UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Emílio Bier Marostega

ESTUDO SOBRE LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

Avaliador:
Defesa: dia __/__/2016 às _____ horas
Local: UFRGS / Engenharia Nova Osvaldo Aranha, 99, sala 307
Anotações com sugestões para qualificar o trabalho são bem-vindas. O aluno fará as correções e lhe passará a versão final do trabalho, se for de seu interesse.

Porto Alegre
Novembro de 2016

EMÍLIO BIER MAROSTEGA

ESTUDO SOBRE LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientadora: Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa

Porto Alegre

Novembro de 2016

EMILIO BIER MAROSTEGA

ESTUDO SOBRE LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

Porto Alegre, Novembro de 2016

Profa. Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientadora

BANCA EXAMINADORA

Prof Ronald José Ellwanger (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Rubem Clécio Schwingel (UFRGS)
Msc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Profa. Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho aos meus pais, Milton e Cristina.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Professora Virgínia Maria Rosito d'Ávila Bessa, orientadora deste trabalho, pelos conselhos e pela disponibilidade durante a elaboração deste trabalho.

Agradeço aos demais professores pelos ensinamentos transmitidos ao longo da graduação.

Agradeço ao Engenheiro Guilherme Covas e à TQS Informática Ltda pela disponibilização do sistema computacional utilizado neste trabalho.

Agradeço aos colegas da Simon Engenharia pela oportunidade de crescimento profissional oferecida.

Agradeço aos meus colegas e amigos pelos momentos vivenciados durante todo o Curso de Graduação.

Agradeço à Carolina, companheira de muitas alegrias e momentos, pelo auxílio na revisão deste trabalho.

Agradeço aos meus pais, Milton Jorge Marostega e Cristina Bier Marostega, por todo suporte e carinho, não apenas durante o período de graduação, mas por toda a vida.

The scariest moment is always just before you start.

Stephen King

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo sobre o uso de ligações semirrígidas em estruturas de concreto pré-moldado. São descritos os principais conceitos referentes a estabilidade global de estruturas de concreto: não linearidade física e geométrica e critérios de avaliação da estabilidade (coeficientes α, γ_z e RM2M1). A seguir, são apresentadas as particularidades das estruturas de concreto pré-moldado, critérios de projeto e características das ligações semirrígidas. São simulados modelos de uma estrutura típica de 8 pavimentos, com quatro ligações viga-pilar diferentes, sendo uma monolítica, duas semirrígidas e uma articulada. Os modelos consideram duas sobrecargas diferentes, de 2 kN/m² e 4 kN/m², totalizando 8 modelos. Dos modelos, são obtidos os coeficientes de estabilidade global, deslocamento horizontal da estrutura e esforços em pilares e vigas. A simulação é feita através do sistema computacional CAD/TQS. Os resultados obtidos mostram que os modelos com ligações semirrígidas apresentaram deslocamentos e esforços nos elementos estruturais até 40% superiores aos valores obtidos nos modelos com ligações monolíticas e reduções consideráveis em comparação aos modelos com ligações rotuladas.

Palavras-chave: ligações semirrígidas; estrutura de concreto; concreto pré-moldado; estabilidade global.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Efeitos de primeira e segunda ordem 12
Figura 2 - Incremento de forças horizontais a cada iteração 16
Figura 3 - Pórtico composto por pilares engastados e vigas com ligações semirrígidas 19
Figura 4 - Rotação da ligação viga-pilar 21
Figura 5 - Ligações semirrígidas com armadura de continuidade e emenda de armadura 22
Figura 6 - Ligações semirrígidas com insertos metálicos e solda 22
Figura 7 - Modelo físico e numérico de uma ligação 23
Figura 8 - Curva momento-rotação na ligação viga-pilar 24
Figura 9 - Ligação ensaiada por Miotto 25
Figura 10 - Translação e rotação da laje atuando como diafragma 27
Figura 11 - Exemplo de transferência de forças e tensões em laje comportando-se como diafragma 28
Figura 12 - Distribuição de momentos conforme vinculação 28
Figura 13 - Estrutura típica 29
Figura 14 - Diagrama de momentos fletores 30
Figura 15 - Etapas construtivas da ligação viga-pilar 33
Figura 16 - Coeficiente de arrasto para edificações paralelepipédicas em vento de alta turbulência 35
Figura 17 - Listagem de combinações consideradas para o edifício 37
Figura 18 - Discretização da laje em barras de grelha 38
Figura 19 - Diferença no diagrama de momentos fletores 40
Figura 20 - Esforços em uma viga com ligações semirrígidas 41
Figura 21 - Planta baixa do pavimento tipo e disposição das ligações semirrígidas 42
Figura 22 - Elementos e esforços verificados 44
Figura 23 - Disposição dos pilares no modelo 4 49
Figura 24 - Parâmetros de estabilidade global - direção 0° 54
Figura 25 - Diferença do parâmetro RM2M1 em relação ao modelo 1 55
Figura 26 - Diferença do parâmetro RM2M1 em relação ao modelo 5 55
Figura 27 - Influência da sobrecarga no parâmetro RM2M1 55
Figura 28 - Deslocamentos horizontais totais 57
Figura 29 - Deslocamentos horizontais entre pavimentos 57
Figura 30 - Comparativo entre os deslocamentos horizontais totais do modelo 1 57
Figura 31 - Comparativo entre os deslocamentos entre pavimentos do modelo 1 57
Figura 32 - Esforços na viga V2 59

Figura 33 - Esforços na viga V6 59
Figura 34 - Comparativo de Mpos com o valor recalculado para o modelo 4 60
Figura 35 - Comparativo de Mpos com o valor recalculado para o modelo 8 60
Figura 36 - Esforços no pilar P18 61
Figura 37 - Esforços no pilar P32 61

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Limites de deslocamentos horizontais globais 20
Tabela 2 - Rigidez secante de ligações estudadas 26
Tabela 3 - Resultados da simulação 31
Tabela 4 - Lista de modelos simulados 43
Tabela 5 - Modelo 1 - Parâmetros de estabilidade e deslocamentos 45
Tabela 6 - Modelo 1 - Esforços nos elementos 46
Tabela 7 - Modelo 2 - Coeficientes αR 46
Tabela 8 - Modelo 2 - Parâmetros de estabilidade e deslocamentos 47
Tabela 9 - Modelo 2 - Esforços nos elementos 47
Tabela 10 - Modelo 3 - Coeficientes αR 48
Tabela 11 - Modelo 3 - Parâmetros de estabilidade e deslocamentos 48
Tabela 12 - Modelo 3 - Esforços nos elementos 48
Tabela 13 - Modelo 4 - Parâmetros de estabilidade e deslocamentos 49
Tabela 14 - Modelo 4 - Esforços nos elementos 50
Tabela 15 - Modelo 5 - Parâmetros de estabilidade e deslocamentos 50
Tabela 16 - Modelo 5 - Esforços nos elementos 51
Tabela 17 - Modelo 6 - Parâmetros de estabilidade e deslocamentos 51
Tabela 18 - Modelo 6 - Esforços nos elementos 51
Tabela 19 - Modelo 7 - Parâmetros de estabilidade e deslocamentos 52
Tabela 20 - Modelo 7 - Esforços nos elementos 52
Tabela 21 - Modelo 8 - Parâmetros de estabilidade e deslocamentos 53
Tabela 22 - Modelo 8 - Esforços nos elementos 53
Tabela 23 - Resumo dos parâmetros de estabilidade 54
Tabela 24 - Resumo dos deslocamentos horizontais 56
Tabela 25 - Resumo dos esforços nos elementos estruturais 58

LISTA DE SIGLAS

NBR - Norma Brasileira

NLF - Não Linearidade Física

NLG - Não Linearidade Geométrica

CML - Concreto Moldado no Local

CPM - Concreto Pré-Moldado

CE - Centro Elástico

ELS - Estado Limite de Serviço

ELU - Estado Limite Último

M1 = momento das forças horizontais em relação à base do edifício

M2 = somatório das forças verticais multiplicadas pelo deslocamento dos nós

LISTA DE SÍMBOLOS

M_1^a = momento fletor de primeira ordem

M_2^a= momento fletor de segunda ordem

M_T = momento fletor total

E = módulo de elasticidade

I = momento de inércia da seção transversal

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

E_{CI} = módulo de deformação tangente inicial

α_E = parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade;

fck = resistência característica à compressão do concreto;

I_C = momento de inércia da seção bruta de concreto

A_s = área de aço da armadura positiva

A_s' = área de aço da armadura negativa

α = parâmetro de instablilidade

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

N_k = somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura

$E_{cs}I_C$ = somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada

n = número de níveis de barras horizontais

γ_z = coeficiente majorador dos efeitos de segunda ordem

$M_{1,tot,d}$ = o momento de tombamento

$\Delta M_{tot,d}$ = soma dos produtos de todas as forças verticais pelos deslocamentos horizontais

H = altura total da edificação

H_i = desnível entre pavimentos consecutivos

H_2 = desnível do último piso e a face inferior da cobertura

α_R = fator de restrição à rotação

L_{ef} = distância entre os centros de giro

R_{sec} = rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar

M_y = momento de plastificação da armadura tracionada na flexão

θ_E = rotação localizada na ligação da extremidade da viga;

M_E = momento fletor mobilizado na extremidade da viga

V_o = velocidade básica do vento

S_1 = fator topográfico

S_2 = fator relativo à rugosidade do terreno e às dimensões da estrutura

S_3 = fator estatístico

C_a = coeficiente de arrasto

q = pressão dinâmica do vento

A_e = área da projeção ortogonal da edificação sobre um plano perpendicular à direção do vento

β_1 = ângulo de rotação da ligação viga-pilar devido ao peso próprio das vigas e lajes

β_2 = ângulo de rotação da ligação viga-pilar devido ao peso próprio da capa estrutural

$\Delta\beta$ = ângulo de rotação da ligação viga-pilar devido as sobrecargas

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 8
1.1 GENERALIDADES 8
1.2 OBJETIVOS 9
1.3 DELIMITAÇÕES 9
1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO 9
2 ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS 11
2.1 NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA 11
2.2 NÃO LINEARIDADE FÍSICA 12
2.3 CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL 14
2.3.1 Parâmetro de instabilidade α 14
2.3.2 COEFICIENTE γz 15
2.4 ESTRUTURAS DE NÓS MÓVEIS 16
3 ESTABILIDADE EM ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS 18
3.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS PRÉ-MOLDADOS 18
3.2 PARÂMETROS DE PROJETO 19
3.3 LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS 20
3.4 EFEITO DIAFRAGMA DAS LAJES 26
3.5 PÓRTICOS SEMIRRÍGIDOS 28
4 ANÁLISE DE UM EDIFÍCIO 32
4.1 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA 32
4.1.1 Ações verticais 32
4.1.2 Ações horizontais devidas ao vento 34
4.1.3 Ações horizontais devidas ao desaprumo 36
4.1.4 Combinação de ações 36
4.2 MODELO ESTRUTURAL 37
4.2.1 Grelha e pórtico espacial 37
4.2.2 Consideração da não linearidade física e da não linearidade geométrica 39
4.2.3 Consideração de ligações semirrígidas 41
4.3 METODOLOGIA 42
4.3.1 Definição de planta baixa 42
4.3.2 Definição dos modelos 43
4.3.3 Dados verificados 44
4.4 MODELOS 45

4.4.1 Modelo 1 ..... **45**
4.4.2 Modelo 2 ..... **46**
4.4.3 Modelo 3 ..... **47**
4.4.4 Modelo 4 ..... **49**
4.4.5 Modelo 5 ..... **50**
4.4.6 Modelo 6 ..... **51**
4.4.7 Modelo 7 ..... **52**
4.4.8 Modelo 8 ..... **52**
4.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS 53
4.5.1 Parâmetros de estabilidade **53**
4.5.2 Deslocamentos horizontais **56**
4.5.3 Esforços nos elementos **58**
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS **62**
REFERÊNCIAS **64**

1 INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

O termo *concreto pré-moldado* é utilizado para denominar elementos de concreto executados fora do seu local definitivo na construção. A utilização de elementos pré-moldados na construção civil está fortemente ligada ao processo de industrialização da construção e a racionalização da execução de estruturas. Segundo El Debs (2000, p. 3), o uso da pré-moldagem aumenta com o grau de desenvolvimento tecnológico do país, dessa forma, sua utilização é cada vez maior em países em desenvolvimento como o Brasil.

O projeto de estruturas de concreto pré-moldado segue basicamente os mesmos critérios adotados nas estruturas de concreto moldado in loco, exceto por duas razões: a necessidade da verificação de todas as fases que os elementos possam passar e a existência das ligações entre os elementos que formam a estrutura. As mais frequentes fases para as quais os elementos devem ser dimensionados incluem: fabricação, manuseio, armazenamento, transporte, montagem e construção (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 7).

A forma mais simples de ligação entre elementos pré-moldados que pode ser utilizada são as articulações, mas sua utilização está geralmente restringida a edificações de pequeno porte, devido ao comportamento isostático que a estrutura apresenta. Estruturas com comportamento isostático apresentam elementos mais solicitados à flexão e maior deslocabilidade quando comparada a estruturas hiperestáticas.

Em estruturas de concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos o comportamento isostático torna-se indesejado, uma vez que as solicitações devidas ao vento e os deslocamentos na estrutura crescem com a altura do edifício, podendo causar problemas de estabilidade global na estrutura. O comportamento estrutural isostático pode ser alterado através do uso de ligações rígidas ou semirrígidas, garantindo um comportamento mais hiperestático para a estrutura. Dessa forma, pode-se concluir que "A estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado sofre grande influência de suas ligações, uma vez que a absorção de esforços pela ligação limita a deslocabilidade da estrutura." (MARIN, 2009, p. 24).

1.2 OBJETIVOS

O trabalho tem como objetivo avaliar parâmetros de estabilidade global de um edifício de múltiplos pavimentos entre estruturas de concreto moldado in loco, estruturas pré-moldadas com ligações viga-pilar articuladas e estruturas pré-moldadas com ligações viga-pilar semirrígidas.

1.3 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao estudo de edifícios de múltiplos pavimentos de concreto pré-moldado, de estrutura convencional do tipo esqueleto, cujo sistema de contraventamento é formado por pilares engastados na base, com o uso de ligações viga-pilar semirrígidas. Outra delimitação do trabalho é que, para fins de cálculo, a consideração dos efeitos da não linearidade física do concreto serão considerados de forma simplificada, por meio da redução da inércia dos pilares e vigas. Adicionalmente, o comportamento das ligações semirrígidas será considerado através do coeficiente de restrição à rotação.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

No capítulo dois, são apresentados os efeitos da não linearidade física e geométrica e como eles influenciam a estabilidade global de uma estrutura de edifício. São discutidos também os critérios de avaliação da estabilidade global, classificando as estruturas como de nós móveis ou de nós fixos, conforme a NBR 6118.

No capítulo três, são apresentados tipos de estruturas de edifícios pré-moldados e os parâmetros de projeto conforme a norma NBR 9062. Também são apresentadas diferentes ligações semirrígidas e uma análise simplificada de sua influência no comportamento estrutural dos pórticos.

No capítulo quatro, são apresentadas as etapas do cálculo mais relevantes à estabilidade global e como o sistema computacional utilizado na análise os considera. Paralelamente, serão apresentados os critérios de projeto adotados. Por fim, são apresentados os modelos simulados e os resultados obtidos.

No capítulo cinco, são apresentadas as considerações finais sobre a relevância dos resultados obtidos e sobre a influência das ligações semirrígidas na estabilidade global da estrutura típica modelada.

2 ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRUTURAS

A Norma NBR 6118 descreve que a perda de estabilidade de uma estrutura ocorre "[...] quando ao crescer a intensidade do carregamento, o aumento da capacidade resistente da estrutura passa a ser menor do que o aumento da solicitação (ponto-limite sem reversão)." (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 100). Nesse capítulo serão apresentados os conceitos de não linearidade geométrica (NLG), não linearidade física (NLF) e parâmetros de avaliação da estabilidade de estruturas.

