vez que, com menores valores de rigidez, os efeitos sobre a estabilidade global e deslocamentos seriam desfavoráveis na análise estrutural).

Uma vez que a estimativa, feita a partir do fator Ω_m , se mostrou praticamente coincidente com os valores calculados, foi optado por analisar a relação que existe entre o fator de restrição α_r e o expresso na Equação (18), uma vez que esta é a única diferença para obtenção dos valores de Ω_k e Ω_m .

A partir dos resultados expostos na Figura 62 (onde a relação M_e/M_{eng} diz respeito aos valores calculados em programa de análise estrutural), fica notória a diferença entre a relação obtida dos esforços calculados na análise estrutural e as aproximações obtidas através dos fatores Ω_k e Ω_m , conforme a variação do fator α_r .



FONTE: O autor (2018)

Ou seja, no valor de limite mínimo ($\alpha_r=0,15$) observa-se que a estimativa obtida pela fator Ω_m , e por conseguinte dos resultados obtidos na análise estrutural, é em torno de 1,40 vezes maior que o valor calculado através do fator Ω_k . No caso de se conceber uma estrutura mais rígida, perto do limite superior ($\alpha_r=0,85$), observa-se um valor próximo a 1,05 - o que pode ser considerado como uma variação desprezível.

Pode-se concluir, dos resultado apresentados na Figura 62, que quanto menor a rigidez da ligação (para mesmo vão, seção transversal e carregamentos) maior é a diferença observada entre as aproximações, depreendidas dos fatores de equivalente de engaste (Ω). Essa abordagem pode ser contemplada como a favor da segurança, de tal forma que, quanto menor é o valor de rigidez calculado, menor deve ser a consideração da contribuição, efetiva, da ligação.

Portanto, conclui-se a partir desse estudo que, o fator de restrição α_r (através do fator Ω_k) deve ser utilizado no pré-dimensionamento como o critério inicial, ao qual atribui-se um valor (condizente com a viabilidade técnica disponível, para a obra em questão). A partir dessa consideração de projeto, pode-se calcular um valor de momento na extremidade da viga (para o pré-dimensionamento da armadura de continuidade), sendo que o valor do fator α_r norteia qual a ordem de grandeza do valor de rigidez secante a ser adotado no projeto.

A partir do descrito procede-se com a modelagem da estrutura. Uma vez que os resultados calculados, no programa de análise estrutural, guardam maior semelhança aos aproximados pelo fator Ω_m , conforme observado na Figura 60 e na Figura 61, deve-se estar atento a modelar a estrutura com valores de rigidez das ligações que resultem em esforços similares aos obtidos pela estimativa feita com o fator Ω_k , na fase de pré-dimensionamento, ao contrário de como se procedeu na elaboração desse trabalho.

Isso quer dizer que se, na modelagem da estrutura, for utilizado o valor de rigidez secante da ligação, obtido através da formulação disposta na ABNT NBR 9062:2017, os valores dos esforços (de momento fletor nas extremidades das vigas) serão maiores dos que os obtidos através da aproximação feita, diretamente, com o fator de restrição à rotação α_r .

Considera-se essa, portanto, uma incoerência apresentada no corpo da norma, a qual, além de não formular a aplicação do fator α_r para a estimativa de esforços, como feita no presente trabalho através do fator de Equivalente de Engaste (Ω), também não explicita a relação de consequência existente entre os valores de α_r e da rigidez secante da ligação.

Nessa conjectura é importante a ressalva que a análise estrutural deve ser feita com especial atenção, uma vez que os resultados finais (de momento fletor negativo nos apoios) devem ser congruentes com as estimativas iniciais, logradas através da consideração de projeto atribuída ao fator de restrição α_r .

É importante ressaltar que as relações de sobrecarga, utilizadas para o cálculo dos fatores Ω_k e Ω_m , não levam em consideração esforços de vento, sendo possível inferir que diferenças entre o aproximado e o calculado se justifiquem devido à essa consideração.

