



CIÊNCIAS DA NATUREZA



editora ifg



ATHENEUS
coleção académica

Ligação viga-pilar em edifícios de múltiplos pavimentos

JÚLIA BORGES DOS SANTOS

A ENGENHARIA ESTRUTURAL vem sofrendo grandes mudanças após o surgimento de tecnologias mais eficientes, as quais possibilitaram o desenvolvimento de novos métodos computacionais. Análises de edificações, que eram consideradas inviáveis de serem realizadas por métodos analíticos, hoje são feitas com agilidade pelos programas computacionais de cálculo estrutural. Com o recurso tecnológico dos programas de análise estrutural, é possível projetar edificações cada vez mais esbeltas.

Entretanto, estas estruturas podem apresentar elevado deslocamento horizontal, além de efeitos de segunda ordem significativos. Dessa maneira, a verificação da estabilidade global de edificações de múltiplos pavimentos assume grande importância no projeto estrutural.

Este livro tem por objetivo auxiliar estudantes e professores de engenharia civil, bem como engenheiros civis, interessados na área de projeto e análise estrutural de edifícios em concreto armado.



editora ifg

Ligação viga-pilar em edifícios de múltiplos pavimentos

Ligação viga-pilar em edifícios de múltiplos pavimentos

JÚLIA BORGES DOS SANTOS

ISBN 978-85-67022-78-9

© 2023 Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás.

Os textos assinados, no que diz respeito tanto à linguagem quanto ao conteúdo, não refletem necessariamente a opinião do Instituto Federal de Goiás. As opiniões são de responsabilidade exclusiva dos respectivos autores.

É permitida a reprodução total ou parcial desde que citada a fonte.

S2371	<p>Santos, Júlia Borges dos</p> <p>Ligação viga-pilar em edifícios de múltiplos pavimentos / Júlia Borges dos Santos. -- Goiânia: Editora IFG, 2023.</p> <p>160 p.: il. – (Coleção Atheneus)</p> <p>ISBN 978-85-67022-78-9 (impresso) ISBN 978-85-67022-69-7 (digital)</p> <p>1. Engenharia estrutural. 2. Concreto armado – construção civil. 3. Projeto estrutural – edifício – concreto armado. I. Santos, Júlia Borges dos. II. Título. III. Coleção.</p> <p style="text-align: right;">CDD 624.1834</p>
<p>Catálogo na publicação: Maria Aparecida Andrade de Oliveira Tsu – Bibliotecária-documentalista – CRB-1/1604</p>	

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás

Editora IFG

Avenida C-198, Qd. 500, Jardim América

Goiânia/GO | CEP 74270-040

(62) 3612-2251

editora@ifg.edu.br

Sumário

Símbolos, abreviaturas e siglas	7
Prefácio	11
Introdução	13
1. Análise estrutural e estabilidade global	25
Ligação viga-pilar	27
Abordagem da rigidez da ligação viga-pilar na análise estrutural	33
Aspectos normativos de ligações	37
Estabilidade global	42
2. Ligações viga-pilar na análise de estruturas	55
Influência da rigidez da ligação nos esforços locais	55
Influência da rigidez das ligações na estabilidade global	61
Modelos analíticos para determinação da rigidez da ligação	67
Modelo teórico de Ferreira, El Debs e Elliot (2003)	68
Modelo teórico de Alva e El Debs (2013)	74
3. Análise dos modelos analíticos	85
4. Desenvolvimento numérico	93
Considerações sobre o programa CAD/TQS®	93
Introdução às simulações numéricas	97

5. Simulações dos edifícios	101
Edifício 1: seção transversal dos pilares constante	101
Edifício 1_2: seção transversal dos pilares variável	108
Edifício 2: seção transversal dos pilares constantes	115
Edifício 2_2: seção transversal dos pilares variável	117
Comentários sobre as simulações dos edifícios	119
Verificação da influência da deformabilidade das ligações no comportamento estrutural	120
Modelo de Alva e El Debs (2013)	132
Comentários sobre os modelos analíticos	141
Considerações finais	145
Referências	149

Símbolos, abreviaturas e siglas

Símbolos	
α_R	fator de restrição à rotação
$(1/r)$	curvatura da seção da viga na fase elástica
$(EI)_{sec}$	rigidez secante da viga
ϵ_{cm}	deformação média do concreto tracionado entre fissuras
ϵ_{sm}	deformação média da armadura
\varnothing	diâmetro da barra
a_l	deslocamento do diagrama de momentos fletores
A_s	área da armadura de tração
C_1	constante relacionada ao mecanismo de deformação A
C_2	constante relacionada ao mecanismo de deformação B
D	altura útil da viga
E_{cs}	módulo de elasticidade secante do concreto
$E I_c$	representa a somatória dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada
E_s	módulo de elasticidade do aço
F_{1n} a F_{6n}	forças nodais
f_c	resistência do concreto à compressão
f_{cd}	resistência à compressão de cálculo do concreto
F_s	resultante de tração na barra
H_{tot}	altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo
I_b	momento de inércia da viga
I_c	momento de inércia do pilar
I_{eq}	momento de inércia equivalente da viga
I_I	momento de inércia da seção da viga no Estádio I
I_{II}	momento de inércia da seção da viga no Estádio II
K_b	razão entre I_b e L_b
K_c	razão entre I_c e L_c
L_b	vão da viga
l_b	comprimento de ancoragem básico

Símbolos	
L_{bu}	comprimento onde se desenvolvem as tensões de aderência no trecho inelástico
L_{by}	comprimento onde se desenvolvem as tensões de aderência no trecho elástico e inelástico
L_c	altura do pilar
L_e	comprimento de embutimento ou comprimento de ancoragem existente
L_{ef}	vão efetivo entre os apoios, ou seja, a distância entre os centros de giro nos apoios
L_p	comprimento da região da ligação
l_t	comprimento de traspasse
M_{1d}	momento de cálculo na base da estrutura devido às forças horizontais
M_a	momento fletor na base do pilar
M_d	momento atuante de cálculo
$M_{E,cor}$	momento no engaste corrigido devido ao fator de restrição da ligação
M_{eng}	momento no engaste
$M_{j,Ed}$	momento solicitante de projeto
$M_{j,Rd}$	momento resistente de projeto
M_f	momento de fissuração da viga
M_{Rd}	momento fletor resistente de cálculo
M_u	momento último da viga
M_v	momento fletor na extremidade da viga
$M_{V,cor}$	momento no vão corrigido devido ao fator de restrição da ligação
$M_{vão}$	momento no vão
M_y	momento de início de escoamento das barras longitudinais tracionadas da viga
N_k	somatória de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico
N_{Rd}	esforço normal resistente de cálculo
R	reação de apoio
R_{sd}	resultante de cálculo da armadura de tração negativa
s_o	escorregamento do início da dobra do gancho
S_j	rigidez da ligação
$S_{j,ini}$	rigidez inicial
s_R	espaçamento entre fissuras
U_1 a U_6	deslocamentos nodais
W	abertura de fissuras
x_I	altura da linha neutra no Estádio I
x_{II}	altura da linha neutra no Estádio II
z_{eq}	braço de alavanca entre as resultantes de tração e compressão
γ_{f3}	coeficiente de ponderação que considera os desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações

Símbolos

γ_z	Coefficiente γ_z
δ	coeficiente de redistribuição
$\Delta M_{1,d}$	soma dos produtos das forças verticais de cálculo atuantes na estrutura pelos seus respectivos deslocamentos horizontais obtidos da análise de 1ª ordem
δ_{SR}	flecha no vão considerando o comportamento semirrígido
ϵ_c	deformação no concreto
ϵ_s	deformação no aço
θ_1	rotação da extremidade do elemento
θ_2	rotação combinada do elemento mais da ligação
θ_A	rotação decorrente do mecanismo A
θ_a e θ_b	rotações adicionais nos extremos da barra
θ_B	rotação decorrente do mecanismo B
σ_s	tensão na armadura tracionada da viga
τ_b	tensão de aderência na armadura
ϕ	diâmetro da armadura longitudinal negativa

Abreviaturas

LVP	Ligação viga-pilar
FEP	Fator de engastamento parcial

Siglas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
Eurocode	European Committee for Standardization

Prefácio

Foi com satisfação que recebi o convite para escrever o prefácio deste livro da Júlia Borges dos Santos, que foi resultado de sua dissertação de mestrado, desenvolvida sob orientação dos professores Turíbio José da Silva e Gerson Moacyr Sisniegas Alva na Universidade Federal de Uberlândia (UFU).

Trabalhos que procurem entender e explicar o real comportamento das estruturas e dos elementos estruturais são sempre muito bem-vindos, pois além de fornecerem suporte para o desenvolvimento de projetos mais racionais propiciam importante suporte para o ensino do comportamento das estruturas.

O livro chama a atenção para a importância da utilização mais correta possível da rigidez das ligações viga-pilar nas estruturas de concreto armado moldadas *in loco* ou pré-moldadas, quando da análise, do projeto e do dimensionamento dessas estruturas em edifícios de muitos andares, e das implicações dessa rigidez na verificação da estabilidade global das estruturas e na redistribuição de esforços na estrutura.

Uma avaliação precisa da estabilidade global é obviamente fundamental para a segurança da estrutura e para todo o projeto estrutural, ainda mais porque com a utilização dos materiais mais resistentes e modernos recursos computacionais estruturas mais esbeltas e com muitos mais pavimentos passaram a ser projetadas e construídas, com maiores deslocamentos horizontais e com efeitos de segunda ordem significativos, impactando a redistribuição de esforços e o correto dimensionamento de todos os elementos estruturais.

No livro, dois modelos validados experimentalmente são utilizados nas análises e edifícios de 5 a 19 pavimentos são considerados, e as condições de ductilidade apresentadas pela ABNT NBR 6118:2014 são avaliadas.

Importante observar a evolução dos métodos de análise dos edifícios em concreto, pois, como destacado pelo saudoso professor Vasconcelos, estruturas de concreto armado (“Cimento Armado” como se dizia na época) vêm sendo construídas no Brasil há cerca de 120 anos, com os 6 edifícios construídos no Rio de Janeiro no finalzinho do século XIX e início do século XX pelo engenheiro Carlos Poma.

Outro ponto importante a ser registrado é o fato de não ser usual, infelizmente, encontrarmos muitos textos em engenharia escritos por mulheres, podendo ser destacado o livro de *Materiais de construções*, da década de 1970, da professora Moema Ribas Silva, aposentada da Universidade de Brasília (UnB).

Finalizando, registro ainda o continuado interesse da Júlia pela área de Engenharia Estrutural, que teve prosseguimento com o desenvolvimento em curso de uma pesquisa de doutoramento na UnB sob minha orientação, com uma investigação do comportamento de lajes lisas (cogumelo) com a presença de furos (aberturas) na região do pilar e com armadura de cisalhamento, com a execução de ensaios no Laboratório de Estruturas da UnB e com a realização de um estágio de um ano na EPFL (Ecolé Politechnique Federal de Lausanne) na Suíça.

Guilherme Sales Melo

PROFESSOR TITULAR DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

Introdução

Este livro aborda a relevância da consideração da rigidez das ligações viga-pilar em projetos estruturais de edifícios em concreto armado, com o objetivo de auxiliar estudantes e professores de engenharia civil, bem como engenheiros civis, interessados na área de projeto e análise estrutural de edifícios em concreto armado.

A engenharia estrutural vem sofrendo grandes mudanças após o surgimento de tecnologias mais eficientes, as quais possibilitaram o desenvolvimento de novos métodos computacionais. Análises de edificações, que eram consideradas inviáveis de serem realizadas por métodos analíticos, hoje são feitas com agilidade pelos programas computacionais de cálculo estrutural.

A utilização de programas computacionais é uma ferramenta importante na elaboração de um projeto estrutural. Independentemente da ferramenta utilizada, o desenvolvimento de um projeto estrutural é composto por um conjunto de etapas. Primeiramente, realiza-se o lançamento dos elementos estruturais, buscando uma estrutura que seja capaz de resistir às ações solicitantes. Em seguida, realiza-se o pré-dimensionamento dos elementos, definindo uma solução inicial para suas dimensões geométricas. Determinam-se os carregamentos incidentes e procede-se à análise estrutural, utilizando um modelo matemático adequado para a determinação dos esforços. Nesta etapa também é realizada a verificação da estabilidade global. Então, realizam-se as verificações em serviço para dimensionar e detalhar a estrutura.

Com o recurso tecnológico dos programas de análise estrutural, é possível projetar edificações cada vez mais esbeltas.

Entretanto, estas estruturas podem apresentar elevado deslocamento horizontal, além de efeitos de segunda ordem significativos. Dessa maneira, a verificação da estabilidade global de edificações de múltiplos pavimentos assume grande importância no projeto estrutural.

Para assegurar a estabilidade global de um edifício, é necessário dispor de rigidez adequada dos elementos estruturais que vão resistir às ações horizontais e verticais. Existem diferentes recursos que podem ser utilizados para proporcionar maior rigidez à edificação e minimizar a ocorrência da instabilidade. Um deles é o posicionamento e orientação dos pilares para conferir rigidez adequada à estrutura na direção mais solicitada às forças horizontais. Isto pode ser feito na medida do possível permitido pelas limitações arquitetônicas do projeto.

Outra maneira de melhorar o comportamento da estrutura é aumentando a seção dos elementos (vigas e pilares) e, conseqüentemente, aumentando a rigidez da estrutura como um todo. Usualmente, recorre-se ao aumento da seção dos pilares localizados na caixa do elevador ou na caixa de escada. Além disso, quanto maior o número de pilares e vigas dos pórticos que formam a estrutura, maior a rigidez dos pórticos de contraventamento. Porém, muitas vezes o projeto arquitetônico limita o lançamento de um pilar em determinado ponto, principalmente para atender as vagas de estacionamento e manobras de veículos situadas no pavimento térreo.

Nos últimos anos, identificaram-se várias pesquisas científicas voltadas para a análise da influência da rigidez de ligações viga-pilar na estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado. Podem ser destacados os trabalhos de Ferreira e El Debs (2003), Ferreira *et al.* (2005), Daniel Araújo *et al.* (2006) e El Debs *et al.* (2011). Pela deficiência de monolitismo destas estruturas, a rigidez das ligações é um fator de destaque na influência do comportamento estrutural frente às ações horizontais.

Apesar de muitos trabalhos estudarem as ligações viga-pilar monolíticas em concreto armado, conhecidas como nós de pórtico, tanto experimenta como analiticamente, são escassos os trabalhos

publicados sobre a influência da rigidez destas ligações no âmbito da análise da estabilidade global, e, também, na redistribuição de esforços na estrutura.

As estruturas de concreto moldadas no local, normalmente, possuem ligações mais rígidas se comparadas às de concreto pré-moldado, devido à existência de continuidade entre os elementos estruturais, conferindo monolitismo à estrutura. Entretanto, ensaios experimentais em nós de pórtico de concreto armado evidenciam a existência de rotações relativas entre vigas e pilares (Figura 1), conforme trabalhos de Ferreira (1999) e Alva (2004). Estas ligações são tratadas, teoricamente, como rígidas, mas, na prática, a existência destas rotações relativas provoca uma redução de rigidez no nó.

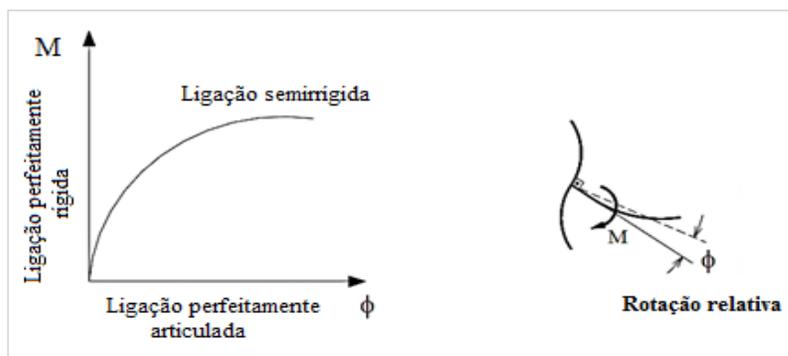


Figura 1 – Rotação relativa nos nós

Fonte: Adaptada de Miotto (2002).

Alva e El Debs (2013) apresentaram um modelo analítico para determinação das rotações relativas em ligações viga-pilar de estruturas monolíticas de concreto armado. Na validação experimental do modelo, os autores compararam os resultados com valores experimentais, e, também, com a situação de ligações rígidas. É possível observar na Figura 2 que a consideração de ligações rígidas pode divergir consideravelmente do comportamento real da ligação viga-pilar, mesmo em ligações monolíticas.

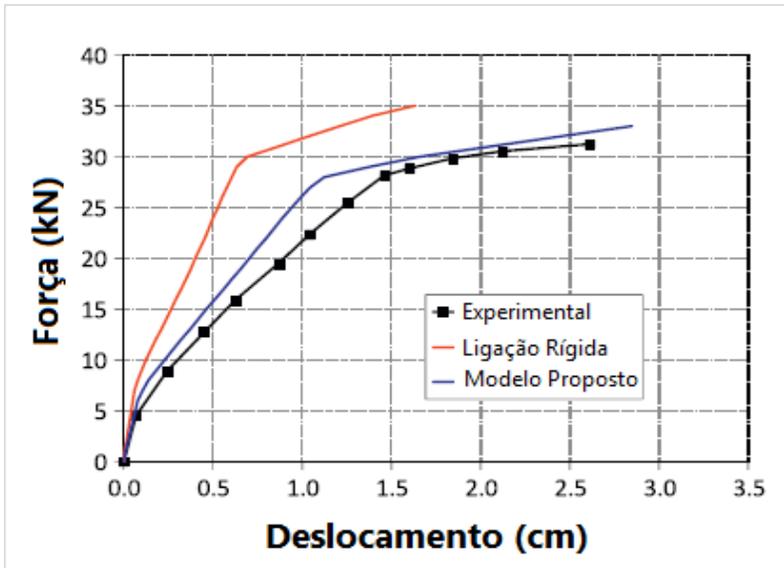


Figura 2 – Resultados teóricos e experimentais de uma ligação viga-pilar monolítica em concreto armado

Fonte: Adaptada de Alva e El Debs (2013).

Os principais programas de cálculo estrutural disponíveis no mercado disponibilizam como recurso a modificação da rigidez das ligações viga-pilar por meio de um fator de engastamento parcial. Para o engenheiro estrutural adotar um valor para o fator de engastamento das ligações viga-pilar, devem-se conhecer os modelos analíticos disponíveis na literatura para determiná-lo. Esta alteração na rigidez da ligação é considerada na análise estrutural do pórtico espacial, impactando a estabilidade global da estrutura e o dimensionamento dos elementos estruturais. Para utilizar esse recurso com segurança, deve-se ter um maior entendimento sobre as implicações da modificação da rigidez dos nós no comportamento estrutural das edificações.

Matzenbacher (2011) realizou simulações numéricas utilizando o método dos elementos finitos para verificar a existência de rotações relativas em nós de pórtico de concreto armado.

Por meio dos resultados, observa-se que a hipótese de ligações viga-pilar perfeitamente rígidas pode gerar uma avaliação inadequada do comportamento estrutural. A autora sugere, inclusive, que os programas comerciais de cálculo estrutural revejam o padrão de ligações perfeitamente rígidas adotadas na análise estrutural.

No cálculo de estruturas de concreto armado moldado no local, consideram-se as ligações viga-pilar com transmissão total de momentos fletores. Porém, ensaios experimentais de Alva (2004) comprovam a existência de rotações relativas nos nós, as quais reduzem a rigidez das ligações viga-pilar. Na realidade, ocorre, na ligação, um engastamento parcial e não total, como considerado originalmente. A consequência disso é a existência de esforços e deformações diferentes daquelas consideradas na análise estrutural com ligações rígidas. Os elementos pertencentes à ligação viga-pilar sofrem uma redistribuição de esforços e deslocamentos ao considerar-se o comportamento real destas ligações.

Além dos impactos locais derivados da redução de rigidez dos nós da estrutura, podem ser observadas alterações no comportamento global da edificação. Uma modificação na rigidez dos nós altera a maneira como a estrutura se comporta frente às ações horizontais, impactando os valores de deslocamento horizontal da estrutura, e, também, os efeitos de segunda ordem, modificando o dimensionamento dos elementos estruturais pertencentes à edificação.

Com o aumento do número de pavimentos da estrutura, os deslocamentos horizontais e os efeitos de segunda ordem se tornam maiores. Portanto, nas estruturas de múltiplos pavimentos, a influência da rigidez das ligações viga-pilar na estabilidade global pode ser crítica, sendo de extrema importância investigar esta relação.

Na pesquisa que resultou neste livro, a metodologia utilizada foi analítica e numérica. Inicialmente, realizou-se uma revisão bibliográfica relacionada aos seguintes assuntos: rigidez da ligação viga-pilar em estruturas de concreto pré-moldado e em

estruturas monolíticas de concreto armado e análise estrutural com ligações semirrígidas.

Para compreensão dos modelos analíticos utilizados na pesquisa de que resultou este livro, foram realizadas análises iniciais visando identificar as variáveis de maior influência na rigidez das ligações viga-pilar. A análise consistiu em variar determinado parâmetro observando seu impacto no valor da rigidez dessas ligações. Os 2 modelos analíticos utilizados também foram comparados.

Os parâmetros de entrada que sofreram variação nas simulações numéricas foram a rigidez das ligações viga-pilar e o número de pavimentos da edificação. A seção transversal dos pilares foi mantida constante à medida que se variou o número de pavimentos, visando eliminar variáveis no problema e estudar a influência nos resultados somente da rigidez das ligações.

A escolha das dimensões dos pilares foi feita realizando-se um pré-dimensionamento para cargas atuantes dos edifícios com 19 pavimentos. Estudos prévios com pilares de seção retangular resultaram em diferenças significativas para cada direção de análise da estabilidade global. Desse modo, optou-se por utilizar seções transversais quadradas para não haver diferenças de rigidez para cada direção de atuação do vento.

As variáveis de saída das simulações numéricas, ou seja, os resultados que serviram para a análise comparativa foram: deslocamentos horizontais, coeficiente γ_z , momento positivo das vigas tipo, momento negativo das vigas pavimento tipo, flecha do pavimento vigas tipo e armadura dos pilares.

As especificações de materiais, dimensões e forma da estrutura foram escolhidas, após estudos prévios, visando gerar resultados que pudessem permitir comparação posterior.

Quanto aos procedimentos, foram realizadas simulações numéricas em edificações de múltiplos pavimentos para permitir a análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar na

estabilidade global, e, também, na redistribuição de esforços da estrutura. Para isso, foi utilizado o programa comercial para projeto de estruturas de concreto armado CAD/TQS®, versão 18.14.61, que considera a influência da rigidez das ligações viga-pilar na análise estrutural por meio de um fator de engastamento parcial das ligações.

Sendo assim, foi realizada a análise estrutural para edificações de múltiplos pavimentos utilizando o programa CAD/TQS®. Nessa etapa, foram analisados 2 edifícios. A planta de forma esquemática do Edifício 1 está ilustrada na Figura 3 e a do Edifício 2, na Figura 4. O primeiro possui simetria somente em uma direção, e, na direção crítica quanto à estabilidade global, possui pórticos formados por 3 pilares. O segundo possui simetria nas 2 direções, sendo as mesmas formadas por pórticos com 4 pilares.

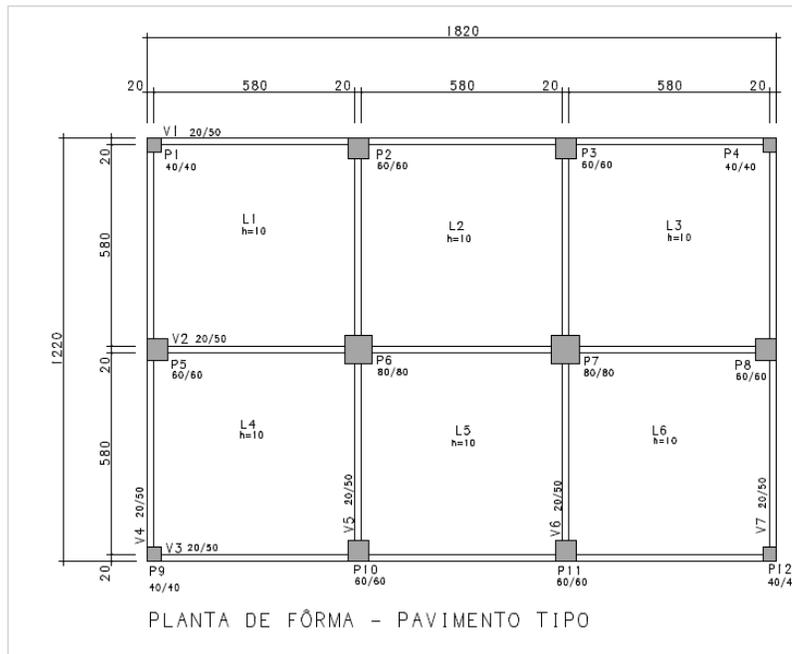


Figura 3 – Planta de formas do Edifício 1

Fonte: Elaborada pela autora.



Figura 4 – Planta de formas do Edifício 2

Fonte: Elaborada pela autora.

Ambas as edificações foram estudadas para 5, 10, 15 e 19 pavimentos. Na Figura 5, são mostradas as perspectivas ilustrativas dos edifícios com 10 pavimentos. Para cada edifício e para cada pavimento estudado, foi realizada uma variação do fator de engastamento parcial das ligações viga-pilar. Os valores de fator α_R utilizados serão 0,625, 0,75, 0,875 e 1, somando 16 simulações por edifício, em um total de 38. Tais valores foram escolhidos para obter-se um valor abaixo do limite de redução de momentos negativos da ABNT NBR 6118:2014.

A influência dos parâmetros mencionados é observada por meio das variáveis de saída: deslocamentos horizontais, coeficiente γ_z , momento positivo das vigas do pavimento tipo, momento negativo das vigas do pavimento tipo, deformação das vigas do pavimento tipo, armadura dos pilares. A análise dos resultados foi realizada por meio de gráficos que correlacionam a influência entre os parâmetros desejados.

Por fim, foi realizada a simulação numérica de uma edificação considerando as ligações viga-pilar rígidas e, em seguida, considerando a rigidez que de fato ocorrerá em cada ligação viga-pilar da edificação. Para determinar a rigidez neste caso, foram utilizados os modelos analíticos escolhidos na pesquisa de que resultou este livro, observando a configuração de armaduras e geometria de cada nó e calculando seus respectivos valores de restrição à rotação (α_R). Os resultados de estabilidade global e de redistribuição de esforços foram comparados para as 2 situações de cálculo visando identificar a importância da consideração da deformabilidade das ligações viga-pilar na análise de estruturas monolíticas de concreto armado.

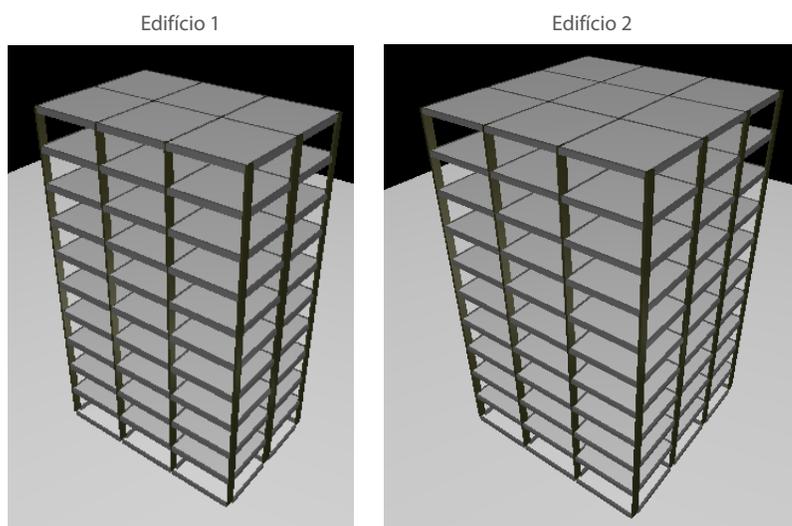


Figura 5 – Perspectiva dos edifícios com 10 pavimentos

Fonte: Elaborada pela autora.

O estudo da influência das ligações viga-pilar na estabilidade global de estruturas de múltiplos pavimentos em concreto armado pode ser sistematizado conforme etapas descritas a seguir.

Etapa 1) Análise local: é estudado como alguns parâmetros influenciam a rigidez de ligações viga-pilar monolíticas de concreto armado, visando identificar variáveis com influência de destaque. São utilizados os modelos teóricos de Ferreira, El Debs e Elliot (2003) e o modelo de Alva e El Debs (2013).

Etapa 2) Análise global em pórticos espaciais: são realizadas simulações numéricas utilizando o programa CAD/TQS®, que se baseia na análise estrutural de pórticos espaciais para avaliar a influência da rigidez das ligações viga-pilar na estabilidade global e na redistribuição de esforços de estruturas de múltiplos pavimentos.

Etapa 3) Verificação da influência da rigidez das ligações viga-pilar na análise estrutural de uma edificação: são realizadas simulações numéricas em uma estrutura considerando as ligações viga-pilar em 2 condições: primeiramente como rígidas, e, em seguida, com a rigidez de cada nó determinada pelos modelos analíticos, a qual é função da configuração de armaduras e de geometria da ligação. Os resultados serão comparados para verificar as diferenças no comportamento estrutural quando se considera a deformabilidade das ligações viga-pilar.

O livro está estruturado em cinco capítulos. No primeiro, apresenta-se uma revisão teórica sobre a análise de estruturas com ligações semirrígidas e estabilidade global. Discorre-se como alguns livros de concreto armado abordam a questão rigidez das ligações viga-pilar. Faz-se também um levantamento das referências normativas no âmbito do tema de ligações viga-pilar. No segundo, apresentam-se trabalhos que analisaram a influência da rigidez das ligações viga-pilar localmente e trabalhos que analisaram essa influência na estabilidade global. Também são apresentados 2 modelos analíticos para determinação da rigidez de ligações vi-

ga-pilar monolíticas em concreto armado. No terceiro, analisa-se como alguns parâmetros influenciam na rigidez das ligações viga-pilar, utilizando os 2 modelos analíticos escolhidos. No quarto apresenta-se uma revisão teórica sobre o programa comercial de cálculo estrutural utilizado, CAD/TQS®, no âmbito das ligações viga-pilar, e, também, faz-se uma introdução ao desenvolvimento numérico utilizado. No quinto, apresentam-se os resultados e discussões das simulações numéricas realizadas.

Análise estrutural e estabilidade global

A análise estrutural é uma etapa primordial no projeto estrutural de uma edificação em concreto armado. Ela consiste em obter o comportamento da estrutura perante as ações atuantes, determinando as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos na estrutura, realizando-se verificações dos estados limites últimos e de serviço na estrutura.

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece que a análise estrutural deve ser feita a partir de um modelo estrutural adequado ao objetivo da análise. O modelo deve representar a geometria dos elementos estruturais, os carregamentos atuantes, as condições de contorno, as características e respostas dos materiais.

Com os resultados obtidos na análise estrutural, é possível realizar o dimensionamento da estrutura para elaborar o detalhamento do projeto estrutural. Se o modelo estrutural utilizado na análise não for adequado, podem-se obter respostas não condizentes com a realidade da edificação em serviço, colocando em risco a segurança estrutural.

O comportamento das ligações viga-pilar de uma estrutura irá influenciar a redistribuição de esforços do pórtico espacial, e, também, o dimensionamento de todos os elementos estruturais. Portanto, na análise estrutural, a influência da rigidez das ligações deve ser tratada com sua devida importância para ser possível obter os esforços e o dimensionamento dos elementos estruturais de maneira compatível àquela que ocorrerá na prática.

Para determinar o valor da rigidez das ligações viga-pilar, utilizam-se modelos analíticos, os quais devem ser validados experimentalmente. Na literatura técnica, os modelos analíticos disponíveis, como o de Ferreira, El Debs e Elliot (2003) e o de Alva e El Debs (2013), são desenvolvidos para ligações viga-pilar sem a presença das lajes (Figura 6). Em estruturas de concreto armado moldado no local, o processo executivo promove a ligação entre lajes, vigas e pilares (Figura 7), proporcionando um comportamento da ligação viga-pilar que pode divergir do funcionamento do nó de pórtico sem lajes.

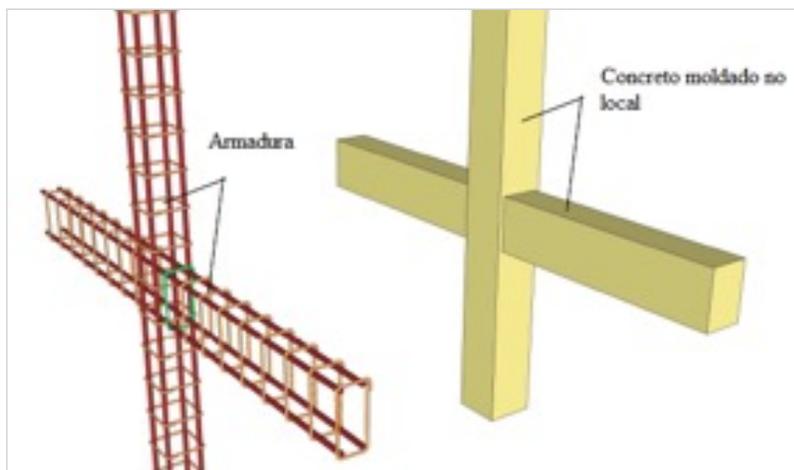


Figura 6 – Ligação viga-pilar em concreto armado moldado no local

Fonte: Adaptada de Rahman, Ghazali e Hamid (2008).

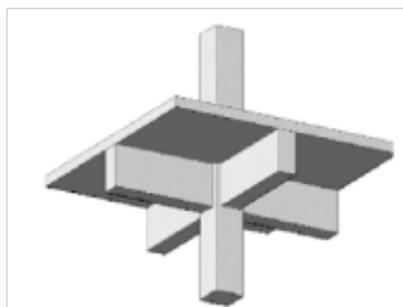


Figura 7 – Ligação viga-pilar moldada no local com a presença de laje

Fonte: Santos *et al.* (2014).

Ligação viga-pilar

As ligações viga-pilar, também chamadas de nós de pórtico, são regiões de comportamento estrutural muito complexo, onde ocorrem concentrações de tensões tanto normais como tangenciais. Segundo Alva (2004), existe a influência de muitas variáveis interagindo na capacidade resistente do nó relacionada ao detalhamento das armaduras, à geometria dos elementos conectados, à intensidade das solicitações e às resistências dos materiais concreto e aço.

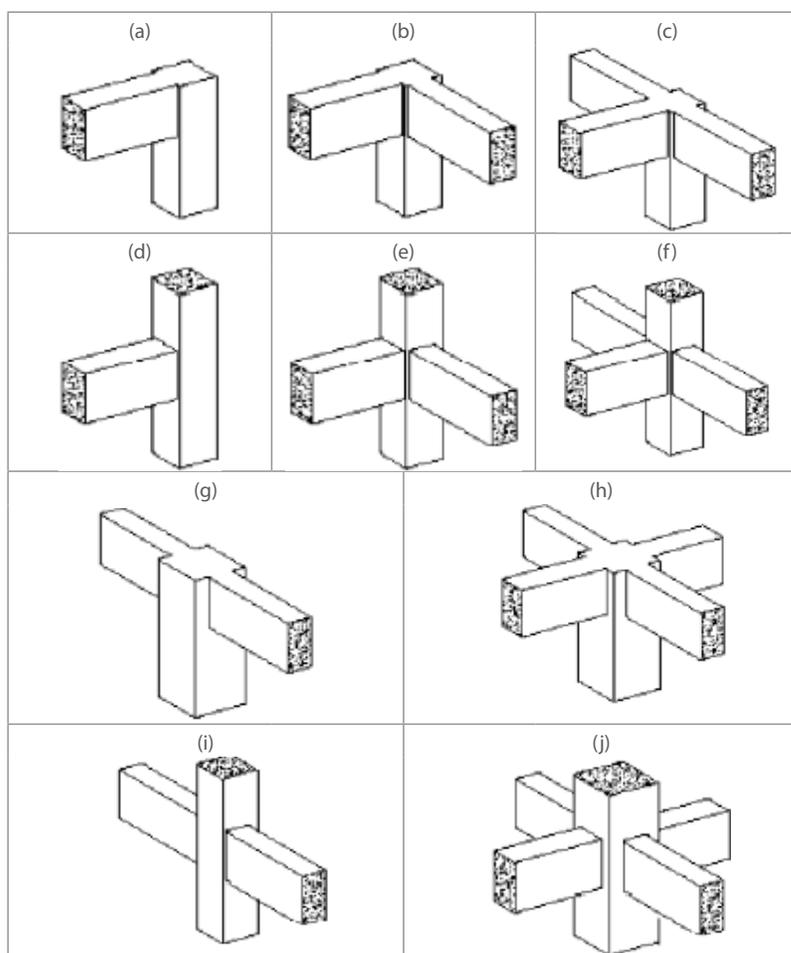


Figura 8 – Geometrias usuais de ligações viga-pilar

Fonte: Paulay e Priestley (1992).

De acordo com Paulay e Priestley (1992), as ligações viga-pilar podem ser classificadas segundo as diferenças observadas nos mecanismos de ancoragem da armadura da viga, dividindo-os em 2 grupos: externos, conforme ilustrado na Figura 9 de (a) a (f), e internos, ilustrados na Figura 9 de (g) a (j).

O conhecimento do comportamento estrutural das ligações viga-pilar é fundamental para o seu dimensionamento adequado frente aos esforços solicitantes. Conceitualmente, a classificação das ligações quanto à rigidez à flexão é dada por:

- articuladas: são as ligações que não transmitem momentos fletores;
- rígidas: são as ligações que transmitem momentos fletores;
- semirrígidas: são as ligações que transmitem parcialmente momentos fletores.

Por meio de resultados experimentais, como os trabalhos de Ferreira (1999) e Alva (2004), é possível observar a existência de rotações relativas nas ligações viga-pilar monolíticas em concreto armado. Estas rotações são causadas pelo deslizamento das armaduras longitudinais das vigas no interior dos nós de pórtico e pela fissuração do concreto, como ilustrado na Figura 9.