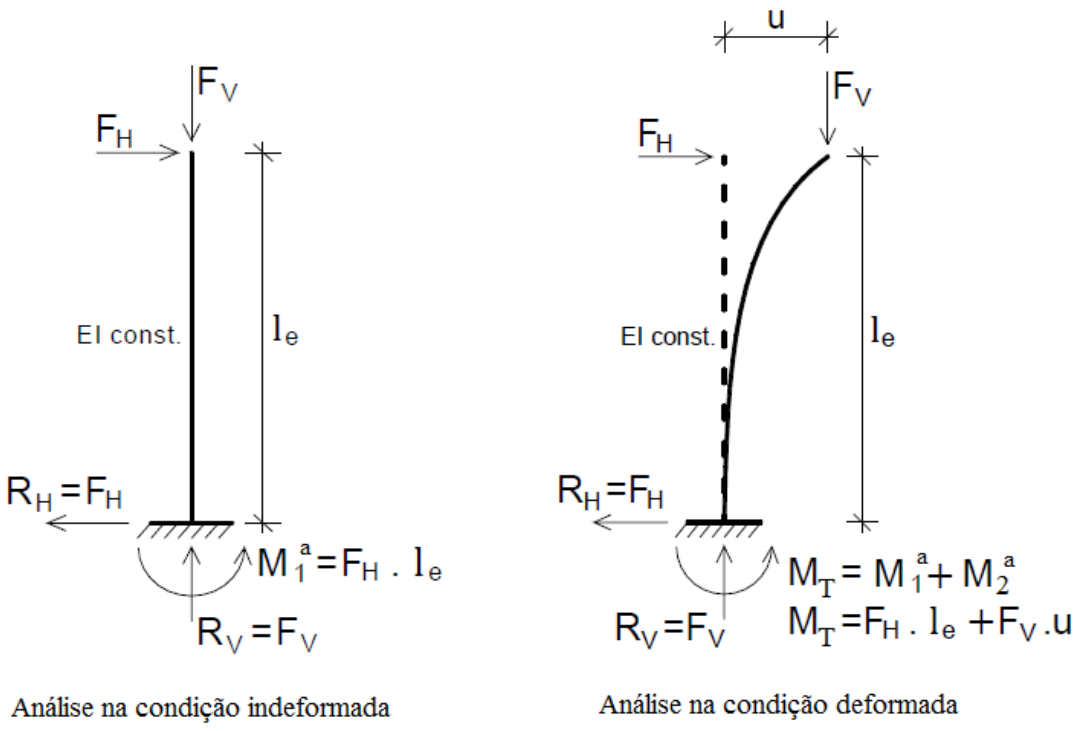
2.1 NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

Os efeitos causados pela não linearidade geométrica em edifícios são devidos a carregamentos horizontais, que deslocam os nós da estrutura. O deslocamento dos nós gera uma excentricidade nas cargas verticais aplicadas sobre a condição deformada dos pilares, gerando esforços adicionais nos mesmos. Sobre os esforços adicionais a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 100) define:

> Efeitos de 2ª ordem são aqueles que se somam aos obtidos em uma análise de primeira ordem (em que o equilíbrio da estrutura é estudado na configuração geométrica inicial), quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada.
>
> Os efeitos de 2ª ordem, em cuja determinação deve ser considerado o comportamento não linear dos materiais, podem ser desprezados sempre que não representarem acréscimo superior a 10 % nas reações e nas solicitações relevantes na estrutura.

Na figura 1 são demonstrados os efeitos de primeira e segunda ordem em um pilar engastado na base. Na condição indeformada é obtido o esforço de primeira ordem M_1^a. Avaliando-se a condição deformada o deslocamento do topo gera um o esforço de segunda ordem M_2^a, que somado ao M_1^a resulta na reação no engaste M_T.

Figura 1 - Efeitos de primeira e segunda ordem



(fonte: MONCAYO, 2011, p. 29, adaptado)

2.2 NÃO LINEARIDADE FÍSICA

A não linearidade física é um fenômeno relacionado às características do material, que deixa de apresentar uma proporção linear entre a tensão aplicada e a deformação no mesmo. No caso do concreto armado, a não linearidade física ocorre principalmente devido a dois fatores: por ter a curva tensão deformação não linear, o módulo de elasticidade E não é constante; o surgimento de fissuras no concreto, conforme o aumento da solicitação, causa uma diminuição no momento de inércia I da seção transversal (WORDELL, 2003, p. 27).

A respeito da NLF a NBR 6118 indica que "O principal efeito da não linearidade pode, em geral, ser considerado através da construção da relação momento-curvatura para cada seção, com armadura suposta conhecida, e para o valor da força normal atuante." (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.100). Como essa consideração é, no geral, trabalhosa, a NBR 6118 permite que, para a análise de esforços globais de segunda ordem em estruturas de no mínimo quatro pavimentos, pode-se adotar uma consideração aproximada da não linearidade física do concreto (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p.106). Para isso, é feita uma redução da rigidez dos elementos estruturais

adotando-se a rigidez secante, $(EI)_{sec}$, que é calculada para cada elemento segundo a equação 1.

- Lajes: $(EI)_{sec} = 0{,}3\ E_{CI}I_C$

- Vigas: $(EI)_{sec} = 0{,}4\ E_{CI}I_C$; para $A_s' \neq A_s$ (1)

  $(EI)_{sec} = 0{,}5\ E_{CI}I_C$; para $A_s' = A_s$

- Pilares: $(EI)_{sec} = 0{,}8\ E_{CI}I_C$

Onde:

E_{CI} = módulo de deformação tangente inicial;

I_C = momento de inércia da seção bruta de concreto (incluindo mesas colaborantes, se aplicável);

A_s' = área de aço da armadura negativa;

A_s = área de aço da armadura positiva;

Sendo o módulo de deformação tangente inicial do concreto, para fck entre 20 MPa e 50 MPa, dado pela equação 2:

$$E_{CI} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{fck} \qquad (2)$$

Onde:

α_E = parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade;

fck = resistência característica à compressão do concreto;

2.3 CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL

A norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 103), para fins de cálculo, classifica as estruturas, como de nós fixos e de nós móveis. Nas estruturas de nós fixos, os deslocamentos horizontais são pequenos e os efeitos globais de segunda ordem são considerados desprezíveis. Nas estruturas de nós móveis, os deslocamentos horizontais não são pequenos, e por isso devem ser considerados os efeitos globais de segunda ordem. A seguir são apresentados dois processos aproximados para verificar se os efeitos globais de segunda ordem podem ser dispensados.

2.3.1 Parâmetro de instabilidade α

O parâmetro de instabilidade α para uma estrutura reticulada simétrica é definido pela equação 3:

$$\alpha = H_{tot}\sqrt{N_k / E_{cs}I_C} \qquad (3)$$

Onde:

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

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

$E_{cs}I_C$ = somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. Sendo que para estruturas de pórticos, pode-se utilizar $E_{cs}I_C$ de um pilar equivalente, engastado na base, livre no topo, de mesma altura H_{tot} e que apresente o mesmo deslocamento do topo para o mesmo carregamento.

A estrutura é considerada de nós fixos se $\alpha < \alpha_1$, que é calculado através da equação 4:

$$\alpha_1 = 0{,}2 + 0{,}1n; \qquad \text{se } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0{,}6 \qquad \text{se } n \geq 4 \tag{4}$$

Onde:

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

A NBR 6118 observa que o valor α_1 para n≥4 é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios, mas estabelece outros valores dependendo da forma de contraventamento da edificação. Para contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, pode-se adotar α_1 = 0,7. Quando só houver pórticos, deve-se adotar α_1 = 0,5 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 105).

2.3.2 COEFICIENTE γ_z

Outro parâmetro de estabilidade global, aplicável a estruturas com mais de quatro pavimentos, é o coeficiente γ_z. Obtido através de uma análise linear, o coeficiente serve como um indicador da mobilidade da estrutura. "Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição $\gamma_z \leq 1{,}1$." (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 105), sendo γ_z calculado através da equação 5.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \tag{5}$$

Onde:

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

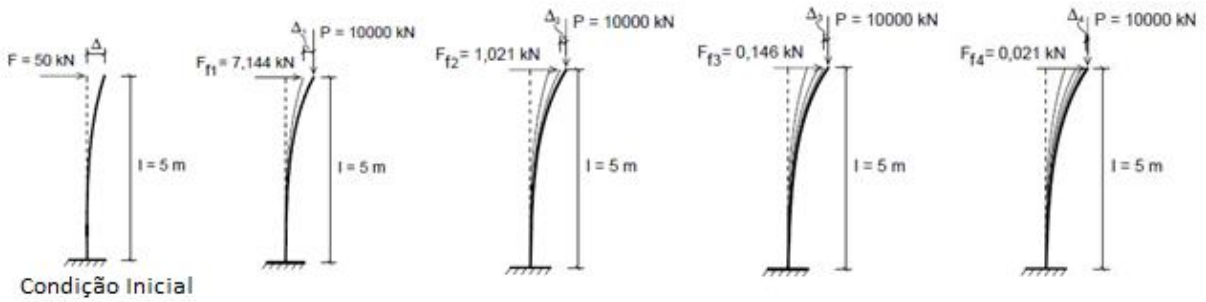
$\Delta M_{tot,d}$ = soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

2.4 ESTRUTURAS DE NÓS MÓVEIS

Para casos onde a estrutura é classificada como de nós móveis, segundo a NBR 6118, os efeitos da NLG e da NLF devem ser considerados, assim como os efeitos locais e globais de segunda ordem (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 106). A consideração dos efeitos globais de segunda ordem devida a NLF do concreto pode ser obtida de forma aproximada, conforme tratado anteriormente, e calculada através da equação 1. Sobre a consideração simplificada da NLF, a NBR 6118 observa que os valores de rigidez são aproximados, e que eles não podem ser utilizados para avaliar esforços locais de segunda ordem, sendo aplicáveis apenas a estruturas reticuladas de no mínimo quatro pavimentos.

A determinação dos esforços globais de segunda ordem devido a NLG pode ser feita de forma aproximada, multiplicando-se os esforços horizontais por $0{,}95\gamma_z$ se o coeficiente γ_z for menor ou igual a 1,3 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 106). Os efeitos da NLG podem ser considerados de forma mais precisa através do método iterativo P-Delta. O método simula os efeitos de segunda ordem através de análises iterativas de primeira ordem, conforme mostrado na Figura 2, onde é mostrada a força horizontal adicional obtida em cada iteração.

Figura 2 - Incremento de forças horizontais a cada iteração



(fonte: MONCAYO, 2011, p. 56-60, adaptado)

A cada iteração, os deslocamentos horizontais são transformados em forças laterais equivalentes e, com essas forças, é realizada outra iteração. As iterações ocorrem até que a estrutura atinja uma posição de equilíbrio (MONCAYO, 2011, p. 51)

3 ESTABILIDADE EM ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS

Em estruturas de concreto pré-moldado, de modo geral, consideram-se as mesmas regras e processos de cálculo de estruturas moldadas no local, conforme descritas na NBR 6118. A maior diferença entre as estruturas pré-moldadas e moldadas no local é a existência de ligações entre os elementos (lajes, vigas, pilares, fundação). A existência das ligações introduz graus de liberdade (completos ou parciais) adicionais (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 4), quando comparados a estruturas monolíticas. Neste capítulo serão apresentados diferentes sistemas de estruturas pré-moldadas, parâmetros de projeto, características das ligações e seus efeitos na formação de pórticos semirrígidos.

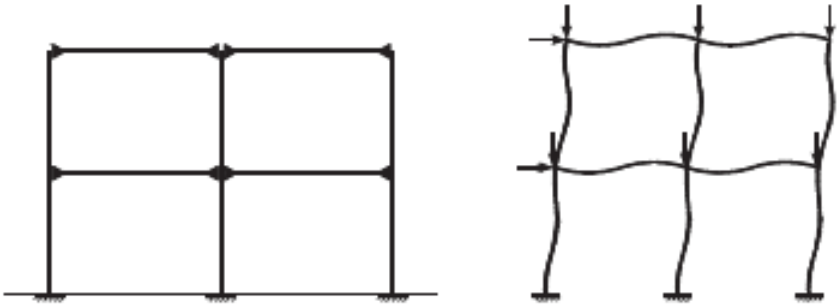
3.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS PRÉ-MOLDADOS

Em edifícios pré-moldados de múltiplos pavimentos existem diversos sistemas estruturais que podem ser utilizados isolados ou combinados entre si, a fim de garantir a estabilidade global da estrutura. Na Norma NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 4) são listados os seguintes sistemas:

- pilares engastados na fundação, com vigas articuladas;
- pórticos compostos por pilares e vigas, interligados por ligações resistentes a momentos fletores;
- contraventamentos feitos por paredes, elementos celulares ou estrutura em formato X;
- lajes formando diafragmas que transferem os esforços horizontais para elementos de contraventamento;

Neste trabalho será considerado o sistema composto pela combinação de três sistemas: pilares engastados na fundação, formando pórticos com ligações resistentes a momentos fletores e lajes formando diafragmas rígidos.

Figura 3 - Pórtico composto por pilares engastados e vigas com ligações semirrígidas



(fonte: EL DEBS, 2000, p. 100)

3.2 PARÂMETROS DE PROJETO

Os parâmetros gerais de projeto de estruturas pré-moldadas são iguais aos de estruturas de concreto moldado in loco (tratados conforme a NBR 6118). As peculiaridades relativas à estabilidade de estruturas pré-moldadas são tratados conforme a NBR 9062 e são listados a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 4-5):

> - a resistência de uma estrutura pré moldada deve ser governada pela resistência dos seus elementos estruturais (pilares, vigas), e não pelo esgotamento da capacidade de suas ligações;
>
> - a estabilidade da estrutura deve ser analisada não só para sua condição concluída, mas também para sua fase de montagem, onde podem-se fazer necessários contraventamentos temporários;
>
> - para sistemas estruturais de pilares engastados na fundação e vigas articuladas, é obrigatória a verificação dos efeitos de segunda ordem, considerando os efeitos da NLF. A capacidade rotacional das ligações devem ser garantidas a fim de evitar o surgimento de esforços não previstos na região da ligação;
>
> - para sistemas de pórticos com ligações semirrígidas, o fator de restrição à rotação e a rigidez secante da ligação são limitados (ambos parâmetros e limites serão abordados posteriormente);
>
> - em casos onde o fator de restrição à rotação das ligações for maior do que 0,85 para momentos positivos e negativos, o pórtico formado pode ser considerado com nós rígidos;
>
> - o carregamento horizontal mínimo a se considerar em todos os casos anteriores, deve ser no mínimo 0,5% do total da carga vertical majorada por seus coeficientes;

Como pode ser notado, as particularidades das estruturas pré-moldadas listadas tratam sobre as ligações entre os elementos que compõem a estrutura. Nesses pontos são formados graus de

liberdade adicionais a estrutura, que podem ser parcialmente reduzidos com o uso de ligações semirrígidas.

Quanto aos deslocamentos horizontais globais, os limites estabelecidos por norma para estruturas de concreto pré-moldado são maiores do que para estruturas de concreto moldado in loco. Para a estrutura sem elementos de vedação encunhados, os deslocamentos limite para combinações frequentes são apresentados na Tabela 1. O termo H corresponde a altura total da edificação, o termo H_i corresponde ao desnível entre pavimentos consecutivos, o termo H_2 corresponde ao desnível do último piso e a face inferior da cobertura (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 10).

Tabela 1 - Limites de deslocamentos horizontais globais

Caso	Tipo de edificação	Deslocamentos horizontais globais máximos (combinação frequente)
A	Edifício térreo	H/600
B	Edifício com um pavimento (mezanino)	H/600 ou H_i/750
C	Edifício com múltiplos pavimentos	H/1200 ou H_i/750 ou H_2/600

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 11)

3.3 LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS

As ligações semirrígidas apresentam comportamento intermediário entre as ligações articuladas e rígidas. A sua consideração se torna importante na análise estrutural de edifícios pré-moldados, pois ligações idealizadas como totalmente articuladas ou totalmente rígidas podem não corresponder ao comportamento real da ligação. Uma ligação idealizada como articulada pode apresentar resistência à flexão, da mesma forma que uma ligação idealizada como rígida pode apresentar deformações quando submetidas a esforços de flexão. Segundo Miotto (2002), "Considerando o efeito da semirrigidez obtém-se significantes economias ligadas à redução da mão de obra necessária para a realização de ligações rígidas ou à redução das dimensões da estrutura no caso de ligações articuladas".

3.3.1 Fator de restrição à rotação

Segundo a NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 5) a rigidez de uma ligação pode ser definida pelo fator de restrição à rotação α_R. O fator define a rigidez relativa da ligação, que é considerada como articulada para $\alpha_R \leq 0{,}15$; semirrígida quando $0{,}15 < \alpha_R \leq 0{,}85$ e rígida quando $\alpha_R > 0{,}85$. O fator pode ser calculado através da equação 6.

$$\alpha_R = \frac{1}{1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec}L_{ef}}} = \frac{\theta_1}{\theta_2} \qquad (6)$$

onde:

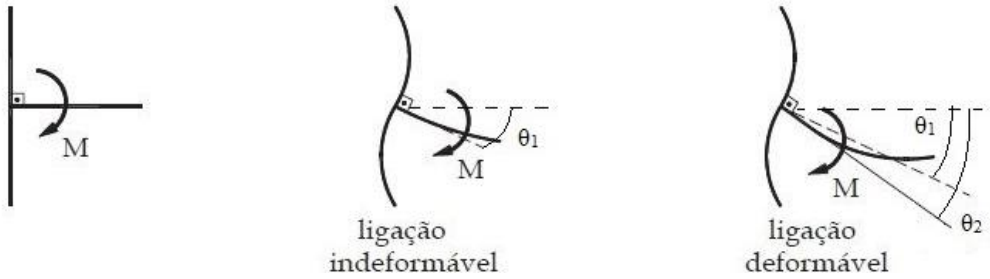
$(EI)_{sec}$ = rigidez secante da viga

L_{ef} = distância entre os centros de giro

R_{sec} = rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar

O fator α_R também pode ser interpretado como a relação da rotação θ_1 da extremidade do elemento em relação à rotação combinada θ_2 do elemento e da ligação conforme a Figura 4.