4.3 RESULTADOS ESPERADOS E RESULTADOS ATINGIDOS

O presente trabalho tem o intuito de investigar os efeitos que ligações semirrígidas provocam em estruturas de concreto pré-moldado, tanto no contexto geral da estrutura (estabilidade global e redistribuição de esforços) quanto nos elementos componentes da mesma (deslocabilidade de pilares e esforços de momento fletor nas vigas).

Desta forma buscava-se obter como resultados:

- a) Os procedimentos e considerações necessárias para um correto lançamento desse tipo de estrutura em programas de análise estrutural;
- b) Os efeitos que a introdução de ligação semirrígida entre elementos de barra provoca em uma estrutura pré-moldada;
- c) Explorar as especificidades da concepção de um projeto que utilize ligações semirrígidas na análise estrutural.
- d) Avaliar a aplicabilidade e as dificuldades de aplicar as disposições normativas para o estudo proposto.

Em relação às considerações referentes ao item a), para um correto lançamento da estrutura, foram considerados comprimentos de engastamento dos pilares, introdução de vínculo semirrígido nas extremidades das barras (e não nos nós), seções homogeneizadas nas verificações de Estados Limite Último e de Serviço, efeito diafragma promovido pelas lajes e consideração de diferentes rigidezes para vigas (de seções diferentes e de fachada ou internas).

Os procedimentos de lançamentos da estrutura em programas de análise estrutural envolveram o uso de planilha eletrônica em Excel e uso do SAP2000. A interoperabilidade entre os programas citados foi fundamental para a materialização das análises paramétricas.

Portanto, considera-se que o item a) foi atingido, se não plenamente, de forma satisfatória, uma vez que foi possível se atentar, ao longo do desenvolvimento do trabalho, às várias considerações de projeto na modelagem, relevantes no tocante de se realizar a análise estrutural de forma fidedigna.

Os efeitos que a ligação semirrígida entre vigas e pilares geram nas estruturas são diversos, mas cabe destacar o papel fundamental no controle da deslocabilidade

da estrutura, principalmente em estruturas pré-moldadas com mais de 4 pavimentos, casos em que ligações rotuladas podem resultar em estruturas muito deslocáveis.

Foi possível observar a redistribuição de esforços promovida pela introdução desse tipo de ligação entre elementos, ficando evidente, ao se comparar os casos com ligações semirrígidas (entre si e com casos de ligação rígida), a contribuição das ligações entre vigas e pilares no momento fletor solicitante na base dos pilares. Desta forma considera-se atingido o resultado almejado no item b).

Foi observado, ao longo do desenvolvimento do trabalho, que a adoção de ligações semirrígidas envolve nuances da norma, como a adoção de diferentes tipologias de ligação (para casos de ligação interna ou de fachada) e a verificação da armadura de continuidade da ligação (que não deve escoar). No entanto alguns tópicos não estão claros, conforme expostos atualmente, e deixam uma margem para a interpretação do contido na ABNT NBR 9062:2017.

Observou-se que a normativa vigente, embora tenha, na última revisão, incluído o cálculo da rigidez secante da ligação ao momento fletor negativo, não consta nenhuma indicação sobre como se proceder caso as vigas tenham armadura de continuidade passante/luvas (tipologias 01 e 03) e tenham apoio tipo dente gerber, bem como não dispõe de métodos de aproximação dos esforços de momento fletor na ligação, através do fator de restrição α_r (apenas conceituando-o).

Para a definição da rigidez secante da ligação, a norma usa o comprimento efetivo de deformação por alongamento da armadura de continuidade (L_{ed}), calculado através da distância da face do pilar até o centro de rotação no consolo e do diâmetro equivalente da armadura de continuidade.

Porém, a ABNT NBR 9062:2017, ao definir o diâmetro equivalente, apresenta uma definição discutível, na qual consta que “o diâmetro equivalente [é] obtido da média ponderada da porcentagem de armadura negativa, passantes dentro e fora do pilar”. Faz-se a ressalva que esse é um parâmetro, conforme pode ser observado no item 4.1, que exerce influência considerável no valor da rigidez.

