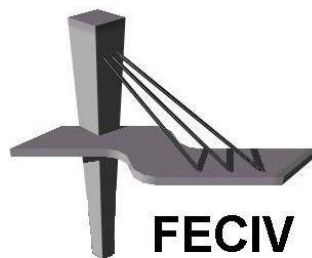


Dissertação DE MESTRADO

**OTIMIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE  
SISTEMAS ESTRUTURAIS PRÉ-MOLDADOS DE  
CONCRETO COM LIGAÇÕES VIGA-PILAR  
DEFORMÁVEIS À FLEXÃO**

**RODRIGO REIS DE REZENDE COSTA**



**FECIV**

**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**  
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**



**Rodrigo Reis de Rezende Costa**

**OTIMIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE SISTEMAS  
ESTRUTURAIS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO COM  
LIGAÇÕES VIGA-PILAR DEFORMÁVEIS À FLEXÃO**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da  
Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos  
requisitos para a obtenção do título de **Mestre em  
Engenharia Civil**.

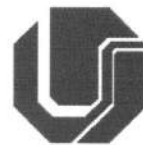
**Orientador: Profa. Dra. Maria Cristina Vidigal de Lima**  
**Coorientador: Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva**

Uberlândia, 14 de Julho de 2015

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)  
Sistema de Bibliotecas da UFU, MG, Brasil.

---

- C838o  
2015
- Costa, Rodrigo Reis de Rezende,  
Otimização do comportamento de sistemas estruturais pré-moldados de concreto com ligações viga-pilar deformáveis à flexão / Rodrigo Reis de Rezende Costa. - 2015.  
103 f. : il.
- Orientadora: Maria Cristina Vidigal de Lima.  
Coorientador: Gerson Moacyr Sisniegas Alva.  
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.  
Inclui bibliografia.
1. Engenharia civil - Teses. 2. Teoria das estruturas - Teses. 3. Concreto - Teses. 4. Otimização estrutural - Teses. I. Lima, Maria Cristina Vidigal de. II. Alva, Gerson Moacyr Sisniegas. III. Universidade Federal de Uberlândia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.



## ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO ACADÊMICO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ATA Nº:** 145/2015

**CANDIDATO:** Rodrigo Reis de Rezende Costa

**Nº. Matrícula:** 11322ECV013

**ORIENTADOR:** Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Maria Cristina Vidigal de Lima

**TÍTULO:** "Otimização do comportamento de sistemas estruturais pré-moldados de concreto com ligações viga-pilar deformáveis à flexão"

**ÁREA DE CONCENTRAÇÃO:** Estruturas e Construção Civil

**LINHA DE PESQUISA:** Estruturas

**DATA DA DEFESA:** 14 de julho de 2015

**LOCAL:** Sala de webconferência 03, bloco 5M.

**HORÁRIO DE INÍCIO E TÉRMINO DA DEFESA:** 14h - 16:30h

Após avaliação do documento escrito, da exposição oral e das respostas às arguições, os membros da Banca Examinadora decidem que o candidato foi:

☒ APROVADO

☐ REPROVADO

OBS: Realizar as correções sugeridas pelos examinadores.

Na forma regulamentar, foi lavrada a presente ata que está assinada pelos membros da Banca:

Professora Orientadora: **Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Maria Cristina Vidigal de Lima – FECIV/UFU**

Membro externo: **Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo – EEC/UFU**

Membro interno: **Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Vanessa Cristina de Castilho – FECIV/UFU**

Uberlândia, 14 de julho de 2015.

# DEDICATÓRIA

---

Ao meu avô João dos Reis,  
que mesmo ausente deste plano,  
está eternizado em meu coração.  
Certo do nosso reencontro,  
transmito-lhe todo amor e carinho.

# AGRADECIMENTOS

---

Agradeço a Deus, pela vida, pelo amor e companheirismo com que me conduz pelos caminhos do crescimento espiritual.

À minha família, por toda dedicação, amor, carinho e respeito que destinam a mim desde o meu nascimento.

Aos meus amigos especiais, pelo companheirismo em todos os momentos.

À minha orientadora, professora Maria Cristina Vidigal de Lima, e ao meu coorientador, professor Gerson Moacyr Sisniegas Alva, pelas ideias, direcionamentos, apoio e amizade.

Aos professores que despertaram em mim a paixão pelo conhecimento, em especial às professoras Vanessa Cristina de Castilho e Eliane Regina Flores Oliveira.

À Universidade Federal de Uberlândia e à Faculdade de Engenharia Civil, pela minha formação acadêmica.

À CAPES, pela bolsa de mestrado concedida durante este trabalho.

**COSTA, R. R. R.** *Otimização do Comportamento de Sistemas Estruturais Pré-Moldados de Concreto com Ligações Viga-Pilar Deformáveis à Flexão*. 103 p. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2015.

## RESUMO

---

Com a finalidade de obter a melhor relação entre as partes de um sistema estrutural de concreto pré-moldado, propõe-se realizar a otimização de pórticos planos com ligações semirrígidas entre vigas e pilares. Para isto, alguns pórticos foram simulados numericamente através do Método dos Elementos Finitos, em que vigas e pilares foram modelados por elementos de barra e as ligações viga-pilar por elementos de mola, possibilitando a modificação de sua rigidez. A função objetivo implementada baseou-se na busca da menor rigidez da ligação, que atendesse a estabilidade global da edificação. Ao final do processo, um modelo de ligação com rigidez ótima foi adotado para compor o pórtico, seguindo com a verificação do deslocamento horizontal máximo permitido. A importância da consideração da semirrigidez da ligação está em evitar idealizações de projeto que tendem a considerar as ligações como perfeitamente articuladas ou rígidas. Ligações para pilar central e para pilar de canto com fator de restrição da ordem de 0,32 e 0,27, respectivamente, foram responsáveis por reduzir o momento na base dos pilares em 36%, enquanto que a redução do deslocamento no topo do pórtico atingiu 76%. Já para um segundo pórtico analisado, ligações semirrígidas entre viga e pilar com fatores de restrição médio de 0,33 foram suficientes para atender o deslocamento horizontal máximo permitido e o momento solicitante da ligação, atingindo um parâmetro de estabilidade global igual a 1,12. Isto comprova que mesmo ligações com baixas restrições geram ganhos significativos do ponto de vista estrutural, sem prejuízos dos aspectos construtivos e de montagem.

**Palavras-chave:** Análise Estrutural - Concreto Pré-Moldado - Modelagem Numérica - Ligações Semirrígidas - Otimização

**COSTA, R. R. R.** *Optimization Behavior of Precast Concrete Structural Systems with Beam - Column Semi-Rigid Connections*. 103 p. Dissertation (MSc), Faculty of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, 2015.

## ABSTRACT

---

In order to obtain the best relation between the parts of a structural system of precast concrete, this work proposes to perform the optimization of plane frames with semi-rigid connections between beams and columns. For this, some frames were simulated numerically using the Finite Element Method, in which beams and columns were modeled by beam elements and the beam-column connections by spring elements, allowing the modification of its stiffness. The implemented objective function was based on the search of lowest stiffness connection, which would meet the global stability of the building. At the end of the process, a connection model with great stiffness was adopted to compose the frame, followed by checking the horizontal displacement maximum allowed. The importance of considering the stiffness connection is to avoid idealizations in design that tend to consider the connections as perfectly articulated or perfectly rigid. Connections in central column and corner column with fixity factor about 0.32 and 0.27, respectively, were responsible for reducing the bending moments at the base of the columns by 36%, while reducing the displacement at the top of the frame reached 76%. For a second frame, semi-rigid connections between beam and column averaging fixity factor of 0.33 were sufficient to satisfy the maximum allowable horizontal displacement and the acting moment at connection. This proves that even connections with low constraints provide significant gains from a structural point of view, without loss of the constructive aspects and assembly.

**Keywords:** Structural Analysis - Precast Concrete - Numerical Modeling - Semi-Rigid Connections - Optimization



# SUMÁRIO

---

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO.....	9
1.1 Considerações Iniciais .....	9
1.2 Objetivos.....	10
1.3 Justificativa.....	11
1.4 Sumário Estruturado .....	11
 CAPÍTULO 2 - FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....	13
2.1 Ligações em Estruturas Pré-Moldadas de Concreto.....	13
2.2 Estabilidade Global .....	19
2.3 Métodos de Verificação da Estabilidade Global .....	19
2.3.1 O Coeficiente $\gamma_z$ .....	19
2.3.2 O Processo P- $\Delta$ .....	20
2.4 Otimização Estrutural .....	21
2.4.1 Métodos e Ferramentas.....	22
 CAPÍTULO 3 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	24
3.1 Ligações e Estabilidade Global em Estruturas Pré-Moldadas.....	24
3.2 Otimização Estrutural .....	44
 CAPÍTULO 4 - ANÁLISE DO PÓRTICO 1 .....	49
4.1 Modelagem Numérica do Pórtico 1 .....	49
4.1.1 Características Físicas e Geométricas do Modelo do Pórtico 1.....	50
4.1.2 Variação do Fator de Restrição da Ligação no Pórtico 1 .....	53
4.2 Otimização Estrutural do Pórtico 1 .....	56
4.2.1 Teste de Otimização 1 – Pórtico 1.....	57
4.2.2 Teste de Otimização 2 – Pórtico 1 .....	60
4.3 Ligações para o Pórtico 1 .....	62
4.3.1 Ligação para o Teste de Otimização 1 – Pórtico 1 .....	64
4.3.2 Ligação para o Teste de Otimização 2 – Pórtico 1 .....	67

CAPÍTULO 5 - ANÁLISE DO PÓRTICO 2 .....	71
5.1 Modelagem Numérica do Pórtico 2.....	71
5.1.1 Características Físicas e Geométricas do Modelo do Pórtico 2.....	71
5.1.2 Variação do Fator de Restrição da Ligação no Pórtico 2 .....	74
5.2 Otimização Estrutural do Pórtico 2 .....	75
5.2.1 Teste de Otimização 1 – Pórtico 2.....	75
5.2.2 Teste de Otimização 2 – Pórtico 2.....	79
5.3 Ligações para o Pórtico 2 .....	80
5.3.1 Ligação para o Teste de Otimização 1 – Pórtico 2 .....	81
5.3.2 Ligação para o Teste de Otimização 2 – Pórtico 2 .....	84
 CAPÍTULO 6 - ANÁLISE DE FUNDAÇÃO SEMIRRÍGIDA .....	 89
6.1 Considerações Iniciais .....	89
6.2 Otimização Estrutural .....	91
6.3 Análise de Custos .....	93
 CAPÍTULO 7 - CONCLUSÃO.....	 95
7.1 Considerações Finais e Conclusões .....	95
7.2 Sugestões para Pesquisas Futuras.....	97
 REFERÊNCIAS .....	 98

# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 Considerações Iniciais

As estruturas de concreto pré-moldado são responsáveis por atribuir um caráter mais racional e econômico à indústria da construção civil, que no Brasil ainda é bastante caracterizada por baixa produtividade, grande desperdício de materiais e baixo controle de qualidade. A demanda por um sistema mais limpo e com melhor aproveitamento de recursos requer a utilização de componentes e processos padronizados, encontrados na pré-fabricação.

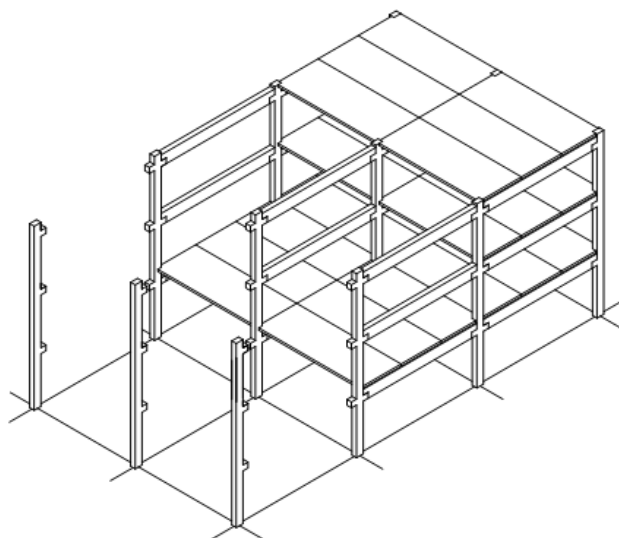
Sabe-se que o uso de sistemas estruturais completos em pré-moldado representa uma pequena parcela dos sistemas usuais em edificações de múltiplos pavimentos. Na tentativa de difundir este sistema construtivo e apresentar soluções seguras e de fácil execução, esta pesquisa se propõe a estudar pórticos planos pré-moldados formados por ligações semirrígidas entre viga e pilar, e entre pilar e fundação.

As estruturas de concreto moldado no local, que são monolíticas, apresentam comportamento diferente se comparadas às estruturas de concreto pré-moldado. Esta diferença ocorre principalmente em função das ligações que devem ser realizadas entre os elementos pré-moldados (ELLIOT, 2002).

As ligações exercem forte influência na estabilidade global das estruturas. Admitindo-se que a maioria das ligações empregadas possui engastamento parcial, as idealizações de projeto que insistem em tratá-las ora como perfeitamente articuladas, ora como perfeitamente engastadas, são inadequadas para avaliação dos efeitos de segunda ordem.

Este trabalho atém-se aos sistemas estruturais do tipo esqueleto (Figura 1). Otimizá-los significa encontrar a melhor configuração capaz de atender a estabilidade global sem comprometer a facilidade de execução e o custo.

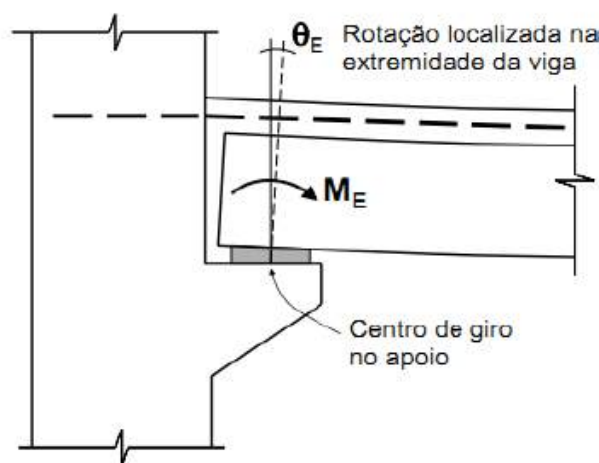
Figura 1 – Sistema estrutural pré-moldado tipo esqueleto.



Fonte: El Debs, 2000.

As ligações viga-pilar estudadas neste trabalho podem ser representadas genericamente pela Figura 2.

Figura 2 – Ligação genérica entre viga e pilar.



Fonte: ABNT NBR 9062:2006.

A modelagem numérica dos pórticos e sua otimização são realizados através do Método dos Elementos Finitos, utilizando o programa computacional ANSYS, versão 12.1.

## 1.2 Objetivos

Esta dissertação tem como objetivo principal realizar a otimização do comportamento estrutural de pórticos planos de concreto pré-moldado formados por ligações semirrígidas, observando a importância de serem facilitados os aspectos construtivos. Pretende-se

demonstrar que um pequeno aumento na rigidez da ligação viga-pilar pode ser capaz de atender aos requisitos de estabilidade global. Além disto, pode-se recorrer a variações nas seções transversais dos elementos, bem como ao aumento da resistência à compressão do concreto. A importância da otimização neste processo está em encontrar a melhor relação entre estas variáveis, na busca de soluções construtivas.

Além disto, são objetivos secundários investigar o efeito das ligações semirrígidas no comportamento global da estrutura quanto à distribuição de esforços e à deslocabilidade, e recomendar modelos de ligações capazes de atender a rigidez ótima obtida.

### 1.3 Justificativa

Esta pesquisa justifica-se na difusão do sistema construtivo pré-moldado de concreto, sendo capaz de fornecer novos conceitos e recursos aos projetistas de estruturas multi-pisos reticuladas, que em geral têm suas ligações concebidas como articulações ou engastes, o que nem sempre ocorre na estrutural real.

Ao se considerar a semirrigidez da ligação, o modelo estrutural representa com maior fidelidade o comportamento real da estrutura, possibilitando que os momentos de 2ª ordem dos pilares sejam distribuídos para as vigas, permitindo inclusive reduzir as dimensões das seções transversais dos elementos, que passam a ser menos solicitados, se comparados com a situação articulada (ELLIOT ET AL., 1998).

Segundo Mota (2009a), Meireles Neto (2012), Alencar, Parente e Albuquerque (2013) e Pinto et al. (2013) um pequeno aumento na rigidez da ligação já é responsável por reduzir de forma significativa os deslocamentos laterais e os efeitos globais de segunda ordem.

### 1.4 Sumário Estruturado

Os conteúdos dos capítulos que constam nesta dissertação podem ser assim resumidos:

- Capítulo 2: Fundamentação Teórica – Os conceitos e definições importantes para o entendimento do trabalho são encontrados nesta sessão. Os principais assuntos tratados são as ligações em estruturas pré-moldadas de concreto, a estabilidade global e os métodos para sua verificação, e a otimização estrutural.
- Capítulo 3: Revisão Bibliográfica – Encontram-se resumidos neste capítulo os principais e mais recentes trabalhos dos cenários nacional e internacional que versam sobre ligações viga-pilar semirrígidas, estabilidade global e otimização estrutural.

- Capítulo 4: Análise do Pórtico 1 - São abordados os elementos, dimensões, parâmetros e recursos computacionais necessários na elaboração do modelo numérico do pórtico plano pré-moldado utilizado nas simulações realizadas. Além disto, são apresentados o método de otimização utilizado no modelo numérico, as variáveis envolvidas, as restrições impostas, a função objetivo e a solução ótima encontrada. Em seguida propõe-se um modelo de ligação de fácil execução, cuja rigidez seja igual ou maior ao valor ótimo obtido. Por fim, o pórtico é verificado quanto ao limite de deslocamento horizontal.
- Capítulo 5: Análise do Pórtico 2 – De forma análoga ao Capítulo 4, este capítulo aborda a modelagem numérica, a otimização estrutural e as ligações propostas para um segundo pórtico estudado.
- Capítulo 6: Análise de Fundação Semirrígida – Aqui se encontra uma modificação do segundo pórtico estudado, em que se considera não apenas a semirrigidez nas ligações viga-pilar, mas também nas ligações entre pilar e fundação. Em seguida é feita uma análise simplificada de custos, envolvendo todos os resultados obtidos neste trabalho.
- Capítulo 7: Conclusão – São apresentadas as conclusões obtidas, bem como as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros.

## CAPÍTULO 2

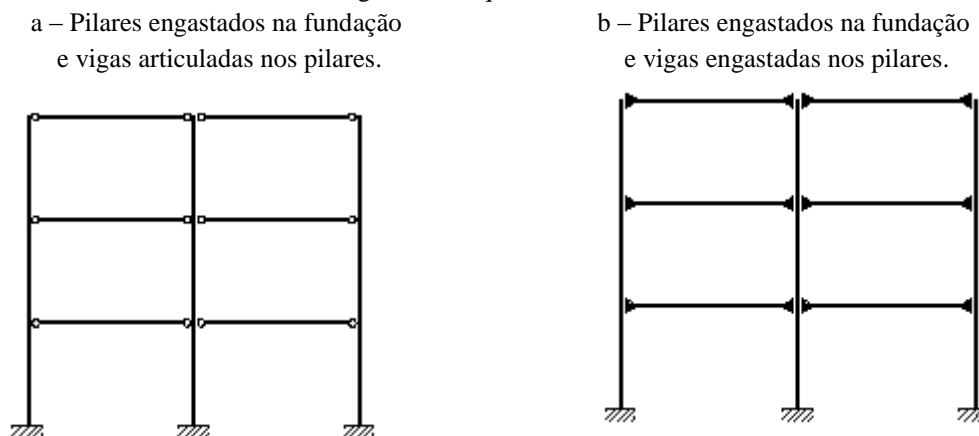
# FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

### 2.1 Ligações em Estruturas Pré-Moldadas de Concreto

Este estudo se atém aos sistemas estruturais de esqueleto com elementos de eixo reto, que são basicamente constituídos por vigas e pilares.

Segundo El Debs (2000) a configuração estrutural de pilares engastados na fundação e vigas articuladas nos pilares é uma das formas mais empregadas pela facilidade de produção e de realização das ligações (Figura 3-a). Para edifícios altos, com mais de 12 m, pode-se recorrer ao esquema de vigas engastadas nos pilares, semelhante às estruturas de concreto moldado no local (Figura 3-b). Nestas duas configurações os pilares têm normalmente a altura da edificação, sem possuir emendas.

Figura 3 – Esquema estrutural.



Fonte: El Debs, 2000.

A estabilidade de sistemas estruturais de esqueleto usuais em edifícios fica a cargo dos pilares engastados na fundação, do grau de rigidez das ligações viga-pilar ou pode-se recorrer a um sistema de contraventamento, formado por painéis ou núcleos.

A necessidade de realizar as ligações entre os elementos é um dos principais problemas enfrentados na técnica da pré-moldagem. Sabe-se ainda que essas ligações influenciam principalmente no comportamento da estrutura final.

Quanto ao tipo de vinculação, esforço transmitido e material empregado, El Debs (2000) classifica as ligações de acordo com a Tabela 1.

Tabela 1 – Classificação das ligações.

Classificação	Tipo de ligação
Tipo de vinculação	Articulada: não há transmissão de momento fletor
	Semirrígida: há transmissão parcial de momento fletor
	Rígida: há transmissão de momento fletor
Emprego de concreto e argamassa no local	Seca
	Úmida
Esforço principal transmitido	Compressão
	Tração
	Cisalhamento
	Momento fletor
	Momento torsor
Material de amortecimento	Dura
	Macia
Recursos disponíveis	Armadura saliente com concreto moldado no local
	Conformação por encaixes, recortes e chaves
	Cabos de protensão
	Conectores metálicos, solda e parafusos
	Apoios de elastômero
	Dispositivos metálicos
	Argamassa e concreto de granulometria fina

Fonte: adaptado de El Debs, 2000.

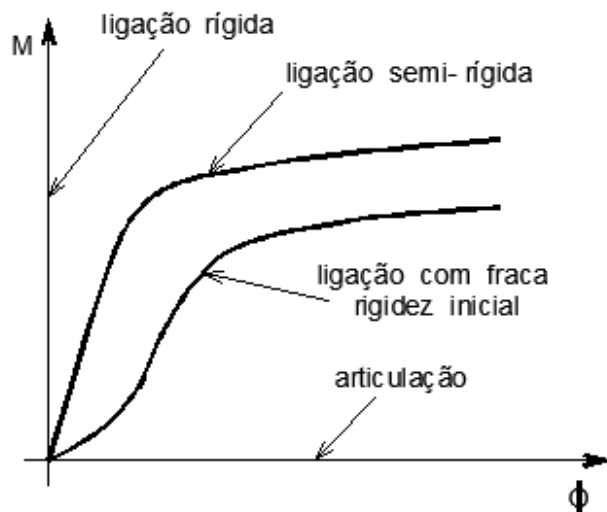
A transferência das forças nas ligações é dividida em três formas, de acordo com El Debs (2000):

- transferência de forças de compressão: esta transferência ocorre por contato direto, através da argamassa de assentamento ou de enchimento, ou por meio de elastômeros ou elementos metálicos;
- transferência de forças de tração: ocorre pela emenda de armaduras ou por elementos mergulhados no concreto (dispositivos metálicos de içamento ou fixadores);
- transferência de forças de cisalhamento: ocorre por meio do concreto (por adesão, atrito ou chaves de cisalhamento) ou da armadura (através de barras que cruzam a ligação ou com conectores metálicos).

A Figura 4 apresenta as curvas de comportamento da ligação que considera a relação do momento fletor com a sua rotação.



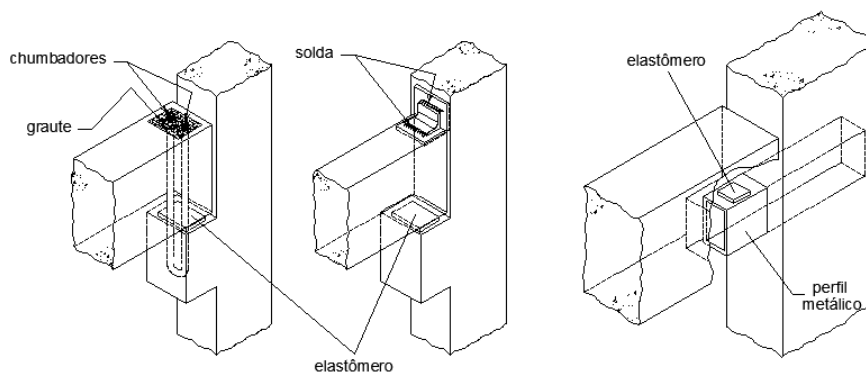
Figura 4 – Diagramas de momento fletor x rotação da ligação.



Fonte: El Debs, 2000.

A efetivação das ligações articuladas entre viga e pilar é feita por meio de chumbadores ou de chapa metálica soldada no topo, para garantir a estabilidade lateral da viga (Figura 5).

Figura 5 - Ligações viga-pilar articuladas.

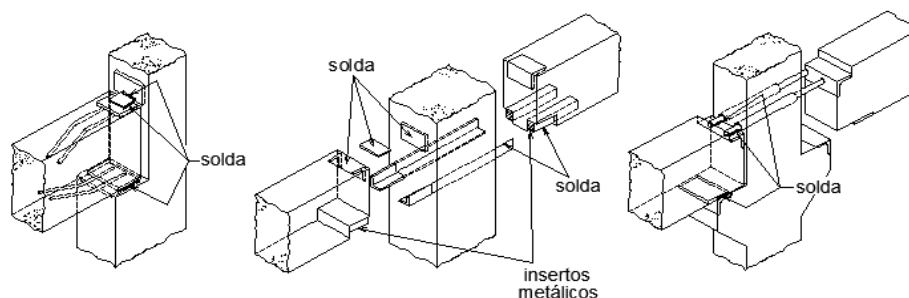


Fonte: El Debs, 2000.

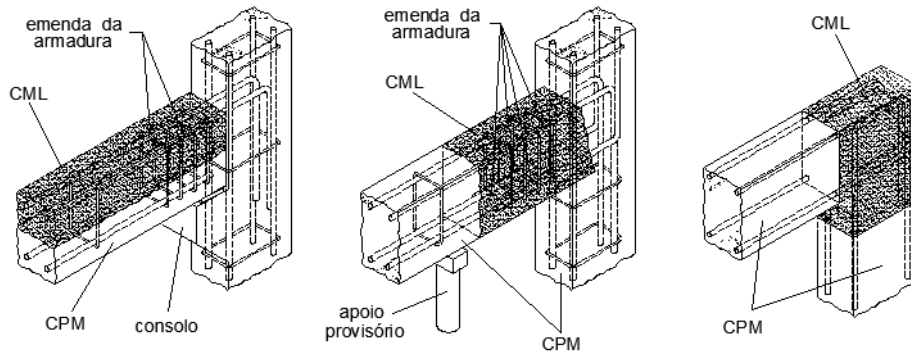
Já as ligações rígidas podem ser realizadas por conectores metálicos e solda, com emenda das armaduras da viga e do pilar, e com cabos de protensão, de acordo com a Figura 6.

Figura 6 - Ligações viga-pilar rígidas.

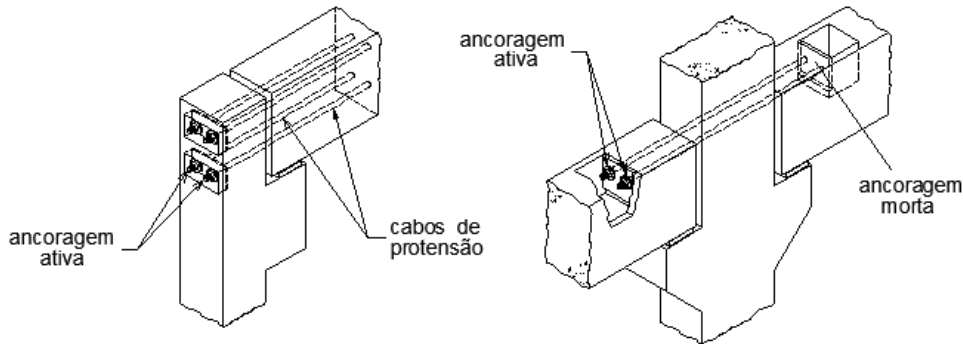
a – Ligações viga-pilar rígidas com solda



b – Ligações viga-pilar rígidas com emenda da armadura e concreto moldado no local



c – Ligações viga-pilar rígidas com cabos de protensão



Fonte: El Debs, 2000.

O comportamento semirrígido de uma ligação ao momento fletor é caracterizado por sua curva momento-rotação, sendo que a rigidez à flexão é dada pelo gradiente desta curva. Este tipo de ligação apresenta em geral um comportamento não-linear mesmo em condições elásticas (antes do escoamento das barras tracionadas). Para consideração simplificada da não-linearidade física da ligação pode-se recorrer à utilização da rigidez secante  $k_{\phi s} = M_{cr}/\phi_c$  (Figura 7), em que  $M_{cr}$  é o momento resistente da ligação no limite de escoamento da armadura tracionada e  $\phi_c$  é a rotação da ligação devido ao momento  $M_{cr}$  (FERREIRA; EL DEBS; ELLIOT, 2002). Os modelos teóricos para projeto de ligações semirrígidas propostos por estes autores foram comparados com vários resultados experimentais de ligações típicas disponíveis, apresentando em alguns casos correlações entre os valores teóricos e experimentais superiores a 95% para a relação momento x rotação, conforme destacado por Elliot et al. (2003).

A rigidez secante  $k_{\phi s}$  pode ser escrita na forma de fator de restrição ( $\alpha_r$ ) da ligação, de acordo com a Equação 1.

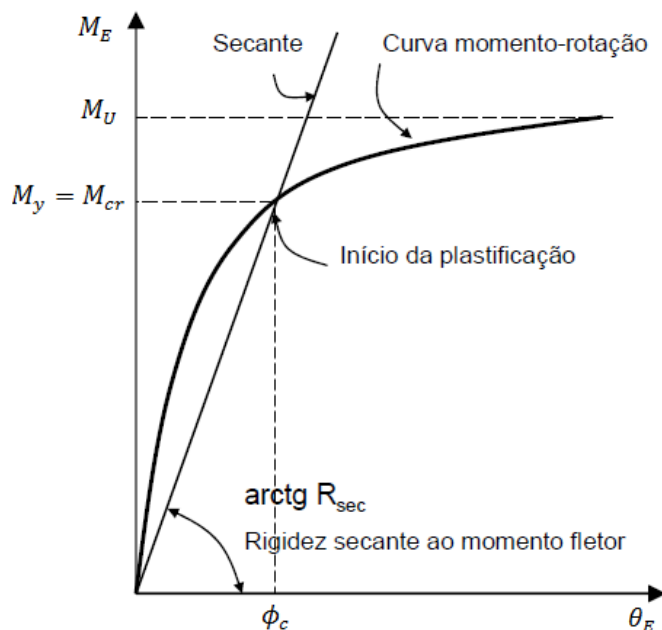
$$\alpha_r = \left( 1 + \frac{3 EI_{sec}}{k_{\phi s} l_{ef}} \right)^{-1} \quad (1)$$

Onde:

$EI_{sec}$  é a rigidez secante da viga de acordo com a ABNT NBR 6118:2014;

$l_{ef}$  é o comprimento efetivo do vão da viga.

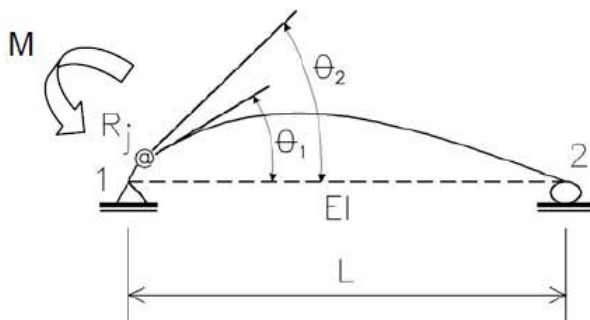
Figura 7 – Rigidez secante ao momento fletor.



Fonte: adaptado da ABNT NBR 9062:2006.

O fator de restrição também pode ser expresso em termos da relação entre a rotação  $\theta_1$  da extremidade da viga e a rotação combinada  $\theta_2$  da viga e da ligação (Figura 8).

Figura 8 – Fator de restrição da ligação.



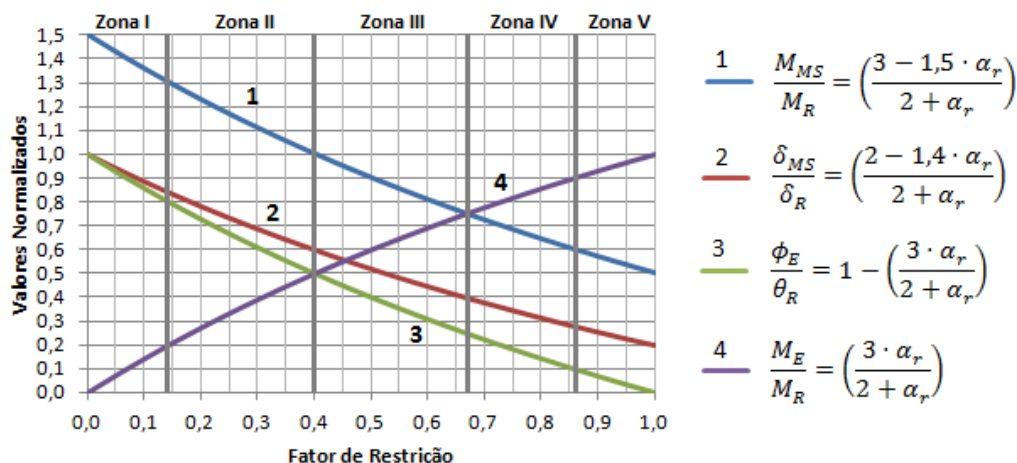
Fonte: ABNT NBR 9062:2006.

A Equação 2 apresenta a dedução desta relação.

$$\frac{\theta_1}{\theta_2} = \frac{\frac{M_{cr} l_{ef}}{3 EI_{sec}}}{\frac{M_{cr} l_{ef}}{3 EI_{sec}} + \frac{M_{cr}}{k_{\phi s}}} = \frac{1}{1 + \frac{3 EI_{sec}}{k_{\phi s} l_{ef}}} = \alpha_r \quad (2)$$

A Figura 9 proposta por Ferreira, El Debs e Elliot (2002) apresenta relações importantes para momento, flecha e rotação entre vigas submetidas a um carregamento uniforme, com diferentes vinculações. A Tabela 2 explicita as relações para cada uma das curvas.

Figura 9 – Relações para o fator de restrição.



Fonte: adaptado de Ferreira, El Debs e Elliot (2002).

Tabela 2 – Parâmetros das relações para o fator de restrição.

Curva	Parâmetros	
1	$M_{MS}$	Momento modificado no meio do vão devido à ligação semirrígida
	$M_R$	Momento de engastamento no apoio da viga bi engastada
2	$\delta_{MS}$	Flecha efetiva no meio do vão devido à ligação semirrígida
	$\delta_R$	Flecha no meio do vão da viga bi apoiada
3	$\phi_E$	Rotação efetiva na extremidade da viga devido à ligação semirrígida
	$\theta_R$	Rotação livre na extremidade da viga bi apoiada
4	$M_E$	Momento modificado na extremidade da viga devido à ligação semirrígida
	$M_R$	Momento de engastamento no apoio da viga bi engastada

Fonte: autor.

A Tabela 3 apresenta a classificação das ligações feita com base nas curvas da Figura 9, proposta por Ferreira, El Debs e Elliot (2002).

Tabela 3 – Classificação das ligações.

Fator de Restrição $\alpha_r$	Zona	Classificação
$0 \leq \alpha_r < 0,14$	I	Articulada
$0,14 \leq \alpha_r < 0,4$	II	Semirrígida com baixa resistência à flexão
$0,4 \leq \alpha_r < 0,67$	III	Semirrígida com resistência média à flexão
$0,67 \leq \alpha_r < 0,86$	IV	Semirrígida com alta resistência à flexão
$0,86 \leq \alpha_r < 1$	V	Rígida

Fonte: adaptado de Ferreira, El Debs e Elliot (2002).