Usualmente, no projeto de edifícios de concreto armado, admite-se que os nós de pórtico são rígidos. No funcionamento real das estruturas, estas ligações podem não apresentar um comportamento de engastamento total, pois, pelas razões já apresentadas, existem rotações relativas entre vigas e pilares. Dessa forma, a consideração de ligações rígidas acaba por superestimar a rigidez das ligações e, como consequência, subestimar os deslocamentos horizontais da estrutura.

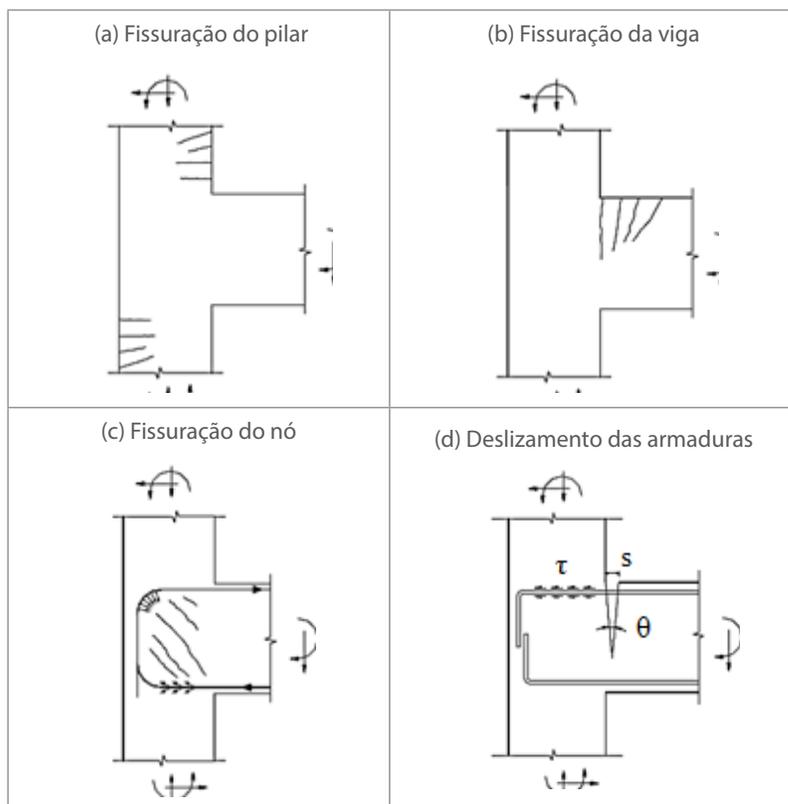


Figura 9 – Fissuração e deslizamento das armaduras existentes em nós de pórtico

Fonte: Adaptada de Alva (2004).

A partir dos resultados experimentais e analíticos de algumas pesquisas, destacando-se os trabalhos de Alva, Ferreira e El Debs (2009), José Araújo (2009), Ferreira (1999), Ferreira, El Debs e Elliot (2003) e Alva e El Debs (2013), pode-se concluir que o comportamento real de ligações viga-pilar monolíticas em concreto armado não é perfeitamente rígido, e, sim, de transmissão parcial de momentos fletores.

Alva, Ferreira e El Debs (2009) avaliaram quantitativamente o engastamento parcial de ligações viga-pilar monolíticas, obtendo resultados entre 76% e 87%. Estes valores representam porcentagens em relação ao momento fletor de engastamento perfeito. Isto significa que, mesmo em ligações monolíticas em concreto

armado, não se atinge um engastamento total, pois ocorrerá fissuração do concreto e escorregamento das armaduras dentro do pilar, provocando rotações relativas nos nós da estrutura.

Segundo Ferreira (1993), os estudos sobre a rigidez das ligações se iniciaram com trabalhos experimentais em estruturas metálicas na década de 1930, na América do Norte e na Inglaterra. Ilustra-se na Figura 10 o comportamento não linear da curva momento-rotação de uma ligação semirrígida.

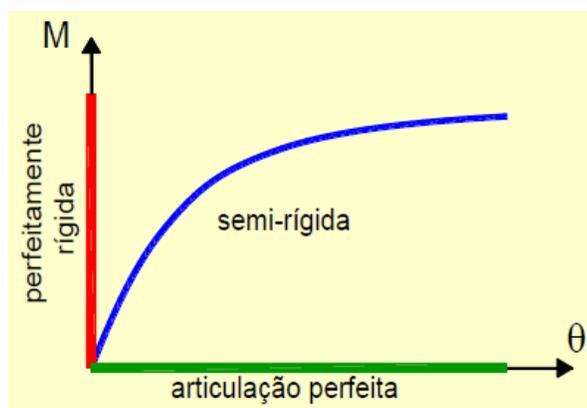


Figura 10 – Curva momento-rotação de uma ligação semirrígida

Fonte: Elaborada pela autora.

Com a elaboração da curva momento-rotação, é possível avaliar parâmetros importantes relacionados à rigidez das ligações. Um deles é o fator de restrição à rotação, parâmetro que significa o quão próximo a ligação se situa da condição perfeitamente rígida ($\alpha_R=1$) ou perfeitamente articulada ($\alpha_R=0$), possibilitando avaliar a porcentagem de engastamento da ligação.

O fator de restrição à rotação adimensional α_R foi apresentado inicialmente por Monforton e Wu (1963). Os autores desenvolveram um modelo matemático para considerar os efeitos dos nós semirrígidos sobre o desempenho global de pórticos planos. Posteriormente, a ABNT NBR 9062:2006 incorporou a semirrígidez das ligações por meio do fator de restrição à rotação α_R .

O fator de restrição à rotação pode ser compreendido como a relação entre a rotação da extremidade do elemento (θ_1) e a rotação combinada do elemento mais da ligação (θ_2), conforme Figura 11, e permite avaliar a deformabilidade da ligação. A partir desta relação, pode-se deduzir a expressão apresentada pela ABNT NBR 9062:2006, conforme Equação 1.

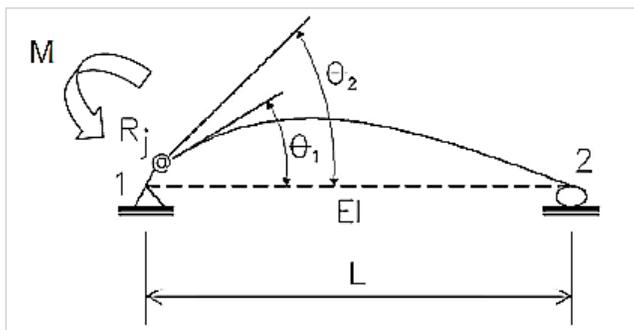


Figura 11 – Fator de restrição à rotação

Fonte: ABNT NBR 9062: 2006.

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \frac{\frac{ML}{3EI}}{\frac{ML}{3EI} + \frac{M}{R}} = \frac{1}{1 + \frac{3EI}{RL}} \quad \text{Equação 1}$$

Sendo:

R: rigidez da ligação.

Da ABNT NBR 9062:2006 tem-se a Equação 2, para determinar o valor de α_R . Esta expressão associa a rigidez à flexão da ligação viga-pilar (R_{sec}) com a rigidez da viga ($E_c I_v / L_v$).

$$\alpha_R = \frac{1}{1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec} L_{ef}}} \quad \text{Equação 2}$$

Sendo:

(EI)_{sec}: rigidez secante da viga conforme ABNT NBR 6118:2014;

L_{ef} : vão efetivo entre os apoios, ou seja, a distância entre os centros de giro nos apoios;

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

A rigidez ao momento fletor de uma ligação viga-pilar é definida pela sua relação momento-rotação.

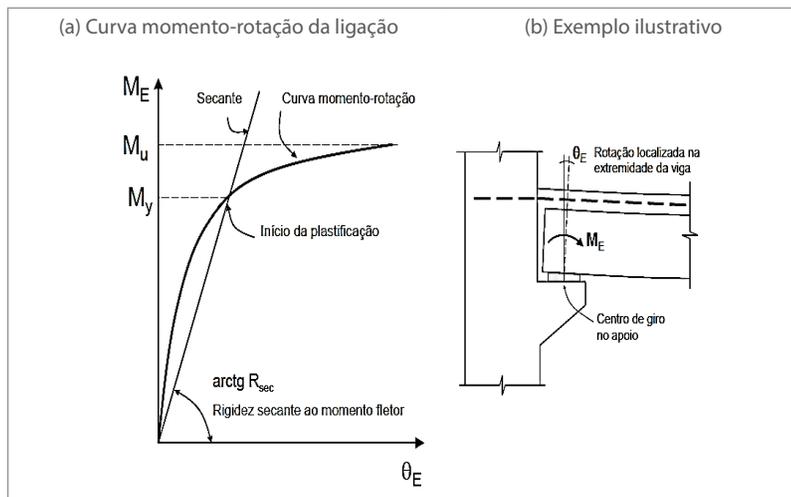


Figura 12 – Relação momento-rotação na ligação viga-pilar

Fonte: ABNT NBR 9062:2006.

A resposta não linear das ligações pode ser considerada com base na análise linear utilizando a rigidez secante (R_{sec}), conforme indicada na Figura 12. A rotação localizada na região da ligação na extremidade da viga, associada à rigidez secante, deve ser medida no centro de giro no apoio.

Segundo a ABNT NBR 9062:2006, a classificação das ligações quanto à rigidez dos momentos fletores em estruturas de concreto pré-moldado é feita conforme Tabela 1.

TABELA 1

Classificações das ligações em estruturas pré-moldadas

Tipo de ligação	Fator de restrição à rotação (α_r)	Rigidez à flexão secante (R_{sec})
Articulada	$\alpha_r < 0,14$	$R_{sec} > \frac{0,5(EI)_{sec}}{L_{ef}}$
Semirrígida	$0,14 \leq \alpha_r \leq 0,86$	$\frac{0,5(EI)_{sec}}{L_{ef}} \leq R_{sec} \leq \frac{20(EI)_{sec}}{L_{ef}}$
Rígida	$\alpha_r > 0,86$	$R_{sec} > \frac{20(EI)_{sec}}{L_{ef}}$

Fonte: Adaptada de ABNT NBR 9062:2006.

TABELA 2

Classificação das ligações semirrígidas em estruturas pré-moldadas

Zonas	Fator de Restrição (α_r)	Engastamento Parcial (M_E/M_R)	Classificação das ligações
Zona I	$0 \leq \alpha_r < 0,14$	$0 \leq M_E/M_R < 0,2$	Articuladas
Zona II	$0,14 \leq \alpha_r < 0,4$	$0,2 \leq M_E/M_R < 0,5$	Semirrígidas com restrição baixa
Zona III	$0,4 \leq \alpha_r < 0,67$	$0,5 \leq M_E/M_R < 0,75$	Semirrígidas com restrição média
Zona IV	$0,67 \leq \alpha_r < 0,86$	$0,75 \leq M_E/M_R < 0,9$	Semirrígidas com restrição alta
Zona V	$0,86 \leq \alpha_r < 1$	$0,9 \leq M_E/M_R < 1$	Perfeitamente rígidas

Sendo M_E o momento de engastamento perfeito e M_R o momento mobilizado pela ligação.
Fonte: Adaptada de Ferreira *et al.* (2005).

Percebe-se um intervalo muito grande para a consideração da rigidez das ligações. Neste contexto, Ferreira *et al.* (2005) apresentaram uma proposta de classificação das ligações semirrígidas de estruturas pré-moldadas em 5 zonas distintas, conforme indicado na Tabela 2.

Abordagem da rigidez da ligação viga-pilar na análise estrutural

A ocorrência das rotações adicionais nas ligações entre vigas e pilares nas estruturas monolíticas de concreto armado provocam uma influência imediata no momento fletor atuante nos pilares, nos efeitos de segunda ordem, e na deslocabilidade horizontal da estrutura. Portanto, é um fator de importância a ser considerado em projetos de cálculo estrutural.

Foi realizado um levantamento sobre como os autores, no âmbito de projetos de edifícios em concreto armado, abordam a questão da rigidez da ligação viga-pilar na análise estrutural de edificações em concreto moldado no local. Para tanto, foram consultados alguns livros de concreto armado publicados no país nos últimos quarenta anos. A maioria sequer menciona a participação das ligações viga-pilar no comportamento estrutural. Aqueles que comentam sobre ligações viga-pilar são apresentados a seguir.

Süssekind (1980) comenta que deverá ser considerada a influência desfavorável de um engastamento parcial sempre que não se tomarem, no projeto e na execução dos apoios, as precauções necessárias para garantir as condições de engastamento perfeito ou de apoio livre.

Magnani (1999) menciona que, para evitar o aparecimento de fissuras localizadas nas fibras superiores na região da ligação entre vigas e pilares, onde ocorrerá um engastamento parcial não previsto no cálculo (no caso dos esquemas estruturais de vigas biapoiadas ou contínuas, nos quais, na maioria das vezes, considera-se nos apoios extremos momento fletor igual a zero), recomenda-se ancorar no apoio uma armadura negativa mínima de tração, conforme se ilustra na Figura 13, dada pelas equações 3 e 4.

$$A_{s,min}(cm^2) = 0,0025 \cdot b_w \cdot h, \text{ aço CA-25} \quad \text{Equação 3}$$

$$A_{s,min}(cm^2) = 0,0015 \cdot b_w \cdot h, \text{ aço CA-40,50,60} \quad \text{Equação 4}$$

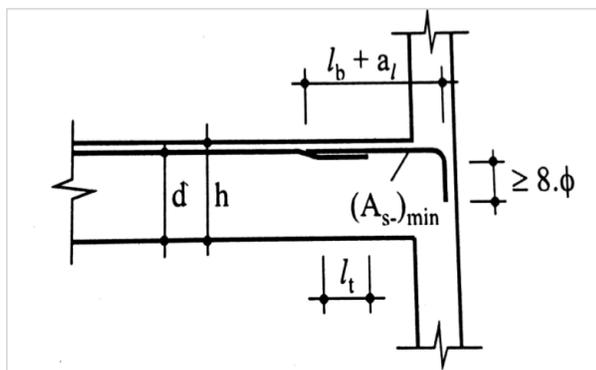


Figura 13 – Armadura mínima na ligação viga-pilar

Fonte: Magnani (1999).

Sendo:

d: altura útil;

h: altura da viga;

l_b : comprimento de ancoragem básico;

a_l : deslocamento do diagrama de momentos fletores;

ϕ : diâmetro da armadura longitudinal negativa;

l_t : comprimento de traspasse.

Carvalho e Figueiredo Filho (2007) apenas comentam que se deve levar em conta, principalmente nos apoios extremos, a interação entre o pilar e a viga, ou seja, a rigidez da ligação, que permite a transmissão parcial de momentos. O momento existente na ligação viga-pilar de extremidade deve ser resistido por uma armadura, conforme indicado na Figura 14.

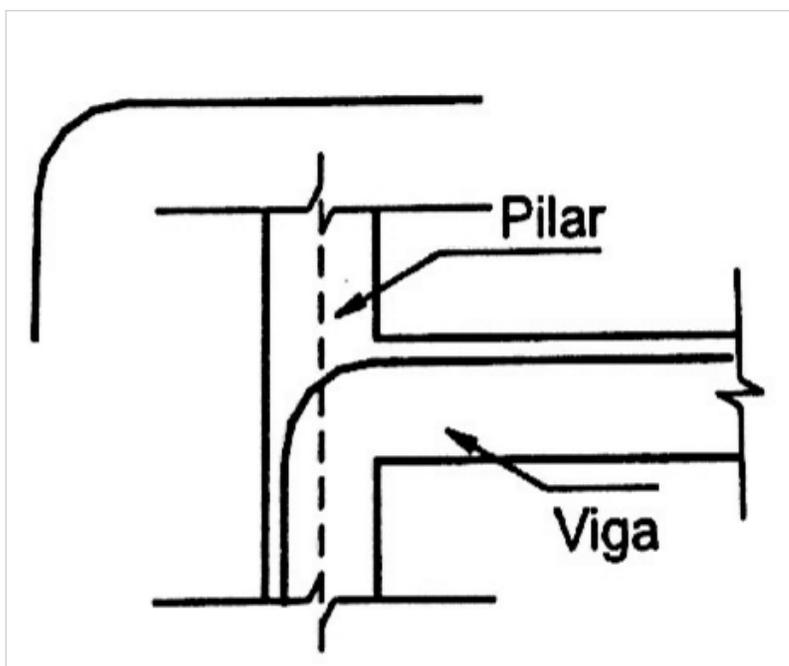


Figura 14 – Armadura para resistir aos esforços na ligação viga-pilar

Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2007).

Araújo (2009) afirma que a rotação adicional que ocorre nos nós depende da abertura w da fissura junto à face do pilar, conforme ilustra-se na Figura 15. O valor da abertura da fissura está associado às deformações da armadura e ao escorregamento da mesma ao longo do comprimento de ancoragem.

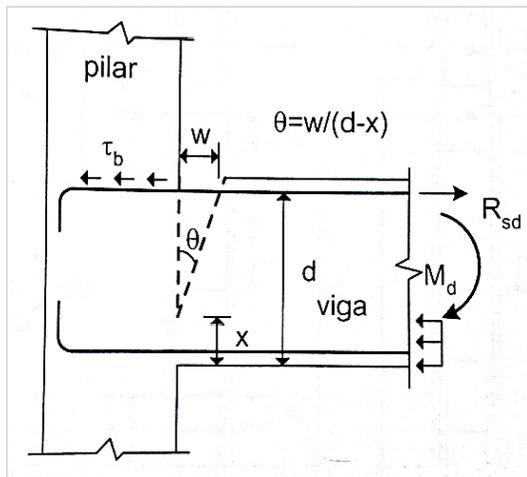


Figura 15 – Rotação adicional nos nós de pórtico de concreto armado

Fonte: José Araújo (2009).

Sendo:

w: abertura de fissuras;

τ_b : tensão de aderência na armadura;

M_d : momento atuante de cálculo;

R_{sd} : resultante de cálculo da armadura de tração negativa;

x: posição da linha neutra;

θ : rotação adicional.

Araújo (2009) recomenda que, na dúvida sobre o comportamento das ligações, é melhor projetar uma estrutura mais rígida visando reduzir as rotações adicionais nas ligações das vigas com os pilares. Deve-se também atentar-se ao confinamento dos nós e as ancoragens, conforme descrito a seguir:

- Confinamento dos nós: o confinamento dos nós de pórtico é fundamental para assegurar sua capacidade resistente. Se o nó for confinado nos 4 lados por meio de vigas com alturas aproximadamente iguais, não há necessidade de colocação de estribos nos nós. Porém, para nós sem confinamento lateral, como é o caso dos pilares de extremidade e de canto, devem-se utilizar estribos ao longo do cruzamento dos pilares com as vigas.

- **Ancoragem:** para reduzir o escorregamento das armaduras, deve-se reduzir a tensão de aderência. Porém, observa-se que a situação das barras superiores das vigas é de má aderência. Por isso, nas ancoragens feitas em nós de pórtico, adotam-se comprimentos de ancoragem maiores que os usualmente empregados para as vigas.

Percebe-se que, de maneira geral, os autores mencionados reconhecem a existência de um engastamento parcial nas ligações monolíticas em concreto armado, porém, não fornecem procedimentos de cálculos para considerar a influência da rigidez das ligações na análise estrutural.

Aspectos normativos de ligações

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a análise estrutural deve ser feita a partir de um modelo estrutural adequado ao objetivo da análise. Neste contexto, na análise da estabilidade global da edificação, conhecida a influência da rigidez dos nós de um pórtico no seu comportamento global, é necessária a adoção de um modelo adequado que considere esta influência.

Ao mesmo tempo, conforme a ABNT NBR 9062:2006, sabe-se que a análise estrutural para estruturas com ligações semirrígidas deve, obrigatoriamente, levar em conta os efeitos de segunda ordem. Na seção "5.1.2.2 Análise de estruturas pré-moldadas" da referida norma, estabelece-se que, para o caso em que houver engastamento parcial, onde o fator de restrição à rotação for superior a 0,85, a análise estrutural pode ser feita como pórtico contínuo com nós rígidos.

Em vista da falta de normas que tratem especificamente de ligações semirrígidas, apresentam-se os critérios dados pelo Eurocode 3 (EUROCODE, 2010), que trata de ligações não rígidas entre apoio e viga, mesmo sendo uma norma que trata de estruturas de aço.

Segundo o Eurocode 3 (EUROCODE, 2010), para a linearização de curvas momento fletor-rotação, a rigidez da ligação (S_j) deve ter valor igual à rigidez inicial ($S_{j,ini}$) da curva momento fletor-rotação

não linear se, e somente se, o momento solicitante de projeto ($M_{j,Ed}$) for inferior a $2/3$ do momento resistente de projeto ($M_{j,Rd}$). Quando este valor for maior que $2/3$ do momento resistente, a rigidez fictícia é dada em função da rigidez inicial reduzida de um fator η de acordo com a Equação 5. Na Figura 16, ilustram-se esses critérios.

$$K = \frac{S_{j,ini}}{\eta} \quad \text{Equação 5}$$

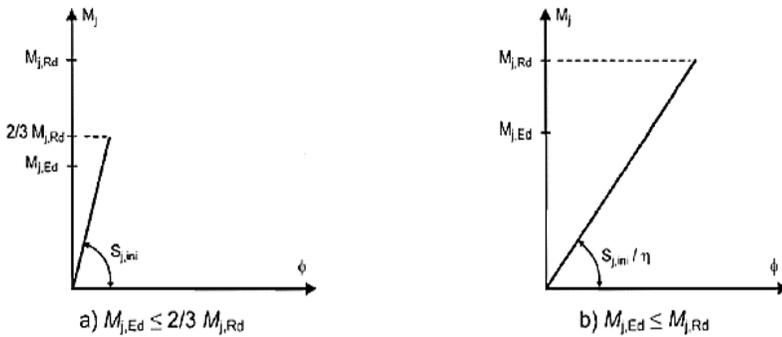


Figura 16 – Rigidez considerada em projeto

Fonte: Eurocode (2010).

A curva momento-rotação proposta pelo Eurocode 3 (EUROCODE, 2010) para a determinação da capacidade rotacional de uma ligação metálica é ilustrada na Figura 17.

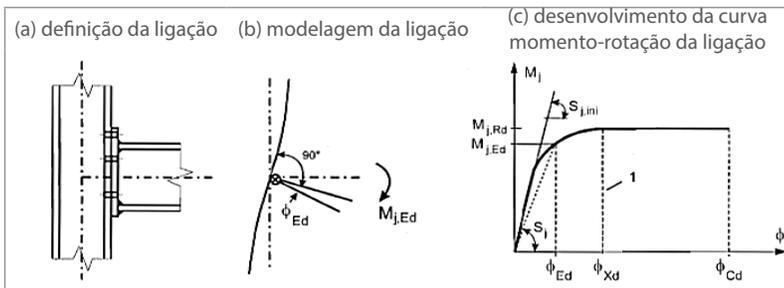


Figura 17 – Curva momento-rotação para uma ligação viga-pilar

Fonte: Eurocode (2010).

Na Tabela 3, apresenta-se resumidamente esta classificação das ligações viga-pilar adotada pelo Eurocode 3 (EUROCODE, 2010), que é também utilizada pela ABNT NBR 8800:2008. Essa classificação está representada na Figura 17.

TABELA 3

Classificação das ligações viga-pilar segundo Eurocode 3 (EUROCODE, 2010) e ABNT NBR 8800:2008

Zona	Comportamento	Rigidez
1	Rígido	$S_j > \frac{K_b EI_b}{L_b}$
2	Semirrígido	$\frac{K_b}{K_c} < 0,1$
3	Articulado	$S_j < 0,5 \frac{EI_b}{L_b}$

Fonte: Adaptada de Eurocode (2010) e ABNT NBR 8800:2008.

Sendo:

S_j : rigidez da ligação;

I_b : momento de inércia da viga;

I_c : momento de inércia do pilar;

L_b : vão da viga;

L_c : altura do pilar;

K_b : razão entre I_b e L_b ;

K_c : razão entre I_c e L_c ;

E: módulo de elasticidade.

O Eurocode 3 (EUROCODE, 2010) apresenta alguns critérios para classificações de ligações, conforme descrito a seguir:

- O limite para ligações rotuladas é $S_j < 0,5E \frac{I_b}{L_b}$;
- O limite para ligações rígidas é $S_j > K_b E \frac{I_b}{L_b}$, sendo $K_b=8$ quando a estrutura é indeslocável, e $K_b=25$ quando $K_b/K_c > 0,1$;
- Quando $K_b/K_c < 0,1$, a ligação deve ser considerada semirrígida.

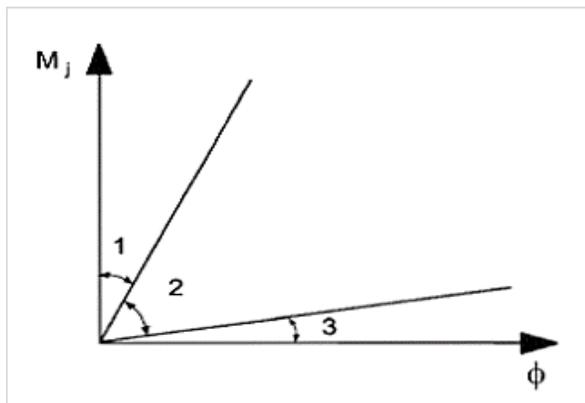


Figura 18 – Classificação das ligações quanto à rigidez

Fonte: Eurocode (2010).

Conforme a seção "6.1.2 Rigidez das ligações entre viga e pilar" da ABNT NBR 8800:2008, em qualquer caso, para análise elástica, a ligação pode ser considerada semirrígida, com a rigidez S_j , constante durante todo o carregamento. De forma simplificada, as ligações usuais, tradicionalmente consideradas rotuladas ou rígidas, podem ser simuladas com esses tipos de vinculações na análise estrutural, a critério do responsável técnico pelo projeto. Já de acordo com a seção "4.12 Integridade estrutural" dessa NBR para a mesma análise, quaisquer características da estrutura com influência na sua estabilidade global devem ser identificadas e devidamente consideradas no projeto.

A rigidez das ligações influencia a capacidade de transmissão de momentos seus fletores. Neste contexto, a ABNT NBR 6118:2014 exige que, quando for efetuada uma redução de momento fletor por um coeficiente de redistribuição δ em uma determinada seção transversal, a profundidade da linha neutra nessa seção, para o momento reduzido δM , deve ser limitada conforme descrito a seguir.

O coeficiente de redistribuição deve obedecer a estes limites:

$$\frac{x}{d} \leq \frac{(\delta - 0,44)}{1,25} \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\frac{x}{d} \leq \frac{(\delta - 0,56)}{1,25} \text{ para } 50 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$$

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

$\delta \geq 0,75$, para qualquer outro caso.

Ainda segundo a ABNT NBR 6118:2014, quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios extremos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito, multiplicado pelos coeficientes estabelecidos a seguir:

- Na viga:

$$\frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}}$$

- No tramo superior do pilar:

$$\frac{r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}}$$

- No tramo inferior do pilar:

$$\frac{r_{inf}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}}$$

Sendo:

$$r_i = \frac{I_i}{l_i}$$

Equação 6

r_i : rigidez do elemento i no nó considerado, avaliado conforme indicado na Figura 19.

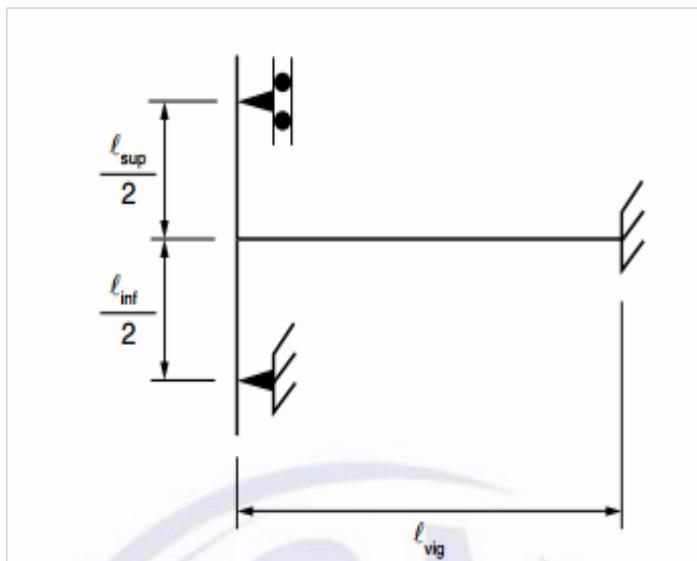


Figura 19 – Aproximação permitida em apoios extremos

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Percebe-se que as normas técnicas reconhecem a influência da rigidez das ligações viga-pilar na análise estrutural, especialmente em relação às estruturas metálicas e pré-moldadas. Porém, não são fornecidas instruções específicas em relação à consideração desta influência no projeto estrutural.

Estabilidade global

A estabilidade global de uma estrutura está diretamente relacionada à capacidade de ela absorver os efeitos provocados pela deslocabilidade dos seus nós, ou seja, absorver os efeitos de segunda ordem. Por isso, a verificação da estabilidade global nas estruturas é uma obrigatoriedade colocada pela ABNT NBR 6118:2014. É possível identificar se um edifício é estável ou não mensurando os efeitos globais de segunda ordem aos quais a estrutura estará sujeita.

Classificações e definições iniciais

Primeiramente, podem-se fazer algumas definições para melhor compreensão da verificação da estabilidade global nas estruturas de concreto. Os efeitos de primeira ordem são aqueles existentes na estrutura considerando sua posição indeformada. Porém, as ações horizontais e verticais provocam deslocamentos nos nós das estruturas, os quais fazem surgir efeitos adicionais oriundos da posição deformada da estrutura, chamados de *efeitos de 2ª ordem*. Esses efeitos podem ser classificados como globais, locais e localizados de 2ª ordem, como ilustrado na Figura 20 e detalhado a seguir.

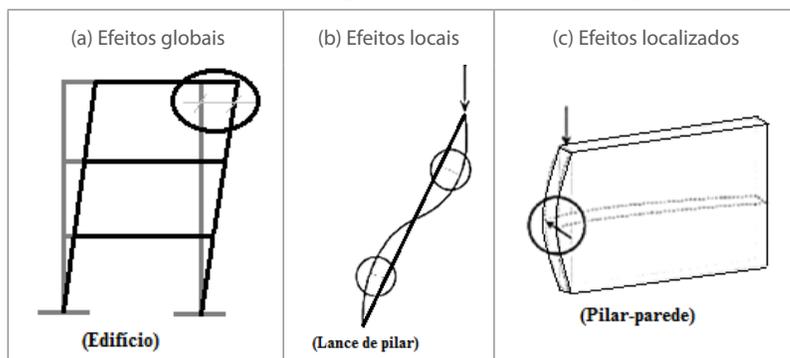


Figura 20 – Efeitos de segunda ordem

Fonte: Adaptada de Kimura (2007).

Analisando a estrutura como um todo, os efeitos oriundos da deslocabilidade da estrutura são chamados de *efeitos globais de 2ª ordem*. Analisando uma parte isolada da estrutura, como um lance de pilar, os efeitos que surgem devido à deformação do elemento são chamados de *efeitos locais de 2ª ordem*, e afetam, principalmente, os esforços solicitantes ao longo do pilar. Em um pilar-parede, por exemplo, pode-se ter uma região em que a não linearidade é diferente do que a do eixo do elemento como um todo. Nestas regiões surgem efeitos de segunda ordem maiores, chamados de *efeitos de 2ª ordem localizados*.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, as subestruturas de *contraventamento* são partes da estrutura que, devido à sua grande rigidez a ações

horizontais, resistem à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações, conforme ilustrado na Figura 21(b). A estrutura de contraventamento deve ter rigidez suficiente para que os demais elementos que não participam dela possam ser considerados com nós indeslocáveis, chamados de *elementos contraventados*, conforme Figura 21(a).

As subestruturas de contraventamento podem ser de nós fixos ou de nós móveis, conforme ABNT NBR 6118:2014, definidas a seguir.

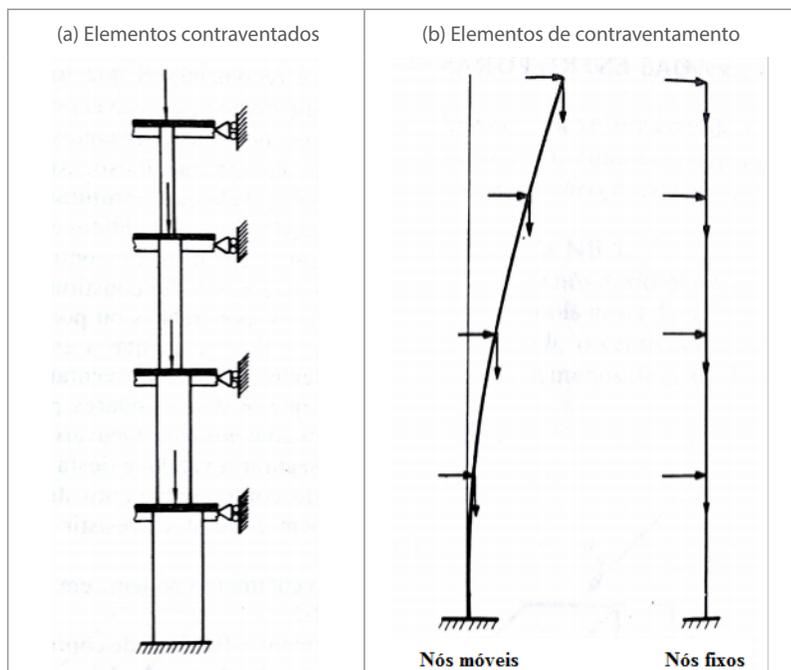


Figura 21 – Contraventamento de estruturas

Fonte: Adaptada de Fusco (1981).

- *Estrutura de nós fixos*: quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos, e, por consequência, os efeitos de segunda ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem). Basta considerar os efeitos locais e localizados de segunda ordem.

- *Estrutura de nós móveis*: quando os deslocamentos horizontais são superiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem, ou seja, os efeitos de segunda ordem são importantes. Neste caso, devem ser considerados, além dos esforços locais e localizados de segunda ordem, os globais.

Não linearidade física e geométrica

A não linearidade física está relacionada ao comportamento do material concreto armado. Isto pode ser verificado visualizando o diagrama tensão-deformação do concreto, ou seja, um aumento de tensão não provoca um aumento de deformação diretamente proporcional.

A não linearidade geométrica está relacionada às mudanças na geometria da estrutura frente às ações atuantes. Como já mencionado, ao considerar-se a posição deformada da estrutura, surgem esforços adicionais (efeitos de segunda ordem) que devem ser avaliados no cálculo. Deve-se dispor de uma rigidez adequada da estrutura para que estes esforços adicionais não gerem uma situação instável. Caso contrário, é atingido o Estado-Limite Último de instabilidade, e ocorre a ruptura da estrutura.

A consideração da não linearidade física e geométrica é de extrema importância na análise da estabilidade global das estruturas, visto que ambas irão provocar um comportamento mais crítico da edificação, ou seja, provocarão maiores deformações e deslocamentos, agravando a situação de estabilidade global da estrutura.

Os efeitos da não linearidade geométrica das estruturas são levados em conta por meio da consideração dos efeitos de segunda ordem. Estes efeitos podem ser avaliados por métodos que serão descritos em seguida.

Os efeitos da não linearidade física podem ser considerados de maneira aproximada conforme indicação da ABNT NBR 6118:2014. Para análise dos esforços globais de segunda ordem em estruturas reticuladas com no mínimo 4 andares, esta norma permite a consideração da não lineari-

dade física de maneira aproximada, tomando-se uma rigidez dos elementos estruturais com valores reduzidos, conforme expressos a seguir.

Lajes:

$$(EI)_{sec} = 0,3E_c I_c \quad \text{Equação 7}$$

Vigas:

$$(EI)_{sec} = 0,4E_c I_c \quad \text{para } A_s' \neq A_s \quad \text{Equação 8}$$

$$(EI)_{sec} = 0,5E_c I_c \quad \text{para } A_s' = A_s \quad \text{Equação 9}$$

Pilares:

$$(EI)_{sec} = 0,8E_c I_c \quad \text{Equação 10}$$

Sendo:

I_c : momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;

E_c : módulo de deformação secante do concreto.

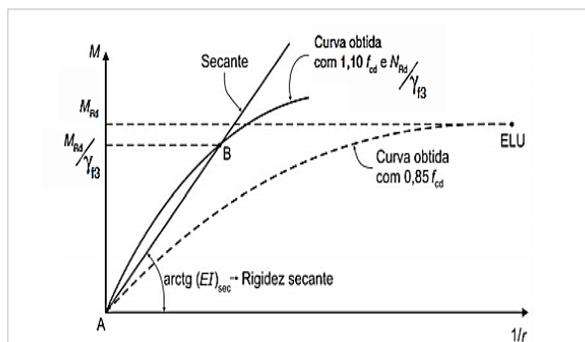


Figura 22 – Relação momento-curvatura

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Sendo:

M_{Rd} : momento fletor resistente de cálculo;

N_{Rd} : esforço normal resistente de cálculo;

γ_{f3} : coeficiente de ponderação que considera os desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações;

f_{cd} : resistência à compressão de cálculo do concreto.

É possível, no entanto, obter valores mais precisos na consideração da não linearidade física por meio de diagramas chamados

momento-curvatura. A ABNT NBR 6118:2014 apresenta a relação momento-curvatura na Figura 22.

Parâmetros de verificação da estabilidade global

A ABNT NBR 6118:2014 apresenta 2 processos para verificar a dispensa da consideração dos efeitos globais de segunda ordem: o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z , os quais são descritos a seguir.

Parâmetro de instabilidade α

O parâmetro α é um processo simplificado de verificação de estabilidade global de uma edificação, utilizado para classificar se uma estrutura é ou não de nós fixos, ou seja, para verificar se os esforços globais de segunda ordem são relevantes. Este procedimento correlaciona o deslocamento no topo da estrutura com um pilar de seção equivalente. O parâmetro de instabilidade α é dado pela Equação 11.

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}} \quad \text{Equação 11}$$

Sendo:

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

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

$E_{cs} I_c$: representa a somatória dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs} I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

Para a estrutura ser considerada de nós fixos, a seguinte condição deve ser atendida:

$$\alpha < \alpha_1$$

Sendo: $\alpha_1 = 0,2 + 0,1n$ se $n \leq 3$ e $\alpha_1 = 0,6$ se $n \geq 4$

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

A rigidez do pilar equivalente deve ser determinada da seguinte forma:

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

Coefficiente γ_z

Trata-se de um parâmetro que avalia a estabilidade global de um edifício. Além de mensurar o grau de estabilidade, possibilita estimar os efeitos globais de segunda ordem atuantes em um edifício e, assim, dimensioná-lo com a presença destes esforços adicionais. Este coeficiente foi criado por Franco e Vasconcelos (1991).