Figura 4 - Rotação da ligação viga-pilar



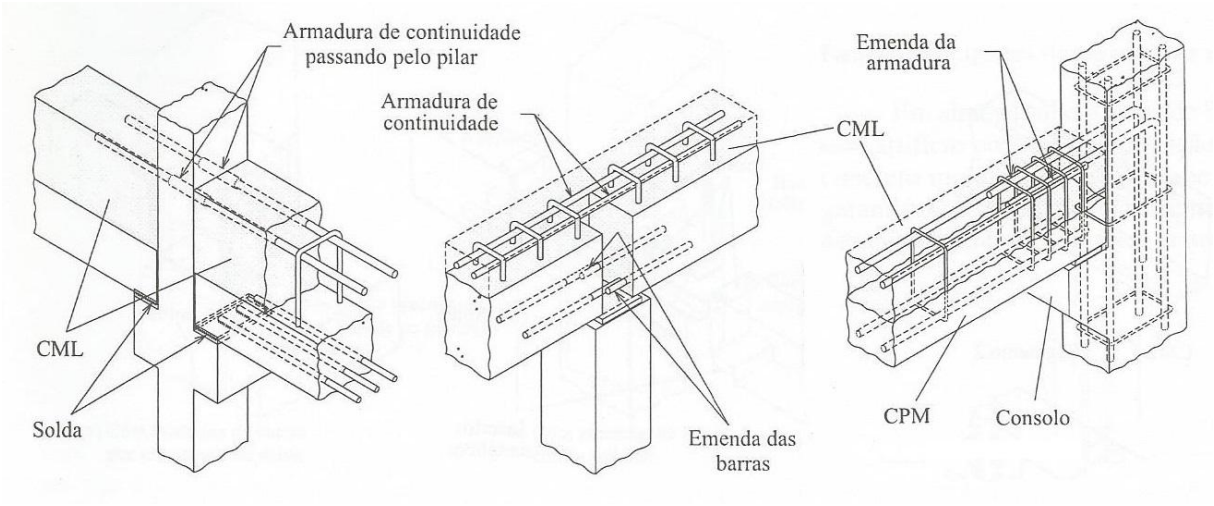
(fonte: EL DEBS, 2000, p. 224 , modificado)

3.3.2 Curva momento-rotação

Para a consideração de ligações semirrígidas resistentes ao momento fletor é necessário conhecer a curva momento-rotação da ligação. As ligações podem apresentar diferentes curvas, dependendo de diversos parâmetros como geometria, taxa de armadura, método de

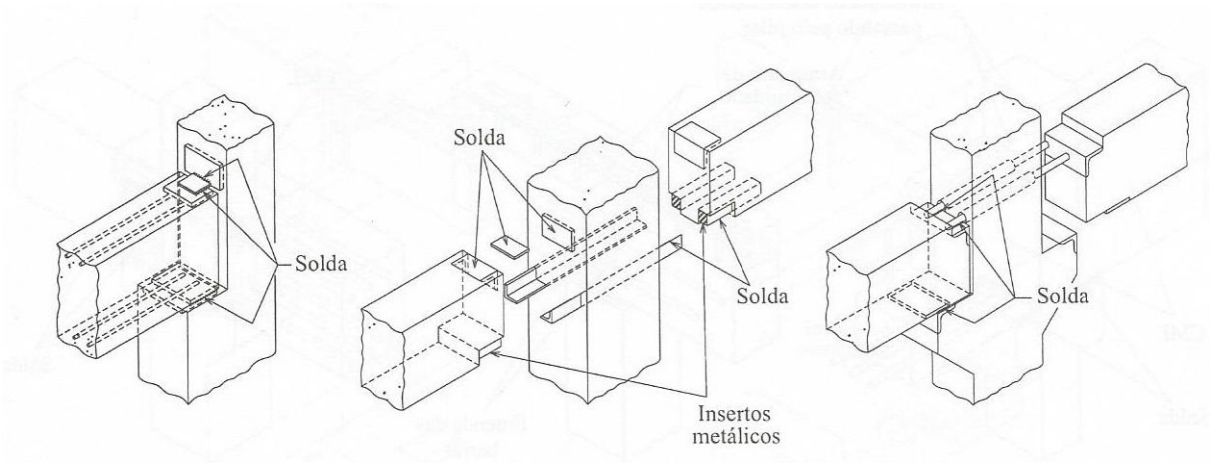
transmissão do momento fletor (cantoneira soldada, chumbadores, armadura de continuidade) e material de apoio (argamassa, elastômero). A Figura 5 mostra diferentes tipos de ligação com uso de armaduras de continuidade e emendas de armadura, solidarizadas à viga de concreto pré-moldado (CPM) através da execução de uma camada de concreto moldado in loco (CML). A Figura 6 mostra diferentes tipos de ligações semirrígidas que utilizam insertos metálicos e soldas para transmitir esforços.

Figura 5 - Ligações semirrígidas com armadura de continuidade e emenda de armadura



(fonte: EL DEBS, 2000, p. 165)

Figura 6 - Ligações semirrígidas com insertos metálicos e solda

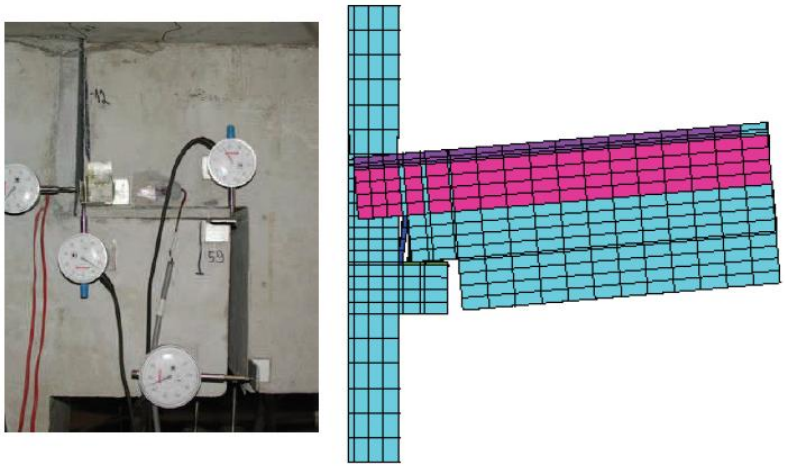


(fonte: EL DEBS, 2000, p. 165)

A determinação da curva momento-rotação de uma ligação pode ser feita através de modelos matemáticos e por ensaios experimentais. Por apresentarem alto custo e demandarem tempo,

ensaios experimentais são geralmente ligados a atividades de pesquisa e seus resultados muitas vezes são utilizados para a calibragem de modelos matemáticos. A modelagem matemática pode ser feita através do método dos elementos finitos, que simula "[...] o comportamento não linear e tridimensional das ligações, incluindo problemas de ação de chumbadores, contato, escorregamento, etc." (MIOTTO, 2002, p. 13). A Figura 7 mostra o modelo físico (a) e numérico (b) de uma ligação.

Figura 7 - Modelo físico e numérico de uma ligação



(a) – modelo físico; (b) – modelo numérico;

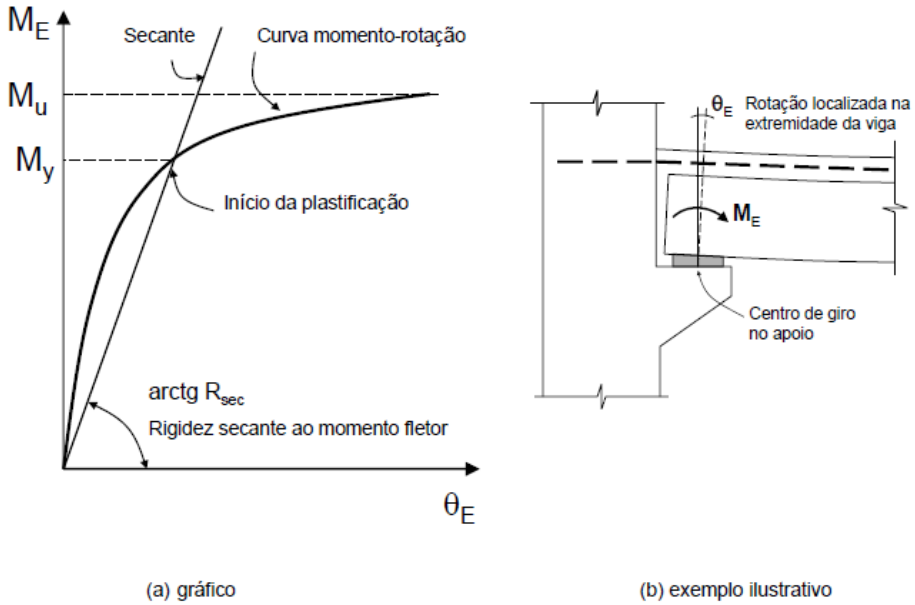
(fonte: MIOTTO, 2002, p. 217)

Como o intuito do trabalho é estudar o efeito das ligações na estabilidade global de uma edificação, e não a ligação em si, serão utilizados resultados de ligações já estudadas e com curva momento-rotação já definidas.

3.3.3 Rigidez secante da ligação

A rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar é obtida através da análise da curva momento-rotação da ligação. A reta que determina a R_{sec} de uma ligação é definida traçando-se uma reta entre a origem do gráfico e o ponto onde a curva momento-rotação atinge o momento M_y de plastificação da armadura tracionada, conforme a Figura 8. A rigidez secante, dessa forma, apresenta uma simplificação linear para a não linearidade física da curva momento-rotação, sendo uma aproximação a favor da segurança para momentos fletores inferiores ao momento de plastificação My (KATAOKA, 2007, p. 17)

Figura 8 - Curva momento-rotação na ligação viga-pilar



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 6)

onde:

θ_E = rotação localizada na ligação da extremidade da viga;

M_E = momento fletor mobilizado na extremidade da viga;

Segundo a NBR 9062, (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 6), a rigidez secante deve ser limitada pela equação 8.

$$\frac{0{,}5(EI)_{sec}}{L_{ef}} < R_{sec} \leq \frac{20(EI)_{sec}}{L_{ef}} \qquad (8)$$

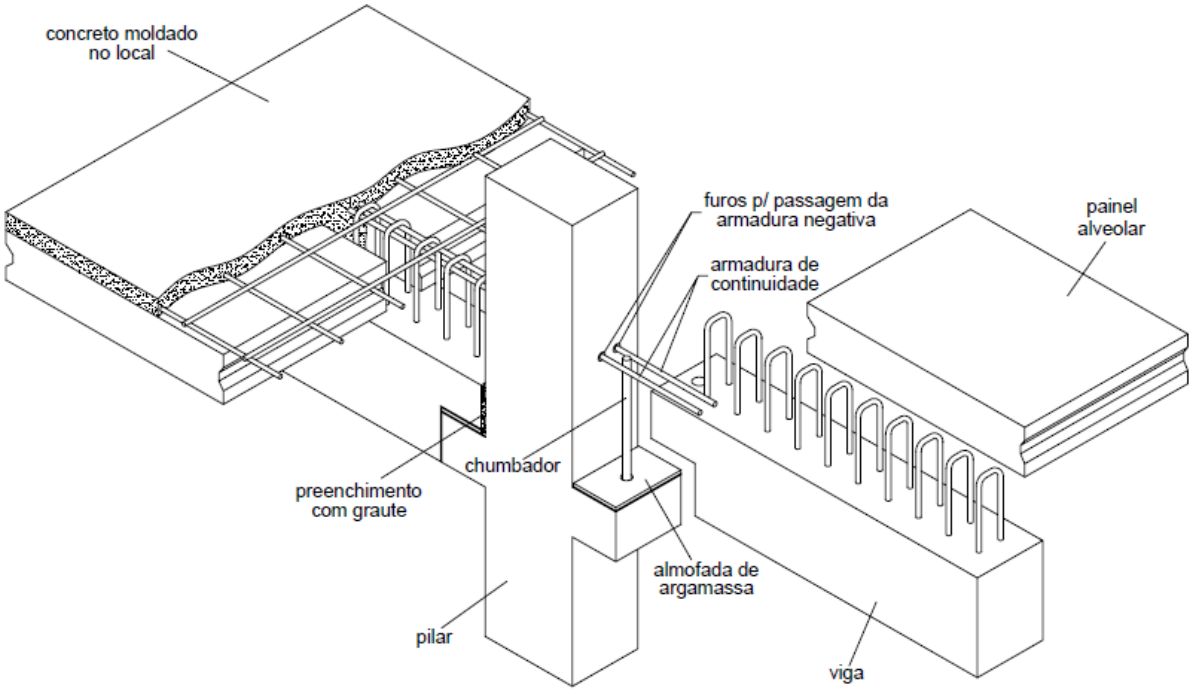
3.3.4 Ligações ensaiadas

A forma mais precisa de se obter a curva momento-rotação de uma ligação é através de ensaios em modelos físicos. Miotto (2002) ensaiou dois tipos diferentes de ligação, sendo o chamado "modelo 2.1" utilizado em estruturas pré-moldadas de múltiplos pavimentos. A ligação é formada por um dente na viga, apoiado no consolo do pilar sobre uma almofada de

argamassa. Além disso, o modelo ensaiado apresenta lajes pré-moldadas cobertas por uma capa de concreto moldada no local, conforme a Figura 9.

A transmissão de momentos fletores é feita através do uso de um chumbador com porcas e arruelas e armadura de continuidade. Metade dessa armadura (2 ø 16mm) é disposta passando pelo pilar, a outra metade (6 ø 10mm) é distribuída igualmente na capa de concreto estrutural passando ao lado do pilar. O furo na viga por onde passa o chumbador, os furos no pilar por onde passam as armaduras de continuidade e os espaços entre a viga e o pilar são preenchidos com graute.

Figura 9 - Ligação ensaiada por Miotto



(fonte: BALDISSERA, 2006, p. 5)

Baldissera (2006) deu continuidade ao trabalho de Miotto (2002), analisando uma ligação semelhante não só para pilares intermediários mas também para os de extremidade. A principal diferença entre os dois estudos é a substituição do chumbador perpendicular ao consolo por dois chumbadores inclinados, fixados à viga através de chapas arruelas.

Kataoka (2007) também analisou ligações similares às estudadas por Miotto (2002), com lajes alveolares e capa de concreto mas com uma armadura de continuidade maior. Foram ensaiados dois modelos: um com 50% da armadura de continuidade passando pelo pilar (2 ø

16mm) e 50% distribuída aos lados do pilar (8 ø 8mm), outro com 100% da armadura de continuidade passando pelo pilar (4 ø 16mm).

A partir das curvas momento-rotação obtidas experimentalmente são obtidas as rigidezes secantes das ligações. Na Tabela 2 são apresentados os valores da rigidez secante obtida nos diferentes ensaios. É possível notar que nas ligações estudadas por Baldissera (2006), o pilar intermediário apresenta maior resistência ao momento fletor do que o pilar de extremidade. Isso é atribuido ao fato que a armadura da capa não é contínua na extremidade. Comparando-se os resultados obtidos por Miotto (2002) e Baldissera (2006) com os obtidos por Kataoka (2007) é possível notar que o aumento da armadura de continuidade influi diretamente na resistência ao momento fletor da ligação. Adicionalmente, pode-se notar que há uma maior mobilização de momento fletor pela armadura de continuidade quando as barras são dispostas sobre viga, atravessando o pilar.

Tabela 2 - Rigidez secante de ligações estudadas

Tipo de ligação	Miotto	Baldissera		Kataoka	
	Pilar intermediário	Pilar intermediário	Pilar de extremidade	Pilar intermediário (50% As)	Pilar intermediário (100% As)
Rigidez secante (kN.m/rad)	75.114	79.600	40.700	120.689	181.818

(fonte: elaborado pelo autor)

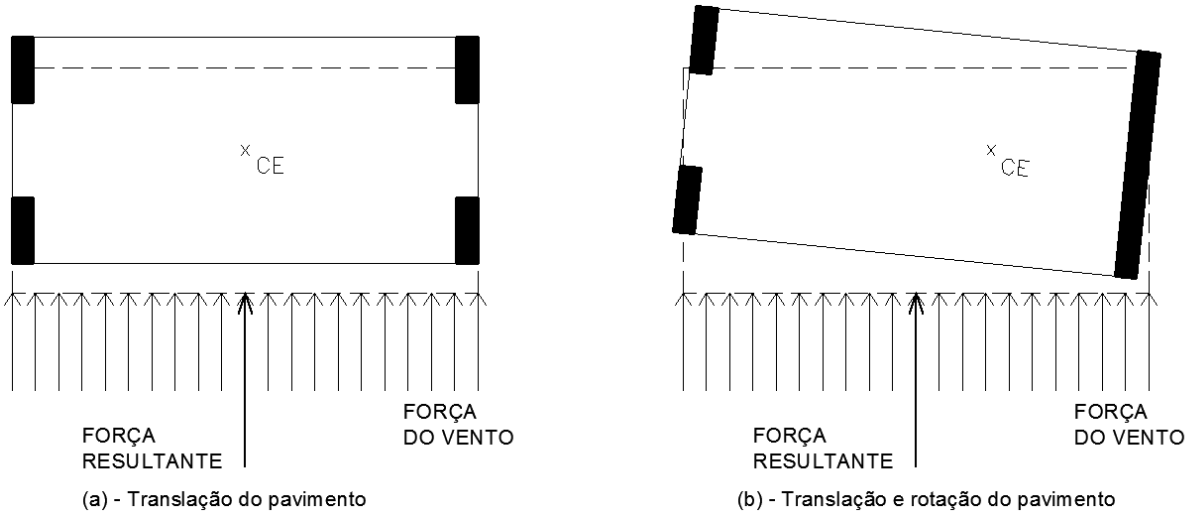
3.4 EFEITO DIAFRAGMA DAS LAJES

Em edifícios de múltiplos pavimentos, as lajes apresentam grande importância na estabilidade da estrutura. Quando solicitadas pelas ações laterais devidas ao vento, as lajes apresentam comportamento de corpo rígido no seu plano, ou seja, as distâncias entre dois pontos em um pavimento permanecem constantes na condição deformada do edifício devido à ação lateral.

Em casos onde a disposição dos contraventamentos é simétrica e com a força resultante atuando sobre o centro elástico do sistema (CE), a laje sofre somente uma translação no sentido da força (Figura 10-a). Caso a força resultante não atue sobre o centro elástico do

sistema, além da translação no sentido da força, há uma rotação em torno do centro elástico (Figura 10-b).