De acordo com a curva 4, ligações semirrígidas com baixa restrição (Zona II) mobilizam de 21% a 50% do momento de engastamento (Figura 9).

## 2.2 Estabilidade Global

Novas tecnologias e novos materiais possibilitaram que as edificações ganhassem uma quantidade maior de pavimentos, com elementos mais esbeltos e, portanto, menos rígidos. Assim, os efeitos das ações horizontais tornaram-se ainda mais significativos para o estudo da estabilidade.

A estabilidade estrutural pode ser entendida como a garantia do equilíbrio da edificação sob a incidência das ações. Neste contexto, o estudo da estabilidade global consiste na determinação dos elementos estruturais responsáveis pela absorção dos esforços horizontais, no cálculo dos esforços atuantes, e na avaliação da rigidez necessária para cada situação.

Para garantia da estabilidade global, deve ser feita uma análise de segunda ordem, em que se considera a posição deformada da estrutura. Neste tipo de análise, os esforços e deslocamentos não se relacionam de forma linear com as ações, como ocorre em uma análise de primeira ordem.

A deslocabilidade da estrutura é importante tanto para o estado limite último quanto para o estado limite de serviço. A classificação quanto à deslocabilidade dos nós é feita em: estrutura de nós fixos (caso os efeitos de segunda ordem sejam menores que 10% em relação aos de primeira) e estrutura de nós móveis (caso contrário).

Na primeira, os efeitos de segunda ordem não geram grandes interferências nos esforços finais. Caso ela seja de nós móveis, os esforços originados pelo deslocamento em relação à posição inicial devem ser considerados obrigatoriamente, sob pena de perda de equilíbrio ou colapso de elementos.

## 2.3 Métodos de Verificação da Estabilidade Global

### 2.3.1 O Coeficiente $\gamma_z$

O processo do coeficiente  $\gamma_z$  (Equação 3) é uma forma de verificar a necessidade de considerar os efeitos globais de segunda ordem, através do cálculo do coeficiente multiplicador do momento de primeira ordem.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} \quad (3)$$

Em que:

$M_{1d}$  é o momento de primeira ordem, na base da estrutura, gerado pelas ações que tendem a produzir seu tombamento;

$\Delta M_d$  é o momento gerado pelas ações atuantes, calculado com a estrutura deslocada por  $M_{1d}$ .

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, se o valor obtido para o coeficiente  $\gamma_z$  for menor que 1,1, não há necessidade de considerar os efeitos globais de segunda ordem. Se o coeficiente estiver entre 1,1 e 1,3, o momento de cálculo  $M_d$  é dado pela Equação 4.

$$M_d = 0,95 \cdot \gamma_z \cdot M_{1d} \quad (4)$$

No entanto, Moncayo (2011) conclui que resultados melhores para o momento de cálculo  $M_d$  são obtidos pela Equação 5.

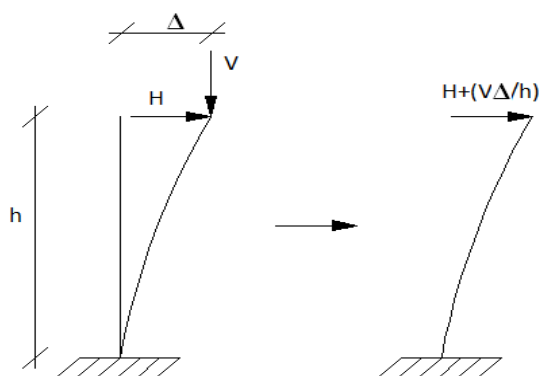
$$M_d = \gamma_z \cdot M_{1d} \quad (5)$$

Caso o coeficiente encontrado seja maior que 1,3, os efeitos globais de segunda ordem devem ser considerados através do processo iterativo de cálculo P- $\Delta$ .

### 2.3.2 O Processo P- $\Delta$

O processo P- $\Delta$  (Figura 10) é uma forma de análise linear dos efeitos de segunda ordem, que são não lineares. Uma abordagem deste processo é através do método de carga fictícia, descrito a seguir em etapas.

Figura 10 - Processo P- $\Delta$ .



Fonte: autor.

Etapa 1: calcular o valor de  $\Delta$ , gerado pela força horizontal e por possíveis excentricidades da força vertical;

Etapa 2: determinar uma carga fictícia que produz o momento de segunda ordem  $V \cdot \Delta$ . Esta carga é obtida dividindo-se  $(V \cdot \Delta)$  pela altura  $h$ ;

Etapa 3: somar a carga fictícia à força horizontal  $H$  e determinar o novo  $\Delta$  gerado, pela Equação 6;

$$\Delta_n = \left[ H + \frac{(V \cdot \Delta_{n-1})}{h} \right] \cdot \frac{h^3}{3 \cdot EI_{red}} \quad (6)$$

Em que  $EI_{red}$  denota a redução da rigidez do pilar, de acordo com a Tabela 4.

Tabela 4 - Redução da Rigidez.

Esquema estrutural	$EI_{red}$
Pilares engastados na fundação e vigas articuladas	0,4EI
Pilares engastados na fundação e vigas engastadas nos pilares	0,7EI

Fonte: El Debs, 2000.

Esta etapa é iterativa e deve ser realizada até que a diferença entre  $\Delta_{n-1}$  e  $\Delta_n$  seja desprezível.

Etapa 4: Calcular o momento gerado pelos efeitos de segunda ordem  $\Delta M_d$  com base na Equação 7 e somar este ao momento inicial  $M_{1d}$ , de acordo com a Equação 8.

$$\Delta M_d = V \cdot \Delta_n \quad (7)$$

$$M_{P-\Delta} = M_{1d} + \Delta M_d \quad (8)$$

## 2.4 Otimização Estrutural

A otimização estrutural pode ser definida como um processo numérico de obtenção de uma configuração estrutural ótima, segundo alguma medida pré-definida de desempenho respeitando as restrições impostas.

Para se definir um problema de otimização, três fatores devem ser determinados:

- variáveis de projeto: são os parâmetros que definem o sistema, como dimensões e propriedades dos materiais envolvidos, por exemplo;

- restrições de projeto: estabelece os limites ou condições que devem ser respeitados no processo de busca do resultado ótimo;
- função objetivo: é uma função das variáveis de projeto. Seu ponto de mínimo ou de máximo é o interesse do processo iterativo de otimização.

Em resumo, o processo de otimização gera um método sistemático de busca pelo melhor projeto, de forma a diminuir a intervenção do projetista e se tornar uma ferramenta independente da experiência do usuário para se chegar à melhor situação.

A otimização estrutural pode ser classificada em quatro tipos básicos:

- Otimização de dimensões: busca pelas dimensões ótimas das peças, como comprimento e seção transversal dos elementos estruturais;
- Otimização de material: busca pelas melhores propriedades dos materiais envolvidos no projeto;
- Otimização de forma: determinação da forma ótima para o contorno externo e interno;
- Otimização topológica: aprimoramento da otimização de forma, busca a melhor distribuição do material no interior do domínio de projeto.

Quanto aos métodos usados no processo, a otimização é dividida em determinística e estocástica. Enquanto a primeira faz uso de informações das derivadas da função objetivo, realiza uma busca local e necessita que as funções envolvidas sejam contínuas e diferenciáveis, a segunda se apresenta como um método mais flexível, possibilitando o uso de variáveis contínuas e discretas ao realizar uma busca global pelo ponto ótimo. Sendo assim, deve-se atentar para a escolha de um ponto de partida mais conveniente quando se utiliza os métodos determinísticos, para evitar que o algoritmo estacione em pontos mínimos ou máximos locais.

### 2.4.1 Métodos e Ferramentas

O programa computacional ANSYS, versão 12.1, dispõe de alguns métodos e ferramentas de otimização, que podem ser aplicados ao modelo numérico após sua solução.

Definidas as variáveis de projeto, as restrições de projeto e a função objetivo, o processo de busca pela solução ótima é iniciado por meio de um dos métodos disponíveis:

- Método de Aproximação por Subproblema: é um método de ordem-zero avançado que usa curvas de ajuste para cada uma das variáveis dependentes. Este método requer somente



os valores das variáveis, e não suas derivadas. Duas particularidades caracterizam este método: o uso de curvas de aproximação que representam os comportamentos da função objetivo e das variáveis de projeto, além da conversão de um problema com restrição em um problema sem restrição, através da imposição de penalidades na função objetivo, para quando as restrições forem violadas.

- Método de Primeira Ordem: usa a informação da primeira derivada das funções. É um método eficaz que define direções precisas para a busca da solução ótima no extenso espaço de projeto, onde as variáveis de projeto variam amplamente. Este método pode provocar enorme esforço computacional;

- Método implementado pelo usuário: algoritmo externo de otimização que pode ser criado e implementado pelo usuário, por meio da linguagem paramétrica APDL.

Marinho (2002) acrescenta a importância das ferramentas de otimização para medir e entender o espaço de busca do problema. Resumidamente, as ferramentas disponíveis no ANSYS podem ser assim definidas:

- Iteração única: Executa apenas uma iteração/repetição e produz uma solução de Análise de Elementos Finitos (AEF) de cada vez;

- Geração aleatória de projeto (*Random Design Generation*): executam repetições/iterações múltiplas, com valores aleatórios das variáveis de projeto. É muito útil para estudar o espaço de projeto global, e para estabelecer possíveis conjuntos de projetos para análises de otimização subsequentes;

- Geração de varredura (*Sweep Generation*): gera várias sucessões de conjuntos de projeto, a partir de um conjunto de projeto referência. Avaliações de variação global da função objetivo e das funções de restrição são possíveis por esta ferramenta;

- Avaliação fatorial: gera conjuntos de projeto com todas as combinações extremas de valores das variáveis de projeto. A diretiva primária é de computar a principal iteração efetuada para a função objetivo e para as restrições;

- Avaliação de gradiente: esta ferramenta calcula os gradientes da função objetivo e das restrições de projeto com respeito às variáveis de projeto. Portanto, é de suma importância para o método de otimização do ANSYS conhecido como Primeira Ordem. Usando esta ferramenta, pode-se ter ideia das sensibilidades de projeto locais, comparando as alterações de valores em relação ao projeto inicial;

- Ferramenta de projeto implementada pelo usuário: uma rotina externa pode ser implementada via linguagem APDL.

## CAPÍTULO 3

### REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 3.1 Ligações e Estabilidade Global em Estruturas Pré-Moldadas

O trabalho de Ferreira (1993) apresenta uma análise de pórticos planos em concreto pré-moldado com nós semirrígidos. O objetivo foi o de determinar as deformabilidades envolvidas nas ligações através dos mecanismos de deformação dos elementos constituintes das ligações típicas. O método de análise linear consistiu em um algoritmo para modificação das matrizes de rigidez dos elementos como forma de considerar a deformabilidade da ligação, através do método dos deslocamentos para ligações rígidas.

Ferreira (1993) cita que a análise linear se mostra como boa aproximação na obtenção de esforços e deslocamentos mais realísticos. Comenta-se ainda que a determinação das deformabilidades através do equacionamento dos mecanismos básicos fornece parâmetros importantes para análise da rigidez das ligações, podendo nortear trabalhos experimentais.

Görgün (1997) verificou o comportamento à flexão da ligação viga-pilar e seu efeito sobre o comportamento global da edificação de concreto pré-moldado. O autor buscou determinar a relação momento versus rotação para ligações semirrígidas através de experimentos, tanto da ligação completa, quanto de cada mecanismo separado. Através do Método dos Componentes, os resultados obtidos para os mecanismos foram somados e comparados com o modelo completo. O comportamento semirrígido foi então descrito por meio de equações paramétricas, criadas a partir dos resultados dos modelos ensaiados.

Oito protótipos de ligação laje-viga-pilar foram testados para determinar a relação momento x rotação. Görgün (1997) concluiu que a presença da laje na ligação gera níveis consideráveis de rigidez à flexão e que essa parcela é negligenciada por parte dos projetistas.

Ferreira (1999) aborda o cálculo analítico das deformabilidades de ligações de estruturas pré-moldadas de concreto através dos mecanismos de deformação. Neste contexto foram estudadas duas ligações viga-pilar (Figura 11): uma com almofada de elastômero e chumbador e outra constituída por chapas soldadas.

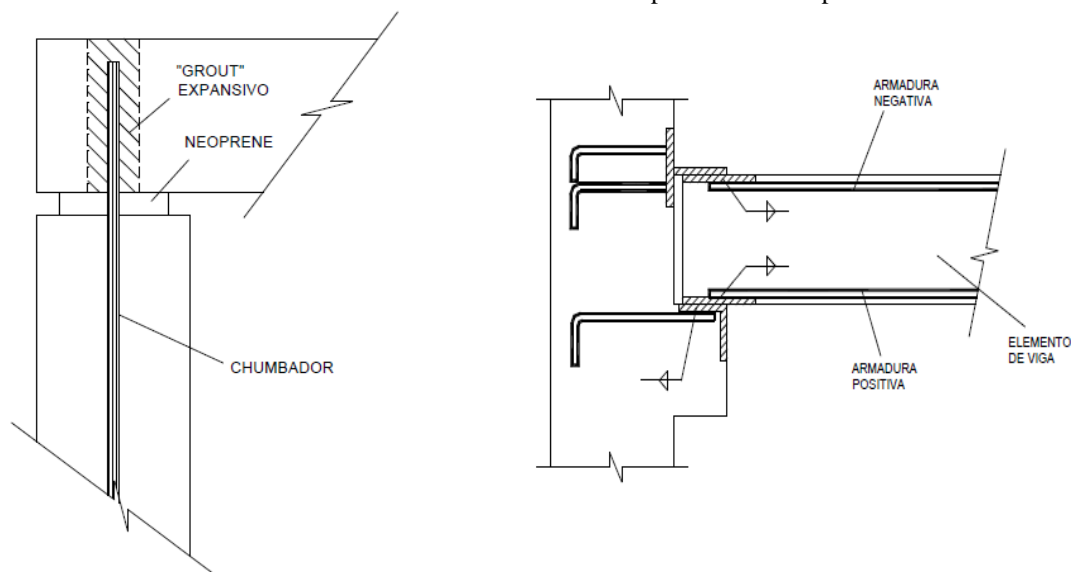
Os cálculos de deformabilidade ao cisalhamento para a primeira ligação conduziram a resultados em média 23% maiores do que os obtidos experimentalmente, enquanto que os cálculos de resistência ao cisalhamento forneceram uma ótima estimativa (entre 96% e 100%) em relação aos valores experimentais.

A ligação efetuada por chapas soldadas apresentou rigidez à flexão de 83% em relação a uma ligação monolítica ensaiada para fins de comparação. A rigidez à flexão

secante calculada analiticamente mostrou-se 5% maior do que o valor experimental e o momento máximo calculado ultrapassou o momento de ruptura experimental em 6%. Isto mostra que o método analítico apresentado pelo autor constitui uma ferramenta viável para estudo das deformabilidades das ligações, visto que garantiu boa estimativa em relação aos valores experimentais.

Figura 11 – Ligações estudadas por Ferreira (1999).

- a - Exemplo de uma ligação viga-pilar com almofada de elastômero e chumbador.      b - Modelo da ligação viga-pilar resistente à flexão por meio de chapas soldadas.

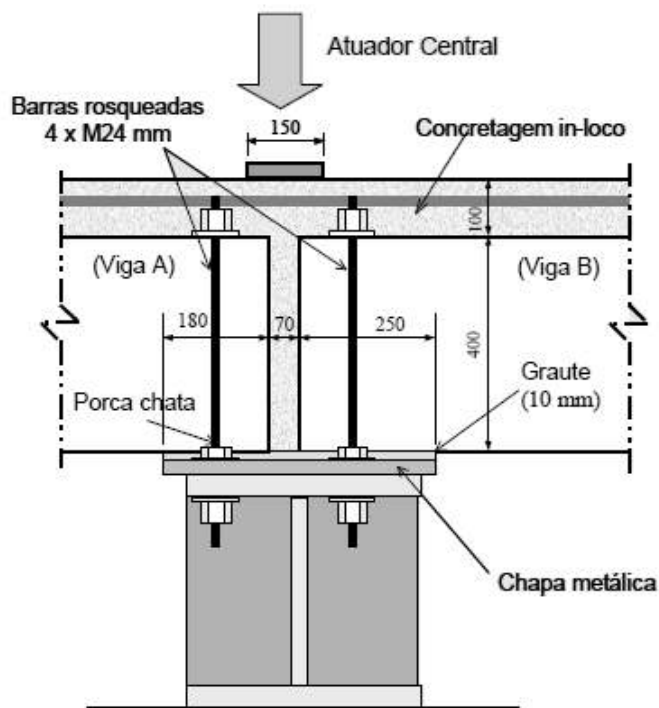


Fonte: Ferreira, 1999.

Ferreira, El Debs e Elliot (2002) indicam um modelo teórico para projeto de ligações semirrígidas considerando suas resistências e rigidezes à flexão. Este modelo analítico possibilitou a comparação com modelos físicos de ligações viga-pilar. Os autores acrescentam que o detalhamento da ligação pode ser modificado para obtenção da rigidez desejada.

Os resultados apresentaram boa correlação entre os modelos teóricos e experimentais, indicando a utilidade do modelo teórico na estimativa do comportamento semirrígido das ligações, sem que haja necessidade de realizar novos ensaios, garantida a semelhança com as ligações estudadas (Figura 12).

Figura 12 – Detalhe do modelo experimental estudado por Ferreira, El Debs e Elliot (2002).

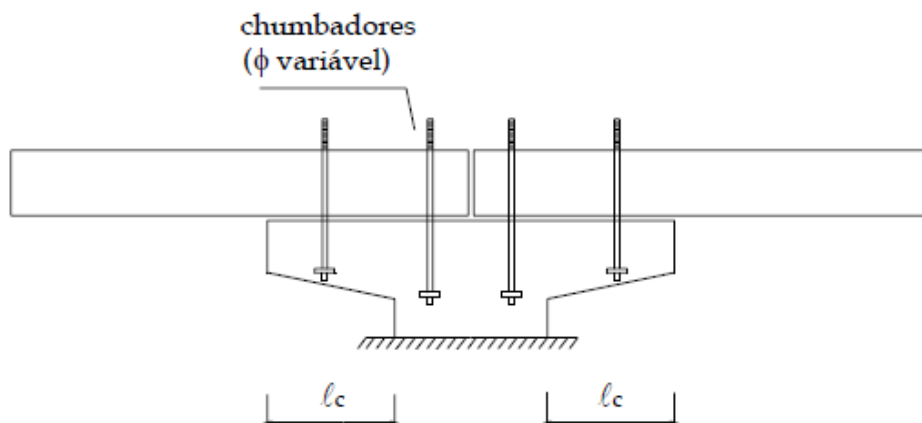


Fonte: Ferreira, El Debs e Elliot (2002).

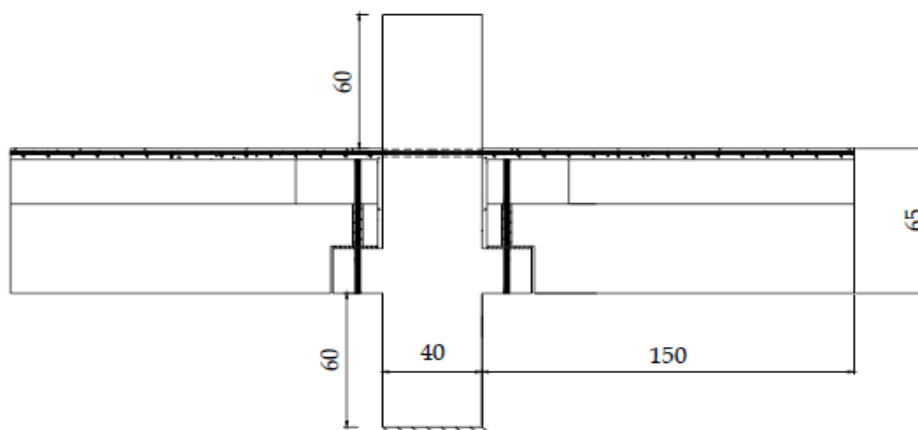
O trabalho de Miotto (2002) apresentou duas ligações viga-pilar utilizadas em estruturas de concreto pré-moldado, a primeira em galpão com sistemas de pórticos para telhados em duas águas (Figura 13-a), e a segunda em edificações de múltiplos pavimentos (Figura 13-b). O objetivo principal foi a análise da deformabilidade destas ligações quanto ao momento fletor.

Figura 13- Ligações estudadas por Miotto (2002).

a – Ligação utilizada em galpão com sistemas de pórticos para telhados em duas águas.



b – Ligação utilizada em edificações de múltiplos pavimentos.



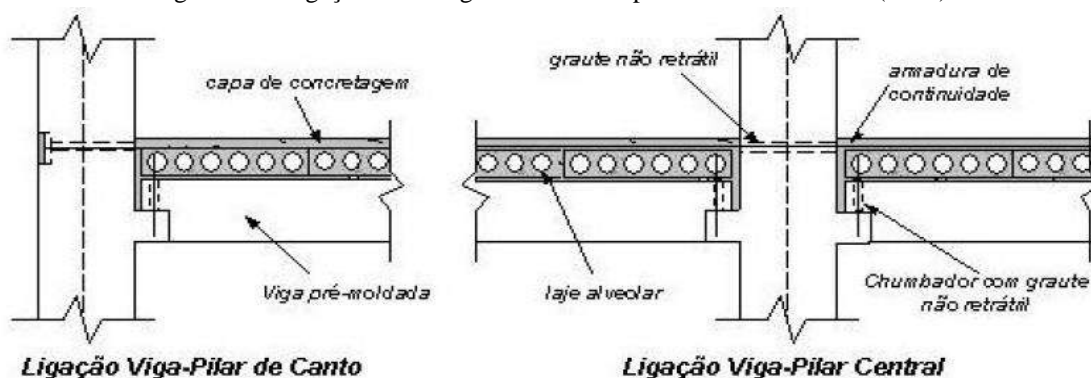
Fonte: Miotto, 2002.

As ligações foram ensaiadas e os resultados serviram de base para a formulação analítica baseada no Método dos Componentes. Também foram realizadas simulações numéricas pelo Método dos Elementos Finitos. As curvas momento-rotação teóricas se aproximaram das obtidas experimentalmente.

Com os resultados alcançados percebeu-se que a primeira ligação transmitiu mais de 90% do momento sendo caracterizada como uma ligação rígida. A segunda ligação também apresentou boa transferência de momento. Considerando a semirrígidez das ligações conseguiu-se uma redução nos momentos na base dos pilares (o que permite diminuir a armadura destes) e nas dimensões das fundações.

Com a intenção de evitar idealizações inadequadas quanto ao comportamento das ligações, ora tratadas como perfeitamente articuladas, ora como perfeitamente rígidas, Ferreira e El Debs (2003) apresentaram um exemplo numérico para análise de estruturas pré-moldadas de múltiplos pavimentos com ligações semirrígidas a partir da deformabilidade das ligações viga-pilar (Figura 14) e pilar-fundação. O comportamento semirrígido foi baseado em modelos analíticos propostos pelos autores e a não linearidade física foi considerada de forma aproximada.

Figura 14 – Ligações semirrígidas estudadas por Ferreira e El Debs (2003).



Fonte: Ferreira e El Debs (2003).

O comportamento semirrígido foi responsável por uma redução significativa do momento na base dos pilares e nos deslocamentos no topo das estruturas. Percebeu-se ainda que embora a ligação semirrígida não transmita integralmente os momentos fletores, foi possível promover a semicontinuidade da estrutura.

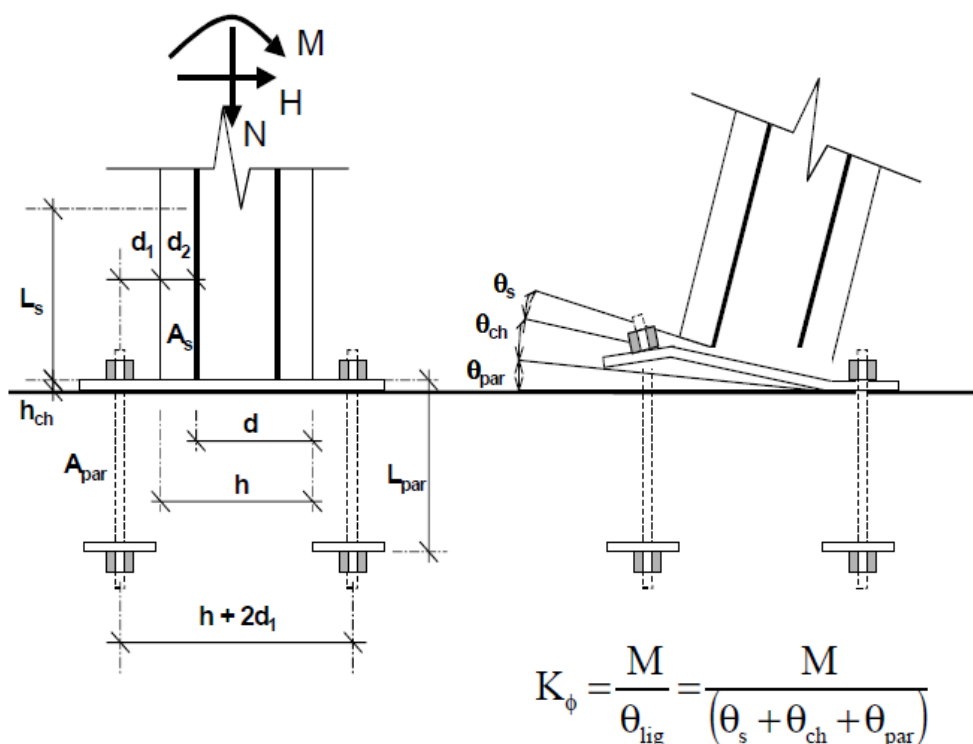
No trabalho de Ferreira, El Debs e Elliot (2003) é apresentado um modelo teórico para determinação da relação momento-rotação em ligações viga-pilar resistentes à flexão. Para sua validação, o modelo teórico foi confrontado com modelos experimentais.

Enquanto os modelos teóricos atingiram entre 59% e 71% da condição rígida, modelos experimentais atingiram de 57% a 70%, o que garante a consistência do modelo analítico apresentado.

Nóbrega, Ferreira e Hanai (2004) apresentam resultados experimentais de pórticos pré-moldados e de pilares isolados. As ligações dos pilares com a fundação foram feitas por meio de chapa de base metálica, para verificação de suas rigidezes à flexão. Os resultados experimentais foram comparados com valores obtidos analiticamente por meio de modelo mecânico (Figura 15).

A rigidez à flexão obtida através do cálculo analítico se mostrou 40% maior que o valor experimental. Concluiu-se ainda que a não-linearidade apresentada na curva momento x rotação é causada não só pela fissuração do concreto, mas também pela flexibilização da base.

Figura 15 – Modelo mecânico para ligação pilar-fundação utilizado por Nóbrega, Ferreira e Hanai (2004).



Fonte: Nóbrega, Ferreira e Hanai (2004).

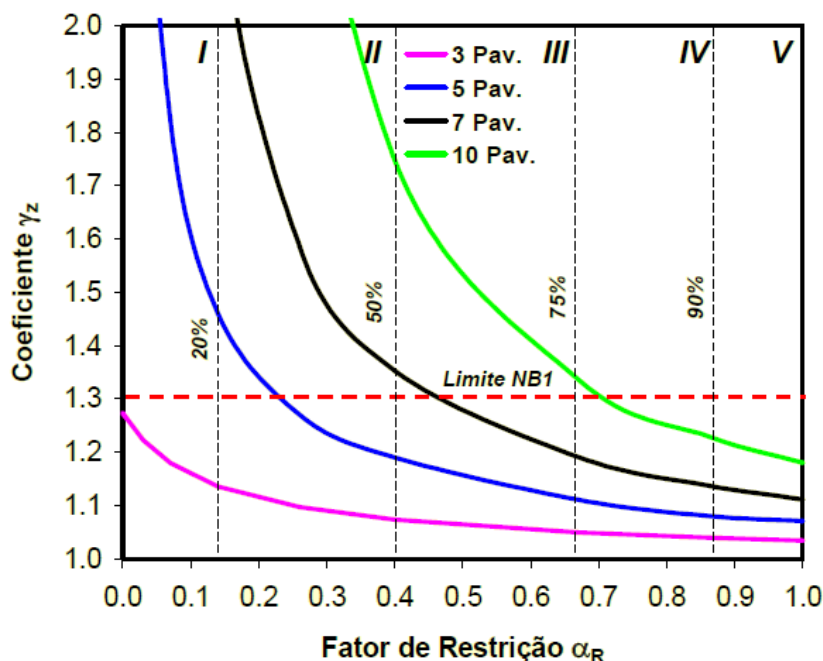
Ferreira et al. (2005) comentam que a estabilidade global em estruturas de concreto pré-moldado é influenciada pela rigidez à flexão das ligações viga-pilar. Para investigar o efeito desta rigidez, os pesquisadores fizeram simulações variando o fator de restrição da ligação, da condição articulada até a engastada analisando esforços e deslocamentos de primeira e segunda ordem.

Os resultados mostraram que as estruturas deixam de se comportar como pórticos e passam a funcionar como estruturas com ligações articuladas e pilares isolados, quando ocorre aumento significativo na deslocabilidade de 1ª ordem. Isto ocorreu para níveis de engastamento menores que 20%, para as situações de 3 e 5 pavimentos, e para níveis menores que 50% para situações de mais de 7 pavimentos. A Figura 16 apresenta os valores obtidos para o coeficiente  $\gamma_z$  em estruturas com 3, 5, 7 e 10 pavimentos.

Nas situações em que o fator de restrição da ligação foi maior que 14% para edifícios de pequena altura, os deslocamentos e esforços obtidos através do emprego do coeficiente  $\gamma_z$  foram próximos aos obtidos pela análise em que se considerou a não linearidade geométrica.

Os autores afirmam que o procedimento que emprega o coeficiente  $\gamma_z$  para análise de 2ª ordem é adequado para estruturas pré-moldadas com múltiplos pavimentos desde que se considere o efeito das deformações das ligações.

Figura 16 - Valores de  $\gamma_z$  para estruturas estudadas por Ferreira et al. (2005).



Fonte: Ferreira et al. (2005)

Araújo, Ferreira e El Debs (2006) comentam que uma vez prevista ligação semirrígida para a estrutura pré-moldada, as idealizações de projeto como articulação ou engastamento perfeito se tornam inadequadas na determinação dos efeitos de segunda ordem. Para aprofundar neste assunto, os autores apresentam um estudo de caso de um pórtico com 5 pavimentos que utiliza diferentes tipos de ligações semirrígidas (Tabela 5).



O objetivo maior seria verificar a influência que o momento de plastificação e a rigidez secante da ligação têm sobre a estabilidade global do pórtico. Procurou-se substituir a curva momento versus rotação da ligação por uma curva bilinear simplificada.

Nota-se que a estabilidade global é afetada pela plastificação da ligação e pela redução de inércia do elemento estrutural, usada como forma de considerar a fissuração. Concluíram que o uso da curva bilinear simplificada fornece valores de  $\gamma_z$  conservadores em alguns casos. Deve-se atentar para o fato de utilizar em projeto uma estrutura mais flexível que a real, inviabilizando o aumento da quantidade de pavimentos na edificação.

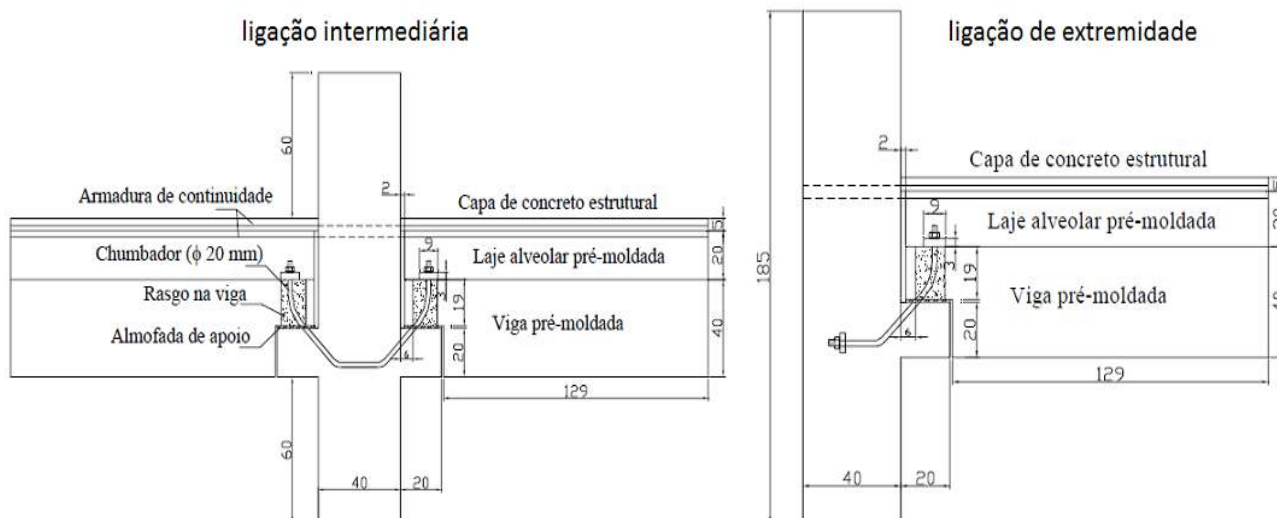
Tabela 5 – Ligações semirrígidas estudadas por Araújo, Ferreira e El Debs (2006).

Ligação	Componentes	$\alpha_r$	$\gamma_z$
BC-16A	Armadura contínua concretada no local com apoio da viga sobre camada de graute de 10 mm mais chumbador parafusado no topo	0,56	1,23
BC-TW1	Armadura de continuidade para a ligação negativa com laje alveolar em seção T mais consolo metálico com chapas soldadas	0,59	1,15
BC-26	Ligação monolítica formada por viga pré-moldada com barras salientes solidarizada aos pilares moldados na obra	0,46	1,19
BC-16	Barras de continuidade para a ligação negativa e chapas soldadas para a ligação positiva sobre consolo	0,38	1,21

Fonte: adaptado de Araújo, Ferreira e El Debs (2006).

Baldissera (2006) estudou experimentalmente a ligação viga-pilar semirrígida formada por dois chumbadores inclinados presos à viga por meio de chapas metálicas, porcas e arruelas além de uma capa de concreto com armadura longitudinal passando dentro do pilar. Foram analisadas ligações intermediárias e de extremidade (Figura 17). Além disto, Baldissera (2006) desenvolveu um modelo analítico para cálculo do momento resistente da ligação e realizou simulações numéricas para avaliar a influência da semirrígidez da ligação na estrutura.

Figura 17 – Ligação estudada por Baldissera (2006).



Fonte: Baldissera (2006).



A autora concluiu que a ligação analisada apresenta um comportamento bastante dúctil com boa capacidade de transmissão dos momentos fletores positivo e negativo. A ligação intermediária suportou momentos negativos 30% maiores do que a ligação de extremidade. Quanto ao momento de plastificação positivo, as ligações apresentaram capacidades resistentes próximas.

Em comparação com a ligação articulada, o modelo semirrígido gerou momentos na base dos pilares 50% menores. Um modelo comparativo com chumbadores retilíneos proporcionou ligações com rigidez duas vezes maiores a momento positivo, em comparação ao modelo com chumbadores inclinados.

Segundo Kataoka et al. (2006) o Brasil é o país que mais emprega ligações semirrígidas em edificações verticais de concreto pré-moldado. Nesta perspectiva os autores realizam o projeto de uma viga pré-moldada com ligações viga-pilar semirrígidas, com determinação das armaduras positiva e negativa e verificação do grau de engastamento.

Conclui-se que a consideração da semirrigidez da ligação promove maior redistribuição dos momentos na estrutura, sendo capaz de aliviar a solicitação na fundação e de proporcionar um aumento no número de pavimentos da edificação, se comparada à situação articulada.

Para investigar o comportamento de uma viga pré-moldada considerando o efeito das ligações semirrígidas, Souza (2006) recorreu a um modelo experimental composto por uma viga ligada a pilares de extremidade por meio de armadura de continuidade mais chumbador em consolo de concreto. Equacionamentos teóricos também foram usados para prever o comportamento do sistema.