O coeficiente γ_z pode ser utilizado para avaliar a importância dos esforços de segunda ordem global de estruturas reticuladas de, no mínimo, 4 andares. Ele pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de 1ª ordem, conforme Equação 12.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1,d}}} \quad \text{Equação 12}$$

Sendo:

ΔM_d : momento de cálculo na base da estrutura devido às forças horizontais, ou seja, que causam tombamento, dado pela Equação 13.

$$M_{1,d} = \sum (F_{Hd,i} \cdot H_i) \quad \text{Equação 13}$$

Sendo:

$F_{Hd,i}$: força horizontal de cálculo aplicada no pavimento "i";

H_i : altura do pavimento "i" em relação à base;

$M_{1,d}$: soma dos produtos das forças verticais de cálculo atuantes na estrutura pelos seus respectivos deslocamentos horizontais obtidos da análise de 1ª ordem, definido pela Equação 14.

$$\Delta M_d = \sum (F_{Vd,i} \cdot a_i) \quad \text{Equação 14}$$

Sendo:

$F_{Vd,i}$, a força vertical de cálculo atuante no pavimento "i", e a_i o deslocamento horizontal do pavimento "i".

De acordo com o valor obtido do coeficiente γ_z , deve-se proceder a uma das situações descritas a seguir.

- $\gamma_z \leq 1,1$: não é necessário considerar os efeitos globais de 2ª ordem;
- $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$: o momento de 2ª ordem é calculado multiplicando o momento de 1ª ordem pelo γ_z ;
- $\gamma_z > 1,3$: os efeitos globais de 2ª ordem podem ser calculados pelo processo P- Δ .

A condição para que a estrutura seja considerada de nós fixos, é que γ_z seja menor ou igual a 1,1 ($\gamma_z \leq 1,1$); caso isso ocorra, a análise de segunda ordem pode ser dispensada. Assim, conforme a ABNT NBR 6118:2014, permite-se que se faça uma análise aproximada para considerações dos esforços finais de segunda ordem para casos de edifícios com $\gamma_z \leq 1,3$, majorando-se os esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por um fator de $0,95\gamma_z$.

De acordo com o item "15.7.2 Análise não linear com 2ª ordem" da ABNT NBR 6118:2014, para determinação dos esforços globais de segunda ordem de maneira aproximada, podem-se avaliar os esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95\gamma_z$. Essa aproximação somente é válida para $\gamma_z \leq 1,3$.

Porém, como verificado nas pesquisas de Lima (2001) e Moncayo (2011), a majoração por $0,95\gamma_z$ não produz bons resultados, principalmente para pavimentos inferiores, pois a variação dos efeitos de segunda ordem é bastante significativa ao longo da altura da edificação. Estes autores sugerem uma revisão no referido item da norma.

A seguir será realizada uma dedução do coeficiente γ_z . Partindo de uma análise linear para as ações horizontais, pode ser calculado o momento de primeira ordem (M_1), em relação à base da estrutura, e os deslocamentos horizontais de seus nós. Estes deslocamentos fazem com que as ações verticais provoquem acréscimos de momentos (ΔM_1), acarretando novos deslocamentos, devido à não linearidade geométrica das estruturas.

Esse processo ocorre sucessivamente ao longo de várias iterações, gerando acréscimos de momentos cada vez menores, até se tornarem praticamente nulos, se a estrutura for estável, conforme ilustrado na Figura 23.

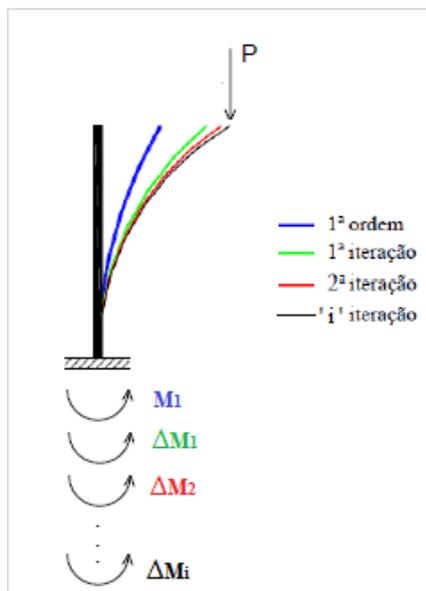


Figura 23 – Processo iterativo para determinação do momento fletor atuante na base da edificação

Fonte: Adaptada de Moncayo (2011).

Determina-se o momento final atuante na base da edificação (M) como um somatório do momento de primeira ordem (M_1) com os momentos de segunda ordem (ΔM_1), como mostrado na Equação 15.

$$M = M_1 + \Delta M_1 + \Delta M_2 + \Delta M_3 + \dots + \Delta M_i$$

Equação 15

Sendo i o número de iterações.

Na Figura 24, pode-se observar um gráfico que relaciona o momento gerado na estrutura a cada iteração. Verifica-se que o fim da curva tende a ser uma reta, ou seja, tende a convergir a um único valor, igual ao momento final.

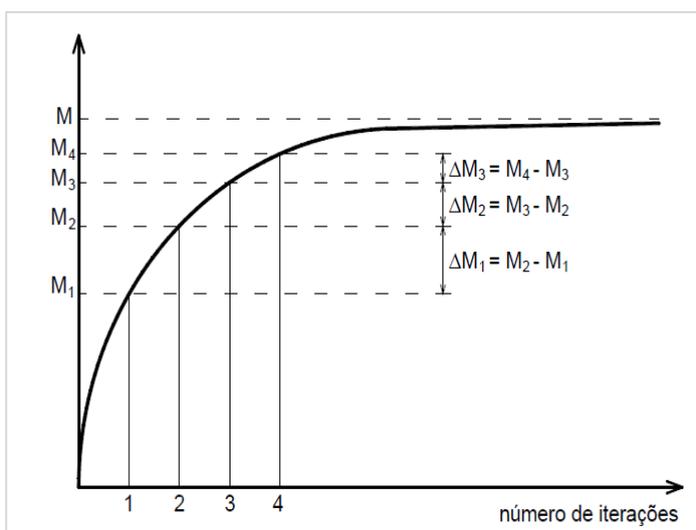


Figura 24 – Determinação do momento final (M)

Fonte: Moncayo (2011).

Admitindo-se que os momentos da Equação 15 constituam uma progressão geométrica decrescente, a razão (r) é dada pela Equação 16.

$$r = \frac{\Delta M_1}{M_1} = \frac{\Delta M_2}{\Delta M_1} = \frac{\Delta M_3}{\Delta M_2} = \dots = \frac{\Delta M_i}{M_{i-1}}$$

Equação 16

Dessa forma, podem-se reescrever os acréscimos de momentos em função da razão r , conforme as equações de 17 a 20.

$$\Delta M_1 = M_1 \cdot r \quad \text{Equação 17}$$

$$\Delta M_2 = \Delta M_1 \cdot r = (M_1 \cdot r) \cdot r = M_1 \cdot r^2 \quad \text{Equação 18}$$

$$\Delta M_3 = \Delta M_2 \cdot r = (\Delta M_1 \cdot r) \cdot r = [(M_1 \cdot r) \cdot r] \cdot r = M_1 \cdot r^3 \quad \text{Equação 19}$$

$$\Delta M_i = \Delta M_{i-1} \cdot r = M_1 \cdot r^i \quad \text{Equação 20}$$

Substituindo-se da Equação 17 à Equação 20, na Equação 15, obtém-se a Equação 21.

$$M = M_1 + M_1 \cdot r + M_1 \cdot r^2 + \dots + M_1 \cdot r^i \quad \text{Equação 21}$$

Reescrevendo a Equação 21, obtém-se a Equação 22.

$$M = (1 + r + r^2 + r^3 + \dots + r^i) \cdot M_1 \quad \text{Equação 22}$$

Verifica-se que o somatório dos valores de r da Equação 22 é a soma dos termos de uma progressão geométrica infinita de razão r . A soma dos termos de uma PG infinita de razão igual a q , com o valor de q entre 1 e -1 , é dada pela Equação 23.

$$S_\infty = \frac{a_1}{1-q} \quad \text{Equação 23}$$

Sendo a_1 é o primeiro termo da PG, então a Equação 23 pode ser escrita conforme a Equação 24.

$$M = \left(\frac{1}{1-r} \right) \cdot M_1 = \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta M_2}{M_1}} \right) \cdot M_1 \quad \text{Equação 24}$$

Utilizando valores de cálculo, obtém-se a Equação 25.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1,d}}} \quad \text{Equação 25}$$

Importância da rigidez das ligações na estabilidade global

A estabilidade global das edificações, isto é, o comportamento da estrutura frente às ações horizontais, é dependente da rigidez das ligações e não somente dos elementos concorrentes à ligação. A rigidez das ligações irá afetar o deslocamento horizontal, os efeitos globais de segunda ordem e o dimensionamento dos elementos estruturais, como ilustrado na Figura 25.

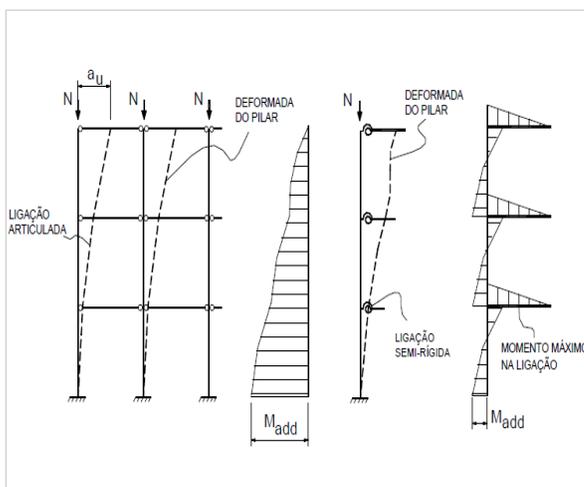


Figura 25 – Influência das ligações semi-rígidas no comportamento global
Fonte: Elliot, Davies e Mahd (1992 *apud* FERREIRA, 1999).

Dessa forma, na análise da estabilidade global, a definição da rigidez das ligações viga-pilar é imprescindível e não pode ser negligenciada. Atualmente, nos programas comerciais de cálculo estrutural, a consideração da rigidez das ligações fica em função dos parâmetros padrões definidos pelos desenvolvedores, muitas vezes desconhecidos pelos usuários do programa.

2

Ligações viga-pilar na análise de estruturas

A rigidez das ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado deve ser considerada na etapa de análise estrutural, avaliando sua influência no comportamento estrutural. Esta influência deve ser observada tanto no comportamento local dos elementos (esforços e deformações dos elementos) como no comportamento global da estrutura (deslocabilidade horizontal e efeitos globais de segunda ordem). Em seguida, apresentam-se trabalhos publicados acerca do tema, tanto em estruturas de concreto pré-moldado, como em estruturas de concreto armado moldado no local.

Influência da rigidez da ligação nos esforços locais

A análise de estruturas levando em conta as ligações semirrígidas traz implicações diretas no desempenho estrutural das edificações, como na redistribuição dos esforços nos elementos, na deslocabilidade e na estabilidade global.

Em um pórtico espacial, em cada nó de uma estrutura, existem 3 deslocamentos possíveis: um axial, um transversal e uma rotação, caracterizando os 3 graus de liberdade do respectivo nó. Na Figura 26, apresenta-se um elemento de barra submetido às ações nodais de F_{1n} a F_{6n} , e aos deslocamentos nodais de U_1 a U_6 . As rotações adicionais nos extremos da barra são apresentadas por θ_a e θ_b .

Dessa forma, as rotações nas extremidades da viga são dadas por $(U_3 - \theta_a)$ e $(U_6 - \theta_b)$.

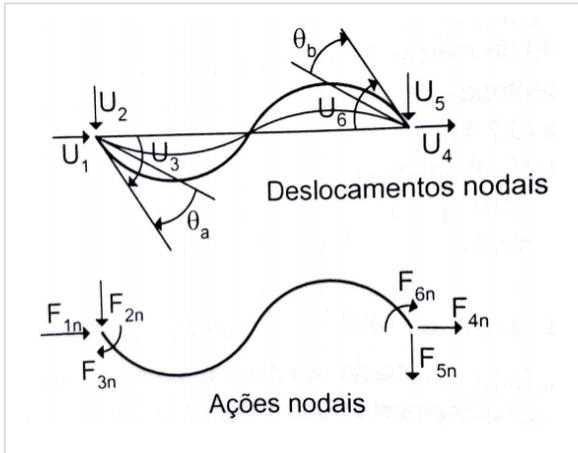


Figura 26 – Elemento de viga com ligações semirrígidas

Fonte: José Araújo (2009).

Considerando-se que as rotações adicionais são proporcionais às rotações totais, tem-se a Equação 26 e Equação 27. Percebe-se que β varia de zero a um. Quando for igual a zero, a ligação é rígida, e, quando for igual a um, a ligação é rotulada.

$$\theta_a = \beta U_3 \quad \text{Equação 26}$$

$$\theta_b = \beta U_6 \quad \text{Equação 27}$$

Vale ressaltar que a lógica por trás deste parâmetro β apresentado por José Araújo (2009), que define o grau de flexibilidade do nó, é inversa ao fator α_r , que define o grau de restrição. De qualquer maneira, a utilização deste parâmetro β será importante para mostrar a influência da rigidez das ligações na redistribuição dos esforços, conforme feito em seguida.

No pórtico exemplificado na Figura 27 (a), à medida que se alteram os valores de β , ocorrem variações de momento fletor na

base do pilar (M_a), de momento fletor na extremidade da viga (M_v) e da reação de apoio (R), ilustradas na Figura 27 (b). Os resultados foram obtidos modificando-se a matriz de rigidez do elemento viga pelas rotações adicionais nas extremidades.

Verifica-se que os esforços sofrem variações significativas a depender do valor de β . Para $\beta=1$ (ligação articulada), somente os pilares suportam o carregamento horizontal. Já para $\beta=0$ (ligação rígida), o momento na base do pilar sofre expressiva redução, enquanto o momento e as reações na viga aumentam de valor.

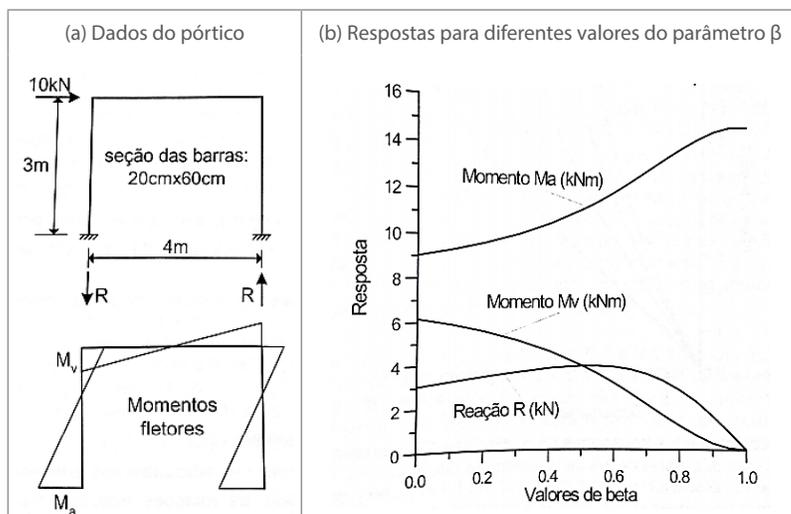


Figura 27 – Exemplo do efeito das ligações semirrígidas nos esforços de um pórtico com um pavimento

Fonte: José Araújo (2009).

Segundo Ferreira (1999), para uma viga biengastada, os momentos no engaste e no vão podem ser corrigidos em função do fator de restrição das ligações, conforme indicado na Equação 28 e Equação 29, respectivamente. Na Figura 28, ilustra-se como o comportamento semirrígido das ligações provoca alterações nos valores de momento fletor de uma viga biapoada.

$$M_{E,cor} = \left(\frac{3\alpha_R}{2 + \alpha_R} \right) M_{eng} \quad \text{Equação 28}$$

$$M_{V,cor} = \left(\frac{6 - 3\alpha_R}{2 + \alpha_R} \right) M_{vão} \quad \text{Equação 29}$$

Sendo:

$M_{E,cor}$: momento no engaste corrigido devido ao fator de restrição da ligação;

$M_{V,cor}$: momento no vão corrigido devido ao fator de restrição da ligação;

M_{eng} : momento no engaste;

$M_{vão}$: momento no vão;

α_R : fator de restrição à rotação, conforme Equação 1.

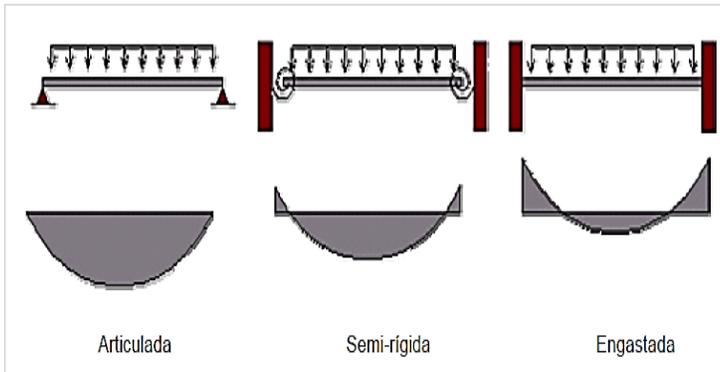


Figura 28 – Variação dos momentos na viga em função da ligação

Fonte: Kataoka *et al.* (2006).

A rigidez das ligações, além de provocar variações nos momentos fletores, também modifica os valores de flecha nas vigas, conforme Equação 25, que considera este efeito para uma viga biapoiada.

$$\delta_{SR} = \delta \left(\frac{2 - 1,4\alpha_R}{2 + \alpha_R} \right) \quad \text{Equação 30}$$

Sendo:

δ_{SR} : flecha no vão considerando o comportamento semirrígido;

δ : flecha da viga considerada biapoiada.

Alguns autores já estudaram a influência da rigidez das ligações viga-pilar na redistribuição de esforços nos elementos, sobretudo em estruturas de concreto pré-moldado, nas quais a falta de monolitismo evidencia estes efeitos. Kataoka *et al.* (2006), por exemplo, calcularam o valor do fator de restrição α_R para uma viga pré-moldada com armadura de continuidade em situação de Estado-Limite Último (ELU) e Estado-Limite de Serviço (ELS). No ELS, as ligações apresentaram um fator de restrição maior em relação ao ELU. Quando se considera o efeito da deformabilidade da ligação sobre o comportamento da viga, é possível a obtenção de diferentes taxas de armadura, momentos fletores e flechas, comparando, com a viga sem a consideração deste efeito.

Cotta *et al.* (2009), por sua vez, calcularam os deslocamentos de vigas pré-moldadas considerando a rigidez das ligações por meio de um programa que modifica a matriz de rigidez do elemento, e, conseqüentemente, da estrutura, utilizando o fator α_R . Os resultados foram obtidos utilizando o modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003) e comparados com ensaios experimentais, mostrando boa concordância de valores.

Alva, Ferreira e El Debs (2009) realizaram simulações numéricas de ligações viga-pilar com extremidade monolíticas para avaliar quantitativamente as porcentagens de engastamento alcançadas nas ligações utilizando o modelo teórico de Ferreira, El Debs e Elliot (2003). As simulações numéricas foram realizadas utilizando concretos das classes C20, referentes aos grupos 1 e 3, e classe C25, referente aos grupos 2 e 4. Os pilares tiveram sua dimensão na direção do eixo da viga variada de 30 cm a 80 cm, definindo comprimentos de embutimento entre 27 cm e 77 cm. A variação da taxa de armadura longitudinal ocorreu entre o valor mínimo prescrito pela ABNT NBR 6118:2014 e o valor correspondente entre os domínios 2 e 3 do ELU.

Observa-se na Figura 29 a variação dos valores de coeficiente de engastamento parcial em função do aumento da taxa de armadura tracionada da viga, que está relacionada à taxa mecânica de armadura mostrada nos gráficos. Percebe-se que, com o aumento da taxa de armadura longitudinal, ocorre um aumento do

coeficiente de engastamento. O coeficiente de engastamento parcial também cresceu com o aumento da resistência à compressão do concreto. Conclui-se que existe uma tendência do coeficiente de engastamento em alcançar um valor máximo, valor este que correspondeu, em todos os casos, à situação, dimensionamento na fronteira entre o domínio 3 e 4. Os valores máximos do coeficiente de engastamento situaram-se entre 0,83 e 0,87.

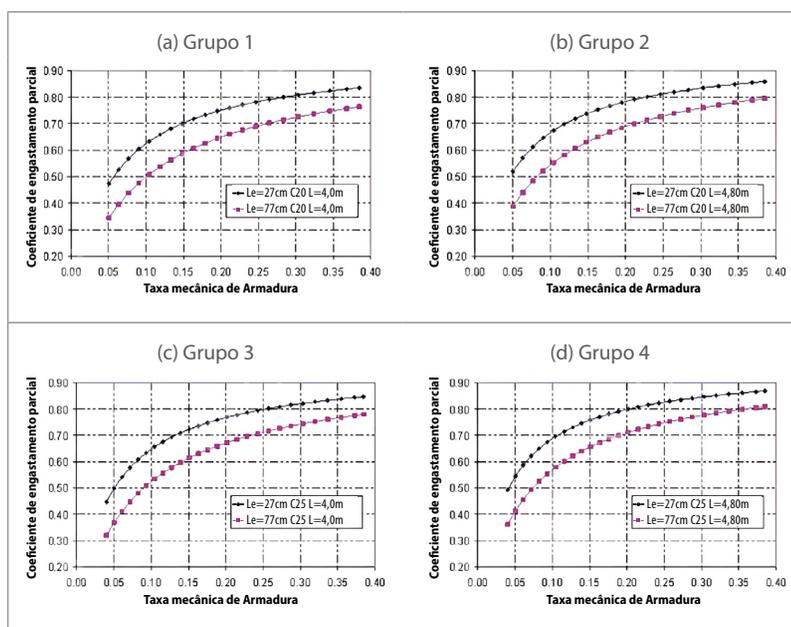


Figura 29 – Coeficiente de engastamento parcial em função da taxa de armadura

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

Matzenbacher (2011) realizou simulações numéricas utilizando o método dos elementos finitos em nós de pórtico em concreto armado para verificar o desenvolvimento das rotações relativas. Foi realizada uma análise comparativa entre a condição de ligação rígida e a condição de ligação flexível, a qual considera as deformações de tração e compressão no concreto e no aço. De acordo com os resultados, a hipótese de ligação viga-pilar rígida é inadequada, pois,

a partir da ocorrência das rotações relativas na ligação, os esforços começam a divergir muito da condição de ligação rígida.

Influência da rigidez das ligações na estabilidade global

A análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar na estabilidade global é muito estudada no âmbito das estruturas pré-moldadas. Pela deficiência de monolitismo das mesmas, a influência da rigidez dos nós é muito crítica na análise da estabilidade global, principalmente em edificações altas. A seguir são apresentados alguns estudos sobre o tema.

Araújo (2009) calculou um pórtico de contraventamento de 10 pavimentos, variando-se o grau de flexibilidade dos nós para avaliar a influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento global de uma estrutura monolítica em concreto armado. O objetivo desta análise era evidenciar a importância de avaliar criteriosamente a existência de rotações adicionais em ligações viga-pilar monolíticas de concreto armado. Na Tabela 4 apresentam-se os valores obtidos para o coeficiente γ_z em função do parâmetro β . Na Figura 30, podem-se observar os deslocamentos horizontais do pórtico para 4 valores de β .

TABELA 4

Valores do coeficiente γ_z em função do grau de flexibilidade β ($\beta=1$: articulado; $\beta=0$: rígida)

Valor de β	Coefficiente γ_z	Classificação quanto à deslocabilidade
0,15	1,09	Estrutura indeslocável
0,30	1,12	Estrutura deslocável
0,50	1,21	Estrutura deslocável

Fonte: Adaptada de Araújo (2009).

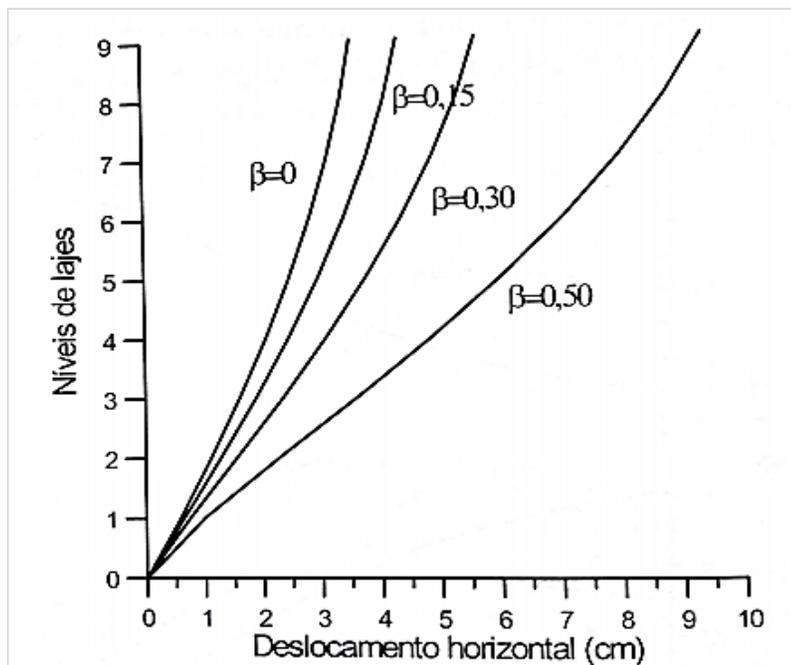


Figura 30 – Deslocamentos horizontais do pórtico de contraventamento para diferentes graus de flexibilidade dos nós

Fonte: Araújo (2009).

Analisando os resultados da Tabela 4 e da Figura 31, percebe-se que as rotações adicionais nos nós dos pórticos de contraventamento têm uma influência considerável na deslocabilidade horizontal da estrutura. Quando maior o grau de flexibilidade dos nós, maior o deslocamento horizontal do pórtico. Para os níveis mais altos do edifício, esta influência é ainda mais considerável, ou seja, quanto maior o número de pavimentos do pórtico, maior o deslocamento horizontal no topo da estrutura.

Como mostrado na Figura 31, os momentos fletores nos pilares aumentam quando se considera o pórtico com nós flexíveis. As maiores variações de momentos ocorreram nos primeiros andares do pórtico, sendo que a maior variação foi igual a 33%. Nos pavimentos superiores, a diferença de momentos não foi importante.

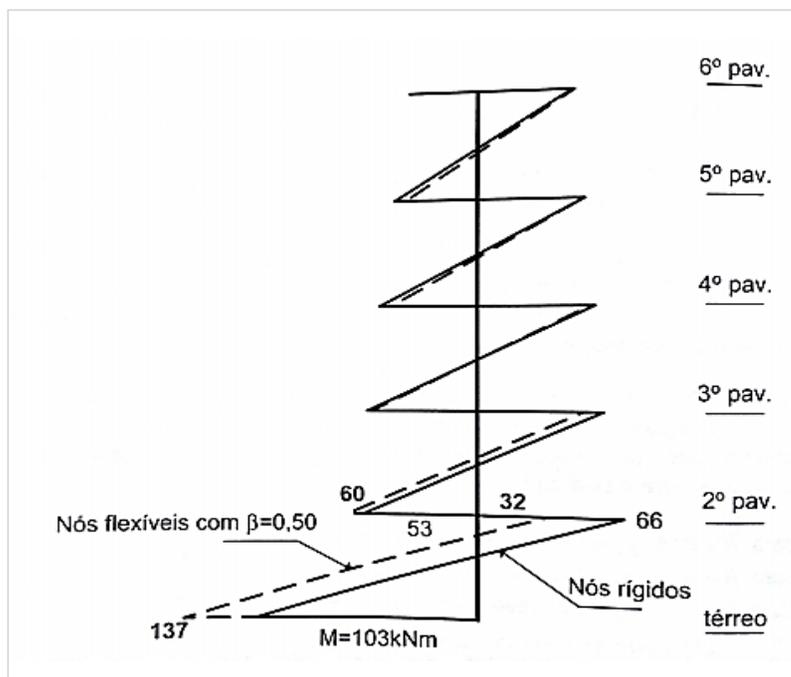


Figura 31 – Momentos fletores em um pilar do pórtico considerando-o com nós rígidos e nós flexíveis

Fonte: Araújo (2009).

Xu (1992) desenvolveu a matriz de rigidez de uma viga considerando a ligação viga-pilar como semirrígida para análise e projeto de pórticos planos levando em conta a não linearidade geométrica através do efeito $P-\Delta$. Na otimização do custo de um pórtico com 4 pavimentos considerando a deformabilidade das ligações, os resultados mostraram que a semirrígidez de ligações deve ser considerada mesmo em edificações baixas (menos de 5 pavimentos). A diferença dos efeitos de segunda ordem considerando as ligações completamente rígidas e semirrígidas foi substancialmente importante.

Cotta (2007) calculou um pórtico em concreto armado para 2 situações, considerando a estrutura monolítica e a estrutura pré-moldada. Observa-se na Figura 32 que a deficiência de

monolitismo nas estruturas pré-moldadas resulta em deslocamentos maiores se comparadas com as estruturas monolíticas. Também pode-se concluir que a consideração da não linearidade geométrica e física gera respostas mais críticas, porém mais realistas, para a deslocabilidade das estruturas.

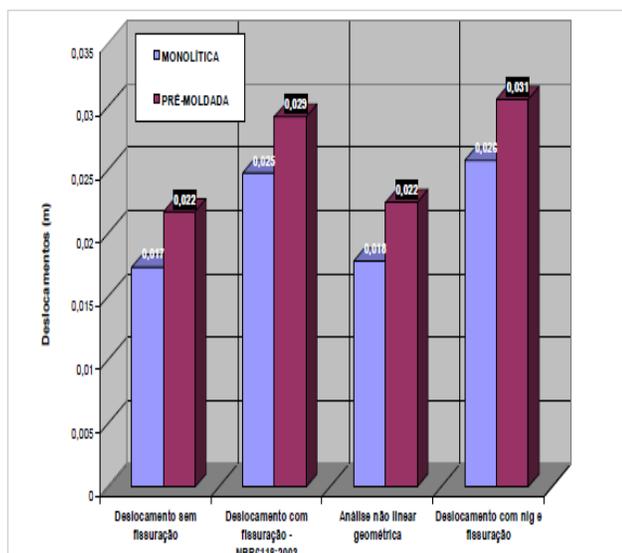


Figura 32 – Deslocamentos no topo do pilar para a estrutura monolítica e para a estrutura pré-moldada

Fonte: Cotta (2007).

Na Figura 33, apresenta-se a variação de deslocamentos horizontais no topo de estruturas solicitadas por ações horizontais, com modelos estruturais variando desde uma trave (um pavimento) até 10 pavimentos. Os resultados foram obtidos por Ferreira e El Debs (2003) e os modelos, com exceção da trave, possuíam 3 linhas de pilares. Os deslocamentos horizontais e os momentos nas bases dos pilares decrescem à medida que se aumenta o fator de restrição, efeito que é mais preponderante à medida que se aumenta o número de pavimentos, principalmente a partir de 3.

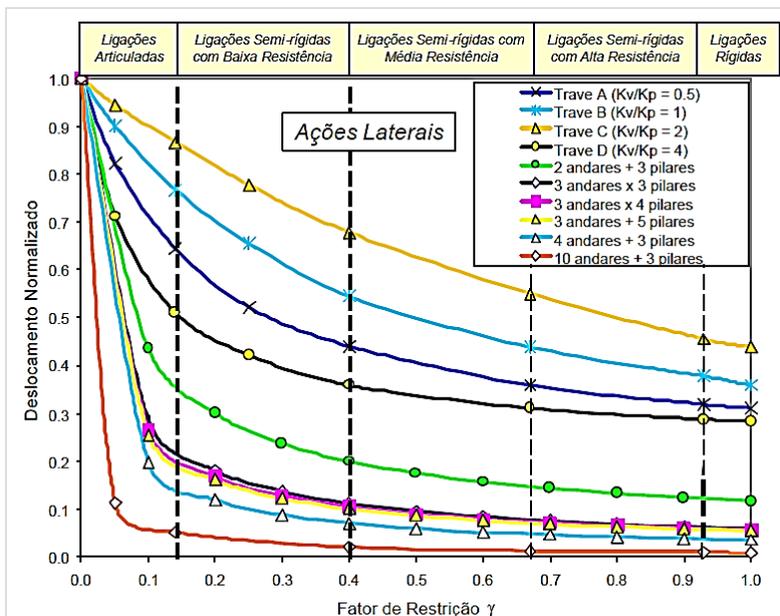


Figura 33 – Deslocamentos no topo em função do fator de restrição e do número de pavimentos

Fonte: Ferreira e El Debs (2003).

Ferreira, El Debs e Elliot (2003) propuseram um modelo teórico para determinação da rigidez secante de ligações e realizaram uma comparação teórica-experimental. A ligação viga-pilar monolítica utilizada foi composta por uma viga 20 cm x 40 cm e uma armadura negativa igual a 12,56 cm². Esta ligação atingiu, nos ensaios, cerca de 70% da condição de engastamento perfeito, e os protótipos com ligações centrais, valores entre 59% e 69%, enquanto que os protótipos com viga em balanço apresentaram valores entre 57% e 64%.

Ferreira *et al.* (2005) realizaram simulações numéricas para análise da estabilidade global de estruturas pré-moldadas com ligações semirrígidas. Foram calculados 4 pórticos com 3, 5, 7 e 10 pavimentos, todos com pilares de seção 50 cm x 50 cm e vigas com seção de 30 cm x 60 cm. Na Figura 34, observa-se a pequena variação da deslocabilidade da estrutura para ligações dentro da faixa IV (semirrígidas).

das com restrição alta). Já para ligações na faixa III (semirrígidas com restrição média) para edifícios altos, há uma diferença considerável na deslocabilidade da estrutura em relação às ligações articuladas (faixa I).

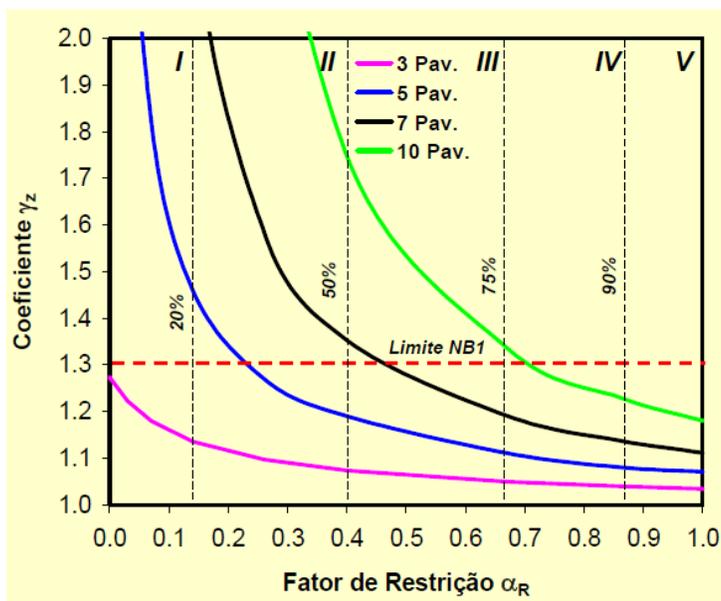


Figura 34 – Relação entre o coeficiente γ_z e o fator de restrição α_R para 3, 5, 7 e 10 pavimentos

Fonte: Ferreira et al. (2005).

Migliore (2005) calculou um edifício pré-moldado com ligações viga-pilar, compostas por grapas soldadas e barras negativas rosqueadas por meio de luvas. A edificação possuía 5 pavimentos, sendo a altura total dos pilares de até 24,40 m. A análise estrutural foi realizada como pórtico espacial no programa CAD/TQS®. Os resultados foram satisfatórios de acordo com os limites das normas vigentes. O coeficiente γ_z foi igual a 1,2 e o deslocamento horizontal no topo do edifício igual a 1,3 cm. A título de comparação, o mesmo edifício foi calculado considerando as ligações viga-pilar articuladas, e o valor obtido para o coeficiente γ_z foi de 3,9, e, para o deslocamento horizontal no topo do edifício, de 6,3 cm, mostrando a colaboração expressiva da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento global da estrutura.

Daniel Araújo *et al.* (2006) realizaram simulações numéricas para análise da influência da plastificação de ligações semirrígidas na estabilidade global de estruturas pré-moldadas. Os cálculos foram realizados para um pórtico plano com 5 pavimentos, cujos pilares possuíam seção 50 cm x 50 cm e as vigas, 30 cm x 60 cm. Ao se permitir a plastificação das ligações, nota-se um sensível aumento da deslocabilidade da estrutura, com coeficiente γ_z igual a 1,19, enquanto que, para efeito de comparação, o coeficiente γ_z para a estrutura considerada monolítica foi igual a 1,07.

Modelos analíticos para determinação da rigidez da ligação

Foram analisados 2 modelos analíticos para determinação da rigidez de ligações viga-pilar na pesquisa de que resultou este livro. Tais modelos são descritos a seguir, assim como suas respectivas validações experimentais.

O modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003) é largamente difundido no âmbito de estruturas de concreto pré-moldado. Alva, Ferreira e El Debs (2009) utilizaram este modelo para avaliar a porcentagem de engastamento de ligações monolíticas e concluíram que o modelo teórico também pode ser utilizado em ligações monolíticas de concreto armado, apresentando boas correlações entre resultados experimentais. Entretanto, a aplicação deste modelo se limita à fase elástica, não contemplando a fase após o escoamento das armaduras.

Alva e El Debs (2013) apresentaram um modelo teórico para determinação de rotações relativas em ligações viga-pilar monolíticas de concreto armado. A utilização deste modelo na pesquisa de que resultou este livro se justifica pelo fato de considerar, na previsão das rotações, a fase após o momento de início de escoamento das armaduras (fase inelástica), faixa esta não contemplada pelo modelo anterior.

Modelo teórico de Ferreira, El Debs e Elliot (2003)

Ferreira, El Debs e Elliot (2003) apresentaram um modelo teórico para a determinação da relação momento-rotação em ligações viga-pilar com armadura de continuidade. Neste modelo, a rotação relativa entre a seção da viga e do pilar é resultante de 2 mecanismos de deformações: um mecanismo resultante do alongamento das barras tracionadas da viga no trecho de embutimento no pilar e um mecanismo decorrente da concentração de deformações por flexão no trecho da zona de descontinuidade, conforme ilustrado na Figura 35. Neste modelo teórico, a ligação viga-pilar é considerada como uma região de distúrbio na extremidade da viga onde ocorrem concentrações de tensões e de deformações.

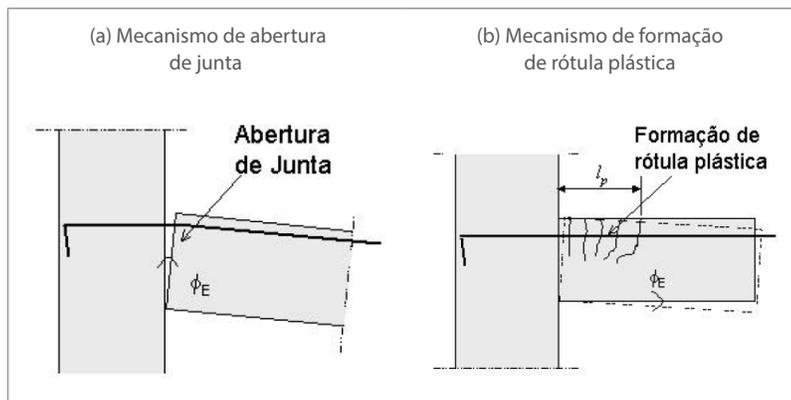


Figura 35 – Mecanismos de deformações em ligações viga-pilar de extremidade

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

As ligações viga-pilar resistentes à curva momento fletor possuem rigidez secante à flexão negativa descrita pela curva momento-rotação. Na Figura 36, a rigidez secante é apresentada como uma aproximação para a consideração da não linearidade física da relação momento-rotação. A rotação θ_c é definida pela rotação relativa viga-pilar, a qual deve ser medida no centro de rotação da região da ligação.

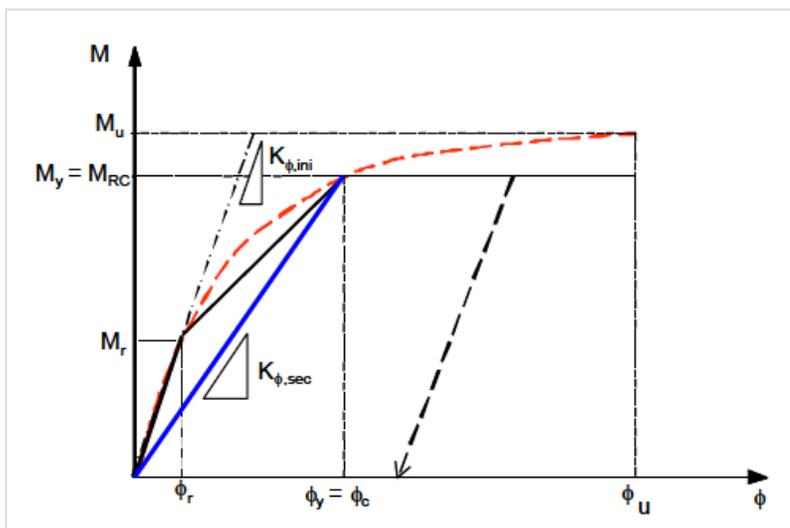


Figura 36 – Rigidez secante para a curva momento-rotação

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

Os autores destacam a utilização da rigidez secante da ligação como uma aproximação segura para representar o comportamento da ligação dentro da avaliação da estabilidade global da estrutura. Se a rigidez tangente inicial for utilizada, a análise de deslocamentos da estrutura pode ser subestimada. Na Figura 36, M_{RC} é o momento resistente da ligação no limite de escoamento da armadura tracionada, e θ_c é a rotação devida ao momento M_{RC} . A rigidez secante será a mínima rigidez possível no projeto para a ligação (desde que $M \leq M_{RC}$). Ferreira (2001 *apud* FERREIRA; EL DEBS; ELLIOT, 2003) propôs que a rigidez secante à flexão negativa para ligações pré-moldadas com armadura de continuidade pode ser obtida pela Equação 31.

$$R_{sec} = \frac{M_{RC}}{\theta_c} = \left[\left(\frac{L_e}{0,9 \cdot E_s \cdot A_s d^2} \right) + \left(\frac{L_p}{E_{cs} I_{II}} \right) \right]^{-1} \quad \text{Equação 31}$$

Sendo:

L_p : comprimento de plastificação.

Depende da altura da viga, da posição do centro de rotação na ligação e do caminho das forças internas na extremidade da viga.

Para ligações monolíticas, Ferreira, El Debs e Elliot (2003) recomendam o ilustrado nas figuras 37 e 38.

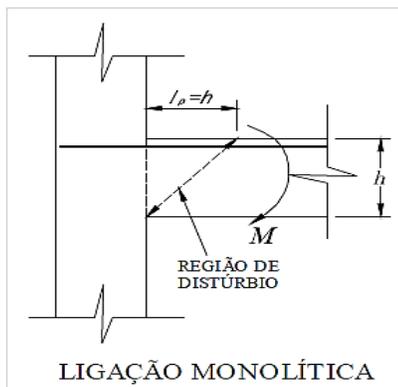


Figura 37 – Região de distúrbio na extremidade da ligação viga-pilar monolítica
 L_e : comprimento de embutimento, ou de ancoragem existente, conforme Figura 38.
 Fonte: Adaptada de Ferreira, El Debs e Elliot (2003).

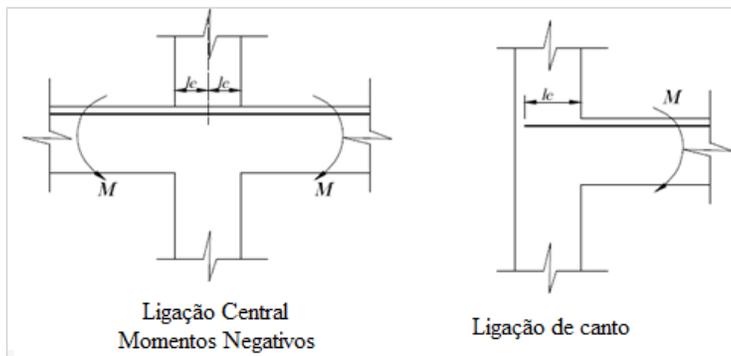


Figura 38 – Comprimento de embutimento para ligações viga-pilar monolíticas
 d : altura útil da viga;
 E_s : módulo de elasticidade do aço;
 E_{cs} : módulo de elasticidade secante do concreto;
 I_{II} : momento de inércia da seção homogeneizada fissurada no Estádio II.
 Fonte: Adaptada de Ferreira, El Debs e Elliot (2003).

A rotação relativa viga-pilar, medida na região da ligação, devida ao momento M_{RC} é dada pela Equação 32.

$$\theta_c = \left[\left(\frac{M_{RC}}{E_{cs} \cdot I_{II}} \right) \cdot L_p + \left(\frac{f_{yk}}{E_s d} \right) \cdot L_e \right] \quad \text{Equação 32}$$

Sendo:

f_{yk} : tensão de escoamento das barras de continuidade.

O momento resistente da ligação no limite do escoamento pode ser obtido de maneira aproximada pela Equação 33.

$$M_{RC} = M_y = 0,9 \cdot A_s f_{yk} d \quad \text{Equação 33}$$

Para determinar a relação momento-rotação até o início do escoamento das armaduras da viga ($0 < M < M_y$), propõe-se a Equação 34, levando-se em conta os 2 mecanismos apresentados na Figura 35.

$$\theta = \left[\left(\frac{M}{E_{cs} \cdot I_{eq}} \right) \cdot L_p + \left(\frac{\sigma_s}{E_s d} \right) \cdot L_e \right] \cdot \left(\frac{M}{M_y} \right)^{0.5} \quad \text{Equação 34}$$

Sendo:

M_y : momento de início de escoamento das barras longitudinais tracionadas da viga, determinado pela Equação 3;

I_{eq} : momento de inércia equivalente da viga, determinado pela Equação 35.

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M} \right)^3 \cdot I_I + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M} \right)^3 \right] \cdot I_{II} \quad \text{Equação 35}$$

Sendo:

M_r : momento de fissuração da viga;

I_I : momento de inércia da seção da viga no Estádio I;

I_{II} : momento de inércia da seção da viga no Estádio II;

σ_s : tensão na armadura tracionada da viga, dada pela Equação 36.

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s z_{eq}} \quad \text{Equação 36}$$

Sendo:

A_s : área da armadura de tração;

z_{eq} : braço de alavanca entre as resultantes de tração e compressão, determinado pela Equação 37.

$$z_{eq} = d - \frac{1}{3} \left\{ x_I \cdot \left[1 - \left(\frac{M}{M_y} \right) \right] + x_{II} \cdot \left(\frac{M}{M_y} \right)^{0.5} \right\} \quad \text{Equação 37}$$

Sendo:

x_I : altura da linha neutra no Estádio I;

x_{II} : altura da linha neutra no Estádio II.

Validação experimental do modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003)

Alva, Ferreira e El Debs (2009) compararam o modelo teórico proposto por Ferreira, El Debs e Elliot (2003) com os resultados experimentais de 5 ligações viga-pilar monolíticas (representadas pelas siglas LVP1, LVP2, LVP3, LVP4 e LVP5) de Alva (2004), com o objetivo de avaliar o comportamento de ligações viga-pilar monolíticas de concreto armado.

Os modelos físicos foram constituídos por ligações viga-pilar de extremidade, sem a presença da laje, com vigas de seção 20 cm x 40 cm e pilares com seção 20 cm x 30 cm. A armadura longitudinal na região do nó foi igual para todos os modelos (Figura 39), porém, o valor da resistência à compressão variou, conforme Tabela 5. Para mais informações sobre os procedimentos de ensaios, consultar Alva (2004).

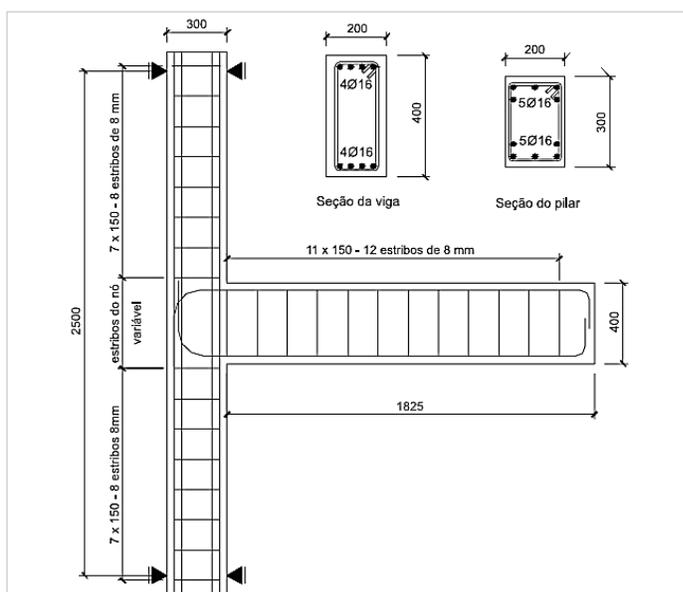


Figura 39 – Detalhamento da geometria e das armaduras empregadas nas ligações (mm)
Fonte: Alva, Ferreira e El Debs (2009).

TABELA 5
Propriedades do concreto

Modelo	f_c (MPa)	$f_{ct,sp}$ (MPa)
LVP1	40,43	2,87
LVP2	44,18	3,30
LVP3	23,89	1,95
LVP4	24,62	2,08
LVP5	25,91	2,20

f_c : resistência à compressão do concreto

$f_{ct,sp}$: resistência à tração indireta do concreto (ensaio de compressão diametral)

Fonte: Adaptada de Alva (2004).

A partir dos resultados, observou-se que, de uma maneira geral, o modelo proposto por Ferreira, El Debs e Elliot (2003) fornece resultados bastante satisfatórios na representação da curva momento-rotação das ligações, como pode ser observado nas curvas da Figura 40.

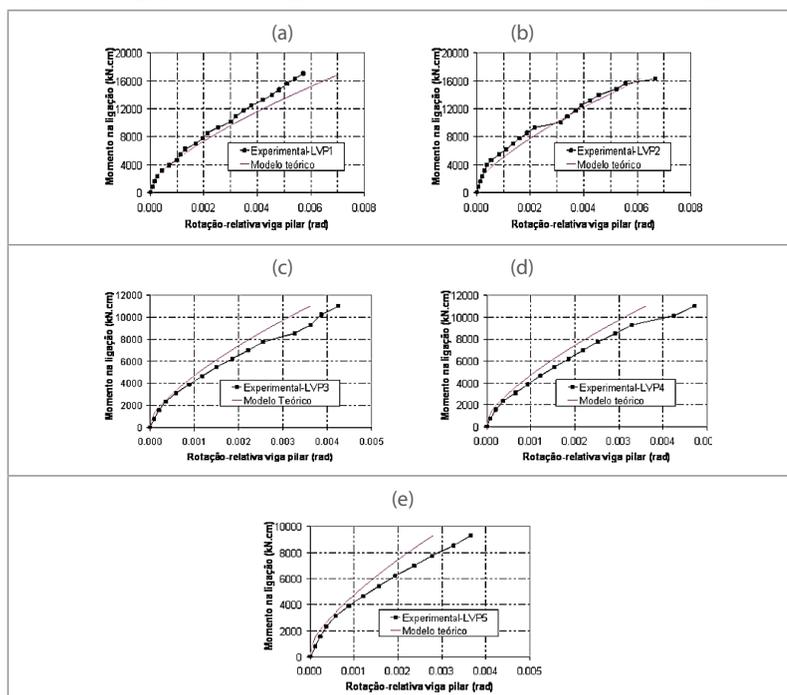


Figura 40 – Curvas momento-rotação: comparação de resultados experimentais com os do modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003)

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

Para as ligações LVP3, LVP4 e LVP5, o modelo teórico forneceu resultados mais rígidos do que os resultados experimentais, o que pode estar relacionado à menor resistência à compressão destas ligações em comparação com LVP1 e LVP2. Nas ligações com menor resistência à compressão, a deterioração mecânica na região do nó foi maior, o que afetou as condições de ancoragem das barras longitudinais das vigas e, conseqüentemente, a curva momento-rotação.

Vale ressaltar que o mecanismo de deformação resultante dos deslizamentos das barras longitudinais da viga na região do comprimento de ancoragem não é considerado no modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003).

Modelo teórico de Alva e El Debs (2013)

Alva e El Debs (2013) apresentaram um modelo teórico analítico para determinação da curva momento-rotação de ligações viga-pilar monolíticas de extremidade em concreto armado. O mecanismo de deformação da ligação é dado pelas rotações relativas oriundas de 2 mecanismos: do deslizamento das armaduras da viga no interior do pilar (mecanismo A), e dos deslizamentos localizados causados pelas fissuras formadas na região da viga próxima ao pilar (mecanismo B), conforme ilustrado na Figura 41.

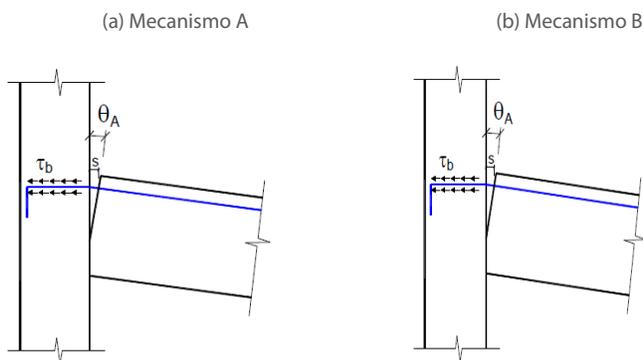


Figura 41 – Mecanismos de deformações

Fonte: Alva e El Debs (2013).

A rotação total entre a viga e o pilar é dada pela soma das rotações relativas respectivas a cada mecanismo, conforme Equação 38.

$$\theta_R = \theta_A + \theta_B \quad \text{Equação 38}$$

Sendo θ_A a rotação decorrente do mecanismo A, e θ_B a rotação decorrente do mecanismo B.

O modelo adotado para o cálculo do deslizamento das armaduras da viga no interior do pilar referente ao mecanismo A foi o proposto por Sezen e Moehle (2003). Na Figura 42, apresentam-se a distribuição de tensões de aderência, as tensões e as deformações normais assumidas no modelo para uma barra de aço.

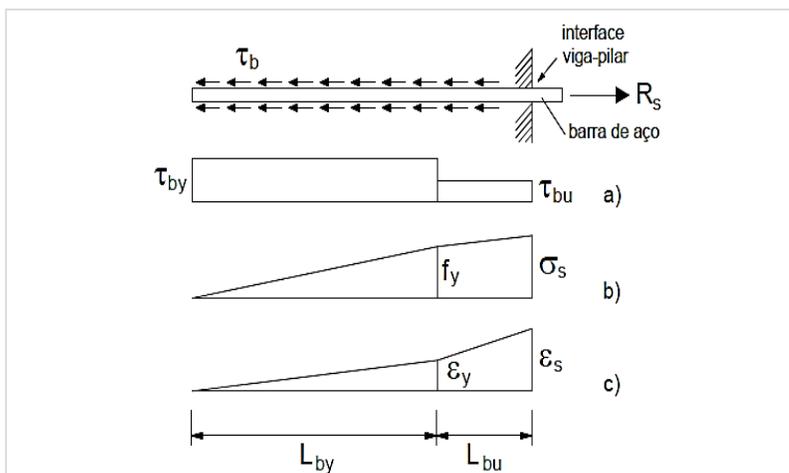


Figura 42 – Modelo proposto por Sezen e Moehle (2003) para cálculo do deslizamento

Sendo:

- a) Tensões de aderência;
- b) Tensões normais na barra;
- c) Deformações axiais na barra.

Fonte: Alva e El Debs (2013).

De acordo com o modelo proposto por Sezen e Moehle (2003), as tensões de aderência são assumidas com distribui-

ção uniforme, sendo τ_{by} no trecho elástico ($\epsilon_s \leq \epsilon_y$) e τ_{bu} no trecho inelástico ($\epsilon_s > \epsilon_y$), calculadas, respectivamente, conforme Equação 39 e Equação 40.

$$\tau_{by} = 1,0\sqrt{f_c} \quad \text{Equação 39}$$

$$\tau_{bu} = 0,5\sqrt{f_c} \quad \text{Equação 40}$$

Sendo:

f_c : resistência do concreto à compressão (em MPa);

O deslizamento s de uma barra de aço em um comprimento x é a diferença total entre o alongamento do aço e do concreto nesse trecho, conforme Equação 41.

$$s = \int_0^x \epsilon_s - \epsilon_c \quad \text{Equação 41}$$

Sendo:

ϵ_s : deformação no aço;

ϵ_c : deformação no concreto.

Como a deformação no concreto é pequena em relação à deformação do aço, ela pode ser desprezada, e o deslizamento total da barra de aço pode ser obtido integrando-se as deformações da barra desde a interface viga-pilar até o ponto de deformação axial nula. Dessa maneira, determina-se a expressão para o cálculo do deslizamento.

Para a *fase elástica* ($\epsilon_s \leq \epsilon_y$), tem-se a Equação 42.

$$s = \frac{\epsilon_s L_b}{2} \quad \text{Equação 42}$$

Sendo L_b o comprimento onde se desenvolvem as tensões de aderência, que corresponde à distância da interface viga-pilar até o ponto de deformação axial nula, conforme Equação 43. Esse com-

primento pode ser obtido por equilíbrio entre a resultante da barra R_s e as tensões de aderência mobilizadas.

$$L_b = \frac{\emptyset \sigma_s}{4 \tau_{by}} \quad \text{Equação 43}$$

Sendo:

\emptyset : diâmetro da barra.

Substituindo a Equação 43 na Equação 42, tem-se a expressão para cálculo do deslizamento na fase elástica, conforme Equação 44.

$$s = \frac{\varepsilon_s \cdot \sigma_s \cdot \emptyset}{8 \cdot \tau_{by}} \quad \text{Equação 44}$$

Para a *fase inelástica* ($\varepsilon_s > \varepsilon_y$), tem-se a Equação 45.

$$s = \frac{\varepsilon_y L_{by}}{2} + \frac{(\varepsilon_y + \varepsilon_s) L_{bu}}{2} \quad \text{Equação 45}$$

Sendo:

L_{by} e L_{bu} : comprimentos onde se desenvolvem as tensões de aderência no trecho elástico e inelástico, respectivamente.

Como o trecho inelástico absorve a diferença entre a resultante da armadura e a resultante das tensões de aderência no trecho elástico, pode-se deduzir a Equação 46 e, em seguida, determinar a Equação 47 para o cálculo do deslizamento.

$$L_b = \frac{\emptyset (\sigma_s - f_y)}{4 \tau_{by}} \quad \text{Equação 46}$$

$$s = \frac{\varepsilon_y f_y \emptyset}{8 \tau_{by}} + \frac{(\varepsilon_y + \varepsilon_s) \emptyset (\sigma_s - f_y)}{8 \tau_{bu}} \quad \text{Equação 47}$$

O cálculo proposto por Sezen e Moehle (2003) para obtenção do deslizamento é aplicável a barras com ancoragem reta. Kwak e Kim (2010) citam, entretanto, que o ponto de início do trecho reto (início da dobra do gancho) também pode sofrer um escorregamen-

to (s_0), devendo este ser somado ao deslizamento do trecho reto. Estes autores mencionam a Equação 48 proposta por Soroushian *et al.* (1988), que estudaram o comportamento experimental de barras com ganchos submetidas à tração.

$$s_0 = 2,54 \cdot \left[\frac{F_s}{271 \cdot (0,05\emptyset - 0,25)} \right] \quad \text{Equação 48}$$

Sendo:

s_0 : escorregamento do início da dobra do gancho (mm);

F_s : resultante de tração na barra (kN);

\emptyset : diâmetro da barra (mm)

Determina-se, portanto, a rotação relativa entre viga e pilar decorrente do mecanismo A pela Equação 49.

$$\theta_A = \frac{s}{d - x} \quad \text{Equação 49}$$

Sendo:

d : altura útil da viga;

x : profundidade da linha neutra da seção da viga.

Na fase elástica, há pouca variação na profundidade da linha neutra após fissuração. Assim, Alva e El Debs (2013) propuseram que o valor de x seja dado pela profundidade da linha neutra no Estádio II (seção fissurada).

Após o escoamento das armaduras da viga, ocorre uma rápida estabilização do valor de x . Como simplificação, os autores propuseram que o valor de x na fase inelástica seja dado pela profundidade da linha neutra associada ao momento último (resistente).

Substituindo a Equação 47 na Equação 49, tem-se a rotação devido ao mecanismo A na fase elástica, dada pela Equação 50.

$$\theta_A = \frac{\varepsilon_s \cdot \sigma_s \cdot \emptyset}{8 \cdot \tau_{by} \cdot (d - x)} \quad \text{Equação 50}$$

A deformação no aço (ε_s) e a tensão na armadura (σ_s) podem

ser determinadas, respectivamente, pela Equação 51 e Equação 52.

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{Equação 51}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot z} \quad \text{Equação 52}$$

Sendo:

E_s : módulo de elasticidade do aço;

M: momento atuante na extremidade da viga;

A_s : área de aço;

z: braço entre as resultantes de tração e compressão, calculado pela Equação 53.

$$z = d - \frac{x}{3} \quad \text{Equação 53}$$

Sendo:

x: a linha neutra correspondente ao estágio II.

A Equação 50 pode ser reescrita, permitindo calcular a rotação referente ao mecanismo A na *fase elástica* pela Equação 54.

$$\theta_A = C_1 \cdot M^2 \quad \text{Equação 54}$$

Sendo C_1 dado pela Equação 55.

$$C_1 = \frac{\phi}{8 \cdot E_s \cdot \tau_{by} \cdot (d - x) \cdot A_s^2 \cdot z^2} \quad \text{Equação 55}$$

É usual modelar o aço das armaduras como um material elasto-plástico na fase inelástica. Neste caso, a rotação referente ao mecanismo A, na *fase inelástica*, é dada pela Equação 56.

$$\theta_A = C_1 \cdot M_y^2 \quad \text{Equação 56}$$

Sendo C_1 obtido pela Equação 55.

O mecanismo B é decorrente da formação de fissuras por flexão na extremidade da viga. O deslizamento da armadura ao longo do espaçamento entre fissuras provoca a abertura de fissura (Figura 43). Pode-se

assumir que o valor da abertura de fissura (w_f) seja equivalente a 2 vezes o deslizamento da armadura na posição da fissura formada (s_f).

A rotação total é induzida por um número de fissuras formadas ao longo do comprimento L_p , e pode ser obtida pela Equação 57.

$$\theta_B = \sum_{i=1}^n \frac{s_i}{d - x_i} = \sum_{i=1}^n \frac{0,5 \cdot w_i}{d - x_i} \quad \text{Equação 57}$$

Sendo:

x_i : profundidade da linha neutra na fissura.

Sugere-se adotar a posição da linha neutra no Estádio II, conforme mencionado anteriormente.

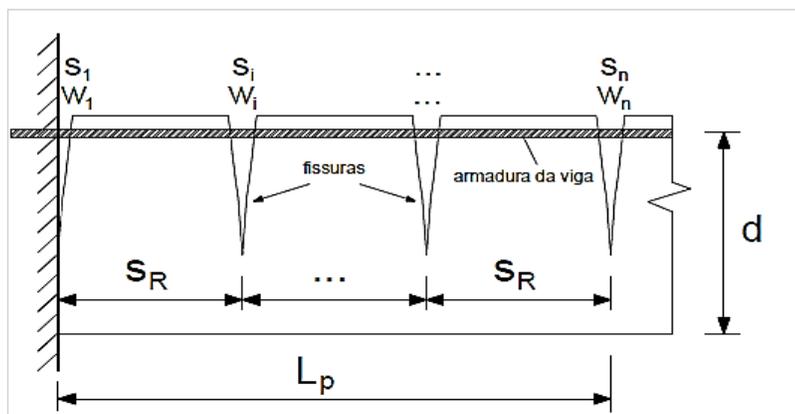


Figura 43 – Modelo B: deslizamento das armaduras provocado pela fissuração

Fonte: Alva e El Debs (2013).

Alva e El Debs (2013) também consideram pouca a variação nos valores de w_f ao longo do comprimento L_p . Portanto, a abertura de fissura pode ser obtida pela Equação 58.

$$w = s_R (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad \text{Equação 58}$$

Sendo:

s_R : espaçamento entre fissuras;

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$: diferença entre a deformação média da armadura e a deformação média do concreto tracionado entre fissuras, para esforços obtidos na extremidade da viga.

Esse espaçamento pode ser determinado de acordo com as indicações de Eurocode 2 (EUROCODE, 2004), conforme Equação 59.

$$s_R = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \phi}{\rho_{eff}} \quad \text{Equação 59}$$

Sendo:

k_1 : coeficiente que leva em conta as propriedades de aderência do aço. É igual a 0,8 para barras de aço nervuradas;
 k_2 : coeficiente que leva em conta o tipo de distribuição de tensão. É igual a 0,5 para flexão;
 k_3 e k_4 podem ser adotados, respectivamente, iguais a 4,3 e 0,425;
 c : cobrimento da armadura longitudinal;
 ϕ : diâmetro da armadura;
 ρ_{eff} : taxa de armadura efetiva.

Desprezando a deformação do concreto tracionado e admitindo que a razão (L_p/s_R) forneça uma avaliação do número provável de fissuras no comprimento L_p , chega-se à Equação 60 para determinar a rotação do mecanismo B.

$$\theta_B = k \left(\frac{\varepsilon_s}{d - x} \right) \quad \text{Equação 60}$$

Sendo k dado pela Equação 61.

$\varepsilon_s = \varepsilon_{sm}$: deformação média na armadura.
 x : posição da linha neutra.

$$k = 0,5(L_p + s_R) \quad \text{Equação 61}$$

De acordo com Alva e El Debs (2013), na fase elástica, a posição x pode ser considerada como a profundidade da linha neutra para a seção fissurada (Estádio II), e, na fase inelástica, como a profundidade da linha neutra associada ao momento último (resistente).

Na fase elástica (Estádio II), obtém-se esta deformação considerando a contribuição do concreto tracionado entre fissuras (*tension stiffening*). Na fase inelástica, pode ser obtida por equações de equilíbrio e compatibilidade da seção com as hipóteses usuais do Estado-Limite Último.

A Equação 60 pode ser reescrita em função da curvatura da seção da viga, conforme descrito na Equação 62.

$$\theta_B = C_2 \cdot \left(\frac{1}{r} \right) \quad \text{Equação 62}$$

Sendo C_2 dado pela Equação 61.

$$C_2 = 0,5 \cdot (L_p + s_R) \quad \text{Equação 63}$$

Sendo:

$(1/r)$: a curvatura da seção da viga na fase elástica (considerando o efeito *tension stiffening*).

Equações propostas para a curva momento-rotação

Como a rotação relativa na ligação viga-pilar é a soma da rotação devido ao mecanismo A e ao mecanismo B, pode-se escrever a rotação total pelas equações 64 e 65.

Fase elástica ($M \leq M_y$):

$$\theta = C_1 \cdot M^2 + C_2 \cdot \left(\frac{1}{r} \right) \quad \text{Equação 64}$$

Fase inelástica ($M_y < M \leq M_u$):

$$\theta = C_1 \cdot M_y^2 + C_2 \cdot \left(\frac{1}{r} \right) \quad \text{Equação 65}$$

Sendo:

M_y : momento de plastificação;

M_u : momento último da viga;

C_1 : constante relacionada ao mecanismo de deformação A, dada pela Equação 55;

C_2 : constante relacionada ao mecanismo de deformação B, dada pela Equação 63.

Na Figura 44, ilustra-se a curva momento-rotação obtida pela formulação proposta para ligações viga-pilar monolíticas em concreto armado.

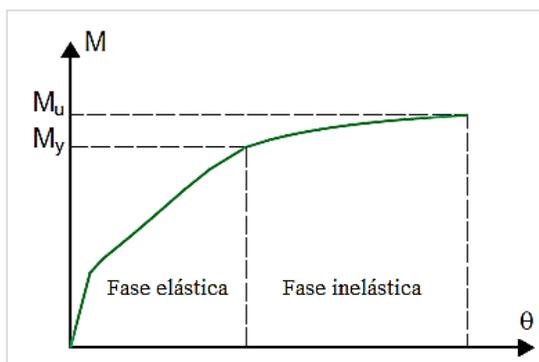


Figura 44 – Curva momento-rotação proposta no modelo

Fonte: Adaptada de Alva e El Debs (2013).

Validação experimental do modelo de Alva e El Debs (2013)

Para avaliar o modelo proposto, Alva e El Debs (2013) realizaram comparações entre resultados teóricos e experimentais de 4 ligações viga-pilar de extremidade (LVP1, LVP2, LVP3 e LVP4). Os modelos físicos foram constituídos por ligações viga-pilar de extremidade, sem a presença da laje, com vigas de seção 20 cm x 40 cm e pilares com seção 20 cm x 30 cm, conforme detalhado na Figura 39 e cujas propriedades foram mostradas na Tabela 5.

Na Figura 45, apresentam-se as curvas momento-rotação dos resultados experimentais e dos resultados do modelo analítico, ilustrando as rotações devido à parcela de deslizamento das armaduras (mecanismo A), e, também, as rotações totais. Os resultados confirmam a existência de rotações relativas entre vigas e pilares mesmo em estruturas monolíticas de concreto armado.

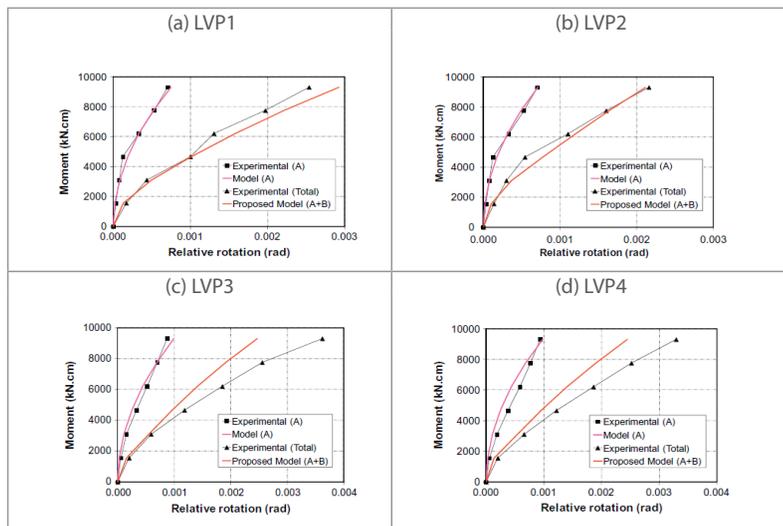


Figura 45 – Curvas momento-rotação do deslizamento das armaduras (mecanismo A) e total: experimental vs. modelo analítico

Fonte: Adaptada de Alva e El Debs (2013).

A comparação dos resultados obtidos pelo modelo teórico com resultados experimentais de 4 ligações viga-pilar mostra uma representação adequada do modelo na mensuração de rotações nestas ligações. Além disso, as curvas momento-rotação demonstram a habilidade do modelo na previsão dos efeitos de escorregamento das armaduras de flexão na região da ligação, sendo os resultados teóricos muito próximos dos experimentais.

3

Análise dos modelos analíticos

Neste capítulo, são apresentadas uma análise numérica do modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003) e de Alva e El Debs (2013) e, também, uma comparação entre eles.

As análises consistem em variar determinados parâmetros para observar sua influência na resposta da rigidez da ligação. É possível, também, identificar as variáveis que provocam maior influência na rigidez da ligação viga-pilar. Os parâmetros analisados são a armadura negativa da ligação e a altura da viga.

Em seguida, são apresentadas as tabelas com os resultados obtidos para cada modelo, e gráficos comparativos entre ambos. A viga estudada possui seção transversal igual a 20 cm x 50 cm vinculada em 2 pilares de seção 20 cm x 40 cm, com vão igual a 6 m, como ilustrado na Figura 46.

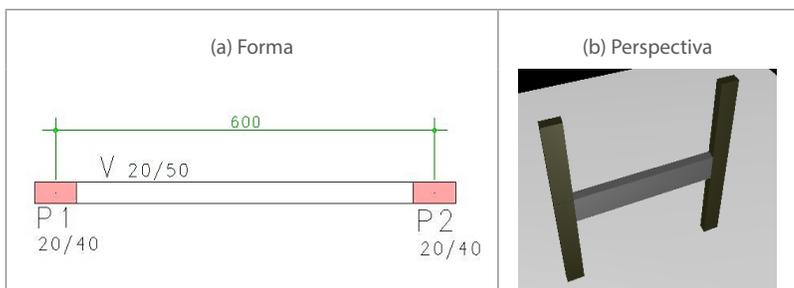


Figura 46 – Informações da viga
Fonte: Elaborada pela autora.

Na Tabela 6 são apresentados os dados dos materiais. O momento atuante negativo foi calculado para uma viga biengastada, conforme ilustrado na Figura 6. O valor do carregamento foi obtido de maneira aproximada considerando a viga de apoio de uma laje maciça de 6 m x 6 m, com altura igual a 12 cm, carregamento acidental igual a 2 kN/m², contrapiso e revestimento cerâmico. Sobre a viga, considerou-se alvenaria de tijolos cerâmicos com um pé-direito igual a 3 m, totalizando 20 kN/m.

TABELA 6

Dados dos materiais

Materiais			
Concreto		Aço	
f_{ck} (MPa)	25	E_s (kN/cm ²)	21000
E_{cs} (kN/cm ²)	2898	f_{yk} (kN/cm ²)	50,00

Fonte: Elaborada pela autora.

Vale ressaltar que, em todos os cálculos, para determinação do fator α_r conforme ABNT NBR 9062:2006, foi utilizada a redução da inércia da viga para consideração aproximada da não linearidade física, como indicado pela ABNT NBR 6118:2014.

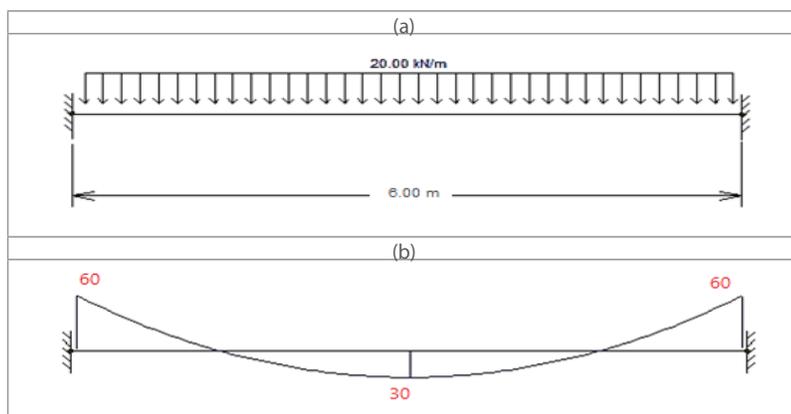


Figura 47 – Carregamentos e momentos fletores da viga. (a) Carregamento (b) Momentos fletores em kN.m

Fonte: Elaborada pela autora.

A primeira análise consiste em variar a armadura negativa da ligação viga-pilar e observar a resposta no fator α_R e na flecha da viga (δ). Nas Tabelas 7 e 8 são apresentados os resultados obtidos pelo modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003) e pelo modelo de Alva e El Debs (2013), respectivamente.

TABELA 7

Varição da armadura negativa: modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003)

nº barras	ϕ (mm)	A_s (cm ²)	d (cm)	M_y (kN.cm)	I_{II} (cm ⁴)	R_{sec} (kN.cm/rad)	α_R	F.E.P	δ (cm)
4	6,3	1,25	45,89	2.574,63	13.811	501.260	0,29	38,37%	0,97
4	8	2,01	45,80	4.143,89	21.194	782.318	0,39	49,29%	0,85
4	10	3,14	45,70	6.460,69	31.250	1.175.805	0,49	59,36%	0,73
4	12,5	4,91	45,58	10.067,21	45.436	1.749.074	0,59	68,48%	0,63
4	16	8,04	45,40	16.430,78	67.370	2.672.414	0,69	76,85%	0,54
4	20	12,57	45,20	25.560,00	94.052	3.850.644	0,76	82,71%	0,47
4	25	19,63	44,95	39.716,60	127.950	5.429.191	0,82	87,09%	0,42
4	32	32,17	44,60	64.565,01	173.482	7.689.593	0,86	90,52%	0,39

Fonte: Elaborada pela autora.