Figura 10 - Translação e rotação da laje atuando como diafragma



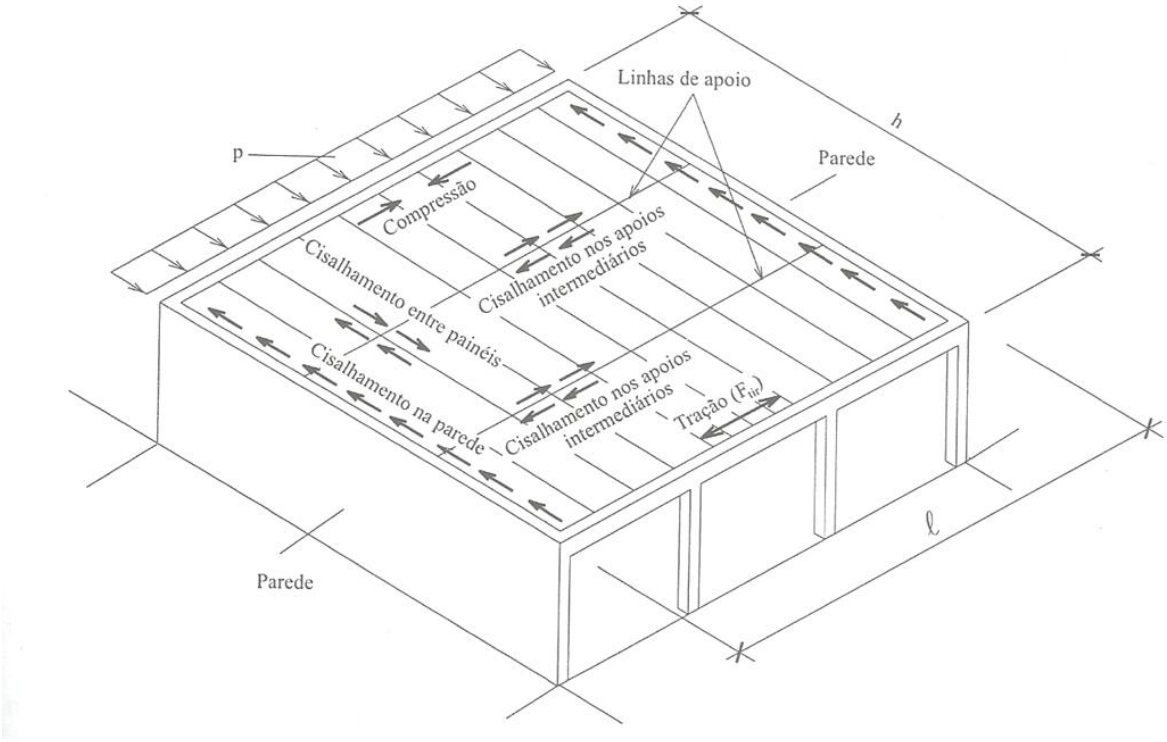
(fonte: elaborado pelo autor)

Considerar as lajes como diafragmas rígidos permite a determinação dos deslocamentos e das ações em todos os elementos de contraventamento da estrutura, dados necessários para avaliação da estabilidade global da estrutura. Em estruturas de concreto moldado in loco, com laje maciça, considera-se que esses esforços sejam de baixa intensidade, sendo suportados pela mesma.

Segundo El Debs (2000, p. 241), no caso de estruturas de concreto pré-moldado, com lajes alveolares e capa de concreto moldada no local, a transferência de esforços é feita através da capa. Nos casos onde não há capa de concreto estrutural, a transferência de esforços ocorrerá através da laje e suas ligações (por exemplo, conectores metálicos) para a estrutura vertical de contraventamento.

Em ambos os casos, para estruturas pré-moldadas, deve-se verificar se a capa de concreto (ou as ligações) tem capacidade de transferir os esforços laterais para as estruturas de contraventamento. Segundo o mesmo autor, as lajes podem ser consideradas como vigas de grande altura trabalhando em regime elástico-linear, nas quais os principais esforços são de tração e compressão nos banzos e de cisalhamento entre os elementos, conforme a Figura 11.

Figura 11 - Exemplo de transferência de forças e tensões em laje comportando-se como diafragma

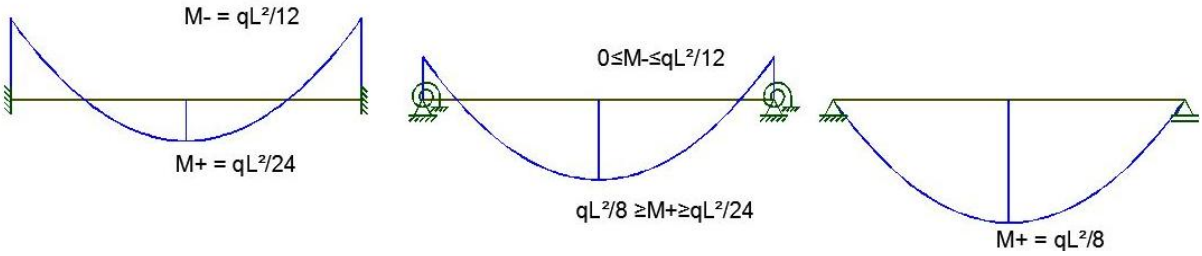


(fonte: EL DEBS, 2000, p.241)

3.5 PÓRTICOS SEMIRRÍGIDOS

A consideração de pórticos semirrígidos afeta a distribuição de momentos fletores tanto nas vigas, quanto nos pilares da edificação. Para um carregamento uniforme 'q', uma viga biapoiada apresenta maior momento no centro do seu vão, enquanto uma viga perfeitamente engastada apresenta o maior valor absoluto de momento no engaste. Uma viga com engaste semirrígido apresenta e distribuição de momentos intermediária entre as biengastadas e as biapoiadas, conforme pode ser visto na Figura 12.

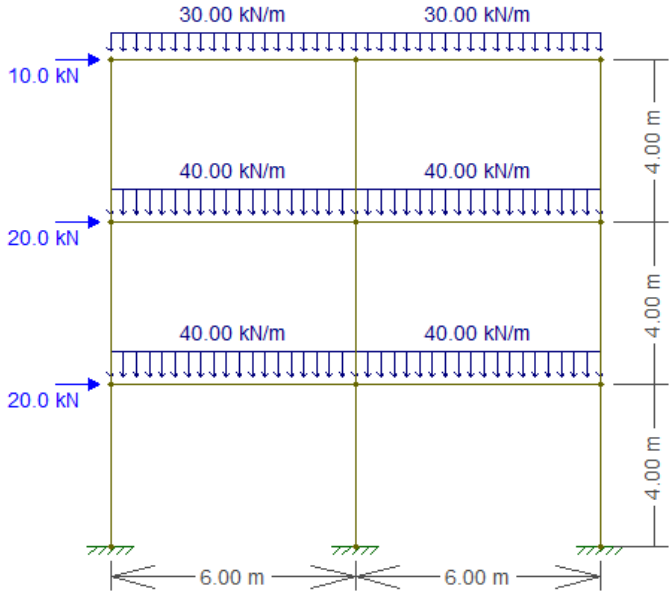
Figura 12 - Distribuição de momentos conforme vinculação



(fonte: elaborado pelo autor)

Os momentos fletores negativos nas extremidades das vigas são transmitidos aos pilares pelas ligações e influem diretamente na distribuição de momentos e nos deslocamentos do pórtico. Para demonstrar essa influência, foi realizada uma simulação numérica de uma estrutura típica com ligações viga-pilar rígidas, semirrígidas e articuladas. A Figura 13 mostra a estrutura típica de três pavimentos e dois vãos.

Figura 13 - Estrutura típica

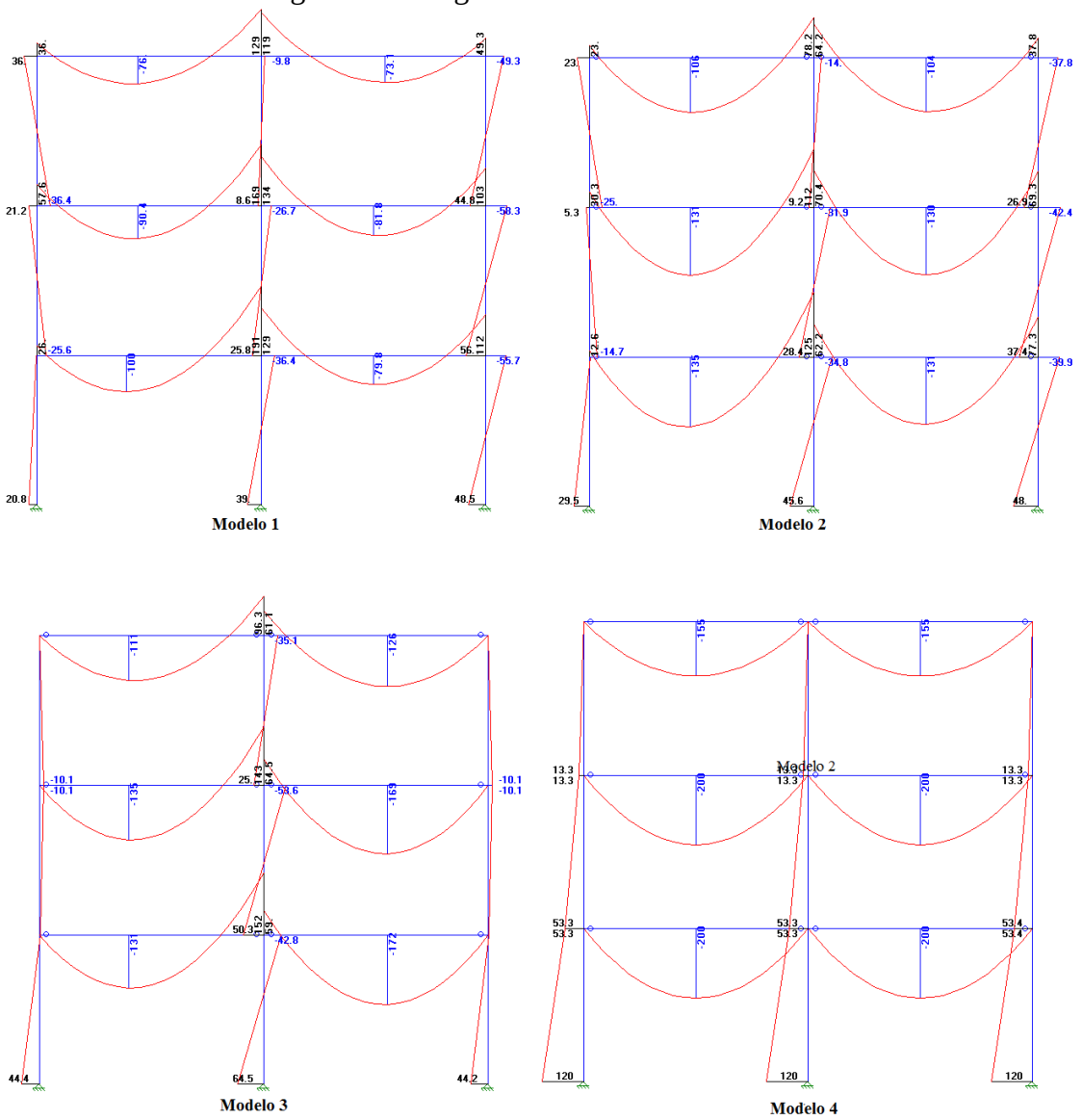


(fonte: elaborado pelo autor)

A ligação viga-pilar considerada na análise estrutural foi a ensaiada por Baldissera (2006), com rigidez secante de 79,6 MN.m/rad em pilares intermediários e 40,7 MN.m/rad em pilares de extremidade. As vigas possuem seção 30x60cm e momento inércia de $5{,}40 \times 10^5 cm^4$. Os pilares possuem seção 60x30cm e momento de inércia $1{,}35 \times 10^5\ cm^4$.

Quatro diferentes estruturas foram simuladas através do programa de elementos finitos STRAP. O primeiro modelo possui todas as ligações rígidas (comportamento monolítico), o segundo possui todas as ligações semirrígidas, o terceiro possui ligações semirrígidas nos pilares intermediários e ligações articuladas nos pilares de extremidade, o quarto possui todas as ligações articuladas. O diagrama de momentos fletores dos pórticos é mostrado na Figura 14.

Figura 14 - Diagrama de momentos fletores



(fonte: elaborado pelo autor)

Quanto aos momentos fletores nas vigas, é possível notar que o momento positivo no centro do vão diminui nos casos onde existem momentos negativos nas extremidades das vigas. Quanto aos momentos fletores nos pilares, é possível notar que, para o caso com ligações articuladas, o momento fletor cresce a cada pavimento, conforme nos aproximamos da base engastada. Já nos pilares com ligações rígidas ou semirrígidas, a distribuição de momentos fletores é similar para cada lance, apresentando valores máximos e mínimos nas extremidades de cada lance. Na Tabela 3 é apresentada a solicitação na base dos pilares e o deslocamento horizontal no topo da estrutura.

Tabela 3 - Resultados da simulação

Modelo	Deslocamento horizontal (cm)	Momento fletor pilar intermediário (kN.m)	Momento fletor pilar de extremidade (kN.m)
1	0,69	39,0	48,5
2	1,11	45,6	48,0
3	2,13	64,5	44,2
4	13,30	120,0	120,0

(fonte: elaborado pelo autor)

A partir dos resultados obtidos, pode-se observar que o deslocamento horizontal da estrutura diminui conforme a rotação nas ligações viga-pilar é restringida. Analisando as solicitações nas bases dos pilares de extremidade é possível notar que os valores obtidos para os modelos com ligações semirrígidas são bastante próximos ao valor obtido no modelo com ligações rígidas. Adicionalmente, comparando os resultados dos modelos 3 e 4, nota-se que o deslocamento horizontal e a solicitação na base do pilar sofrem uma grande redução com a adição de uma ligação semirrígida no pilar intermediário.

A análise da estrutura neste capítulo foi realizada apenas para demonstrar como a consideração de diferentes tipos de ligação viga-pilar influencia no comportamento estrutural de um pórtico. Os efeitos da não linearidade física e da não linearidade geométrica serão considerados nos próximos capítulos do trabalho, onde também serão realizadas as avaliações da estabilidade global da estrutura.

4 ANÁLISE DE UM EDIFÍCIO

A análise estrutural e da estabilidade global será realizada através do sistema computacional CAD/TQS versão 19, e seu subsistema TQS PREO disponibilizados generosamente pela TQS Informática Ltda. O CAD/TQS é um sistema computacional gráfico destinado à elaboração de projetos de estruturas desenvolvido baseado nas normas técnicas de concreto armado. O TQS PREO é um subsistema onde particularidades de estruturas de concreto pré-moldado, como etapas construtivas e ligações semirrígidas, são consideradas.

Neste capítulo será explicado brevemente como ambos os sistemas consideram as etapas do cálculo mais relevantes à estabilidade global. Paralelamente, serão apresentados os critérios de projeto adotados. Por fim, são apresentados os modelos simulados e os resultados obtidos.

4.1 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA

4.1.1 Ações verticais

A Norma NBR 6120 classifica as cargas que devem ser consideradas no projeto estrutural em duas categorias: cargas permanentes e cargas acidentais (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 1). As cargas permanentes são constituídas pelo peso próprio de todos os elementos da estrutura, como lajes, vigas, pilares, revestimentos e fechamentos. O peso próprio dos elementos estruturais é considerado automaticamente pelo sistema computacional, enquanto o peso de revestimentos de piso e paredes, são lançados pelo projetista como cargas distribuídas.

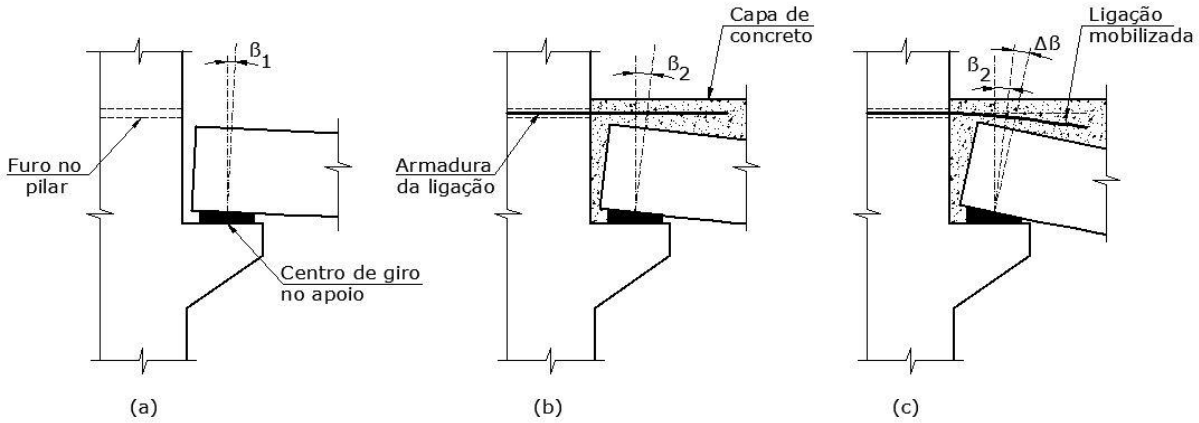
Para o edifício calculado será considerada a carga permanente devida ao peso próprio dos elementos estruturais e uma sobrecarga devida ao peso de forro e revestimento de piso de 1,5 kN/m². Também será considerado o peso de alvenaria de vedação nas vigas de borda através de uma carga linear de 6 kN/m.

As cargas acidentais são definidas como aquelas que atuam sobre a estrutura em função do seu uso. Para fins de cálculo, o mesmo edifício será dimensionado para duas ocupações

diferentes: lojas e escritórios, com cargas acidentais de 4 kN/m² e 2 kN/m², respectivamente, conforme valores mínimos estabelecidos por norma (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 3).