Dispostas essas observações, considera-se que os resultados esperados, através dos itens c) e d), foram alcançados, uma vez que, ao longo do desenvolvimento do presente trabalho, foi possível ter uma experiência de imersão no assunto abordado - propiciando diversas interpretações que foram importantes - e, por conseguinte, o entendimento acerca do que foi exposto.

5 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho tem como objetivo principal o estudo de como as ligações semirrígidas, entre elementos pré-moldados, irá alterar o comportamento da estrutura (frente aos deslocamentos, esforços solicitantes e estabilidade global) e quais os efeitos induzidos pelas alterações nas ligações.

Desta forma, nesse item será feita um breve resumo das principais conclusões tiradas aos longos dos estudos apresentados, bem como sugestões, para a continuidade dos estudos do tema discorrido, de trabalhos futuros.

5.1 CONCLUSÕES E DISCUSSÕES

Foi possível, no decorrer do desenvolvimento do trabalho, observar várias especificidades, no tocante da concepção e modelagem de uma estrutura pré-moldada - principalmente com ligações semirrígidas. São diversas as considerações e hipóteses necessárias para uma análise fidedigna, que reflita o comportamento esperado de uma estrutura derivada deste processo construtivo.

Para que fosse possível materializar a concepção inicial do estudo, foram necessárias várias consultas em material normativo. Porém, é constatado que nem sempre os temas são dispostos de forma clara - abrindo margem para interpretações - o que não condiz com a vocação, não somente normativa, mas também informativa, que é inerente a mesma.

A norma de pré-moldados, ABNT NBR 9062:2017, apresenta alguns exemplos emblemáticos: a falta de clareza ao definir o diâmetro equivalente das barras (usado no cálculo da rigidez secante), não dispor acerca de emprego de apoio tipo dente gerber para ligações semirrígidas entre viga e pilar com armadura passante e, principalmente, sobre os parâmetros de pré-dimensionamento da armadura de continuidade e a relação entre o fator de restrição à rotação (α_r) e os momentos flettores solicitantes nas ligações.

Observa-se que a norma não estabelece, claramente, a relação de consequência entre o fator de restrição α_r e a rigidez secante da ligação. No presente trabalho, foi calculada a rigidez da ligação, sendo o fator α_r uma consequência do

valor desta. As consequências dessa consideração podem ser observadas nos estudos sobre a rigidez da ligação (especificamente nas Análises 05 e 06), nos quais pode se observar a influência dos parâmetros nos valores da rigidez e do fator de restrição à rotação.

Nesse contexto, e considerando que as aproximações através fator Ω_k apresentaram valores menores que os calculados, pode-se conjecturar que a adoção do fator α_r , como o critério para pré-dimensionamento, é mais adequada. Pode-se amparar essa afirmação uma vez que esse critério induz a um valor conservador para os momentos solicitantes nas extremidades das vigas (e que devem ser atendidos quando realizada a análise estrutural) e contempla o parâmetro de inércia da viga em seu cálculo.

Em relação aos estudos desenvolvidos para a definição dos esforços solicitantes de vento, de acordo com o disposto na ABNT NBR 6123:1988, foi constatado que a adoção de valores diferentes para o coeficiente de pressão interna (considerando igual a permeabilidade nas quatro faces da obra), quando aliado com a consideração de efeito diafragma induzido pelas lajes em cada pavimento, não resultaram em diferenças significativas na análise estrutural, sendo outro tópico que deveria ser discorrido com maior clareza pela norma pertinente.

De acordo com os resultados observados no estudo entre os métodos de cálculo da rigidez secante da ligação, observa-se que, ao se comparar os resultados com os valores obtidos pelo Método dos Componentes, a norma vigente apresenta valores conservadores, porém coerentes. Uma vez que esse item passou a figurar somente na última revisão da norma, já era esperado que o tema não estivesse totalmente explanado, não abrangendo todas as situações.