TABELA 8

Varição da armadura negativa: modelo de Alva e El Debs (2013)

nº barras	ϕ (mm)	A_s (cm ²)	d (cm)	M_y (kN.cm)	x_2 (cm)	C_1
4	6,3	1,25	45,89	2.575	6,00	6,28E-11
4	8	2,01	45,80	4.144	7,47	3,28E-11
4	10	3,14	45,70	6.461	9,12	1,81E-11
4	12,5	4,91	45,58	10.067	11,08	1,02E-11
4	16	8,04	45,40	16.431	13,61	5,55E-12
4	20	12,57	45,20	25.560	16,24	3,29E-12
4	25	19,63	44,95	39.717	19,16	2,01E-12
4	32	32,17	44,60	64.565	22,63	1,22E-12

(continua)

s_R (cm)	C_2	z_{eq} (cm)	R_{sec} (kN.cm/ rad)	α_R	F.E.P	δ (cm)
27,87	38,94	43,89	939.759	0,44	53,86%	0,80
24,40	37,20	43,31	1.442.533	0,54	64,18%	0,68
21,83	35,92	42,66	2.088.695	0,63	72,18%	0,59
19,78	34,89	41,88	2.925.135	0,71	78,42%	0,52
17,98	33,99	40,86	4.064.673	0,77	83,47%	0,46
16,29	33,14	39,79	5.245.630	0,81	86,70%	0,43
14,65	32,33	38,56	6.449.498	0,84	88,90%	0,40
13,29	31,64	37,06	7.583.254	0,86	100,00%	0,39

(conclusão)

Fonte: Elaborada pela autora.

Na Figura 48, apresenta-se a influência da armadura negativa da ligação no fator α_R para os 2 modelos analíticos. Na Figura 49, apresenta-se a influência da armadura negativa da ligação no valor da flecha da viga. Também são apresentadas 2 retas para a situação de ligação engastada ($\delta = 0,28$ cm) e para a situação articulada ($\delta = 1,40$ cm).

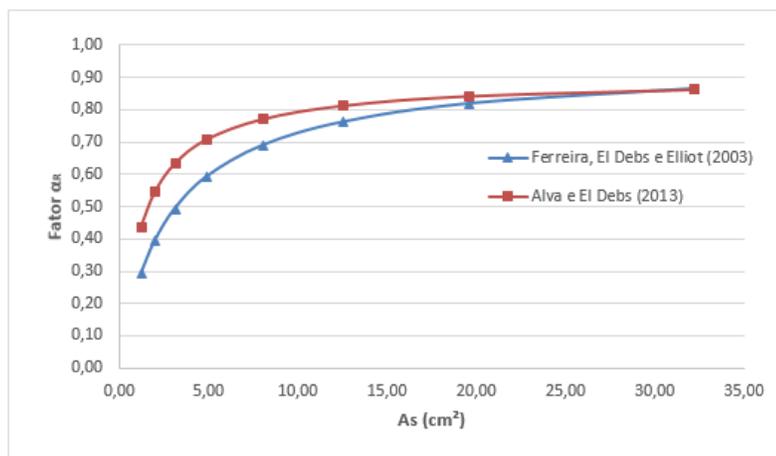


Figura 48 – Influência da armadura negativa no fator α_R

Fonte: Elaborada pela autora.

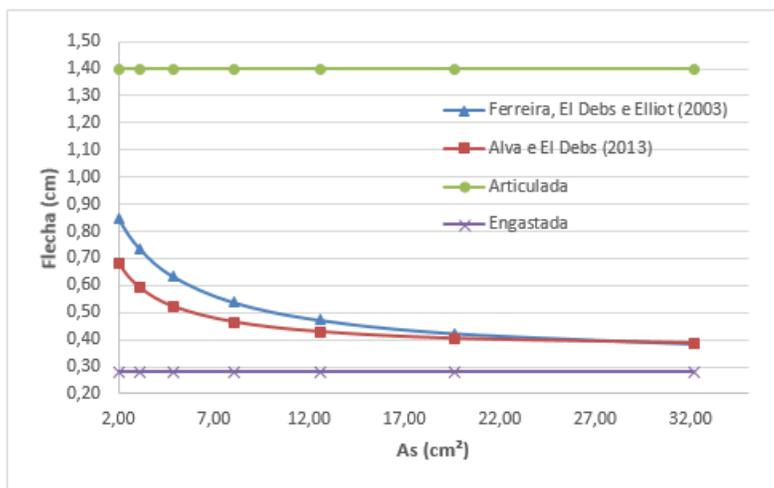


Figura 49 – Influência da armadura negativa na flecha

Fonte: Elaborada pela autora.

Analisando as Figuras 48 e 49, nota-se que, à medida que se aumenta a armadura negativa, ocorre um aumento no fator α_R da ligação e uma redução no valor da flecha, conforme era esperado. Conclui-se que, apenas alterando o valor da armadura negativa na ligação viga-pilar, consegue-se um aumento significativo na transmissão de momento fletor. À medida que a armadura negativa se torna maior, existe uma tendência de a ligação atingir a condição de engastamento ($\alpha_R = 100\%$, que corresponde a $\alpha_R = 0,86$) e a flecha atingindo o respectivo valor da condição de engaste ($\delta = 0,28$ cm).

Na segunda análise, variou-se a altura da viga com acréscimos de 5 cm partindo de um limite inferior igual a 40 cm até um limite superior igual a 70 cm. As armaduras positivas e negativas, bem como o carregamento da viga, foram mantidas constantes para existir a influência apenas da altura da viga.

A armadura negativa foi calculada para a altura da viga igual a 40 cm, considerando a posição da linha neutra máxima conforme condições de ductilidade da ABNT NBR 6118:2014, e o momento

negativo atuante considerado foi o da situação biengastada. Já a armadura positiva no apoio foi calculada conforme exigências de armadura de tração no apoio da ABNT NBR 6118:2014.

É claro que aumentar a altura de uma viga mantendo-se as armaduras constantes não condiz com a realidade. Porém, pelo fato de a armadura ter expressiva influência no fator α_R , optou-se por mantê-la constante, pois deseja-se conhecer, neste caso, a influência apenas da altura da viga. Sendo assim, apenas o momento de plastificação (M_y) e a altura útil (d) serão parâmetros constantes na análise, apresentados na Tabela 9.

TABELA 9

Variação da altura da viga: parâmetros constantes

Parâmetros para cálculo da rigidez	
M_y (kN.cm)	10.067,21
d (cm)	45,575

Fonte: Elaborada pela autora.

Na Tabela 10 são apresentados os resultados obtidos pelo modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003), e na Tabela 11 os resultados obtidos pelo modelo de Alva e El Debs (2013).

TABELA 10

Variação da altura da viga: modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003)

h (cm)	d (cm)	I_{II} (cm ⁴)	R_{sec} (kN.cm/rad)	$(E.I)_{sec,red}$ (kN.cm ²)	α_R	FEP
40	35,40	47.943	3.058.577	123.648.000	0,83	88,12%
45	40,40	58.373	3.416.837	176.053.500	0,80	85,34%
50	45,40	75.704	4.050.196	241.500.000	0,77	83,42%
55	50,40	95.434	4.697.517	321.436.500	0,75	81,43%
60	55,40	117.590	5.356.197	417.312.000	0,72	79,38%
65	60,40	142.193	6.024.328	530.575.500	0,69	77,31%
70	65,40	169.263	6.700.472	662.676.000	0,67	75,21%

Fonte: Elaborada pela autora.

TABELA 11

Varição da altura da viga: modelo de Alva e El Debs (2013)

h (cm)	d (cm)	x_2 (cm)	z_{eq} (cm)	(E.I) _{sec,red} (kN.cm ²)	M_y (kN.cm)	C_1	C_2	R_{sec} (kN.cm/rad)	α_R	FEP
40	35,40	11,74	31,49	123.648.000	12.812	1,26E-11	25,99	2.740.690	0,82	86,93%
45	40,40	12,70	36,17	176.053.500	14.621	1,07E-11	28,94	3.059.421	0,78	83,91%
50	45,40	13,61	40,86	241.500.000	16.431	9,34E-12	31,69	3.356.661	0,74	80,66%
55	50,40	14,47	45,58	321.436.500	18.240	8,27E-12	34,19	3.636.991	0,69	77,24%
60	55,40	15,29	50,30	417.312.000	20.050	7,41E-12	36,69	3.890.138	0,65	73,66%
65	60,40	16,07	55,04	530.575.500	21.859	6,70E-12	39,19	4.119.943	0,61	69,97%
70	65,40	16,83	59,79	662.676.000	23.669	6,12E-12	41,69	4.327.901	0,57	66,21%

Fonte: Elaborada pela autora.

Na Figura 50 observa-se que, com o aumento da altura da viga, ocorre uma redução no fator α_R , ou seja, a ligação reduz sua capacidade de transmitir momento fletor. Comparando os resultados, para uma mesma altura da viga, o modelo de Alva e El Debs (2013) gerou menores valores de rigidez secante da ligação se comparado ao modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003).

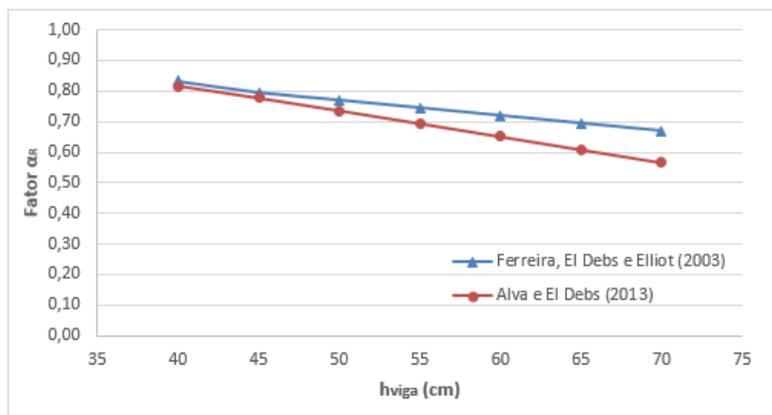


Figura 50 – Influência da altura da viga no fator α_R

Fonte: Elaborada pela autora.

4

Desenvolvimento numérico

Considerações sobre o programa CAD/TQS®

O programa CAD/TQS® é parte importante no desenvolvimento deste trabalho; por isso, apresentam-se algumas características relevantes para a sua aplicação.

A análise estrutural realizada pelo CAD/TQS® é baseada num modelo integrado (grelhas + pórticos espaciais) que considera: ligações viga-pilar flexibilizadas, não linearidade física (fissuração do concreto), não linearidade geométrica (γ_z ou P- Δ), processo construtivo, *offsets* rígidos automáticos, modelos especiais para vigas de transição, plastificações automáticas nos apoios, entre outros. (TQS INFORMÁTICA, 2015).

O CAD/TQS® considera, no cálculo de flechas, a fissuração do concreto, a presença real das armaduras, a fluência, o cálculo de flechas sob alvenarias após a sua construção, o processo incremental, análise de vibrações, entre outros.

Existem inúmeros modelos estruturais que podem ser empregados na análise de edifícios de concreto armado. Eis alguns exemplos de modelos estruturais que podem ser adotados na análise de estruturas de concreto armado: vigas contínuas, lajes por processos simplificados, pórtico plano, grelha, pórtico espacial e elementos finitos (Figura 51).

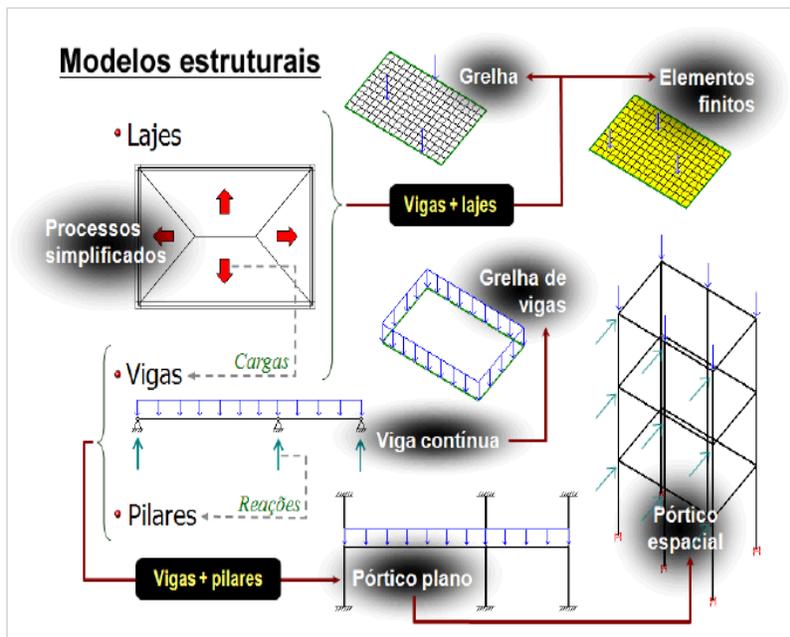


Figura 51 – Modelos estruturais disponíveis no TQS

Fonte: TQS Informática (2015).

Ligação viga-pilar no programa CAD/TQS®

Os cruzamentos entre os elementos de um edifício de concreto são regiões onde ocorrem a transferência de esforços de uma peça para outra. São trechos importantes da estrutura e que necessitam de um tratamento particular durante a modelagem estrutural.

No caso específico de edifícios de concreto simulados por pórtico espacial, é fundamental que as ligações entre as vigas e os pilares presentes na estrutura sejam adequadamente calibradas com recursos especiais. Caso contrário, os deslocamentos e os esforços solicitantes obtidos durante a análise estrutural poderão ser incompatíveis com a realidade - e, conseqüentemente, a avaliação da estrutura poderá ser realizada de forma imprecisa.

O programa CAD/TQS® considera, nos pórticos espaciais, a presença de molas nas extremidades das vigas para simular a ligação viga-pilar de maneira mais real. Como atualmente os esforços das vigas são provenientes do pórtico espacial com as características descritas acima, as plastificações nos apoios de vigas são, preferencialmente, definidas no pórtico espacial.

Trechos rígidos

Trechos rígidos são regiões na intersecção de vigas e pilares de uma estrutura de concreto armado que apresentam elevada rigidez.

A consideração desses trechos no modelo de pórtico espacial, principalmente em vigas, é muito importante para obtenção de respostas mais precisas. Os trechos rígidos definem o vão teórico das vigas e podem influenciar de forma significativa os resultados de deslocamentos e esforços em vigas.

No Pórtico-TQS®, os trechos rígidos são automaticamente incorporados ao modelo em cada interseção de viga e pilar da estrutura. A simulação dos trechos pode ser realizada de 2 formas distintas: pela criação de uma barra com rigidez elevada (barra rígida) ou por uma adaptação no cálculo das rigidezes dos elementos que possuem o trecho rígido (*offset* rígido). Ambas as técnicas são eficazes e equivalentes, porém, a segunda não exige a criação de nós adicionais, otimizando sensivelmente o tempo de processamento. Nos critérios gerais do Pórtico-TQS®, essa condição é controlada na aba "Pilares", botão "OFFRIG – *offset* rígido nas ligações viga-pilar" (TQS INFORMÁTICA, 2015).

Plastificação das ligações: engastamento parcial

A plastificação da ligação viga-pilar leva em conta a redução dos momentos negativos das vigas e, também, é considerada na

redistribuição de esforços. No Pórtico-TQS®, podem-se definir plastificações nos extremos de vigas junto às ligações com o pilar, para simular um eventual efeito não linear nessas regiões. Nos critérios gerais de grelha, pode-se definir uma plastificação geral, válida para todas as ligações viga-pilar presente, no edifício.

Esta consideração é feita através do recurso “ENG VIG – Fator de Engastamento Parcial de Vigas”. Esse critério determina um fator geral de engastamento parcial que varia de 0 (articulação) a 1 (engastamento). Seu significado, apesar da denominação diferente, é o mesmo do fator α_R apresentado pela ABNT NBR 9062:2006. O padrão do programa é admitir que todas as vigas têm continuidade nos apoios ($\alpha_R = 1,0$), e o momento nos apoios será resultante do equilíbrio do pórtico. É importante lembrar que a plastificação nos extremos de vigas tem uma limitação, pois tem influência direta na diminuição da ductilidade da estrutura.

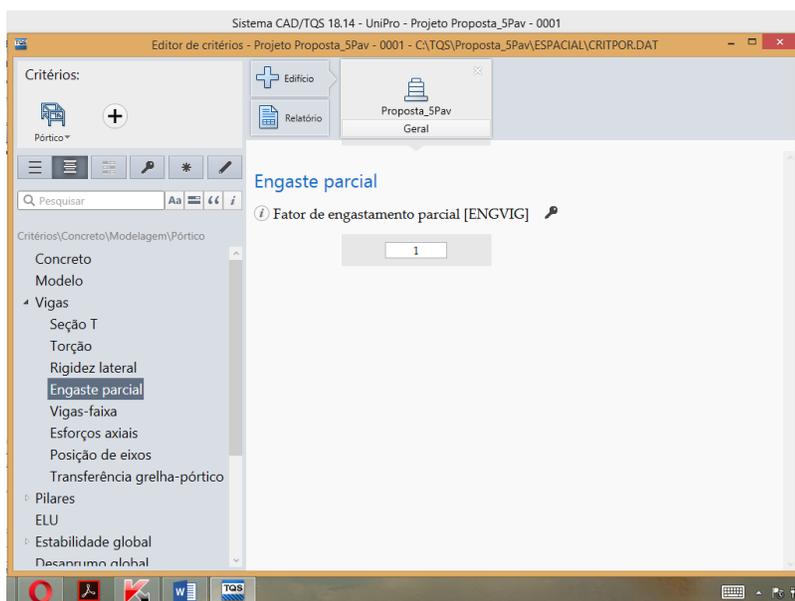


Figura 52 – Fator de engastamento parcial (ENG VIG) nos critérios do pórtico

Fonte: Elaborada pela autora.

Introdução às simulações numéricas

Dados de entrada

São realizadas simulações em 2 edifícios, conforme plantas de fôrmas apresentadas nas figuras 3 e 4 deste trabalho. Para cada edifício, os números de pavimentos utilizados serão 5, 10, 15 e 19, e, para cada pavimento, será analisada a influência do fator α_R das ligações viga-pilar para os valores 1, 0,875, 0,75 e 0,625.

Para compreender mais detalhadamente o porquê da escolha dos valores para as simulações numéricas, consultar a [Introdução](#). Visando facilitar o entendimento dos resultados, na Tabela 12 apresenta-se a identificação detalhada das simulações realizadas.

TABELA 12
Resumo das simulações realizadas para a Edificação 1 e Edificação 2

Identificação do Edifício	Número de pavimentos	α_R	Identificação do Edifício	Número de pavimentos	α_R
Edifício 1.1a	5	1	Edifício 2.1a	5	1
Edifício 1.1b		0,875	Edifício 2.1b		0,875
Edifício 1.1c		0,75	Edifício 2.1c		0,75
Edifício 1.1d		0,625	Edifício 2.1d		0,625
Edifício 1.2a	10	1	Edifício 2.2a	10	1
Edifício 1.2b		0,875	Edifício 2.2b		0,875
Edifício 1.2c		0,75	Edifício 2.2c		0,75
Edifício 1.2d		0,625	Edifício 2.2d		0,625
Edifício 1.3a	15	1	Edifício 2.3a	15	1
Edifício 1.3b		0,875	Edifício 2.3b		0,875
Edifício 1.3c		0,75	Edifício 2.3c		0,75
Edifício 1.4d		0,625	Edifício 2.3d		0,625
Edifício 1.4a	19	1	Edifício 2.4a	19	1
Edifício 1.4b		0,875	Edifício 2.4b		0,875
Edifício 1.4c		0,75	Edifício 2.4c		0,75
Edifício 1.4d		0,625	Edifício 2.4d		0,625

Fonte: Elaborada pela autora.

As edificações foram calculadas considerando resistência à compressão do concreto igual a 25 MPa e classe de agressividade ambiental II.

O carregamento permanente utilizado para as lajes do pavimento tipo foi o peso próprio acrescido de $1,0 \text{ kN/m}^2$, valor este que considera a existência de contrapiso e revestimento. Já o carregamento permanente das lajes da cobertura foi adotado igual a $1,0 \text{ kN/m}^2$ para considerar a existência de um telhado com telhas de fibrocimento. Conforme ABNT NBR 6120:1980, o carregamento acidental utilizado para as lajes do pavimento tipo foi igual a $2,0 \text{ kN/m}^2$, referente à utilização para escritórios, e, para as lajes da cobertura, igual a $0,5 \text{ kN/m}^2$.

O carregamento utilizado para as vigas do pavimento tipo e da fundação foi o peso próprio acrescido da carga de parede, com altura igual a 2,50 m, composta por tijolos cerâmicos com espessura igual a 15 cm. Para as vigas da cobertura, foi considerada uma platabanda de altura igual a 0,5 m, composta por alvenaria de tijolos cerâmicos com espessura igual a 15 cm. Esta alvenaria foi considerada em todas as vigas da cobertura por questões de simetria de carregamento, apesar de o mais usual ser a existência de platibandas nas vigas das extremidades. No caso das vigas do pavimento tipo e da cobertura, ainda existirá uma parcela de carregamento advinda das reações das lajes maciças.

Em relação aos carregamentos de vento, a velocidade básica do vento foi considerada igual a 34 m/s para a região de Uberlândia, conforme ABNT NBR 6123:1988. O fator topográfico S_1 foi igual a 1,00 considerando terrenos planos ou fracamente acidentados. Para cálculo do fator S_2 foram considerados terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos, e pouco espaçados (categoria V), e, em relação as dimensões das edificações, para aquelas com 5 pavimentos, obteve-se a Classe A; para as edificações de 10 e 15 pavimentos, obteve-se a Classe B; e já para as edificações com 19 pavimentos, ob-

teve-se a Classe C. O fator estatístico S_3 foi igual a 1,00 considerando edificações para hotéis e residências, comércio e indústria, com alto fator de ocupação.

Discriminação da coleta dos resultados das simulações

Para cada simulação realizada nos edifícios, foram observadas variações nos valores dos parâmetros: deslocamento horizontal no topo da estrutura, coeficiente γ_z , momento negativo nas vigas, momento positivo nas vigas, deformação nas vigas e armaduras dos pilares. Para melhor entendimento dos resultados, a seguir faz-se uma explanação dos pontos escolhidos para análise dos parâmetros mencionados, primeiramente para a Edificação 1 e, em seguida, para a Edificação 2. Vale ressaltar que os valores analisados foram resultantes da combinação mais crítica ocorrida, ou seja, a combinação que gerou os dimensionamentos dos elementos estruturais analisados.

Para a Edificação 1, a direção crítica da estabilidade global foi para atuação do vento a 90° , como ilustrado na Figura 53. O deslocamento horizontal analisado foi no topo da estrutura para esta direção crítica do vento, assim como os valores de coeficiente γ_z .

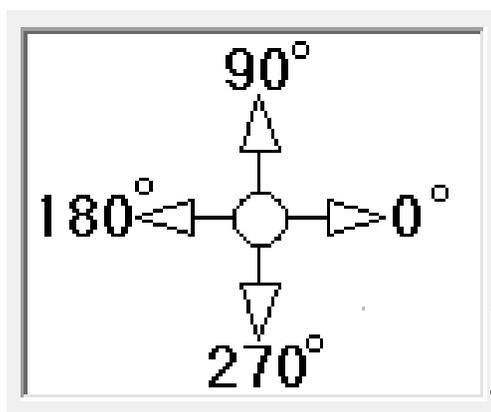


Figura 53 – Direções de atuação do vento

Fonte: Elaborada pela autora.

Foram escolhidas 2 vigas para análise dos resultados, uma em cada direção do edifício. As vigas escolhidas foram V2, que se localiza na direção paralela à maior dimensão da edificação, e V5, que se localiza na direção paralela à menor dimensão. A viga V2 possui 3 vãos; o momento negativo, analisado no pilar P5; o momento positivo escolhido situa-se no primeiro vão (entre os pilares P5 e P6); e o deslocamento analisado também se encontra no primeiro vão. A viga V5 possui 2 vãos; o momento negativo analisado no pilar P10; o momento positivo escolhido situa-se no primeiro vão (entre os pilares P10 e P6); e o deslocamento analisado também se situa no primeiro vão. Para melhor visualização do posicionamento dos elementos estruturais, consultar figuras 3 e 4 deste trabalho.

Os pilares escolhidos para analisar os resultados foram o pilar de canto P1, o pilar de extremidade P2, e o pilar intermediário P6. Os valores de armadura longitudinais foram coletados na base do primeiro lance dos pilares.

Para a Edificação 2, por se tratar de uma planta com simetria nas 2 direções, os resultados da estabilidade global serão os mesmos para ambas. Devido à simetria, a viga escolhida para análise dos resultados foi somente a viga V2. Os demais pontos escolhidos são os mesmos para o Edifício 1.

5

Simulações dos edifícios

Edifício 1: seção transversal dos pilares constante

Nos gráficos que se seguem apresenta-se a influência do fator α_R , que representa a restrição à rotação das ligações viga-pilar nos diversos parâmetros analisados nas simulações numéricas do Edifício 1. Os deslocamentos das vigas não sofreram alteração com a variação do fator α_R das ligações, portanto, não foram apresentados nos resultados.

Na Figura 54, apresenta-se a influência do fator α_R no deslocamento horizontal no topo da estrutura e, na Figura 55, a influência no coeficiente γ_z . Observa-se que, quanto maior o número de pavimentos, mais evidente é esta influência. Isto ocorre pois, com a redução do fator α_R , as ligações se tornam menos rígidas à flexão, permitindo uma maior rotação nos nós e provocando um aumento na deslocabilidade da estrutura e do coeficiente γ_z .

Para os edifícios com 19 e 15 pavimentos, a situação foi sempre de nós móveis, e, com a redução do fator α_R , houve um aumento no valor dos deslocamentos igual a 77% em ambas as edificações. A redução no fator α_R provocou uma variação no coeficiente γ_z de 1,17 para 1,34 na edificação com 19 pavimentos, e de 1,12 para 1,23 na edificação com 15 pavimentos. Para o edifício com 10 pavimentos, apesar da menor influência da redução do fator α_R na estabilidade global da estrutura, a redução da capacidade de restrição das ligações provocou uma alteração da estrutura de nós fixos para estrutura de nós móveis.

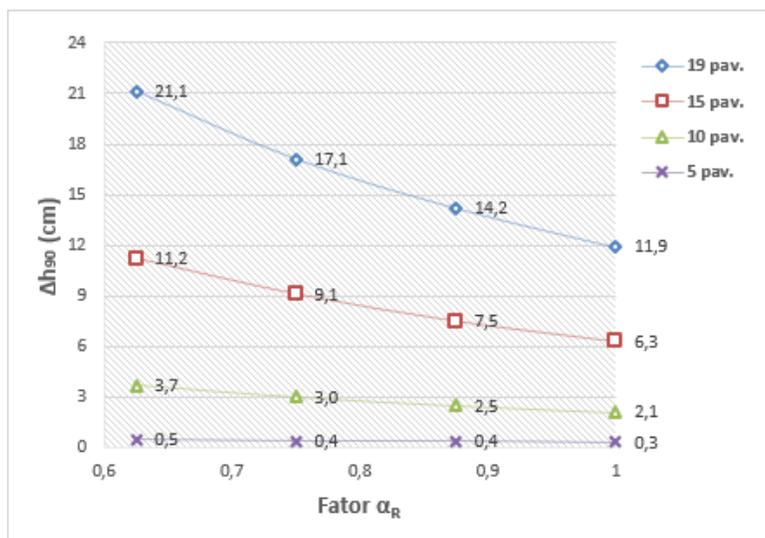


Figura 54 – Edifício 1: deslocamento horizontal no topo da estrutura versus fator α_R

Fonte: Elaborada pela autora.

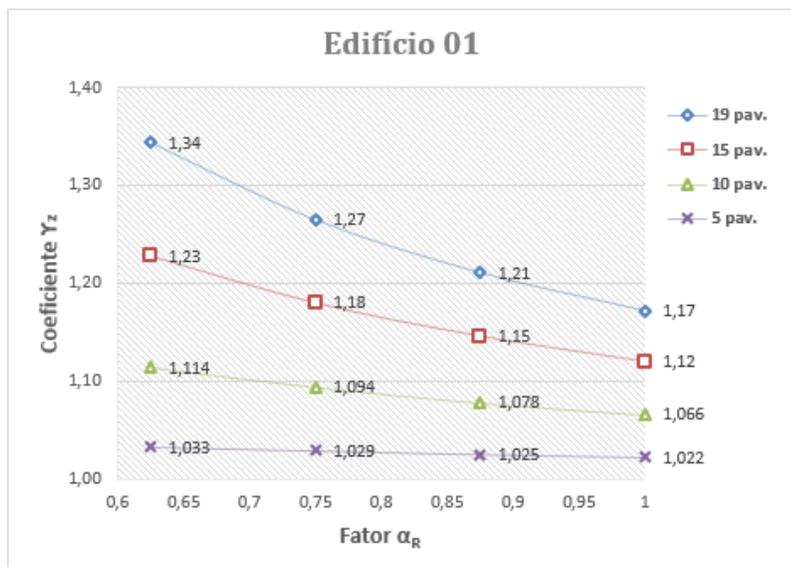


Figura 55 – Edifício 1: coeficiente γ_z versus fator α_R

Fonte: Elaborada pela autora.

Para o edifício de 5 pavimentos, independentemente da variação do fator α_R , a estrutura foi de nós fixos. A existência de pequenos valores de deslocamentos horizontais provoca, conseqüentemente, pequenos momentos de segunda ordem, independente do fator α_R das ligações viga-pilar. Entretanto, vale ressaltar que a escolha de uma seção transversal fixa de pilares para todas as edificações provocou uma rigidez exagerada para a edificação com apenas 5 pavimentos, sendo necessário verificar, para outras seções de pilares, se a influência da rigidez das ligações realmente não é significativa para edificações baixas.

Na Figura 56, ilustra-se a influência nos momentos negativos da viga V2 e, na Figura 57, a influência nos momentos positivos. Conforme esperado, com a redução do fator α_R ocorreu uma redução no momento negativo das vigas, e um conseqüente aumento no momento positivo. Os momentos negativos da viga V2 reduziram 35% na estrutura com 5 pavimentos, 29% na estrutura com 10 pavimentos, 20% na estrutura com 15 pavimentos, e 13% na estrutura com 19 pavimentos.

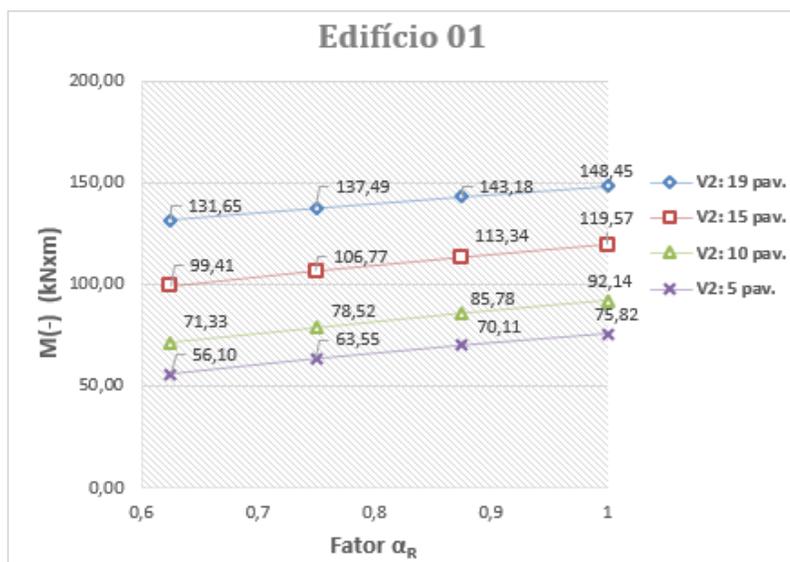


Figura 56 – Edifício 1: momento negativo da viga V2 versus fator α_R
Fonte: Elaborada pela autora.

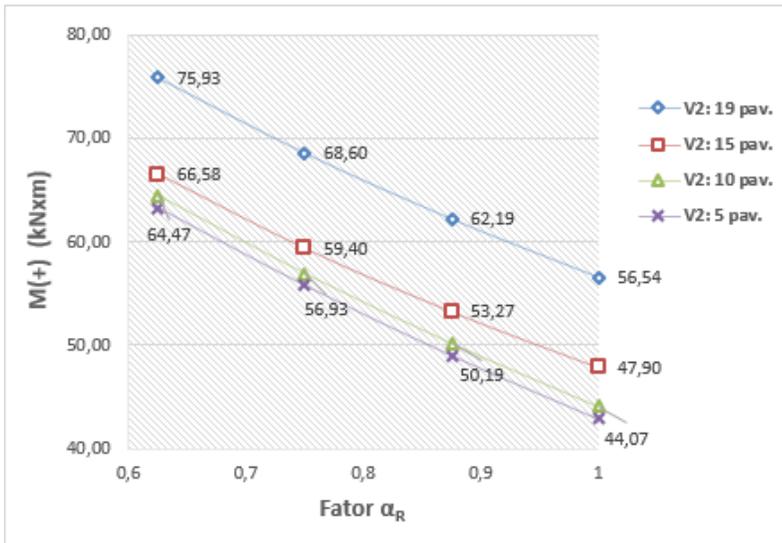


Figura 57 – Edifício 1: momento positivo da viga V2 versus fator α_R

Fonte: Elaborada pela autora.

Os momentos positivos da viga V2 aumentaram 48% na estrutura com 5 pavimentos, 46% na estrutura com 10 pavimentos, 39% na estrutura com 15 pavimentos e 34% na estrutura com 19 pavimentos. À medida que se aumenta o número de pavimentos, o aumento percentual no valor dos momentos positivos nas vigas é menor, pois os esforços oriundos dos carregamentos horizontais passam a ser preponderantes nas estruturas mais altas, enquanto, nas estruturas mais baixas, os esforços devidos aos carregamentos verticais determinam os momentos nas vigas.

Na Figura 58, ilustra-se a influência nos momentos negativos da viga V5 e, na Figura 59, nos momentos positivos. Os momentos negativos dessa viga reduziram 35% na estrutura com 5 pavimentos, 26% com 10 pavimentos, 15% com 15 pavimentos e 7% com 19 pavimentos. Os momentos positivos aumentaram 48% na estrutura com 5 pavimentos, 46% com 10 pavimentos, 26% com 15 pavimentos e 21% com 19 pavimentos. Os momentos negativos da viga V5 foram maiores se comparados aos da viga V2, pelo fato

de a primeira estar resistindo aos esforços de vento na sua direção crítica de atuação.

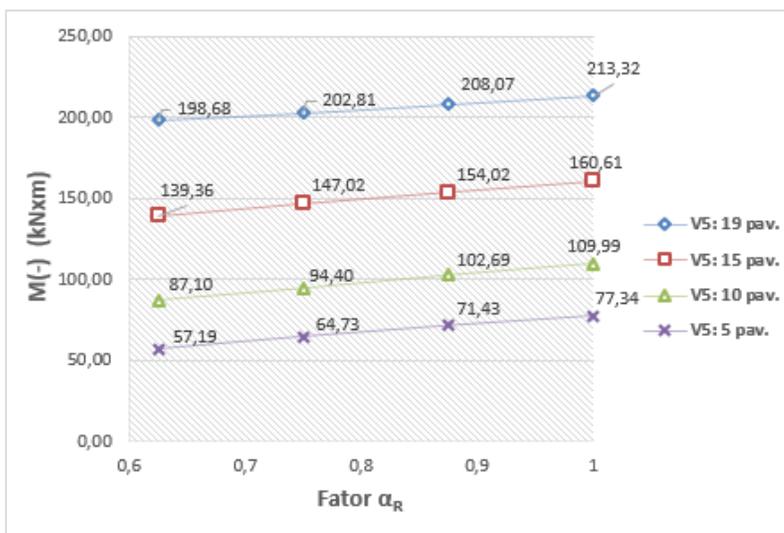


Figura 58 – Edifício 1: momento negativo da viga V5 versus fator α_R
Fonte: Elaborada pela autora.

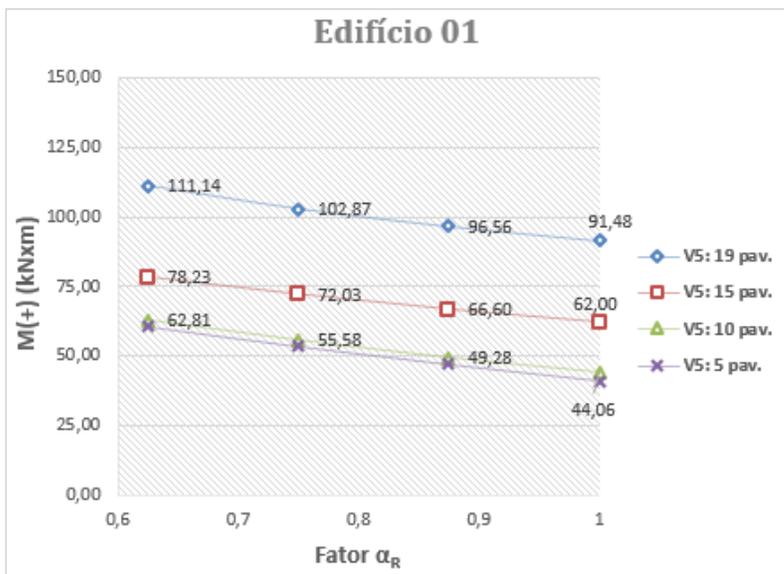


Figura 59 – Edifício 1: momento positivo da viga V5 versus fator α_R
Fonte: Elaborada pela autora.

Nas figuras 60, 61 e 62 ilustra-se a influência do fator α_R nas armaduras longitudinais dos pilares P1, P2 e P6, respectivamente. Somente para a edificação com 19 pavimentos houve influência significativa, na qual o aumento de armadura longitudinal com a redução do fator α_R foi de 56% nos pilares P1 e P2, e de 58% no pilar P6.