No sistema TQS PREO, as ações verticais podem ser divididas para duas diferentes etapas construtivas do edifício: sem solidarização e com solidarização dos elementos estruturais. Antes da execução da solidarização com a capa de concreto estrutural, as cargas devidas ao peso próprio das lajes causam uma rotação β_1 da extremidade da viga em relação ao pilar, conforme a Figura 15-(a). Com a execução da capa de concreto estrutural, é adicionada mais uma parcela de carga, aumentando o ângulo entre a viga e o pilar para β_2, Figura 15-(b). Com a execução dos forros, revestimentos de piso, alvenarias e com a ocupação da edificação, são adicionadas as últimas parcelas de carga, elevando o ângulo em $\Delta\beta$, Figura 15-(c).

Figura 15 - Etapas construtivas da ligação viga-pilar



(fonte: elaborado pelo autor)

Pode-se notar que a estrutura é solidarizada com as vigas rotacionadas de um ângulo β_2, mobilizando as ligações somente com cargas aplicadas após o endurecimento da capa de concreto. Dessa forma, somente cargas acidentais e cargas devidas ao peso próprio de paredes, forros e revestimentos que mobilizam a ligação, rotacionando-a por um ângulo $\Delta\beta$.

4.1.2 Ações horizontais devidas ao vento

A ação horizontal na estrutura devida ao vento depende de dois aspectos: meteorológicos e aerodinâmicos. Os aspectos meteorológicos podem ser definidos como (MONCAYO, 2011 p. 101):

> "[...] responsáveis pela velocidade do vento a considerar no projeto da estrutura de uma dada edificação. Ela é avaliada a partir de considerações como: local da edificação, tipo de terreno, altura da edificação, rugosidade do terreno e tipo de ocupação."

A velocidade característica do vento utilizada para o projeto da estrutura, é calculada através da equação 9 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 2):

$$V_{\mathrm{k}} = V_{\mathrm{o}} \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \tag{9}$$

onde:

V_{o} = velocidade básica do vento;

S_1 = fator topográfico;

S_2 = fator relativo à rugosidade do terreno e às dimensões da estrutura;

S_3 = fator estatístico;

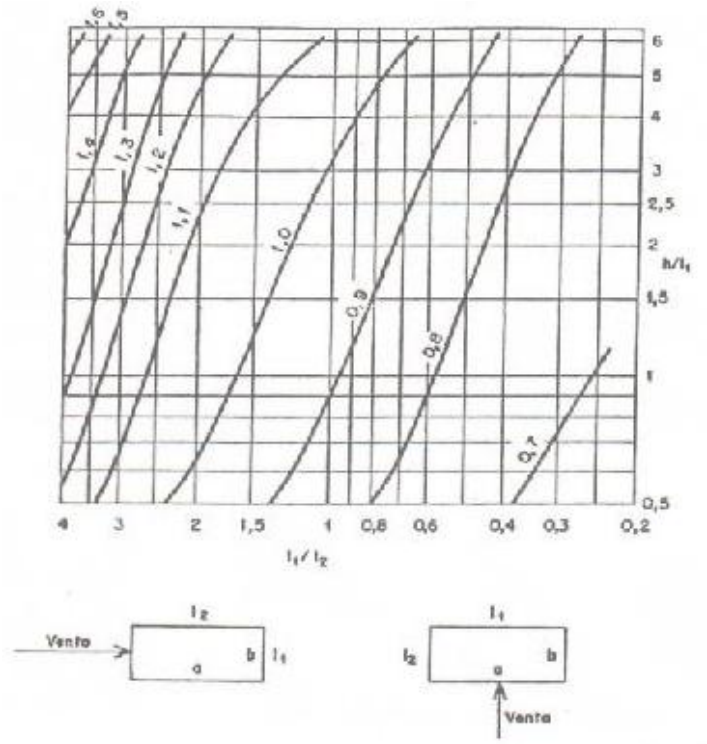
Para o cálculo da velocidade característica do vento serão considerados os seguintes valores:

- Velocidade básica do vento $V_{\mathrm{o}} = 45$ m/s, considerando a edificação localizada na região da Grande Porto Alegre;
- Fator topográfico S_1 = 1,0; considerando que a edificação se encontra em terreno plano;
- Fator S_2 calculado conforme a altura da edificação, considerando que a edificação se encontre em uma cidade pequena (categoria IV) e que suas dimensões estão entre 20 e 50 m (classe B);
- Fator S_3 = 1,0; considerando que a ocupação da edificação seja comercial;

Os aspectos aerodinâmicos da edificação são considerados através do coeficiente de arrasto, que para estruturas paralelepipédicas, pode ser obtido através de ábacos, conforme a Figura 16. Neste trabalho foi considerado que a edificação não excede duas vezes a altura média das

edificações na vizinhança, logo, é considerado vento de alta turbulência (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 21).

Figura 16 - Coeficiente de arrasto para edificações paralelepipédicas em vento de alta turbulência



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 24)

Dessa forma, a força global na direção do vento definida como força de arrasto, pode ser calculada através da equação 10:

$$F_{\mathrm{a}} = C_{\mathrm{a}} \cdot \mathrm{q} \cdot A_{\mathrm{e}} \tag{10}$$

onde:

C_{a} = coeficiente de arrasto;

q = pressão dinâmica do vento;

A_{e} = área da projeção ortogonal da edificação sobre um plano perpendicular à direção do vento;

Sendo a pressão dinâmica do vento calculada através da equação 11:

$$q = 0{,}613 \cdot {V_k}^2 \qquad (11)$$

Neste trabalho, a análise de vento será feita automaticamente pelo sistema CAD/TQS, tendo em vista os critérios definidos anteriormente. Tendo a largura e o pé direito definidos, o sistema calcula a área que receberá vento em cada direção. Em seguida, é calculada a força total atuando em cada piso, que é distribuída proporcionalmente à área de influência de cada pilar. Finalmente, a força calculada para cada pilar é distribuída metade para o nó superior e metade para o nó inferior de cada lance.

4.1.3 Ações horizontais devidas ao desaprumo

A norma NBR 6118 determina que na verificação do estado-limite último da estrutura deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais. A ação do desaprumo pode ser desconsiderada quando ela for inferior a 30% da ação do vento, assim como a ação do vento pode ser desconsiderada quando ela for inferior a 30% da ação do desaprumo. Nos demais casos, deve ser considerada a combinação de ambas as ações, podendo essa combinação ser substituída por uma carga de vento equivalente que represente a superposição das ações (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 58-59).

No sistema CAD/TQS os esforços devidos ao desaprumo são calculados automaticamente, mas não são considerados no dimensionamento estrutural. O momento na base do edifício causado pelo desaprumo é exibido em um relatório, juntamente com o valor do momento causado pelo vento. É emitido um aviso caso o esforço causado pelo desaprumo exceda 30% do momento causado pelo vento. Neste caso, pode-se incluir o carregamento devido ao desaprumo no dimensionamento dos elementos estruturais ou substituí-lo por uma carga de vento equivalente atuando na mesma direção (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 59).

4.1.4 Combinação de ações

Segundo a norma NBR 6118, um carregamento é definido pela combinação de ações que têm probabilidade de atuarem simultaneamente sobre a estrutura. Através da combinação de ações

determina-se o carregamento mais desfavorável para a estrutura (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 66).

Para a verificação de segurança em relação aos estados-limites últimos da estrutura (ELU) - ruptura da estrutura, perda de estabilidade - são utilizadas combinações últimas. Para a verificação dos estados-limites de serviço da estrutura (ELS) - flechas, deslocamentos horizontais, vibrações - são utilizadas combinações de serviço. O sistema computacional CAD/TQS gera automaticamente as combinações dos carregamentos, listando-as conforme mostrado na Figura 17.

Figura 17 - Listagem de combinações consideradas para o edifício

Tipo	Título	Número de casos
ELU1	Verificações de estado limite último - Vigas e lajes	18
ELU2	Verificações de estado limite último - Pilares e fundações	18
FOGO	Verificações em situação de incêndio	2
ELS	Verificações de estado limite de serviço	12
COMBFLU	Cálculo de fluência (método geral)	2
LAJEPRO	Combinações p/ flechas em lajes protendidas	0
		TOTAL = 52

(fonte: elaborado pelo autor)

4.2 MODELO ESTRUTURAL

A confiabilidade de uma análise estrutural está fortemente ligada com a capacidade de o modelo adotado simular o comportamento da estrutura real, por isso é importante entender o modelo de cálculo adotado. Nos tópicos a seguir serão abordados métodos de cálculo do sistema CAD/TQS.

4.2.1 Grelha e pórtico espacial

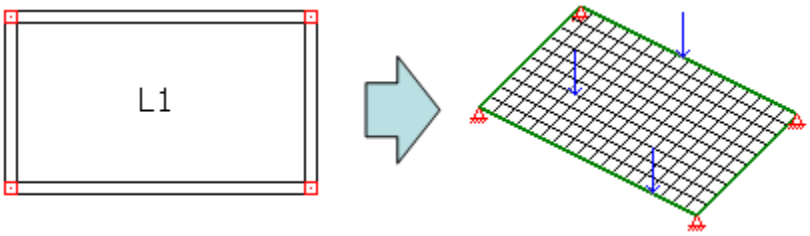
Neste trabalho será utilizado o modelo IV de cálculo do sistema CAD/TQS. Este modelo é composto por grelhas - para avaliação do comportamento dos pavimentos isolados - e pórticos espaciais - para avaliação do comportamento global da estrutura.

No manual do sistema CAD/TQS, o modelo estrutural de grelha é definido como um "[...] modelo composto por elementos lineares (barras) dispostos num mesmo plano horizontal, que possibilita a avaliação do comportamento de um piso, isto é, do conjunto formado pelas vigas

e lajes de um pavimento, perante a atuação de ações verticais." (TQS INFORMÁTICA, 2015, p. 4).

Neste modelo os pilares são considerados como apoios e não são consideradas as cargas horizontais atuantes na estrutura, conforme mostrado na Figura 18. Para lajes alveolares, cada painel pré-moldado é discretizado por uma barra da grelha no sentido principal de apoio. A capa estrutural é discretizada na direção secundária. Os esforços de cada barra definida na grelha são transferidos para o pórtico espacial.

Figura 18 - Discretização da laje em barras de grelha



(fonte: TQS INFORMÁTICA, 2015, p. 5)

O pórtico espacial é definido como um "[...] modelo tridimensional (3D) composto por elementos lineares (barras), que possibilita a avaliação do comportamento global de estrutura, isto é, de todo conjunto formado pelas vigas e pilares do edifício, perante a atuação de ações verticais e horizontais." (TQS INFORMÁTICA, 2015, p. 6). Neste modelo, as lajes podem ser consideradas como diafragmas rígidos através de enrijecimento lateral de vigas ou através da definição de barras com grande rigidez axial e pequena rigidez à flexão no sentido da laje. A partir do pórtico espacial o sistema obtém os esforços nas vigas, pilares e fundações e realiza as verificações de estabilidade global e deslocamentos laterais.

Cabe ainda ressaltar que o sistema CAD/TQS gera dois modelos distintos para diferentes verificações da estrutura. Para a verificação dos estados-limites de serviço, é gerado o pórtico ELS, no qual são consideradas as seções brutas das seções de concreto, conforme a norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 85). A partir do pórtico ELS são obtidos os deslocamentos horizontais, para combinações frequentes, do topo da estrutura e entre pavimentos consecutivos. Para a verificação dos estados-limites últimos, é gerado o pórtico ELU, no qual é considerada a NLF. A partir do pórtico ELU são obtidos os esforços para o dimensionamento de pilares, vigas e os coeficientes de estabilidade global do edifício.

4.2.2 Consideração da não linearidade física e da não linearidade geométrica

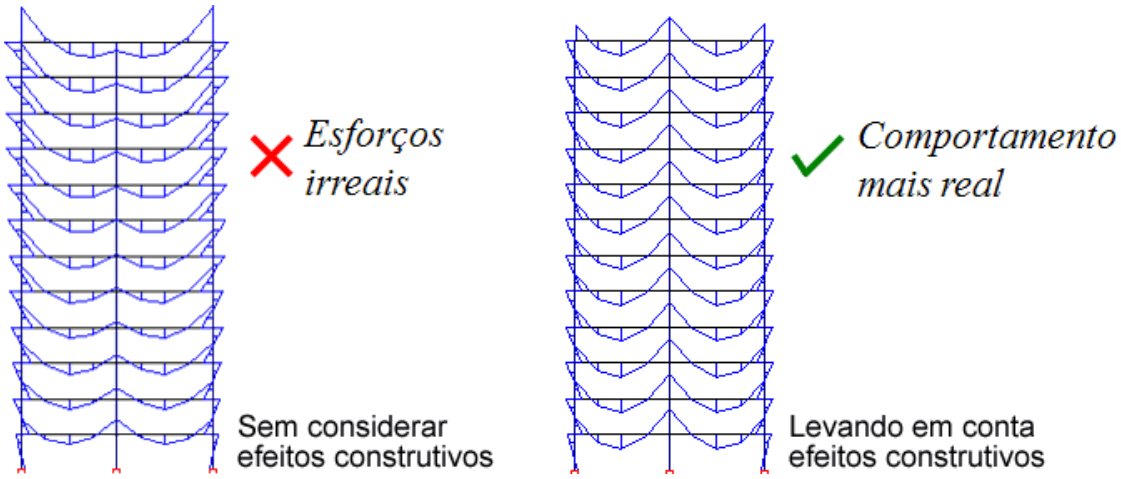
A consideração da não NLF utilizada pelo sistema CAD/TQS é feita através da redução da rigidez dos elementos estruturais. Dessa forma, é adotada a rigidez secante para cada elemento conforme apresentado anteriormente no Capítulo 2.

A consideração da NLG pode ser feita de forma aproximada, através da majoração dos esforços horizontais por $0{,}95\gamma_z$ ou de forma mais rigorosa através do método P-Delta. Como descrito anteriormente, o método P-Delta determina os efeitos de segunda ordem aplicando cargas laterais adicionais entra cada iteração até que a estrutura atinja uma posição de equilíbrio. No entanto, o sistema CAD/TQS não utiliza o processo numérico tradicional P-Delta, mas sim, um processo mais rigoroso, no qual são feitas sucessivas correções na matriz de rigidez (MONCAYO, 2011, p. 65).

Além disso, o sistema TQS utiliza um processo denominado "P-Delta de dois passos" que considera uma característica do processo construtivo da estrutura. A cada pavimento concretado, os pilares se deformam axialmente, ou seja, tem um pequeno encurtamento em sua altura. Esse pequeno encurtamento é compensado na concretagem do próximo pavimento. Em um modelo de cálculo no qual não é considerado efeito construtivo o pilar se deforma axialmente de uma só vez. Dessa forma, o encurtamento total do pilar do modelo de cálculo é maior do que o real, uma vez que o pilar "real" teve seu encurtamento corrigido a cada concretagem.

A maior deformação axial dos pilares no modelo de cálculo causa alteração no diagrama de momentos fletores do pórtico, principalmente nos andares superiores onde a deformação acumulada do pilar é máxima (MONCAYO, 2011, p. 67). Uma comparação entre modelos que consideram e não consideram os efeitos construtivos pode ser visto na Figura 19.

Figura 19 - Diferença no diagrama de momentos fletores



(fonte: TQS INFORMÁTICA, 2015, p. 167)

No processo "P-Delta de dois passos" é feita a consideração do sistema construtivo no primeiro passo, no qual a área da seção transversal dos pilares é majorada, a fim de simular a deformação axial real do mesmo. Nesse passo, é realizada uma análise linear da estrutura, sem iterações, com a aplicação somente das ações verticais a fim de determinar a distribuição de esforços nos elementos. No segundo passo, é realizado o cálculo não linear, iterativo, com a aplicação somente das ações horizontais, considerando a área não majorada dos pilares. Na primeira iteração, são consideradas as deformações obtidas no primeiro passo. Nas seguintes iterações, as deformações são corrigidas com os acréscimos de esforços normais provocados pelas ações horizontais. As iterações se repetem até que a estrutura se encontre em posição de equilíbrio (TQS INFORMÁTICA, 2015, p. 168).

A análise estrutural através do processo "P-Delta de dois passos" resulta na obtenção dos esforços de segunda ordem de forma bastante precisa, no entanto, a análise não fornece um parâmetro que permita avaliar a estabilidade da estrutura diretamente. Para isso, o sistema TQS fornece um coeficiente denominado RM2M1, que fornece a razão entre os momentos globais de segunda e de primeira ordem, calculado segundo os mesmos princípios do cálculo do coeficiente γ_z (TQS INFORMÁTICA. 2015, p. 168). O coeficiente RM2M1 é calculado através da equação 12:

$$\mathrm{RM2M1} = 1 + \frac{\mathrm{M2}}{\mathrm{M1}} \tag{12}$$

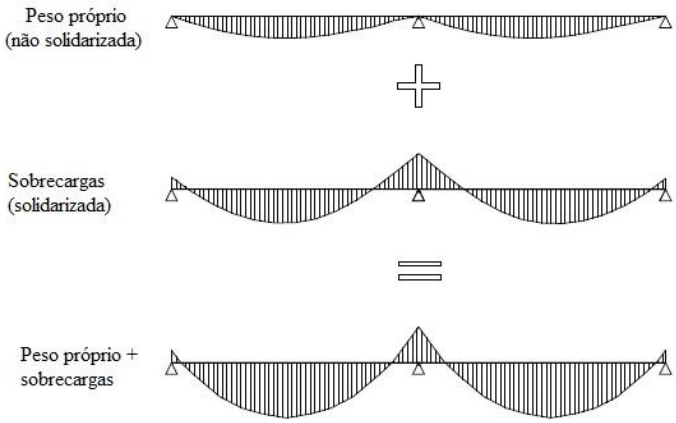
onde:
M1 = momento das forças horizontais em relação à base do edifício;
M2 = somatório das forças verticais multiplicadas pelo deslocamento dos nós da estrutura sob ação das forças horizontais, resultante do cálculo de P-Δ em uma combinação não linear;

4.2.3 Consideração de ligações semirrígidas

No sistema TQS PREO, as ligações semirrígidas são consideradas através do coeficiente de restrição à rotação α_R, visto no Capítulo 3. Adotando-se o coeficiente como zero, tem-se a ligação viga-pilar como apoio simples, ou seja, sem momentos fletores. Adotando-se o coeficiente como um, tem-se a ligação perfeitamente engastada.