Considerando o estado limite último, a ligação viga-pilar apresentou fator de restrição igual a 0,43, sendo responsável por absorver 53% dos momentos elásticos na extremidade da viga. Em comparação a uma viga bi apoiada, flechas com valores relativamente baixos foram obtidas (tanto em ELU quanto em ELS), sugerindo ter ocorrido uma redistribuição de esforços ao longo da viga, devido às ligações semirrígidas.

Jeremias Jr. (2007) realizou um estudo acerca dos procedimentos de análise da estabilidade global em estruturas pré-moldadas considerando o efeito das ligações semirrígidas. Para isto se fez necessário identificar as variáveis envolvidas no cálculo das ligações semirrígidas por meio de modelos analíticos comprovados experimentalmente. O efeito de pórtico dado pelas ligações viga-pilar resistentes à flexão se mostrou como um método adequado para realização do contraventamento estrutural.

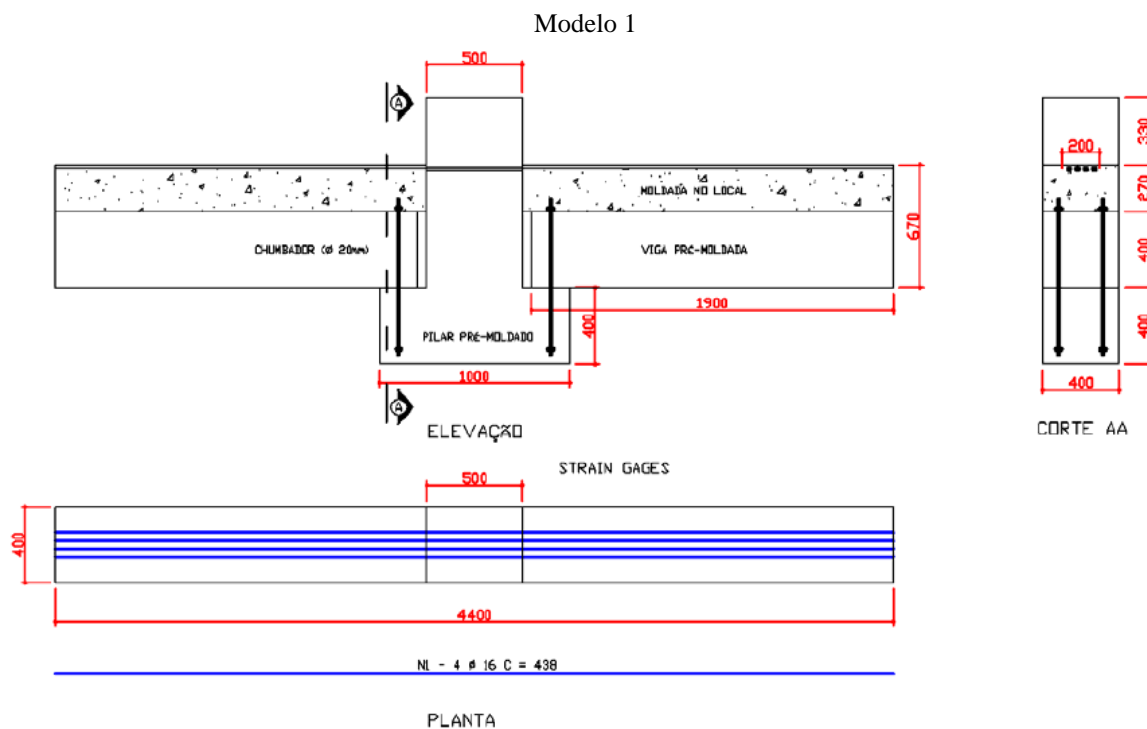
A estabilidade global de edificações de múltiplos pavimentos mostrou-se bastante influenciada pela resistência e pela rigidez à flexão da ligação entre viga e pilar. Também ficou evidente que a consideração da ligação como semirrígida é responsável por diminuir o momento na base dos pilares e o deslocamento de seus topos, se comparada à situação articulada. Como consequência a necessidade de armadura nos pilares é menor e a fundação pode ter suas dimensões reduzidas.

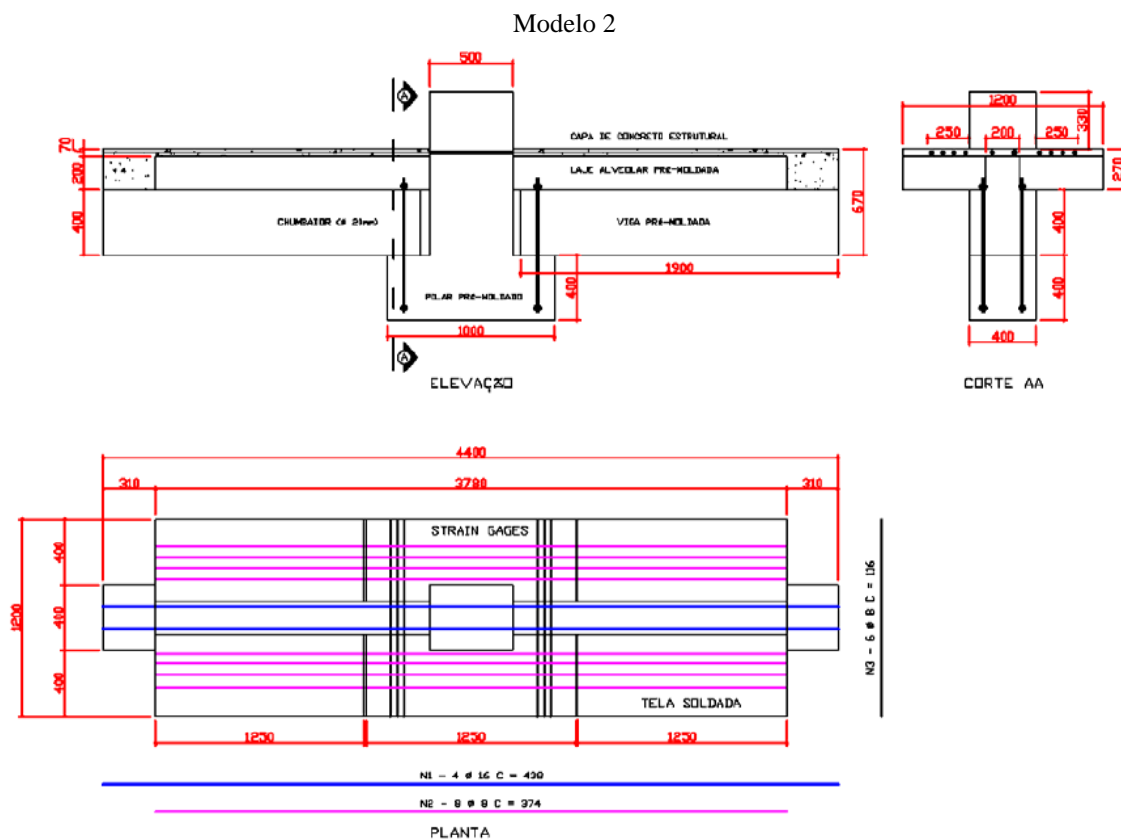
Merece ser destacado no trabalho de Jeremias Jr (2007) que o efeito de pórtico semi-contínuo foi atingido para engastamento superior a 20%, em edificações de até 5 pavimentos, e superior a 50% em edificações de 6 ou mais pavimentos.

Para estudar a continuidade em ligações laje-viga-pilar, Kataoka (2007) realizou uma investigação experimental para determinar qual seria a contribuição da parcela de armadura passante nas laterais do pilar, na capa da laje, para a rigidez à flexão e para o controle da fissuração. Para isto, foram montados dois protótipos de ligação viga-pilar sendo um com toda a armadura de continuidade passando dentro do pilar (Modelo 1) e outro com metade passando dentro e metade passando em suas laterais (Modelo 2), como mostra a Figura 18.

Os resultados mostraram que as barras laterais ao pilar contribuíram para o aumento da rigidez à flexão. Também se percebeu que não se devem utilizar bainhas lisas para o transpasse da armadura no interior do pilar, visto que a falta de aderência aumenta a fissuração.

Figura 18 – Modelos de ligação estudados por Kataoka (2007).



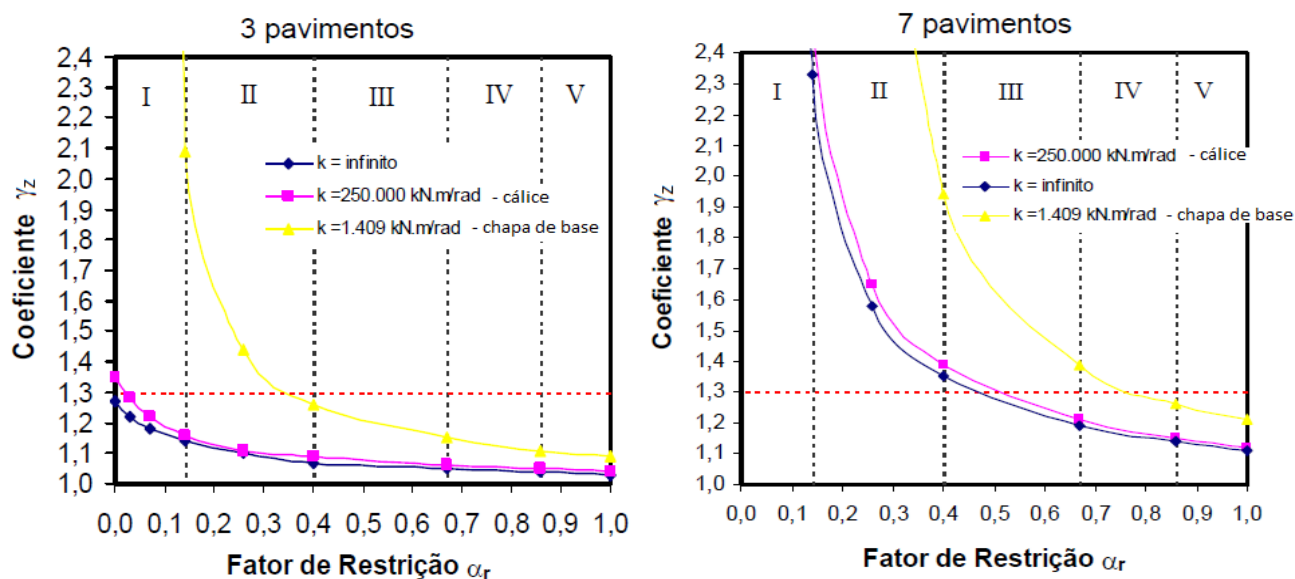


Em seu trabalho, [Araújo et al. \(2008\)](#) apresentam simulações de estabilidade global de pórticos pré-moldados de concreto com 3 e 7 pavimentos. Nestas simulações, considera-se a semirrigidez tanto das ligações viga-pilar quanto das ligações pilar-fundação.

Observa-se uma forte influência da ligação pilar-fundação na estabilidade global do pórtico. De forma geral, a flexibilização da ligação entre pilar e fundação exige que ligações entre viga e pilar sejam mais rígidas, quando se pretende garantir que  $\gamma_z$  seja menor ou igual a 1,3.

Para o pórtico de 3 pavimentos, a diminuição da rigidez  $k$  da ligação pilar-fundação não influencia de forma significativa o coeficiente de estabilidade global para ligações viga-pilar com fator de restrição ( $\alpha_r$ ) maior ou igual a 0,67.

Para o pórtico de 7 pavimentos, a estabilidade global foi garantida para ligações viga-pilar com  $\alpha_r$  próximos ou maiores que 0,5, no caso de ligação pilar-fundação do tipo cálice, e para ligações viga-pilar com  $\alpha_r$  maiores ou iguais a 0,86, no caso de ligação pilar-fundação com chapa de base (Figura 19).

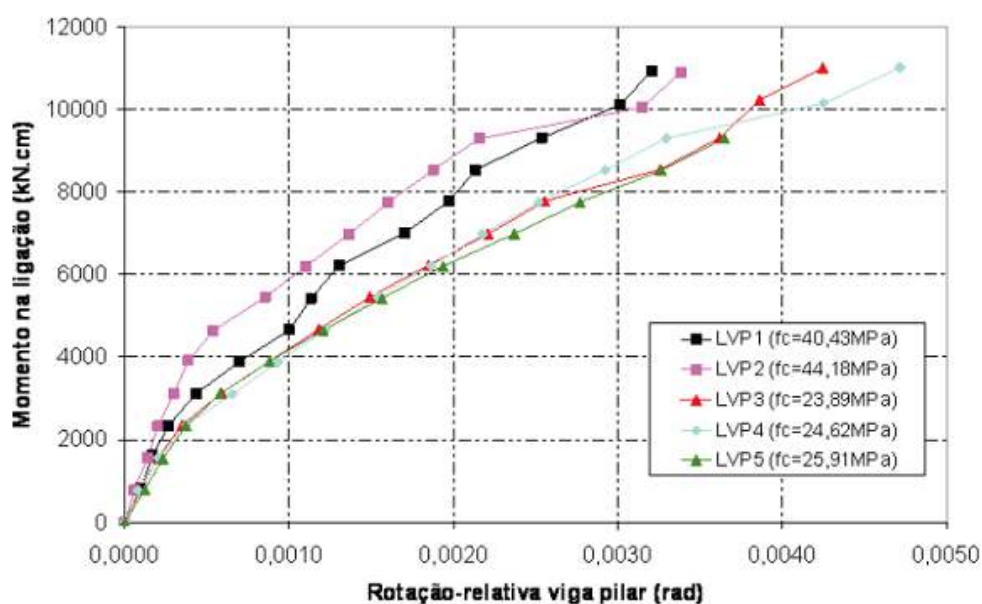
Figura 19 – Valores de  $\gamma_z$  para pórticos de 3 e 7 pavimentos estudados por Araújo et al. (2008).

Fonte: Araújo et al. (2008).

Alva, Ferreira e El Debs (2009) apresentam os resultados experimentais de 5 ligações monolíticas de extremidade entre viga e pilar em estruturas de concreto armado para avaliação da porcentagem de engastamento alcançada nestas estruturas. Analisou-se a influência da variação da resistência à compressão do concreto e da taxa de armadura transversal na região da ligação. Os resultados dos ensaios foram confrontados com o modelo teórico de Ferreira, El Debs e Elliot (2003).

A influência da resistência à compressão do concreto pode ser vista na Figura 20. Ligações constituídas de concreto com menor resistência à compressão são menos rígidas, apresentando maior rotação relativa para um mesmo momento atuante.

Figura 20 – Ligações ensaiadas por Alva, Ferreira e El Debs (2009)



Fonte: Alva, Ferreira e El Debs (2009).

A quantidade de armadura transversal no nó do pórtico não gerou alterações significativas nas rotações para níveis de tensões desenvolvidas em serviço. Concluíram ainda que as 5 ligações monolíticas ensaiadas apresentam porcentagem de engastamento variando entre 76% e 82%, devido à fissuração do concreto e escorregamento da armadura.

Marin (2009) analisa em seu trabalho os principais parâmetros de projeto relativos à análise da estabilidade global em estruturas pré-moldadas. Seu estudo se ateve às ligações viga-pilar semirrígidas com pilares engastados na fundação.

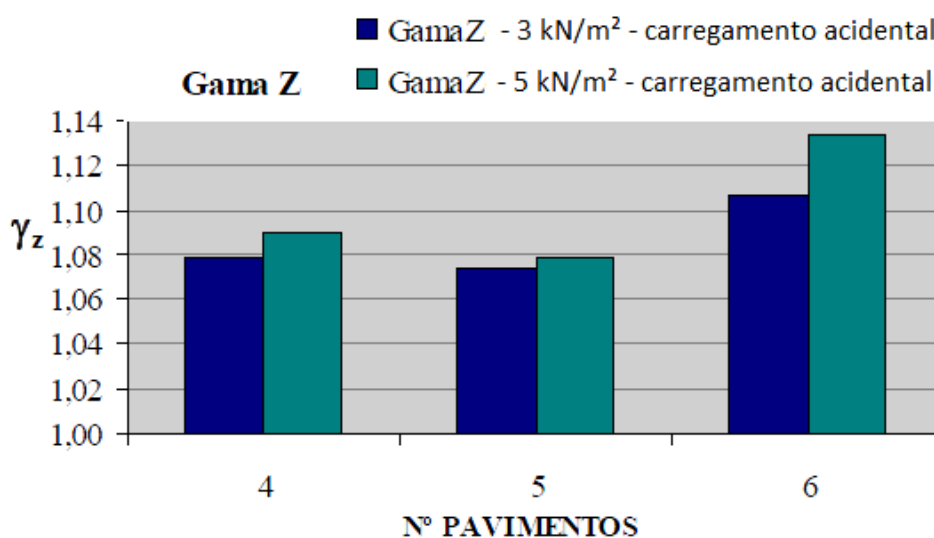
Foi realizada análise numérica de uma estrutura típica no ANSYS para avaliar diferentes formas de considerar a não linearidade física e geométrica.

Os coeficientes redutores segundo o diagrama  $M \times N \times 1/r$  divergiram das indicações normativas, para a não linearidade física. Em relação à não linearidade geométrica, o coeficiente  $\gamma_z$  apresentou melhor previsão dos esforços de segunda ordem do que o coeficiente  $0,95 \cdot \gamma_z$ . Os resultados também mostraram que o método iterativo  $P - \Delta$  se aproximou dos valores obtidos pelo  $\gamma_z$ .

Marin e El Debs (2009) citam que uma das formas de estabilizar estruturas de concreto pré-moldado, seria através da utilização de ligações capazes de transmitir momentos fletores. Desta forma, tanto o nível de esforço solicitante quanto a rigidez da ligação são importantes para verificar a viabilidade deste sistema estrutural.

No intuito de encontrar o limite do número de pavimentos para o arranjo adotado, os autores variaram o número de pavimentos entre 4, 5 e 6, através do programa computacional ANSYS (Figura 21). Para a edificação analisada, verificou-se a viabilidade do projeto para até 6 pavimentos, com ligações semirrígidas compostas por armadura de continuidade, chumbador e almofada de argamassa.

Figura 21 – Valores de  $\gamma_z$  para pórticos com 4, 5 e 6 pavimentos estudados por Marin e El Debs (2009).

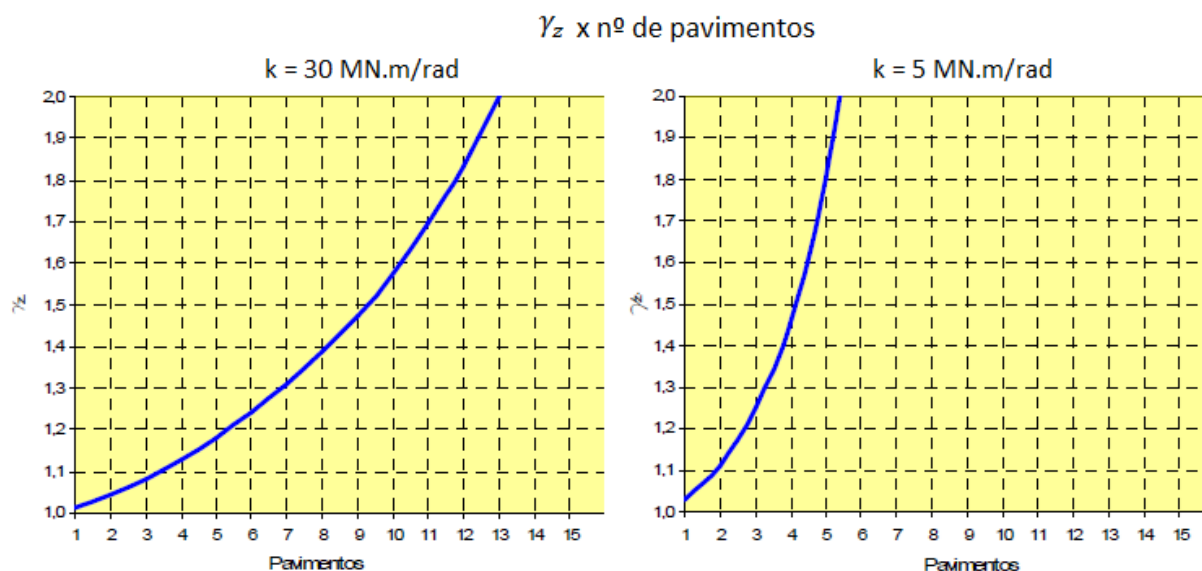


Fonte: Marin e El Debs (2009).

O estudo de Mota (2009a) apresentou três modelos em que se considera a ligação semirrígida entre viga e pilar, para avaliação numérica de sua viabilidade e eficiência quanto ao desempenho e à estabilidade das estruturas pré-moldadas. O autor acrescenta que a ligação semirrígida traz vantagens em relação à ligação articulada, como: diminuição da flecha e do momento positivo no meio do vão da viga, menor esbeltez do pilar e a melhoria nas condições de estabilidade global, diminuindo o efeito de 2ª ordem, possibilitando o aumento do número de pavimentos (Figura 22).

Verificou-se que a contribuição da ligação na melhoria das condições de estabilidade cresce à medida que se aumenta seu grau de engastamento. Até o nível de 50% as contribuições são bem elevadas, de 50% a 75% as contribuições são moderadas, de 75% a 90% são baixas, enquanto que para valores maiores que 90% o comportamento da ligação é muito próximo da situação rígida. Nota-se que mesmo para grau de engastamento menor que 20% a contribuição para a estabilidade já é significativa.

Figura 22 – Valores de  $\gamma_z$  para pórticos estudados por Mota (2009a).



Fonte: Mota (2009a).

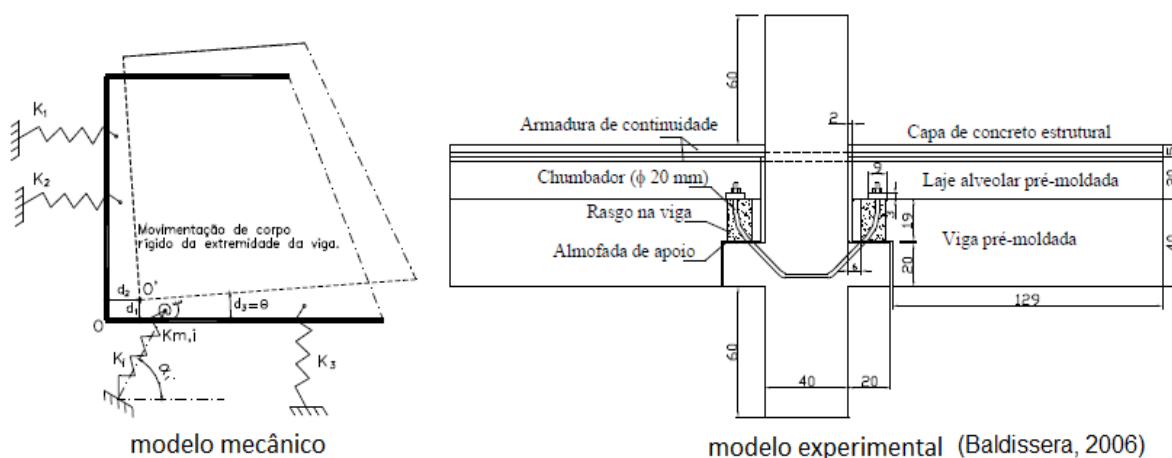
Mota (2009b) destaca em seu trabalho que as ligações semirrígidas viga-pilar constituem uma forma de enrijecer a estrutura pré-moldada e garantir sua estabilidade global. No entanto, os ensaios experimentais podem ter custo elevado e uma aplicação restrita ao tipo de ligação testada.

O autor propõe então um modelo mecânico para determinar a relação entre força e deslocamento de uma ligação viga-pilar semirrígida baseado na contribuição de cada elemento componente desta ligação. Este modelo (Figura 23) foi utilizado para calcular a rigidez à rotação para o momento fletor positivo de uma ligação ensaiada em laboratório por Baldissera (2006). Os resultados do modelo mostraram-se próximos aos obtidos experimentalmente, possibilitando sua utilização por projetistas tanto no projeto quanto na verificação das ligações.

O método simplificado proposto pela ABNT NBR 6118:2003 para consideração da não linearidade física do concreto que indica a utilização de coeficientes redutores globais da rigidez deve ser usado somente em casos de ligação rígida. De acordo com Mota (2009b), para ligações semirrígidas, o fator redutor para os pilares deve ser de 0,4 para engastamento de até 20%, e fator de 0,8 para grau de engastamento maior que 90%. Entre 20% e 90% de engastamento, pode ser realizada interpolação linear.

Mota (2009b) acrescenta que uma alternativa para o enrijecimento estrutural quando se tem ligações com baixo grau de engastamento é realizar a protensão dos pilares. Quanto à fase construtiva, o autor cita que não é recomendado montar mais de dois níveis acima do último pavimento cujas ligações estejam efetivadas.

Figura 23 – Modelos estudados por Mota (2009b).



Fonte: Mota (2009b).

Aguilar (2010) realizou estudo teórico-experimental acerca do mecanismo resistente de chumbadores em ligações semirrígidas entre viga e pilar. Foram investigadas as influências do diâmetro e da inclinação do chumbador (Figura 24), da resistência do concreto empregado na ligação, e da força de compressão aplicada na direção normal à interface consolo-pilar.

Com base nas análises experimentais e numéricas, foram propostos modelos analíticos satisfatórios para representar o comportamento força x deslocamento do chumbador.

O aumento da inclinação do chumbador (tanto de 0° para 45° quanto de 0° para 60°) influenciou no aumento na capacidade de carga do modelo. Para o chumbador de 25 mm de diâmetro, houve aumento de 73% na capacidade de carga, e de 42% na rigidez inicial do modelo, quando a inclinação passou de 0° para 60°. O aumento de inclinação de 45° para 60° não conduziu a resultados significativamente diferentes.

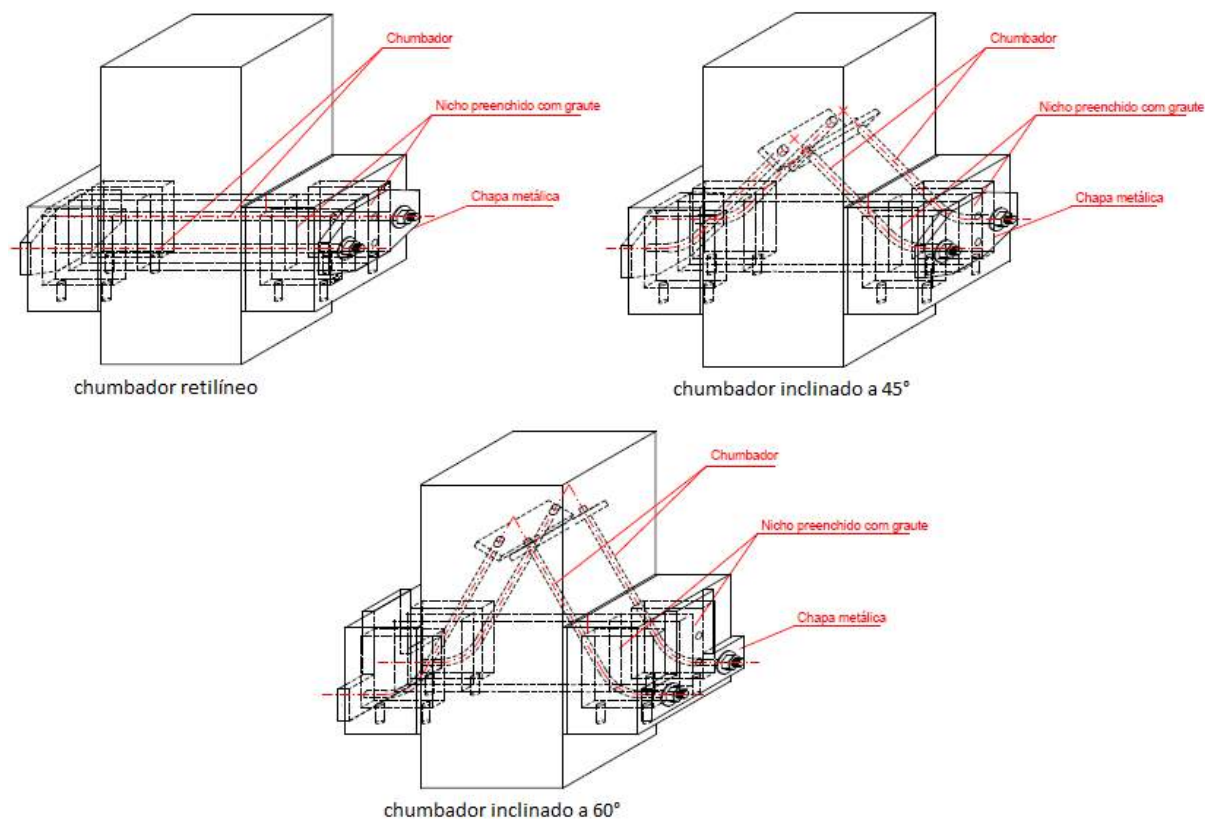
O aumento da capacidade resistente do chumbador também foi conseguido através do aumento de seu diâmetro. Para inclinação de 0°, o aumento do diâmetro de 16 mm para 25 mm foi responsável pelo acréscimo de 35,6% da força máxima alcançada.

Já as alterações na resistência à compressão do concreto não provocaram mudanças significativas. Quanto à força de compressão, a aplicação da protensão reduziu as folgas



entre consolo e pilar e aumentou a rigidez do modelo, sobretudo nos primeiros ciclos de carregamento.

Figura 24 – Variação da inclinação do chumbador estudado por Aguiar (2010).



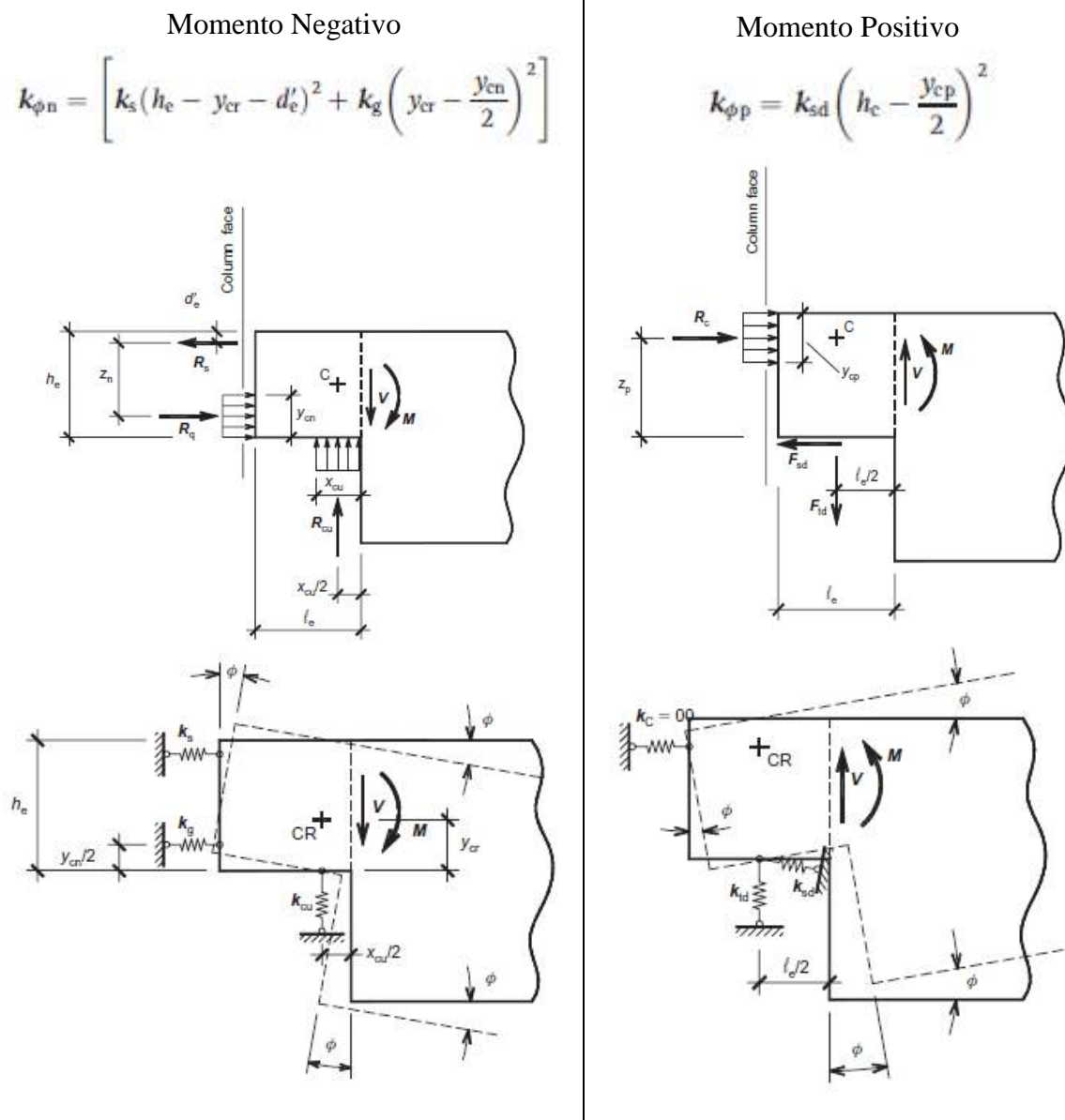
Fonte: Aguiar (2010).

El Debs, Miotto e El Debs (2010), baseados em resultados experimentais, propõem um modelo analítico para determinação da rigidez de ligações viga-pilar semirrígidas formadas por armadura de continuidade, chumbador e almofada de apoio para estruturas de concreto pré-moldado (Figura 25). A fim de avaliar a influência das ligações semirrígidas no comportamento global da estrutura, resultados de simulações numéricas de uma edificação de múltiplos pavimentos foram apresentados e comparados com situações rígidas e articuladas.

Os autores concluíram que adotando ligações semirrígidas, em detrimento das ligações articuladas, seria possível aumentar o número de pavimentos de 2 para 4 sem aumentar de forma significativa o deslocamento horizontal no topo da edificação e o momento na base dos pilares.



Figura 25 – Modelos analíticos propostos por El Debs, Miotto e El Debs (2010).

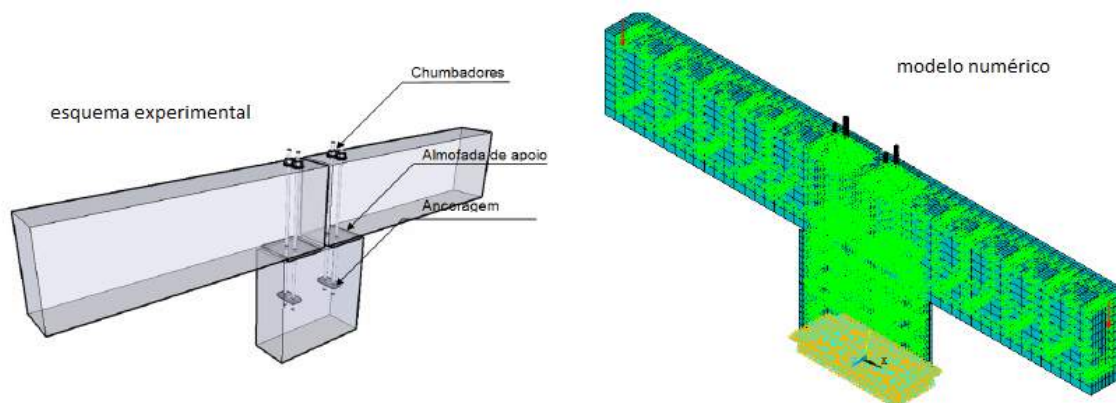


Fonte: El Debs, Miotto e El Debs (2010).

Uma ligação viga-pilar bastante empregada em galpões e edifícios de poucos pavimentos é a que associa chumbador com almofada de apoio. Este tipo de ligação é caracterizado pela análise estrutural como articulado. No entanto, a transferência de momento fletor (que acontece em função da rigidez da ligação) deve ser considerada, o que reduz as solicitações nos elementos pré-moldados.

Sawasaki (2010) apresenta em seu trabalho uma análise experimental de 4 modelos de ligação formada por chumbador e almofada, além de análises numéricas por meio do Método dos Elementos Finitos (Figura 26). Em comparação às ligações articuladas, as simulações computacionais apontaram para uma redução de 71,9% no deslocamento do topo do edifício, e de 48% do momento fletor na base dos pilares, para uma edificação de 4 pavimentos.