As análises paramétricas, desenvolvidas ao longo do presente trabalho, demonstraram resultados esperados, porém interessantes: observa-se que a otimização da estrutura, com redução de cerca de 35% da área de armadura passante de continuidade, manteve resultados aceitáveis (indicando que o dimensionamento inicial estava superdimensionado), os quais poderiam ter sido obtidos sumariamente caso a norma vigente abrangesse esse tópico.

Também foi interessante o resultado da variação das rigidezes ao longo dos pavimentos, onde foi observado que, quando se promove uma redução dos valores de rigidez ao longo dos pavimentos, obtêm-se uma estrutura com comportamento (perante à deslocamentos e esforços) bastante similar ao caso original.

Observou-se, nessa mesma análise, que a consideração de ligações rotuladas, no último pavimento (caso bastante comum em estruturas pré-moldadas), não exerceu influência demasiadamente negativa, sendo, portanto, preferível adotar essa consideração na análise estrutural, de forma a ter um modelo representativo da estrutura estudada.

Portanto, através dos casos apresentados nas análises paramétricas, foi possível inferir que, ao se eleger uma combinação entre alguns dos casos, obter-se-ia um refinamento da modelagem e da análise estrutural (em relação ao modelo inicial proposto). Em virtude dos resultados expostos, foram elencados os seguintes casos: consideração de rótulas no último pavimento (Caso BB) - visto que é uma situação típica, redução na quantidade de armadura de continuidade (Caso CSRB) e adoção de diferentes seções para as vigas, conforme seu uso (Caso ESR).

Desta forma, considera-se que os resultados obtidos nos estudos comparativos entre métodos de cálculo da rigidez secante da ligação (ao momento fletor negativo), nas análises paramétricas e no estudo sobre as aproximações dos esforços de momento fletor nas extremidades das vigas (através do fator α_r), foram suficientemente esclarecedores e proporcionaram um entendimento mais abrangente acerca do tema principal do presente trabalho.

Considera-se, portanto, que foram atingidos os principais objetivos propostos, quando da concepção do trabalho, sendo percorrido sobre as diversas análises realizadas, quais foram as dificuldades e as conclusões depreendidas ao longo do desenvolvimento do trabalho, sendo possível atestar que o entendimento adquirido sobre ligações semirrígidas foi bastante abrangente.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Uma vez que, no presente trabalho, foram delimitadas as análises para ligações semirrígidas com atuação exclusivamente de momento fletor negativo, a primeira sugestão de continuidade, ao exposto no presente trabalho, seria o desenvolvimento de análises e estudos similares aos realizados, considerando a rigidez secante da ligação ao momento fletor positivo, com verificação de situações transitórias (de montagem e construção).

Como já discorrido, a norma vigente não contempla a adoção de apoio tipo dente gerber, situação bastante comum nas estruturas pré-moldadas, para vigas, conjugado com o uso de armadura de continuidade passante. Portanto, a segunda sugestão para estudos futuros seria uma análise, mais aprofundada, de quais as implicações ao se adotar esse tipo de apoio nas vigas, e qual a eficiência da ligação nesse contexto, bem como se a formulação disposta na norma serve para os casos de apoio com seção plena e apoio tipo dente gerber.

Uma vez que os únicos esforços solicitantes horizontais foram os efeitos de vento, seria interessante a adoção de situações com outras considerações de carregamento: esforços induzidos por mudança de temperatura, esforços decorrentes de sismos ou esforços provenientes de contenções (empuxo do solo). Portanto, a terceira sugestão de trabalho futuro, seria a variação da natureza dos esforços solicitantes, e quais as implicações no comportamento estrutural e respostas das ligações semirrígidas frente a essa mudança.

REFERÊNCIAS

_____. ABNT **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. ABNT **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

_____. ABNT **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1998.

_____. ABNT **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.

_____. ABNT **NBR 14861**: Lajes alveolares pré-moldadas de concreto protendido - Requisitos e procedimentos. Rio de Janeiro, 2011.

_____. ABNT **NBR 19783**: Aparelhos de apoio de elastômero fretado - Especificação e métodos de ensaio . Rio de Janeiro, 2015.