Conforme descrito anteriormente, os carregamentos verticais são tratados separadamente para a estrutura solidarizada e não solidarizada. As cargas oriundas do peso próprio dos elementos estruturais, são aplicadas na estrutura não solidarizada, ou seja, em vigas biapoiadas. As sobrecargas são aplicadas na estrutura solidarizada, com a rigidez da ligação viga-pilar determinada pelo coeficiente α_R. Os esforços na estrutura são obtidos através da soma dos esforços de cada etapa, conforme mostrado na Figura 20.

Figura 20 - Esforços em uma viga com ligações semirrígidas



(fonte: TQS INFORMÁTICA, 2015, p. 9, modificado)

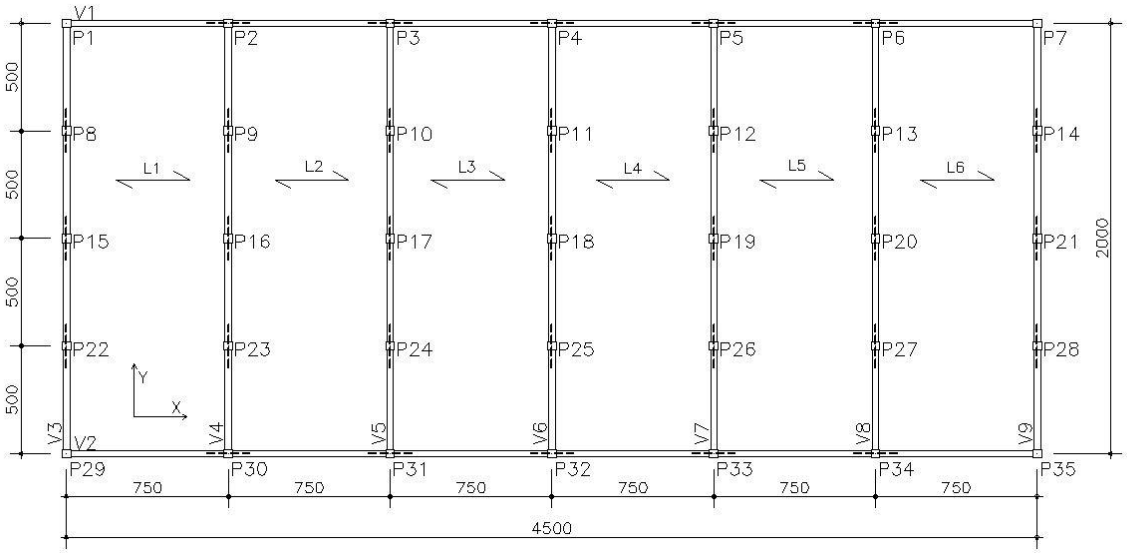
4.3 METODOLOGIA

Os modelos avaliados neste trabalho visam simular de forma fiel o comportamento de uma estrutura típica com ligações semirrígidas e, a partir disso, analisar resultados relevantes à estabilidade global da edificação e ao dimensionamento dos elementos estruturais.

4.3.1 Definição de planta baixa

A planta baixa do pavimento tipo da edificação estudada (Figura 21) apresenta disposição favorável ao uso de estrutura de concreto pré-moldado: disposição regular de pilares com distâncias entre eixos de 7,5 metros na direção X e de 5 metros na direção Y. As ligações semirrígidas, representadas pelas linhas tracejadas, são dispostas nos pilares intermediários de forma que existam pórticos semirrígidos nos dois sentidos da estrutura, garantindo maior estabilidade.

Figura 21 - Planta baixa do pavimento tipo e disposição das ligações semirrígidas



(fonte: elaborado pelo autor)

A resistência característica do concreto considerada para os elementos estruturas é de 35 MPa. A espessura das lajes alveolares adotadas é de 15 cm, com capeamento de 5 cm de concreto com fck 35 MPa, conforme indicações no catálogo do fabricante (CASSOL PRÉ-

FABRICADOS, 2016). A edificação possui oito pavimentos com o pé direito de 3,20 metros, totalizando a altura de 25,6 metros.

4.3.2 Definição dos modelos

Todos os modelos definidos visam avaliar a estabilidade global do edifício em sua forma concluída, ou seja, solidarizada. No entanto, deve-se ressaltar que, o dimensionamento dos elementos estruturais também deve levar em conta situações transitórias como desforma, transporte e montagem.

A fim de estabelecer uma visão abrangente sobre a estabilidade global do edifício, serão simuladas 4 ligações viga-pilar: simplesmente apoiada, ligação monolítica (estrutura de concreto moldado in loco), e ligações baseadas nos estudos de Baldissera (2006) e Kataoka (2007). Para cada ligação, serão consideradas sobrecargas de 2 e 4 kN/m², resultando em oito modelos, conforme apresentado na Tabela 4.

Tabela 4 - Lista de modelos simulados

Número do exemplo	Carga acidental (kN/m²)	Ligação viga-pilar
1	2	Monolítica
2	2	Kataoka (181 818 kN.m/rad)
3	2	Baldissera (79 600 kN.m/rad)
4	2	Rotulada
5	4	Monolítica
6	4	Kataoka (181 818 kN.m/rad)
7	4	Baldissera (79 600 kN.m/rad)
8	4	Rotulada

(fonte: elaborado pelo autor)

Para todos os casos, exceto nos modelos 4 e 8, as dimensões dos pilares foram mantidas as mesmas, a fim de avaliar a variação da estabilidade conforme a mudança da rigidez das ligações. Nos modelos 4 e 8 as seções dos pilares foram definidas de forma iterativa,

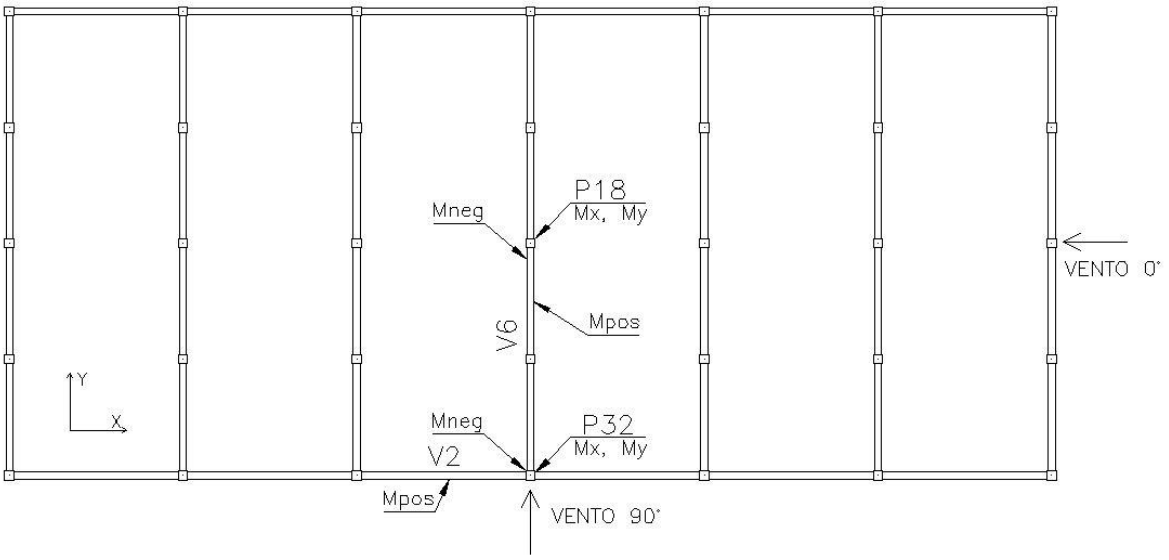
aumentando-as até que a estabilidade global da estrutura fosse garantida. A seção das vigas para todos os modelos é de 30/60cm.

4.3.3 Dados verificados

Para todos os modelos foram verificados os coeficiente γ_z e RM2M1 (nas duas direções) e o parâmetro de instabilidade α, todos referentes à estabilidade global da edificação. Também foram verificados os deslocamentos horizontais da estrutura provocados pela ação do vento para combinações frequentes.

A fim de visualizar a distribuição de esforços na estrutura, foram verificados momentos na base dos pilares (M_x e M_y) P18 e P32, e os momentos positivos no centro do vão e negativos nos apoios (M_{pos} e M_{neg}) nas vigas V2 e V6. Os esforços são obtidos a partir da envoltória de todas as combinações de ELU. Esses elementos foram selecionados pois eles representam os vãos intermediários dos pórticos que contraventam a estrutura nos dois sentidos. A posição dos elementos e a convenção de orientação da edificação são mostrados na Figura 22.

Figura 22 - Elementos e esforços verificados



(fonte: elaborado pelo autor)

4.4 MODELOS

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos nos modelos simulados. Os resultados do primeiro exemplo serão descritos detalhadamente e as informações redundantes serão suprimidas nos exemplos a seguir, uma vez que os dados serão apresentados no mesmo formato.

4.4.1 Modelo 1

O modelo 1 simula uma estrutura de concreto moldado in loco, ou seja, com as ligações viga-pilar com coeficiente α_R=1. Os pilares possuem seção 40x40cm e as vigas 30/60cm. Os parâmetros da estabilidade global e deslocamentos horizontais são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Modelo 1 - Parâmetros de estabilidade e deslocamentos

Parâmetros de estabilidade						**Deslocamentos horizontais**			
α		γ_z		RM2M1		Total		Entre pavtos.	
0°	90°	0°	90°	0°	90°	0°	90°	0°	90°
1,088	0,634	1,245	1,089	1,252	1,089	H/6622	H/5948	Hi/4348	Hi/3278

(fonte: elaborado pelo autor)

Tomando como valor de referência α_1 = 0,6 (estrutura usual de edifícios), a estrutura é considerada de nós móveis nas duas direções, uma vez que $\alpha > \alpha_1$. O coeficiente γ_z indica que a estrutura possui nós móveis na direção 0° (γ_z>1,1) e nós fixos na direção 90°. Os deslocamentos horizontais devidos ao vento se encontram dentro dos limites estabelecidos para edifícios de múltiplos pavimentos de estrutura concreto pré-moldado, sendo eles H/1200 e Hi/750 CPM (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006, p. 10). Os esforços nos elementos são mostrados na Tabela 6.

Tabela 6 - Modelo 1 - Esforços nos elementos

Esforços nos pilares			Esforços nas vigas		
	Mx (tf.m)	My (tf.m)		Mpos (tf.m)	Mneg (tf.m)
P18 (40x40)	6,9	3,5	**V2 (30/60)**	2,4	8,3
P32 (40x40)	4,9	4,8	**V6 (30/60)**	5,0	15,0

(fonte: elaborado pelo autor)

4.4.2 Modelo 2

O modelo 2 simula uma estrutura de concreto pré-moldado com ligações semirrígidas ensaiadas por Kataoka (2007) com rigidez secante de 181.818 kN.m/rad e pilares de seção 40x40cm. As vigas apresentam seção de concreto pré-moldado de 30/40cm, sendo concretados 20cm na etapa de solidarização da estrutura, totalizando uma seção de 30/60cm.

O vão efetivo é calculado para as direções X e Y considerando as dimensões dos pilares e consolos de 25cm de comprimento. Com isso, o coeficiente α_R (equação 6) é calculado para ambas as direções.

Tabela 7 - Modelo 2 - Coeficientes α_R

	Vão entre eixos (m)	**Largura do pilar (cm)**	**Lef (m)**	**Seção viga (cm)**	**(EI)sec viga (kN.m²)**	**α_R**
Direção X	7,50	40	6,60	30 / 60	71561	0,85
Direção Y	5,00	40	4,10	30 / 60	71561	0,78

(fonte: elaborado pelo autor)

Com o coeficiente de restrição obtido, a estrutura é calculada para sua etapa final, com as ligações solidarizadas. Os parâmetros de estabilidade global e deslocamentos são mostrados na Tabela 8.

Tabela 8 - Modelo 2 - Parâmetros de estabilidade e deslocamentos									
Parâmetros de estabilidade						**Deslocamentos horizontais**			
α		γ_z		RM2M1		Total		Entre pavtos.	
0°	90°	0°	90°	0°	90°	0°	90°	0°	90°
1,226	0,853	1,323	1,134	1,336	1,151	H/6598	H/5243	Hi/4291	Hi/3233

(fonte: elaborado pelo autor)

A estrutura é classificada como de nós móveis pelos coeficientes α e γ_z para ambas as direções. Para a direção 0°, o fator γ_z excede o valor limite de 1,3 para a consideração simplificada dos efeitos da NLG. Através do método P-Delta obtém-se que, para esta direção, os momentos de segunda ordem são 33,6% dos momentos de primeira ordem. Apesar dos elevados coeficientes de estabilidade, os deslocamentos horizontais permanecem dentro dos limites estabelecidos por norma. Os esforços nos elementos são mostrados na Tabela 9.

Tabela 9 - Modelo 2 - Esforços nos elementos					
Esforços nos pilares			**Esforços nas vigas**		
	Mx (tf.m)	My (tf.m)		Mpos (tf.m)	Mneg (tf.m)
P18 (40x40)	9,0	4,0	**V2 (30/60)**	6	6,9
P32 (40x40)	6,4	5,7	**V6 (30/60)**	12,4	10,4

(fonte: elaborado pelo autor)

4.4.3 Modelo 3

O modelo 3 simula a estrutura com as ligações viga-pilar ensaiadas por Baldissera (2006) com rigidez secante de 79.600 kN.m/rad. As seções dos pilares são 40x40cm, a das vigas é 30/60cm. O coeficiente α_R calculado para ambas as direções é apresentado na Tabela 10.

Tabela 10 - Modelo 3 - Coeficientes α_R

	Vão entre eixos (m)	**Largura do pilar (cm)**	**Lef (m)**	**Seção viga (cm)**	**(EI)sec viga (kN.m²)**	**α_R**
Direção X	7,50	40	6,60	30 / 60	71561	0,71
Direção Y	5,00	40	4,10	30 / 60	71561	0,60

(fonte: elaborado pelo autor)

Os parâmetros de estabilidade e deslocamentos obtidos são apresentados na Tabela 11.

Tabela 11 - Modelo 3 - Parâmetros de estabilidade e deslocamentos

Parâmetros de estabilidade						**Deslocamentos horizontais**			
α		γ_z		RM2M1		Total		Entre pavtos.	
0°	90°	0°	90°	0°	90°	0°	90°	0°	90°
1,432	0,952	1,404	1,170	1,424	1,188	H/5702	H/4421	Hi/3723	Hi/2749

(fonte: elaborado pelo autor)

Novamente, a estrutura é classificada de nós móveis para ambas as direções. Apesar de apresentar coeficientes de estabilidade global elevados, a estrutura ainda permanece dentro dos limites estabelecidos de deslocamentos horizontais. Os esforços nos elementos são apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 - Modelo 3 - Esforços nos elementos

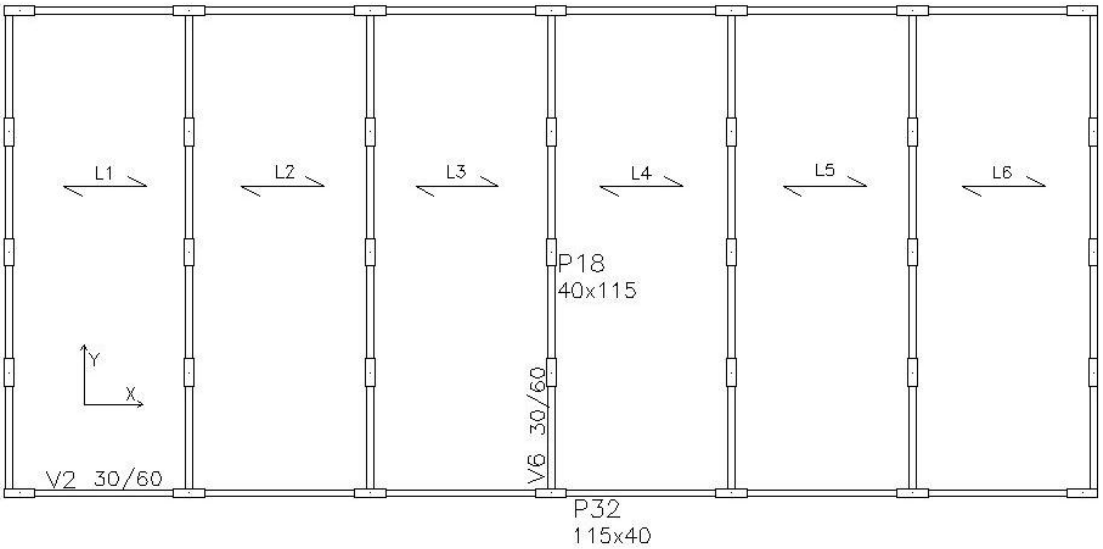
Esforços nos pilares			**Esforços nas vigas**		
	Mx (tf.m)	My (tf.m)		Mpos (tf.m)	Mneg (tf.m)
P18 (40x40)	9,7	4,6	**V2 (30/60)**	6,3	6,5
P32 (40x40)	7,3	6,3	**V6 (30/60)**	13,3	9,5

(fonte: elaborado pelo autor)

4.4.4 Modelo 4

O modelo 4 possui todas as ligações viga-pilar rotuladas. Dessa forma a estabilidade global é garantida apenas pelos pilares engastados-livres e pelas lajes formando um diafragma rígido. Nesse modelo as dimensões dos pilares foram aumentadas iterativamente, até que a estrutura atingisse a estabilidade e deslocamentos limites. Assim, as dimensões dos pilares são 130x40cm e 40x115cm, dispostos conforme a Figura 23. As vigas permanecem com seção 30/60cm.