Figura 26 – Esquema experimental e modelo numérico apresentados por Sawasaki (2010).



Fonte: Sawasaki (2010).

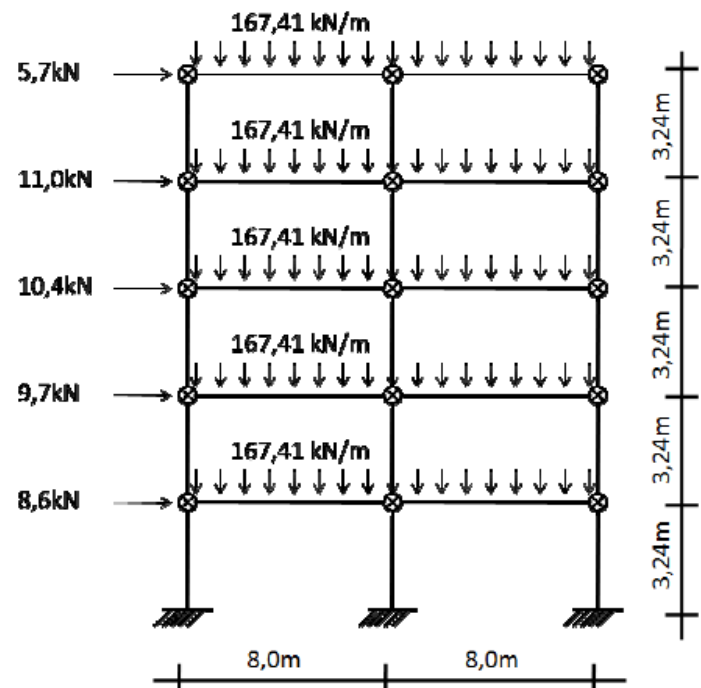
Marin e El Debs (2012) apresentam expressões para o coeficiente redutor de rigidez para elementos pré-moldados. Para isto, elaborou-se um modelo estrutural em elementos finitos considerando a não linearidade física e a não linearidade geométrica.

Os autores perceberam que os coeficientes redutores segundo os diagramas  $M \times N \times 1/r$  divergem das indicações normativas para consideração da não linearidade física. Ainda foi possível notar que até certo valor, um aumento do nível do esforço normal atuante nos pilares gera aumento da rigidez. Após esse valor, o aumento do esforço normal leva ao decréscimo da rigidez.

Meireles Neto (2012) estudou a estabilidade de pórticos planos de concreto pré-moldado considerando o efeito das ligações semirrígidas e da não linearidade física e geométrica. Estas ligações foram modeladas através de um elemento finito desenvolvido pelo próprio autor. A não linearidade física foi implementada através das curvas tensão x deformação, para o aço e para o concreto, retiradas da ABNT NBR 6118:2003. A não linearidade geométrica foi considerada a partir de um elemento de pórtico plano baseado na formulação corrotacional.

O estudo mostrou que as ligações semirrígidas constituem uma alternativa para garantir a estabilidade global em estruturas pré-moldadas, visto que um pequeno aumento da rigidez da ligação reduz consideravelmente os deslocamentos laterais e os efeitos de segunda ordem. Para o exemplo analisado não foram necessárias ligações rígidas, uma vez que a estabilidade global foi garantida por ligações com fator de restrição maiores que 0,4 (Figura 27). Além disto, percebeu-se que o parâmetro  $\gamma_z$  constitui uma ferramenta satisfatória para estimativa de deslocamentos e momentos de segunda ordem, fornecendo maior precisão sobretudo para valores maiores de rigidez da ligação.

Figura 27 – Pórtico e a relação  $\alpha_r$  x  $\gamma_z$  obtida no estudo de Meireles Neto (2012).



Parâmetros  $\gamma_z$  em função de  $\alpha_r$ .

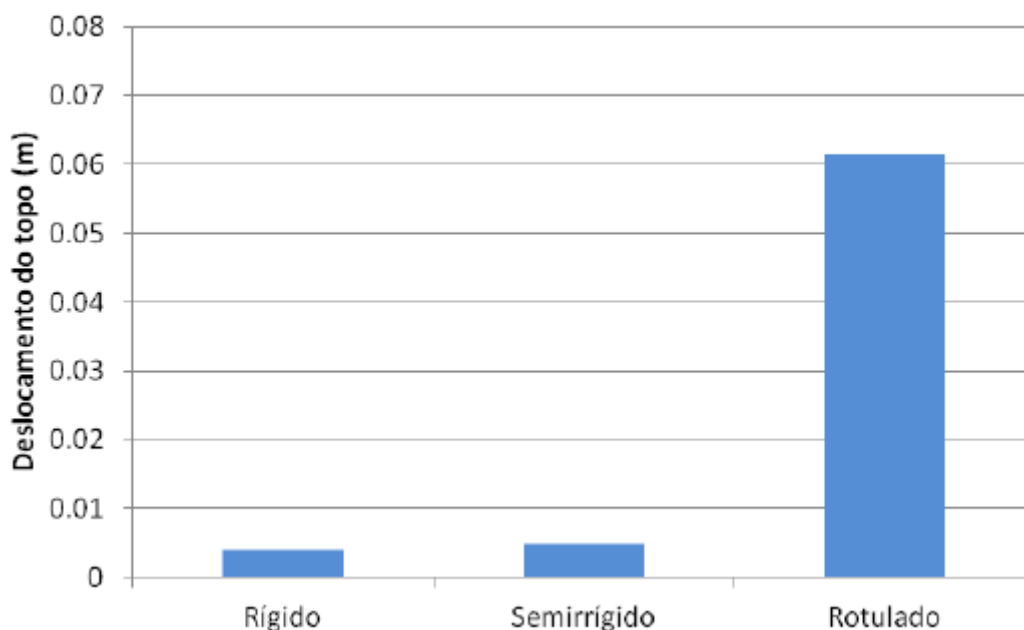
$\alpha_r$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\gamma_z$	-31,85	1,95	1,5	1,34	1,26	1,21	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09

Fonte: Meireles Neto (2012).

Alencar, Parente e Albuquerque (2013) relatam que a escolha pelo sistema estrutural de concreto pré-moldado vem solucionar a questão da mão de obra escassa e de alto custo, promovendo maior agilidade no processo, por meio de menor número de funcionários, imprimindo um caráter mais industrial e mecanizado à construção civil. Este sistema difere do sistema tradicional por possuir ligações, que unem os elementos pré-moldados. Diante desta característica, seu trabalho se propôs a desenvolver um programa computacional por meio do Método dos Componentes que determina a rigidez das ligações, validado por meio de resultados experimentais obtidos da literatura técnica.

O modelo desenvolvido apresentou boa aproximação com os resultados experimentais, podendo ser utilizado na fase de anteprojeto, para estimativa da rigidez da ligação, bem como para inferir sobre a qualidade e eficiência da mesma. Por meio da análise de um pórtico, concluíram ainda que a rigidez das ligações confere um pequeno aumento de esforços de flexão no pilar e uma redução significativa dos deslocamentos da estrutura (Figura 28).

Figura 28 – Deslocamento do topo do pórtico estudado por Alencar, Parente e Albuquerque (2013).



Fonte: Alencar, Parente e Albuquerque (2013).

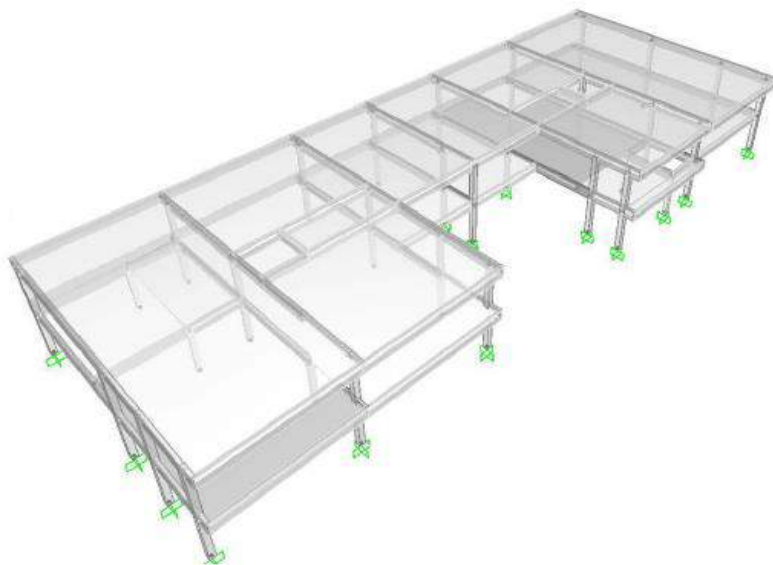
Lins (2013) desenvolveu processos analíticos e numéricos para avaliar a estabilidade global e realizar o pré-dimensionamento de pórticos planos em concreto pré-moldado, contemplando inclusive ligações semirrígidas.

Para avaliar a estabilidade global foram criadas 2 expressões: uma a partir do limite do parâmetro  $\alpha$  e outra cujo objetivo seria determinar o deslocamento horizontal do topo dos pórticos. O autor apresentou ainda o Programa de Avaliação da Estabilidade Global e Pré-Dimensionamento de Pórticos Planos em Concreto Pré-Moldado (PRE-MOLDIN).

Os valores obtidos pela expressão que considera o parâmetro  $\alpha$  foram compatíveis com o coeficiente  $\gamma_z$ , e os deslocamentos obtidos analiticamente para o topo de pórticos com ligações semirrígidas ficaram próximos aos obtidos numericamente.

Pinto et al. (2013) desenvolveram um modelo tridimensional (Figura 29) para analisar um edifício pré-moldado de pequena altura a fim de avaliar o desempenho estrutural com a variação do grau de rigidez da ligação viga-pilar. Notou-se que o aumento da rigidez da ligação provocou diminuição do momento fletor na base do pilar. Além disso, não foi observado um ganho relativo na deslocabilidade da estrutura com ligações semirrígidas uma vez que as ligações articuladas já foram suficientes para atender ao parâmetro de estabilidade global. A redistribuição de esforços causada pela ligação semirrígida apresentou-se como uma vantagem econômica ao permitir redução da seção transversal dos elementos.

Figura 29 – Modelo tridimensional proposto por Pinto et al. (2013).



Fonte: Pinto et al. (2013).

Partindo do princípio de que a consideração das ligações como perfeitamente rígidas ou perfeitamente articuladas conduz a bons resultados apenas quando seus comportamentos são condizentes com estas classificações, Santos, Farah e Vanderlei (2013) desenvolveram um programa computacional em MATLAB para análise de esforços e deslocamentos de estruturas reticuladas planas, para verificar a influência das ligações deformáveis. Os resultados obtidos foram comparados com os do programa SAP2000, apresentando grande proximidade, o que caracteriza a ferramenta desenvolvida como confiável para este tipo de análise. Para um pórtico simples observou-se que o aumento da rigidez da ligação promove aumento nos momentos da ligação e da fundação além de diminuir os momentos no centro do vão da viga (Tabela 6).

Tabela 6 – Momentos fletores em função da rigidez da ligação segundo Santos, Farah e Vanderlei (2013).

Rigidez da ligação (kN.m/rad)	Momentos fletores (kN.m)			
	Na ligação	Na fundação	No centro do vão	$M_{Lig}/M_{Eng}$
0,00001	1,64E-07	8,15E-08	281,2500	0,00
0,001	1,64E-05	8,15E-06	281,2500	0,00
0,1	0,0016352	0,00081543	281,2484	0,00
1	0,01635	0,0081534	281,2337	0,00
10	0,16332	0,081447	281,0867	0,00
100	1,6159	0,80583	279,6341	0,01
1.000	14,6095	7,2855	266,6405	0,11
2.000	26,4055	13,1681	254,8445	0,19
5.000	51,2184	25,5419	230,0316	0,37
10.000	74,5786	37,1913	206,6714	0,54
20.000	96,61	48,1781	184,6400	0,70
50.000	117,4229	58,5572	163,8271	0,86
100.000	126,5075	63,0875	154,7425	0,92
1.000.000	135,9754	67,809	145,2746	0,99
10.000.000	137,0007	68,3203	144,2493	1,00
1.000.000.000	137,1145	68,3771	144,1355	1,00
100.000.000.000	137,1156	68,3776	144,1344	1,00
1.000.000.000.000	137,1156	68,3776	144,1344	1,00

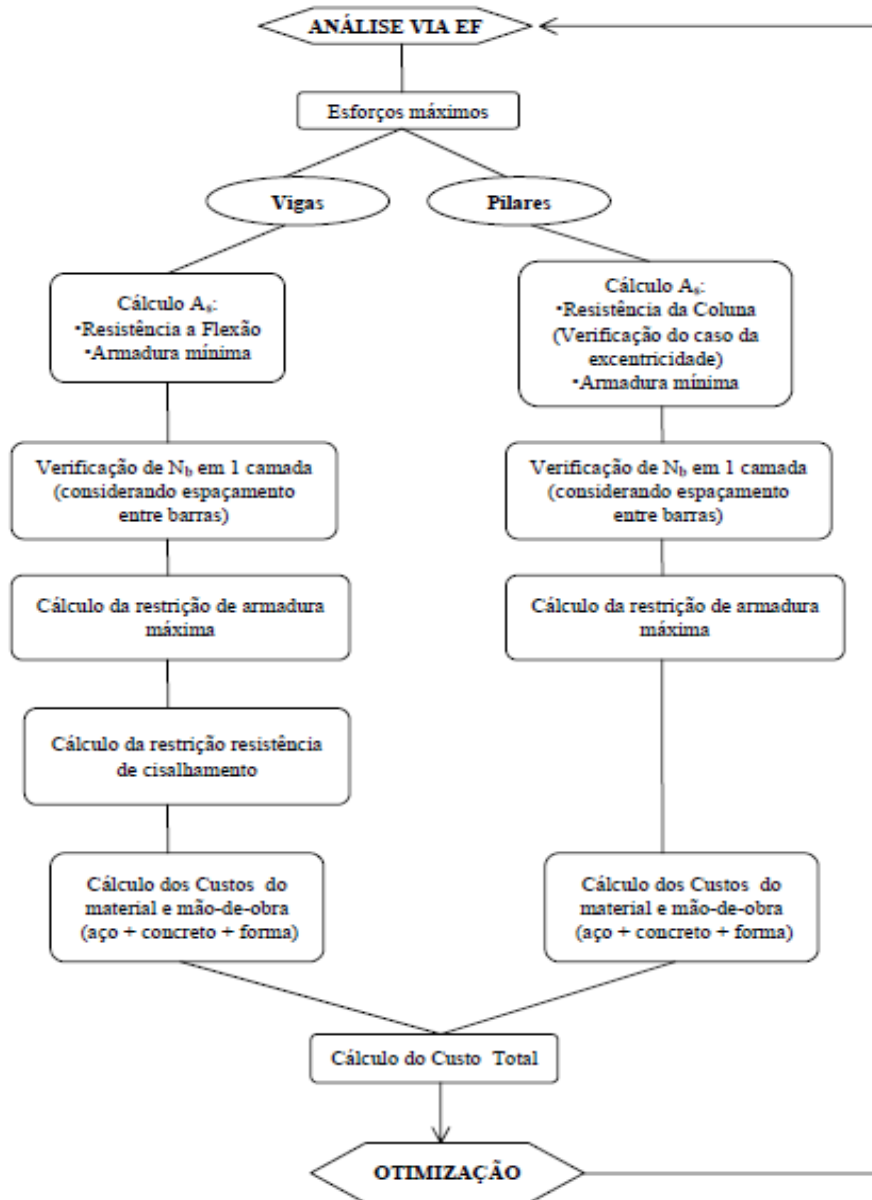
Fonte: Santos, Farah e Vanderlei (2013).

### 3.2 Otimização Estrutural

Torres (2001) se propõe a otimizar pórticos planos de concreto armado através do sistema computacional ANSYS. A função objetivo se baseia na obtenção de projetos cujo custo de material e de mão de obra seja mínimo. As dimensões das seções transversais de vigas e pilares e a armadura destes elementos foram usadas como variáveis de projeto (Figura 30).

Percebe-se através dos exemplos de validação que o Método de 1ª Ordem é mais robusto que o Método do Subproblema. No entanto, verificou-se que o Método de 1ª Ordem pode apresentar falhas, a depender do projeto inicial e do aumento na quantidade de variáveis de projeto.

Figura 30 – Fluxograma da metodologia utilizada em Torres (2001).



Fonte: Torres, 2001.



Chaves (2004) comenta que nenhuma estrutura é totalmente segura devido às incertezas de projeto relativas à variação das solicitações e da capacidade resistente da estrutura. Sendo assim, modelos que consideram as variações dos parâmetros são capazes de fornecer uma avaliação mais confiável e realista acerca da capacidade última da estrutura.

Em seu trabalho foi desenvolvido um programa computacional que une técnicas de otimização com análise estatística sendo capaz de determinar a seção transversal de pilares com menor custo, além da determinação do índice de confiabilidade para um estado limite, capaz de estimar as possibilidades de falha.

Sabe-se que a otimização global da estrutura traz resultados mais favoráveis. No entanto, a dificuldade de implementação do modelo e o custo computacional garantem que a otimização de elementos isolados é mais apropriada.

Os resultados obtidos por Chaves (2004) mostram que aplicar um valor de entrada muito diferente das condições reais diminui a velocidade de convergência devido às grandes variações nas iterações iniciais. Além disto, é importante definir um número máximo de iterações que seja compatível com as incertezas quanto à proximidade dos dados iniciais com os valores ótimos. O autor ainda conclui que o Método das Superfícies de Respostas garante excelentes resultados, com rápida convergência e boa consistência.

O alto custo computacional das análises não lineares com elementos finitos limita o uso de códigos convencionais. Menon (2005) comenta que uma alternativa seria utilizar o Método das Superfícies de Resposta (MSR), útil em análise de problemas nos quais a variável de resposta que se deseja otimizar é influenciada por diversas variáveis independentes.

Em seu trabalho, este método é comparado com o Método de Primeira Ordem, e os resultados indicaram precisão e eficiência do MSR. No entanto este método deve ser utilizado para os casos em que o número de variáveis está entre 5 e 10.

O trabalho de Nogueira (2005) traz um modelo de otimização acoplado à confiabilidade para análise de elementos estruturais de concreto armado do tipo barra, como vigas e pilares. Este modelo permite considerar além da não linearidade física e geométrica as incertezas inerentes ao projeto estrutural. As funções do estado limite para determinar o índice de confiabilidade e a probabilidade de falha foram construídas através do Método das Superfícies de Respostas. A metodologia de otimização consistiu na minimização dos custos.

O objetivo maior do trabalho foi obter as cargas últimas, que são aquelas capazes de levar à violação de um estado limite, ocasionando, por exemplo, a ruptura do material, deslocamento ou fissuração excessivos e instabilidade.

O autor cita que quanto maior é o número de variáveis aleatórias, melhores são as informações obtidas sobre a probabilidade de falha, porém a complexidade também aumenta necessitando de maiores esforços computacionais. Concluiu-se que em estruturas hiperestáticas, uma vez fixada a confiabilidade, podem ocorrer modificações nas seções

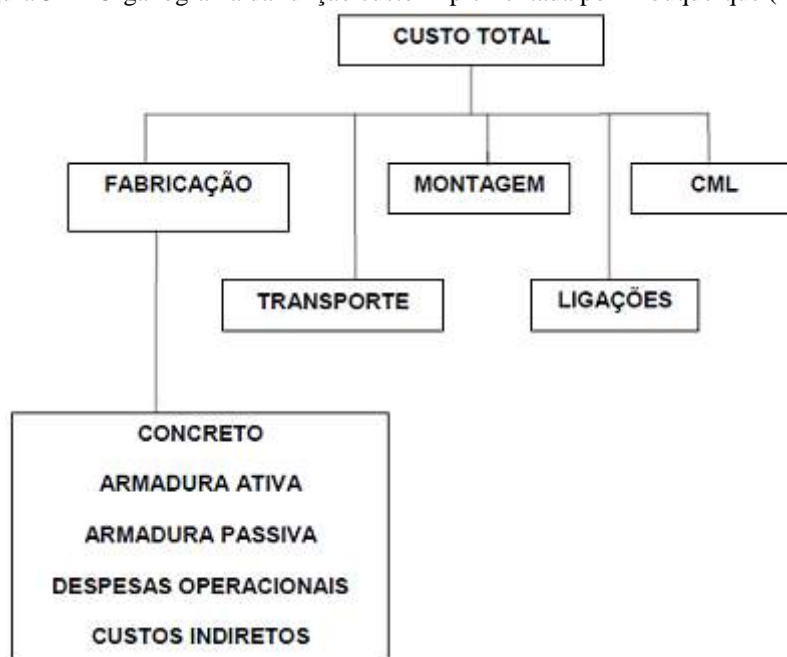
para atender o valor requerido, aumentando assim a probabilidade de falha, podendo configurar um estado contra a segurança.

Albuquerque (2007) ressalta que as técnicas de otimização estrutural são capazes de incorporar maiores benefícios econômicos à pré-moldagem ao contribuir com a produção em escala. Dentre as técnicas, os algoritmos genéticos (AG) têm se destacado pela sua facilidade de implementação e pelos excelentes resultados alcançados.

Neste trabalho, o autor utilizou o AG para apresentar uma formulação de otimização cuja função objetivo é baseada na minimização dos custos relacionados com a fabricação, transporte e montagem dos elementos pré-moldados de um pavimento (Figura 31). Foram impostas restrições arquitetônicas, estruturais e construtivas.

O programa desenvolvido apresentou grande aplicabilidade uma vez que os resultados obtidos foram coerentes com os resultados que seriam escolhidos por projetistas, mostrando-se eficiente na escolha da concepção estrutural mais adequada, poupando tempo e esforço humano nas etapas iniciais do projeto.

Figura 31 – Organograma da função custo implementada por Albuquerque (2007).



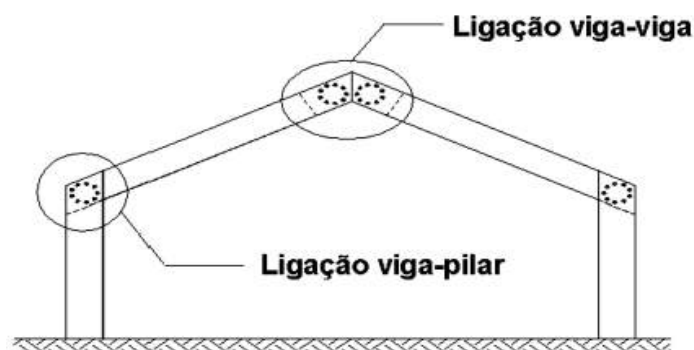
Fonte: Albuquerque (2007).

Para maximizar a rigidez de ligações parafusadas em peças de madeira, Carreira e Guelbert (2007) implementaram um programa em linguagem C++ empregando o algoritmo genético como ferramenta de otimização. Foram realizadas simulações para as ligações viga-viga e viga-pilar (Figura 32).

Os resultados fornecidos pelo programa se mostraram coerentes, garantindo a eficiência do algoritmo genético aplicado a problemas de engenharia estrutural. Destacam-se como vantagens do método a possibilidade de utilizar funções não-diferenciáveis, a busca pelo ponto ótimo global, a facilidade de implementação e uma maior velocidade de convergência, mesmo em problemas mais complexos.



Figura 32 – Ligações otimizadas por Carreira e Guelbert (2007).



Fonte: Carreira e Guelbert (2007).

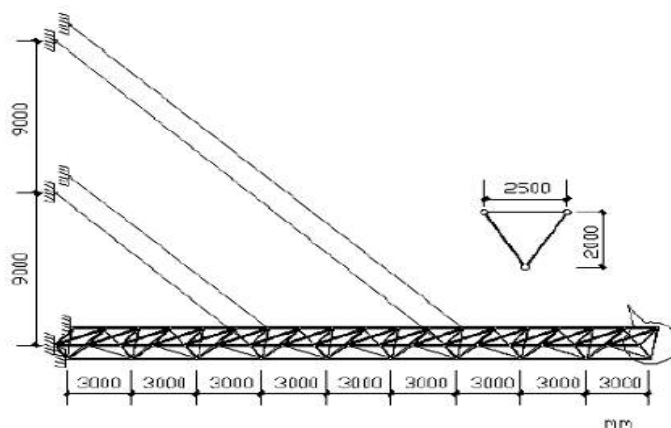
Segundo Maia (2009), diante de um cenário de escassez de recursos e competição de mercado, o sistema estrutural mais adequado é aquele que garante a funcionalidade da estrutura através do menor custo total de construção e operação. Baseado nesta ideia, seu trabalho apresenta dois exemplos de implementação estrutural: uma viga em balanço e uma viga bi apoiada. Para a otimização numérica foi utilizada a ferramenta computacional Solver, enquanto que para a análise estrutural utilizou-se o programa Ftool.

Concluiu-se que os processos de otimização linear (Método Simplex) e não linear (Método do Gradiente Reduzido Generalizado) são eficientes para os fins propostos. Além disto, notou-se que a alteração no custo unitário de um dos insumos do concreto armado resulta em uma variação significativa do custo total do elemento estrutural.

Devido às deficiências inerentes ao método de ordem 0 e ao Método de 1ª Ordem do ANSYS, Zhang, Zhong e Gao (2010) apresentam um método de otimização melhorado, que incorpora vantagens das 2 técnicas anteriores.

Para aplicação da nova formulação, propôs-se minimizar o peso de uma viga treliçada, suspensa por cabos inclinados (Figura 33). O método de ordem 0 foi usado inicialmente para indicar a localização aproximada da solução ótima, enquanto que o Método de 1ª ordem foi utilizado para encontrar a melhor solução dentro do espaço de busca delimitado.

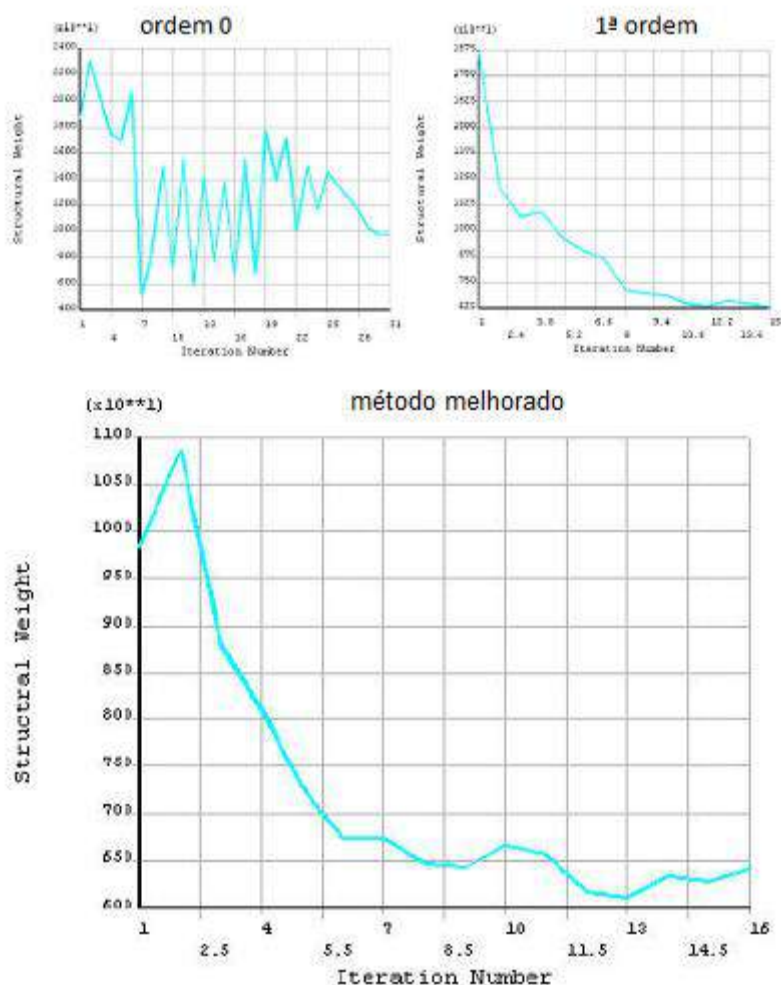
Figura 33 – Modelo otimizado por Zhang, Zhong e Gao (2010).



Fonte: Zhang, Zhong e Gao (2010).

Os autores constataram que o método melhorado é mais eficaz em sua busca pela solução e não estaciona em pontos ótimos locais, além de convergir para o resultado de forma mais rápida (Figura 34).

Figura 34 – Processo de convergência da função objetivo estudado por Zhang, Zhong e Gao (2010).



Fonte: Zhang, Zhong e Gao (2010).

Nos Capítulos 4 e 5 serão apresentados dois modelos de pórticos planos, juntamente com o processo de otimização a que eles são submetidos, com suas variáveis e restrições de projeto, além da função objetivo utilizada. Por fim, apresenta-se o dimensionamento de um modelo de ligação para atender os valores ótimos obtidos, seguido pelas verificações pertinentes.

## CAPÍTULO 4

### ANÁLISE DO PÓRTICO 1

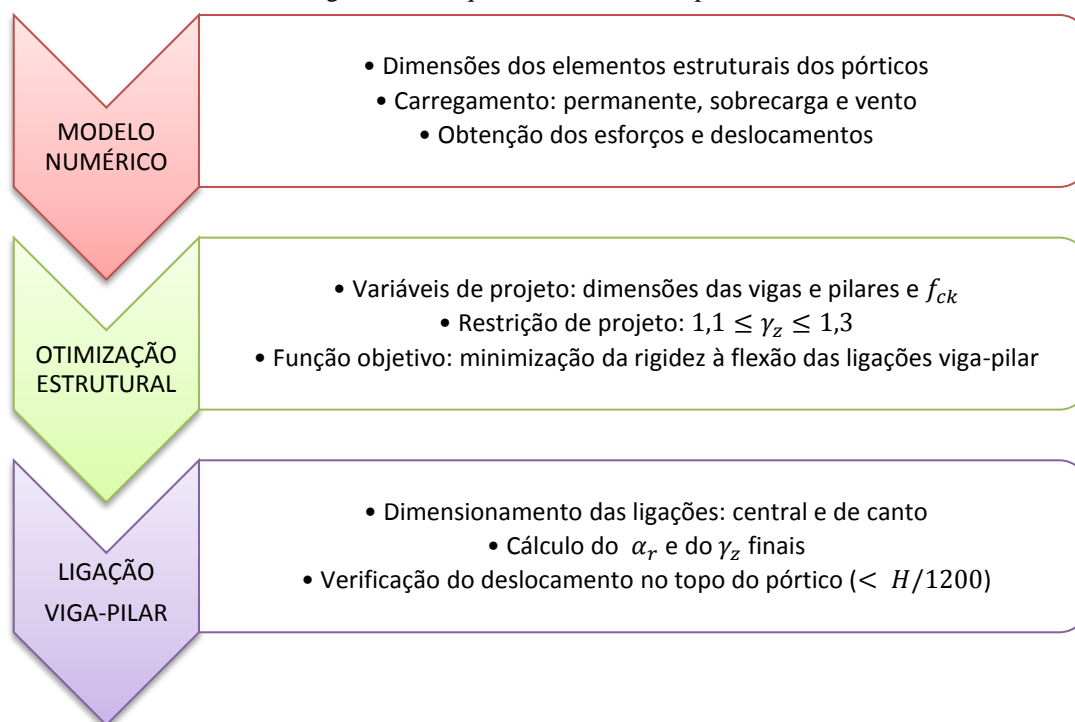
#### 4.1 Modelagem Numérica do Pórtico 1

Neste capítulo são apresentados o modelo numérico do pórtico plano 1, sua otimização estrutural e o dimensionamento de suas ligações viga-pilar, seguido pela verificação quanto ao deslocamento horizontal máximo permitido no topo da edificação.

Para as simulações numéricas dos pórticos planos realizadas neste trabalho, foram utilizados modelos em elementos finitos, discretizados no ANSYS, versão 12.1..

As análises numéricas desenvolvidas seguem o fluxograma apresentado na Figura 35. Nestes termos, o programa computacional ANSYS é utilizado para o cálculo dos esforços e deslocamentos do pórtico, levando-se em conta as características físicas e geométricas do sistema estrutural. Uma vez conhecida a resposta da estrutura para o carregamento dado, inicia-se o processo de otimização estrutural.

Figura 35 – Esquema de análise dos pórticos.



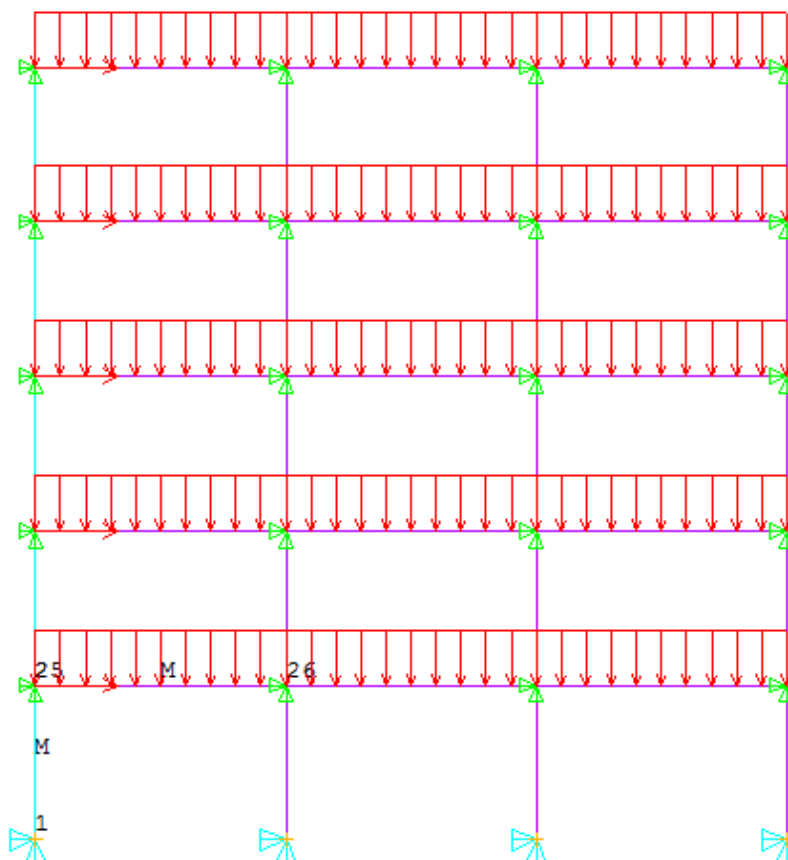
Fonte: autor.

Para a rotina de otimização no programa ANSYS, uma vez escolhido o método de otimização, no caso ordem 0 (Subproblema) ou ordem 1 (primeira ordem), faz-se necessário escolher as variáveis de projeto, as restrições, bem como a função objetivo (menor rigidez possível da ligação). Finalmente, obtida a mínima rigidez das ligações viga-pilar com relação à deformabilidade à flexão, é desenvolvido o dimensionamento da ligação, bem como o cálculo do fator de restrição e coeficiente  $\gamma_z$  finais. Vale ressaltar que após estas análises, é feita a verificação do deslocamento no topo do pórtico de forma a atender a ABNT NBR 9062:2006.

#### 4.1.1 Características Físicas e Geométricas do Modelo do Pórtico 1

A Figura 36 representa o modelo do pórtico plano 1, com as condições de apoio e com o carregamento aplicados. As dimensões do módulo-base do pórtico 1 e o carregamento considerados foram os mesmos utilizados no estudo de Ferreira e El Debs (2003). No entanto, optou-se aqui por acrescentar um pavimento ao pórtico, com a intenção de colocar em evidência a questão da estabilidade global.

Figura 36 – Modelo do pórtico 1.