BALDISSERA, A. **Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado parcialmente resistente a momento fletor**. Dissertação de mestrado. São Carlos: Biblioteca Digital de Teses e Dissertações da Universidade de São Paulo, 2006. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-19072006-105406/>>. Acesso em: 3 maio 2018.

CARDOSO, M. T. S. A.; LIMA, M. C. V. Comportamento não linear físico e geométrico de vigas pré-moldadas sobre apoios elastoméricos. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 11, n. 7, p. 183–202, 2018.

CATOIA, B. **Comportamento de vigas protendidas pré-moldadas com ligações semi-rígidas**. Dissertação de mestrado. [S.I.]: UFSCAR, 2007. Disponível em: <<https://repositorio.ufscar.br/handle/ufscar/4612?show=full>>. Acesso em 7 abr. 2018.

CATOIA, B.; CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. ; FERREIRA, M. A. Rigidez à flexão em ligações viga-pilar. In: BE2008 - Encontro Nacional Betão Estrutural, 2008.

Anais...2008. Disponível em <<http://www.hms.civil.uminho.pt/events/be2008/207.pdf>>. Acesso em 2 abr. 2018.

COSTA, R. R. R.; LIMA, M. C. V.; ALVA, G. M. S. Minimização da rigidez à flexão de ligações viga-pilar em sistemas estruturais pré-moldados de concreto. **Revista Ciência & Engenharia**, v. 24, n. 1, p. 53–62, 2015. Disponível em: <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_abstract&pid=S1983-41952017000500985&lng=en&nrm=iso&tlng=pt>. Acesso em 7 abr. 2018.

EL DEBS, M. K.; MIOTTO, A. M.; EL DEBS, A. L. C. Analysis of a semi-rigid connection for precast concrete. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings**, v. 163, n. 1, p. 41–51, 2010. Disponível em: <<https://www.icevirtuallibrary.com/doi/pdf/10.1680/stbu.2009.163.1.41>>. Acesso em: 12 maio 2018.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. 2ª Edição ed. Oficina de Textos, 2017.

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

FERREIRA, M. DE A. **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. Tese de doutorado. Biblioteca Digital de Teses e Dissertações da Universidade de São Paulo, 1999. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-08122017-100437/pt-br.php>>. Acesso em: 3 maio. 2018.

JEREMIAS JÚNIOR, A. C. **Análise da estabilidade de estruturas pré-moldadas de concreto: influência das ligações semi-rígidas**. Dissertação de mestrado. UFSCAR, 2007. Disponível em: <<https://repositorio.ufscar.br/handle/ufscar/4616?show=full>>. Acesso em: 16 maio. 2018.

KATAOKA, M. N. **Estudo da continuidade em ligações laje-viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto**. Dissertação de mestrado. [s.l.] UFSCAR, 2007. Disponível em: <<https://repositorio.ufscar.br/handle/ufscar/4610>>. Acesso em 16 maio 2018.

LINS, F. DE F. V. **Contribuição à avaliação da estabilidade global e pré-dimensionamento de pórticos planos em concreto pré-moldado.** Dissertação de mestrado. [s.l.] UFSCAR, 2013. Disponível em: <www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-29082013-085703/>. Acesso em: 30 abr. 2018.

MARIN, M. C. **Contribuição à análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos.** Dissertação de mestrado. São Carlos: Biblioteca Digital de Teses e Dissertações da Universidade de São Paulo, 2009. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-03032010-082525/>>. Acesso em: 3 maio. 2018.

MIOTTO, A. M. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor.** Tese de doutorado. São Carlos: Biblioteca Digital de Teses e Dissertações da Universidade de São Paulo, 2002. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-22062006-133702/>>. Acesso em: 3 maio. 2018.

MOTA, J. E. **Contribuição ao projeto de estruturas multi-piso reticuladas em concreto pré-moldado.** Tese de doutorado. São Carlos: Biblioteca Digital de Teses e Dissertações da Universidade de São Paulo, 2009. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-15122009-112118/>>. Acesso em: 3 maio. 2018.

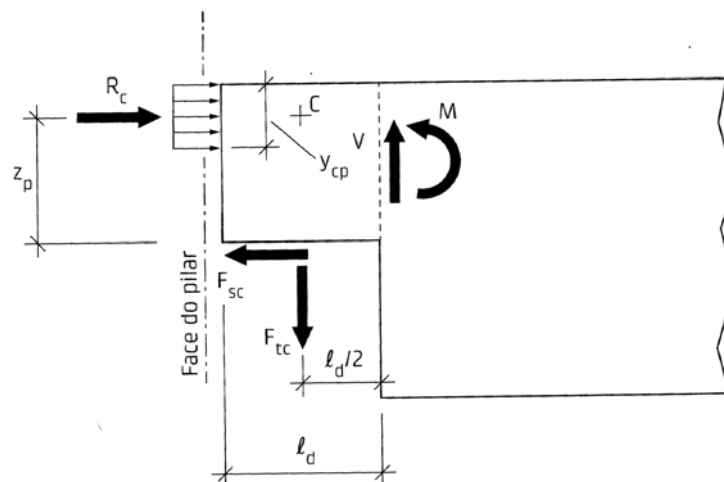
SANTOS, J. B. **Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado.** Dissertação de mestrado. UFU, 2016. Disponível em: <<https://repositorio.ufu.br/bitstream/123456789/14230/1/AnaliseInfluenciaRigidez.pdf>>. Acesso em: 16 maio. 2018.

SOARES, A. M. M. **Análise estrutural de pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto considerando a deformabilidade das ligações.** Dissertação de mestrado. São Carlos: Biblioteca Digital de Teses e Dissertações da Universidade de São Paulo, 1998. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-17042018-091917/>>. Acesso em: 30 abr. 2018.

APÊNDICE A - MÉTODO DOS COMPONENTES - MOMENTO POSITIVO

No Método dos Componentes a análise dos momentos positivos se inicia através do equilíbrio das forças apresentadas na Figura 63. As forças são as parcelas resistentes de cada elemento, sendo a força R_c atribuída à resultante de compressão na capa de concreto, a força F_{sc} ao cisalhamento no chumbador e a força F_{tc} ao esforço de tração no chumbador.

FIGURA 63 FORÇAS ATUANTES NA LIGAÇÃO - MOMENTO POSITIVO



FONTE: El Debs (2017)

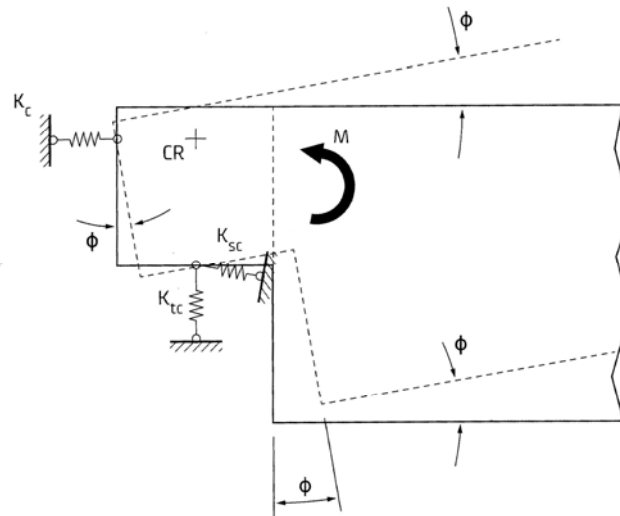
Em que:

y_{cp} Altura do bloco de compressão no dente;

l_d Comprimento do dente Gerber.

A discretização da ligação para o Método dos Componentes é representada na Figura 64, com as rigidezes de cada componente resistente indicadas como molas e a viga realizando um movimento de rotação de corpo rígido.

FIGURA 64 MÉTODO DOS COMPONENTES - MOMENTO POSITIVO



FONTE: El Debs (2017)

Onde:

- K_c Componente de deformação do concreto comprimido;
- K_{tc} Componente de deformação do chumbador tracionado;
- K_{al} Componente de deformação transversal do chumbador;
- CR Centro de rotação;

A determinação do momento positivo de cálculo (M_{ypd}) é realizada através do equilíbrio das forças apresentadas na Figura 63 em relação ao ponto C - que corresponde à posição do chumbador. O cálculo de M_{ypd} pode ser feito através da Equação (19), com as definições de z_p pela Equação (20) e de y_{cp} pela Equação (21).

$$M_{ypd} = F_{sc} z_p \quad (19)$$

$$z_p = h_d - \frac{y_{cp}}{2} \quad (20)$$

$$y_{cp} = \frac{F_{sc}}{f_{cd} b_f} \quad (21)$$

Em que:

- z_p Distância entre a resultante R_c e o fundo do dente gerber (ver Figura 63);

- y_{cp} Altura do bloco de compressão na parte superior do dente;
 h_d Altura do dente gerber;
 f_{cd} Resistência de cálculo à compressão do material da junta;
 b_f Largura da seção transversal do capeamento de concreto.
 F_{sc} Força transversal no chumbador, calculada conforme Equação (11).

$$F_{sc} = \alpha \varnothing_c^2 \sqrt{f_{yd} f_{cd}} \quad (22)$$

Em que

- \varnothing_c Diâmetro do chumbador;
 f_{yd} Resistência de cálculo da armadura do chumbador;

Conforme apresentado pelo autor, pode-se adotar os parâmetros $\alpha = 1,2$.

O autor coloca que como a rigidez K_c tende a ser muito alta, o centro de rotação (CR) tende a ser definido no cruzamento entre K_c e K_{tc} (ver Figura 63), portanto o cálculo da rigidez pode ser feito somente com o uso de K_{sc} .

O cálculo da rigidez da parcela relativa à deformação da armadura (K_{sc}) é apresentado pela Equação (23).

$$K_{sc} = \frac{F_{sc}}{a_{vy}} \quad (23)$$

Em que:

a_{vy} Deslocamento transversal do chumbador, correspondente à força última do chumbador. Pode-se adotar o valor de $0,10\varnothing_c$.

Desta forma pode-se calcular a rigidez da ligação para o momento fletor positivo ($K_{\theta p}$) através da Equação (24).

$$k_{\theta p} = K_{sc} \left(h_d - \frac{y_{cp}}{2} \right)^2 \quad (24)$$

O estudo de validação da planilha, nos cálculos da rigidez secante e do momento de escoamento da ligação, obtidos pelo Método dos Componentes foi feito através de comparação dos resultados da planilha com os resultados apresentados por El Debs *et al.* (2010) e El Debs (2017), compilados na Tabela 17.

TABELA 17 VALIDAÇÃO DO CÁLCULO - MÉTODO DOS COMPONENTES

Modelo de referência	Momento negativo na ligação					
	Rigidez da ligação [MN*m/rad]			Momento de escoamento [kN*m]		
	Planilha	Referência	Δ	Planilha	Referência	Δ
Pilar interno - El Debs 2010	6,63	6,40	3,58%	37,75	36,40	3,72%
Pilar fachada - El Debs 2010	7,37	6,30	17,01%	41,04	36,30	13,06%
Pilar interno - El Debs 2017	5,09	5,40	5,73%	29,00	24,20	19,84%
Pilar fachada - El Debs 2017	5,09	5,40	5,73%	29,00	24,20	19,84%

FONTE: O autor (2018)

Observa-se que houve uma boa aproximação dos resultados entre a rotina de cálculo da planilha eletrônica e os valores apresentados nas referências, para valores de rigidez da ligação (salvo o caso de pilar de fachada - El Debs 2010). Em relação aos momentos de escoamento da ligação houve uma diferença um pouco maior entre resultados, porém mantendo-se a mesma ordem de grandeza.

Desta forma, o presente capítulo do trabalho destina-se a difundir um método de cálculo para ligações resistentes ao momento fletor positivo, como contribuição para trabalhos futuros.