Figura 23 - Disposição dos pilares no modelo 4



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 13 - Modelo 4 - Parâmetros de estabilidade e deslocamentos

Parâmetros de estabilidade						**Deslocamentos horizontais**			
α		γ_z		RM2M1		Total		Entre pavtos.	
0°	90°	0°	90°	0°	90°	0°	90°	0°	90°
1,646	1,626	1,296	1,354	1,424	1,390	H/3760	H/1302	Hi/2914	Hi/970

(fonte: elaborado pelo autor)

Neste modelo, a estrutura é considerada de nós móveis para os parâmetros α e γ_z para ambas as direções. A estrutura apresenta grandes momentos de segunda ordem, principalmente na

direção 90°, na qual os deslocamentos horizontais se aproximam dos limites H/1200 e Hi/750. Por terem ligações rotuladas, as vigas apresentam momento de engastamento nulo (Tabela 14).

Tabela 14 - Modelo 4 - Esforços nos elementos

Esforços nos pilares			**Esforços nas vigas**		
	Mx (tf.m)	My (tf.m)		Mpos (tf.m)	Mneg (tf.m)
P18 (40x115)	86,8	4,36	**V2 (30/60)**	6,72	0
P32 (130x40)	10,9	31,6	**V6 (30/60)**	13,3	0

(fonte: elaborado pelo autor)

4.4.5 Modelo 5

O modelo 5 é similar ao modelo 1, mantendo as mesmas seções de 40x40cm nos pilares e de 30/60cm nas vigas, com mudança apenas na carga acidental de 2 kN/m² para 4 kN/m². Os parâmetros de estabilidade e deslocamentos são mostrados na Tabela 15 e os esforços nos elementos na Tabela 16.

Tabela 15 - Modelo 5 - Parâmetros de estabilidade e deslocamentos

Parâmetros de estabilidade						**Deslocamentos horizontais**			
α		**γ_z**		**RM2M1**		**Total**		**Entre pavtos.**	
0°	90°	0°	90°	0°	90°	0°	90°	0°	90°
1,231	0,705	1,312	1,109	1,324	1,100	H/6622	H/5948	Hi/4348	Hi/3728

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 16 - Modelo 5 - Esforços nos elementos					
Esforços nos pilares			**Esforços nas vigas**		
	Mx (tf.m)	My (tf.m)		Mpos (tf.m)	Mneg (tf.m)
P18 (40x40)	7,3	3,7	**V2 (30/60)**	2,4	8,4
P32 (40x40)	5,3	5,1	**V6 (30/60)**	6,5	17,8

(fonte: elaborado pelo autor)

4.4.6 Modelo 6

O modelo 6 é similar ao modelo 2, com mudança apenas da carga acidental para 4 kN/m². As seções dos elementos estruturais e os coeficientes α_R são os mesmos. Os resultados parâmetros de estabilidade global (Tabela 17) e os esforços nos elementos (Tabela 18) são mostrados abaixo.

Tabela 17 - Modelo 6 - Parâmetros de estabilidade e deslocamentos									
Parâmetros de estabilidade						**Deslocamentos horizontais**			
α		**γ_z**		**RM2M1**		**Total**		**Entre pavtos.**	
0°	90°	0°	90°	0°	90°	0°	90°	0°	90°
1,442	0,993	1,416	1,1171	1,437	1,203	H/6598	H/5243	Hi/4291	Hi/3233

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 18 - Modelo 6 - Esforços nos elementos					
Esforços nos pilares			**Esforços nas vigas**		
	Mx (tf.m)	My (tf.m)		Mpos (tf.m)	Mneg (tf.m)
P18 (40x40)	9,5	4,2	**V2 (30/60)**	6,2	7,2
P32 (40x40)	6,7	6,1	**V6 (30/60)**	1,4	13,7

(fonte: elaborado pelo autor)

4.4.7 Modelo 7

O modelo 7 é similar ao modelo 3, com mudança apenas da carga acidental para 4 kN/m². As seções dos elementos estruturais e os coeficientes α_R são os mesmos. Os resultados parâmetros de estabilidade global (Tabela 19) e os esforços nos elementos (Tabela 20) são mostrados abaixo.

Tabela 19 - Modelo 7 - Parâmetros de estabilidade e deslocamentos

Parâmetros de estabilidade						**Deslocamentos horizontais**			
α		**γ_z**		**RM2M1**		**Total**		**Entre pavtos.**	
0°	90°	0°	90°	0°	90°	0°	90°	0°	90°
1,649	1,062	1,530	1,212	1,564	1,235	H/5702	H/4421	Hi/3723	Hi/2749

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 20 - Modelo 7 - Esforços nos elementos

Esforços nos pilares			**Esforços nas vigas**		
	Mx (tf.m)	My (tf.m)		Mpos (tf.m)	Mneg (tf.m)
P18 (40x40)	10,0	4,9	**V2 (30/60)**	6,4	6,9
P32 (40x40)	7,5	6,7	**V6 (30/60)**	15,6	11,4

(fonte: elaborado pelo autor)

4.4.8 Modelo 8

O modelo 8 é similar ao modelo 4, mantendo as mesmas seções de 130x40cm e 40x115cm nos pilares e de 30/60cm nas vigas, com mudança apenas na carga acidental de 2 kN/m² para 4 kN/m². Os parâmetros de estabilidade e deslocamentos são mostrados na Tabela 21 e os esforços nos elementos na Tabela 22.

Tabela 21 - Modelo 8 - Parâmetros de estabilidade e deslocamentos

Parâmetros de estabilidade						**Deslocamentos horizontais**			
α		γ_z		RM1M2		Total		Entre pavtos.	
0°	90°	0°	90°	0°	90°	0°	90°	0°	90°
1,858	1,865	1,374	1,453	1,522	1,513	H/3760	H/1302	Hi/2914	Hi/970

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 22 - Modelo 8 - Esforços nos elementos

Esforços nos pilares			**Esforços nas vigas**		
	Mx (tf.m)	My (tf.m)		Mpos (tf.m)	Mneg (tf.m)
P18 (40x115)	92,7	4,6	**V3 (30/60)**	6,43	0
P32 (130x40)	11,6	39,5	**V8 (30/60)**	16,69	0

(fonte: elaborado pelo autor)

4.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.5.1 Parâmetros de estabilidade

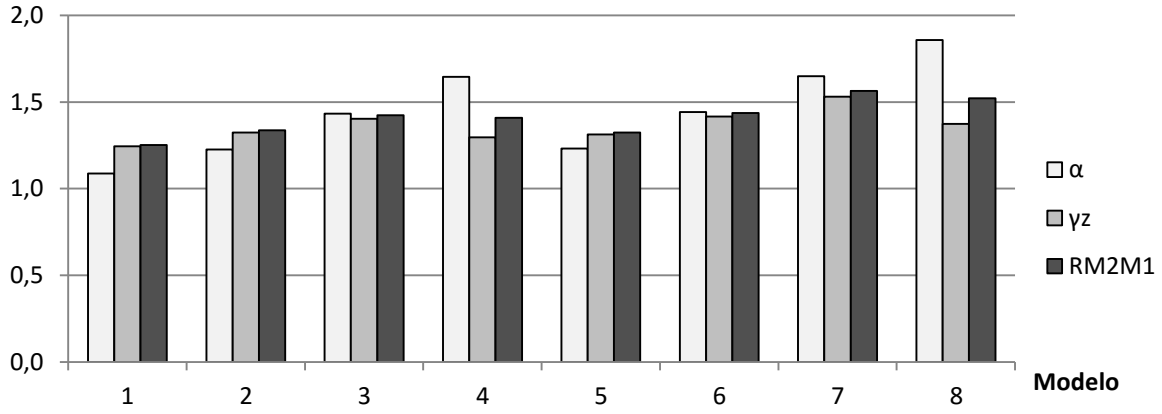
O resumo dos parâmetros de estabilidade de todos os modelos são apresentados na Tabela 23. Como esperado, os parâmetros de estabilidade crescem com a redução da rigidez das ligações viga-pilar, conforme mostrado na Figura 24.

Tabela 23 - Resumo dos parâmetros de estabilidade

Modelo	Parâmetros de estabilidade					
	α		γ_z		RM1M2	
	0°	90°	0°	90°	0°	90°
1	1,088	0,634	1,245	1,089	1,252	1,089
2	1,226	0,853	1,323	1,134	1,336	1,151
3	1,432	0,952	1,404	1,170	1,424	1,188
4	1,646	1,626	1,296	1,354	1,409	1,390
5	1,231	0,705	1,312	1,109	1,324	1,110
6	1,442	0,993	1,416	1,171	1,437	1,203
7	1,649	1,062	1,530	1,212	1,564	1,235
8	1,858	1,865	1,374	1,453	1,522	1,513

(fonte: elaborado pelo autor)

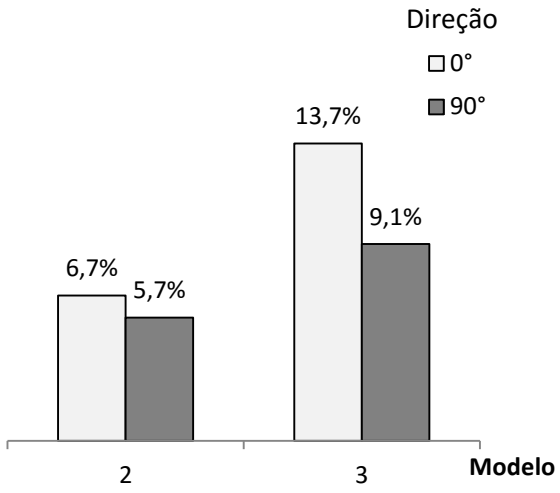
Figura 24 - Parâmetros de estabilidade global - direção 0°



(fonte: elaborado pelo autor)

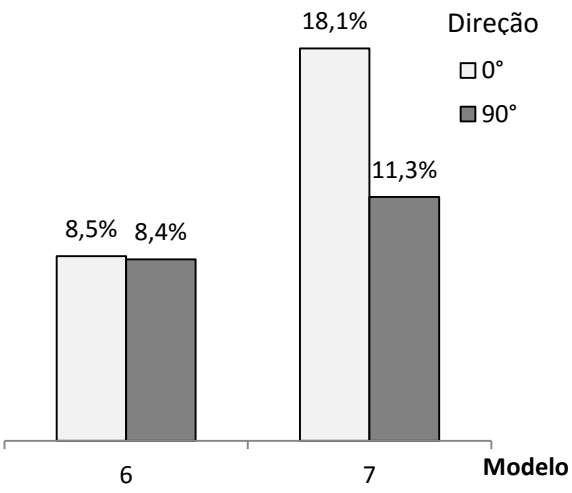
Para avaliar a influência das ligações na estabilidade da estrutura será utilizado o parâmetro RM2M1, comparando os resultados dos modelos 2 e 3 com os resultados obtidos no modelo 1 e os resultados dos modelos 6 e 7 com os obtidos no modelo 5. Os resultados dos modelos 4 e 8 não serão comparados pois eles apresentam pilares com seções diferentes que os outros modelos.

Figura 25 - Diferença do parâmetro RM2M1 em relação ao modelo 1



(fonte: elaborado pelo autor)

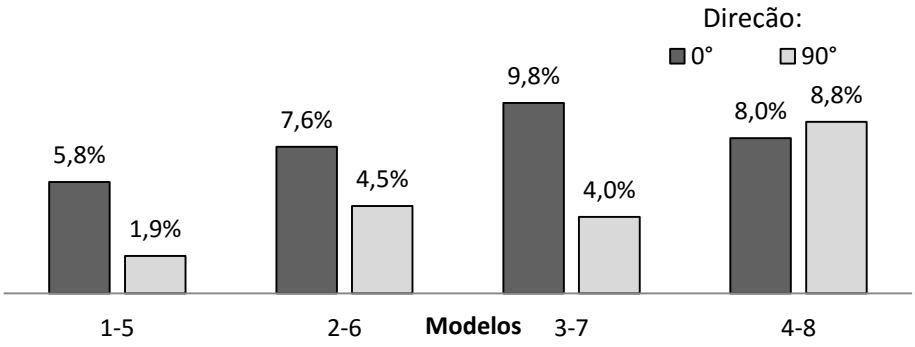
Figura 26 - Diferença do parâmetro RM2M1 em relação ao modelo 5



(fonte: elaborado pelo autor)

Através da Figura 25 e Figura 26 pode-se notar que os modelos 2 e 6 (ligação viga-pilar com 181818 kN.m/rad) apresentam parâmetro RM2M1 próximos aos respectivos modelos com ligações monolíticas. Já os modelos 3 e 7 (ligações viga-pilar com 79600 kN.m/rad) apresentam valores mais elevados, principalmente na direção 0°. Comparando as duas figuras é possível notar que a sobrecarga afeta o valor de RM2M1. A influência da sobrecarga é avaliada através da comparação dos modelos 1 e 5, 2 e 6 e assim sucessivamente.

Figura 27 - Influência da sobrecarga no parâmetro RM2M1



(fonte: elaborado pelo autor)

Através da Figura 27 pode-se notar que a influência da sobrecarga no parâmetro RM2M1 aumenta com a diminuição da rigidez das ligações. No entanto, essa influência é baixa, não ultrapassando uma diferença de 10%.

4.5.2 Deslocamentos horizontais

O resumo dos deslocamentos horizontais é apresentado na Tabela 24. Pode-se notar que os deslocamentos horizontais para os modelos não dependem da sobrecarga, uma vez que os mesmos são calculados apenas com carregamentos horizontais (30% do vento).

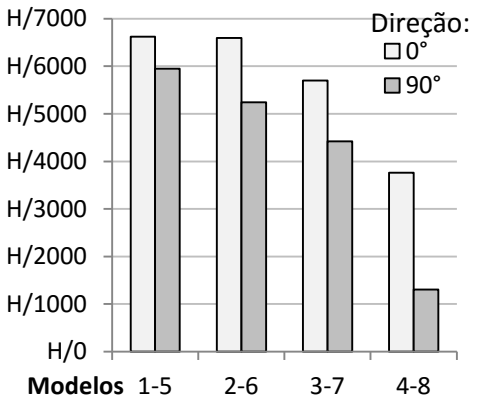
Tabela 24 - Resumo dos deslocamentos horizontais

Modelo	**Total**		**Entre pavtos.**	
	0°	90°	0°	90°
1	H/6622	H/5948	Hi/4348	Hi/3728
2	H/6598	H/5243	Hi/4291	Hi/3233
3	H/5702	H/4421	Hi/3723	Hi/2749
4	H/3760	H/1302	Hi/2914	Hi/970
5	H/6622	H/5948	Hi/4348	Hi/3728
6	H/6598	H/5243	Hi/4291	Hi/3233
7	H/5702	H/4421	Hi/3723	Hi/2749
8	H/3760	H/1302	Hi/2914	Hi/970

(fonte: elaborado pelo autor)

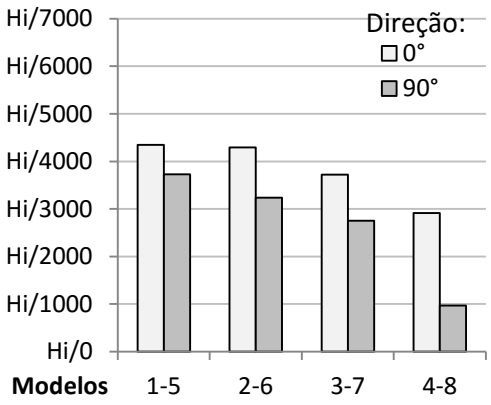
Na Figura 28 e na Figura 29 são graficados os deslocamentos horizontais totais e entre pavimentos. Através das figuras, nota-se que o modelo 2 apresenta deslocamentos similares ao modelo 1, principalmente na direção 0°.

Figura 28 - Deslocamentos horizontais totais



(fonte: elaborado pelo autor)

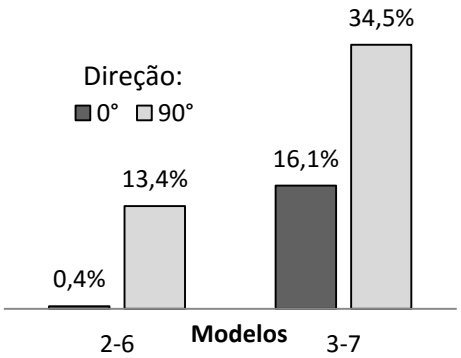
Figura 29 - Deslocamentos horizontais entre pavimentos



(fonte: elaborado pelo autor)

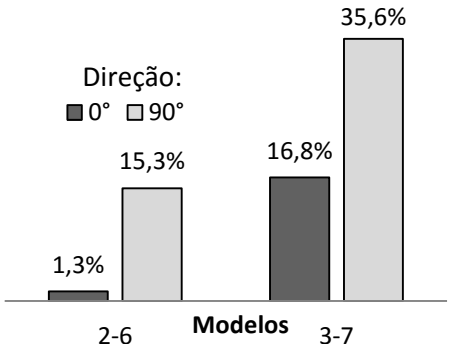
A fim de facilitar a comparação entre os modelos, são mostrados os deslocamentos dos modelos 2 e 3 em relação ao modelo 1 nas figuras a seguir. Através da Figura 30 e da Figura 31 é possível notar que o modelo 2 apresenta deslocamentos similares ao modelo 1 na direção 0° e aproximadamente 15% superiores na direção 90°. Já o modelo 3, por possuir ligações menos rígidas, apresenta deslocamentos 16% maiores na direção 0° e 35% maiores, quando comparados aos deslocamentos do modelo 1.