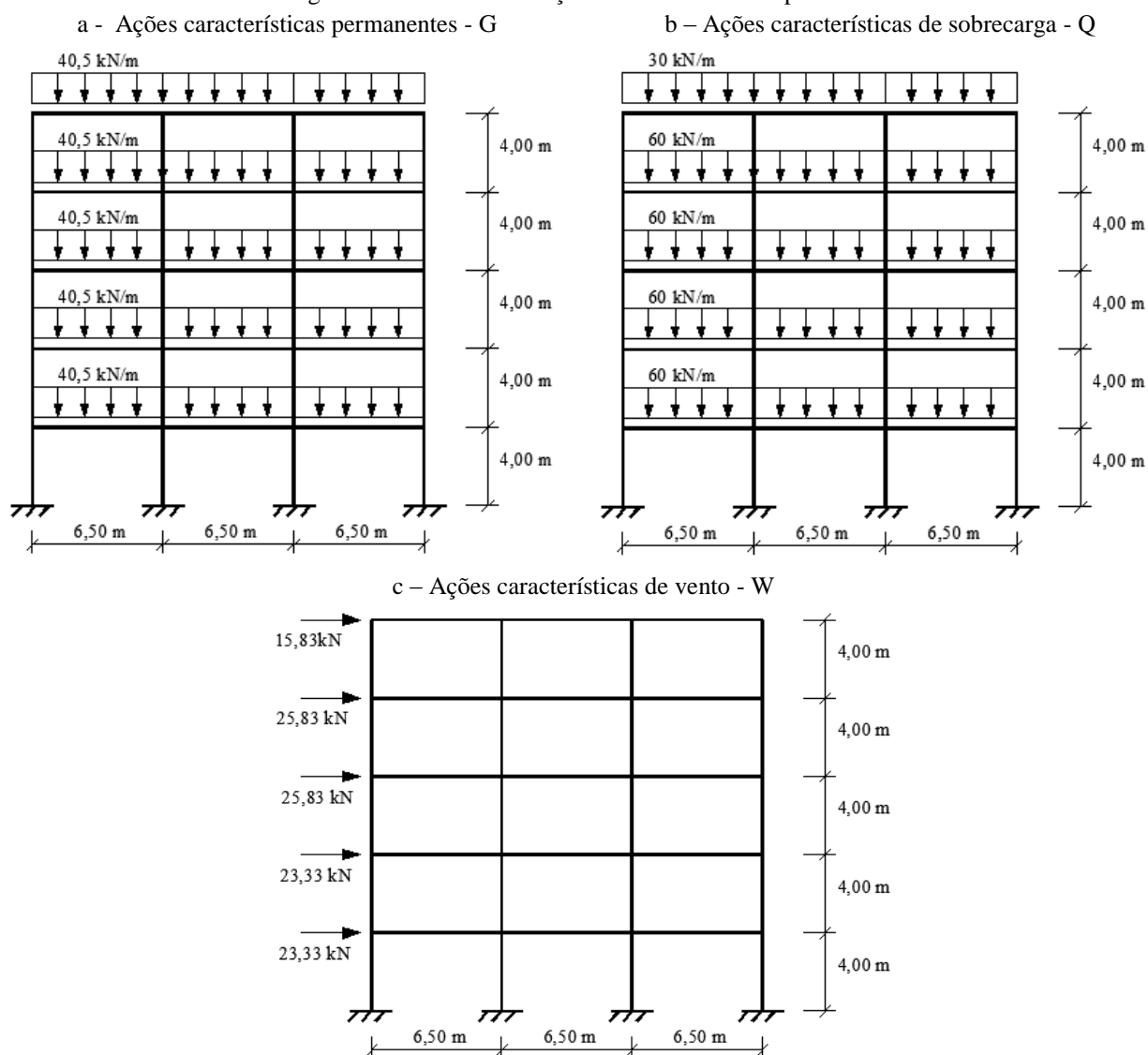


Fonte: ANSYS.

Neste modelo, vigas e pilares foram modelados utilizando o elemento uniaxial BEAM3, com 3 graus de liberdade em cada nó (translações nas direções  $x$  e  $y$  no plano do pórtico e rotação em torno do eixo  $z$ , perpendicular ao plano) passível de ser solicitado à tração, compressão e flexão. Os pilares são contínuos e engastados na base e as vigas são ligadas aos pilares através do elemento de mola COMBIN14, que se considera apenas a transmissão parcial do momento em torno do eixo  $z$ . Para estas ligações, os deslocamentos na direção  $x$  e  $y$  foram compatibilizados através do comando *couple*.

A Figura 37 mostra as dimensões e o carregamento usados.

Figura 37 – Dimensões e ações características do pórtico 1.



Duas combinações últimas normais são possíveis, uma com a sobrecarga e outra com o vento como ação variável principal. Uma vez que o foco da análise recai no deslocamento do topo da edificação para estudo de estabilidade, a combinação última normal mais

adequada (Equação 9) utiliza o vento como ação variável principal. Admitiu-se sobrecarga em local onde não há elevada concentração de pessoas ( $\Psi_0=0,5$ ).

$$F_d = 1,4 \cdot G + 1,4 \cdot W + 1,4 \cdot 0,5 \cdot Q \quad (9)$$

Em que:

$G$  denota as ações características permanentes;

$W$  denota as ações características de vento;

$Q$  denota as ações características de sobrecarga.

Também deve ser verificado, no Estado Limite de Serviço (ELS), o deslocamento global máximo, que de acordo com a Tabela 2 da ABNT NBR 9062:2006 deve ser menor do que a relação  $H/1200$ , na qual  $H$  é a altura total do edifício.

Para esta verificação, recomenda-se usar a combinação frequente de serviço. A Equação 10 traz a combinação tomando o vento como ação variável principal e a sobrecarga com seu valor quase-permanente ( $\Psi_2=0,3$ ).

$$F_{d, \text{serviço}} = G + 0,3 \cdot W + 0,3 \cdot Q \quad (10)$$

A rigidez da mola de ligação foi escrita em função do fator de restrição  $\alpha_r$  de acordo com a Equação 11, adaptada da ABNT NBR 9062:2006.

$$k = \frac{3 \cdot EI_{sec}}{l_{ef}} \cdot \left( \frac{\alpha_r}{1 - \alpha_r} \right) \quad (11)$$

Em que, para Estado Limite Último:

$EI_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c$ , onde 0,4 é o coeficiente de redução da rigidez à flexão das vigas, para consideração aproximada da não-linearidade física, de acordo com Ferreira e El Debs (2003);

$E_{ci}$  é o módulo de elasticidade do concreto, calculado como  $5600\sqrt{f_{ck}}$ ;

$I_c$  é o momento de inércia da seção bruta de concreto;

$l_{ef}$  é o comprimento efetivo do vão da viga;

$\alpha_r$  é o fator de restrição da ligação.

Para consideração aproximada da não-linearidade física, a rigidez dos pilares também foi reduzida pelo coeficiente 0,7 de acordo com a recomendação de Ferreira e El Debs (2003) para estruturas com fator de restrição variando de 0,14 a 0,67, como é o caso deste estudo.

Para as análises em Estado Limite de Serviço, as rigidezes dos elementos não foram reduzidas, o que significa dizer que as inércias foram consideradas com seus valores brutos.

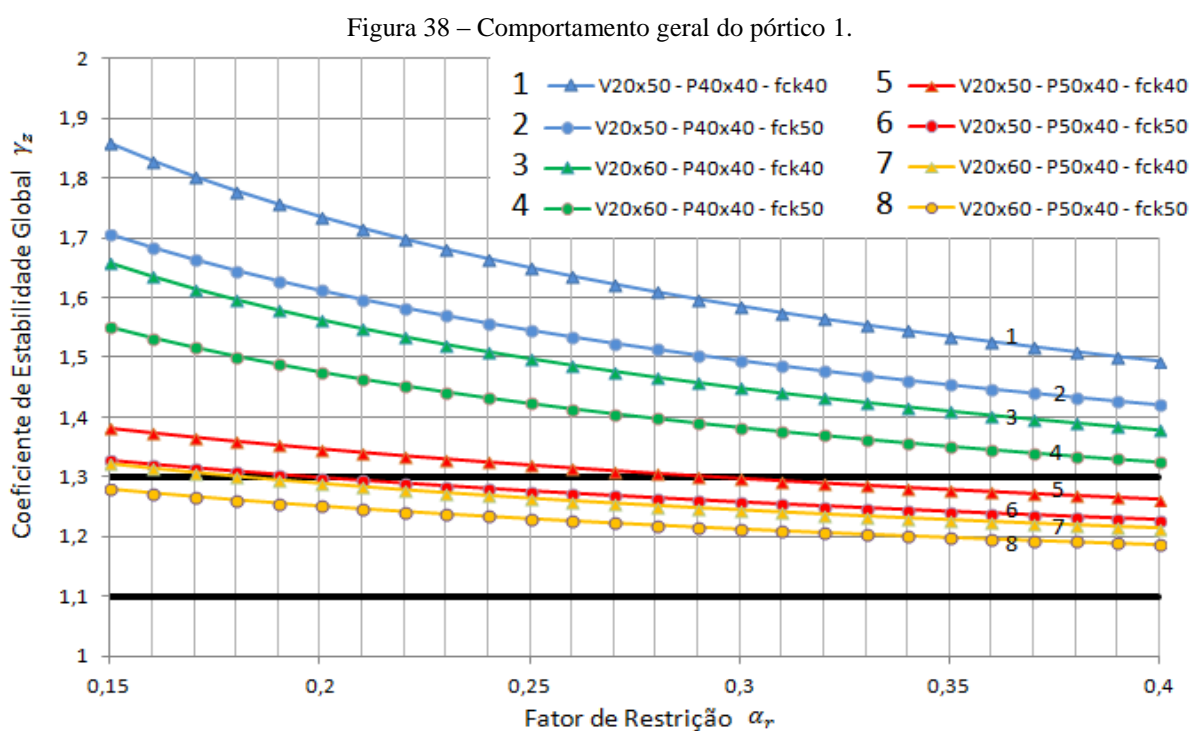
As seções transversais das vigas e pilares são variáveis de projeto para o algoritmo de otimização, como será visto na Seção 4.2.

#### 4.1.2 Variação do Fator de Restrição da Ligação no Pórtico 1

De forma geral, o comportamento do pórtico frente ao carregamento ocorre como mostrado na Figura 38, para cada valor de  $\alpha_r$  dentro da zona de ligações semirrígidas com baixa restrição.

Nas curvas de 1 a 4, os pilares tiveram suas dimensões fixadas em  $40\text{ cm} \times 40\text{ cm}$ . Já nas curvas de 5 a 8, as dimensões dos pilares foram alteradas para  $50\text{ cm} \times 40\text{ cm}$ . O aumento de  $10\text{ cm}$  ocorreu na direção paralela às forças horizontais, para consequente aumento do momento de inércia. Os valores de resistência à compressão do concreto também foram variados entre  $40\text{ MPa}$  e  $50\text{ MPa}$ , para verificar a redução do coeficiente de estabilidade global  $\gamma_z$ .

Todos os oito modelos foram simulados em elementos finitos através do ANSYS 12.1.



Fonte: autor.

As curvas 5, 6 e 7 atenderam o limite superior do  $\gamma_z$  (igual a 1,3) para valores de  $\alpha_r$  iguais ou maiores que 0,29, 0,20 e 0,18, respectivamente. A curva 8 respeitou o intervalo  $1,1 \leq \gamma_z \leq 1,3$  para todos os fatores de restrição entre 0,15 e 0,39.

Para melhor entendimento do efeito dado pela variação da rigidez ao momento fletor da ligação, comparou-se três casos, de acordo com a Tabela 7.

Tabela 7 – Casos para comparação.

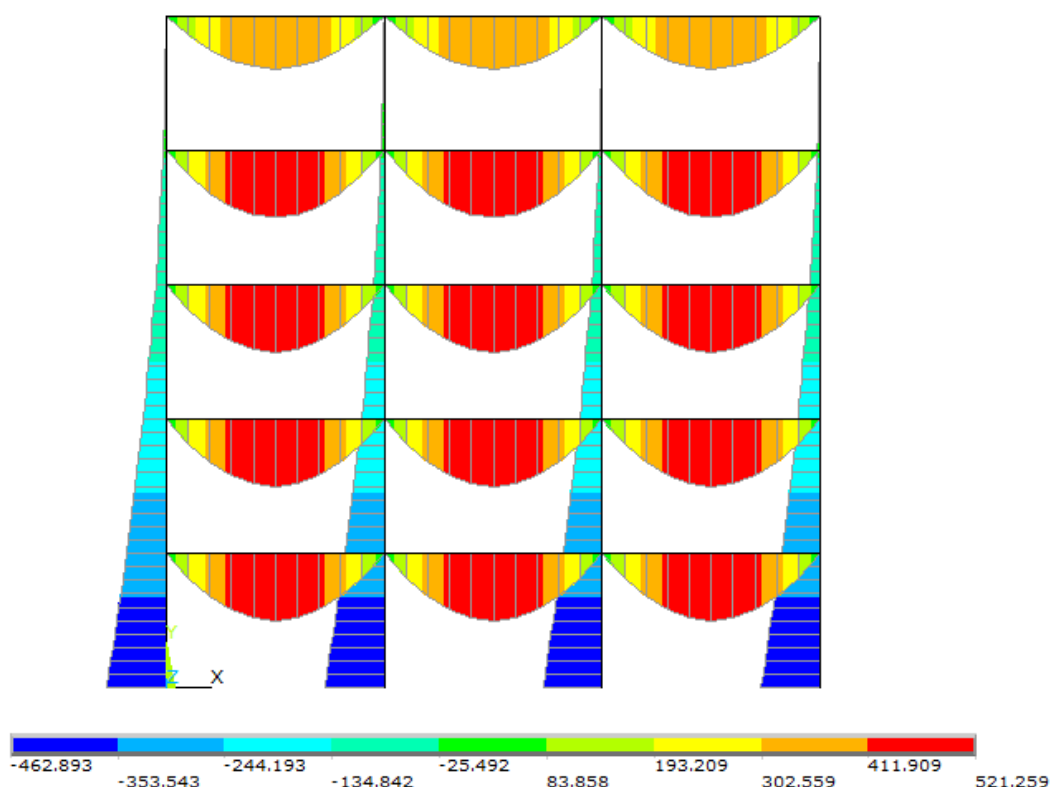
Caso	Fator de Restrição $\alpha_r$	Zona - Classificação da Ligação
A	0	Zona I - Ligação articulada
B	0,30	Zona II - Ligação semirrígida com baixa resistência à flexão
C	1	Zona V - Ligação rígida

Fonte: autor.

Nos três casos, as vigas possuem seção transversal de  $30\text{ cm} \times 60\text{ cm}$ , os pilares de  $50\text{ cm} \times 50\text{ cm}$  e a resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ) adotada para vigas e pilares igual a  $40\text{ MPa}$ .

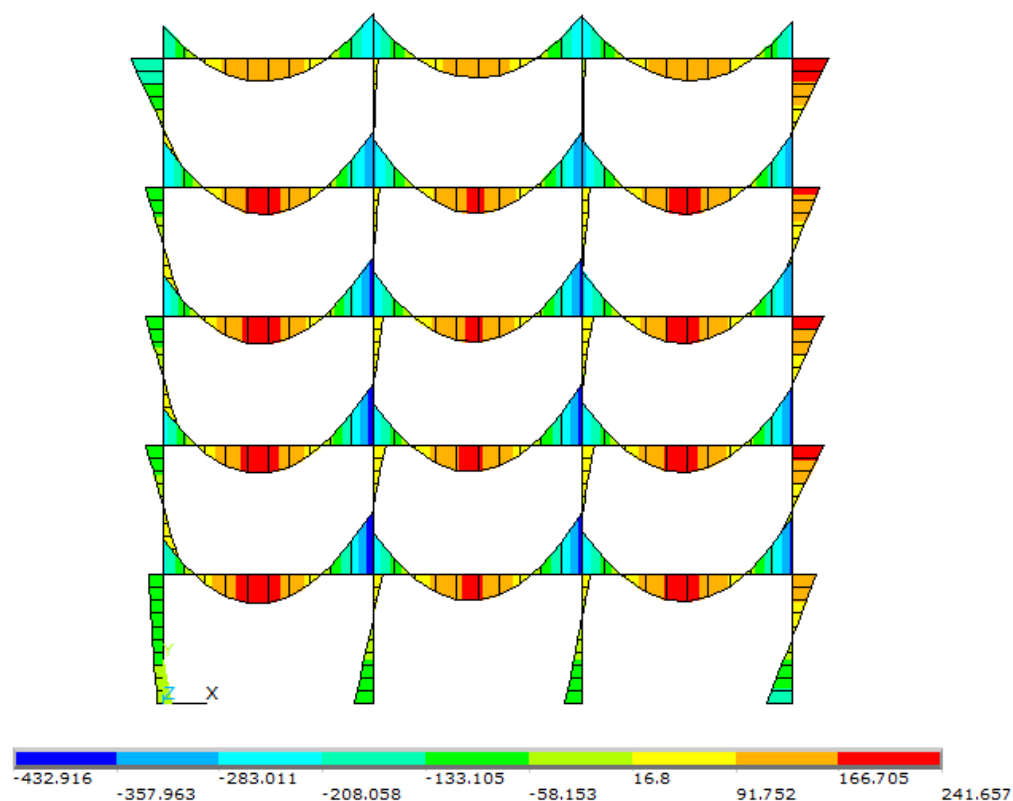
A Figura 39 e a Figura 40 trazem os diagramas de momento fletor para os casos A e C, respectivamente. Valores de  $\alpha_r$  entre 0 e 1 geram diagramas com situações intermediárias.

Figura 39 – Diagrama de momento fletor [ $kN \cdot m$ ] para ligação articulada – Caso A.



Fonte: autor.



Figura 40 - Diagrama de momento fletor [ $kN \cdot m$ ] para ligação rígida – Caso C.

O momento gerado pelos efeitos de segunda ordem  $\Delta M_d$ , o momento total na base dos pilares  $M_{1d}$ , o parâmetro de estabilidade global  $\gamma_z$  e o deslocamento no topo do pórtico para os três casos podem ser encontrados na Tabela 8.

Tabela 8 – Análise dos casos.

Caso	$\Delta M_d$ [ $kN \cdot m$ ]	$M_{1d}$ [ $kN \cdot m$ ]	$\gamma_z$	Deslocamento topo [cm]
A ( $\alpha_r = 0$ )	546,47	1847,6	1,42	6,55
B ( $\alpha_r = 0,3$ )	110,02	739,22	1,18	0,73
C ( $\alpha_r = 1$ )	36,95	455,89	1,09	0,24

Fonte: autor.

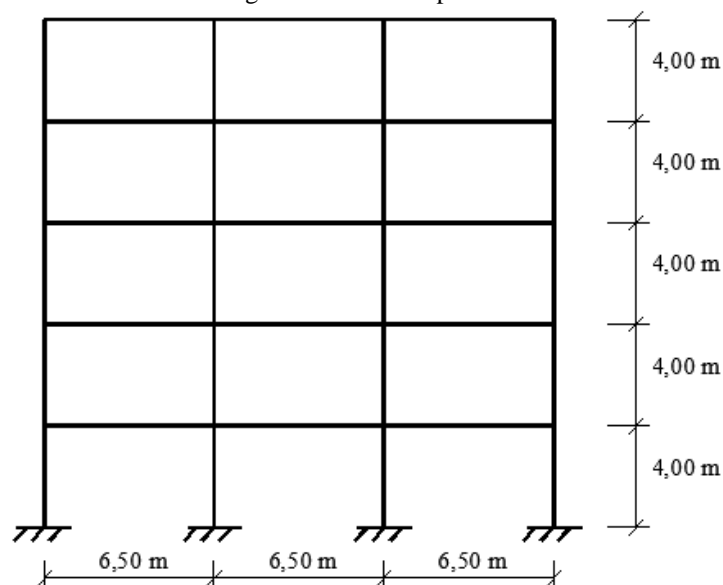
Observa-se que o aumento do fator de restrição da ligação promove diminuição nos momentos da base dos pilares, bem como redução significativa no deslocamento do topo do pórtico. Vale destacar a importância da semirrígidez da ligação para garantia da estabilidade global, quanto ao parâmetro  $\gamma_z$ .

Para o pórtico analisado, não se observa inversão de momento fletor nas ligações. Ou seja, as ligações estão solicitadas apenas por momentos negativos, quaisquer que sejam os fatores de restrição impostos para as ligações.

## 4.2 Otimização Estrutural do Pórtico 1

Após a modelagem do pórtico plano (Figura 41), realizou-se a busca pelos valores ótimos para as variáveis de projeto. A otimização aqui proposta classifica-se como de dimensões e de material, uma vez que nas variáveis de projeto estão incluídas as dimensões das seções transversais das vigas e dos pilares, bem como a resistência característica à compressão do concreto.

Figura 41 – Pórtico plano 1.



Fonte: autor.

Foram realizados dois testes de otimização: teste 1 e teste 2, que consistiram em minimizar a função objetivo representada pela rigidez  $k = f(f_{ck}, \alpha_r, b_v, h_v, d_1, d_2)$  das ligações viga-pilar, sujeita à restrição de projeto dada por  $1,1 \leq \gamma_z \leq 1,3$ . Nesta relação,  $f_{ck}$  indica a resistência do concreto à compressão,  $\alpha_r$  é o fator de restrição da ligação,  $b_v$  e  $h_v$  são respectivamente as dimensões da base e da altura da viga de seção retangular,  $d_1$  é a dimensão do pilar paralela ao plano do pórtico,  $d_2$  é a dimensão do pilar perpendicular ao plano do pórtico,  $\gamma_z$  indica o parâmetro de estabilidade global de acordo com a Equação 3 e  $k$  é a rigidez da ligação viga-pilar, dada explicitamente pela Equação 11.

No teste 1, as restrições laterais permitem modificações de maior grandeza quanto às dimensões geométricas dos elementos estruturais como vigas e pilares. No teste 2, as restrições laterais foram mais limitadas com relação à geometria, favorecendo o aumento da resistência à compressão do concreto, como pode ser visto nas seções seguintes.

### 4.2.1 Teste de Otimização 1 – Pórtico 1

O primeiro teste foi definido de acordo com os dados contidos na Tabela 9. Para sua convergência utilizou-se o método determinístico do Subproblema, do programa ANSYS. Dentre os dois métodos disponíveis, optou-se por este último por apresentar resultados melhores em relação ao Método de Primeira Ordem, além de convergir em tempo consideravelmente menor.

Tabela 9 - Teste de otimização 1 – Pórtico 1.

Parâmetro		Restrições Laterais		Ponto de partida
		Limite inferior	Limite superior	
Variáveis de Projeto	$f_{ck}$ [MPa]	40	60	50
	$\alpha_r$	0,14	0,39	0,30
	$b_v$ [m]	0,20	0,30	0,25
	$h_v$ [m]	0,50	0,60	0,55
	$d_1$ [m]	0,40	0,65	0,50
	$d_2$ [m]	0,40	0,50	0,45
Restrições de Projeto	$\gamma_z$	1,1	1,3	-
Função Objetivo	$k$ [kN · m / rad]	Minimizar		

Fonte: autor.

O fator de restrição deve ser mantido no intervalo de 0,14 a 0,39 para que a ligação seja considerada semirrígida com baixa resistência à flexão, de acordo com a classificação de Ferreira, El Debs e Elliot (2002).

O interesse em manter o parâmetro  $\gamma_z$  no intervalo de 1,1 a 1,3 está em permitir que a estrutura trabalhe próximo aos limites dos Estados Limites Último e de Serviço, o que indicaria um melhor aproveitamento de sua capacidade resistente. Vale ressaltar que valores menores que 1,1 também são factíveis.

Os resultados obtidos ao final do processo estão organizados na Tabela 10. Foram necessárias 28 iterações. Para fins práticos e construtivos, adotou-se um valor ótimo para cada parâmetro que fosse o mais próximo possível do valor ótimo obtido.

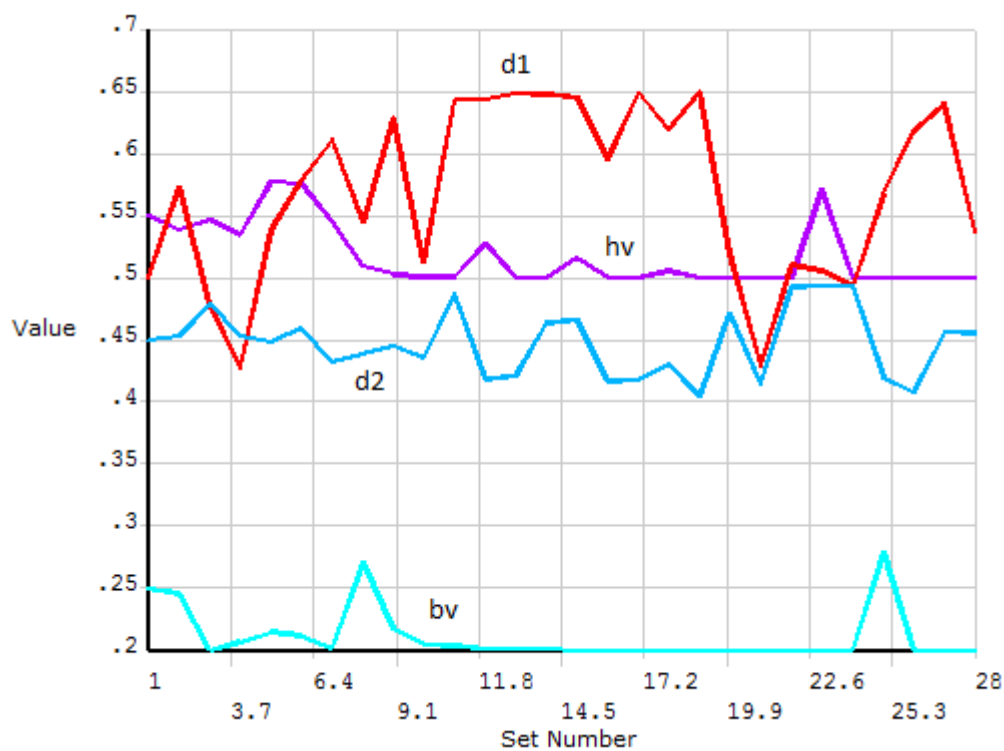
Tabela 10 – Resultados do teste de otimização 1 – Pórtico 1.

Parâmetro		Valor Ótimo Obtido	Valor Ótimo Adotado
Variáveis de Projeto	$f_{ck}$ [MPa]	40,04	40
	$\alpha_r$	0,14	recalcular*
	$b_v$ [m]	0,20	0,20
	$h_v$ [m]	0,50	0,50
	$d_1$ [m]	0,64	0,65
	$d_2$ [m]	0,46	0,45
Restrições de Projeto	$\gamma_z$	1,16	recalcular*
Função Objetivo	$k$ [kN · m / rad]	2233	$\geq 2233$
* O fator de restrição $\alpha_r$ e o parâmetro de estabilidade global $\gamma_z$ serão recalculados após dimensionamento da ligação, na Seção 4.3.1.			

Fonte: autor.

A Figura 42 mostra o processo de convergência para as dimensões das seções transversais das vigas e dos pilares do pórtico.

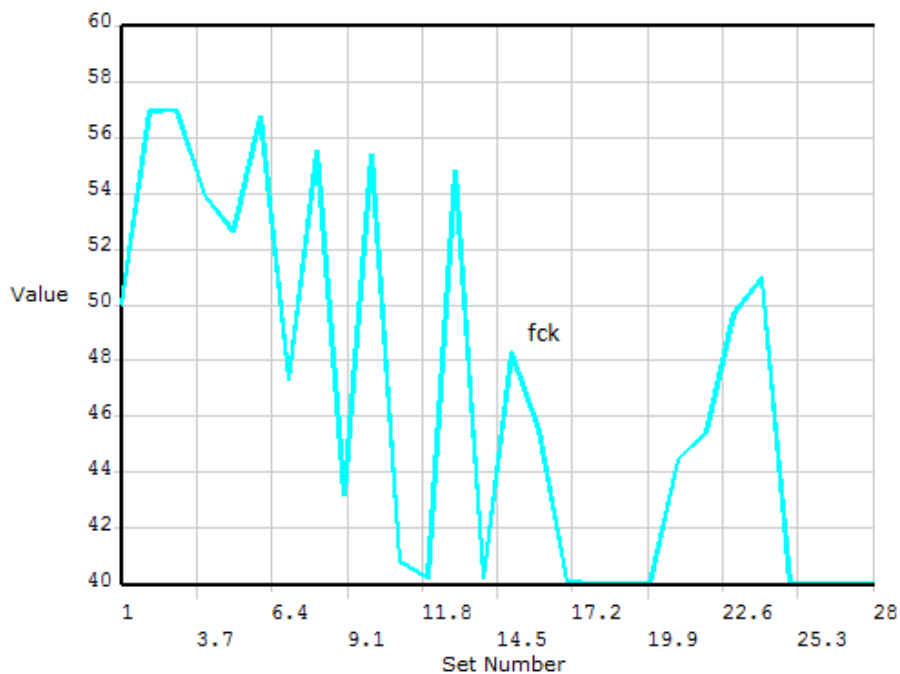
Figura 42 – Otimização das dimensões de vigas e pilares no teste 1 – Pórtico 1.



Fonte: ANSYS.

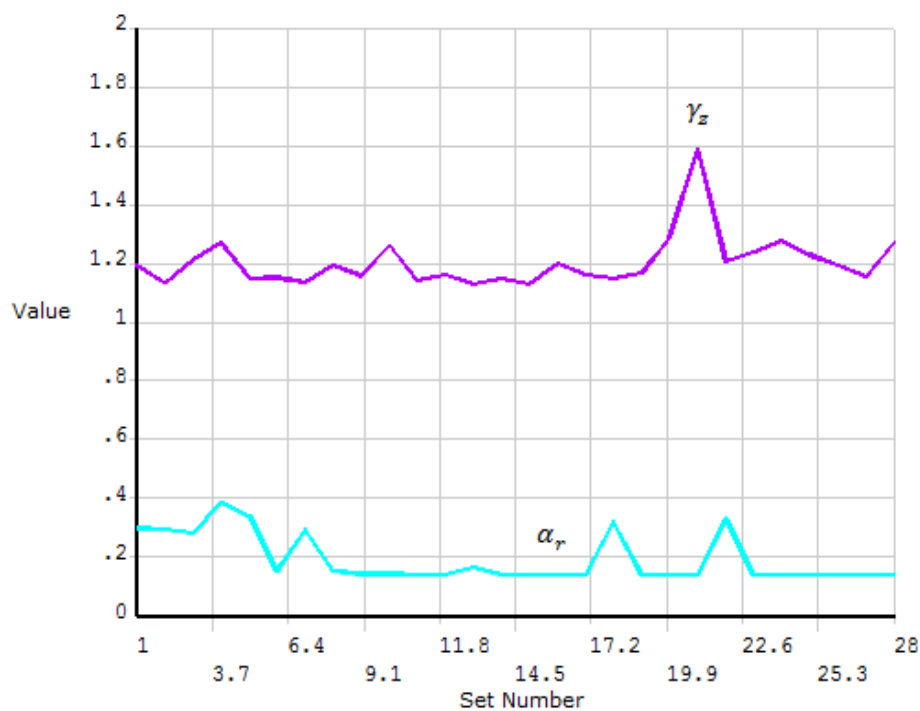
A convergência dos valores para a resistência à compressão do concreto  $f_{ck}$ , para o fator de restrição da ligação  $\alpha_r$ , e para o parâmetro de estabilidade global  $\gamma_z$  encontram-se na Figura 43 e Figura 44, respectivamente.

Figura 43 - Otimização do  $f_{ck}$  no teste 1 – Pórtico 1.



Fonte: ANSYS.

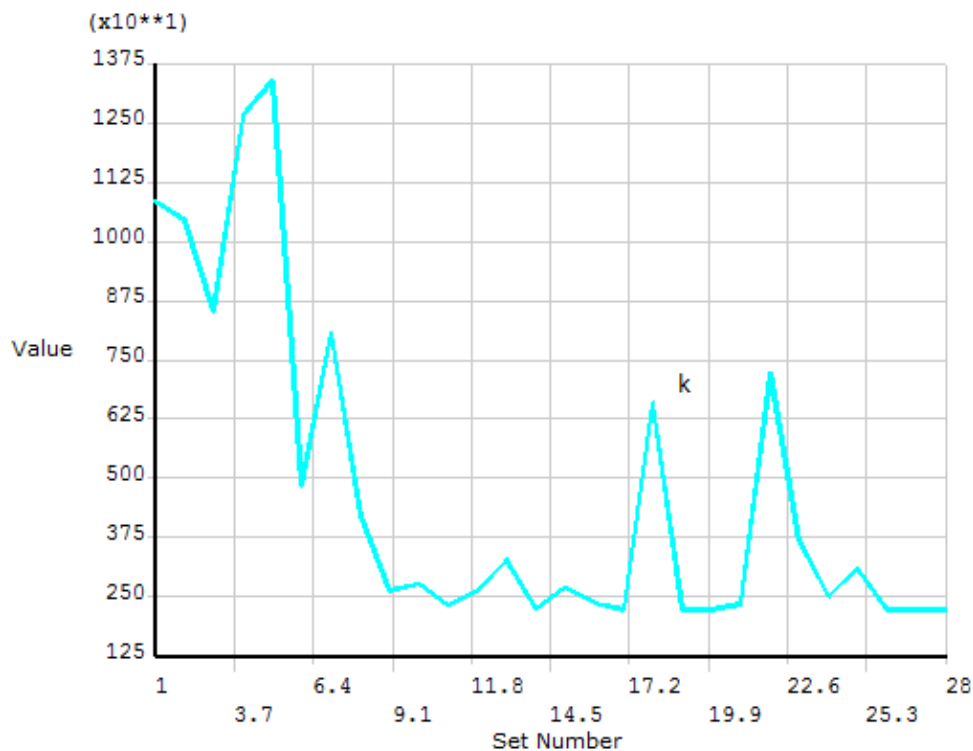
Figura 44 – Otimização do  $\alpha_r$  e  $\gamma_z$  no teste 1 – Pórtico 1.



Fonte: ANSYS.

A Figura 45 mostra a busca pela menor rigidez ( $k$ ) da ligação viga-pilar, que respeita as restrições de projeto.

Figura 45 - Otimização do  $k$  no teste 1 – Pórtico 1.



Fonte: ANSYS.

Como pôde ser percebido, para atender as condições impostas, o processo utilizou a possibilidade de aumentar a área da seção transversal dos pilares, com a finalidade de enrijecer o pórtico, uma vez que o  $f_{ck}$  obtido ficou bastante próximo do limite inferior da banda pré-estabelecida.

#### 4.2.2 Teste de Otimização 2 – Pórtico 1

No teste 2 (Tabela 11) procurou-se atender as restrições pelo aumento da resistência à compressão do concreto, limitando a base da viga ( $b_v$ ) em 20 cm e a dimensão  $d_2$  do pilar em 40 cm.

Na Tabela 11,  $f_{ck}$  indica a resistência do concreto à compressão,  $\alpha_r$  é o fator de restrição da ligação,  $b_v$  e  $h_v$  são respectivamente as dimensões da base e da altura da viga de seção retangular,  $d_1$  é a dimensão do pilar paralela ao plano do pórtico,  $d_2$  denota a dimensão do pilar perpendicular ao plano do pórtico,  $\gamma_z$  indica o parâmetro de estabilidade global de acordo com a Equação 3 e  $k$  é a rigidez da ligação viga-pilar, dada pela Equação 11.

Tabela 11 - Teste de otimização 2 – Pórtico 1.

Parâmetro		Restrições Laterais		Ponto de partida
		Limite inferior	Limite superior	
Variáveis de Projeto	$f_{ck}$ [MPa]	40	60	50
	$\alpha_r$	0,14	0,39	0,30
	$b_v$ [m]	0,20	0,20	0,20
	$h_v$ [m]	0,50	0,60	0,55
	$d_1$ [m]	0,40	0,50	0,45
	$d_2$ [m]	0,40	0,40	0,40
Restrições de Projeto	$\gamma_z$	1,1	1,3	-
Função Objetivo	$k$ [kN · m / rad]	Minimizar		

Fonte: autor.

Os resultados para o Teste 2 (Tabela 12) foram obtidos em 9 iterações. Também se recorreu ao Método do Subproblema para solução do processo.

Tabela 12 – Resultados do teste de otimização 2 – Pórtico 1.

Parâmetro		Valor Ótimo Obtido	Valor Ótimo Adotado
Variáveis de Projeto	$f_{ck}$ [MPa]	56,81	60
	$\alpha_r$	0,16	recalcular*
	$b_v$ [m]	0,20	0,20
	$h_v$ [m]	0,51	0,50
	$d_1$ [m]	0,50	0,50
	$d_2$ [m]	0,40	0,40
Restrições de Projeto	$\gamma_z$	1,27	recalcular*
Função Objetivo	$k$ [kN · m / rad]	3110,5	$\geq 3110,5$
* O fator de restrição $\alpha_r$ e o parâmetro de estabilidade global $\gamma_z$ serão recalculados após dimensionamento da ligação, na Seção 4.3.2.			

Fonte: autor.

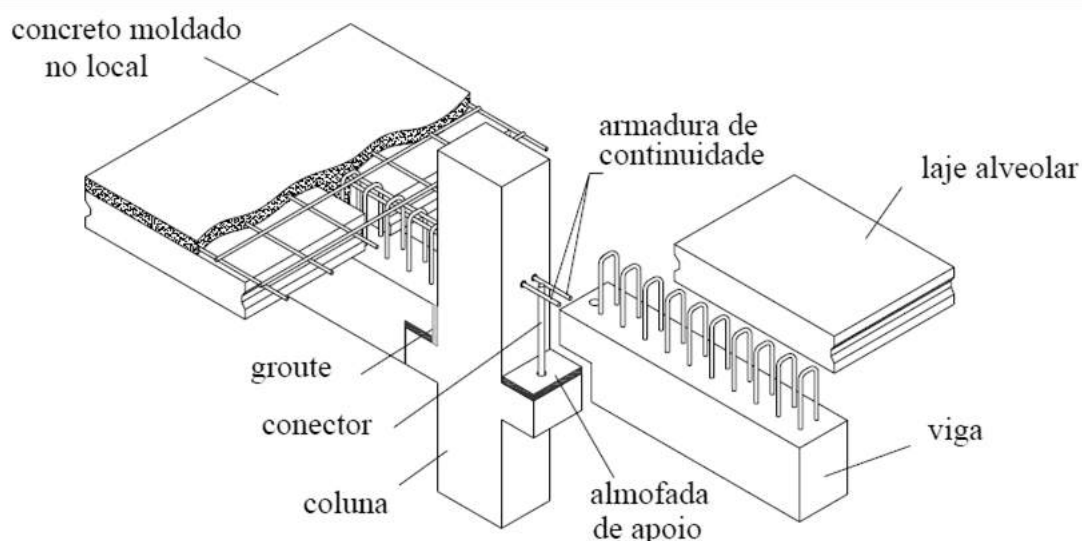
Observa-se que o valor do  $f_{ck}$  encontrado aqui está mais próximo do limite superior estabelecido, o que indica que a deslocabilidade do pórtico foi impedida em parte pelo efeito do aumento da resistência do concreto.

Na Seção 4.3 será proposta uma ligação cuja rigidez satisfaça a rigidez ótima encontrada nos Testes 1 e 2 de otimização.

### 4.3 Ligações para o Pórtico 1

Para atender ao valor ótimo da rigidez da ligação, optou-se por utilizar o modelo de Miotto (2002) composto por armadura de continuidade, chumbador e almofada de apoio, conforme ilustra a Figura 46.

Figura 46 – Ligação com armadura de continuidade, chumbador e almofada de apoio.



Fonte: Miotto, 2002.

Enquanto a armadura de continuidade tem a função de transmitir o momento negativo atuante na ligação, o chumbador e a almofada são responsáveis pela transmissão do momento positivo, a depender da solicitação.

Nas ligações que apresentam armadura de continuidade, são dois os principais mecanismos de deformação que causam rotações relativas entre a viga e o pilar, decorrente da solicitação por momento fletor. O primeiro deles refere-se ao deslizamento da armadura de continuidade no interior do pilar e o segundo refere-se ao deslizamento induzido pela formação das fissuras de flexão na extremidade da viga, dentro de um comprimento que depende da altura útil da viga. Na bibliografia internacional, modelos analíticos que levam em conta o efeito desses mecanismos são encontrados em Park e Paulay (1975), em Paultre et al. (1989) e, mais recentemente, nos trabalhos de Sezen e Moehle (2003), Sezen e Setzler (2008) e Kwak e Kim (2010).

Ferreira, El Debs e Elliot (2002) propõem que a rigidez secante da ligação à flexão negativa ( $k_{\phi n}$ ) seja calculada através da Equação 12.

$$k_{\phi n} = \left( \frac{l_e}{0,9 \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2} + \frac{l_p}{E_{cs} \cdot I_{cr}} \right)^{-1} \quad (12)$$



Onde:

$l_e$ : comprimento de embutimento da armadura de continuidade dentro do pilar;

$l_p$ : comprimento da região da ligação, correspondente à metade do comprimento do consolo somado a altura útil  $d$  da viga, na extremidade sobre o apoio;

$E_s$ : módulo de elasticidade longitudinal do aço da armadura de continuidade;

$A_s$ : área da armadura negativa, passante no pilar;

$d$ : altura útil na extremidade da viga;

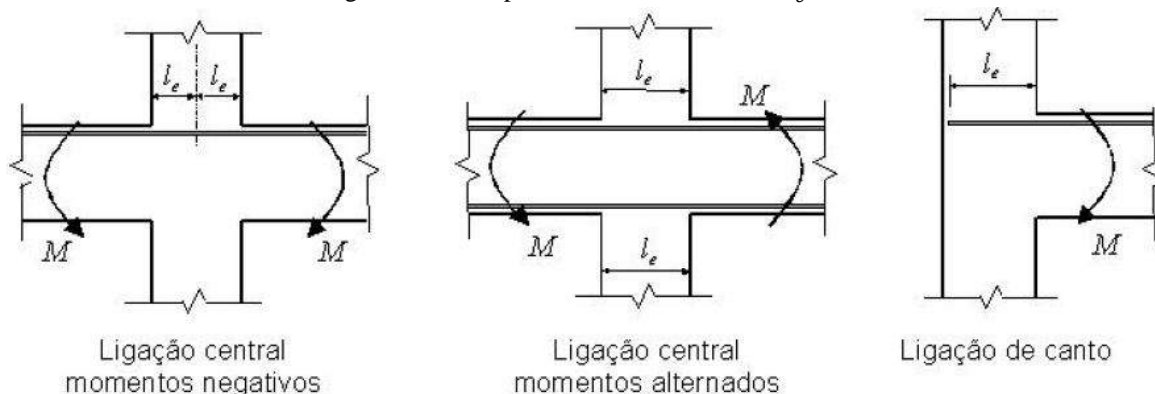
$E_{cs}$ : módulo de elasticidade secante do concreto;

$I_{cr}$ : momento de inércia da seção homogeneizada fissurada no Estádio II.

Vale destacar que na Equação 12 a primeira parcela refere-se ao mecanismo de deslizamento da armadura de continuidade no interior do pilar e a segunda, ao mecanismo de deslizamento induzido pela formação de fissuras na extremidade da viga.

O comprimento de embutimento da armadura de continuidade no pilar deve respeitar o modelo exposto na Figura 47.

Figura 47 – Comprimento de embutimento  $l_e$ .



Fonte: Ferreira, El Debs e Elliot (2003).

A Tabela 13 indica os valores adotados para os comprimentos de embutimento em função do tipo de ligação.

Tabela 13 – Valores para o comprimento de embutimento  $l_e$ .

Tipo de ligação	Valor de $l_e$
Ligação central com momentos negativos	$0,5 \cdot d_1$
Ligação central com momentos alternados	$d_1$
Ligação de canto	$d_1 - C_{nom}$
$d_1$ : dimensão do pilar paralela à direção das barras de continuidade	
$C_{nom}$ : cobrimento nominal, de acordo com a Tabela 7.2 da ABNT NBR 6118:2014	

Fonte: adaptado de Ferreira, El Debs e Elliot (2003).

Em virtude destes parâmetros, as ligações possuem rigidez diferente para pilares centrais e de canto.

Para o cálculo da rigidez secante à flexão positiva ( $k_{\phi p}$ ), Ferreira e El Debs (2003) indicam o uso da Equação 13.

$$k_{\phi p} = \frac{0,45 \cdot E_s \cdot d^2 \cdot \phi_b^4}{(h_a + 2 \cdot \phi_b)^3} \quad (13)$$

Onde:

$E_s$ : módulo de elasticidade longitudinal do aço do chumbador;

$d$ : altura útil na extremidade da viga;

$\phi_b$ : diâmetro do chumbador;

$h_a$ : espessura da almofada de apoio.

Uma vez que as ligações do pórtico em questão não são solicitadas a momento positivo, estes não serão calculados. No entanto, a almofada de apoio e o chumbador serão utilizados com a finalidade construtiva de manter a estabilidade e a melhor acomodação entre viga e pilar.

A seguir serão apresentadas as soluções encontradas para cada teste de otimização realizado na Seção 4.2.

### 4.3.1 Ligação para o Teste de Otimização 1 – Pórtico 1

Para obtenção da rigidez das ligações viga-pilar faz-se necessário determinar alguns parâmetros, de acordo com a relação abaixo:

$l_e$ : comprimento de embutimento da armadura de continuidade dentro do pilar;

$l_p$ : comprimento da região da ligação, correspondente à metade do comprimento do consolo somado a altura útil  $d$  da viga, na extremidade sobre o apoio;

$E_s$ : módulo de elasticidade longitudinal do aço da armadura de continuidade;

$A_s$ : área da armadura negativa, passante no pilar;

$d$ : altura útil na extremidade da viga;

$E_{cs}$ : módulo de deformação secante do concreto;

$I_{cr}$ : momento de inércia da seção homogeneizada fissurada no Estádio II;

$\phi_b$ : diâmetro do chumbador;

$h_a$ : espessura da almofada de apoio.

O cobrimento nominal adotado foi de 3 cm, correspondente à classe de agressividade ambiental II, de acordo com a Tabela 7.2 da ABNT NBR 6118:2014. Para determinar a

altura útil da viga, adotou-se ainda estribo de 0,5 cm. Considerou-se consolo de 40 cm de comprimento.

O modelo utilizado aqui possui vigas com seção transversal de 20 cm x 50 cm, pilares de 65 cm x 45 cm com flexão em torno do eixo de maior inércia, e resistência característica à compressão do concreto igual a 40 MPa, como determinado pelo teste de otimização 1.

A Tabela 14 apresenta os parâmetros determinados e resultados encontrados para as ligações viga-pilar realizadas em pilar central do pórtico.

Os valores para as ligações em pilar de canto estão contidos na Tabela 15.

Tabela 14 – Ligação para pilar central do teste 1 – Pórtico 1.

Momento	Parâmetros		Rigidez da Ligação ( $k$ )	Fator de Restrição da Ligação ( $\alpha_r$ )
Negativo	$l_e$	32,5 <i>cm</i>	6264,65 <i>kN · m / rad</i>	0,32
	$l_p$	66 <i>cm</i>		
	$E_s$	210 <i>GPa</i>		
	$A_s$	2 $\phi$ 10 <i>mm</i>		
	$d$	46 <i>cm</i>		
	$E_{cs}$	30104,88 <i>MPa</i>		
	$I_{cr}$	18926 <i>cm</i> <sup>4</sup>		
Positivo	$\phi_b$	7 <i>mm</i>	Finalidade construtiva	
	$h_a$	1 <i>cm</i>		

Fonte: autor.

Tabela 15 – Ligação para pilar de canto do teste 1 – Pórtico 1.

Momento	Parâmetros		Rigidez da Ligação ( $k$ )	Fator de Restrição da Ligação ( $\alpha_r$ )
Negativo	$l_e$	62 <i>cm</i>	5015,74 <i>kN · m / rad</i>	0,27
	$l_p$	66 <i>cm</i>		
	$E_s$	210 <i>GPa</i>		
	$A_s$	2 $\phi$ 10 <i>mm</i>		
	$d$	46 <i>cm</i>		
	$E_{cs}$	30104,88 <i>MPa</i>		
	$I_{cr}$	18926 <i>cm</i> <sup>4</sup>		
Positivo	$\phi_b$	7 <i>mm</i>	Finalidade construtiva	
	$h_a$	1 <i>cm</i>		

Fonte: autor.

Observa-se que para atender a rigidez ótima encontrada (Tabela 10), necessitou-se de duas barras de aço de diâmetro de 10 mm para compor a armadura negativa da ligação.

Após obtenção dos fatores de restrição das ligações em pilar de canto e central, o modelo foi verificado (Tabela 16) quanto ao deslocamento horizontal global máximo limitado pela Tabela 2 da ABNT NBR 9062:2006 em  $H/1200$ , onde  $H$  corresponde a altura total do edifício.

Tabela 16 – Verificação do teste 1 – Pórtico 1.

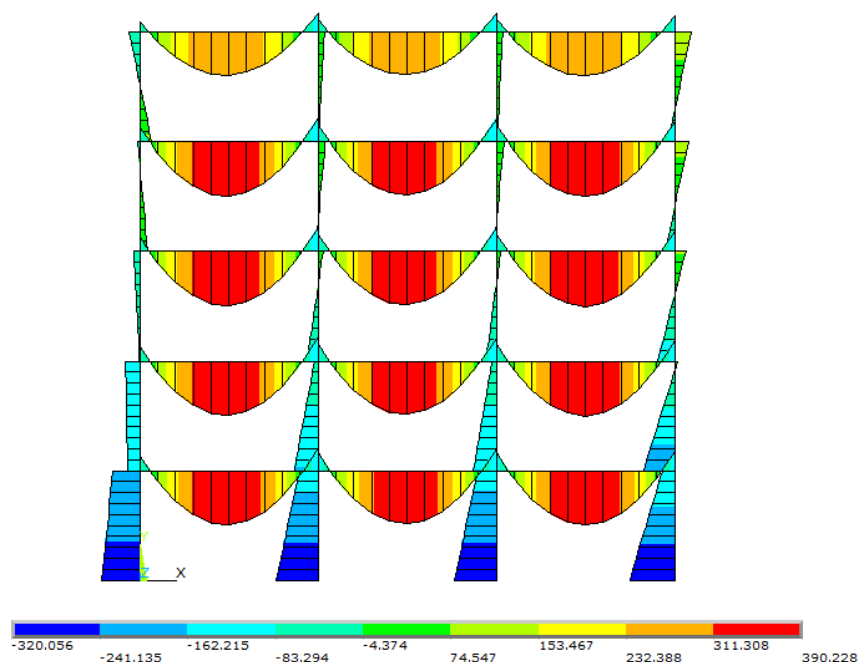
Tipo de ligação	$k$ [kN · m/rad]	$\alpha_r$	$\Delta M_d$ [kN · m]	$M_{1d}$ [kN · m]	$\gamma_z$	$D_{topo}$ [cm] (ELS)	$D_{limite}$ [cm] (ELS)
central	6264,65	0,32	136,03	1183,77	1,13	1,59	1,67
canto	5015,74	0,27					

Fonte: autor.

No teste 1 do pórtico 1, o deslocamento horizontal no topo da edificação atingiu o valor de 8,57 cm considerando o Estado limite Último. O mesmo pórtico, estudado por Ferreira et al. (2005), com ligações viga-pilar com fator de restrição de 0,30, vigas de 30 cm x 60 cm e pilares de 50 cm x 50 cm apresentou um deslocamento máximo em seu topo no valor de aproximadamente 10 cm, com  $\gamma_z$  próximo de 1,24. Acredita-se que este deslocamento maior se deve às ações de cálculo maiores e às dimensões menores dos pilares. No pórtico verificado pela Tabela 16, a dimensão de maior inércia dos pilares é 15 cm maior do que aquela do pórtico de Ferreira et al. (2005).

Na Figura 48 pode ser visto o diagrama de momento fletor do pórtico com as ligações finais, com as rigidezes determinadas de 6264,65 kN m/rad para a ligação central e 5015,74 kN m/rad para a ligação de extremidade.

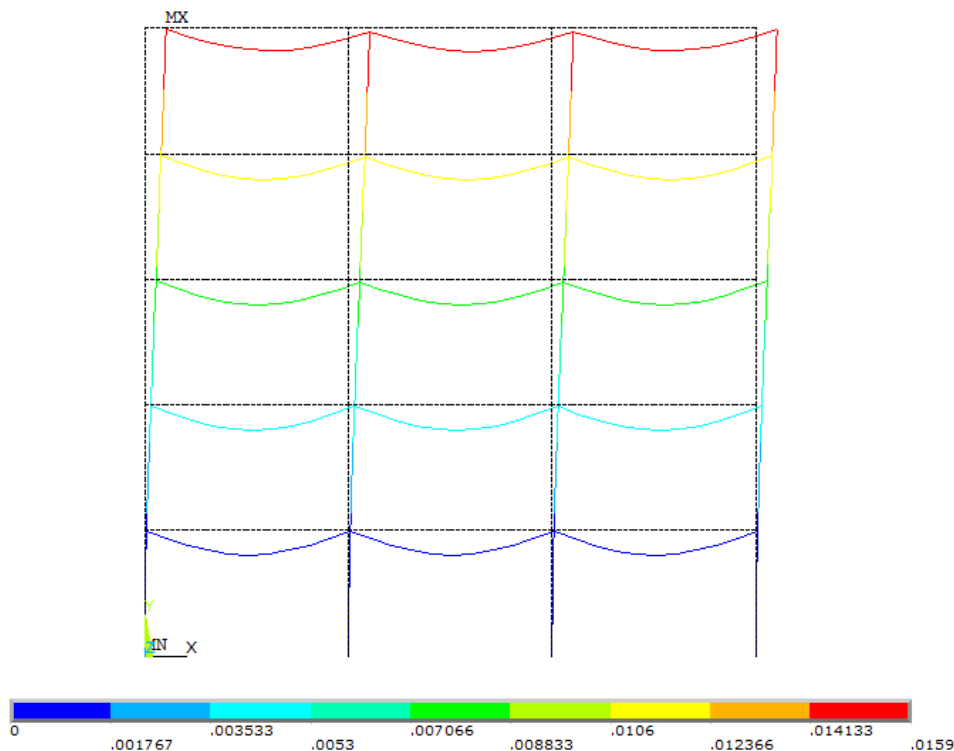
Figura 48 – Diagrama de momento fletor [kN · m] para o teste 1 – ELU – Pórtico 1.



Fonte: ANSYS.

O deslocamento do pórtico final, com combinação frequente de forças está apresentada na Figura 49.

Figura 49 – Deslocamento [m] do pórtico para o teste 1 – ELS – Pórtico 1.



Neste modelo, observa-se que ligações semirrígidas com valor médio igual a 0,30 para o fator de restrição já são suficientes para que o coeficiente de estabilidade global  $\gamma_z$  fique abaixo de 1,3 respeitando o deslocamento máximo permitido ( $H/1200$ ) recomendado pela ABNT NBR 9062:2006.

#### 4.3.2 Ligação para o Teste de Otimização 2 – Pórtico 1

Para as ligações do teste 2 foram mantidos o mesmo valor de cobrimento (3 cm) e o mesmo diâmetro para o estribo (0,5 cm), além do comprimento do consolo igual a 40 cm.

Utilizou-se o modelo de vigas com seção transversal de 20 cm x 50 cm, pilares de 50 cm x 40 cm com flexão em torno do eixo de maior inércia e resistência característica à compressão do concreto igual a 60 MPa, como determinado pelo teste de otimização 2.

A Tabela 17 mostra os parâmetros da ligação bem como a rigidez encontrada, para os casos de pilar central. Para os casos de pilar de canto, os parâmetros e resultados estão apresentados na Tabela 18.

Tabela 17 – Ligação para pilar central do teste 2 – Pórtico 1.

Momento	Parâmetros		Rigidez da Ligação ( $k$ )	Fator de Restrição da Ligação ( $\alpha_r$ )
Negativo	$l_e$	25 <i>cm</i>	10211,44 <i>kN · m / rad</i>	0,38
	$l_p$	65,875 <i>cm</i>		
	$E_s$	210 <i>GPa</i>		
	$A_s$	2 $\phi$ 12,5 <i>mm</i>		
	$d$	45,875 <i>cm</i>		
	$E_{cs}$	36870,80 <i>MPa</i>		
	$I_{cr}$	23394 <i>cm</i> <sup>4</sup>		
Positivo	$\phi_b$	7 <i>mm</i>	Finalidade construtiva	
	$h_a$	1 <i>cm</i>		

Fonte: autor.

Tabela 18 – Ligação para pilar de canto do teste 2 – Pórtico 1.

Momento	Parâmetros		Rigidez da Ligação ( $k$ )	Fator de Restrição da Ligação ( $\alpha_r$ )
Negativo	$l_e$	47 cm	8554,32 $kN \cdot m / rad$	0,34
	$l_p$	65,875 cm		
	$E_s$	210 GPa		
	$A_s$	2 $\phi$ 12,5 mm		
	$d$	45,875 cm		
	$E_{cs}$	36870,80 MPa		
	$I_{cr}$	23394 cm <sup>4</sup>		
Positivo	$\phi_b$	7 mm	Finalidade construtiva	
	$h_a$	1 cm		

Fonte: autor.

Observa-se que para atender a rigidez ótima encontrada (Tabela 12), necessitou-se de duas barras de aço de diâmetro de 12,5 mm para compor a armadura negativa da ligação.

Percebe-se pela Tabela 19 que a verificação realizada no pórtico do Teste 2 com as ligações finais obedece o limite de deslocamento da ABNT NBR 9062:2006.

Tabela 19 – Verificação do teste 2 – Pórtico 1.

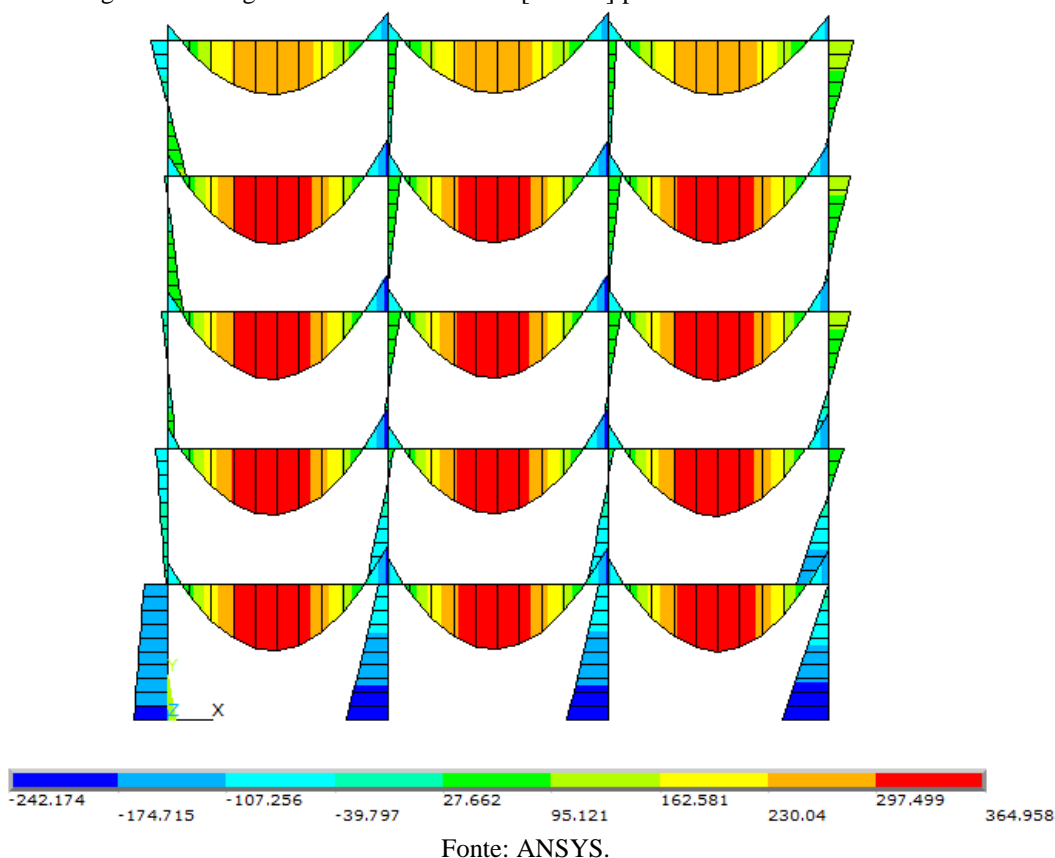
Tipo de ligação	$k$ [kN · m/rad]	$\alpha_r$	$\Delta M_d$ [kN · m]	$M_{1d}$ [kN · m]	$\gamma_z$	$D_{topo}$ [cm] (ELS)	$D_{limite}$ [cm] (ELS)
central	10211,44	0,38	150,82	857,23	1,21	1,62	1,67
canto	8554,32	0,34					

Fonte: autor.

Ferreira et al. (2005), analisando o mesmo pórtico com ligações viga-pilar com fator de restrição de 0,36, vigas de  $30\text{ cm} \times 60\text{ cm}$  e pilares de  $50\text{ cm} \times 50\text{ cm}$ , chegou a um deslocamento máximo no topo da edificação de aproximadamente  $7\text{ cm}$ , com  $\gamma_z$  próximo de 1,22. No teste 2 do pórtico 1, o deslocamento horizontal no topo foi de  $8,73\text{ cm}$ , considerando o Estado Limite Último. Este deslocamento maior pode ser justificado pelas dimensões menores das vigas e dos pilares no modelo aqui utilizado.

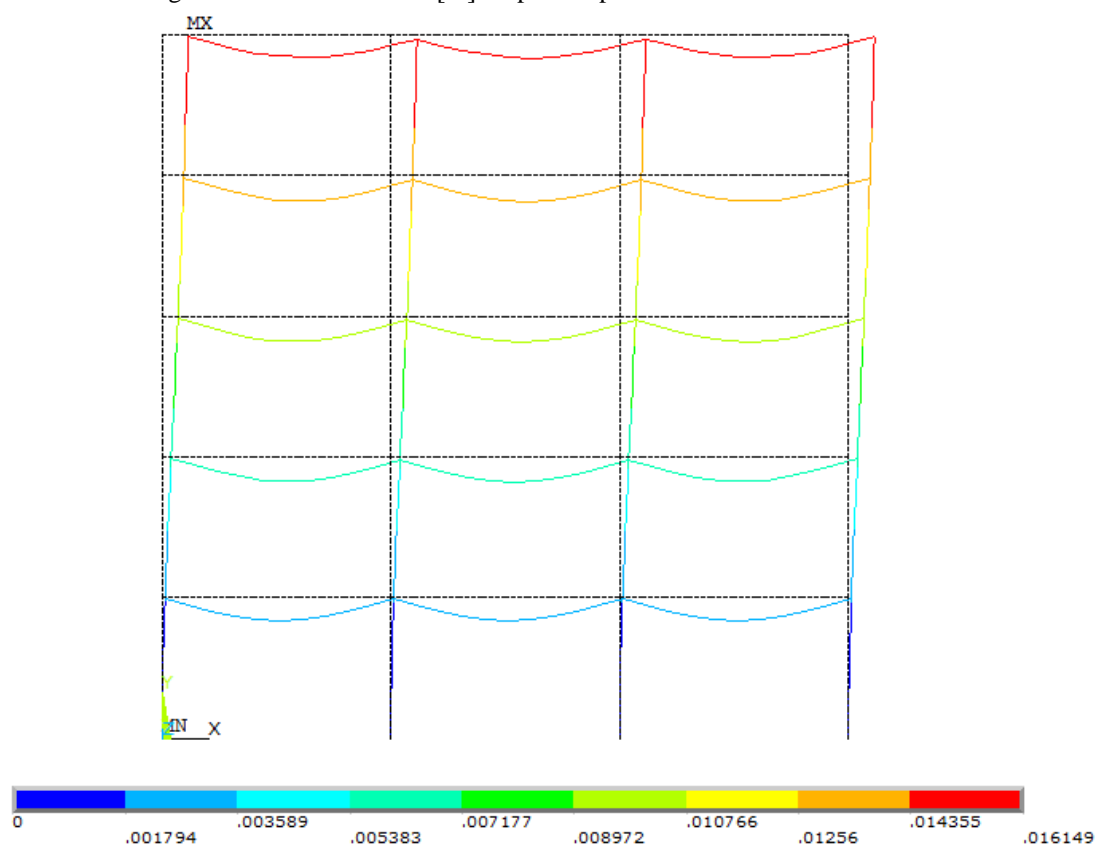
Na Figura 50 encontra-se o diagrama de momento fletor para o pórtico com as ligações propostas para o Teste 2.

Figura 50 - Diagrama de momento fletor [ $kN \cdot m$ ] para o teste 2 – ELU – Pórtico 1.



O deslocamento máximo no topo da edificação, obtida em combinação frequente aplicada no pórtico final, está mostrado na Figura 51.

Figura 51 – Deslocamento [m] do pórtico para o teste 2 – ELS – Pórtico 1.



Fonte: ANSYS.

No teste de otimização 1, a restrição de projeto foi respeitada através do aumento da área da seção transversal dos pilares, já que a resistência à compressão do concreto ficou próxima do valor mínimo permitido. Isto acarretou a necessidade de 2 barras de aço de diâmetro igual a 10 mm como armadura de continuidade da ligação, gerando um deslocamento no topo do pórtico 4,79% menor que o valor limite.

Já no teste de otimização 2, as dimensões do pilar foram menores exigindo o uso de um concreto com maior resistência à compressão. Nesta configuração foram necessárias 2 barras de aço de diâmetro igual a 12,5 mm para compor a armadura de continuidade. Como consequência, o deslocamento do topo da edificação foi 2,41% menor que o deslocamento máximo permitido.



## CAPÍTULO 5

### ANÁLISE DO PÓRTICO 2

#### 5.1 Modelagem Numérica do Pórtico 2

São apresentados neste capítulo o modelo numérico do pórtico 2, sua otimização estrutural e o dimensionamento de suas ligações viga-pilar, de forma a atender o momento solicitante na região da ligação, seguido pela verificação quanto ao máximo deslocamento horizontal permitido no topo da edificação, seguindo os procedimentos gerais aplicados ao pórtico 1 desenvolvido no Capítulo 4.

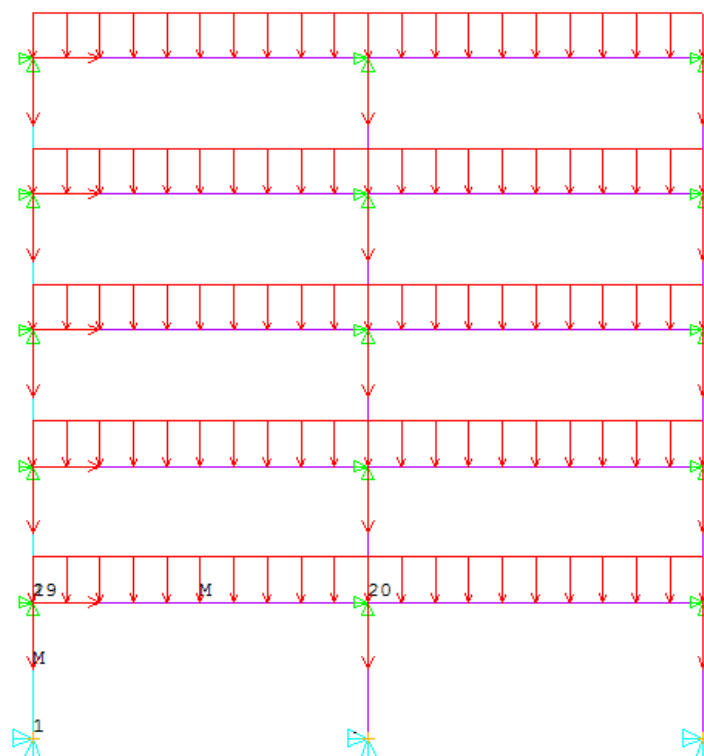
O modelo numérico do pórtico plano 2 também foi construído e discretizado através do programa computacional ANSYS, por meio do Método dos Elementos Finitos. As dimensões do módulo-base do pórtico e os carregamentos característicos foram os mesmos utilizados no estudo de Meireles Neto (2012). Este modelo se diferencia do anterior por possuir um pilar a menos, o que prejudicaria a estabilidade global tornando-o mais crítico, justificando sua escolha.

##### 5.1.1 Características Físicas e Geométricas do Modelo do Pórtico 2

A Figura 52 apresenta o modelo do pórtico 2, com seus carregamentos e condições de apoio aplicados.

Neste modelo, vigas e pilares foram modelados utilizando o elemento uniaxial BEAM3, com 3 graus de liberdade em cada nó (translações nas direções  $x$  e  $y$  e rotação em torno do eixo  $z$ ) passível de ser solicitado à tração, compressão e flexão. Os pilares são contínuos e engastados na base e as vigas são ligadas aos pilares através do elemento de mola COMBIN14, em que se considera apenas a rotação da mola no eixo  $z$ . Para estas ligações, os deslocamentos na direção  $x$  e  $y$  foram compatibilizados através do comando *couple*.

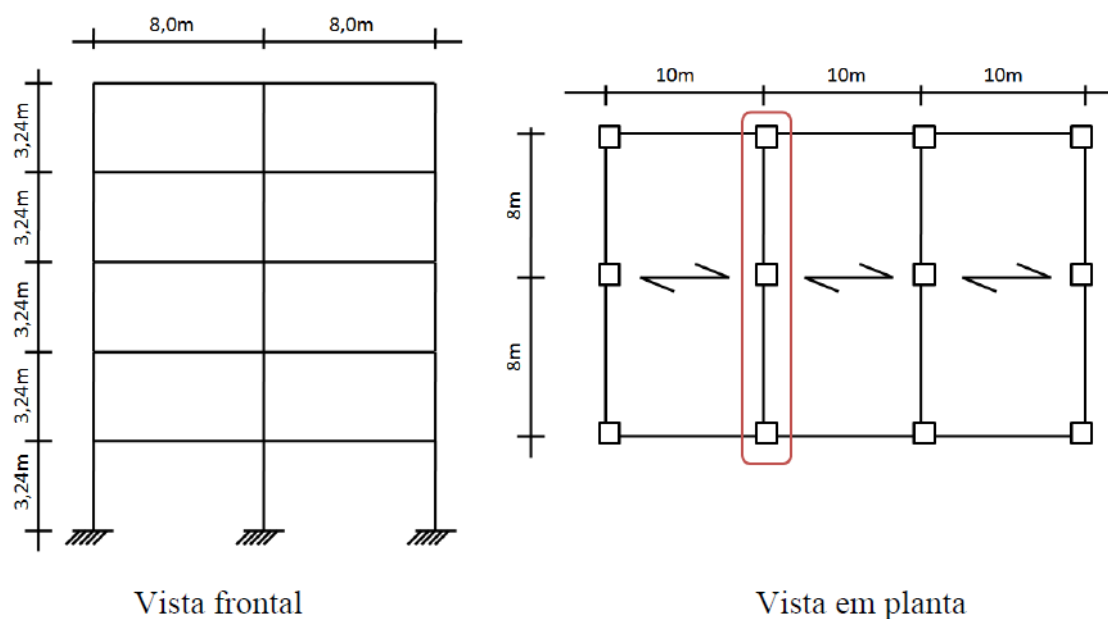
Figura 52 - Modelo do pórtico 2.



Fonte: ANSYS.

A Figura 53 e a Tabela 20 apresentam, respectivamente, as dimensões do módulo-base do pórtico 2 e os seus carregamentos característicos. Vale destacar que a ação do vento foi considerada por meio de forças concentradas aplicadas nos níveis dos pavimentos.

Figura 53 - Dimensões do pórtico 2.



Fonte: Meireles Neto, 2012.

Tabela 20 – Ações características do pórtico 2.

Permanente	(kN /m)	88,9 + peso próprio das vigas
G	(kN)	peso próprio dos pilares
Sobrecarga	Q (kN /m)	40
Vento W (kN)	5º pavimento	6,8
	4º pavimento	13,1
	3º pavimento	12,4
	2º pavimento	11,6
	1º pavimento	10,2

Fonte: adaptado de Meireles Neto, 2012.

Para análise das situações pertinentes ao Estado Limite Último (ELU), a combinação última normal mais adequada é expressa pela Equação 14, que utiliza o vento como ação variável principal. Admitiu-se sobrecarga em local onde há elevada concentração de pessoas ( $\Psi_0=0,7$ ).

$$F_d = 1,4 \cdot G + 1,4 \cdot W + 1,4 \cdot 0,7 \cdot Q \quad (14)$$

Em que:

$G$  denota as ações características permanentes;

$W$  denota as ações características de vento;

$Q$  denota as ações características de sobrecarga.

Os coeficientes foram adotados considerando que esta edificação seja comercial do tipo 2, segundo a ABNT NBR 8681:2003.

Também deve ser verificado o deslocamento global máximo que, de acordo com a Tabela 2 da ABNT NBR 9062:2006, deve ser menor do que a relação  $H/1200$ , na qual  $H$  é a altura total do edifício.

Para esta verificação, recomenda-se usar a combinação frequente de serviço. A Equação 15 traz a combinação tomando o vento como ação variável principal e a sobrecarga com seu valor quase-permanente ( $\Psi_2=0,4$ ).

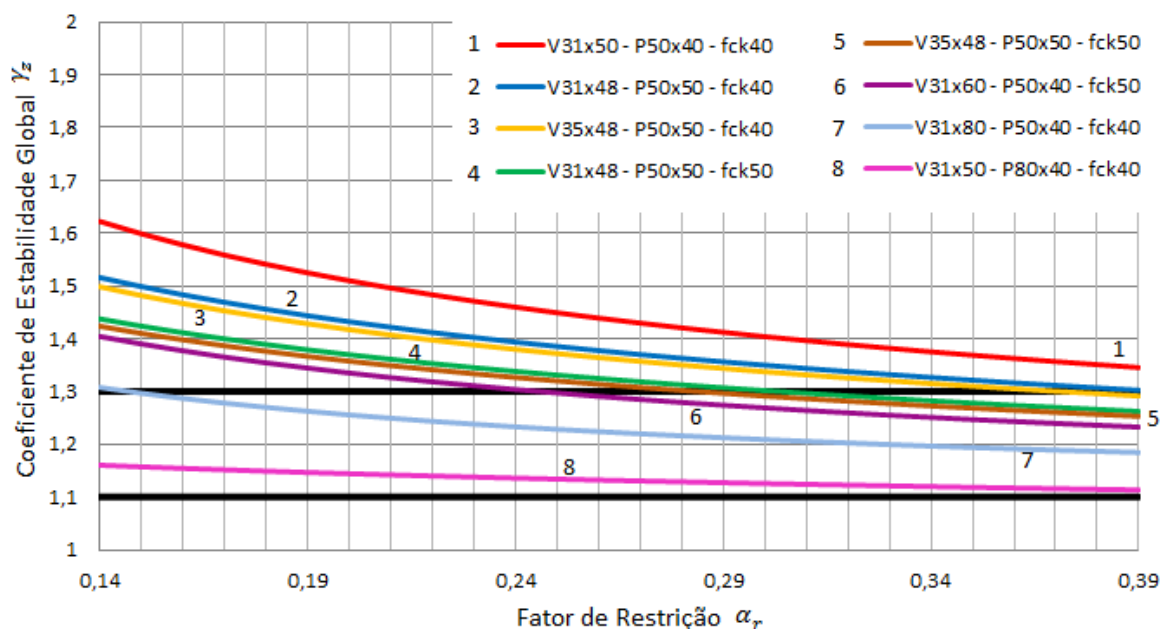
$$F_{d, \text{serviço}} = G + 0,3 \cdot W + 0,4 \cdot Q \quad (15)$$

Para consideração aproximada da não-linearidade física em Estado Limite Último, a rigidez dos pilares foi reduzida pelo coeficiente 0,7 e a rigidez das vigas foi reduzida pelo coeficiente 0,4, de acordo com a recomendação de Ferreira e El Debs (2003) para estruturas com fator de restrição variando de 0,14 a 0,67.

### 5.1.2 Variação do Fator de Restrição da Ligação no Pórtico 2

O pórtico 2 tem o comportamento dado pela Figura 54, para cada valor de  $\alpha_r$  dentro da Zona II.

Figura 54 – Comportamento geral do pórtico 2.

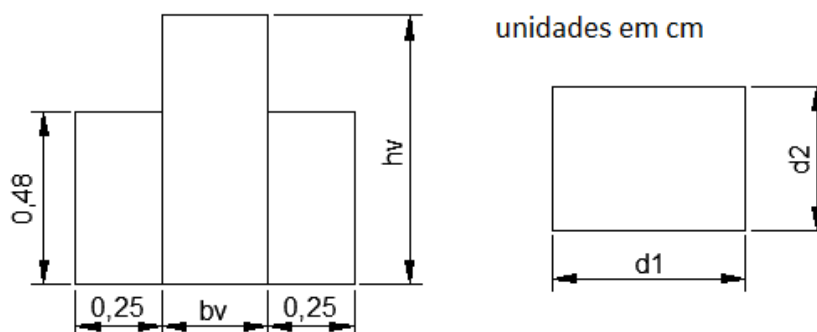


Fonte: autor.

Nos oito modelos simulados através do ANSYS, três dimensões de seção transversal para pilar foram testadas: 50 cm x 40 cm, 50 cm x 50 cm, 80 cm x 40 cm, em que a primeira dimensão ( $d_1$ ) está disposta na direção do vento. Já as vigas, com seção transversal em forma de T invertido (Figura 55), foram avaliadas nas seguintes dimensões: 31 cm x 50 cm, 31 cm x 48 cm, 35 cm x 48 cm, 31 cm x 60 cm, 31 cm x 80 cm, sendo que a primeira dimensão refere-se à base da viga ( $b_v$ ) e a segunda à sua altura ( $h_v$ ). Os valores de resistência à compressão do concreto também foram variados entre 40 MPa e 50 MPa, para verificar a redução do coeficiente de estabilidade global  $\gamma_z$ .

De acordo com a Figura 54, somente a curva 1 não atendeu o parâmetro de estabilidade global. As curvas 2, 3, 4, 5, 6 e 7 atenderam o limite superior do  $\gamma_z$  (igual a 1,3) para valores de  $\alpha_r$  iguais ou maiores que 0,39, 0,37, 0,30, 0,28, 0,24 e 0,15 respectivamente. A curva 8 respeitou o intervalo  $1,1 \leq \gamma_z \leq 1,3$  para todos os fatores de restrição entre 0,14 e 0,39.

Figura 55 – Seção transversal das vigas e pilares do pórtico 2.



Fonte: autor.

Destaca-se que somente a parte central da seção transversal da viga será otimizada. As duas abas laterais tiveram suas dimensões fixadas em  $0,25\text{ cm} \times 0,48\text{ cm}$ .

## 5.2 Otimização Estrutural do Pórtico 2

Após modelagem numérica, o pórtico plano foi submetido a dois testes de otimização com restrições laterais diferentes entre si, a fim de que pudessem ser avaliadas suas viabilidades econômicas.

Para o processo de convergência destes testes, utilizou-se a combinação de duas ferramentas e um método de otimização, disponíveis no ANSYS. A primeira ferramenta (*Random Design Generation*) foi usada como forma de testar valores aleatórios de partida para as variáveis de projeto. Em seguida, aplicou-se o Método de 1ª Ordem, que usa a informação da primeira derivada das funções e define direções precisas para a busca da solução ótima no extenso espaço de projeto. Por fim, utilizou-se a ferramenta *Sweep Generation* para refinar a busca evitando pontos ótimos locais, na busca do ótimo global.

Os testes também foram feitos através do Método do Subproblema, gerando valores muito próximos aos obtidos pela combinação mencionada. Assim, optou-se por utilizar as ferramentas com o Método de 1ª Ordem para melhor entendimento quanto ao espaço de busca, valores de partida e pontos ótimos locais e globais.

### 5.2.1 Teste de Otimização 1 – Pórtico 2

O primeiro teste de otimização tem suas características apresentadas na Tabela 21.

Na Tabela 21,  $f_{ck}$  indica a resistência do concreto à compressão,  $\alpha_r$  é o fator de restrição da ligação,  $b_v$  e  $h_v$  são respectivamente as dimensões da base e da altura da viga de acordo com a Figura 55,  $d_1$  é a dimensão do pilar paralela ao plano do pórtico,  $d_2$  denota a

dimensão do pilar perpendicular ao plano do pórtico,  $\gamma_z$  indica o parâmetro de estabilidade global de acordo com a Equação 3 e  $k$  é a rigidez da ligação viga-pilar, dada pela Equação 11.

Tabela 21 - Teste de otimização 1 – Pórtico 2.

Parâmetro		Restrições Laterais		Ponto de partida
		Limite inferior	Limite superior	
Variáveis de Projeto	$f_{ck}$ [MPa]	40	60	50
	$\alpha_r$	0,14	0,39	0,30
	$b_v$ [m]	0,31	0,35	0,33
	$h_v$ [m]	0,55	0,80	0,68
	$d_1$ [m]	0,40	0,70	0,55
	$d_2$ [m]	0,40	0,50	0,45
Restrições de Projeto	$\gamma_z$	1,1	1,3	-
Função Objetivo	$k$ [kN · m / rad]	Minimizar		

Fonte: autor.

Fatores de restrição no intervalo de 0,14 a 0,39 garantem que a ligação seja considerada semirrígida com baixa resistência à flexão (Zona II), de acordo com a classificação de Ferreira, El Debs e Elliot (2002).

Os valores ótimos foram obtidos ao final de 108 iterações e estão organizados na Tabela 22.

Tabela 22 – Resultados do teste de otimização 1 – Pórtico 2.

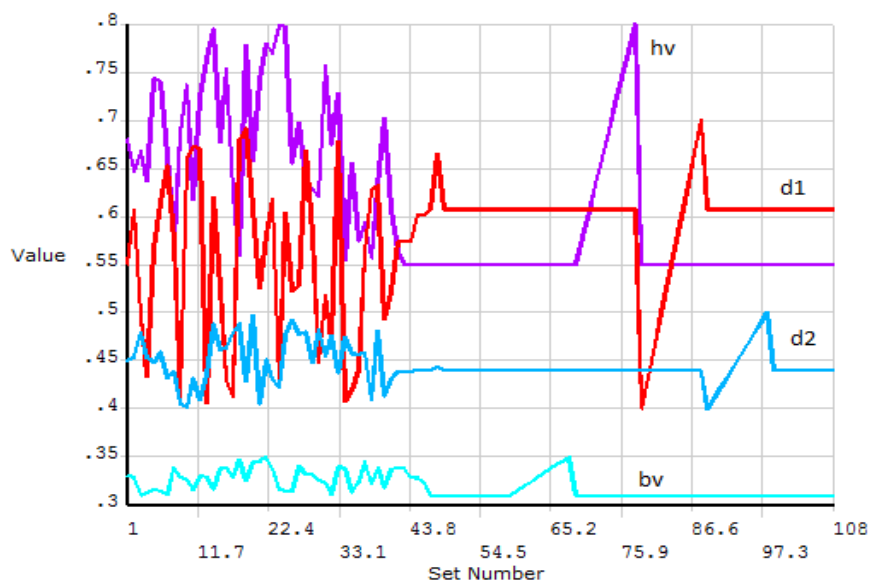
Parâmetro		Valor Ótimo Obtido	Valor Ótimo Adotado
Variáveis de Projeto	$f_{ck}$ [MPa]	40	40
	$\alpha_r$	0,14	recalcular*
	$b_v$ [m]	0,31	0,31
	$h_v$ [m]	0,55	0,55
	$d_1$ [m]	0,61	0,60
	$d_2$ [m]	0,44	0,45
Restrições de Projeto	$\gamma_z$	1,28	recalcular*
Função Objetivo	$k$ [kN · m / rad]	20619	$\geq 20619$
* O fator de restrição $\alpha_r$ e o parâmetro de estabilidade global $\gamma_z$ serão recalculados após dimensionamento da ligação, na Seção 5.3.1.			

Fonte: autor.

Para fins práticos e construtivos, adotou-se um valor ótimo para cada parâmetro que fosse o mais próximo possível do valor ótimo obtido.

A Figura 56 mostra o processo de convergência para as dimensões das seções transversais das vigas e dos pilares do pórtico.

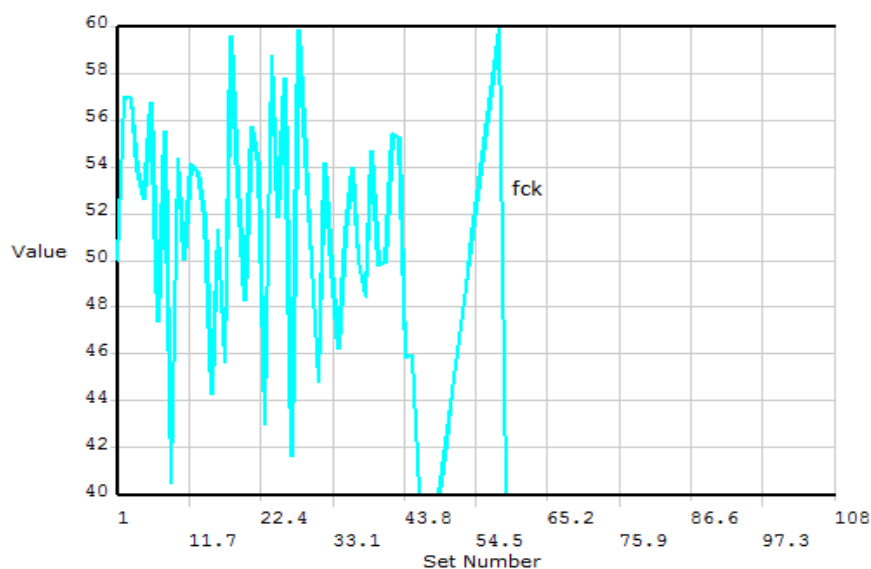
Figura 56 – Otimização das dimensões de vigas e pilares no teste 1 – Pórtico 2.



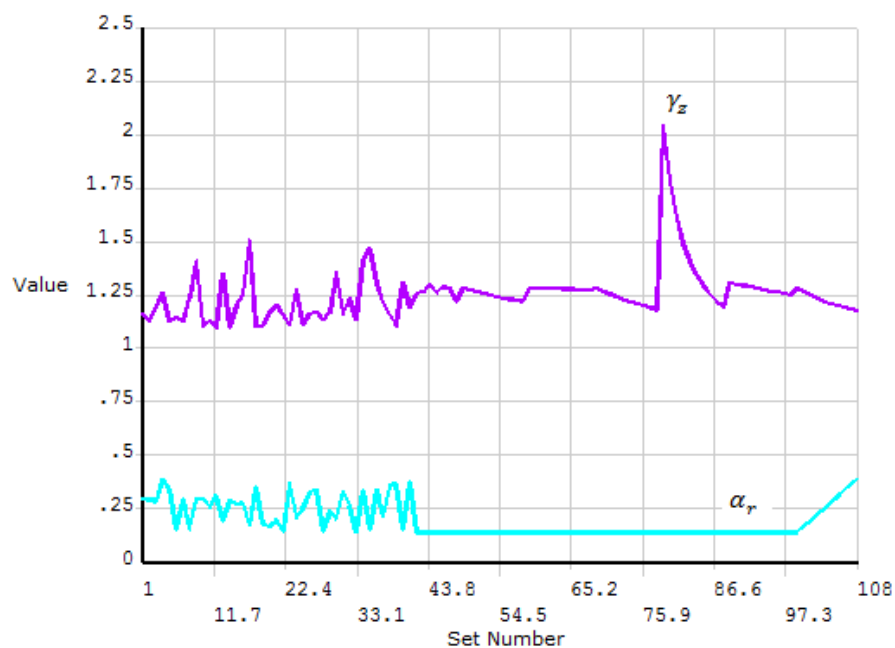
Fonte: ANSYS.

A convergência dos valores para a resistência à compressão do concreto  $f_{ck}$ , para o fator de restrição da ligação  $\alpha_r$ , e para o parâmetro de estabilidade global  $\gamma_z$  encontram-se na Figura 57 e Figura 58, respectivamente.

Figura 57 - Otimização do  $f_{ck}$  no teste 1 – Pórtico 2.

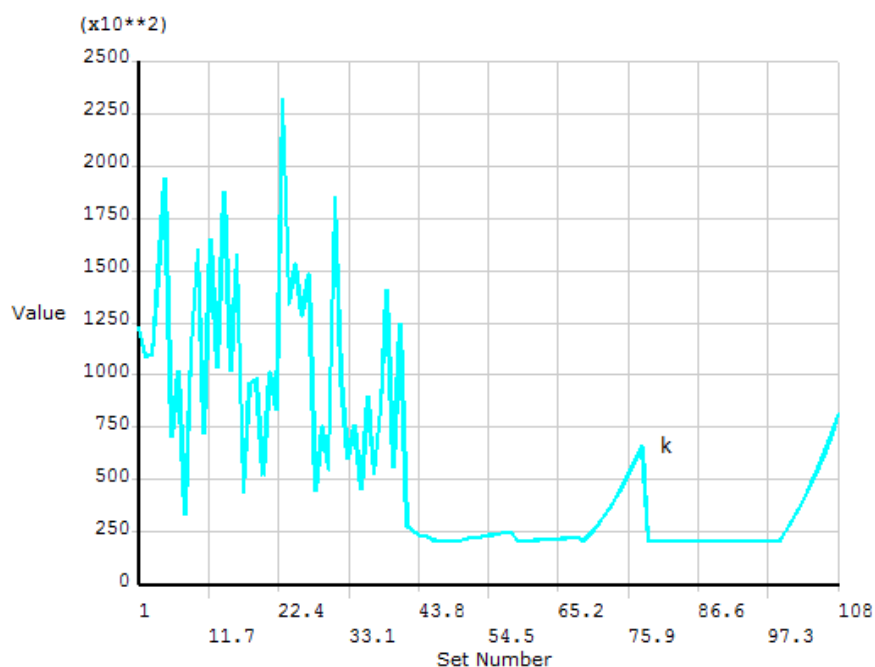


Fonte: ANSYS.

Figura 58 – Otimização do  $\alpha_r$  e  $\gamma_z$  no teste 1 – Pórtico 2.

Fonte: ANSYS.

A Figura 59 mostra a busca pela menor rigidez ( $k$ ) da ligação viga-pilar, que respeita as restrições de projeto.

Figura 59 - Otimização do  $k$  no teste 1 – Pórtico 2.

Fonte: ANSYS.

Nota-se que para atender as condições impostas, recorreu-se ao aumento da área da seção transversal dos pilares, uma vez que se obteve o valor mínimo para o  $f_{ck}$ .



### 5.2.2 Teste de Otimização 2 – Pórtico 2

No teste 2 (Tabela 23) procurou-se atender as restrições pelo aumento da resistência à compressão do concreto, limitando a base da viga ( $b_v$ ) em 31 *cm* e a dimensão  $d_2$  do pilar em 40 *cm*.

Tabela 23 - Teste de otimização 2 – Pórtico 2.

Parâmetro		Restrições Laterais		Ponto de partida
		Limite inferior	Limite superior	
Variáveis de Projeto	$f_{ck}$ [MPa]	40	60	50
	$\alpha_r$	0,14	0,39	0,30
	$b_v$ [m]	0,31	0,31	0,31
	$h_v$ [m]	0,48	0,55	0,52
	$d_1$ [m]	0,40	0,60	0,50
	$d_2$ [m]	0,40	0,40	0,40
Restrições de Projeto	$\gamma_z$	1,1	1,3	-
Função Objetivo	$k$ [kN · m / rad]	Minimizar		

Fonte: autor.

Na Tabela 23,  $f_{ck}$  indica a resistência do concreto à compressão,  $\alpha_r$  é o fator de restrição da ligação,  $b_v$  e  $h_v$  são respectivamente as dimensões da base e da altura da viga de acordo com a Figura 55,  $d_1$  é a dimensão do pilar paralela ao plano do pórtico,  $d_2$  denota a dimensão do pilar perpendicular ao plano do pórtico,  $\gamma_z$  indica o parâmetro de estabilidade global de acordo com a Equação 3 e  $k$  é a rigidez da ligação viga-pilar, dada pela Equação 11.

Os resultados para o Teste 2 (Tabela 24) foram obtidos ao final de 105 iterações.

O valor do  $f_{ck}$  encontrado aqui está mais próximo do limite superior de sua restrição lateral, o que indica que a deslocabilidade do pórtico foi impedida, em parte, pelo efeito do aumento da resistência do concreto. No entanto, adotou-se um valor maior para que o momento solicitante na ligação ficasse menor ou igual ao momento resistente, como será visto quando da verificação da ligação na Seção 5.3.2.

Tabela 24 – Resultados do teste de otimização 2 – Pórtico 2.

Parâmetro		Valor Ótimo Obtido	Valor Ótimo Adotado
Variáveis de Projeto	$f_{ck}$ [MPa]	53,95	60
	$\alpha_r$	0,14	recalcular*
	$b_v$ [m]	0,31	0,31
	$h_v$ [m]	0,49	0,50
	$d_1$ [m]	0,60	0,60
	$d_2$ [m]	0,40	0,40
Restrições de Projeto	$\gamma_z$	1,30	recalcular*
Função Objetivo	$k$ [kN · m / rad]	16852	$\geq 16852$
* O fator de restrição $\alpha_r$ e o parâmetro de estabilidade global $\gamma_z$ serão recalculados após dimensionamento da ligação, na Seção 5.3.2.			

Fonte: autor.

A seguir, serão apresentadas as soluções de ligação encontradas para satisfazer as rigidezes ótimas obtidas nos testes de otimização do pórtico 2.

### 5.3 Ligações para o Pórtico 2

Propõe-se utilizar novamente a ligação de Miotto (2002), conforme Figura 46, para obter as rigidezes mínimas necessárias para atender o parâmetro de estabilidade global e o deslocamento limite do topo do pórtico.

Além disto, as ligações para o pórtico 2 serão dimensionadas de forma a atender a relação entre o momento resistente e solicitante, de acordo com a Equação 16.

$$M_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \cdot A_s \geq M_{Sd} \quad (16)$$

Onde:

$M_{Rd}$  é o momento solicitante de cálculo na ligação;

$d$  é a altura útil da viga;

$f_{yd}$  é a resistência de cálculo ao escoamento do aço utilizado;

$A_s$  é a área de aço da armadura resistente da ligação;

$M_{Sd}$  é o momento solicitante de cálculo na ligação.

A seguir serão apresentados os dimensionamentos das ligações para o pórtico 2.

### 5.3.1 Ligação para o Teste de Otimização 1 – Pórtico 2

Os parâmetros necessários para o cálculo da rigidez da ligação, segundo o modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2002) para a ligação de Miotto (2002), estão apresentados na Equação 12.

Adotou-se cobrimento nominal de 3 cm, correspondente à classe de agressividade ambiental II, de acordo com a Tabela 7.2 da ABNT NBR 6118:2014. Para o cálculo da altura útil da viga, adotou-se ainda estribo de 0,5 cm. Além disto, considerou-se consolo de 40 cm de comprimento.

O teste de otimização 1 do pórtico 2 determinou que as vigas tivessem seção transversal de 31 cm x 55 cm, pilares de 60 cm x 45 cm com flexão em torno do eixo de maior inércia e resistência característica à compressão do concreto igual a 40 MPa. Vale lembrar que o modelo numérico considerou ainda as abas da viga (Figura 55) no cálculo da inércia da seção e do peso próprio do elemento estrutural.

A Tabela 25 apresenta os parâmetros determinados e resultados encontrados para as ligações viga-pilar realizadas em pilar central do pórtico. Como as ligações do pórtico não foram solicitadas a momento positivo, estes não serão calculados. No entanto, a almofada de apoio e o chumbador serão utilizados com a finalidade construtiva de manter a estabilidade e a melhor acomodação entre viga e pilar.

Os valores para as ligações em pilar de canto estão contidos na Tabela 26.

A armadura negativa da ligação (2  $\phi$  32 mm) se justifica pela necessidade de atender a rigidez ótima encontrada na Tabela 22 e o momento solicitante na ligação (Figura 60).

Tabela 25 – Ligação para pilar central do teste 1 – Pórtico 2.

Momento	Parâmetros		Rigidez da Ligação ( $k$ )	Fator de Restrição da Ligação ( $\alpha_r$ )
Negativo	$l_e$	30 <i>cm</i>	68659,32 <i>kN · m / rad</i>	0,35
	$l_p$	69,9 <i>cm</i>		
	$E_s$	210 <i>GPa</i>		
	$A_s$	2 $\phi$ 32 <i>mm</i>		
	$d$	49,9 <i>cm</i>		
	$E_{cs}$	30104,88 <i>MPa</i>		
	$I_{cr}$	205432 <i>cm</i> <sup>4</sup>		
Positivo	$\phi_b$	7 <i>mm</i>	Finalidade construtiva	
	$h_a$	1 <i>cm</i>		

Fonte: autor.

Tabela 26 – Ligação para pilar de canto do teste 1 – Pórtico 2.

Momento	Parâmetros		Rigidez da Ligação ( $k$ )	Fator de Restrição da Ligação ( $\alpha_r$ )
Negativo	$l_e$	57 <i>cm</i>	57140,67 <i>kN · m / rad</i>	0,31
	$l_p$	69,9 <i>cm</i>		
	$E_s$	210 <i>GPa</i>		
	$A_s$	2 $\phi$ 32 <i>mm</i>		
	$d$	49,9 <i>cm</i>		
	$E_{cs}$	30104,88 <i>MPa</i>		
	$I_{cr}$	205432 <i>cm</i> <sup>4</sup>		
Positivo	$\phi_b$	7 <i>mm</i>	Finalidade construtiva	
	$h_a$	1 <i>cm</i>		

Fonte: autor.

Considerando que o aço da armadura negativa seja da categoria CA-50, o momento resistente de cálculo  $M_{Rd}$  obtido para as ligações centrais e de canto vale 314,09 kNm enquanto que o momento solicitante de cálculo na ligação mais solicitada vale 285,40 kNm, em concordância com a Equação 16.

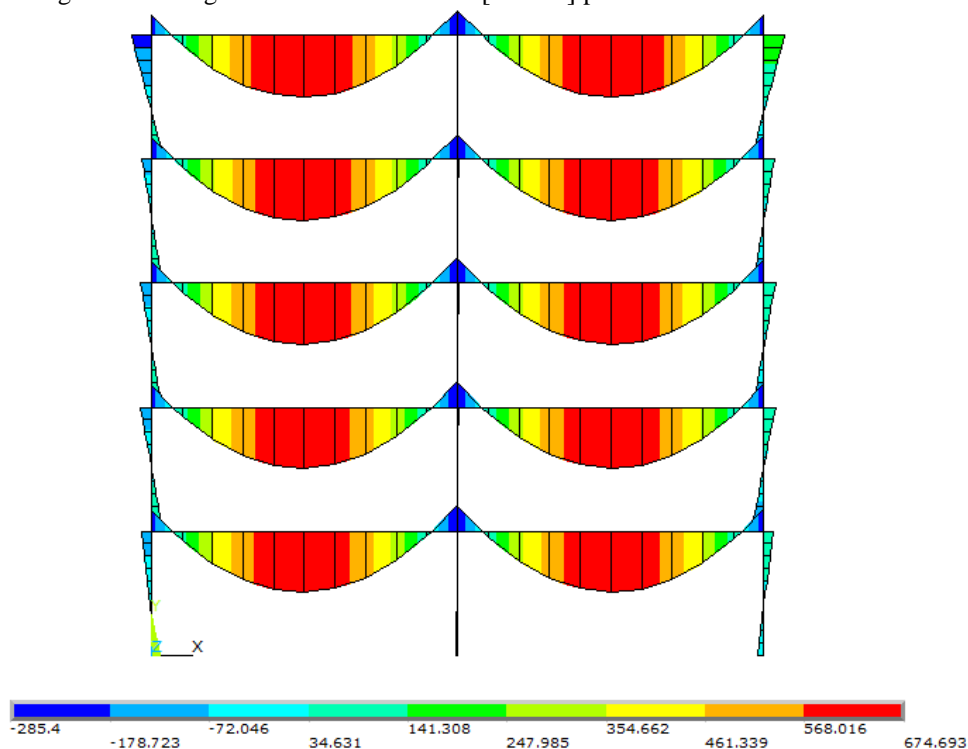
A Tabela 27 verifica o modelo quanto ao deslocamento horizontal global máximo, limitado pela Tabela 2 da ABNT NBR 9062:2006 em  $H/1200$ , onde  $H$  corresponde a altura total do edifício.

Tabela 27 – Verificação do teste 1 – Pórtico 2.

Tipo de ligação	$k$ [kN · m/rad]	$\alpha_r$	$\Delta M_d$ [kN · m]	$M_{1d}$ [kN · m]	$\gamma_z$	$D_{topo}$ [cm] (ELS)	$D_{limite}$ [cm] (ELS)
central	68659,32	0,35	5,31	50,45	1,12	0,165	1,35
canto	57140,67	0,31					

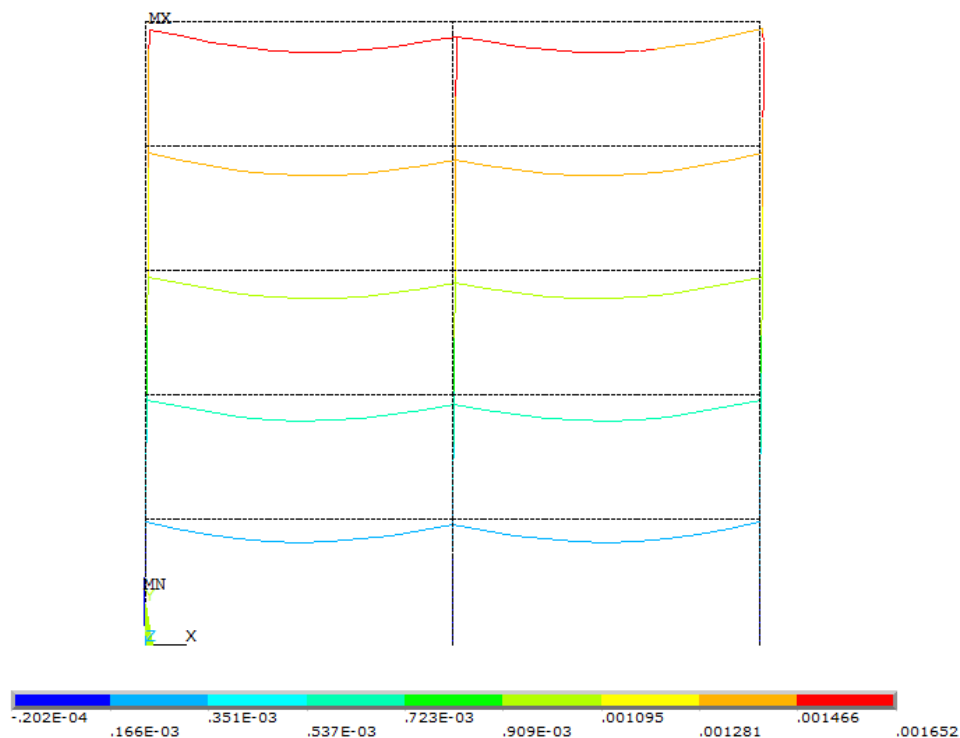
Fonte: autor.

O diagrama de momento fletor do pórtico com as ligações finais pode ser visto na Figura 60.

Figura 60 – Diagrama de momento fletor [ $kN \cdot m$ ] para o teste 1 – ELU – Pórtico 2.

Fonte: ANSYS.

A Figura 61 apresenta o deslocamento do pórtico final, analisado nas condições do Estado Limite de Serviço.

Figura 61 - Deslocamento [ $m$ ] do pórtico para o teste 1 – ELS – Pórtico 2.

Fonte: ANSYS.

Ligações semirrígidas com valor médio igual a 0,33 para o fator de restrição foram suficientes para que se atendesse o parâmetro de estabilidade global, o momento solicitante da ligação e o deslocamento limite do topo do pórtico.

Em Meireles Neto (2012), o mesmo pórtico formado por vigas de  $81\text{ cm} \times 48\text{ cm}$  e pilares de  $50\text{ cm} \times 50\text{ cm}$ , com  $f_{ck}$  igual a  $40\text{ MPa}$ , atingiu um deslocamento de  $1,9\text{ cm}$  em seu topo. Neste caso, as ligações semirrígidas apresentavam um fator de restrição de 0,30, contribuindo para que o parâmetro de estabilidade global ( $\gamma_z$ ) fosse igual a 1,34. Na Tabela 27 fica evidente que os deslocamentos e o  $\gamma_z$  aqui obtidos foram muito menores do que os de Meireles Neto (2012). Isto se deve à maior inércia das vigas e pilares e à armadura utilizada para combater o momento solicitante na ligação, aqui empregados.

### 5.3.2 Ligação para o Teste de Otimização 2 – Pórtico 2

Foram mantidos o mesmo valor de cobrimento ( $3\text{ cm}$ ) e o mesmo diâmetro para o estribo ( $0,5\text{ cm}$ ) para as ligações do teste 2 do pórtico 2. Considerou-se ainda consolo de  $40\text{ cm}$  de comprimento.

O resultado da otimização indicou que as vigas tivessem seção transversal de  $31\text{ cm} \times 50\text{ cm}$ , pilares de  $60\text{ cm} \times 40\text{ cm}$  com flexão em torno do eixo de maior inércia e resistência característica à compressão do concreto igual a  $60\text{ MPa}$ . Novamente, o modelo numérico considerou as abas da viga (Figura 55) no cálculo da inércia da seção e do peso próprio do elemento estrutural.

A Tabela 28 mostra os parâmetros da ligação bem como a rigidez encontrada, para os casos de pilar central. Para os casos de pilar de canto, os parâmetros e resultados estão apresentados na Tabela 29.

Tabela 28 – Ligação para pilar central do teste 2 – Pórtico 2.

Momento	Parâmetros		Rigidez da Ligação ( $k$ )	Fator de Restrição da Ligação ( $\alpha_r$ )
Negativo	$l_e$	30 <i>cm</i>	59790,53 <i>kN · m / rad</i>	0,34
	$l_p$	64,9 <i>cm</i>		
	$E_s$	210 <i>GPa</i>		
	$A_s$	2 $\phi$ 32 <i>mm</i>		
	$d$	44,9 <i>cm</i>		
	$E_{cs}$	36870,80 <i>MPa</i>		
	$I_{cr}$	137755 <i>cm</i> <sup>4</sup>		
Positivo	$\phi_b$	7 <i>mm</i>	Finalidade construtiva	
	$h_a$	1 <i>cm</i>		

Fonte: autor.

Tabela 29 – Ligação para pilar de canto do teste 2 – Pórtico 2.

Momento	Parâmetros		Rigidez da Ligação ( $k$ )	Fator de Restrição da Ligação ( $\alpha_r$ )
Negativo	$l_e$	57 <i>cm</i>	49315,45 <i>kN · m / rad</i>	0,30
	$l_p$	64,9 <i>cm</i>		
	$E_s$	210 <i>GPa</i>		
	$A_s$	2 $\phi$ 32 <i>mm</i>		
	$d$	44,9 <i>cm</i>		
	$E_{cs}$	36870,80 <i>MPa</i>		
	$I_{cr}$	137755 <i>cm</i> <sup>4</sup>		
Positivo	$\phi_b$	7 <i>mm</i>	Finalidade construtiva	
	$h_a$	1 <i>cm</i>		

Fonte: autor.

A armadura negativa da ligação (2  $\phi$  32 mm) se justifica pela necessidade de atender a rigidez ótima encontrada na Tabela 24 e o momento solicitante na ligação (Figura 62).

Considerando que o aço da armadura negativa seja da categoria CA-50, o momento resistente de cálculo  $M_{Rd}$  obtido para as ligações centrais e de canto vale 282,62 kNm, enquanto que o momento solicitante de cálculo na ligação mais solicitada vale 275,12 kNm, conforme Equação 16.

A verificação com as ligações finais realizadas para o teste 2 pode ser vista na Tabela 30.

Tabela 30 – Verificação do teste 2 – Pórtico 2.

Tipo de ligação	$k$ [kN · m/rad]	$\alpha_r$	$\Delta M_d$ [kN · m]	$M_{1d}$ [kN · m]	$\gamma_z$	$D_{topo}$ [cm] (ELS)	$D_{limite}$ [cm] (ELS)
central	59790,53	0,34	5,59	53,85	1,12	0,177	1,35
canto	49315,45	0,30					

Fonte: autor.

Na Figura 62 encontra-se o diagrama de momento fletor para o pórtico com as ligações propostas para o teste 2.

O deslocamento máximo no topo da edificação, obtida em combinação frequente aplicada no pórtico final, está mostrado na Figura 63.

Figura 62 - Diagrama de momento fletor [ $kN \cdot m$ ] para o teste 2 – ELU – Pórtico 2.

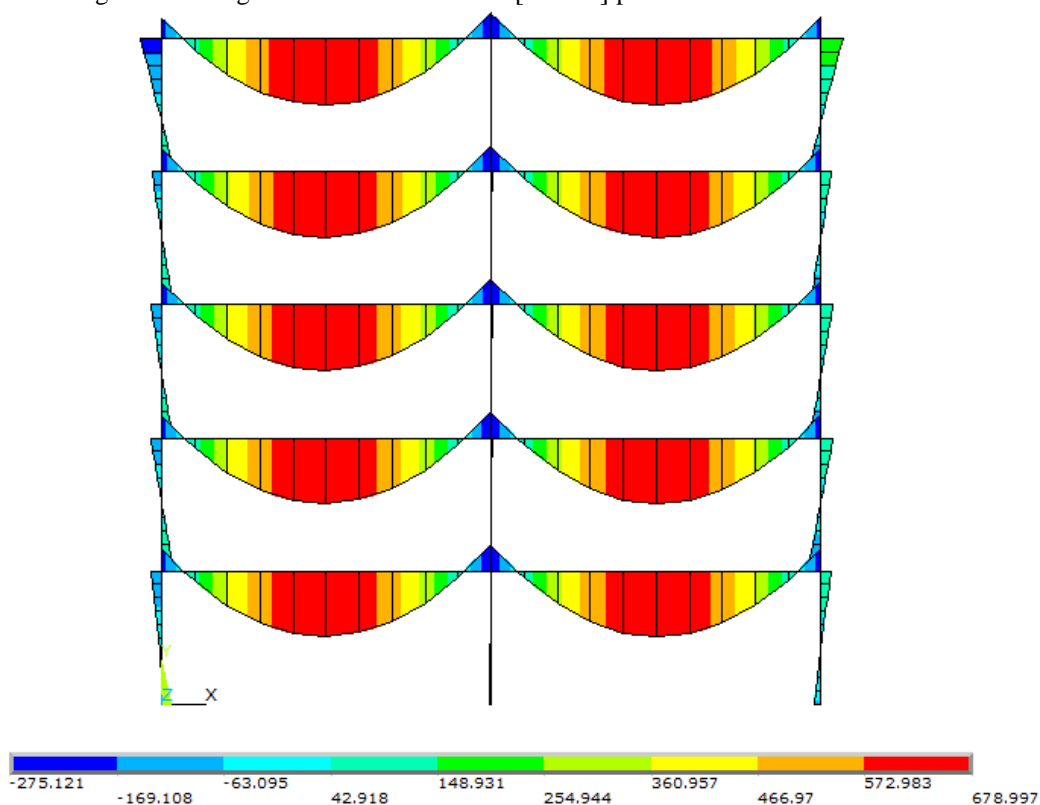
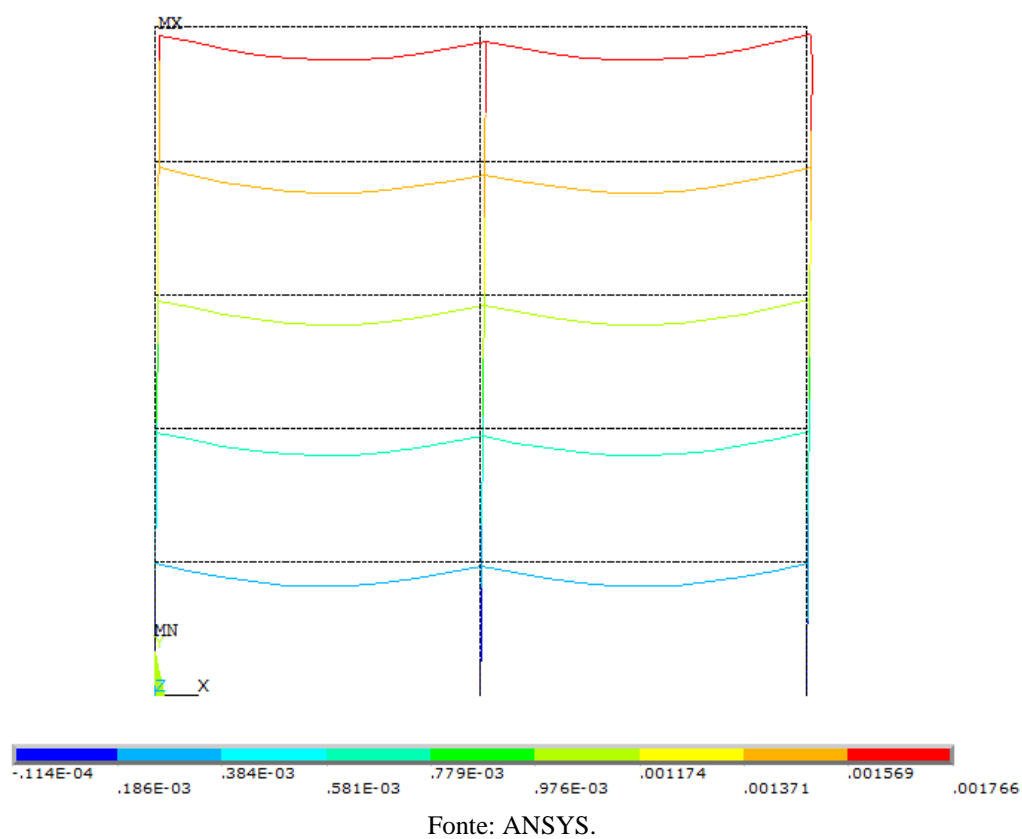


Figura 63 – Deslocamento [ $m$ ] do pórtico para o teste 2 – ELS – Pórtico 2.





No teste de otimização 1, a restrição de projeto foi respeitada através do aumento da área da seção transversal dos pilares, já que a resistência à compressão do concreto ficou próxima ao valor mínimo permitido.

Já no teste de otimização 2, as dimensões do pilar foram menores exigindo o uso de um concreto com maior resistência à compressão.

Para cada um dos dois testes houve a necessidade de utilização de 2 barras de aço de diâmetro de 32 mm como armadura de continuidade, para atender aos requisitos de estabilidade global, momento solicitante da ligação e deslocamento do topo do pórtico.

A Tabela 31 agrupa os resultados encontrados nas análises do pórtico 1, com ligações dimensionadas para atender o valor ótimo obtido para suas rigidezes, sem ultrapassar o deslocamento horizontal máximo permitido.

Tabela 31 - Resumo das Análises do Pórtico 1.

Características		Pórtico 1	
		Teste de Otimização 1	Teste de Otimização 2
Viga	$b_v [cm]$	20	20
	$h_v [cm]$	50	50
Pilar	$d_1 [cm]$	65	50
	$d_2 [cm]$	45	40
Concreto	$f_{ck} [MPa]$	40	60
Ligação	$\alpha_r$	0,30	0,36
ELU	$\gamma_z$	1,13	1,21
ELS	$D_{topo} [cm]$	1,59	1,62

Fonte: autor.

A Tabela 32 apresenta o resumo das análises para o pórtico 2, cujas ligações foram dimensionadas para atender a rigidez ótima e o momento solicitante, respeitando o deslocamento horizontal máximo permitido.

Tabela 32- Resumo das Análises do Pórtico 2.

Características		Pórtico 2	
		Teste de Otimização 1	Teste de Otimização 2
Viga	$b_v [cm]$	31	31
	$h_v [cm]$	55	50
Pilar	$d_1 [cm]$	60	60
	$d_2 [cm]$	45	40
Concreto	$f_{ck} [MPa]$	40	60
Ligação	$\alpha_r$	0,33	0,32
ELU	$\gamma_z$	1,12	1,12
ELS	$D_{topo} [cm]$	0,165	0,177

Fonte: autor.

Vale recordar que  $b_v$  e  $h_v$  são respectivamente as dimensões da base e da altura da viga,  $d_1$  é a dimensão do pilar paralela ao plano do pórtico,  $d_2$  denota a dimensão do pilar perpendicular ao plano do pórtico,  $f_{ck}$  indica a resistência do concreto à compressão,  $\alpha_r$  é o fator de restrição da ligação,  $\gamma_z$  indica o parâmetro de estabilidade global e  $D_{topo}$  refere-se ao deslocamento horizontal do topo do pórtico.

## CAPÍTULO 6

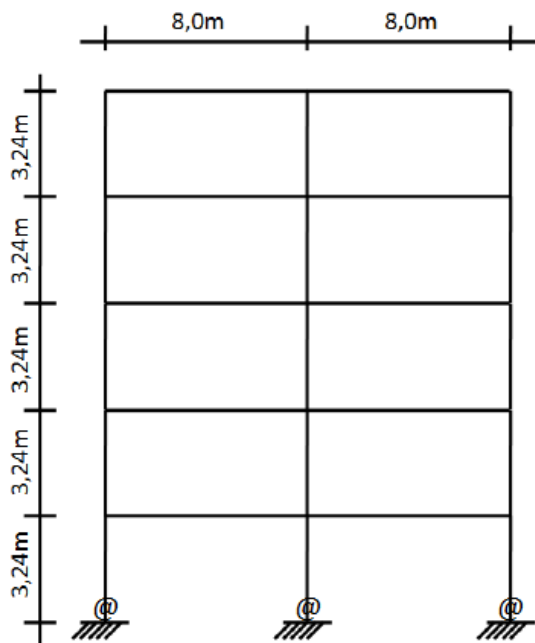
# ANÁLISE DE FUNDAÇÃO SEMIRRÍGIDA

### 6.1 Considerações Iniciais

A fim de avaliar o efeito da semirrígidez das ligações entre pilar e fundação, modificou-se o modelo numérico do pórtico 2, visto no Capítulo 5, inserindo o elemento de mola COMBIN14 na base dos pilares. Foi considerada apenas a rotação da mola no eixo perpendicular ao plano do pórtico, decorrente do encurtamento elástico das estacas, conforme a Equação 17. Não está sendo considerada neste estudo a deformabilidade do solo (vertical na base das estacas nem horizontal ao longo do fuste das mesmas). Por isto os nós da base dos pilares foram impedidos de deslocar pela imposição de um engaste logo abaixo do elemento de mola (Figura 64). Optou-se pelo pórtico 2 para o estudo da semirrígidez das ligações pilar-fundação, por este se mostrar mais crítico do que o pórtico 1, uma vez que necessitou de ligações viga-pilar mais rígidas.

As dimensões do pórtico, as ações características e as combinações aplicadas foram as mesmas utilizadas no estudo realizado no Capítulo 5, com base em Meireles Neto (2012).

Figura 64 – Pórtico 2 com destaque para as ligações pilar-fundação.



Fonte: Meireles Neto, 2012.

A rigidez atribuída aos elementos de mola das ligações pilar-fundação foi calculada com base na Equação 17, apresentada por Ferreira e El Debs (2003), para o modelo de ligação conforme Figura 65.

$$k_f = \frac{A_e \cdot E_c \cdot e^2}{2 \cdot l_e} \quad (17)$$

Em que:

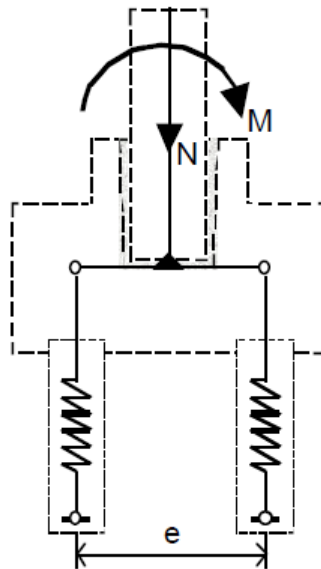
$A_e$  refere-se à soma das áreas das seções transversais das estacas;

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto;

$e$  refere-se à distância entre os eixos das estacas;

$l_e$  é o comprimento das estacas.

Figura 65 – Ligação pilar-fundação.



Fonte: Ferreira e El Debs (2003).

Considerando duas estacas de 40 cm de diâmetro, 15 m de comprimento, espaçadas de 1,4 m, com resistência característica à compressão do concreto igual a 30 MPa, obtém-se uma rigidez no valor de 503643,6 kNm/rad.

A rigidez das ligações viga-pilar será determinada pelo processo de otimização.

Ao final, conhecendo-se os valores ótimos das variáveis de projeto, poderá ser calculado o fator de restrição para a ligação pilar-fundação de acordo com a Equação 18.

$$\alpha_{rf} = \left( 1 + \frac{3 EI_{sec-pilar}}{k_f l_{pilar}} \right)^{-1} \quad (18)$$

Em que:

$El_{sec-pilar}$  é a rigidez secante do pilar de acordo com a ABNT NBR 6118:2014;

$l_{pilar}$  é o comprimento do pilar.

## 6.2 Otimização Estrutural

A otimização aplicada ao pórtico 2, considerando ligações semirrígidas na base dos pilares, tem suas características apresentadas na Tabela 33. As restrições laterais aqui utilizadas foram as mesmas do teste de otimização 1 para o pórtico 2.

Para o processo de convergência, utilizou-se a ferramenta *Random Design Generation* para testar valores aleatórios de partida para as variáveis de projeto, em seguida aplicou-se o Método de 1ª Ordem, e por fim, utilizou-se a ferramenta *Sweep Generation* para refinar a busca evitando pontos ótimos locais.

Tabela 33 - Otimização do pórtico 2 modificado.

Parâmetro		Restrições Laterais		Ponto de partida
		Limite inferior	Limite superior	
Variáveis de Projeto	$f_{ck}$ [MPa]	40	60	50
	$\alpha_r$	0,14	0,39	0,30
	$b_v$ [m]	0,31	0,35	0,33
	$h_v$ [m]	0,55	0,80	0,68
	$d_1$ [m]	0,40	0,70	0,55
	$d_2$ [m]	0,40	0,50	0,45
Restrições de Projeto	$\gamma_z$	1,1	1,3	-
Função Objetivo	$k$ [kN · m / rad]	Minimizar		

Fonte: autor.

Novamente,  $f_{ck}$  indica a resistência do concreto à compressão,  $\alpha_r$  é o fator de restrição da ligação,  $b_v$  e  $h_v$  são respectivamente as dimensões da base e da altura da viga de acordo com a Figura 55,  $d_1$  é a dimensão do pilar paralela ao plano do pórtico,  $d_2$  denota a dimensão do pilar perpendicular ao plano do pórtico,  $\gamma_z$  indica o parâmetro de estabilidade global de acordo com a Equação 3 e  $k$  é a rigidez da ligação viga-pilar, dada pela Equação 11.

Para que a ligação seja considerada semirrígida com baixa resistência à flexão (Zona II), seu fator de restrição deve estar contido no intervalo de 0,14 a 0,39 segundo Ferreira, El Debs e Elliot (2002).

Os valores ótimos obtidos e adotados estão organizados na Tabela 34. É importante observar que ao se considerar a semirrígidez das ligações pilar-fundação, torna-se necessário aumentar a seção transversal dos pilares, como efeito compensatório.

Tabela 34 – Resultados da otimização do pórtico 2 modificado.

Parâmetro		Valor Ótimo Obtido	Valor Ótimo Adotado
Variáveis de Projeto	$f_{ck}$ [MPa]	40,86	40
	$\alpha_r$	0,14	recalcular*
	$b_v$ [m]	0,31	0,31
	$h_v$ [m]	0,55	0,55
	$d_1$ [m]	0,65	0,65
	$d_2$ [m]	0,44	0,45
Restrições de Projeto	$\gamma_z$	1,29	recalcular*
Função Objetivo	$k$ [kN · m / rad]	20839	$\geq 20839$
* O fator de restrição $\alpha_r$ e o parâmetro de estabilidade global $\gamma_z$ serão recalculados após dimensionamento da ligação, na Tabela 35.			

Fonte: autor.

De posse dos valores ótimos adotados, pôde-se calcular o fator de restrição da ligação pilar-fundação, segundo a Equação 18. A Tabela 35 apresenta os resultados obtidos na verificação do modelo.

Tabela 35 – Verificação do pórtico 2 modificado.

Tipo de ligação	$k$ [kN · m/rad]	$\alpha_r$	$\Delta M_d$ [kN · m]	$M_{1d}$ [kN · m]	$\gamma_z$	$D_{topo}$ [cm] (ELS)	$D_{limite}$ [cm] (ELS)
P-F	503643,6	0,68	62,47	298,00	1,27	1,34	1,35
V-P	26000	0,17					
P-F: denota a ligação pilar-fundação; V-P: denota a ligação viga-pilar.							

Fonte: autor.

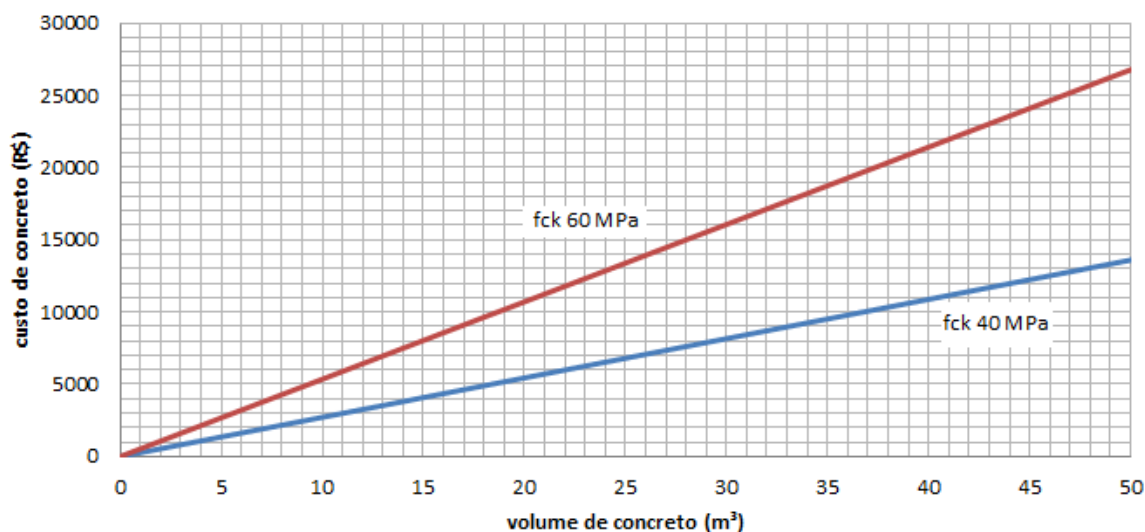
A rigidez da ligação viga-pilar foi adotada igual a 26000 kNm/rad para atender ao deslocamento máximo do topo do pórtico, que de acordo com a ABNT NBR 9062:2006 deve ser menor ou igual a  $H/1200$ , onde  $H$  corresponde à altura total do edifício.

### 6.3 Análise de Custos

Para verificar a viabilidade econômica de cada teste de otimização realizado, propõe-se avaliar o custo de concreto utilizado em cada solução adotada, não levando-se em conta o custo referente às fôrmas, armaduras e mão-de-obra.

Para isto, as funções custo (Figura 66) foram definidas com base nos valores para 1 m<sup>3</sup> de concreto em função de sua resistência à compressão, com base em SINAPI (2015).

Figura 66 – Custo x volume de concreto.



Fonte: adaptado de SINAPI (2015).

A Tabela 36 agrupa os resultados de cada teste de otimização com seu custo de concreto correspondente. Nota-se que o uso de concreto com menor resistência gera custos menores, nas situações analisadas.

Tabela 36 – Análise simplificada do custo de concreto.

Concreto	Pórtico 1		Pórtico 2		Pórtico 2 Modificado
	Teste de otimização 1	Teste de otimização 2	Teste de otimização 1	Teste de otimização 2	Fundação semirrígida
Volume (m³)	33,15	25,75	45,96	43,26	47,06
$f_{ck}$ (MPa)	40	60	40	60	40
Custo (R\$)	9017,46	13791,19	12502,04	23169,19	12801,26

Fonte: autor.

Para o pórtico 1, o teste 1 representa uma economia de 34,61% em relação à solução dada pelo teste 2. Já para o pórtico 2, a economia chega a 46,04% ao adotar a solução do teste 1

em detrimento do teste 2. Devido a este cenário, foi realizado apenas um teste para o caso de fundação semirrígida, com valor de  $40\text{ MPa}$  para a resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ).



## CAPÍTULO 7 CONCLUSÃO

### 7.1 Considerações Finais e Conclusões

Destaca-se com esta pesquisa a importância e as vantagens do processo de otimização aplicado à modelagem numérica para análise estrutural. Neste contexto, vale lembrar a necessidade de que os projetistas de estruturas pré-moldadas considerem as ligações com suas rigidezes efetivas, para melhor dimensionamento dos elementos estruturais, como vigas, pilares e fundações, bem como verificação dos efeitos globais de segunda ordem, obrigatória em estruturas de nós móveis.

A preocupação inicial desta pesquisa relaciona-se a buscar soluções otimizadas quanto às dimensões das seções transversais dos elementos de sistemas reticulados, levando-se em conta a possibilidade de utilizar ligações semirrígidas com baixa resistência à flexão, resguardando a importância das facilidades construtivas e de montagem, por se tratar de um dos grandes atrativos da utilização de elementos pré-moldados de concreto.

Após modelagem e otimização do pórtico, as conclusões obtidas podem ser agrupadas como segue:

- ✓ O aumento da rigidez da ligação, da resistência à compressão do concreto e das dimensões das seções transversais dos elementos estruturais promove enrijecimento do pórtico com diminuição do coeficiente de estabilidade global  $\gamma_z$ ;
- ✓ Quanto maior é o fator de restrição da ligação, menores são os momentos na base dos pilares e o deslocamento no topo da edificação;
- ✓ O processo de otimização recorre inicialmente ao aumento da seção transversal dos pilares para atender a limitação do  $\gamma_z$  máximo em 1,3. Quando as dimensões dos pilares são restringidas, o processo recorre ao aumento do  $f_{ck}$ . Isto indica que as variáveis de projeto relacionadas às dimensões dos elementos estruturais são mais sensíveis ao processo de otimização, se comparadas com a resistência característica à compressão do concreto;
- ✓ As ligações para o teste 1 do pórtico 1 apresentaram redução de 36% no momento da base dos pilares e 76% no deslocamento horizontal máximo, se comparadas às ligações articuladas;

- ✓ Para o teste 2 do pórtico 1, a redução foi de 54% para o momento da base e 75% para o deslocamento do topo do pórtico, comparando-se com a situação articulada;
- ✓ Para o pórtico 1, a convergência através do Método do Subproblema ocorreu mais rapidamente e gerou valores menores para a rigidez da ligação, se comparado ao Método de 1ª Ordem;
- ✓ O pórtico 2 também foi submetido à otimização através dos 2 métodos gerando resultados muito próximos. No entanto, a escolha pelo uso da combinação das ferramentas *Random Design Generation* e *Sweep Generation* com o Método de 1ª Ordem se deu para melhor entendimento do espaço de busca;
- ✓ O Método de 1ª Ordem se mostrou mais robusto, com tempo de convergência consideravelmente maior, quando comparado com o Método do Subproblema;
- ✓ Valores aleatórios de partida para as variáveis de projeto podem ser analisados com o uso das ferramentas de otimização. A utilização destas ferramentas também se justifica na necessidade de refinar a busca evitando pontos ótimos locais;
- ✓ Comparando-se os deslocamentos dos pórticos 1 e 2, o segundo exigiu ligações mais rígidas entre viga e pilar, uma vez que é constituído por 3 pilares, enquanto que o pórtico 1 é formado por 4 pilares;
- ✓ Para o pórtico 2, ligações semirrígidas entre viga e pilar com fatores de restrição médio de 0,33 foram suficientes para atender o deslocamento horizontal máximo permitido, o momento solicitante da ligação bem como para garantir que o parâmetro de estabilidade global fosse igual a 1,12;
- ✓ A armadura de continuidade adotada nas ligações do pórtico 2 foi consideravelmente maior, se comparada àquela usada para o pórtico 1. Isto ocorreu para atender o momento solicitante na ligação. Esta armadura, juntamente com a inércia das vigas e pilares, possibilitou que o deslocamento do topo da edificação fosse aproximadamente 87% menor do que o valor máximo permitido;
- ✓ Ao se considerar a semirrigidez nas ligações pilar-fundação do pórtico 2, o processo de otimização recorreu ao aumento da seção transversal do pilar como forma de enrijecer o pórtico, combatendo o efeito gerado pelas ligações da base;
- ✓ Avaliando os custos das soluções encontradas quanto ao consumo de concreto, o teste 1 do pórtico 1 apresentou um custo em torno de 35% menor em relação à solução dada pelo teste 2 do mesmo pórtico;

- ✓ Já para o pórtico 2, ao adotar a solução do teste 1 em detrimento do teste 2, a redução de custo atinge aproximadamente 46%.

De maneira geral, é possível perceber que mesmo as ligações com baixa resistência à flexão são capazes de garantir a estabilidade global do pórtico, constituindo assim mais uma vantagem para as estruturas pré-moldadas de concreto, por manter a importância da viabilidade construtiva.

## 7.2 Sugestões para Pesquisas Futuras

Sugere-se que sejam investigados em trabalhos futuros os seguintes pontos:

- ✓ Modelagem de outros pórticos, em geral mais altos, para possíveis comparações;
- ✓ Implementação de um processo de otimização que contemple as restrições de deslocamento do topo do pórtico e a relação entre os momentos resistente e solicitante da ligação;
- ✓ Aplicação de novos métodos e ferramentas de otimização;
- ✓ Proposta de outras ligações que sejam mais simples de serem executadas e que possibilitem a obtenção de rigidezes menores e, por consequência, mais próximas dos valores ótimos obtidos;
- ✓ Consideração da deformabilidade do solo nas análises referentes à semirrigidez das ligações pilar-fundação.

## REFERÊNCIAS

AGUIAR, E. A. B. **Comportamento de Chumbadores Grauteados de Ligações Viga-Pilar Parcialmente Resistentes a Momento Fletor**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2010.

ALBUQUERQUE, A. T. **Otimização de Pavimentos de Edifícios com Estruturas de Concreto Pré-Moldado Utilizando Algoritmo Genético**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2007.

ALENCAR, P. H. L.; PARENTE Jr., E.; ALBUQUERQUE, A. T. **Determinação da Rigidez à Rotação de Ligações Pré-Moldadas Utilizando o Método dos Componentes**. 3º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado, 2013.

ALVA, G. M. S.; FERREIRA, M. A.; EL DEBS, A. L. H. C. Partially Restrained Beam-Column Connections in Reinforced Concrete Structures. **IBRACON Structures and Material Journal**, Brazil, v. 2, n. 4, p. 356-379, 2009.

ARAÚJO, D. L.; ARAÚJO, A. C.; FERREIRA, M. A. **Estabilidade Global de Estruturas Reticuladas em Concreto Pré-Moldado: Influência da Ligação Pilar-Fundação**. 50º Congresso Brasileiro de Concreto, 2008.

ARAÚJO, D. L.; FERREIRA, M. A.; EL DEBS, M. K. Estabilidade Global de Estruturas Reticuladas em Concreto Pré-Moldado: Influência da Plastificação da Ligação. **Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural**, v. 3, n. 2, p. 85-102, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

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

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 8681: Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **ABNT NBR 9062: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado**. Rio de Janeiro, 2006.

BALDISSERA, A. **Estudo Experimental de uma Ligação Viga-Pilar de Concreto Pré-Moldado Parcialmente Resistente a Momento Fletor**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2006.

CARREIRA, M. R.; GUELBERT, M. Otimização da Rigidez de Ligações Resistentes a Momento Fletor Utilizando Algoritmo Genético. **Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería**, v. 23, n. 3, p. 305-318, 2007.

CHAVES, I. A. **Otimização de Pilares de Concreto Armado Mediante Uniformização do Índice de Confiabilidade**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004.

EL DEBS, M. K. **Concreto Pré-moldado: Fundamentos e Aplicações**. São Carlos. Projeto REENGE, EESC-USP, 2000.

EL DEBS, M. K., MIOTTO, A. M., EL DEBS, A. L. H. C. Analysis of a Semi-Rigid Connection for Precast Concrete. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings**, v. 163, p. 41-51, 2010.

ELLIOT, K. S. **Precast Concrete Structures**. Londres: Butterworth-Heinemann, 2002.

ELLIOTT, K. S.; DAVIES, G.; FERREIRA, M. A.; GORGUN, H.; MADHI, A. A. Can Precast Concrete Structures be Designed as Semi-Rigid Frames? Part 2: Analytical Equations and Column Effective Length Factors. **The Structural Engineer: International Journal of the Institution of Structural Engineers**, London, UK, v. 81, n. 16, p. 28-37, 2003.

ELLIOT, K. S.; DAVIES, G.; GÖRGÜN, H.; ADLPARVAR, M. R. The Stability of Precast Concrete Skeletal Structures. **PCI Journal**, v. 43, n. 2, p. 42-60, 1998.

FERREIRA, M. A. **Deformabilidade de Ligações Viga-Pilar de Concreto Pré-Moldado**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999.

FERREIRA, M. A. **Estudo de Deformabilidades de Ligações para Análise Linear em Pórticos Planos de Elementos Pré-Moldados de Concreto**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1993.

FERREIRA, M. A.; ARAÚJO, D. L.; JEREMIAS Jr., A. C.; CATOIA, B.; KATAOKA, M. N. **Estabilidade Global de Estruturas Pré-Moldadas: Efeito das Ligações Semi-Rígidas**. 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado, 2005.

FERREIRA, M. A.; EL DEBS, M. K. **Análise de Estrutura Pré-Moldada com Ligações Semi-Rígidas para Múltiplos Pavimentos**. 45º Congresso Brasileiro de Concreto, 2003.

FERREIRA, M. A.; EL DEBS, M. K.; ELLIOT, K. S. **Determinação Teórico-Experimental da Relação Momento-Rotação em Ligações Viga-Pilar de Estruturas Pré-Moldadas de Concreto**. V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 2003.

FERREIRA, M. A.; EL DEBS, M. K.; ELLIOT, K. S. **Modelo Teórico para Projeto de Ligações Semi-Rígidas em Estruturas de Concreto Pré-Moldado**. 44º Congresso Brasileiro de Concreto, 2002.

GÖRGÜN, H. **Semi-Rigid Behaviour of Connections in Precast Concrete Structures**. Tese (Doutorado). Department of Civil Engineering, University of Nottingham, 1997.

JEREMIAS Jr., A. C. **Análise da Estabilidade de Estruturas Pré-Moldadas de Concreto: Influência das Ligações Semi-Rígidas**. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, 2007.

KATAOKA, M. N. **Estudo da Continuidade em Ligações Laje-Viga-Pilar em Estruturas Pré-Moldadas de Concreto**. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, 2007.

KATAOKA, M. N.; CATOIA, B.; FERREIRA, M. A.; CARVALHO, R. C. **Procedimento para Projeto de Vigas Pré-Moldadas de Concreto Armado com Ligação Viga-Pilar Semi-Rígida**. 48º Congresso Brasileiro de Concreto, 2006.

KWAK H.G.; KIM, S.P. **Simplified Monotonic Moment-Curvature Relation Considering Fixed-End Rotation and Axial Force Effect**. Engineering Structures, 32, 69-79, 2010.

LIMA, J. S. **Verificações da Punção e da Estabilidade Global em Edifícios de Concreto: Desenvolvimento e Aplicação de Recomendações Normativas**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2001.

LINS, F. F. V. **Contribuição à Avaliação da Estabilidade Global e Pré-Dimensionamento de Pórticos Planos em Concreto Pré-Moldado**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2013.

MAIA, J. P. R. **Otimização Estrutural: Estudo e Aplicações em Problemas Clássicos de Vigas Utilizando a Ferramenta Solver**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2009.

MARIN, M. C. **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, 2009.

MARIN, M. C.; EL DEBS, M. K. **Análise do Limite do Número de Pavimentos em Estruturas Usuais de Múltiplos Pavimentos em Concreto Pré-Moldado**. 2º Encontro Nacional de pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado, 2009.

MARIN, M. C.; EL DEBS, M. K. Contribution to Assessing the Stiffness Reduction of Structural Elements in the Global Stability Analysis of Precast Concrete Multi-Storey Buildings. **IBRACON Structures and Material Journal**, Brazil, v. 5, n. 3, p. 316-342, 2012.

MARINHO, I. J. P. **Projeto Ótimo de Estruturas de Arquibancadas Metálicas Reutilizáveis via ANSYS**. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2002.

MEIRELES NETO, M. **Estabilidade de Edifícios de Concreto Pré-Moldado com Ligações Semirrígidas**. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil, Universidade Federal do Ceará, 2012.

MENON, A. **Structural Optimization Using ANSYS and Regulated Multiquadric Response Surface Model**. Dissertação (Mestrado). The University of Texas, Arlington, 2005.

MIOTTO, A. M. **Ligações Viga-Pilar de Estruturas de Concreto Pré-Moldado: Análise com Ênfase na Deformabilidade ao Momento Fletor**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2002.

MONCAYO, W. Z. M. **Análise de Segunda Ordem Global em Edifícios com Estrutura de Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2011.

MOTA, J. E. **Avaliação Numérica da Eficiência de uma Ligação Viga-Pilar Semi-Rígida em estruturas de Concreto Pré-Moldado**. 2º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado, 2009a.

MOTA, J. E. **Contribuição ao Projeto de Estruturas Multi-Piso Reticuladas em Concreto Pré-Moldado**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2009b.



NÓBREGA, P. G. B.; FERREIRA, M. A.; HANAI, J. B. **Avaliação da Rigidez de Pórticos Pré-Moldados com Ligações Pilar-Fundação com Chapa de Base**. 46º Congresso Brasileiro de Concreto, 2004.

NOGUEIRA, C. G. **Um Modelo de Confiabilidade e Otimização Aplicado às Estruturas de Barras de Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2005.

PARK, R.; PAULAY, T. **Reinforced Concrete Structures**. New York: John Wiley & Sons, 1975.

PAULTRE, P.; CASTELE, D.; RATTRAY, S.; MITCHELL, D. **Seismic Response of Reinforced Concrete Frame Subassemblages – a Canadian Code Perspective**. Canadian Journal of Civil Engineering, 16, 627-49, 1989.

PINTO, J. F. A.; SILVA Jr., L. A.; DUTRA, C. M.; PAES, J. L. R. **Estudo do Comportamento Estrutural de um Edifício de Pequena Altura em Concreto Pré-Moldado, Considerando a Continuidade de Ligações Viga-Pilar**. 3º Encontro Nacional de pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado, 2013.

SANTOS, W. W. F.; FARAH, A. M. M.; VANDERLEI, R. D. **Estudo do Comportamento e Desenvolvimento de Software para Análise de Estruturas Planas com Ligações Deformáveis**. 3º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado, 2013.

SAWASAKI, F. Y. **Estudo Teórico-Experimental de Ligações Viga-Pilar com Almofada de Argamassa e Chumbador para Estruturas de Concreto Pré-Moldado**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2010.

SEZEN H.; MOEHLE, J.P. **Bond-Slip Behavior of Reinforced Concrete Members**. In: fib-Symposium (CEB-FIP) – Concrete Structures in Seismic Regions. Athens, Greece, 2003.

SEZEN H.; SETZLER, E.J. **Reinforcement Slip in Reinforced Concrete Columns**. ACI Structural Journal, 105(3): 280-9, 2008.

SINAPI: Relatório de Insumos. Minas Gerais, maio 2015. Disponível em: <[http://www.caixa.gov.br/Downloads/sinapi-a-partir-jul-2014-mg/SINAPI\\_Precos\\_Ref\\_Insumos\\_MG\\_042015\\_Desonerado.PDF](http://www.caixa.gov.br/Downloads/sinapi-a-partir-jul-2014-mg/SINAPI_Precos_Ref_Insumos_MG_042015_Desonerado.PDF)>. Acesso em: 01 jun. 2015.



SOUZA, A. S. **Comportamento de Elementos Pré-Moldados de Concreto com Ligações Semi-Rígidas**. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, 2006.

TORRES, J. S. **Otimização de Pórticos de Concreto Armado Utilizando o Sistema Computacional ANSYS**. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, 2001.

ZHANG, J.; ZHONG, J.; HE, L.; GAO, R. **An Improved Method of Structural Optimization Based on ANSYS**. Second International Conference on Computer Modeling and Simulation, 2010.