Para as edificações com 5, 10 e 15 pavimentos, a armadura manteve-se constante com a variação do fator α_R , pois se tratava da armadura mínima. Vale ressaltar que não foi possível diferenciar, para as edificações com menores alturas, se a influência da rigidez das ligações nas armaduras longitudinais dos pilares foi pequena, ou se a seção transversal dos pilares foi excessiva para estes casos. Para tanto, é necessário realizar outras simulações reduzindo as seções dos pilares.

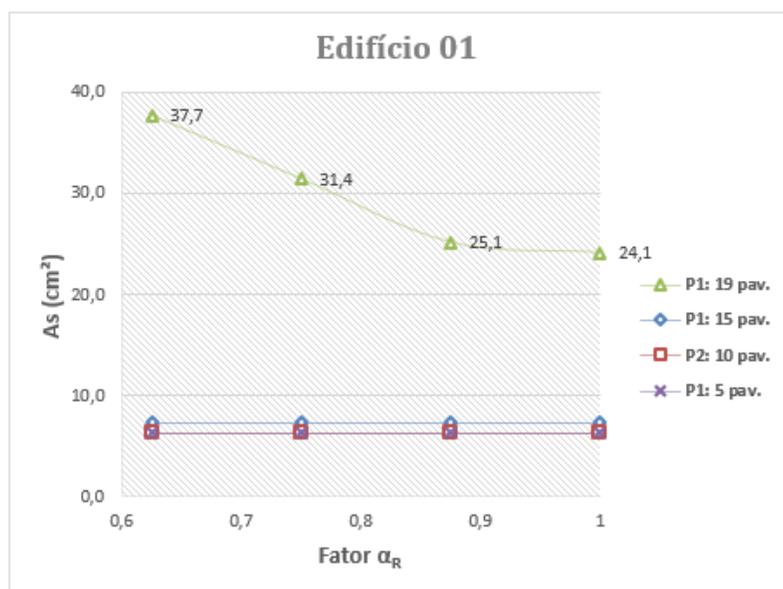


Figura 60 – Edifício 1: armadura do pilar P1 versus fator α_R

Fonte: Elaborada pela autora.

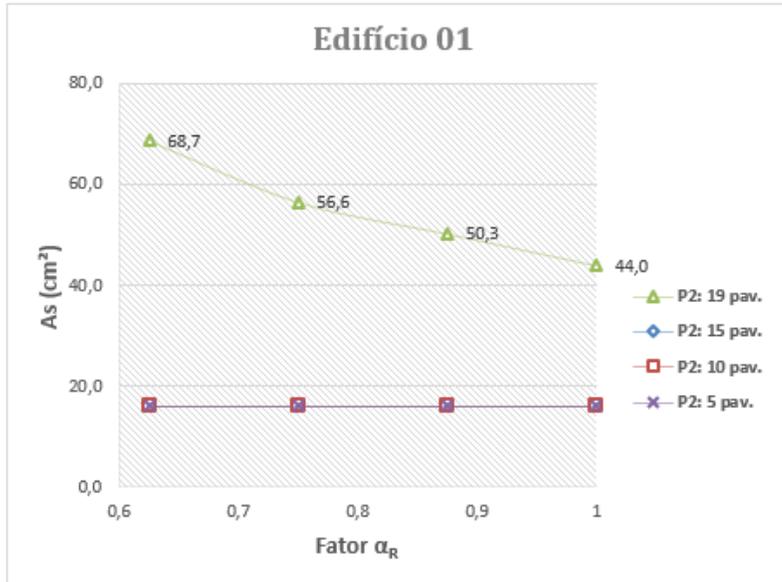


Figura 61 – Edifício 1: armadura do pilar P2 versus fator α_R

Fonte: Elaborada pela autora.

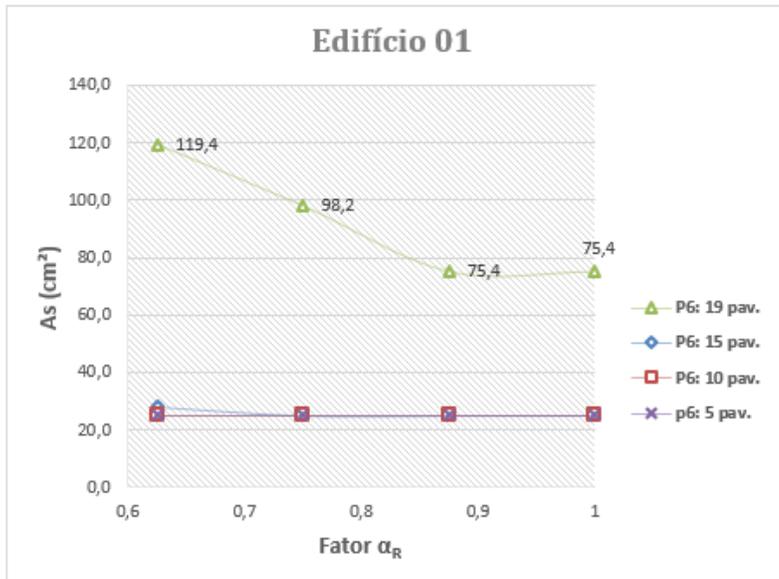


Figura 62 – Edifício 1: armadura do pilar P6 versus fator α_R

Fonte: Elaborada pela autora.

A partir dos resultados das análises, também observou-se que os aumentos percentuais nos parâmetros de estabilidade global e nos esforços são maiores quando se reduz o fator α_R de 0,75 para 0,625, em comparação aos outros valores de redução. De acordo com a classificação proposta por Ferreira *et al.* (2005), essas ligações estão classificadas, respectivamente, como semirrígidas com restrição alta e semirrígidas com restrição média. Além disso, estes resultados também justificam a exigência da ABNT NBR 6118:2014 em limitar a redução de momentos negativos em até 10% para estruturas de nós móveis, e em até 25% para estruturas de nós fixos.

A partir dos resultados, observou-se a necessidade de realizar novas simulações para verificar se a influência do fator α_R pode ser significativa nas armaduras dos pilares e nos parâmetros de estabilidade global, mesmo para edificações com menores alturas. Pelo fato de o pré-dimensionamento dos pilares ter sido feito para a situação com maiores cargas (dezenove pavimentos), e ter sido mantida constante a seção dos pilares para as edificações com menos pavimentos, houve um superdimensionamento da seção de concreto para as edificações mais baixas, o que provocou a existência de armadura mínima nos pilares destas edificações, independentemente do valor do fator α_R das ligações.

Edifício 1_2: seção transversal dos pilares variável

Tendo em vista os resultados obtidos das simulações do Edifício 1, foram feitas simulações para o mesmo edifício, porém, agora, as seções transversais dos pilares foram modificadas em função do número de pavimentos, conforme detalhado na Tabela 13. A designação para estas simulações será *Edifício 1_2*. Para determinação da seção transversal, foi realizado um pré-dimensionamento em função da carga existente nos pilares. Além disto, para que os edifícios com ligações rígidas ($\alpha_R=1$) não apresentassem elevada instabilidade, procurou, que estes possuíssem um coeficiente γ_z menor que 1,2 para se ter um parâmetro de referência para as demais análises.

As dimensões do pilar P1 serão as mesmas para todos os pilares de canto (P1, P4, P9, P12), as do pilar P2 serão as mesmas para todos os pilares de extremidade (P2, P3, P5, P8, P10, P11), e as do pilar P6, para todos os pilares intermediários (P6 e P7).

TABELA 13

Seção transversal dos pilares para simulações do Edifício 1_2

Identificação do Edifício	Número de pavimentos	P1 (cmxcm)	P2 (cmxcm)	P6 (cmxcm)
Edifício 1.1_2	05	20x20	30x30	40x40
Edifício 1.2_2	10	30x30	40x40	50x50
Edifício 1.3_2	15	40x40	50x50	70x70
Edifício 1.4_2	19	40x40	60x60	80x80

Fonte: Elaborada pela autora.

Na Figura 63, apresenta-se a influência do fator α_R no deslocamento horizontal da estrutura com a redução no fator α_R . Para a estrutura com 15 pavimentos, o aumento nos deslocamentos horizontais foi de 74%; para a estrutura com 10 pavimentos, de 59%; e, para a estrutura de 5 pavimentos, o aumento foi de 31%.

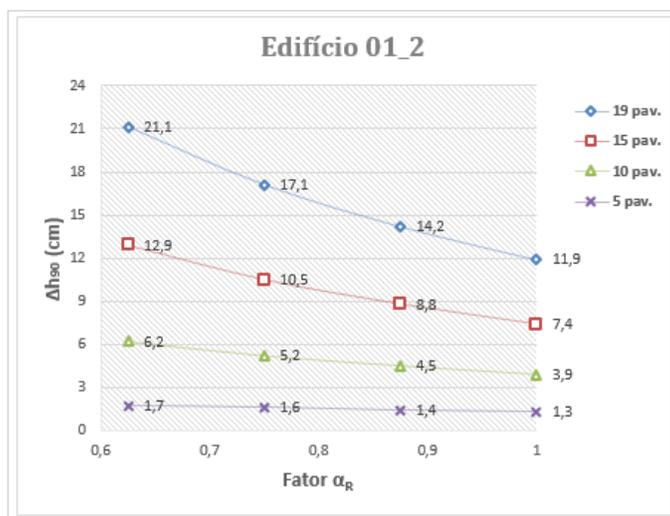


Figura 63 – Edifício 1_2: deslocamento horizontal no topo da estrutura versus fator α_R
Fonte: Elaborada pela autora.

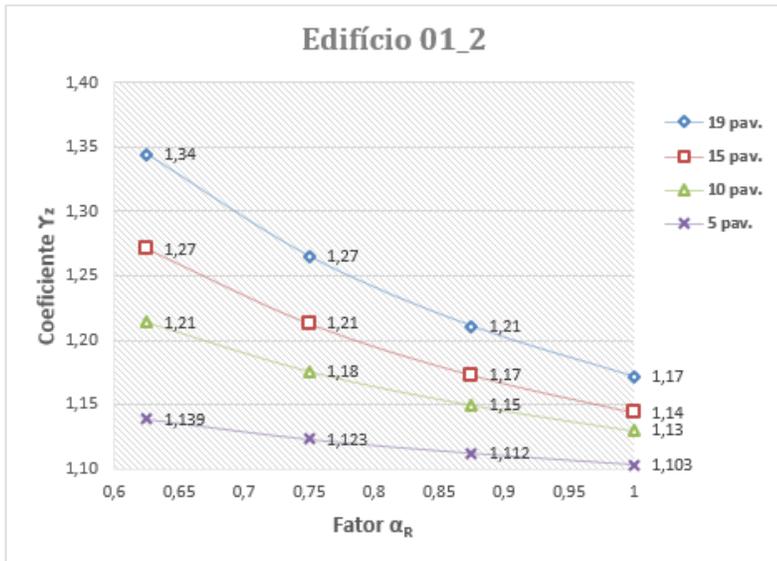


Figura 64 – Edifício 1_2: coeficiente γ_z versus fator α_R

Fonte: Elaborada pela autora.

Em relação ao coeficiente γ_z (Figura 64), nas novas simulações, todas as estruturas foram de nós móveis ($\gamma_z > 1,1$), inclusive a edificação mais baixa, com 5 pavimentos. Para a edificação com 10 pavimentos, houve um aumento do coeficiente γ_z de 1,13, para a situação de fator α_R igual a um. E para 1,21 na condição de fator α_R igual a 0,625. Para a estrutura com 15 pavimentos o aumento foi de 1,14 para 1,27.

Na Figura 65, ilustra-se a influência nos momentos negativos da viga V2 e, na Figura 66, a influência nos momentos positivos. Os momentos negativos da viga V2 reduziram 9% na estrutura com 5 pavimentos, 15% na estrutura com 10 pavimentos, 14% na estrutura com 15 pavimentos, e 11% na estrutura com 19 pavimentos.

Os momentos positivos da viga V2 aumentaram 26% na estrutura com 5 pavimentos, 33% na estrutura com 10 pavimentos, 35% na estrutura com 15 pavimentos, e, 34% na estrutura com 19 pavimentos.

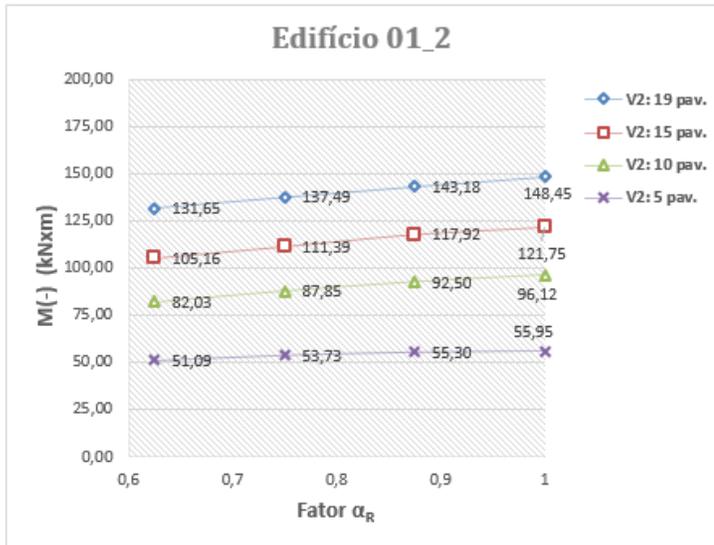


Figura 65 – Edifício 1_2: momento negativo da viga V2 versus fator α_R
Fonte: Elaborada pela autora.

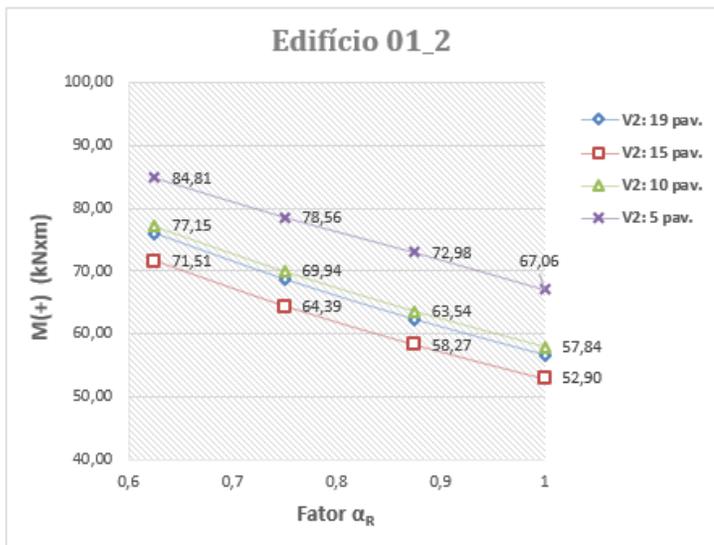


Figura 66 – Edifício 1_2: momento positivo da viga V2 versus fator α_R
Fonte: Elaborada pela autora.

Na Figura 67, ilustra-se a influência nos momentos negativos da viga V5 e, na Figura 68, nos momentos positivos. Os momentos negativos

dessa viga reduziram 6% na estrutura com 5 pavimentos, 11% na com 10 pavimentos, 9% com 15 pavimentos e 7% com 19 pavimentos. Os momentos positivos da viga V5 aumentaram 56% na estrutura com 5 pavimentos, 26% na estrutura com 10 pavimentos, 25% na estrutura com 15 pavimentos, e 21% na estrutura com 19 pavimentos.

Para os momentos positivos tanto da viga V2 como da viga V5, não ocorreu um aumento gradativo nos valores à medida que se aumentava o número de pavimentos. Isto pode estar relacionado ao fato de o programa realizar várias combinações na análise estrutural. Como foi analisado o caso mais crítico adotado para dimensionamento, é possível a ocorrência de uma combinação para determinado número de pavimentos da estrutura, e de outra combinação crítica quando se altera o número de pavimentos.

Vale ressaltar que, teoricamente, as reduções percentuais nos momentos negativos e os aumentos percentuais nos momentos positivos devem seguir valores constantes, pois esta redistribuição de esforços depende apenas do valor do fator α_R das ligações, conforme expressões apresentadas no [segundo capítulo](#).

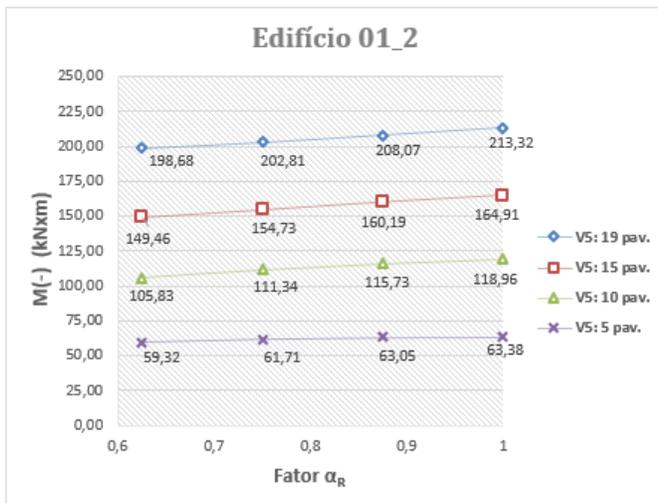


Figura 67 – Edifício 1_2: momento negativo da viga V5 versus fator α_R

Fonte: Elaborada pela autora.

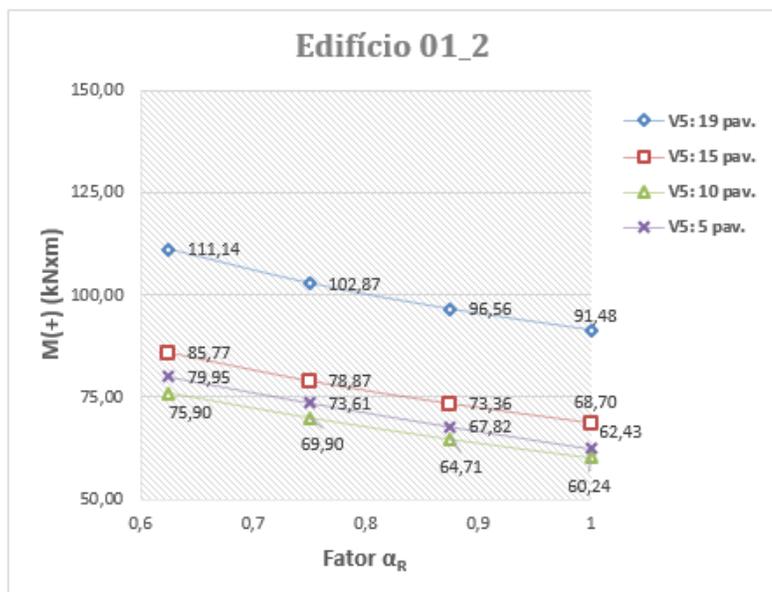


Figura 68 – Edifício 1_2: momento positivo da viga V5 versus fator α_R
Fonte: Elaborada pela autora.

A constância das reduções e dos aumentos percentuais não ocorreu na pesquisa pois os valores de momentos analisados dependiam de critérios de projetos utilizados pelo programa CAD/TQS®. Portanto, para analisar os valores de momentos nas vigas que não sofrem influência desses critérios, devem-se observar os resultados do pórtico espacial.

Nas figuras 69, 70 e 71, apresenta-se a influência do fator α_R nas armaduras dos pilares P1, P2 e P6, respectivamente. Observando os resultados, percebe-se que a influência aconteceu, agora, também para as edificações com 15 e 10 pavimentos nos pilares P1 e P2. No pilar P6, a influência ocorreu para as edificações com 19 e 15 pavimentos.

Analisando a edificação com 19 pavimentos, nos pilares P1 e P2 houve um aumento de 56% nas armaduras longitudinais com a redução do fator α_R . Já para o pilar P6, este aumento foi de 59%. Para a edificação de 15 pavimentos, o aumento de armadura no pilar P1 foi de 218%, no pilar P2, de 59%, e, no pilar P6, de 56%.

Para a edificação com 10 pavimentos, o aumento de armadura no pilar P1 foi de 200%, no pilar P2, de 56%, e no pilar P6 manteve-se constante. Para o edifício com 5 pavimentos, a armadura longitudinal dos pilares ainda permaneceu constante.

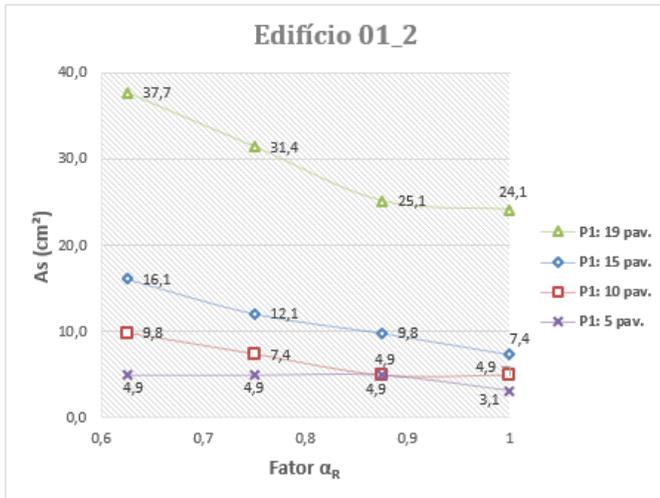


Figura 69 – Edifício 1_2: armadura do pilar P1 versus fator α_R

Fonte: Elaborada pela autora.

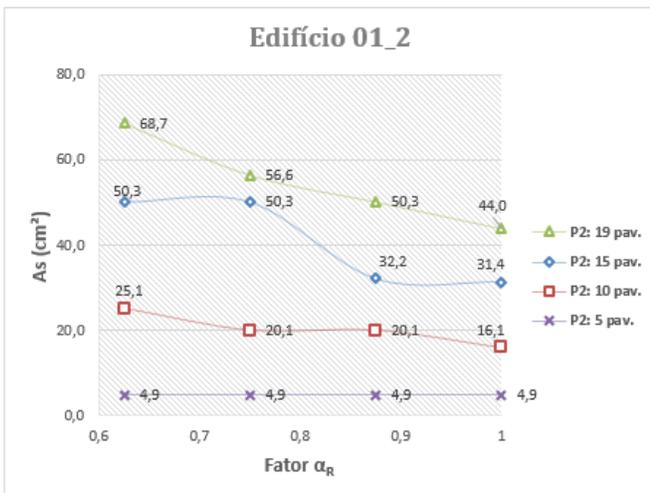


Figura 70 – Edifício 1_2: armadura do pilar P2 versus fator α_R

Fonte: Elaborada pela autora.

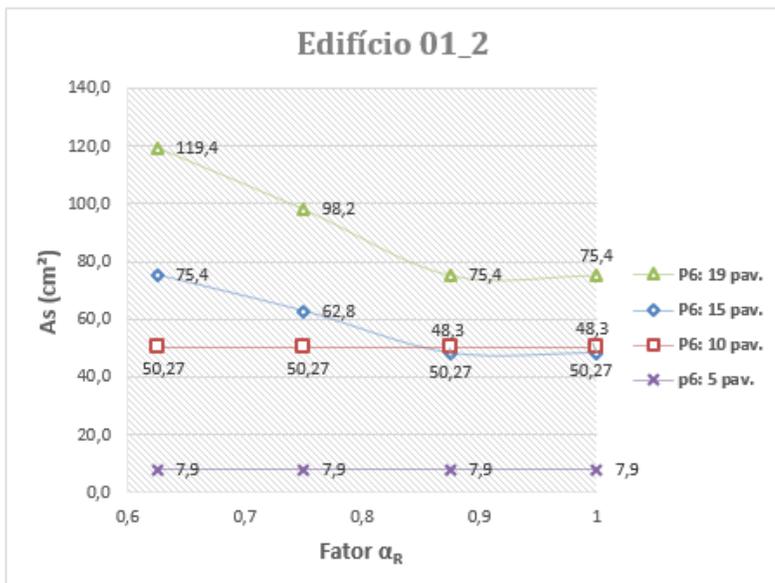


Figura 71 – Edifício 1_2: armadura do pilar P6 versus fator α_R

Fonte: Elaborada pela autora.

Edifício 2: seção transversal dos pilares constantes

Da mesma maneira feita para o Edifício 1, para o Edifício 2 também foram realizadas 2 etapas de simulações: a primeira refere-se à seção dos pilares constante para todos os números de pavimentos das edificações, e a segunda, à variação da seção dos pilares. Para este edifício, foram apresentados apenas os resultados de estabilidade global, pois a única diferença do Edifício 2 para o Edifício 1 é a existência de mais uma linha de pilares em uma direção.

Na Figura 72, apresenta-se a influência do fator α_R no deslocamento no topo da estrutura. Para a estrutura com 19 pavimentos, o aumento no deslocamento com a redução do fator α_R foi igual a 82%; para a estrutura com 15 pavimentos, foi igual a 80%; para a estrutura com 10 pavimentos, foi igual a 69%: e para a estrutura com 5 pavimentos, foi igual a 100%.

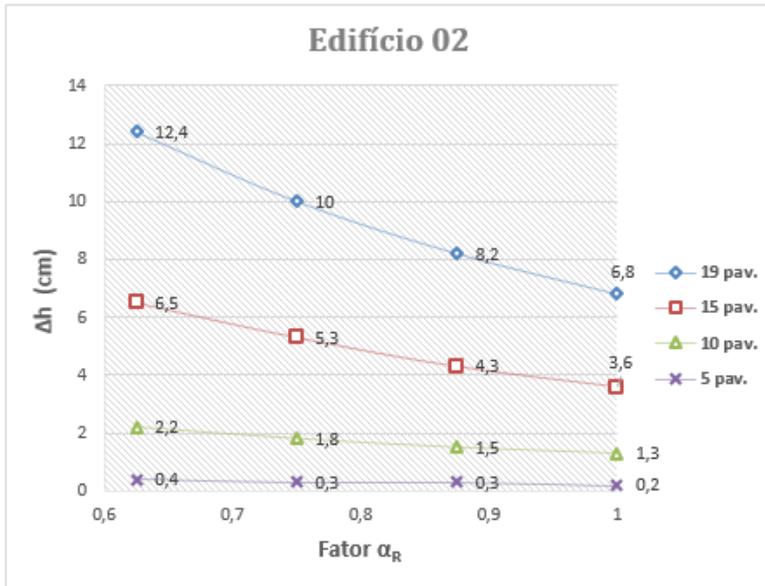


Figura 72 – Edifício 2: deslocamento horizontal no topo da estrutura *versus* fator α_R

Fonte: Elaborada pela autora.

Na Figura 73, apresenta-se a influência do fator α_R no coeficiente γ_z . Para a edificação com 19 pavimentos, o coeficiente γ_z variou de 1,16 até 1,33; para a edificação, 15 pavimentos, a variação foi de 1,11 até 1,22; para a edificação com 10 pavimentos a variação foi de 1,06 a 1,11; e, na edificação com 5 pavimentos a variação foi de 1,021 até 1,031. Observa-se a pequena influência para a edificação com 5 pavimentos, porém, conforme comentado para o Edifício 1, isto pode estar relacionado às seções transversais dos pilares terem sido mantidas constantes à medida que se aumentava o número de pavimentos da estrutura.

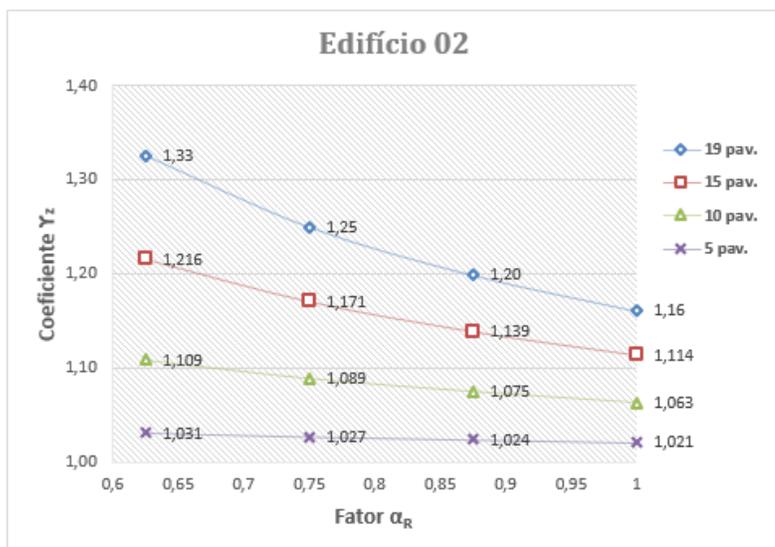


Figura 73 – Edifício 2: coeficiente γ_z versus fator α_R
Fonte: Elaborada pela autora.

Edifício 2_2: seção transversal dos pilares variável

Na próxima etapa de simulações, do Edifício 2_2, as seções transversais dos pilares foram modificadas em função do número de pavimentos, conforme detalhado na Tabela 14. Para determinação da seção transversal, foi realizado um pré-dimensionamento em função da carga existente nos pilares, e, também, buscou-se obter, para as edificações com ligações rígidas ($\alpha_R = 1$), um valor de coeficiente γ_z no máximo igual a 1,2, buscando-se um valor de referência para realizar a redução da rigidez das ligações. As dimensões do pilar P1 serão as mesmas para todos os pilares de canto (P1, P4, P13, P16), as dimensões do pilar P2 serão as mesmas para todos os pilares de extremidade (P2, P3, P5, P8, P9, P12, P14, P15) e, do pilar P6, para todos os pilares intermediários (P6, P7, P10, P11).

TABELA 14

Seção transversal dos pilares para simulações do Edifício 2_2

Identificação do Edifício	Número de pavimentos	P1 (cmxcm)	P2 (cmxcm)	P6 (cmxcm)
Edifício 2.1	05	20x20	30x30	40x40
Edifício 2.2	10	30x30	40x40	50x50
Edifício 2.3	15	40x40	50x50	70x70
Edifício 2.4	19	40x40	60x60	80x80

Fonte: Elaborada pela autora.

Nos gráficos a seguir, apresenta-se a influência fator α_R na estabilidade global para o Edifício 2_2. Na Figura 74, apresenta-se a influência do fator α_R no deslocamento no topo da estrutura. Para a estrutura com 19 pavimentos, o aumento no deslocamento com a redução do fator α_R foi igual a 82%; para a estrutura com 15 pavimentos, foi igual a 74%; para a estrutura com 10 pavimentos, foi igual a 58%; para a estrutura com 5 pavimentos, foi igual a 25%.

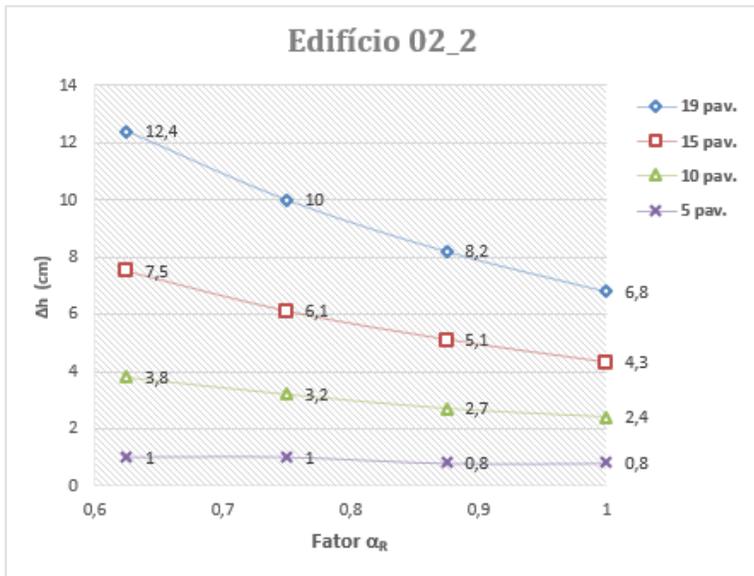


Figura 74 – Edifício 2_2: deslocamento horizontal no topo da estrutura versus fator α_R

Fonte: Elaborada pela autora.

Na Figura 75, apresenta-se a influência do fator α_R no coeficiente γ_z . Para a edificação com 19 pavimentos, a influência foi maior, e o coeficiente γ_z variou de 1,16 até 1,33; para a edificação 15 pavimentos, a variação foi de 1,14 até 1,26; para a edificação com 10 pavimentos, a variação foi de 1,12 a 1,21; e, na edificação com 5 pavimentos, a variação foi de 1,094 até 1,128.

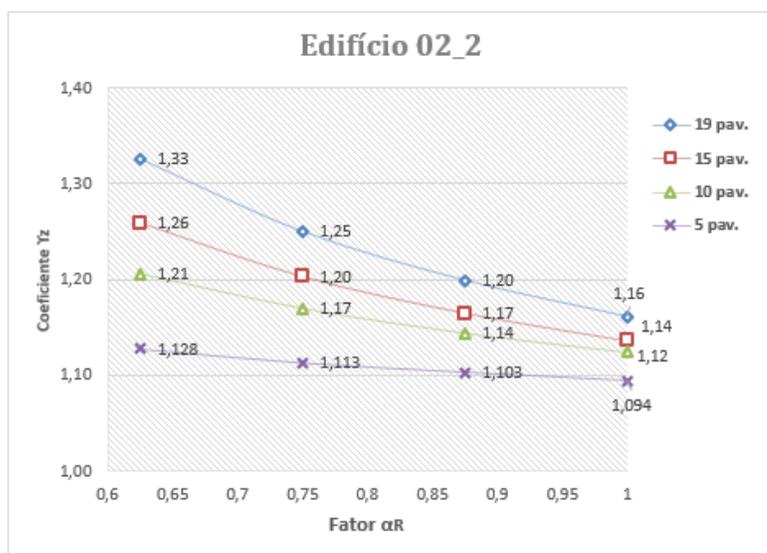


Figura 75 – Edifício 2_2: coeficiente γ_z versus fator α_R

Fonte: Elaborada pela autora.

Comentários sobre as simulações dos edifícios

A variação de seção dos pilares na medida em que se aumentou o número de pavimentos das edificações provocou diferentes resultados em comparação com as edificações com seções constantes. Os valores dos parâmetros analisados foram mais críticos para o Edifício 1_2 e para o Edifício 2_2, pois a existência de rigidezes menores para os pilares tornou mais evidente a influência da redução do fator α_R nos parâmetros de estabilidade global e na redistribuição de esforços da estrutura.

Observa-se por meio da análise dos resultados que, dependendo da seção transversal dos pilares, pode existir uma interpretação equivocada da influência do fator α_r das ligações na estabilidade global da estrutura e nas armaduras longitudinais dos pilares, e que esta influência existe mesmo em edificações baixas, nos casos específicos analisados neste trabalho. Além disso, a análise com variação de seção transversal dos pilares se aproxima da realidade dos projetos de estruturas.

Verificação da influência da deformabilidade das ligações no comportamento estrutural

Nesta parte do trabalho, verificou-se a importância da consideração da deformabilidade das ligações viga-pilar na análise estrutural. Para isto, calculou-se uma edificação considerando as ligações viga-pilar rígidas ($\alpha_r=1,0$), e, em seguida, determinaram-se os valores de restrição à rotação que de fato existem em cada ligação e realizaram-se novas simulações. Ao final, compararam-se os resultados da situação de ligações rígidas com a situação considerando a real deformabilidade das ligações viga-pilar. Buscando uma comparação entre os modelos analíticos utilizados neste trabalho, realizou-se esta verificação para o modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003), e, também, para o modelo de Alva e El Debs (2013).

Apesar de os modelos analíticos terem sido elaborados para ligações viga-pilar de extremidade nas quais existe continuidade do pilar, ou seja, não se aplica a ligações no pavimento cobertura, neste trabalho eles foram utilizados para todas as ligações viga-pilar.

Foram realizadas simulações numéricas para a Edificação 1 com 19 e 5 pavimentos, buscando identificar diferenças da influência da deformabilidade das ligações para edificações altas e baixas com plantas simétricas.

O procedimento utilizado para considerar esta deformabilidade das ligações é descrito a seguir. Primeiramente, realizou-se a simulação numérica da edificação com ligações rígidas ($\alpha_R=1,0$). Em seguida, com a configuração de armaduras resultantes desta análise estrutural, determinou-se o valor de α_R para cada ligação, apresentados nos resultados com a designação: *Iteração 0*. Realizando uma nova simulação para considerar a restrição à rotação dos nós na análise estrutural, ocorrerá uma redistribuição de esforços na estrutura, podendo haver mudanças nas armaduras das ligações viga-pilar e conduzindo a diferentes valores de α_R para as ligações. Portanto, este é um processo iterativo, que será repetido até que a diferença percentual entre os valores de α_R da iteração atual em relação à iteração anterior seja inferior a 10%, conforme esquematizado na Figura 76.

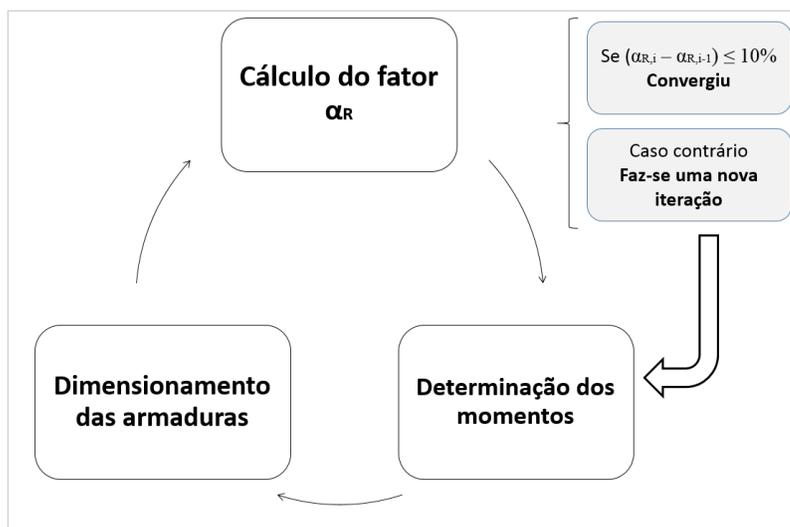


Figura 76 – Processo iterativo para determinação do fator α_R das ligações

Fonte: Elaborada pela autora.

O valor de α_R será diferente para cada nó, pois depende da configuração de armadura existente nas ligações viga-pilar. Para considerar a deformabilidade de cada nó individualmente, deve-se utilizar o

comando "Inserir/Remover articulação de um trecho", conforme ilustrado na Figura 77, diretamente no modelador estrutural.

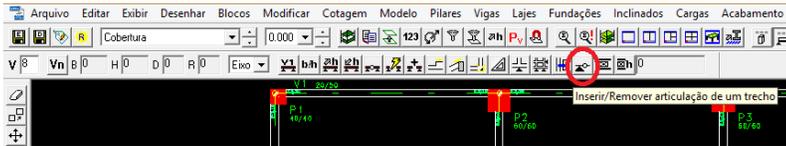


Figura 77 – Comando de restrição à rotação no modelador estrutural do CAD/TQS®

Fonte: Elaborada pela autora.

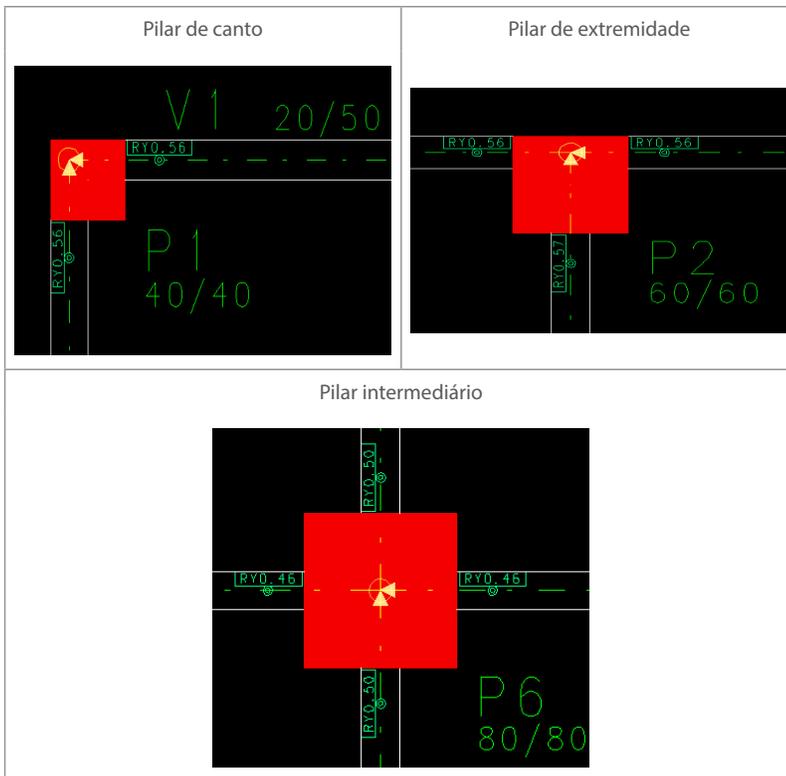


Figura 78 – Inserção da restrição à rotação no modelador estrutural do CAD/TQS®

Fonte: Elaborada pela autora.

Sendo:

R_y : restrição à rotação, que possui o mesmo significado do fator α_R

O comando em questão permite inserir uma restrição à rotação diferente para cada nó. Porém, o programa não considera o nó um ponto único. A restrição à rotação da ligação viga-pilar é inserida separadamente na ligação do pilar com cada viga. Na Figura 78, ilustra-se a inserção da restrição à rotação para um pilar de canto, que está associado a 2 valores de restrição à rotação; para um pilar de extremidade, o qual está associado a 3 valores de restrição à rotação; e para um pilar intermediário, que está associado a 4 valores de restrição à rotação.

Modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003)

Inicialmente apresentam-se os resultados obtidos pelo modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003). A primeira análise estrutural foi realizada conforme condições padrão do programa CAD/TQS®, ou seja, com fator α_R igual a um em todas as ligações, como ilustrado na Figura 79. Esta figura representa esquematicamente a posição dos elementos estruturais, vigas e pilares, na edificação, apresentando os valores de fator α_R referentes a cada ligação viga-pilar. Este esquema de apresentação dos valores de α_R das ligações foi utilizado para apresentar os resultados dos processos iterativos.

Fator α_R

P1	1,00	V1	1,00	P2	1,00	V1	1,00	P3	1,00	V1	1,00	P4
1,00				1,00				1,00				1,00
V4				V5				V6				V7
1,00				1,00				1,00				1,00
P5	1,00	V2	1,00	P6	1,00	V2	1,00	P7	1,00	V2	1,00	P8
1,00				1,00				1,00				1,00
V4				V5				V6				V7
1,00				1,00				1,00				1,00
P9	1,00	V3	1,00	P10	1,00	V3	1,00	P11	1,00	V3	1,00	P12

Figura 79 – Fator α_R das ligações da análise estrutural inicial

Fonte: Elaborada pela autora.

Na Figura 80, apresenta-se os valores de armadura negativa das ligações na iteração 0, oriundos da análise estrutural com ligações rígidas ($\alpha_R=1,0$) do pavimento cobertura, e os valores de fator α_R determinados para estas armaduras. A iteração 0 significa a configurações de armaduras obtidas da situação de ligações rígidas,

as quais foram adotadas para calcular os valores de restrição à rotação iniciais para começar o processo iterativo.

Pavimento Cobertura, Iteração 0 - $A_{s,neg}$ (cm ²)												
P1	2,36	V1	2,36	P2	2,36	V1	2,36	P3	2,36	V1	2,36	P4
2,36				4,02				4,02				2,36
V4				V5				V6				V7
2,45				6,03				6,03				2,45
P5	3,68	V2	4,91	P6	4,91	V2	4,91	P7	4,91	V2	3,68	P8
2,45				6,03				6,03				2,45
V4				V5				V6				V7
2,36				4,02				4,02				2,36
P9	2,36	V3	2,36	P10	2,36	V3	2,36	P11	2,36	V3	2,36	P12

Modelo Ferreira, El Debs e Elliot (2003) - 19 pavimentos

Pavimento Cobertura, Iteração 0 - Fator α_n												
P1	0,46	V1	0,41	P2	0,41	V1	0,41	P3	0,41	V1	0,46	P4
0,46				0,51				0,51				0,46
V4				V5				V6				V7
0,42				0,63				0,63				0,42
P5	0,50	V2	0,59	P6	0,59	V2	0,59	P7	0,59	V2	0,50	P8
0,42				0,63				0,63				0,42
V4				V5				V6				V7
0,46				0,51				0,51				0,46
P9	0,46	V3	0,41	P10	0,41	V3	0,41	P11	0,41	V3	0,46	P12

Modelo Ferreira, El Debs e Elliot (2003) - 19 pavimentos

Pavimento Cobertura, Iteração 2 - $A_{s,neg}$ (cm ²)												
P1	2,36	V1	2,36	P2	2,36	V1	2,36	P3	2,36	V1	2,36	P4
2,36				3,14				3,14				2,36
V4				V5				V6				V7
2,36				3,68				3,68				2,36
P5	2,36	V2	3,68	P6	3,68	V2	3,68	P7	0,54	V2	2,36	P8
2,36				3,68				3,68				2,36
V4				V5				V6				V7
2,36				3,14				3,14				2,36
P9	2,36	V3	2,36	P10	2,36	V3	2,36	P11	2,36	V3	2,36	P12

Modelo Ferreira, El Debs e Elliot (2003) - 19 pavimentos

Pavimento Cobertura, Iteração 2 - Fator α_n												
P1	0,46	V1	0,41	P2	0,41	V1	0,41	P3	0,41	V1	0,46	P4
0,46				0,47				0,47				0,46
V4				V5				V6				V7
0,41				0,54				0,54				0,41
P5	0,41	V2	0,54	P6	0,54	V2	0,54	P7	0,54	V2	0,41	P8
0,41				0,54				0,54				0,41
V4				V5				V6				V7
0,46				0,47				0,47				0,46
P9	0,46	V3	0,41	P10	0,41	V3	0,41	P11	0,41	V3	0,46	P12

Modelo Ferreira, El Debs e Elliot (2003) - 19 pavimentos

Figura 80 – Modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003) para 19 pavimentos: pavimento cobertura

Fonte: Elaborada pela autora.

Pavimento Tipo, Iteração 0 - $A_{s,neg}$ (cm²)

P1	6,03	V1	8,04	P2	8,04	V1	8,04	P3	8,04	V1	6,03	P4
9,42				19,63				19,63				9,42
V4				V5				V6				V7
12,57				19,63				19,63				12,57
P5	12,57	V2	14,73	P6	14,73	V2	14,73	P7	14,73	V2	12,57	P8
12,57				19,63				19,63				12,57
V4				V5				V6				V7
9,42				19,63				19,63				9,42
P9	6,03	V3	8,04	P10	8,04	V3	8,04	P11	8,04	V3	6,03	P12

Modelo Ferreira, El Debs e Elliot (2003) - 19 pavimentos

Pavimento Tipo, Iteração 0 - Fator α

P1	0,64	V1	0,69	P2	0,69	V1	0,69	P3	0,69	V1	0,64	P4
0,72				0,81				0,81				0,72
V4				V5				V6				V7
0,74				0,81				0,81				0,74
P5	0,74	V2	0,74	P6	0,74	V2	0,74	P7	0,74	V2	0,74	P8
0,74				0,81				0,81				0,74
V4				V5				V6				V7
0,72				0,81				0,81				0,72
P9	0,64	V3	0,69	P10	0,69	V3	0,69	P11	0,69	V3	0,64	P12

Modelo Ferreira, El Debs e Elliot (2003) - 19 pavimentos

Pavimento Tipo, Iteração 2 - $A_{s,neg}$ (cm²)

P1	6,03	V1	8,04	P2	8,04	V1	8,04	P3	8,04	V1	6,03	P4
19,63				19,63				19,63				9,42
V4				V5				V6				V7
9,42				19,63				19,63				9,42
P5	12,57	V2	12,57	P6	12,57	V2	12,57	P7	12,57	V2	12,57	P8
9,42				19,63				19,63				9,42
V4				V5				V6				V7
9,42				19,63				19,63				9,42
P9	6,03	V3	8,04	P10	8,04	V3	8,04	P11	8,04	V3	6,03	P12

Modelo Ferreira, El Debs e Elliot (2003) - 19 pavimentos

Pavimento Tipo, Iteração 2 - Fator α

P1	0,64	V1	0,69	P2	0,69	V1	0,69	P3	0,69	V1	0,64	P4
0,75				0,81				0,81				0,72
V4				V5				V6				V7
0,72				0,81				0,81				0,72
P5	0,74	V2	0,71	P6	0,71	V2	0,71	P7	0,71	V2	0,74	P8
0,72				0,81				0,81				0,72
V4				V5				V6				V7
0,72				0,81				0,81				0,72
P9	0,64	V3	0,69	P10	0,69	V3	0,69	P11	0,69	V3	0,64	P12

Modelo Ferreira, El Debs e Elliot (2003) - 19 pavimentos

Figura 81 – Modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003) para 19 pavimentos: pavimento tipo
Fonte: Elaborada pela autora.

Para o pavimento cobertura, o processo apresentou convergência apenas na segunda iteração. Os resultados também estão apresentados na Figura 80. Para este pavimento, observa-se que os

valores de restrição à rotação final das ligações se diferenciaram muito da condição inicial com α_r igual a 1,0.

Na Figura 81, apresentam-se os resultados para o pavimento tipo. Na segunda iteração, o processo já convergiu, obtendo-se os valores também mostrados na Figura 81. Observa-se que os valores de restrição à rotação que de fato existiram nas ligações também foram bem diferentes do valor da condição inicial de ligações rígidas.

Em seguida, apresentam-se os valores dos fatores α_r para a edificação com 5 pavimentos. Na Figura 82, apresenta-se os valores do fator 2_r do pavimento cobertura, que convergiu na segunda iteração, cujos resultados constam na mesma figura. Na Figura 83, ilustram-se os resultados do pavimento tipo, que também convergiu na segunda iteração.

Na edificação com 19 pavimentos, nas ligações do pavimento cobertura, obtiveram-se valores do fator α_r que variaram de 0,41 a 0,50, o que, de acordo com a classificação de Ferreira *et al.* (2005), representa ligações semirrígidas com restrição média. Nas ligações do pavimento tipo, obtiveram-se valores de fator α_r que variaram de 0,64 a 0,80, representando ligações semirrígidas com restrição média e alta.

Na edificação com 5 pavimentos, nas ligações do pavimento cobertura, obtiveram-se valores do fator α_r que variaram de 0,49 a 0,52, o que, de acordo com a classificação de Ferreira *et al.* (2005), representa ligações semirrígidas com restrição média. Para as ligações do pavimento tipo, obtiveram-se valores do fator α_r que variaram de 0,49 a 0,72, representando ligações semirrígidas com restrição média e alta.

Em seguida, apresenta-se uma comparação dos resultados obtidos pelo modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003), entre a

estrutura com ligações rígidas e a estrutura com ligações deformáveis, para a edificação com 19 pavimentos, e, também, para a edificação com 5 pavimentos.

Pavimento Cobertura, Iteração 0 - $A_{s,neg}$ (cm²)

P1	2,36	V1	2,45	P2	2,45	V1	2,45	P3	2,45	V1	2,36	P4
2,36				2,36				2,36				2,36
V4				V5				V6				V7
3,14				6,03				6,03				3,14
P5	2,36	V2	6,03	P6	6,03	V2	6,03	P7	6,03	V2	2,36	P8
3,14				6,03				6,03				3,14
V4				V5				V6				V7
2,36				2,36				2,36				2,36
P9	2,36	V3	2,45	P10	2,45	V3	2,45	P11	2,45	V3	2,36	P12

Modelo Ferreira, El Debs e Elliot (2003) - 05 pavimentos

Pavimento Cobertura, Iteração 0 - Fator α_n

P1	0,52	V1	0,49	P2	0,49	V1	0,49	P3	0,49	V1	0,52	P4
0,52				0,49				0,49				0,52
V4				V5				V6				V7
0,54				0,67				0,67				0,54
P5	0,49	V2	0,67	P6	0,67	V2	0,67	P7	0,67	V2	0,49	P8
0,54				0,67				0,67				0,54
V4				V5				V6				V7
0,52				0,49				0,49				0,52
P9	0,52	V3	0,49	P10	0,49	V3	0,49	P11	0,49	V3	0,52	P12

Modelo Ferreira, El Debs e Elliot (2003) - 05 pavimentos

Pavimento Cobertura, Iteração 2 - $A_{s,neg}$ (cm²)

P1	2,36	V1	2,45	P2	2,45	V1	2,45	P3	2,45	V1	2,36	P4
2,36				2,36				2,36				2,36
V4				V5				V6				V7
2,45				3,68				3,68				2,45
P5	2,36	V2	3,68	P6	3,68	V2	3,68	P7	0,59	V2	2,36	P8
2,45				3,68				3,68				2,45
V4				V5				V6				V7
2,36				2,36				2,36				2,36
P9	2,36	V3	2,45	P10	2,45	V3	2,45	P11	2,45	V3	2,36	P12

Modelo Ferreira, El Debs e Elliot (2003) - 05 pavimentos

Pavimento Cobertura, Iteração 2 - Fator α_n

P1	0,52	V1	0,49	P2	0,49	V1	0,49	P3	0,49	V1	0,52	P4
0,52				0,49				0,49				0,52
V4				V5				V6				V7
0,52				0,59				0,59				0,52
P5	0,49	V2	0,59	P6	0,59	V2	0,59	P7	0,59	V2	0,49	P8
0,52				0,59				0,59				0,52
V4				V5				V6				V7
0,52				0,49				0,49				0,52
P9	0,52	V3	0,49	P10	0,49	V3	0,49	P11	0,49	V3	0,52	P12

Modelo Ferreira, El Debs e Elliot (2003) - 05 pavimentos

Figura 82 – Modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003) para 5 pavimentos: pavimento cobertura

Fonte: Elaborada pela autora.

Pavimento Tipo, Iteração 0 - $A_{s,neg}$ (cm²)

P1	2,36	V1	4,91	P2	4,91	V1	4,91	P3	4,91	V1	2,36	P4
2,36				4,91				4,91				2,36
V4				V5				V6				V7
6,03				12,57				12,57				6,03
P5	4,91	V2	9,42	P6	9,42	V2	9,42	P7	9,42	V2	4,91	P8
6,03				12,57				12,57				6,03
V4				V5				V6				V7
2,36				4,91				4,91				2,36
P9	2,36	V3	4,91	P10	4,91	V3	4,91	P11	4,91	V3	2,36	P12

Modelo Ferreira, El Debs e Elliot (2003) - 05 pavimentos

Pavimento Tipo, Iteração 0 - Fator α_n

P1	0,52	V1	0,62	P2	0,62	V1	0,62	P3	0,62	V1	0,52	P4
0,52				0,62				0,62				0,52
V4				V5				V6				V7
0,66				0,79				0,79				0,66
P5	0,62	V2	0,75	P6	0,75	V2	0,75	P7	0,75	V2	0,62	P8
0,66				0,79				0,79				0,66
V4				V5				V6				V7
0,52				0,62				0,62				0,52
P9	0,52	V3	0,62	P10	0,62	V3	0,62	P11	0,62	V3	0,52	P12

Modelo Ferreira, El Debs e Elliot (2003) - 05 pavimentos

Pavimento Tipo, Iteração 2 - $A_{s,neg}$ (cm²)

P1	2,36	V1	3,14	P2	3,14	V1	3,14	P3	3,14	V1	2,36	P4
2,36				4,91				4,91				2,36
V4				V5				V6				V7
3,14				8,04				8,04				3,14
P5	3,68	V2	8,04	P6	8,04	V2	8,04	P7	8,04	V2	3,68	P8
3,14				8,04				8,04				3,14
V4				V5				V6				V7
2,36				4,91				4,91				2,36
P9	2,36	V3	2,45	P10	2,45	V3	2,45	P11	2,45	V3	2,36	P12

Modelo Ferreira, El Debs e Elliot (2003) - 05 pavimentos

Pavimento Tipo, Iteração 2 - Fator α_n

P1	0,52	V1	0,54	P2	0,54	V1	0,54	P3	0,54	V1	0,52	P4
0,52				0,62				0,62				0,52
V4				V5				V6				V7
0,54				0,72				0,72				0,54
P5	0,57	V2	0,72	P6	0,72	V2	0,72	P7	0,72	V2	0,57	P8
0,54				0,72				0,72				0,54
V4				V5				V6				V7
0,52				0,62				0,62				0,52
P9	0,52	V3	0,49	P10	0,49	V3	0,49	P11	0,49	V3	0,52	P12

Modelo Ferreira, El Debs e Elliot (2003) - 05 pavimentos

Figura 83 – Modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003) para 5 pavimentos: pavimento tipo
Fonte: Elaborada pela autora.

Na Figura 84, apresenta-se o deslocamento horizontal da estrutura com 19 pavimentos, que teve um aumento de 38% da situação de ligações rígidas para a situação de ligações deformáveis.

Para a estrutura com 5 pavimentos, houve um aumento de 31% no valor dos deslocamentos.

Na Figura 85, apresentam-se os valores de coeficiente γ_z para a estrutura com 19 pavimentos, que apresentou uma variação de 1,172 para 1,249 ao considerarem-se as ligações deformáveis. Para a estrutura com 5 pavimentos, o aumento foi de 1,103 para 1,134.

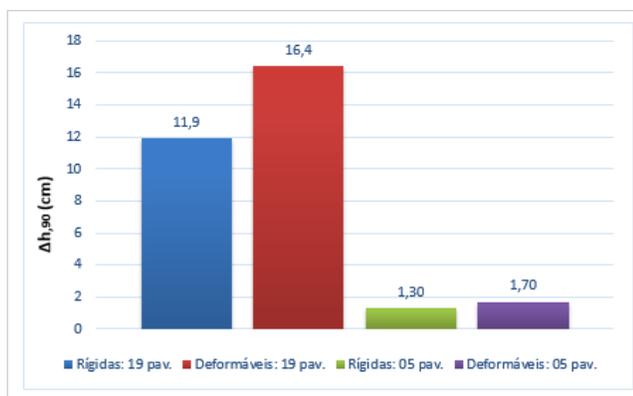


Figura 84 – Modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003): deslocamento horizontal da estrutura com 19 e 5 pavimentos, considerando ligações rígidas e ligações deformáveis
Fonte: Elaborada pela autora.

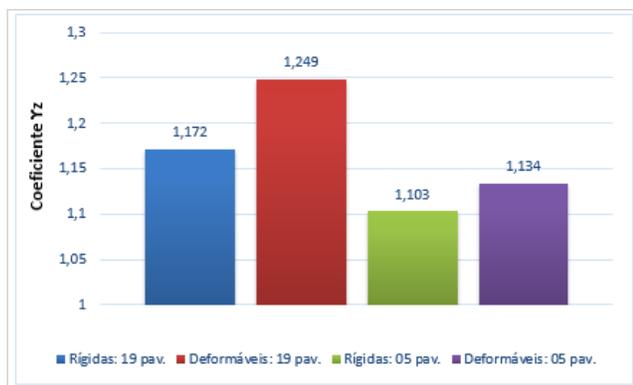


Figura 85 – Modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003): coeficiente γ_z da estrutura com 19 e 5 pavimentos, considerando ligações rígidas e ligações deformáveis
Fonte: Elaborada pela autora.

Na Figura 86, apresenta-se a redução de momentos negativos na viga V2 quando se considerou a deformabilidade das ligações. A estrutura com 19 pavimentos apresentou uma redução de momentos igual a 6%, e a estrutura com 5 pavimentos, uma redução de 19%.

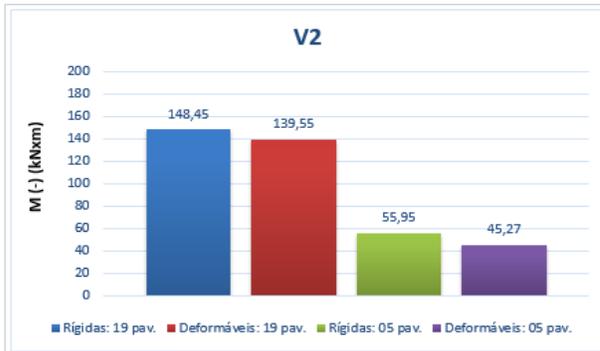


Figura 86 – Modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003): momento negativo da viga V2 da estrutura com 19 e 5 pavimentos, considerando ligações rígidas e ligações deformáveis
Fonte: Elaborada pela autora.

Na Figura 87, apresenta-se o aumento no valor de momento positivo da viga V2. Para a estrutura com 19 pavimentos, houve um aumento de 22% quando se consideraram as ligações deformáveis, e, para a estrutura de 5 pavimentos houve, um aumento de 19%.

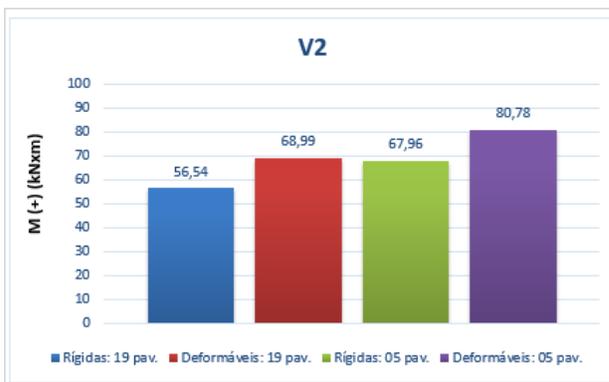


Figura 87 – Modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003): momento positivo da viga V2 da estrutura com 19 e 5 pavimentos, considerando ligações rígidas e ligações deformáveis
Fonte: Elaborada pela autora.

Nas figuras 88, 89 e 90 apresenta-se a variação das armaduras longitudinais dos pilares P1, P2 e P6, respectivamente. Para a estrutura com 19 pavimentos, em todos os pilares houve um aumento de 30% nas armaduras quando se considerou a deformabilidade das ligações. Para a estrutura com 5 pavimentos, houve um aumento de armaduras de 256% para o pilar P1, de 24% para o pilar P6, e, para o pilar P2, não houve alteração.

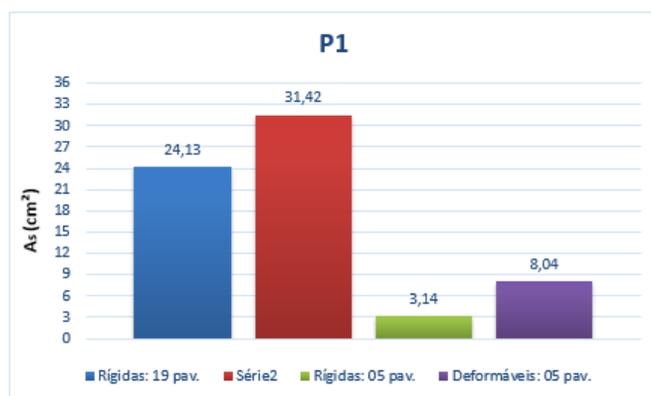


Figura 88 – Modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003): armadura do pilar P1 da estrutura com 19 e 5 pavimentos, considerando ligações rígidas e ligações deformáveis
Fonte: Elaborada pela autora.

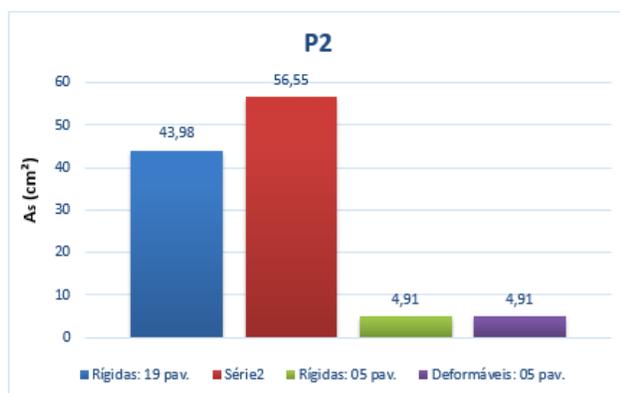


Figura 89 – Modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003): armadura do pilar P2 da estrutura com 19 e 5 pavimentos, considerando ligações rígidas e ligações deformáveis
Fonte: Elaborada pela autora.

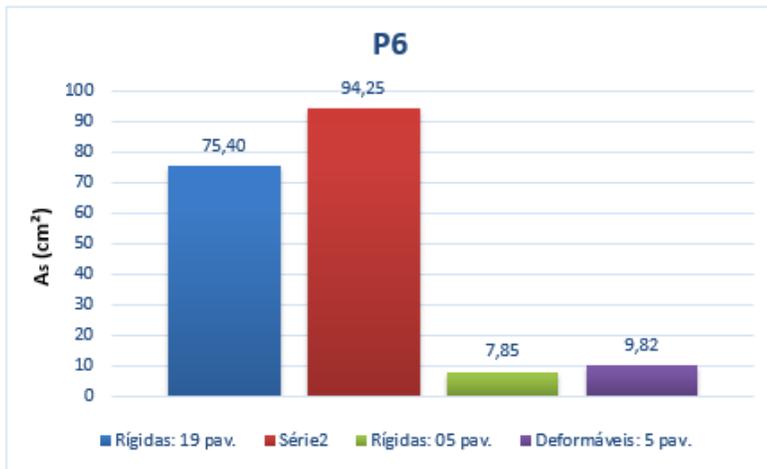


Figura 90 – Modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003): armadura do pilar P3 da estrutura com 19 e 5 pavimentos, considerando ligações rígidas e ligações deformáveis

Fonte: Elaborada pela autora.

Modelo de Alva e El Debs (2013)

Em seguida, apresentam-se os resultados obtidos para o modelo analítico de Alva e El Debs (2013) para determinação do fator α_R das ligações viga-pilar da edificação com 19 pavimentos. O processo convergiu já na primeira iteração, tanto para o pavimento cobertura, como para o pavimento tipo. Na Figura 91, apresentam-se os valores de α_R para o pavimento cobertura e, na Figura 92, para o pavimento tipo, ambas para a iteração 0 e a iteração 1.

Observa-se que os valores do fator α_R das ligações são menores que a condição de ligações rígidas, ou seja, α_R igual a um, mas esta diferença é maior no pavimento cobertura. Neste pavimento, o menor valor ocorrido após convergência foi igual a 0,57. Já para o pavimento tipo, o menor valor de α_R ocorrido após convergência foi igual a 0,73.

Pavimento Cobertura, Iteração 0 - $A_{s,neg}$ (cm²)

P1	2,36	V1	2,36	P2	2,36	V1	2,36	P3	2,36	V1	2,36	P4
2,36				4,02				4,02				2,36
V4				V5				V6				V7
2,45				4,02				4,02				2,45
P5	3,68	V2	3,68	P6	3,68	V2	3,68	P7	3,68	V2	3,68	P8
2,45				4,02				4,02				2,45
V4				V5				V6				V7
2,36				4,02				4,02				2,36
P9	2,36	V3	2,36	P10	2,36	V3	2,36	P11	2,36	V3	2,36	P12

Modelo Alva e El Debs (2013) - 19 pavimentos

Pavimento Cobertura, Iteração 0 - Fator α

P1	0,57	V1	0,57	P2	0,57	V1	0,57	P3	0,57	V1	0,57	P4
0,57				0,64				0,64				0,57
V4				V5				V6				V7
0,55				0,64				0,64				0,55
P5	0,65	V2	0,65	P6	0,65	V2	0,65	P7	0,65	V2	0,65	P8
0,55				0,64				0,64				0,55
V4				V5				V6				V7
0,57				0,64				0,64				0,57
P9	0,57	V3	0,57	P10	0,57	V3	0,57	P11	0,57	V3	0,57	P12

Modelo Alva e El Debs (2013) - 19 pavimentos

Pavimento Cobertura, Iteração 1 - $A_{s,neg}$ (cm²)

P1	2,36	V1	2,36	P2	2,36	V1	2,36	P3	2,36	V1	2,36	P4
2,36				3,68				3,68				2,36
V4				V5				V6				V7
2,36				3,68				3,68				2,36
P5	3,14	V2	3,68	P6	3,68	V2	3,68	P7	3,68	V2	3,14	P8
2,36				3,68				3,68				2,36
V4				V5				V6				V7
2,36				3,68				3,68				2,36
P9	2,36	V3	2,36	P10	2,36	V3	2,36	P11	2,36	V3	2,36	P12

Modelo Alva e El Debs (2013) - 19 pavimentos

Pavimento Cobertura, Iteração 1 - Fator α

P1	0,57	V1	0,57	P2	0,57	V1	0,57	P3	0,57	V1	0,57	P4
0,57				0,65				0,65				0,57
V4				V5				V6				V7
0,57				0,65				0,65				0,57
P5	0,64	V2	0,65	P6	0,65	V2	0,65	P7	0,65	V2	0,64	P8
0,57				0,65				0,65				0,57
V4				V5				V6				V7
0,57				0,65				0,65				0,57
P9	0,57	V3	0,57	P10	0,57	V3	0,57	P11	0,57	V3	0,57	P12

Modelo Alva e El Debs (2013) - 19 pavimentos

Figura 91 – Modelo de Alva e El Debs (2013) para 19 pavimentos: pavimento cobertura
Fonte: Elaborada pela autora.

Pavimento Tipo, Iteração 0 - $A_{s,neg}$ (cm²)

P1	6,03	V1	8,04	P2	8,04	V1	8,04	P3	8,04	V1	6,03	P4
9,42				19,63				19,63				9,42
V4				V5				V6				V7
12,57				19,63				19,63				12,57
P5	12,57	V2	14,73	P6	14,73	V2	14,73	P7	14,73	V2	12,57	P8
12,57				19,63				19,63				12,57
V4				V5				V6				V7
9,42				19,63				19,63				9,42
P9	6,03	V3	8,04	P10	8,04	V3	8,04	P11	8,04	V3	6,03	P12

Modelo Alva e El Debs (2013) - 19 pavimentos

Pavimento Tipo, Iteração 0 - Fator α_n

P1	0,73	V1	0,78	P2	0,78	V1	0,78	P3	0,78	V1	0,73	P4
0,78				0,85				0,85				0,78
V4				V5				V6				V7
0,82				0,85				0,85				0,82
P5	0,82	V2	0,82	P6	0,82	V2	0,82	P7	0,82	V2	0,82	P8
0,82				0,85				0,85				0,82
V4				V5				V6				V7
0,78				0,85				0,85				0,78
P9	0,73	V3	0,78	P10	0,78	V3	0,78	P11	0,78	V3	0,73	P12

Modelo Alva e El Debs (2013) - 19 pavimentos

Pavimento Tipo, Iteração 1 - $A_{s,neg}$ (cm²)

P1	6,03	V1	8,04	P2	8,04	V1	8,04	P3	8,04	V1	6,03	P4
9,42				19,63				19,63				9,42
V4				V5				V6				V7
12,57				19,63				19,63				12,57
P5	12,57	V2	12,57	P6	12,57	V2	12,57	P7	12,57	V2	12,57	P8
12,57				19,63				19,63				12,57
V4				V5				V6				V7
9,42				19,63				19,63				9,42
P9	6,03	V3	8,04	P10	8,04	V3	8,04	P11	8,04	V3	6,03	P12

Modelo Alva e El Debs (2013) - 19 pavimentos

Pavimento Tipo, Iteração 1 - Fator α_n

P1	0,73	V1	0,78	P2	0,78	V1	0,78	P3	0,78	V1	0,73	P4
0,78				0,85				0,85				0,78
V4				V5				V6				V7
0,82				0,85				0,85				0,82
P5	0,82	V2	0,82	P6	0,82	V2	0,82	P7	0,82	V2	0,82	P8
0,82				0,85				0,85				0,82
V4				V5				V6				V7
0,78				0,85				0,85				0,78
P9	0,73	V3	0,78	P10	0,78	V3	0,78	P11	0,78	V3	0,73	P12

Modelo Alva e El Debs (2013) - 19 pavimentos

Figura 92 – Modelo de Alva e El Debs (2013) para 19 pavimentos: pavimento tipo

Fonte: Elaborada pela autora.

Em seguida, apresentam-se os resultados obtidos para o modelo analítico de Alva e El Debs (2013) para determinação do fator

α_R das ligações viga-pilar da edificação com 5 pavimentos. A Figura 93 apresenta os valores de α_R para o pavimento cobertura para a iteração 0 e a iteração 2.

Pavimento Cobertura, Iteração 0 - $A_{s,neg}$ (cm²)

P1	0,57	V1	0,55	P2	0,55	V1	0,55	P3	0,55	V1	0,57	P4
0,57				0,57				0,57				0,57
V4				V5				V6				V7
0,64				0,73				0,73				0,64
P5	0,57	V2	0,73	P6	0,73	V2	0,73	P7	0,73	V2	0,57	P8
0,64				0,73				0,73				0,64
V4				V5				V6				V7
0,57				0,57				0,57				0,57
P9	0,57	V3	0,55	P10	0,55	V3	0,55	P11	0,55	V3	0,57	P12

Modelo Alva e El Debs (2013) - 05 pavimentos

Pavimento Cobertura, Iteração 0 - $A_{s,neg}$ (cm²)

P1	2,36	V1	2,45	P2	2,45	V1	2,45	P3	2,45	V1	2,36	P4
2,36				2,36				2,36				2,36
V4				V5				V6				V7
3,14				6,03				6,03				3,14
P5	2,36	V2	6,03	P6	6,03	V2	6,03	P7	6,03	V2	2,36	P8
3,14				6,03				6,03				3,14
V4				V5				V6				V7
2,36				2,36				2,36				2,36
P9	2,36	V3	2,45	P10	2,45	V3	2,45	P11	2,45	V3	2,36	P12

Modelo Alva e El Debs (2013) - 05 pavimentos

Pavimento Cobertura, Iteração 2 - $A_{s,neg}$ (cm²)

P1	2,36	V1	2,45	P2	2,45	V1	2,45	P3	2,45	V1	2,36	P4
2,36				2,36				2,36				2,36
V4				V5				V6				V7
2,45				4,91				4,91				2,45
P5	2,36	V2	3,68	P6	3,68	V2	3,68	P7	3,68	V2	2,36	P8
2,45				4,91				4,91				2,45
V4				V5				V6				V7
2,36				2,36				2,36				2,36
P9	2,36	V3	2,45	P10	2,45	V3	2,45	P11	2,45	V3	2,36	P12

Modelo Alva e El Debs (2013) - 05 pavimentos

Pavimento Cobertura - Iteração 2

P1	0,57	V1	0,55	P2	0,55	V1	0,55	P3	0,55	V1	0,57	P4
0,57				0,57				0,57				0,57
V4				V5				V6				V7
0,55				0,71				0,71				0,55
P5	0,57	V2	0,65	P6	0,65	V2	0,65	P7	0,65	V2	0,57	P8
0,55				0,71				0,71				0,55
V4				V5				V6				V7
0,57				0,57				0,57				0,57
P9	0,57	V3	0,55	P10	0,55	V3	0,55	P11	0,55	V3	0,57	P12

Modelo Alva e El Debs (2013) - 05 pavimentos

Figura 93 – Modelo de Alva e El Debs (2013) para 5 pavimentos: pavimento cobertura
Fonte: Elaborada pela autora.

A Figura 94, por sua vez, apresenta os resultados para o pavimento tipo, também para a iteração 0 e iteração 2.

Pavimento Tipo, Iteração 0 - $A_s.neg$ (cm²)

P1	2,36	V1	4,91	P2	4,91	V1	4,91	P3	4,91	V1	2,36	P4
2,36				4,91				4,91				2,36
V4				V5				V6				V7
6,03				12,57				12,57				6,03
P5	4,91	V2	9,42	P6	9,42	V2	9,42	P7	9,42	V2	4,91	P8
6,03				12,57				12,57				6,03
V4				V5				V6				V7
2,36				4,91				4,91				2,36
P9	2,36	V3	4,91	P10	4,91	V3	4,91	P11	4,91	V3	2,36	P12

Modelo Alva e El Debs (2013) - 05 pavimentos

Pavimento Tipo, Iteração 0 - Fator α

P1	0,57	V1	0,71	P2	0,71	V1	0,71	P3	0,71	V1	0,57	P4
0,57				0,71				0,71				0,57
V4				V5				V6				V7
0,73				0,82				0,82				0,73
P5	0,71	V2	0,78	P6	0,78	V2	0,78	P7	0,78	V2	0,71	P8
0,73				0,82				0,82				0,73
V4				V5				V6				V7
0,57				0,71				0,71				0,57
P9	0,57	V3	0,71	P10	0,71	V3	0,71	P11	0,71	V3	0,57	P12

Modelo Alva e El Debs (2013) - 05 pavimentos

Pavimento Tipo, Iteração 2 - $A_s.neg$ (cm²)

P1	2,36	V1	3,14	P2	3,14	V1	3,14	P3	3,14	V1	2,36	P4
2,36				4,91				4,91				2,36
V4				V5				V6				V7
3,68				9,42				9,42				4,02
P5	3,68	V2	8,04	P6	8,04	V2	8,04	P7	8,04	V2	4,02	P8
3,68				9,42				9,42				4,02
V4				V5				V6				V7
2,36				4,91				4,91				2,36
P9	2,36	V3	3,68	P10	3,68	V3	3,68	P11	3,68	V3	2,36	P12

Modelo Alva e El Debs (2013) - 05 pavimentos

Pavimento Tipo - Iteração 2 - Fator α

P1	0,57	V1	0,64	P2	0,64	V1	0,64	P3	0,64	V1	0,57	P4
0,57				0,71				0,71				0,57
V4				V5				V6				V7
0,65				0,78				0,78				0,63
P5	0,65	V2	0,78	P6	0,78	V2	0,78	P7	0,78	V2	0,64	P8
0,65				0,78				0,78				0,63
V4				V5				V6				V7
0,57				0,71				0,71				0,57
P9	0,57	V3	0,65	P10	0,65	V3	0,65	P11	0,65	V3	0,57	P12

Modelo Alva e El Debs (2013) - 05 pavimentos

Figura 94 – Modelo de Alva e El Debs (2013) para 5 pavimentos: pavimento tipo

Fonte: Elaborada pela autora.

Na edificação com 19 pavimentos, nas ligações do pavimento cobertura, obtiveram-se valores do fator α_R que variaram de 0,57 a

0,65, o que, de acordo com a classificação de Ferreira *et al.* (2005), representa ligações semirrígidas com restrição média. Para as ligações do pavimento tipo obtiveram-se valores do fator α_R que variaram de 0,73 a 0,85, representando ligações semirrígidas com restrição alta.

Na edificação com 5 pavimentos, nas ligações do pavimento cobertura, obtiveram-se valores do fator α_R que variaram de 0,55 a 0,71, que, de acordo com a classificação de Ferreira *et al.* (2005), representa ligações semirrígidas com restrição média e alta. Para as ligações do pavimento tipo, obtiveram-se valores do fator α_R que variaram de 0,57 a 0,78, representando ligações semirrígidas com restrição média e alta.

A seguir, apresenta-se uma comparação de resultados entre a estrutura com ligações rígidas e a estrutura com ligações deformáveis, para as edificações com 19 e 5 pavimentos.

Na Figura 95, apresenta-se o deslocamento horizontal da estrutura com 19 pavimentos, que teve um aumento de 27% da situação de ligações rígidas para a situação de ligações deformáveis. Para a estrutura com 5 pavimentos, houve um aumento de 23% no valor dos deslocamentos.

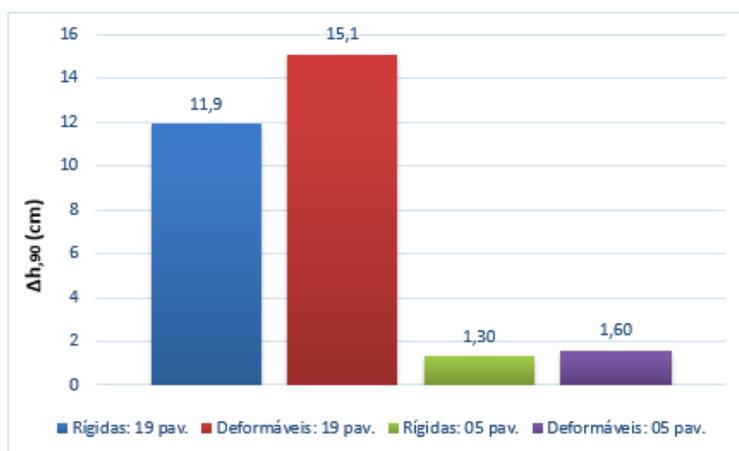


Figura 95 – Modelo de Alva e El Debs (2013): deslocamento horizontal da estrutura com 19 e 5 pavimentos, considerando ligações rígidas e ligações deformáveis

Fonte: Elaborada pela autora.

Na Figura 96, apresentam-se os valores de coeficiente γ_z para a estrutura com 19 pavimentos, que apresentou uma variação de 1,172 para 1,227 ao considerarem-se as ligações deformáveis. A estrutura com 5 pavimentos, que era de nós fixos para a situação de ligações rígidas, passou a ser uma estrutura de nós móveis quando se considerou a deformabilidade das ligações.

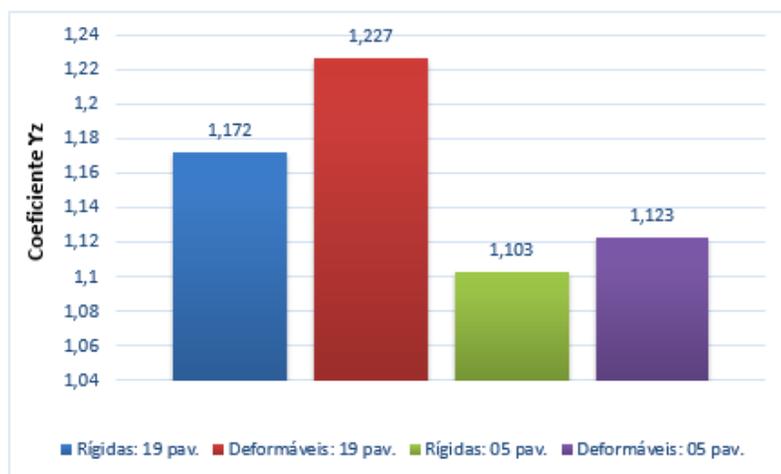


Figura 96 – Modelo de Alva e El Debs (2013): coeficiente γ_z da estrutura com 19 e 5 pavimentos, considerando ligações rígidas e ligações deformáveis

Fonte: Elaborada pela autora.

Na Figura 97, apresenta-se a redução de momentos negativos da viga V2 quando se considera a deformabilidade das ligações. A maior redução ocorreu na estrutura com 5 pavimentos, e foi igual a 23%. Quanto ao valor de momento positivo da viga V2, para a estrutura com 19 pavimentos, houve um aumento de 23% quando se consideraram as ligações deformáveis e, para a estrutura de 5 pavimentos, houve um aumento de 13%.

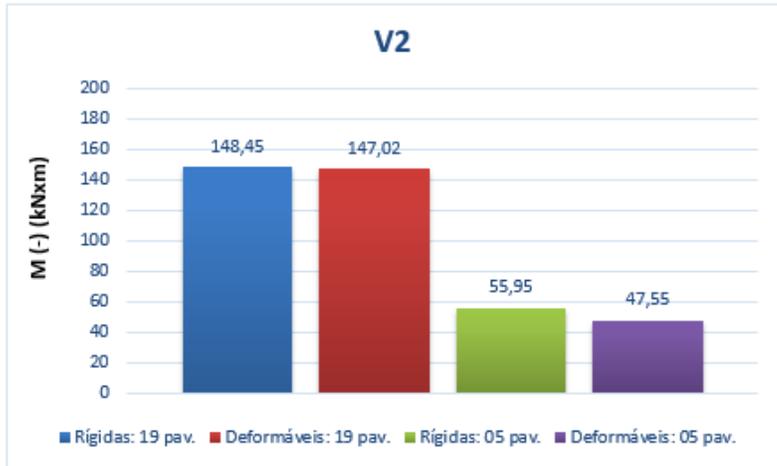


Figura 97 – Modelo de Alva e El Debs (2013): momento negativo da viga V2 da estrutura com 19 e 5 pavimentos, considerando ligações rígidas e ligações deformáveis

Fonte: Elaborada pela autora.

Nas figuras 98, 99 e 100, apresenta-se a variação das armaduras longitudinais dos pilares P1, P2 e P6, respectivamente.

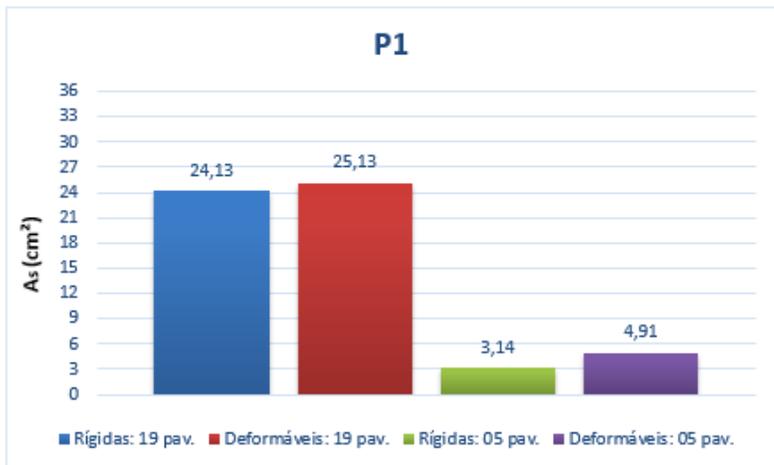


Figura 98 – Modelo de Alva e El Debs (2013): armadura do pilar P1 da estrutura com 19 e 5 pavimentos, considerando ligações rígidas e ligações deformáveis

Fonte: Elaborada pela autora.

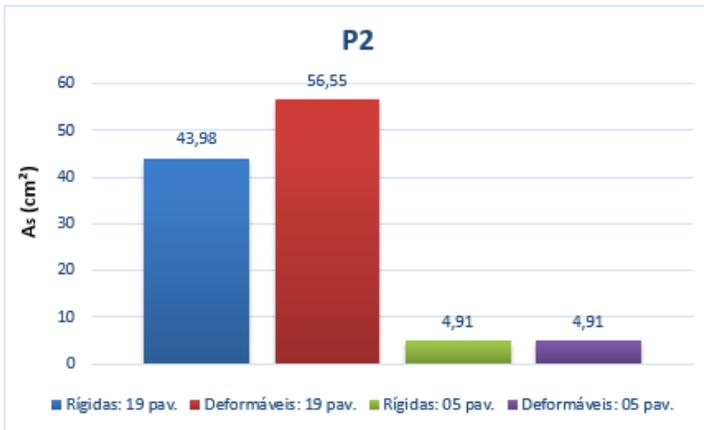


Figura 99 – Modelo de Alva e El Debs (2013): armadura do pilar P2 da estrutura com 19 e 5 pavimentos, considerando ligações rígidas e ligações deformáveis
Fonte: Elaborada pela autora.

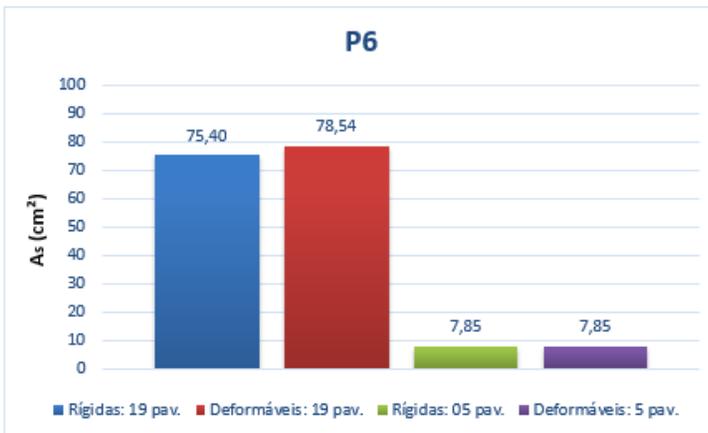


Figura 100 – Modelo de Alva e El Debs (2013): armadura do pilar P3 da estrutura com 19 e 5 pavimentos, considerando ligações rígidas e ligações deformáveis
Fonte: Elaborada pela autora.

Para a estrutura com 19 pavimentos, nos pilares P1 e P4 houve um aumento de apenas 4% nas armaduras quando se considerou a deformabilidade das ligações. Já para o pilar P2, o aumento foi de 29%. Para a estrutura com 5 pavimentos, quando se considerou

a deformabilidade das ligações, houve um aumento de armaduras somente para o pilar P1, que foi de 56%.

Comentários sobre os modelos analíticos

Observando os resultados obtidos a partir das simulações numéricas que consideram a deformabilidade das ligações na análise estrutural, podem-se realizar algumas observações em relações aos modelos analíticos. Para facilitar a análise dos modelos, apresentam-se os resultados obtidos nos gráficos comparativos que seguem. Os valores do fator α_R obtidos para ambos os modelos das ligações do pavimento cobertura são apresentados na Figura 101.

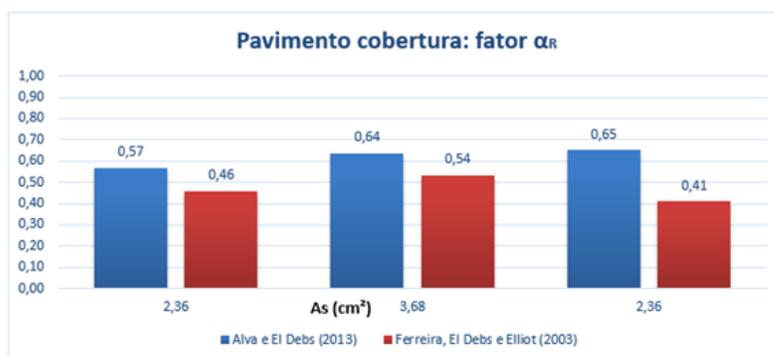


Figura 101 – Valores de fator α_R das ligações do pavimento cobertura, em função da armadura negativa da ligação, para os 2 modelos analíticos

Fonte: Elaborada pela autora.

Os valores de α_R obtidos pelo modelo de Alva e El Debs (2013) são maiores se comparados aos obtidos pelo modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003), e a diferença chega a 59%. Visando investigar o motivo disso ocorrer, na Figura 102 são apresentadas as rotações totais determinadas em função de cada modelo. Observa-se que as rotações obtidas pelo modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003), são maiores se comparadas ao modelo de Alva e El Debs (2013).

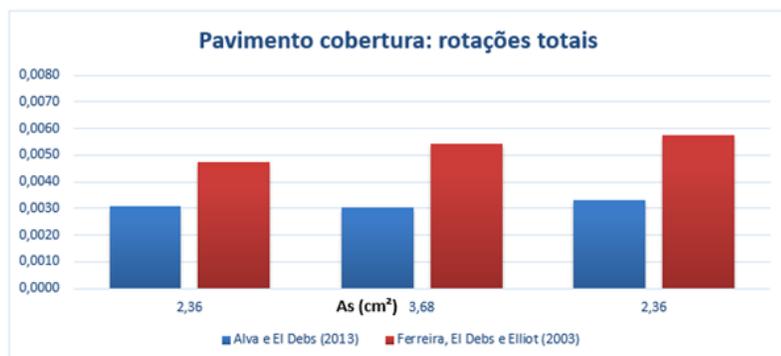


Figura 102 – Rotações totais das ligações do pavimento cobertura, em função da armadura negativa da ligação, para os 2 modelos analíticos

Fonte: Elaborada pela autora.

Ainda com o intuito de identificar a diferença apresentada pelos modelos, na Figura 103 apresentam-se as rotações relacionadas aos mecanismos de deformação do aço, para os 2 modelos analíticos, e na Figura 104 as rotações relacionadas aos mecanismos de deformação do concreto.

Observa-se que as rotações relacionadas ao material aço são maiores para o modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003). Como este modelo não contempla o deslizamento das armaduras, mas considera o mecanismo de deformação associado ao alongamento da armadura tracionada no interior do pilar, acaba por superestimar as rotações relativas em ligações viga-pilar monolíticas, já que o modelo foi originalmente elaborado para ligações pré-moldadas. O modelo de Alva e El Debs (2013) considera as tensões de aderência da barra para obter o deslizamento da armadura no interior do pilar. Como este modelo foi elaborado para ligações monolíticas de concreto, acaba fazendo previsões de rotações mais próximas à realidade, conforme comprovado em resultados experimentais apresentados na validação do modelo.

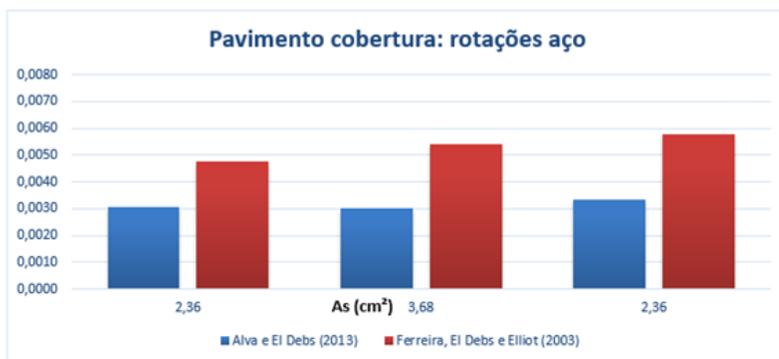


Figura 103 – Rotações associadas aos mecanismos de deformação do aço das ligações do pavimento tipo, em função da armadura negativa da ligação, para os 2 modelos analíticos
Fonte: Elaborada pela autora.

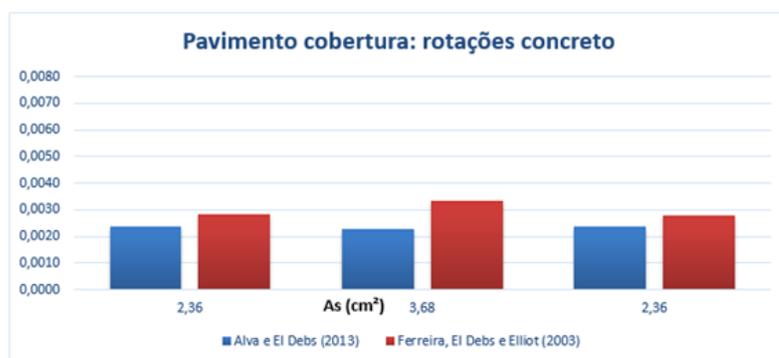


Figura 104 – Rotações associadas aos mecanismos de deformação do concreto das ligações do pavimento tipo, em função da armadura negativa da ligação, para os 2 modelos analíticos
Fonte: Elaborada pelo autora.

Em relação às deformações relacionadas ao material concreto, o modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003) também apresentou rotações maiores. Ao final, a soma das rotações acabou conferindo uma maior liberdade de giro do nó, o que provocou uma menor capacidade de restrição da ligação e um menor valor de α_r , tendo como consequência a obtenção de ligações menos rígidas para este modelo.

A seguir, apresentam-se os mesmos resultados comparativos para o pavimento tipo. Observando a Figura 105, verifica-se que a di-

ferença entre os modelos é menor para as ligações do pavimento tipo, chegando a até 14%. Conforme foi verificado no [quinto capítulo](#) deste livro, com o aumento da taxa de armadura existe uma tendência de se obterem resultados mais próximos entre os 2 modelos analíticos. Como as ligações do pavimento tipo possuem uma maior taxa de armadura, esta pode ser a razão da diferença ter sido menor. Além disso, nas ligações do pavimento cobertura, a interrupção do pilar proporciona uma menor restrição ao giro nas ligações.

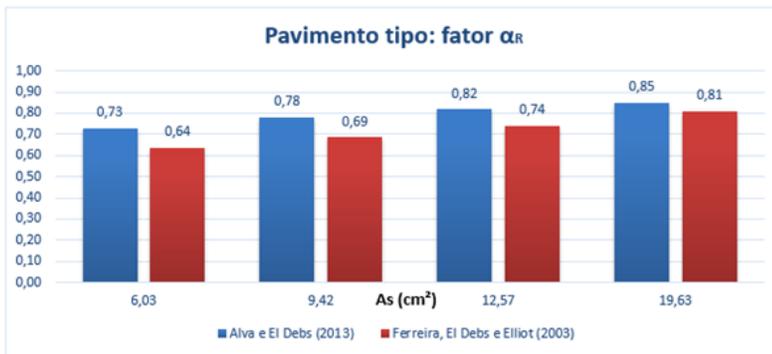


Figura 105 – Valores de fator α_R das ligações do pavimento tipo, em função da armadura negativa da ligação, para os 2 modelos analíticos

Fonte: Elaborada pela autora.

Considerações finais

Analizamos neste livro a influência da rigidez das ligações viga-pilar monolíticas em estruturas de concreto armado no comportamento estrutural de edificações de múltiplos pavimentos. Inicialmente, realizaram-se simulações numéricas no programa CAD/TQS[®] variando o fator α_R das ligações viga-pilar e observando os impactos na redistribuição de esforços e na estabilidade global da estrutura.

Nesta etapa, verificou-se que a influência da rigidez das ligações é existente tanto em edificações altas como em edificações baixas. Nas edificações com maiores alturas, esta influência é mais evidente, ocasionando maiores variações nos deslocamentos e no coeficiente γ_z da estrutura, nos momentos positivos das vigas, e também, nas armaduras longitudinais dos pilares.

Para os valores do fator α_R que representam ligações semirrígidas com restrição alta e média, conforme classificação de Ferreira *et al.* (2005), os aumentos percentuais que ocorreram nos parâmetros de estabilidade global foram mais críticos em comparação às ligações perfeitamente rígidas. Isto justifica a limitação de redução de momentos fletores visando condições de ductilidade feita pela ABNT NBR 6118:2014.

Observou-se também a influência da seção transversal dos pilares na interpretação dos resultados, pois a rigidez dos pilares está intimamente ligada aos valores de estabilidade global, e, também,

de armaduras longitudinais dos pilares. A escolha de seções mais rígidas nas análises pode causar conclusões errôneas em relação à influência da rigidez das ligações no comportamento estrutural.

Na etapa seguinte, realizou-se uma verificação no comportamento estrutural calculando-se uma mesma edificação com 19 pavimentos e, também, com 5 pavimentos. Na análise estrutural, primeiramente foram consideradas ligações rígidas ($\alpha_R=1,0$), como é o padrão inicial dos programas computacionais, e, em seguida, calculou-se a estrutura com a rigidez que de fato ocorrerá nas ligações viga-pilar. Esse processo foi feito para os 2 modelos analíticos escolhidos para a pesquisa de que resultou este livro, e, também, foi realizada uma comparação entre os resultados obtidos pelos 2 modelos.

De acordo com os resultados obtidos pelos métodos analíticos utilizados, observou-se que a consideração da deformabilidade das ligações pode divergir muito da condição inicial de ligações rígidas, pois obtiveram-se ligações com fator α_R até 50% menor para os edifícios analisados neste livro. Verificou-se também que as ligações da cobertura possuem rigidez inferior às ligações do pavimento tipo, fator que pode estar relacionado às menores taxas de armadura que as vigas da cobertura apresentam. Além disso, a interrupção do pilar no pavimento cobertura fornece menor restrição às rotações nas ligações.

A existência de ligações menos rígidas, ou seja, com maior capacidade de rotação, tem como consequência situações mais críticas para a estabilidade global da estrutura. A redistribuição de esforços que ocorreu quando se considerou a deformabilidade das ligações evidenciou a necessidade de uma avaliação mais criteriosa em relação ao comportamento das ligações viga-pilar nos projetos de estrutura de concreto armado. No geral, os aumentos ocorridos nos parâmetros de estabilidade global, nas armaduras de pilares e nos momentos positivos de vigas, podem colocar em risco a segurança estrutural se não for considerada a influência da deformabilidade

das ligações na análise de estruturas monolíticas de concreto.

Observa-se na literatura técnica, conforme José Araújo (2009), a indicação de projetar ligações mais rígidas visando reduzir as rotações adicionais existentes nas ligações viga-pilar. Contudo, os resultados desta pesquisa sugerem que esta análise deve ser feita de maneira criteriosa, e não apenas provocando um aumento de rigidez aleatório nos nós da estrutura.

Para os resultados obtidos pelo modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003), as ligações da cobertura foram classificadas como ligações semirrígidas com restrição média, e as ligações do pavimento tipo, como ligações semirrígidas com restrição média e alta. Já para o modelo de Alva e El Debs (2013), as ligações do pavimento cobertura foram classificadas como ligações semirrígidas com restrição média, e as ligações do pavimento tipo, como ligações semirrígidas com restrição alta.

Em relação aos modelos analíticos utilizados na pesquisa de que resultou este livro, observou-se que o modelo de Alva e El Debs (2013) resulta em valores mais rígidos das ligações em comparação ao modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2013). Fazendo-se uma discriminação nos valores das rotações obtidas por cada modelo, identificou-se que o modelo de Ferreira, El Debs e Elliot (2003) apresenta valores maiores para as rotações da ligação, tanto para os mecanismos de deformação do aço, quanto para os mecanismos de deformação do concreto. Como este modelo considera o alongamento das barras de aço que pode ocorrer em estruturas de concreto pré-moldado, as previsões de rotações relacionadas ao material aço para ligações monolíticas em concreto armado foram conservadoras. O modelo de Alva e El Debs (2013) determina estas rotações por meio do deslizamento das armaduras, apresentando valores mais próximos aos resultados experimentais.

Os modelos analíticos utilizados para determinar a rigidez das ligações viga-pilar em estruturas monolíticas de concreto armado

foram desenvolvidos para nós de pórtico, ou seja, ligações sem a presença de lajes. A existência da laje poderá provocar um comportamento da ligação viga-pilar que difere das considerações feitas em modelos para nós de pórtico. A laje poderá ocasionar um acréscimo de rigidez na ligação, além de reduzir a fissuração na viga, o que não é contemplado nos modelos utilizados nesta pesquisa.

Apesar das ligações viga-pilar em concreto armado serem tratadas comumente como rígidas, resultados experimentais já comprovaram a existência de rotações relativas nestas ligações. Ao se determinar a rigidez destas ligações utilizando modelos analíticos para nós de pórtico, observam-se valores de rigidez bem inferiores aos da condição de ligações rígidas. A existência de uma rigidez menor nas ligações viga-pilar provoca uma redistribuição de esforços em toda a estrutura, resultando em valores mais críticos para os parâmetros de estabilidade global, momentos positivos das vigas e armaduras longitudinais dos pilares. Além disso, existem ferramentas nos programas computacionais que consideram tal influência, sobretudo no software CAD/TQS®. Cabe ao engenheiro calculista utilizar esta opção para considerar a rigidez das ligações na análise estrutural.

Tendo em vista os resultados obtidos nesta pesquisa, recomenda-se que a rigidez das ligações viga-pilar seja analisada mesmo em projetos de estruturas de concreto armado moldado no local. A consideração da deformabilidade das ligações resulta em análises estruturais mais fiéis à realidade do comportamento da estrutura, além de conferir uma maior segurança estrutural.

Referências

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). *ABNT NBR 6120: cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). *ABNT NBR 6123: forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). *ABNT NBR 9062: projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). *ABNT NBR 8800: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). *ABNT NBR 6118: projeto de estruturas de concreto: procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ALVA, Gerson M. S. *Estudo teórico-experimental do comportamento de nós de pórtico de concreto armado submetidos a ações cíclicas*. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

ALVA, Gerson M. S.; EL DEBS, Ana L. H. C. Moment-rotation relationship of RC beam-column connections: Experimental tests and analytical model. *Engineering Structures*, [s. l.], v. 56, p. 1427-1438, 2013.

ALVA, Gerson M. S.; FERREIRA, Marcelo A.; EL DEBS, Ana L. H. C. Engastamento parcial de ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, São Paulo, v. 2, n. 4, p. 356-379, 2009.

ARAÚJO, Daniel L. *et al.* Estabilidade global de estruturas reticuladas em concreto pré-moldado: influência da plastificação da ligação. *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, Porto Alegre, v. 3, n. 2, p. 85-102, 2006.

ARAÚJO, José M. *Projeto estrutural de edifícios de concreto armado*. Rio Grande: Dunas, 2009.

CARVALHO, Roberto C.; FIGUEIREDO FILHO, Jasson R. F. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118: 2003*. São Carlos: UFscar, 2007.

COTTA, Igor F. S. *Desenvolvimento de programa livre para análise de pórticos tridimensionais considerando-se a não linearidade geométrica, fissuração do concreto e ligações semi-rígidas*. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2007.

COTTA, Igor F. S. *et al.* Considerações teóricas, de projeto, de ensaio e de cálculo de ligações semi-rígidas em estruturas pré-fabricadas de concreto, considerando a fissuração. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 51., 2009, Curitiba. Anais [...]*. Curitiba: Ibracon, 2009.

EUROCODE. *EUROCODE 2: design of concrete structures – part 1: general rules and rules of building*. Brussels: Eurocode, 2004.

EUROCODE. *EUROCODE 3: design of steel structures – part 1: general rules and rules of building*. Brussels: Eurocode, 2010.

FERREIRA, Marcelo A. *Estudo de deformabilidades de ligações para análise linear em pórticos planos de elementos pré-moldados de concreto*. 1993. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

FERREIRA, Marcelo A. *Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado*. 1999. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

FERREIRA, Marcelo A.; EL DEBS, Mounir K. Análise de estrutura pré-moldada com ligações semi-rígidas para múltiplos pavimentos. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 45., 2003, Vitória. Anais [...]*. Vitória: Ibracon, 2003.

FERREIRA, Marcelo A.; EL DEBS, Mounir K.; ELLIOT, K. S. Determinação teórico-experimental da relação momento-rotação em ligações viga-pilar de estruturas pré-moldadas de concreto. *In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 5., 2003, São Paulo. Anais [...]*. São Paulo: Epusp, 2003.

FERREIRA, Marcelo *et al.* Estabilidade global de estruturas pré-moldadas: efeito das ligações semi-rígidas. *In: ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 1., 2005. Anais [...]*. São Carlos: USP, 2005.

FRANCO, Mario; VASCONCELOS, Augusto C. Practical assessment of second order effects in tall buildings. *In: COLLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC 90, 1991, Rio de Janeiro. Anais [...]*. Rio de Janeiro: Coppe/UFRJ, 1991. p. 307-324.

FUSCO, Péricles B. *Estruturas de concreto: solicitações normais*. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981.

KATAOKA, Marcela N. *et al.* Procedimento para projeto de vigas pré-moldadas de concreto armado com ligação viga-pilar semi-rígida. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 48., 2006, Rio de Janeiro. *Anais [...]*. Rio de Janeiro: Ibracon, 2006.

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

KWAK, Hyo-Gyoung.; KIM, Sun-Pil. Simplified monotonic moment-curvature relation considering fixed-end rotation and axial force effect. *Engineering Structures*, [s. l.], v. 32, p. 69-79, 2010.

LIMA, Juliana S. *Verificações da punção e da estabilidade global de edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas*. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

MAGNANI, Roberto. *Cálculo e desenho de concreto armado*. Araraquara: RM, 1999.

MATZENBACHER, Carlos W. *Aplicação do método dos elementos finitos ao estudo de ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado*. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

MIGLIORE, Angelo R. Edifício pré-moldado com ligação rígida. In: ENCONTRO NACIONAL DE PESQUISA-PROJETO-PRODUÇÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO, 1., 2005, São Carlos. *Anais [...]*. São Carlos: USP, 2005.

MIOTTO, Anamaria M. *Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor*. 2002. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

MONCAYO, Winston J. Z. *Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado*. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

MONFORTON, Gerard R.; WU, T. S. Matrix analysis of semi-rigidly connected frames. *Journal of the Structural Division (ASCE)*, Reston, v. 89, p. 13-42, 1963.

PAULAY, Thomas; PRIESTLEY, MJ Nigel. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 1992.

RAHMAN, Ahmad B. A.; GHAZALI, Abdul R.; HAMID, Zuhairi A. Comparative study of monolithic and precast concrete beam-to-column connections. *Malaysian Construction Research Journal*, Kuala Lumpur, v. 2, n. 1, p. 42-57, 2008.

SANTOS, Galileu S. *et al.* Sistema de reforço à punção de lajes lisas de concreto armado com polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC). *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, São Paulo, v. 7, n. 4, p. 592-625, 2014.

SEZEN, Halil; MOEHLE, Jack P. Bond-slip behaviour of reinforced concrete members. In: FIB-SYMPOSIUM (CEB-FIP) – CONCRETE STRUCTURES IN SEISMIC REGIONS, 2003, Athens. *Anais [...]*. Athens: FIB, 2003.

SOROUSHIAN, Parviz *et al.* Pullout behavior of hooked bars in exterior beam-column connections. *ACI Structural Journal*, Farmington Hills, v. 85, n. 3, p. 269-276, 1988.

SÜSSEKIND, José C. *Curso de concreto: concreto armado: v. 1*. Porto Alegre: Globo, 1980.

TQS INFORMÁTICA. *Manual 3: análise estrutural*, v. 3. São Paulo: TQS Informática, 2015.

XU, Leilei. Geometrical stiffness and sensitivity matrices for optimization of semi-rigid steel frameworks. *Structural Optimization*, [s. l.], v. 5, p. 95-99, 1992.

Créditos

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE GOIÁS

Comitê Avaliador

Adriana Carvalho Rosa (IFG)
Gilmar Fernandes da Silva (IFG)
Guilherme Soares Buzzo (IFG)
Jason Hugo de Paula (IFG)
João Paulo Magma Júnior (IFG)
Jucélio Costa de Araújo (IFG)
Karine Rios de Oliveira Leite (IFG)
Marcelo Escobar de Oliveira (IFG)
Max Well Rabelo (IFG)
Mônica Maria Emerenciano Bueno (IFG)
Nilton Richetti Xavier Nazareno (IFG)
Patrícia de Oliveira Machado (IFG)
Paula de Almeida Silva (IFG)
Sirlene Cíntia Alferes Lopes (IFG)
Thiago André Rodrigues Leite (IFG)

Conselho Científico

Adelino Cândido Pimenta (IFG)
Albertina Vicentini Assumpção (PUC/GO)
Alice Maria de Araújo Ferreira (UNB)
André Luiz Silva Pereira (IFG)
Angel José Vieira Blanco (IFG)
Antônio Borges Júnior (IFG)
Camila Silveira de Melo (IFG)
Cândido Vieira Borges Júnior (UFG)
Carlos Leão (PUC/GO)
Celso José de Moura (UFG)
Clarinda Aparecida da Silva (IFG)
Cláudia Azevedo Pereira (IFG)
Dilamar Candida Martins (UFG)
Douglas Queiroz Santos (UFU)
Gláucia Maria Cavasin (UFG)
Jullyana Borges de Freitas (IFG)
Jussanã Milograna (IFG)
Kellen Christina Malheiros Borges (IFG)
Kenia Alves Pereira Lacerda (IFG)
Liana de Lucca Jardim Borges (IFG)
Lídia Lobato Leal (IFG)
Lillian Pascoa Alves (IFG)
Manoel Napoleão Alves de Oliveira (IFG)
Marcelo Costa de Paula (IFG)
Marcelo Firmino de Oliveira (USP)
Maria Sebastiana Silva (UFG)
Marshal Gaioso Pinto (IFG)
Marta Rovery de Souza (UFG)
Mathias Roberto Loch (UEL)
Maurício José Nardini (MP/GO)
Pabline Rafaella Mello Bueno (IFG)
Paulo César da Silva Júnior (IFG)
Paulo Henrique do Espírito Santo Nestor (IFG)
Paulo Rosa da Mota (IFG)
Rachel Benta Messias Bastos (IFG)
Ronney Fernandes Chagas (IFG)
Rosana Gonçalves Barros (IFG)
Simone Souza Ramalho (IFG)
Waldir Pereira Modotti (UNESP)
Walmir Barbosa (IFG)

Créditos

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE GOIÁS

Reitora

Oneida Cristina Gomes Barcelos Irigon

Pró-Reitora de Pesquisa e Pós-Graduação

Lorena Pereira de Souza Rosa

Coordenadora da Editora

Vanderleida Rosa de Freitas e Queiroz

Projeto Gráfico, Ilustração e Capa

Pedro Henrique Pereira de Carvalho

Diagramação

Renata Rosa Franco

Olliver Robson Mariano Rosa

Revisão

Tiknet Edição Ltda - EPP

Conselho Editorial

Presidente

Vanderleida Rosa de Freitas e Queiroz

Titulares

Lidiaine Maria dos Santos

Darlene Ana de Paula Vieira

Adriano de Carvalho Paranaíba

Cristina Gomes de Oliveira Teixeira

Alessandro Silva de Oliveira

Kalinka Martins da Silva

Cláudia Helena dos Santos Araújo

Bruno Pilastre de Souza Silva Dias

Suplentes

Ruberley Rodrigues de Souza

Olívio Carlos Nascimento Souto

Hellen da Silva Cintra de Paula

Ricardo Fernandes de Sousa

Ana Beatriz Machado de Freitas

Lemuel da Cruz Gandara

Formato 160 x 230mm

Tipografia Myriad Pro Bold 12/18 (títulos)
Chaparral Pro 12/18 (texto)

Imagem da Capa

<https://unsplash.com/photos/8teC4YK2MTA>



JÚLIA BORGES DOS SANTOS é graduada em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Uberlândia (UFU), com parte dos estudos realizada na Universidade da Beira Interior (UBI), Portugal. Mestre em Estruturas também pela UFU. Doutora em Estruturas pela Universidade de Brasília (UnB), com parte dos estudos realizada na École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Suíça. É professora de Estruturas no Instituto Federal de Goiás (IFG).



A informática na sua essência veio para aperfeiçoar a Engenharia de Estruturas, e jamais substituí-la. O futuro Engenheiro deve estar apto a utilizar um sistema computacional de forma responsável, sabendo distinguir quais os seus benefícios e as suas limitações. E, sobretudo, colocar o conhecimento em Engenharia sempre como sua meta principal

Eng. Alio Kimura, sócio-diretor da TQS

O livro chama a atenção para a importância da utilização mais correta possível da rigidez das ligações viga-pilar nas estruturas de concreto armado moldadas “in loco” ou pré-moldadas, quando da análise, projeto e dimensionamento dessas estruturas em edifícios de muitos andares, das implicações dessa rigidez na verificação da estabilidade global das estruturas e na redistribuição de esforços na estrutura.

Uma avaliação precisa da estabilidade global é obviamente fundamental para a segurança da estrutura e para todo o projeto estrutural, ainda mais porque, com a utilização dos materiais mais resistentes e modernos recursos computacionais, estruturas mais esbeltas e com muitos mais pavimentos passaram a ser projetadas e construídas, com maiores deslocamentos horizontais e com efeitos de segunda ordem significativos, impactando a redistribuição de esforços e o correto dimensionamento de todos os elementos estruturais.

Guilherme Sales Melo

PROFESSOR TITULAR DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA



INSTITUTO FEDERAL
DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA
Goiás

 editora ifg


Associação Brasileira
das Editoras Universitárias