Figura 30 - Comparativo entre os deslocamentos horizontais totais do modelo 1



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 31 - Comparativo entre os deslocamentos entre pavimentos do modelo 1



(fonte: elaborado pelo autor)

4.5.3 Esforços nos elementos

O resumo dos esforços nos elementos estruturais é mostrado na Tabela 25. Pode-se notar que, conforme a rigidez da ligação diminui, os momentos positivos nas vigas (Figura 32 e Figura 33) e os momentos Mx e My nos pilares (Figura 36 e Figura 37) aumentam.

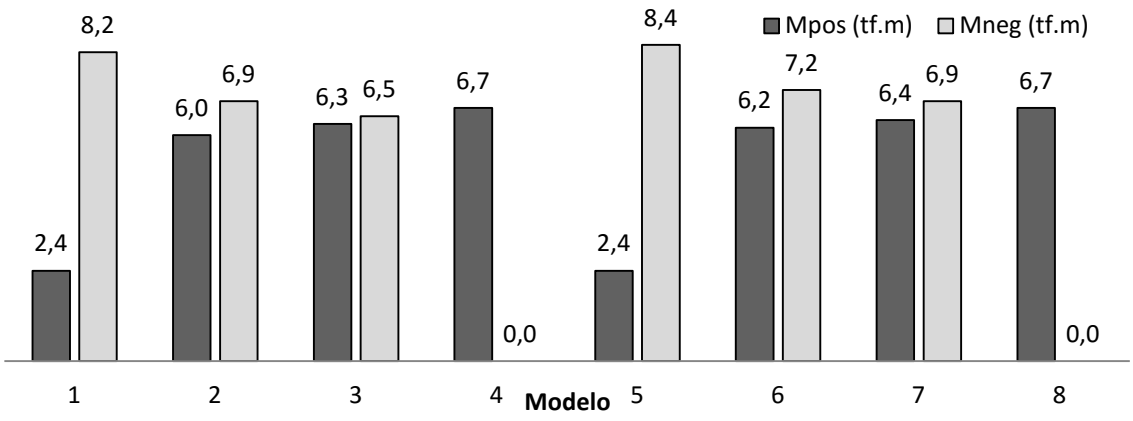
Tabela 25 - Resumo dos esforços nos elementos estruturais

Modelo	**V2**		**V6**		**P18**		**P32**	
	Mpos (tf.m)	Mneg (tf.m)	Mpos (tf.m)	Mneg (tf.m)	Mx (tf.m)	My(tf.m)	Mx (tf.m)	My(tf.m)
1	2,4	8,2	5,0	15,0	6,9	3,5	4,9	4,8
2	6,0	6,9	12,4	10,4	9,0	4,0	6,4	5,7
3	6,3	6,5	13,3	9,5	9,7	4,6	7,3	6,3
4	6,7	0,0	13,4	0,0	86,8	4,4	10,9	31,6
5	2,4	8,4	6,5	17,8	7,3	3,7	5,3	5,1
6	6,2	7,2	14,4	13,7	9,5	4,2	6,7	6,1
7	6,4	6,9	15,6	11,4	10,0	4,9	7,5	6,7
8	6,7	0,0	16,7	0,0	92,7	4,6	11,6	39,5

(fonte: elaborado pelo autor)

Através da Figura 32 é possível notar que os modelos 2 e 3 apresentam comportamento similar e que o Mpos é próximo do obtido com a viga simplesmente apoiada (modelo 4). Também é visível que a viga V2 não sofre influência da sobrecarga, uma vez que as lajes não se apoiam nessa viga.

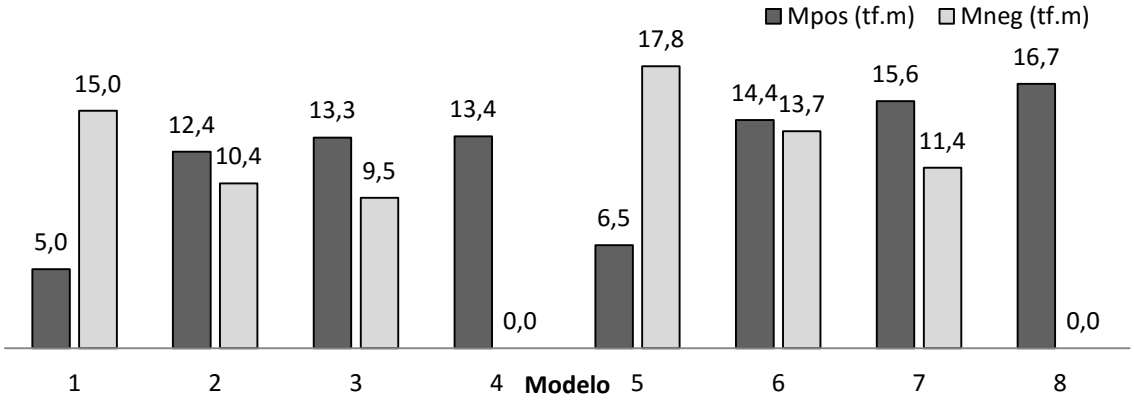
Figura 32 - Esforços na viga V2



(fonte: elaborado pelo autor)

Na Figura 33 são mostrados os esforços na viga V6. Pode-se notar que, mais uma vez os modelos 2 e 3 apresentam resultados similares tanto para Mpos e Mneg. Os modelos 6 e 7 (com sobrecarga de 4 kN/m²) apresentam uma maior diferença entre seus valores Mneg, uma vez que a ligação é mais solicitada pela sobrecarga elevada.

Figura 33 - Esforços na viga V6

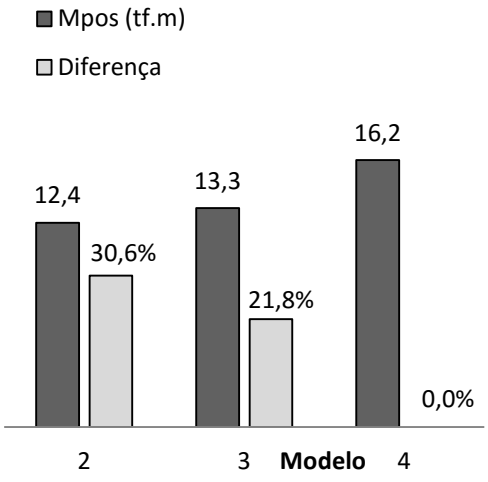


(fonte: elaborado pelo autor)

Era esperado que o valor Mpos dos modelos 4 e 8 fossem mais elevados, por se tratar de uma viga simplesmente apoiada, no entanto, o aumento da seção dos pilares reduziu o vão da viga, diminuindo o momento fletor na mesma. Para fins de comparação, o momento Mpos dos modelos 4 e 8 foram calculados para os mesmos vãos dos outros modelos, resultando em 16,2

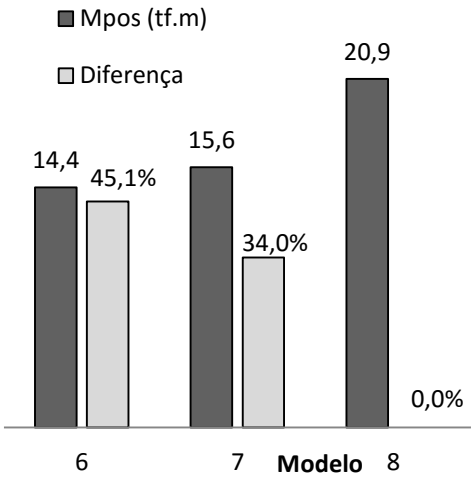
tf.m e 20,9 tf.m respectivamente. Na Figura 34 e Figura 35 é mostrada a redução de Mpos dos modelos com ligações semirrígidas em relação ao valor calculado para as vigas biapoiadas.

Figura 34 - Comparativo de Mpos com o valor recalculado para o modelo 4



(fonte: elaborado pelo autor)

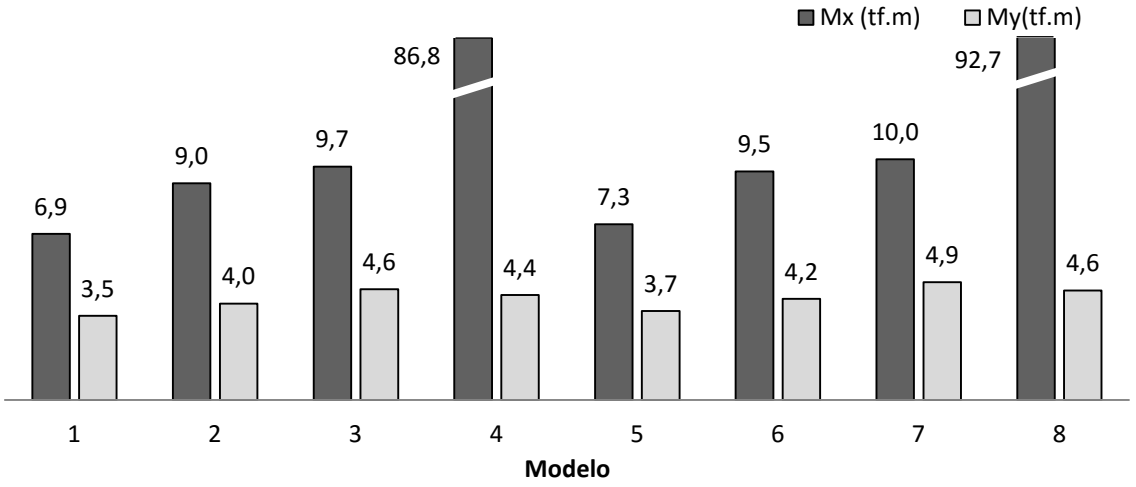
Figura 35 - Comparativo de Mpos com o valor recalculado para o modelo 8



(fonte: elaborado pelo autor)

Na Figura 36 são mostrados os esforços no pilar P18. É visível o aumento dos momentos na base do pilar conforme a rigidez das ligações é diminuída. Os modelos com ligações semirrígidas (2, 3, 6 e 7) apresentaram Mx similares entre si, com diferenças da ordem de 10% e da ordem de 40% quando comparados ao modelo 1. Os modelos com ligações rotuladas apresentaram valores muito superiores, uma vez que o pilar está engastado-livre, sem formar pórticos.

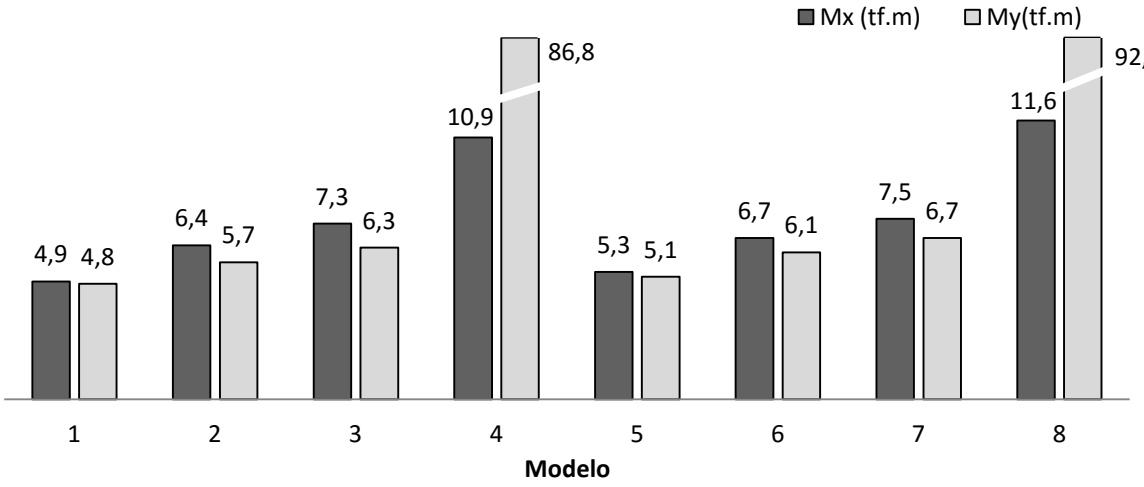
Figura 36 - Esforços no pilar P18



(fonte: elaborado pelo autor)

Na Figura 37 são mostrados os esforços no pilar P32, cujo comportamento segue o padrão do pilar anterior: aumento dos esforços com a redução da rigidez das ligações. No entanto, o pilar P32 apresenta aumentos significativos não só de My, mas também de Mx. Os valores de My dos modelos com ligações semirrígidas apresentam diferença de 10% entre si e uma diferença de 30% quando comparados aos modelos com ligações rígidas. Já os valores de Mx apresentam variações maiores, com diferença de 15% entre os modelos com ligações semirrígidas e da ordem de 45% quando comparados aos modelos com ligações rígidas.

Figura 37 - Esforços no pilar P32



(fonte: elaborado pelo autor)

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos resultados obtidos nas simulações dos oito modelos apresentados neste trabalho foi possível analisar a influência do uso de ligações semirrígidas na estrutura típica. Quanto ao parâmetro de estabilidade global RM2M1, foi possível verificar que os modelos 2 e 6 (ligação com 181818 kN.m/rad) apresentaram valores até 9% maiores aos obtidos nos modelos com ligações monolíticas. Já os modelos 3 e 7 (ligação com 79600 kN.m/rad) apresentaram valores entre 9% e 18% superiores, dependendo da direção considerada.

É válido ressaltar que em todos os modelos, exceto no modelo 1, os valores do coeficiente γ_z excederam o valor limite de 1,3 para a consideração simplificada da NLG e que os esforços de segunda ordem obtidos pelo método P-Delta são maiores que 30% dos momentos de primeira ordem. Apesar dos momentos de segunda ordem elevados, os deslocamentos horizontais permaneceram dentro dos limites estabelecidos por norma.

Quanto aos deslocamentos horizontais, foi possível verificar que os modelos 2 e 6 apresentaram valores 15% superiores aos obtidos nos modelos com ligações monolíticas. Os modelos 3 e 7 apresentaram deslocamentos 36% superiores ao modelo de referência.

A influência do aumento da sobrecarga de 2 kN/m² para 4 kN/m² se mostrou baixa nos parâmetros de estabilidade, sendo no parâmetro RM2M1 inferior a 10% e nula para os deslocamentos.

Quanto aos esforços nas vigas, foi possível verificar que a influência da ligação é maior na viga V6, mais solicitada, e que possui pouca influência na viga V2, pouco solicitada. Para a viga V6, o uso de ligações semirrígidas representa uma redução no Mpos de até 45% quando comparado ao momento obtido em vigas biapoiadas.

Quanto aos esforços nos pilares, foi possível verificar que os modelos com ligações semirrígidas apresentaram valores até 40% maiores quando comparados aos modelos com ligações rígidas. Apesar de aparentar um acréscimo considerável, comparando-se com os modelos com ligações articuladas, os modelos com ligações semirrígidas apresentam uma redução de mais de 10 vezes nos esforços na base do pilar.

De forma geral, pode-se dizer que os modelos com ligações semirrígidas tem comportamento mais próximo aos modelos com ligações monolíticas do que aos modelos com ligações articuladas. Mesmo os modelos com ligações menos rígidas (modelos 3 e 7) apresentaram resultados satisfatórios quanto a deslocamentos e ao auxílio na distribuição de esforços na estrutura. Dessa forma, pode-se concluir que o uso de ligações semirrígidas em estruturas de concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos pode ser um método eficaz e pouco dispendioso de se alcançar um comportamento estrutural desejado.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, R. (2013). **Desaprumo x Vento.** Disponível em: <http://www.tqs.com.br/suporte-e-servicos/biblioteca-digital-tqs/20-cargas/291-desaprumo-x-vento>. Acesso em: 21 set. 2016.

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

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

_____. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 9062**: projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2006.

BALDISSERA, A. (2006). **Estudo experimental de uma ligação viga-pilar de concreto pré-moldado parcialmente resistente a momento fletor**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos – USP. São Carlos – SP.

CASSOL PRÉ-FABRICADOS (2016). **Catálogo de produtos.** Publicação eletrônica [mensagem pessoal]. Mensagem recebida por <emiliobier@outlook.com> em 9 out. 2016.

EL DEBS, M. K. (2000). **Concreto pré-moldado: Fundamentos e aplicações**. Escola de Engenharia de São Carlos – USP. São Carlos – SP. 441p.

FERREIRA, M. A. (1999). **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. Tese de Doutorado, 232p. Escola de Engenharia de São Carlos – USP. São Carlos - SP.

KATAOKA, M. N. (2007). **Estudo da continuidade em ligações laje-viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos - SP.

MARIN, M. C. (2009). **Contribuição à análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos - SP.

MIOTTO, A. M. (2002). **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado com ênfase ao estudo da deformação ao momento fletor**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos - SP.

MONCAYO, W. J. Z. (2001). **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado.** Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos - SP.

RAYMUNDO, H. (2012). **Análise de pavimentos de edifícios em concreto pré-fabricado considerando o efeito diafragma.** Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos - SP.

TQS INFORMÁTICA (2015). **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado, protendido, pré-moldados e alvenaria estrutural - análise estrutural**. Disponível em: <http://www.tqs.com.br/recursos-do-site/downloads/doc_download/93-03-analise-estrutural>. Acesso em: 21 set. 2016.

WORDELL, F. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos**. 2003. Dissertação (Mestrado) Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre