

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL

INFLUÊNCIA DO COMPORTAMENTO DAS LIGAÇÕES NA
ESTABILIDADE DE ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E
CONCRETO

Antonio Carlos Pulido

SÃO CARLOS

2014

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL

INFLUÊNCIA DO COMPORTAMENTO DAS LIGAÇÕES NA
ESTABILIDADE DE ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E
CONCRETO

Antonio Carlos Pulido

Dissertação apresentada ao Programa de Pós Graduação em Estruturas e Construção Civil do Centro de Ciências Exatas de Tecnologia da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Estruturas e Construção Civil.

Área de Concentração: Estruturas

Orientadora: Prof^ª. Dr^ª. Silvana De Nardin

SÃO CARLOS

2014

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

P981ic Pulido, Antonio Carlos.
Influência do comportamento das ligações na estabilidade
de estruturas mistas de aço e concreto / Antonio Carlos
Pulido. -- São Carlos : UFSCar, 2014.
173 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São
Carlos, 2014.

1. Construção civil. 2. Elementos mistos de aço e
concreto. 3. Ligações mistas. 4. Estabilidade global. 5.
Pórticos planos. 6. Pórticos tridimensionais. I. Título.

CDD: 690 (20^a)

ANTONIO CARLOS PULIDO

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 16 de junho de 2014.

Banca Examinadora constituída pelos membros:



Profª Drª Silvana De Nardin
Departamento de Engenharia Civil/PPGECiv/UFSCar
Orientadora



Profª Drª Luciana Maria Bonvino Figueiredo Pizzo
Coordenadora do Curso de Engenharia Civil/UNICEP



Prof. Dr. Wanderson Fernando Maia
Departamento de Engenharia Civil/DECiv/UFSCar

Dedico este trabalho a todos aqueles que acreditam que para que seja possível é preciso acreditar, e que fazem das dificuldades e desafios encontrados um alimento para o tamanho da sua vitória e sucesso.

Em Especial a memória de meus grandes amigos Edinei Antonio Burin e Paulo Henrique Ribeiro.

AGRADECIMENTOS

A minha esposa Andréia, a minha filha Anne Caroline e ao meu Filho André Luis pela compreensão nos momentos de ausência e pelo incentivo para elaboração deste trabalho.

A minha orientadora Professora Dr^a. Silvana De Nardin pela compreensão nas minhas dificuldades e limitações, pelo incentivo, por acreditar na minha capacidade e pela sua brilhante orientação, fazendo com este trabalho chegasse ao final.

Ao Professor Dr. Alex Sander Clemente de Souza pelo convite e incentivo para ingressar nesta pesquisa, acreditando sempre em minha capacidade desde os tempos de graduação onde foi meu mestre.

Aos Meus pais José Pulido e Maria de Lourdes Pulido pela educação, pelo apoio em meus estudos, pelo espelho que são em minha vida mostrando que a vontade de vencer vem acima de qualquer coisa e que um sonho pode se tornar realidade , basta acreditar.

A minha irmã Alcioni Pulido Dolci ao meu cunhado Tarso Dolci e a minha sobrinha Isabela pela paciência e pelo apoio de forma plena.

Aos meus amigos de classe Jorge e Razzi, pelo companheirismo, pelo pronto atendimento em dúvidas e pelos momentos agradáveis.

A Solange secretaria do PPGCiv pelo pronto atendimento que sempre tive e aos Brilhantes professores Edson, Emília e Maria Imaculada e Márcio, pela correção ortográfica realizada neste trabalho.

RESUMO

PULIDO, A. C. (2014). **Influência do Comportamento das Ligações na Estabilidade de Estruturas Mistas de Aço e Concreto**. São Carlos. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de São Carlos, UFSCAR, Brasil.

O objetivo deste trabalho é avaliar a influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento e na transferência de forças entre componentes estruturais de sistemas estruturados em elementos mistos de aço e concreto. Para isso, serão utilizados dados do comportamento Momento vs. Rotação de uma ligação viga-pilar misto preenchido já investigada experimentalmente. Os resultados experimentais de rigidez serão inseridos em modelos de pórticos planos e tridimensionais, de forma que os parâmetros de estabilidade global possam ser avaliados em função da rigidez da ligação viga-pilar. Para o estudo da estabilidade são consideradas as recomendações da norma brasileira de estruturas de aço e mistas ABNT NBR 8800:2008. Para as simulações numéricas foi utilizado o pacote computacional SAP 2000[®] no qual foi modelado um pórtico plano com dez pavimentos e um pórtico tridimensional, variando-se o número de pavimentos e a rigidez das ligações. Para o pórtico plano foram realizadas análises comparativas da distribuição de esforços, do consumo de aço e da estabilidade considerando que as ligações viga-pilar representadas no modelo simulem as seguintes situações quanto à rigidez: ligações rígida e semirrígida, cuja rigidez foi determinada experimentalmente, além de parcelas desta rigidez experimental. Para os pórticos tridimensionais, além da variação de rigidez, foi analisada a influência do número de pavimentos sobre os parâmetros de estabilidade e distribuição de esforços nos elementos estruturais. Os resultados mostraram que a rigidez das ligações altera a distribuição dos esforços e a variação no número de pavimentos influencia nos parâmetros de estabilidade global. No entanto, é possível conceber estruturas com ligações viga-pilar semirrígidas respeitando os limites normativos para os parâmetros de estabilidade e reduzindo o consumo de aço sob a forma de perfis.

Palavras-chave: elementos mistos de aço e concreto, análise estrutural, ligações mistas, ligações semirrígidas, estabilidade global, pórtico plano, pórtico tridimensional.

ABSTRACT

PULIDO, A. C. (2014). **Influence of the Behavior of Connections on the Stability of Concrete-Steel Composite Structures**. São Carlos. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de São Carlos, UFSCAR, Brasil.

The objective of this work was to evaluate the influence of the rigidity of the beam-to-column connections as well as the transference of forces among the structural components in steel-concrete composite structures. To do this, data regarding the Moment vs. Rotation curve behavior of a concrete filled beam-to-column connection, previously evaluated on a different work was used for comparison. The experimental value of rigidity was inserted into models of plane frames and tridimensional models, in a way that the global stability parameters can be evaluated according to the rotational stiffness of the beam-to-column connections.

In order to evaluate the stability, was led in consideration the ABNT NBR 8800:2008 Brazilian code recommendations. For the numeric simulations, the software SAP 2000® was used, in which it was simulated a plane frame model with ten floors, and also a tridimensional frame, varying the number of floors. Once constructed the numerical models, for the plane frame comparative analysis were performed study of the redistribution of forces, of consumption of steel and stability considering that the beam-to-column connections represented in the models, simulate the following situations regarding the system stiffness: rigid and semi-rigid connections and also ratios of experimental stiffness.

For the tridimensional model, besides the variation of the stiffness connection the influence of number of floors on the parameters of stability and distribution of forces on structural elements was also analyzed in the present study. The results showed that the stiffness of the beam-to-connections alters the distribution of forces, and that the variation on the number of floors have influence on the global stability parameter. However, it is possible to design structures with semi-rigid beam-to-column connections respecting the normative limits for the parameters of stability and reducing the consumption of steel in the form of profiles.

Key words: steel-concrete composite elements, structural analysis, composite connections, semi-rigid connections, global stability, plane frame, tridimensional frame.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1.1 - Sistema estrutural de um edifício estruturado em elementos mistos de aço e concreto | 22 |
| Figura 1.2 - Curvas Momento – Rotação, típicas de ligações em aço..... | 23 |
| Figura 1.3 - Exemplos de elementos mistos de aço e concreto | 24 |
| Figura 1.4 - Primeiros registros de edifícios brasileiros estruturados com elementos mistos de aço e concreto | 25 |
| Figura 1.5 - Exemplos recentes da utilização de elementos mistos de aço e concreto em edifícios | 26 |
| Figura 1.6 - Ligação com chapa passante utilizada como referência | 28 |
| Figura 1.7 - Fluxograma das principais etapas do presente estudo | 30 |
| Figura 1.8 - Vista da ligação viga-pilar ensaiada por De Nardin (2007)..... | 31 |
| Figura 2.1 - Curvas Momento-Rotação e classificação das ligações | 35 |
| Figura 2.2 - Ligação mista com chapa de extremidade com altura total..... | 36 |
| Figura 2.3 - Ligação mista com cantoneiras parafusadas na alma (duas por viga) e na mesa inferior da viga apoiada | 36 |
| Figura 2.4 - Ligação mista com cantoneiras parafusadas na mesa inferior da viga apoiada.... | 36 |
| Figura 2.5 - Rigidez tangente e secante a partir das curvas Momento vs. Rotação | 38 |
| Figura 2.6 - Discretização em elementos finitos para a ligação ensaiada | 40 |
| Figura 2.7 - Detalhes das ligações ensaiadas..... | 41 |
| Figura 2.8 - Modelo de ligações ensaiadas por Figueiredo (2004) | 47 |
| Figura 2.9 - Detalhe de sistema de ensaio por Tristão (2006)..... | 50 |
| Figura 2.10 - Modelo de pavimento tipo estudado por Bessa (2006)..... | 53 |
| Figura 2.11 - Modelos ensaiados por Bessa (2006) | 54 |
| Figura 2.12 - Visão geral do modelo discretizado em elementos finitos | 56 |
| Figura 3.1 - Relação entre o parâmetro χ e o índice de esbeltez reduzido $\lambda_{0,m}$ | 61 |
| Figura 3.2 - Curvas de interação Momento vs. Força Normal: Modelo I | 62 |
| Figura 3.3 - Curvas de interação Momento vs. Força Normal: Modelo II..... | 63 |
| Figura 3.4 - Identificação das variáveis para o cálculo dos módulos de resistência plásticos em relação ao eixo x | 66 |
| Figura 3.5 - Identificação das variáveis para o cálculo dos módulos de resistência plásticos em relação ao eixo y | 67 |
| Figura 3.6 - Ilustração dos parâmetros para definição da largura efetiva de vigas mistas | 70 |

| | |
|--|-----|
| Figura 3.7 - Distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia sob momento positivo e interação total..... | 70 |
| Figura 3.8 - Distribuição de tensões para momento fletor negativo..... | 75 |
| Figura 3.9 - Distância da borda do fuste do conector à alma da nervura da forma de aço..... | 78 |
| Figura 3.10 - Seção mista real e homogeneizada | 82 |
| Figura 4.1 - Entrada de dados para dimensionamento de pilares mistos..... | 85 |
| Figura 4.2 - Detalhes da aba "Análise" | 87 |
| Figura 4.3 - Entrada de dados da planilha de dimensionamento para momento positivo | 90 |
| Figura 4.4 - Entrada de dados da planilha de dimensionamento para momento negativo | 91 |
| Figura 4.5 – Resultados da verificação para momento fletor negativo | 92 |
| Figura 5.1 - a) Configuração geral do modelo, b) Viga mista, c) Conectores de cisalhamento, d) Laje de concreto e) Viga I com dois eixos de simetria f) Pilar preenchido e g) Detalhe da ligação com chapa passante..... | 95 |
| Figura 5.2 - Elementos de barra para análise da rigidez de pilares | 97 |
| Figura 5.3 - Modelos para validação da rigidez das vigas mistas | 103 |
| Figura 5.4 - Modelos para estudo e validação da rigidez de vigas mistas de aço e concreto. | 105 |
| Figura 5.5 - Ligação ensaiada experimentalmente | 109 |
| Figura 5.6 - Resultados experimentais de deslocamentos das ligações..... | 109 |
| Figura 5.7 - Modelo numérico | 110 |
| Figura 5.8 - Comportamento Momento vs. Rotação da ligação: valores experimentais..... | 111 |
| Figura 5.9 - Ilustração da organização das fases do trabalho. | 114 |
| Figura 5.10 - Projeto arquitetônico e Concepção estrutural | 115 |
| Figura 5.11 - Caracterização geométrica do pórtico plano analisado..... | 119 |
| Figura 5.12 - Configuração geral dos carregamentos aplicados..... | 120 |
| Figura 5.13 - Modelagem tridimensional do pavimento tipo | 126 |
| Figura 5.14 - Modelagem para cinco pavimentos | 127 |
| Figura 6.1 - Momentos fletores nos nós 40 e 44 em função da rigidez das ligações | 136 |
| Figura 6.2 - Localização dos pórticos 1 e 2 para análises em três dimensões..... | 142 |
| Figura 6.3 - Comportamento Momento vs. Rotação obtido experimentalmente por De Nardin (2007) | 144 |
| Figura 6.4 - Localização dos nós selecionados no Modelo tridimensional | 146 |

LISTA DE GRÁFICOS

| | |
|---|-----|
| Gráfico 6.1 - Deslocamentos laterais no topo - Pórtico plano adaptado de Bellei et al. (2008) | 131 |
| Gráfico 6.2 - Deslocamentos laterais – Pórtico plano adaptado de Bellei et al. (2008)..... | 135 |
| Gráfico 6.3 - Variação de momentos fletores no nó 44: Pórtico plano | 137 |
| Gráfico 6.4 - Variação de momentos fletores no nó 40: Pórtico plano | 138 |
| Gráfico 6.5 - Variação de momentos fletores na viga: nó 40..... | 139 |
| Gráfico 6.6 - Variação de momentos fletores no pilar: nó 40 | 140 |
| Gráfico 6.7 - Deslocamentos laterais – Pórtico 01 | 145 |
| Gráfico 6.8 - Deslocamentos laterais – Pórtico 02 | 145 |
| Gráfico 6.9 - Variação de momentos fletores em viga e pilar do Pórtico 01: modelo ridimensional | 147 |
| Gráfico 6.10 - Variação de momentos fletores em viga e pilar do Pórtico 02: modelo tridimensional | 148 |
| Gráfico 6.11 - Influência da rigidez da ligação sobre os momentos fletores da viga do Pórtico 01 | 149 |
| Gráfico 6.12 - Influência da rigidez da ligação sobre os momentos fletores no pilar do Pórtico 01 | 149 |
| Gráfico 6.13 - Influência da rigidez da ligação sobre os momentos fletores da viga do Pórtico 02 | 151 |
| Gráfico 6.14 - Variação de momentos fletores para pilar do Pórtico 02..... | 151 |
| Gráfico 6.15 - Influência da rigidez sobre os deslocamentos horizontais: modelo com dez pavimentos..... | 152 |
| Gráfico 6.16 - Influência da rigidez sobre os deslocamentos horizontais: modelo com vinte pavimentos..... | 153 |
| Gráfico 6.17 - Influência do número de pavimentos nos deslocamentos horizontais no topo: modelos tridimensionais | 155 |
| Gráfico 6.18 - Parâmetro B_2 vs. número de pavimentos: influência da rigidez da ligação.... | 158 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|-----|
| Tabela 1.1 - Quadro-resumo dos pórticos estudados..... | 32 |
| Tabela 2.1 - Principais resultados obtidos por Barbosa (2006) e Lima (2003)..... | 49 |
| Tabela 2.2 - Modelos analisados por Avakian (2007)..... | 51 |
| Tabela 3.1 - Limites de aplicabilidade para pilares preenchidos de seção retangular (ABNT NBR 8800:2008) | 59 |
| Tabela 3.2 - Limites de aplicabilidade para Vigas mistas contínuas (ABNT NBR 8800:2008) | 68 |
| Tabela 3.3 - Parâmetros para definição da largura efetiva | 70 |
| Tabela 3.4 - Limites de deslocamentos para vigas. | 83 |
| Tabela 5.1 - Valores de rigidez inicial experimentais | 96 |
| Tabela 5.2 - Comparação de resultados do primeiro processamento em (mm) | 101 |
| Tabela 5.3 - Comparação de resultados do segundo processamento em (mm)..... | 102 |
| Tabela 5.4 - Características de geométricas da laje e do perfil de aço | 103 |
| Tabela 5.5 - Diferenças entre os modelos analisados..... | 105 |
| Tabela 5.6 - Comparação de resultados do primeiro processamento de vigas (mm)..... | 107 |
| Tabela 5.7 - Comparação de resultados de deslocamentos verticais do segundo processamento das vigas mistas (mm) | 108 |
| Tabela 5.8 - Resultados de deslocamentos verticais para diversos valores de força aplicada | 110 |
| Tabela 5.9 - Força vs. Rigidez do modelo experimental | 111 |
| Tabela 5.10 - Resultados da modelagem numérica vs. experimental..... | 111 |
| Tabela 5.11 - Detalhes dos modelos analisados | 112 |
| Tabela 5.12 - Etapas da modelagem..... | 113 |
| Tabela 5.13 - Ações utilizadas na modelagem dos modelos tridimensionais | 116 |
| Tabela 5.14 - Combinações últimas e de serviço para Pórtico plano | 116 |
| Tabela 5.15 - Combinações adicionais para dimensionamento de Pórticos tridimensionais . | 117 |
| Tabela 5.16 - Resultados do fator S2 para cada pavimento (interpolação linear) | 121 |
| Tabela 5.17 - Distribuição das forças do vento em função da altura da edificação | 121 |
| Tabela 5.18 - Sequência das análises realizadas..... | 123 |
| Tabela 5.19 - Resumo do dimensionamento dos modelos tridimensionais..... | 128 |
| Tabela 5.20 - Sequência das análises realizadas nos modelos tridimensionais..... | 129 |
| Tabela 6.1 - Valores de rigidez utilizados nas análises | 130 |
| Tabela 6.2 - Valores de deslocamentos horizontais: Pórtico plano..... | 132 |

| | |
|--|-----|
| Tabela 6.3 - Deslocamentos horizontais δ_1 e δ_2 e parâmetro B_2 : Pórtico plano e ligação rígida | 133 |
| Tabela 6.4 - Deslocamentos horizontais δ_1 e δ_2 e parâmetro B_2 : Pórtico plano e ligação semirrígida | 133 |
| Tabela 6.5 - Síntese de Resultados de B_2 para o Pórtico plano | 135 |
| Tabela 6.6 - Variação de momentos fletores solicitantes no nó 44: Pórtico plano..... | 137 |
| Tabela 6.7 - Variação de momentos fletores solicitantes no nó 40: Pórtico plano..... | 138 |
| Tabela 6.8 - Deslocamentos horizontais no topo (cm) | 140 |
| Tabela 6.9 - Resultados de deslocamentos horizontais para o modelo tridimensional: Pórtico 01 | 143 |
| Tabela 6.10 - Resultados de deslocamentos horizontais para o modelo tridimensional: Pórtico 02 | 143 |
| Tabela 6.11 - Momentos fletores solicitantes para o Pórtico 01 (kN.cm)..... | 147 |
| Tabela 6.12 - Momentos fletores solicitantes para o Pórtico 02 devido flexibilização do Nó 02 (kN.cm)..... | 148 |
| Tabela 6.13 - Deslocamentos horizontais no topo: influência do número de pavimentos (cm) | 154 |
| Tabela 6.14 - Deslocamentos horizontais no topo: influência do número de pavimentos (cm) | 156 |
| Tabela 6.15 - Influência do número de pavimentos sobre o parâmetro de estabilidade..... | 156 |
| Tabela 6.16 - Deslocamentos relativos interpavimentos e máximos valores de B_2 | 157 |
| Tabela 6.17 - Síntese dos parâmetros B_2 | 158 |
| Tabela 6.18 - Esforços para o dimensionamento de vigas | 160 |
| Tabela 6.19 - Resumo do Dimensionamento de vigas e consumo de aço..... | 161 |
| Tabela 6.20 - Esforços para o dimensionamento de pilares | 161 |
| Tabela 6.21 - Resumo do Dimensionamento de pilares | 161 |
| Tabela 6.22 - Consumo de aço x rigidez da ligação | 162 |
| Tabela 6.23 - Deslocamento horizontal x número de pavimentos: modelo tridimensional ... | 163 |

LISTA DE ABREVIATURAS

- a: espessura da região comprimida da laje
- b: largura do perfil de aço
- b_{ef} : largura efetiva da laje de concreto
- b_{tr} : largura efetiva transformada
- d: altura do perfil de aço
- d_1 : distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse perfil
- d_3 : distância do centro geométrico da armadura longitudinal à LNP
- d_4 : distância da força de tração, situada no centro geométrico da área tracionada da seção do perfil de aço, à LNP
- d_5 : distância da força de compressão, situada no centro geométrico da área comprimida da seção do perfil de aço, à LNP
- e_m : distância da borda do fuste do conector à alma da nervura da forma de aço
- e_{xi} : distância do eixo da barra da armadura ao eixo y
- e_{yi} : distância do eixo da barra da armadura ao eixo y
- f_{cd} : resistência a compressão do concreto simples, valor de cálculo, igual a $f_{ck}/1,4$
- f_{cd1} : dado pelo produto $\alpha \cdot f_{cd}$
- f_{ck} : resistência a compressão do concreto simples
- f_{sd} : resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura
- f_{ucs} : resistência à ruptura do aço do conector
- f_y : resistência ao escoamento do perfil de aço
- f_{yd} : resistência ao escoamento do perfil de aço, valor de cálculo, igual a $f_{yk}/1,10$
- h_0 : distância entre os centros geométricos das mesas do perfil de aço
- h_f : espessura da pré-laje pré-moldada de concreto ou a altura das nervuras da laje com forma de aço incorporada
- h_n : posição da linha neutra plástica
- h_w : altura da alma, tomada como distância entre as faces internas das mesas
- t: espessura da parede do perfil de aço
- t_f : espessura da mesa superior do perfil de aço
- t_w : espessura da alma do perfil de aço
- t_c : altura do concreto comprimido

y_a : posição da linha neutra no perfil de aço

y_{ac} : CG da área comprimida

y_{at} : CG da área tracionada

y_c : distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior

y_{np} : posição da linha neutra a partir do topo da mesa superior

y_p : distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior do perfil de aço

y_t : distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior

y_{tr} : posição da linha neutra da seção transformada

A_a : área da seção transversal do perfil de aço

A_{ac} : área comprimida da seção de aço

A_{af} : área da mesa superior do perfil de aço

A_{af} : área da mesa superior perfil de aço

A_{at} : área tracionada do perfil de aço

A_{aw} : área da alma do perfil de aço

A_c : área da seção transversal de concreto

A_{cs} : área da seção transversal do conector

A_{sl} : área da armadura longitudinal dentro da largura efetiva da laje de concreto

A_w : área efetiva de cisalhamento

C_{ad} : força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço

C_{bdist} : fator de modificação para momento fletor não-uniforme

C_{cd} : força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto

C_{cs} : força resistente de cálculo da espessura comprimida do perfil de aço

E_a : módulo de elasticidade do aço do perfil, igual a 200.000 MPa

E_c : módulo de elasticidade do concreto

$(EI)_e$: rigidez efetiva do pilar misto á flexão

F_{hd} : força de cisalhamento de cálculo entre o componente de aço e a laje

I_a : momento de inércia da seção transversal do perfil de aço

I_c : momento de inércia da seção transversal do concreto não fissurado

I_{ef} : inércia transformada da seção mista (interação parcial)

I_{tr} : inércia transformada da seção mista homogeneizada (interação total)

KL: comprimento de flambagem do pilar misto

K_v : coeficiente de flambagem para força cortante

L_x : comprimento destravado do pilar entre contenções laterais, direção x

L_y : comprimento destravado do pilar entre contenções laterais, direção y

M_0 : momento na extremidade, que provoca a maior tensão de compressão na mesa inferior

M_1 : momento na outra extremidade (pode ser negativo ou positivo)

M_c : momento no centro do vão

M_{cx} e M_{cy} : são dado por $0,9 M_{pl,x,Rd}$ e $0,9 M_{pl,y,Rd}$ respectivamente

M_{dx} e M_{dy} : são dado por $0,8 M_{max,pl,x,Rd}$ e $0,8 M_{max,pl,y,Rd}$ respectivamente

$M_{max,pl,x,Rd}$ e $M_{max,pl,y,Rd}$: momentos fletores máximo resistentes a plastificação de cálculo em relação ao eixo x e y

$M_{pl,Rd}$: momento fletor resistente a plastificação de cálculo

$M_{pl,x,Rd}$ e $M_{pl,y,Rd}$: momentos fletores resistentes a plastificação de cálculo em relação ao eixo x ou y respectivamente.

M_{Rd} : momento positivo resistente de cálculo

M_{Sd} : momento positivo solicitante de cálculo

$M_{x,i,Sd}$ e $M_{y,i,sd}$: momentos fletores solicitantes, devido a imperfeições ao longo do pilar em relação aos eixos x e y, respectivamente

$M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$: momentos fletores resistentes, de cálculo, em relação aos eixos x e y, respectivamente

$M_{x,Sd}$ e $M_{y,sd}$: momentos fletores solicitantes de cálculo totais em relação ao eixo x e y respectivamente

$M_{x,tot,sd}$ e $M_{y,tot,sd}$: momentos fletores solicitantes de cálculo totais em relação ao eixo x e y respectivamente

\bar{M}_{Rd} : momento fletor negativo resistente de cálculo

$\bar{M}_{dist,Rd}$: momento fletor na região negativa com distorção da seção transversal

\bar{M}_{Sd} : momento fletor negativo solicitante de cálculo

N_e : força axial de flambagem elástica

$N_{G,sd}$: parcela da força axial solicitante de cálculo devida à ação permanente e à ação decorrente do uso, de atuação quase permanente

$N_{pl,a,Rd}$: força axial de compressão resistente, de cálculo, à plastificação do perfil de aço

$N_{pl,c,Rd}$: força axial de compressão resistente, de cálculo, à plastificação da seção de concreto

$N_{pl,Rd}$: força axial de compressão resistente, de cálculo, à plastificação total

N_{Rd} : força axial de compressão resistente de cálculo

N_{sd} : força axial solicitante de cálculo

Q_{Rd} : resistência do conjunto de conectores

R_g : coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores

R_p : é um coeficiente para a consideração da posição do conector

T_{ad} : força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço

T_c : altura da laje de concreto

T_{ds} : força resistente de tração de cálculo nas barras da armadura longitudinal

V_{hRd} : fluxo de cisalhamento

V_{pl} : força cortante correspondente a plastificação da alma por cisalhamento

V_{Rd} : força cortante resistente de cálculo

V_{sd} : força cortante solicitante de cálculo

Z_a e Z_c : módulos de resistência plásticos da seção do perfil de aço e da seção de concreto

Z_{an} e Z_{cn} : módulos de resistência plásticos definidos de acordo com o item P.5.4.3 e P.5.4.4 da NBR ABNT 8800:2008

α : coeficiente tomado igual a 0,85 para seções mistas retangulares preenchidas

α_E : razão modular entre os materiais

β_{vm} : igual 1,00 para vigas biapoiadas ou contínuas

γ_{cs} : coeficiente de ponderação da resistência do conector

δ : fator de contribuição do aço

χ : fator de redução da força resistente a plastificação da seção

λ : índice de esbeltez

$\lambda_{0,m}$: índice de esbeltez reduzido

χ_{dist} : fator de redução para flambagem lateral com distorção da seção transversal

λ_{dist} : parâmetro de esbeltez para cálculo de distorção lateral da seção transversal

λ_p : parâmetro de esbeltez limite para seções compactas

λ_r : parâmetro de esbeltez limite para seções semi-compactas

μ_x e μ_y : coeficiente de cálculo para o Modelo II

SUMÁRIO

| | |
|---|-----------|
| CAPÍTULO 01: INTRODUÇÃO..... | 21 |
| 1.1 Considerações iniciais | 21 |
| 1.2 Elementos mistos de aço e concreto | 23 |
| 1.3 Justificativas | 27 |
| 1.4 Objetivos..... | 27 |
| 1.5 Metodologia..... | 29 |
| 1.6 Organização da dissertação..... | 32 |
| CAPÍTULO 2: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 34 |
| 2.1 As ligações viga-pilar: comportamento | 34 |
| 2.2 Ligações Mistas | 35 |
| 2.2.1 Componentes da ligação mista | 37 |
| 2.3 Rigidez da ligação Viga-Pilar..... | 37 |
| 2.4 Classificação das ligações quanto ao comportamento Momento-Rotação..... | 38 |
| 2.5 Estabilidade global..... | 41 |
| 2.6 Prescrições normativas da ABNT NBR 8800:2008 – Método da Amplificação dos Esforços solicitantes | 44 |
| 2.7 Simulações numéricas | 46 |
| 2.8 Comentários finais | 57 |
| CAPÍTULO 3: DIMENSIONAMENTO DE ELEMENTOS MISTOS DE AÇO E CONCRETO..... | 58 |
| 3.1 Pilares retangulares preenchidos mistos de aço e concreto..... | 58 |
| 3.1.1 Aspectos gerais e limites de aplicabilidade..... | 58 |
| 3.1.2 Pilares submetidos a compressão simples..... | 60 |
| 3.1.3 Pilares submetidos a flexo-compressão | 62 |
| 3.2 Vigas mistas de aço e concreto | 68 |
| 3.2.1 Limites de aplicabilidade e processo construtivo | 68 |
| 3.2.2 Comportamento conjunto (misto) aço-concreto e largura efetiva..... | 69 |
| 3.2.3 Dimensionamento à flexão – momento resistente positivo..... | 70 |
| 3.2.4 Dimensionamento à flexão – momento fletor resistente negativo..... | 73 |
| 3.2.4.1 Limitações e momento fletor resistente negativo..... | 73 |
| 3.2.4.2 Verificação da flambagem lateral por distorção da seção transversal | 76 |
| 3.2.5 Resistência dos conectores de cisalhamento e número de conectores | 77 |
| 3.2.6 Verificação à força cortante | 79 |

| | | |
|---|--|------------|
| 3.2.7 | Verificação dos estados limites de serviço..... | 80 |
| 3.2.7.1 | Deslocamentos verticais..... | 80 |
| 3.2.7.2 | Controle da fissuração..... | 83 |
| CAPÍTULO 4: SISTEMATIZAÇÃO DA VERIFICAÇÃO DE EMENTOS MISTOS..... | | 84 |
| 4.1 | Considerações iniciais | 84 |
| 4.2 | Planilhas para pilares mistos de aço e concreto de seção retangular..... | 85 |
| 4.2.1 | Aba Entrada de dados..... | 85 |
| 4.2.2 | Aba Análise..... | 87 |
| 4.3 | Planilhas para vigas mistas de aço e concreto | 89 |
| 4.3.1 | Aba Entrada de Dados..... | 89 |
| 4.3.2 | Dimensionamento de vigas biapoiadas: momento fletor resistente positivo | 89 |
| 4.3.3 | Dimensionamento de vigas biapoiadas: momento fletor resistente negativo | 90 |
| 4.3.4 | Aba Análise..... | 92 |
| CAPÍTULO 5: MODELAGEM NUMÉRICAS DOS PÓRTICOS | | 94 |
| 5.1 | Considerações iniciais e descrição do modelo experimental de ligação | 94 |
| 5.2 | Elementos de viga e pilar: considerações sobre a modelagem | 96 |
| 5.2.1 | Estudo e Validação da rigidez dos Pilares | 97 |
| 5.2.2 | Estudo e Validação da rigidez das Vigas | 102 |
| 5.2.3 | Estudo e Validação da rigidez da ligação mista..... | 108 |
| 5.3 | Modelagem dos pórticos planos e tridimensionais | 112 |
| 5.3.1 | Modelos analisados | 112 |
| 5.3.2 | Metodologia para análise | 113 |
| | Etapa 01 - Idealização do projeto arquitetônico e adaptação do pórtico plano..... | 114 |
| | Etapa 02 - Estudo dos carregamentos e combinações de ações para o dimensionamento..... | 115 |
| | Etapa 03 - Levantamento dos esforços devidos ao vento | 118 |
| | Etapa 04 - Modelagem do pórtico plano | 118 |
| | Etapa 05 - Modelagem e análise dos modelos tridimensionais..... | 124 |
| CAPÍTULO 06: ANÁLISE DE RESULTADOS | | 130 |
| 6.1 | Introdução | 130 |
| 6.2 | Pórtico plano..... | 131 |
| 6.3 | Modelo tridimensional..... | 141 |
| 6.3.1 | Influência da rigidez da ligação | 142 |
| 6.3.2 | Influência do número de pavimentos sobre os deslocamentos laterais..... | 151 |

| | | |
|--|--|------------|
| 6.4 | Análises comparativas | 159 |
| 6.4.1 | Rigidez das ligações vs. consumo de aço: Pórtico plano | 159 |
| 6.4.2 | Rigidez da ligação vs. número de pavimentos | 162 |
| CAPÍTULO 07: CONSIDERAÇÕES FINAIS | | 165 |
| 7.1 | Confecção e utilização de planilhas eletrônicas | 165 |
| 7.2 | Análise estrutural | 166 |
| 7.3 | Influência da rigidez da ligação | 167 |
| 7.4 | Sugestões para trabalhos futuros | 168 |
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | | 170 |
| APÊNDICE A: EXEMPLO DE APLICAÇÃO DAS PLANILHAS ELETRÔNICAS..... | | 174 |
| APÊNDICE B: TABELA DE RESULTADOS DE CARREGAMENTOS DE VENTO PARA A MODELAGEM NUMÉRICA..... | | 182 |

Capítulo 01: Introdução

1.1 Considerações iniciais

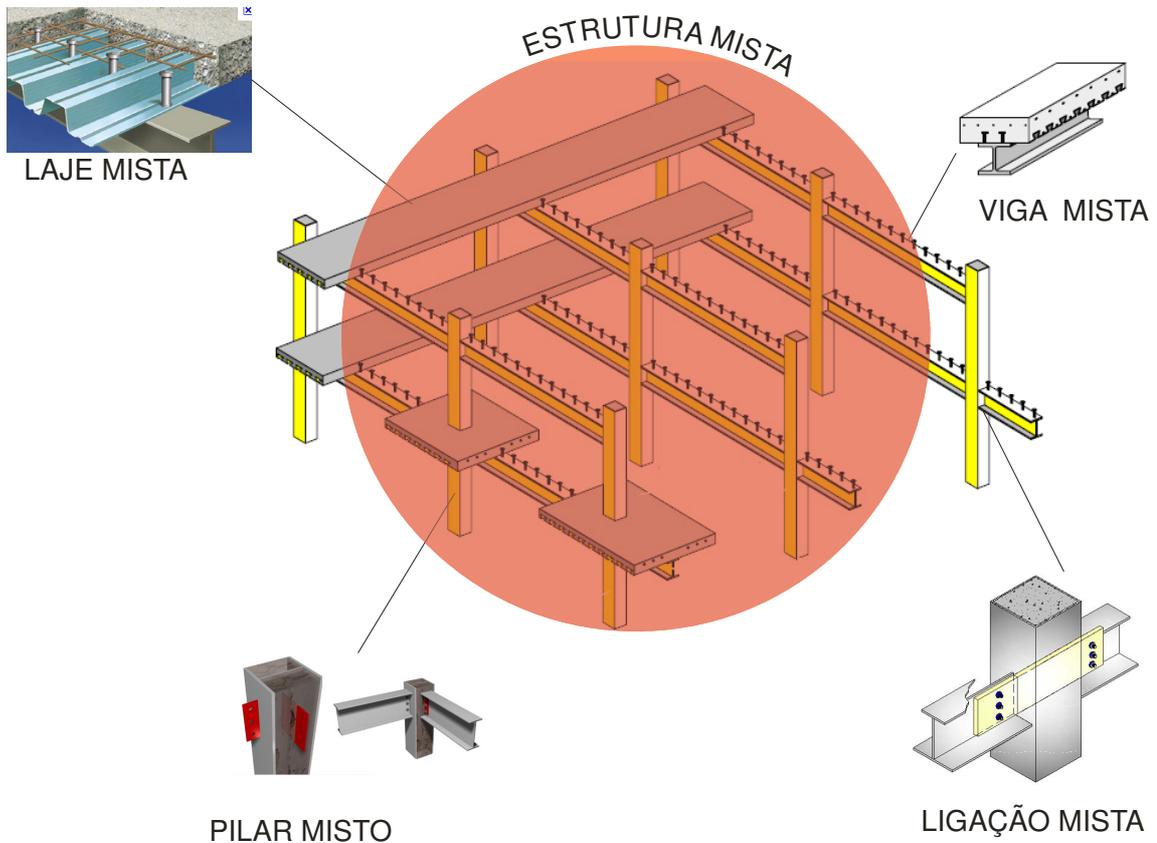
No projeto de uma edificação é comum nos depararmos com diversos tipos de estruturas, inúmeros sistemas construtivos e também com o emprego de diversos tipos de materiais, cada um com suas particularidades quanto à resistência e comportamento, materiais estes desenvolvidos com o intuito de atender às necessidades da engenharia moderna.

Dentre as possibilidades para os sistemas estruturais de edifícios de múltiplos pavimentos, aqueles estruturados em elementos de aço ou em elementos mistos de aço e concreto, têm seu lugar de destaque por possuírem características peculiares tais como: alta resistência, seções compactas, leveza, precisão dimensional, como também grande rigidez e velocidade de execução. No entanto, pode-se apontar algumas desvantagens tais como: inviabilização econômica dependendo do local que se queira utilizar os perfis de aço e do porte da edificação, ligação entre os componentes, desconhecimento de sistemas construtivos com elementos mistos, alto custo dos perfis, falta de mão de obra local especializada, entre outras.

Tais sistemas estruturais não têm caráter monolítico, como ocorre com as estruturas em concreto armado moldado *in loco*, e isto resulta na necessidade de atenção especial à região das ligações entre os elementos estruturais.

Segundo De Nardin (2008), um elemento misto de aço e concreto é fruto da utilização do aço na forma de perfis laminados, dobrados ou soldados, que trabalha em conjunto com o concreto simples ou armado. Este tipo de associação pode gerar vigas, lajes, pilares e ligações mistas, como mostrado na Figura 1.1. O conceito de elemento misto define a importância do aproveitamento destes dois materiais que, nos dias atuais, são indispensáveis à construção civil, constituindo uma associação com bastante potencial, onde as ligações são ponto essencial para esse sistema e para o seu desenvolvimento. As estruturas mistas podem ser encontradas em diversas tipologias de construções, podendo atender às necessidades de edificações térreas e de grandes edifícios como: Millennium Tower (Vienna – Áustria), Citibank Duisburg (Duisburg – Germany), Estacionamento “DEZ” (Innsbruck - Áustria), Two Union Square (Washington), Ibis Hotel Paulista (São Paulo – SP), Taguatinga Shopping (Brasília – DF), entre outros.

Figura 1.1 - Sistema estrutural de um edifício estruturado em elementos mistos de aço e concreto



Fonte: De Nardin (2007)

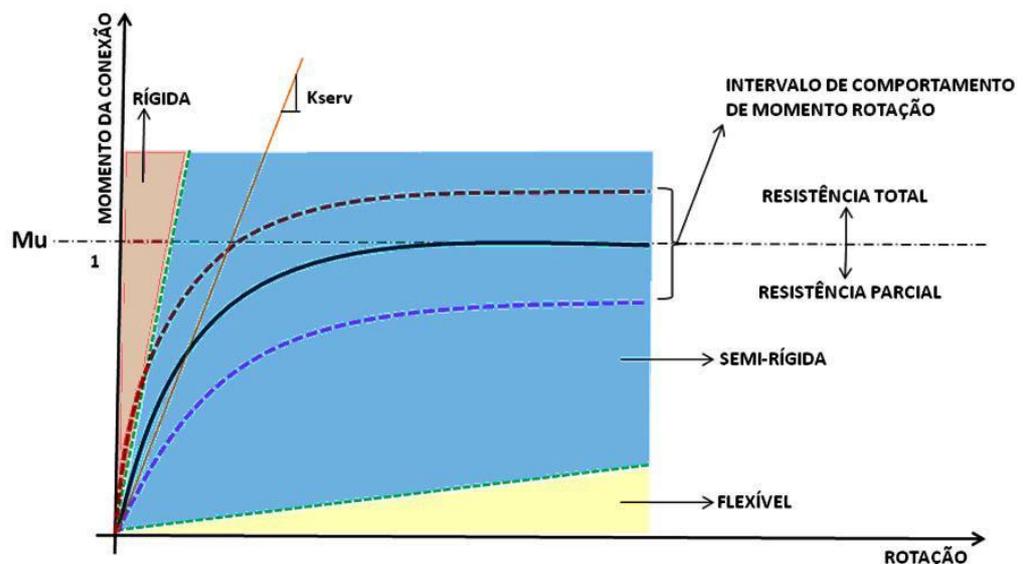
As ligações são dispositivos de conexão entre os elementos da estrutura, que podem ser: viga-pilar, pilar-fundação ou viga-viga. No presente texto nos ateremos às ligações viga-pilar. As ligações têm a função de transferir os esforços entre os elementos conectados e esta distribuição entre os diversos elementos estruturais dependerá, em grande parte, da rigidez das ligações viga-pilar e viga-viga. A rigidez das ligações também interfere diretamente na deslocabilidade da estrutura influenciando, conseqüentemente, a estabilidade global do sistema resistente da edificação.

As ligações controlam as parcelas de esforços que serão transferidos e, em função da rotação entre os elementos conectados, as ligações podem ser classificadas quanto à sua rigidez em:

- a) ligações rígidas: nestas ligações, a rotação viga-pilar é muito pequena e, por isso, a ligação é capaz de transferir grande parte dos esforços de momento fletor entre os elementos conectados;
- b) ligações flexíveis: a rotação entre os elementos conectados é muito grande e, portanto, a ligação transfere uma parcela pequena de momento fletor;

- c) ligações semirrígidas: ligações que têm rotação intermediária entre as ligações flexível e rígida (veja Figura 1.2). A rigidez pode ser representada simplificada por uma mola que, introduzida na região de ligação entre os elementos estruturais, tem sua rigidez representada pelo coeficiente k (também denominado coeficiente de mola).

Figura 1.2 - Curvas Momento – Rotação, típicas de ligações em aço



A seguir, será feita uma breve descrição dos elementos mistos de aço e concreto, dando ênfase aos elementos mistos que serão utilizados no presente trabalho.

1.2 Elementos mistos de aço e concreto

Antes de falar especificamente dos elementos mistos de aço e concreto, faz-se necessário definir o termo “estrutura mista”. Define-se estrutura mista como sendo aquela composta por elementos mistos de aço e concreto, ou seja, são encontrados aço e concreto na composição do mesmo elemento estrutural. Com base nesta definição, se verifica que o mais comum é termos estruturas híbridas, nas quais a variação de materiais ocorre entre os elementos estruturais, ou seja, um pilar de aço, uma viga mista, uma laje de concreto armado e outras combinações diversas. A diferença básica entre ambas, é que nas estruturas mistas há vários materiais compondo o mesmo elemento estrutural, e nas estruturas híbridas, a variação de material ocorre de um elemento estrutural para o outro.

Isso posto, de acordo com Griffis (1994) e De Nardin (1999), o surgimento das primeiras estruturas mistas data de 1894 quando foram construídas uma ponte em Iowa e o

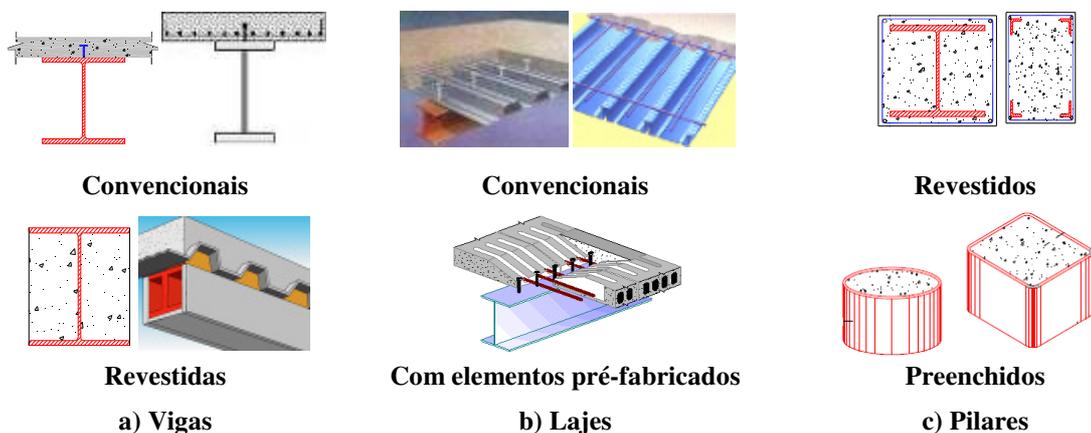
Edifício Methodist Building em Pittsburgh, nos EUA, ambos utilizando vigas de aço de seção I, revestidas com concreto. Estas duas construções evidenciaram duas importantes vantagens atribuídas a alguns tipos de elementos mistos: a proteção contra a ação do fogo e da corrosão.

Ainda segundo De Nardin (2003), o concreto associado ao aço compo elementos mistos, surgiu como uma alternativa simples e pouco onerosa de proteção contra o fogo e a corrosão, e portanto, sem função estrutural. A idéia de proteção dos pilares de aço impulsionou o surgimento dos primeiros elementos mistos de aço e concreto que, desde então, evoluíram e hoje apresentam variações no arranjo e composição destes materiais.

A utilização de elementos mistos cresceu significativamente nas últimas décadas devido a suas características econômicas, construtivas e estruturais. Neste sentido, podem ser destacadas vantagens como: redução das dimensões dos elementos estruturais, com conseqüente economia de materiais, mão-de-obra e de desperdício de materiais, maior área livre por pavimento; grande resistência, rigidez e ductilidade, especialmente com o advento dos aços e concretos de alta resistência.

De Nardin (2003) define Sistemas estruturais mistos como sendo elementos mistos formados por perfis metálicos associados a concreto moldado no local ou pré-moldado, trabalhando em conjunto e formando a seção resistente. Assim, em um elemento misto de aço e concreto, o aço é utilizado na forma de perfis que trabalham em conjunto com o concreto simples ou armado. Sendo assim, um perfil de aço trabalhando em conjunto com o concreto dá origem a um pilar misto, uma viga mista, uma laje ou uma ligação mista (Figura 1.3). O comportamento conjunto aço/concreto, pode ser promovido por conectores de cisalhamento, mossas, saliências, por atrito, aderência e repartição de cargas, dependendo do tipo de elemento e dos esforços nele atuantes.

Figura 1.3 - Exemplos de elementos mistos de aço e concreto



As primeiras obras a utilizarem elementos mistos de aço e concreto no Brasil, se limitaram a alguns edifícios e pequenas pontes, executadas nas décadas de 1950 e 1960. Dois exemplos desta época são mostrados na Figura 1.4.

Figura 1.4 - Primeiros registros de edifícios brasileiros estruturados com elementos mistos de aço e concreto



a) Edifício Garagem América (1957)
Fonte: www.metalicas.com.br



b) Edifício Avenida Central (1961)
Fonte: <http://pt.wikipedia.org>

Porém, o aumento da produção de aço, a busca por métodos construtivos mais eficientes e por soluções arquitetônicas inovadoras, têm impulsionado o crescimento na utilização das estruturas mistas de aço e concreto nas duas últimas décadas. A seguir são apresentados exemplos brasileiros de edifícios em que foram utilizados elementos mistos de aço e concreto na composição do sistema estrutural (Figura 1.5).

Figura 1.5 - Exemplos recentes da utilização de elementos mistos de aço e concreto em edifícios



a) WTorre III Nações Unidas, (2009)

Fonte: Portal CBCA.



b) Shopping Salvador, (maio 2007)

Fonte: www.metalica.com.br

A Figura 1.5a mostra o Edifício Wtorre III Nações Unidas, construído na cidade de São Paulo, classificado, atualmente como o 8º edifício verde do mundo. A edificação é composta de pilares metálicos e vigas e lajes mistas. A Figura 1.5b mostra o Shopping Salvador, na qual foram utilizadas lajes e pilares mistos, e vigas de aço.

Estes dois exemplos são bastante emblemáticos e marcam a retomada da utilização dos elementos mistos no Brasil.

A seguir, são dados alguns aspectos que justificam a realização do presente trabalho.

1.3 Justificativas

Atualmente existe uma busca por sistemas estruturais e construtivos que possam trazer cada vez mais eficiência, rapidez e economia à construção civil. Neste universo, os sistemas estruturais com ligações viga-pilar do tipo semirrígidas ocupam importante papel nos projetos de edifícios de múltiplos pavimentos, sejam eles de aço, ou mistos de aço e concreto.

Dentre os inúmeros temas estudados dentro da Engenharia de Estruturas, o comportamento das ligações ocupa lugar de grande destaque pois conhecer o comportamento real de um determinado detalhe de ligação permite sua adequada modelagem e representação em pacotes de análise estrutural. Desta adequada modelagem podem resultar distribuições mais realistas de esforços, esforços estes que irão governar a seleção de seções mistas.

O presente trabalho justifica-se pois se dedica a entender, avaliar e comparar a influência da rigidez das ligações rígidas e semirrígidas, no comportamento quanto à estabilidade global de edifícios mistos de aço e concreto de múltiplos pavimentos, e desta forma, deixar a contribuição científica para o tema através de investigações bibliográficas, simulações e análises comparativas, que foram realizadas ao longo do presente estudo.

Este estudo também se justifica à medida que pretende contribuir para a modernização da construção civil, com o estudo e inserção de elementos industrializados, avançando no estudo de sistemas de pórticos estruturados com elementos mistos de aço e concreto, através do estudo da estabilidade e dos efeitos da rigidez da ligação na distribuição de esforços, tendo como produto final, a influência do comportamento das ligações viga-pilar, na transferência de esforços entre os elementos e no comportamento quanto à estabilidade global, de forma que possa contribuir para o enriquecimento do tema pesquisado.

1.4 Objetivos

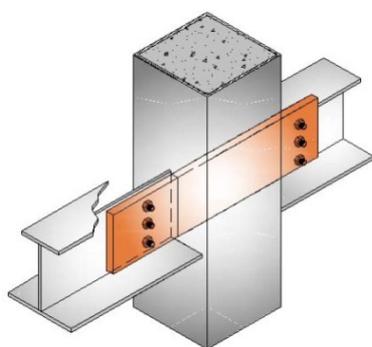
O objetivo geral deste estudo é analisar a influência da rigidez das ligações viga-pilar e viga-viga, na estabilidade global de edifícios de múltiplos pavimentos, estruturados com elementos mistos de aço e concreto.

Tendo em mente a classificação das ligações quanto à rigidez e a influência da rigidez das ligações no comportamento e distribuição de esforços dos sistemas estruturais de edifícios de múltiplos pavimentos, no presente trabalho foram feitos estudos de pórticos planos e tridimensionais nos quais as ligações viga-pilar tinham sua rigidez representada pelo coeficiente de rigidez k , previamente determinado experimentalmente. Na investigação

experimental foi estudada a ligação viga-pilar mostrada na Figura 1.6, cujo comportamento quanto à rigidez pode ser classificado como semirrígido.

A ligação viga-pilar, ensaiada experimentalmente, é constituída de chapa passante, que liga duas vigas mistas com laje de concreto armado a um pilar misto do tipo preenchido. Vale destacar que a ligação em questão foi testada isoladamente, sem consideração dos efeitos globais de pórtico, carregamentos laterais e outros esforços que atuariam em uma estrutura real.

Figura 1.6 - Ligação com chapa passante utilizada como referência



Fonte: De Nardin (2007)

A partir deste objetivo geral, alguns objetivos específicos podem ser listados:

- a) utilizar valores reais de rigidez da ligação viga-pilar a modelos de pórticos planos e tridimensionais, por meio da sua representação simplificada utilizando, para isto, a representação da região de ligação por meio de molas;
- b) avaliar a influência de diferentes valores de rigidez das ligações viga-pilar na distribuição de esforços em pórticos planos e tridimensionais formados por elementos mistos de aço e concreto;
- c) avaliar a influência de diferentes valores de rigidez das ligações na estabilidade global de edifícios de múltiplos pavimentos, utilizando a modelagem numérica no pacote computacional SAP 2000[®] Versão 11. A estabilidade foi avaliada via parâmetro B_2 de estabilidade global;
- d) sistematizar as etapas de dimensionamento/verificação de elementos mistos como vigas e pilares de forma a agilizar esta etapa quando da análise de pórticos planos e tridimensionais formados por elementos mistos de aço e concreto.

1.5 Metodologia

No presente trabalho serão modeladas numericamente, no pacote computacional, diversas tipologias de pórticos com consideração do comportamento da ligação entre elementos de viga e de pilar, simulando o comportamento das ligações quanto à rigidez em: rígidas (representadas por engastes) e semirrígidas (representadas por molas) sendo que, para este último caso, serão inseridos os valores de rigidez obtidos experimentalmente e parcelas deste valor. Desta forma, será possível avaliar a influência da rigidez da ligação quando aplicada a edifícios de múltiplos pavimentos, levando em consideração as cargas de projeto prescritas em norma, o dimensionamento dos elementos mistos, (viga, pilar e lajes) e outros fatores importantes considerados na fase de projeto.

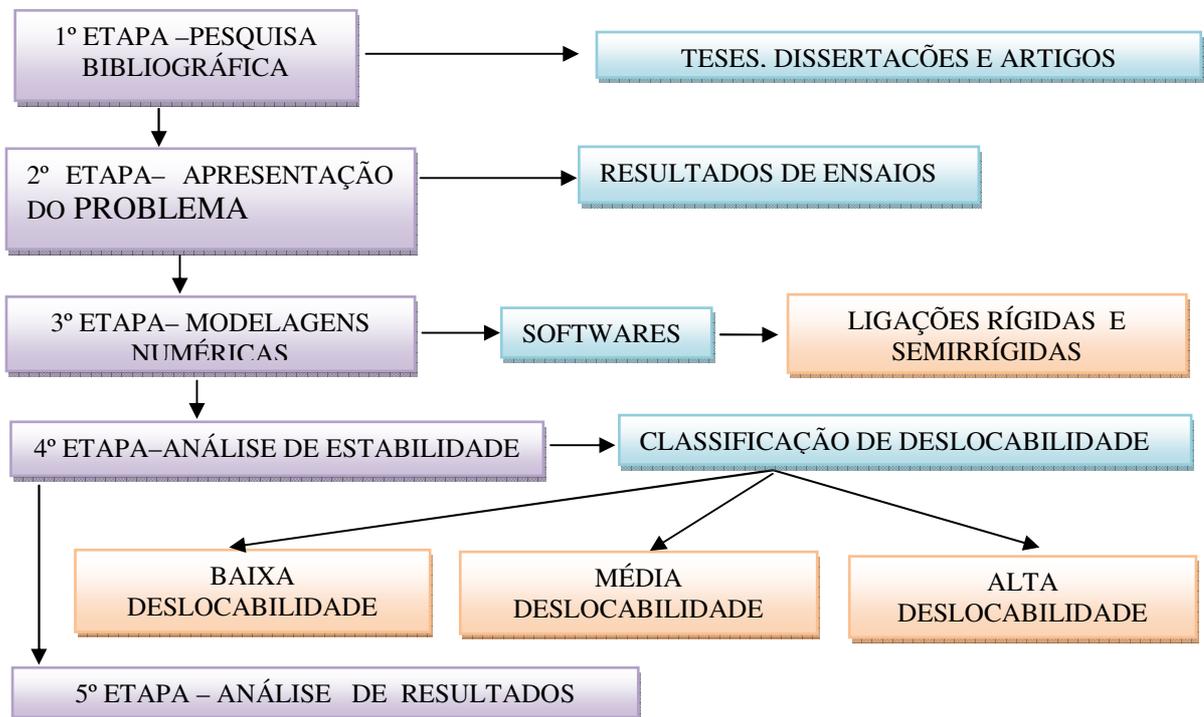
Tendo em mente os objetivos descritos no item anterior, foi adotada seguinte metodologia:

- 1) revisão bibliográfica contemplando os elementos mistos de aço e concreto e sua abordagem normativa, o comportamento de ligações viga-pilar e a estabilidade global sob o ponto de vista da ABNT NBR 8800:2008.
- 2) desenvolvimento de planilhas eletrônicas para dimensionamento/verificação de pilares e vigas mistas de aço e concreto. Estas planilhas permitiram agilidade na escolha das seções mistas que atendiam aos estados limites últimos e de serviço aplicáveis a cada um dos elementos mistos considerados.
- 3) inserção dos elementos mistos já dimensionados em pórticos planos e tridimensionais para análise estrutural.
- 4) aplicação de rigidez de ligação viga-pilar determinada experimentalmente em diversos pórticos planos e tridimensionais. No caso do pórtico plano, inserção de diversos valores de rigidez e posterior avaliação das distribuições de esforços e da estabilidade. Para o pórtico tridimensional, consideração das seguintes situações: ligação rígida e ligação semirrígida; neste último caso será utilizada a rigidez determinada experimentalmente. A determinação experimental da rigidez foi feita em trabalho anterior e apenas os detalhes mais relevantes desta determinação serão aqui descritos.
- 5) em ambas as situações, pórticos planos e tridimensionais, diversas alturas foram analisadas e, com isso, foi possível avaliar a influência da rigidez para os diversos pórticos planos e tridimensionais estudados.

No caso do pórtico plano, foi adotado um pórtico plano adaptado de Bellei et al. (2008); e posteriormente foram analisados modelos tridimensionais. Com isto, foi possível avaliar os resultados dos dois tipos de análise, plana e tridimensional, esforços e deslocamentos decorrentes de cada uma destas análises.

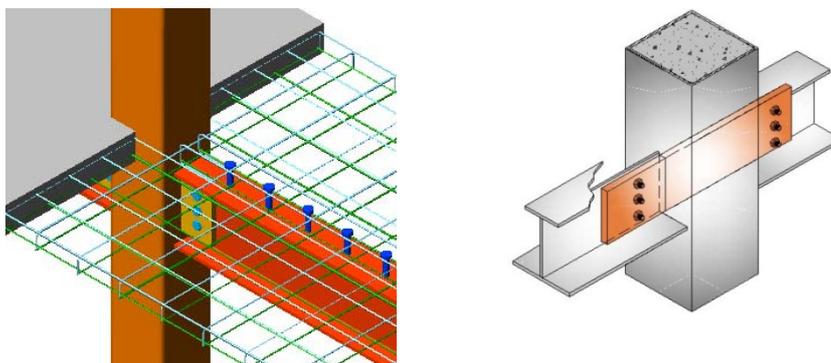
As etapas necessárias ao desenvolvimento do trabalho, descritas há pouco, são sintetizadas no fluxograma da Figura 1.7.

Figura 1.7 - Fluxograma das principais etapas do presente estudo



Após a etapa de revisão, foi apresentado o problema estudado. O trabalho foi realizado utilizando resultados experimentais do comportamento Momento vs. Rotação de um detalhe de ligação viga-pilar, obtidos anteriormente em estudos realizados pela orientadora deste trabalho. Tais resultados tiveram aplicação nas modelagens numéricas que foram elaboradas, visando avaliar a influência do comportamento da ligação na distribuição de esforços, e na estabilidade de pórticos planos e tridimensionais. Aqui vale destacar que a ligação avaliada experimentalmente tem comportamento semirrígido e alguns detalhes desta ligação são apresentados na Figura 1.8.

Figura 1.8 - Vista da ligação viga-pilar ensaiada por De Nardin (2007)



Fonte: De Nardin (2007)

A modelagem numérica para avaliação da influência do comportamento das ligações na estabilidade global dos edifícios de múltiplos pavimentos, foi realizada no pacote computacional SAP 2000[®] Versão 11, e consistiu na elaboração de modelos planos e tridimensionais nos quais foram inseridos todos os dados necessários à modelagem, como: características geométricas, comportamento e características mecânicas dos materiais, vinculações, forças aplicadas e ligações como engastes (simulando ligações rígidas) e molas (simulando ligações semirrígidas) entre os elementos viga-viga e viga-pilar. Neste último caso, foi considerada a rigidez previamente determinada experimentalmente por De Nardin (2007).

A fase de análise de resultados, consistiu em classificar tanto os pórticos planos quanto os tridimensionais quanto à estabilidade global, considerando parâmetros de referência existentes na ABNT NBR 8800:2008; nesta etapa foi possível avaliar a influência do grau de rigidez (K) na estabilidade global e na distribuição de esforços.

Mais uma vez cabe salientar que a ênfase do presente trabalho é o estudo da influência da rigidez das ligações no comportamento global de edifícios de múltiplos pavimentos.

Concluída a fase de análise estrutural, foi realizada a avaliação da influência do comportamento das ligações na análise da estabilidade global.

O presente trabalho tem algumas limitações descritas a seguir. As vigas foram consideradas de alma cheia com interação total, construção escorada e sem efeito de torção, e os pilares foram considerados retangulares, preenchidos, e sob flexo-compressão. O estudo teve como proposta a análise de pórticos planos e tridimensionais, o que possibilitou avaliar a influência do número de pavimentos. O total de modelos analisados é mostrado na Tabela 1.1.

Tabela 1.1 - Quadro-resumo dos pórticos estudados

| Descrição dos modelos a serem estudados | Quantidade | | |
|--|--------------------------|--------------|------------------|
| | Comportamento da ligação | | Total de modelos |
| | Rígida | Semi-rígidas | |
| Pórtico plano com 10 pavimentos | 1 | 3 | 4 |
| Pórtico Tridimensional com 5 pavimentos | 1 | 1 | 2 |
| Pórtico Tridimensional com 10 pavimentos | 1 | 1 | 2 |
| Pórtico Tridimensional com 20 pavimentos | 1 | 1 | 2 |
| Total | 10 | | |

Na Tabela 1.1, o pórtico plano com 10 pavimentos foi adaptado de Bellei et al. (2008), e analisado considerando: o valor experimental de rigidez $1/3$ e $2/3$ do valor experimental de rigidez. Os pórticos tridimensionais foram elaborados especialmente para o presente estudo e serão detalhados no decorrer do trabalho.

1.6 Organização da dissertação

O presente trabalho foi organizado em sete capítulos, sendo que no capítulo atual são apresentadas considerações iniciais, seguido de breves comentários sobre os elementos mistos com a apresentação de alguns exemplos de utilização. Ainda neste são apresentadas as justificativas, objetivos e metodologia que foi utilizada para a realização do trabalho.

No Capítulo 02 é apresentada a revisão bibliográfica contemplando os seguintes assuntos: estabilidade global e ligações mistas aço-concreto.

No Capítulo 03 são apresentadas as formulações da ABNT NBR 8800:2008 para o dimensionamento/verificação de vigas e pilares mistos de aço e concreto, sendo que o pilar contemplado é o do tipo misto preenchido e a Viga é do tipo de alma cheia com utilização de perfil I Soldado. Tais formulações foram empregadas na elaboração de planilhas eletrônicas para dimensionamento/verificação de vigas e pilares; planilhas estão que são detalhadamente descritas no Capítulo 04.

Como já mencionado, no Capítulo 04 são apresentados os procedimentos utilizados para a sistematização do dimensionamento dos elementos mistos utilizados no trabalho (vigas e pilares). Para tanto, foram elaboradas planilhas eletrônicas de dimensionamento, utilizando para isso, a aplicação das equações de dimensionamento apresentadas no Capítulo 03. As planilhas permitem realizar verificações de pilares a flexo-compressão e também o dimensionamento de vigas mistas, sejam elas biapoiadas ou biengastadas.

O capítulo 05 apresenta os procedimentos realizados para a validação da modelagem numérica dos elementos mistos de aço e concreto utilizados no trabalho. Ao final deste neste

capítulo é apresentada a metodologia empregada nas análises dos pórticos planos e tridimensionais estudados no presente estudo.

No Capítulo 06 são apresentadas as análises dos resultados extraídos das modelagens numéricas dos pórticos planos e tridimensionais. Neste capítulo é possível avaliar a redistribuição de esforços mediante a alteração da rigidez da ligação e classificar os mesmos quanto à estabilidade global.

O Capítulo 07 apresenta as considerações finais, onde são apresentados comentários e avaliações sobre os resultados. Finalizando, são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas para o desenvolvimento do trabalho e apêndices.

Capítulo 2: Revisão bibliográfica

2.1 As ligações viga-pilar: comportamento

As estruturas de aço, e mistas de aço e concreto, diferentemente das estruturas convencionais de concreto armado moldadas *in loco*, são compostas por elementos isolados que são interligados por meio de ligações. A estabilidade global da estrutura é garantida por meio da rigidez dos seus elementos, que devem ser capazes de absorver os esforços solicitantes e, por meio das ligações, que transferem tais esforços a outros elementos até que estes cheguem às fundações.

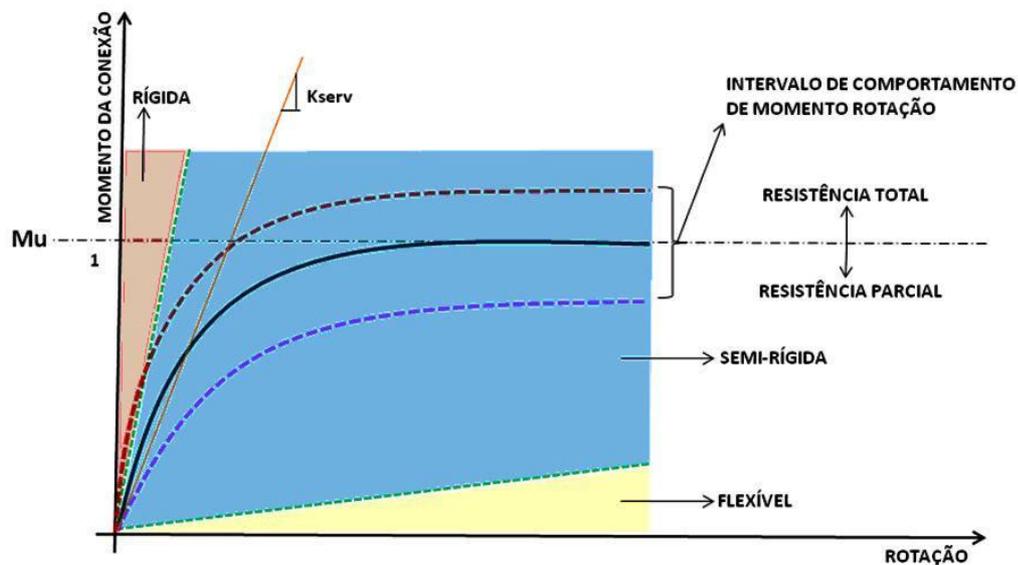
Assim, as características de comportamento das ligações viga-viga, viga-pilar e pilar-fundação, têm influência direta no comportamento global da estrutura e na distribuição de esforços, sendo que o comportamento global resultante, também é função da rigidez entre os elementos estruturais conectados. As ligações apresentam características quanto a resistência e a rotação, sendo a sua classificação feita em função destes dois parâmetros avaliados isoladamente. Em termos de resistência, a ligação pode ser classificada como de resistência total ou parcial e, em termos de rigidez, em rígida, semirrígida e flexível. Os parâmetros delimitadores para cada uma das classificações serão mostrados posteriormente.

A maioria dos edifícios de múltiplos pavimentos construídos atualmente incorpora um sistema misto de piso. Segundo Leon (1999), tradicionalmente, a capacidade resistente e a rigidez das lajes de piso, são usadas apenas para o projeto de vigas simplesmente apoiadas com aplicação de cargas gravitacionais. Embora a maioria dos engenheiros reconheça que há algum grau de continuidade no sistema de piso devido à presença de armaduras utilizadas para controlar a abertura e propagação de fissuras em regiões de possível continuidade, é difícil quantificar o grau de continuidade e, por isso, muitas vezes este aspecto é ignorado na etapa de projeto.

No passado, a etapa de projeto partia de apenas duas possibilidades para a representação da ligação: rotulada ou engastada, não levando em consideração os giros relativos entre os elementos conectados. Na realidade, as ligações têm comportamento altamente não linear e complexo, sendo que a forma de representação que mais se aproxima do comportamento real, consiste em considerar o giro relativo entre os elementos conectados. Leon (1999) explica que a relação Momento vs. Rotação é representada por uma curva com comportamento não linear, na qual a inclinação da curva varia de acordo com a rigidez da ligação, tipo de material utilizado na ligação, ductilidade e componentes da ligação, dentre

outros fatores. Portanto, devido ao alto grau de não linearidade, o comportamento de uma ligação pode ser mais adequadamente representado por meio de uma curva, que relaciona o momento resistente do elemento conectado com o giro na ligação, chamada de curva M- θ . Na Figura 2.1 são representadas, esquematicamente, algumas curvas momento vs. Rotação, para diversos tipos de ligação viga-pilar.

Figura 2.1 - Curvas Momento-Rotação e classificação das ligações



De acordo com Barbosa (2006), a rigidez das ligações viga-pilar vem sendo objeto de estudo de diversos pesquisadores sendo que, por volta de 1917, Wilson e Moore iniciaram os estudos de ligações com rebites.

Na década de 1930, Young e Jackson (1934) e Rathbun (1936), estabeleceram relações entre momento e rotação relativa para auxiliar no dimensionamento de ligações semirrígidas entre viga e pilar.

2.2 Ligações Mistas

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008 Anexo R, uma ligação é denominada mista quando a laje participa da transmissão de momento fletor de uma viga mista para um pilar, ou para outra viga mista. As ligações mistas são utilizadas em vigas mistas contínuas e semicontínuas, sendo que nas vigas mistas contínuas, a ligação deve assegurar continuidade total do componente de aço e da laje de concreto nos apoios, e nas vigas mistas semicontínuas, a ligação mista é obtida a partir de uma ligação metálica flexível ou semirrígida. No anexo R são abordadas apenas ligações mistas que não participam do sistema

de estabilidade lateral da edificação, sendo apresentado um procedimento completo com base no comportamento dos componentes da ligação, válidos exclusivamente para os detalhes de ligação mostradas na Figura 2.2, Figura 2.3 e Figura 2.4, com lajes mistas, sendo que o elemento de apoio pode ser um pilar ou viga.

Figura 2.2 - Ligação mista com chapa de extremidade com altura total

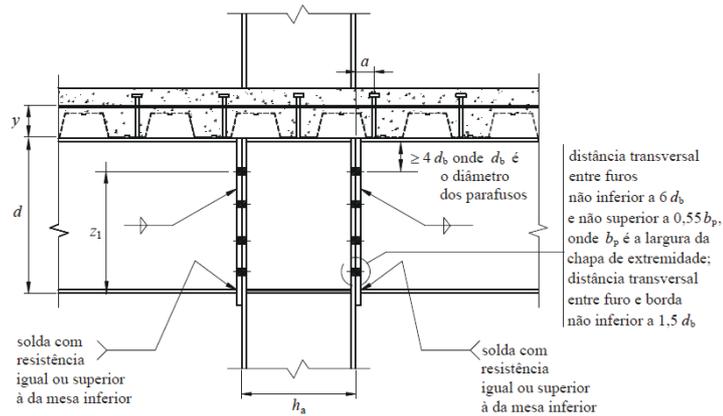


Figura 2.3 - Ligação mista com cantoneiras parafusadas na alma (duas por viga) e na mesa inferior da viga apoiada

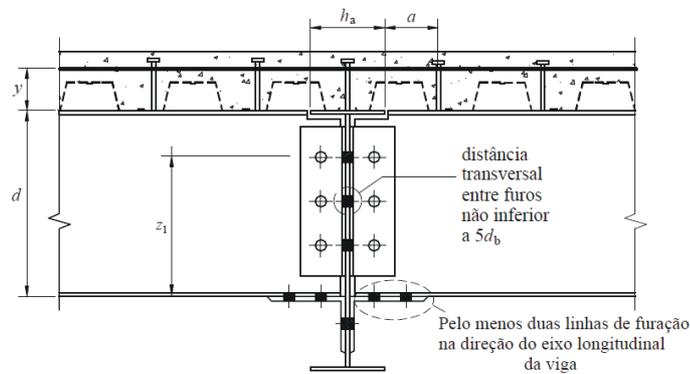
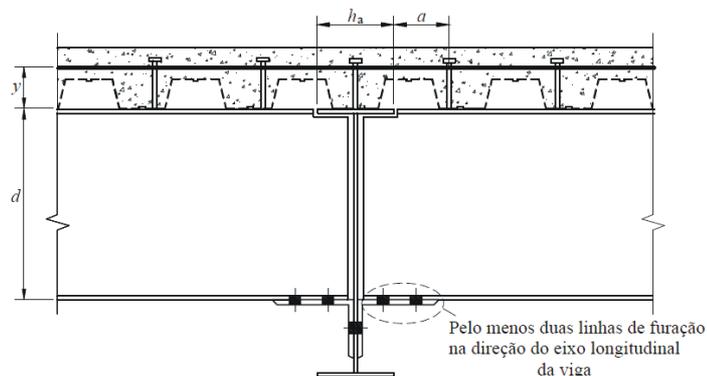


Figura 2.4 - Ligação mista com cantoneiras parafusadas na mesa inferior da viga apoiada



Estas ligações que já foram exaustivamente estudadas e cujo comportamento momento vs. rotação já é bastante conhecido são denominadas ligações pré-qualificadas.

As ligações mistas possuem grande rigidez inicial, porém não têm a mesma resistência a flexão da viga mista suportada por ela, se caracterizando como uma ligação de resistência parcial, deve ter capacidade de rotação suficiente para não sofrer colapso antes que a viga atinja o seu estado limite último.

Naturalmente, nenhum dos detalhes de ligação mostrados nas figuras anteriores prevê a conexão de vigas mistas a pilares mistos. Portanto, nos casos em que o pilar é misto, faz-se necessário conhecer previamente o comportamento e a rigidez da ligação. Isto pode ser feito a partir de modelos numéricos ou de estudos experimentais.

2.2.1 Componentes da ligação mista

Em uma ligação mista podem ser considerados três componentes principais: a armadura da laje, os conectores de cisalhamento e a ligação metálica. No caso das armaduras, somente as barras situadas na largura efetiva da laje na região de momento negativo participam da transferência de forças.

No caso em que o apoio for um pilar, as barras de armadura longitudinal devem estar situadas de cada lado da linha de centro do pilar a uma distância máxima de 2,5 vezes a largura do pilar, na direção transversal às vigas. Adicionalmente, deve-se prever uma armadura transversal ao eixo das vigas, situada de cada lado do pilar, também a uma distância máxima de 2,5 vezes a largura do pilar, e com área mínima de 50% da área da armadura longitudinal.

2.3 Rigidez da ligação Viga-Pilar

A ABNT NBR 8800:2008 estabelece que na análise elástica, uma ligação viga-pilar pode ser considerada rotulada se sua rigidez $S_i \leq 0,5 E \cdot I_v / L_v$ e pode ser considerada rígida se $S_i \geq 25 E \cdot I_v / L_v$, onde:

S_i : Rigidez da ligação correspondente a 2/3 do momento resistente de cálculo da ligação simplificada denominada de rigidez inicial;

I_v : Momento de inércia da seção transversal no plano da estrutura;

L_v : Comprimento da viga conectada à ligação.

O limite $S_i \geq 25 E \cdot I_v / L_v$, pode ser utilizado somente em estruturas nas quais, em cada andar, é satisfeita a relação $K_v / K_p \geq 0,1$, onde K_v é o valor médio de I_v / L_v para todas as vigas no topo do andar, e K_p é o valor médio de I_p / L_p para todos os pilares do andar, onde:

I_v : Momento de inércia de uma viga no plano da estrutura;

I_p : Momento de inércia de um pilar no plano da estrutura;

L_v : Vão de uma viga considerada de centro, a centro de pilares;

L_p : Altura do andar para um pilar.

Se $S_i \geq 25 E \cdot I_v / L_v$, mas $K_v / K_p < 0,1$ a ligação deve ser considerada como semirrígida.

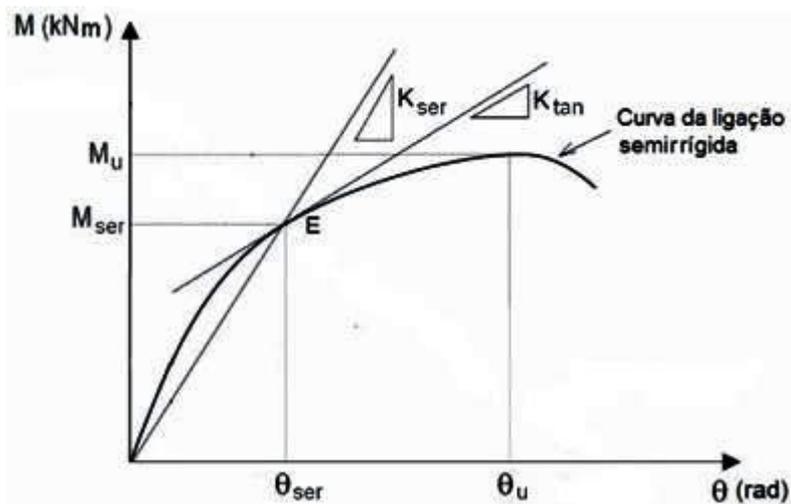
No caso das ligações semirrígidas, deve ser determinado um coeficiente k de rigidez, através da identificação de retas tangentes e secantes a curva $M-\theta$.

Segundo Silva (2010), a rigidez tangente (K_{tan}) ou instantânea, é aquela que diminui continuamente com acréscimos de momento fletor. Dessa forma, a rigidez real de uma ligação corresponde, em qualquer ponto, à tangente à curva e a rigidez de serviço (K_{ser}), é a rigidez secante da ligação baseada em um momento de serviço esperado, pela expressão 2.1:

$$\frac{M_{serv}}{K_{serv}} \quad (2.1)$$

A Figura 2.5 ilustra o comportamento real e as rigidezes tangente e de serviço de uma ligação semirrígida.

Figura 2.5 - Rigidez tangente e secante a partir das curvas Momento vs. Rotação



Fonte: adaptado de Silva (2010)

2.4 Classificação das ligações quanto ao comportamento Momento-Rotação

De acordo com a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 e norma americana AISC (2005), o comportamento de uma ligação pode ser classificado quanto à capacidade resistente e rigidez. No primeiro caso, quanto à capacidade resistente, uma ligação viga-viga ou viga-

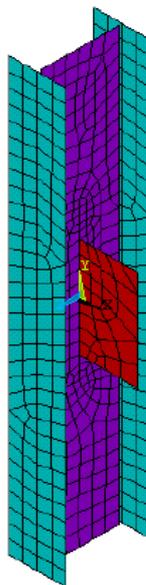
pilar pode ser classificada em: ligação de resistência parcial e de resistência total. A ligação com resistência parcial apresenta capacidade resistente inferior à capacidade resistente dos elementos conectados (vigas e/ou pilares). Já as ligações com resistência total possuem capacidade resistente igual ou superior à capacidade resistente dos elementos conectados.

Em termos de rigidez, as ligações viga-viga e viga-pilar podem ser classificadas em: flexíveis, rígidas e semirrígidas. Nas ligações flexíveis, o ângulo de rotação entre os elementos conectados sofre grande variação havendo transmissão basicamente de esforço normal e força cortante, e uma parcela muito pequena de momento fletor. O comportamento da ligação flexível é semelhante a uma rótula. Em termos práticos, para ser classificada como flexível, a rotação relativa viga-pilar deve ser maior que 80 % da rotação correspondente a uma rótula perfeita. Em contrapartida, são denominadas rígidas as ligações que podem ser consideradas como engastamento perfeito, ou seja, o ângulo entre os elementos conectados quase não se altera. Neste caso, a rotação relativa viga-pilar deve ser menor que 10 % da rotação correspondente à rótula perfeita. Este caso reproduz o que denominamos nó rígido, ou também denominado nó de pórtico. Entre os dois extremos estão as ligações semirrígidas, que possuem comportamento intermediário entre as duas situações apresentadas anteriormente, e são capazes de transferir parcelas consideráveis de momento fletor. Neste caso, há uma restrição parcial à rotação, e a rotação relativa viga-pilar deve ficar entre 10 e 80% da correspondente à situação de rótula perfeita.

A Figura 2.1, mostrada anteriormente, traz algumas curvas momento-rotação, e a classificação das ligações quanto a rigidez e a capacidade resistente mostradas conjuntamente.

Diversos estudos nacionais e estrangeiros têm dado ênfase ao estudo das ligações mistas, sobretudo aquelas classificadas como semirrígidas em termos de rigidez. É o caso dos estudos apresentados a seguir.

Mata (1998) utilizou modelagem em elementos finitos para a análise não-linear de ligações parafusadas, utilizando o pacote computacional ANSYS® e usando elementos de casca, barras e molas não-lineares. A modelagem foi desenvolvida com o objetivo de determinar a relação Momento x Rotação de ligações compostas por chapas simples usuais no Brasil, levando em conta a variação de dimensões, o número e o diâmetro dos parafusos, e a posição dos elementos de apoio (Figura 2.6).

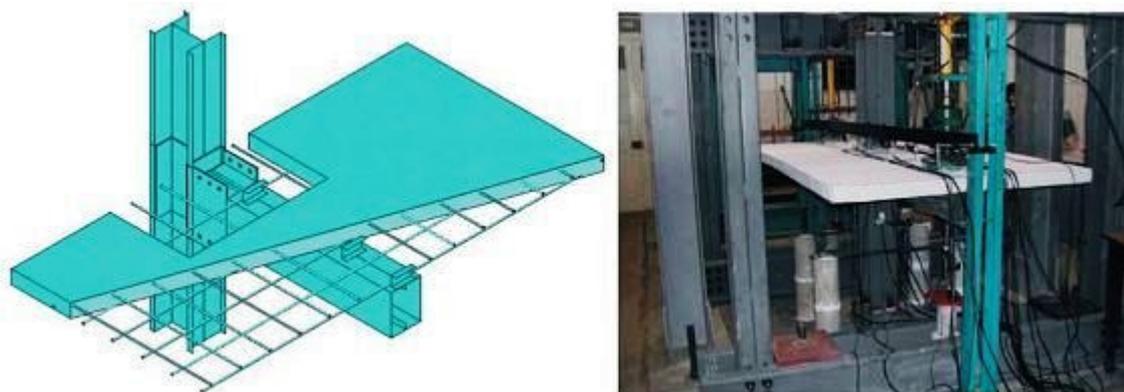
Figura 2.6 - Discretização em elementos finitos para a ligação ensaiada

Fonte: Mata (1998)

De acordo com Avakian (2007), em uma ligação semirrígida ocorre transferência de momento fletor, mas com rotação significativa entre os elementos conectados. Neste caso, o comportamento Momento vs. Rotação da ligação, deverá ser incluído na análise estrutural, pois terá grande importância na distribuição dos esforços. A resposta característica da ligação poderá ser obtida em literatura técnica disponível, por meio de modelos analíticos ou experimentais, sendo que estes últimos são bastante onerosos, porém permitem obter o comportamento real da ligação.

Cabral et al. (2006), elaborou estudos com a finalidade de estudar o comportamento das ligações mistas viga-pilar em perfis formados a frio, a partir de simulações com três tipos de ligações distintas propostas por Moraes (2003), de forma a ser possível determinar as curvas de Momento vs. Rotação e rigidez para cada ligação estudada. No desenvolvimento do estudo, Cabral et al.(2006) utilizou os pacotes computacionais ANSYS® 6.0 e CFSLT 4.14. Para o dimensionamento dos elementos estruturais foram utilizadas as prescrições da AISI (1996) (LRFD) e da ABNT NBR 14762:2001, com elementos constituídos de vigas tipo caixa, ligados a pilares I enrijecidos (Figura 2.7). Os principais resultados obtidos: rigidez inicial (k_0) das ligações, determinadas através de uma reta tangente e rigidez de serviço (k), determinada através de regressão linear para o momento em que ocorreram as primeiras fissuras. Os resultados permitiram determinar o nível de rigidez de cada ligação partindo do traçado de curvas bilineares Momento vs. Rotação.

Figura 2.7 - Detalhes das ligações ensaiadas



Fonte: Cabral et al. (2006)

2.5 Estabilidade global

O matemático e físico *Leonhard Paul Euler* foi o pioneiro no estudo da estabilidade de estruturas, tendo como foco a análise de barras isoladas. Contribuições importantes foram dadas por Timoshenko (1961) e, mais recentemente, por Galambos (1998), cujas pesquisas de sua autoria e compilação de resultados de outros autores são publicadas periodicamente, incluindo recomendações e procedimentos para a prática de projeto. Inicialmente, os estudos da estabilidade se concentravam em estruturas mais simples e idealizadas. Em uma primeira análise foram consideradas hipóteses simplificadas com o uso de pórticos regulares, e sem imperfeições geométricas, sem variação de seção transversal, com material de comportamento elástico-linear e cargas aplicadas nos nós. Nos casos reais, a influência de imperfeições geométricas e do comportamento do material, ações concentradas e distribuídas, faz com que a bifurcação do equilíbrio deixe de existir e a trajetória do equilíbrio passe a ter comportamento não-linear.

Chen & Lui (1991) apud Schimizze (2001), Galambos (1988) e Al Mashary & Chen (1990), descrevem alguns métodos analíticos aproximados para análise de 2ª ordem, como o Método dos Dois Ciclos Iterativos, Método da Carga Lateral Fictícia, Método do Deslocamento Fictício, Método da Carga de Gravidade Interativa, Método da Rigidez Negativa, Funções de Estabilidade e o Método do Pilar Equivalente. O método da carga lateral fictícia, também denominado processo $P-\Delta$, é um dos mais populares, sendo discutido por autores como: Wood et al. (1976), Mashary & Chen (1990), dentre outros autores

renomados. O processo consiste em uma série de análises lineares interativas buscando os deslocamentos finais da estrutura com os seguintes passos:

- a) análise elástica linear em 1ª ordem, para determinar os deslocamentos relativos entre pavimentos, provocados pelos carregamentos horizontais;
- b) determinação das forças horizontais fictícias, ao nível de cada pavimento, equivalentes ao binário resultante do momento gerado pelas forças verticais sobre os deslocamentos horizontais;
- c) essas forças fictícias são somadas às forças horizontais iniciais, e novas interações são realizadas e novamente somadas às forças horizontais iniciais, até atingir a convergência dos deslocamentos.

Silva (2004) avaliou os efeitos de 2ª ordem em pórticos planos de aço, de múltiplos pavimentos, com e sem contraventamento, utilizando os métodos aproximados de análise (B_1 - B_2), $P\Delta$ e γ_z , com o objetivo de comparar estes resultados com aqueles decorrentes do uso de métodos de análise computacionais rigorosos através dos programas PPLANER para análise dos pórticos não contraventados, e o ANSYS® para os contraventados.

Segundo Silva (2004), a característica principal de uma análise de 1ª ordem é aquela que define o equilíbrio da estrutura na posição indeslocada, assim os deslocamentos não afetam o equilíbrio da estrutura. Já na análise em 2ª ordem o equilíbrio é feito considerando a estrutura na posição deslocada. Neste caso, os deslocamentos afetam de forma significativa o equilíbrio da estrutura.

Silva (2004) observou que o método de Amplificação dos esforços (B_1 e B_2), Método da força lateral equivalente e Coeficiente γ_z , chamados de métodos aproximados em seu trabalho, apresentam boa correlação com os métodos de análise rigorosa, sendo que o método (B_1 - B_2) foi o que apresentou os melhores resultados de comportamento da estrutura. Com relação aos pórticos, os que apresentaram melhores resultados foram os contraventados, onde os resultados de 2ª ordem, tanto para o método simplificado como para a análise rigorosa, ficam muito próximos dos resultados obtidos em análise de 1ª ordem.

Carvalho (2007), realizou estudos que avaliaram a não-linearidade de pórticos espaciais formados por elementos mistos de aço e concreto através da análise com elementos finitos e utilização do programa FEMOOP desenvolvido pela PUC-Rio. Este implementou e testou modelos tridimensionais reticulados, considerando a não-linearidade física e geométrica, e os efeitos de rotações e deslocamento de forma rigorosa. Ao final, Carvalho

(2007) validou seu método de análise por meio de comparações com outras literaturas e resultados experimentais disponíveis.

O trabalho de Carvalho (2007) se constitui na análise de diversos modelos, iniciando com modelos planos e posteriormente tridimensionais, para os quais foram analisados os resultados de rotações e deslocamentos. Carvalho (2007) observou que os modelos estudados apresentaram bom comportamento quanto à estabilidade, concluindo que os elementos finitos estudados se comportaram de forma esperada com a consideração da não-linearidade física e geométrica, apresentando resultados satisfatórios.

Guimarães (2009), em seu trabalho enfatiza que a estabilidade global da estrutura é a combinação de efeitos das ações atuantes na mesma, que podem ser determinados utilizando uma análise de 1ª ordem, seguida da análise de 2ª ordem, na qual é necessário considerar a influência da deformação da estrutura e estes efeitos devem ser considerados nos casos em que a variação de deslocamentos modificam significativamente o comportamento da estabilidade da estrutura. O referido autor avaliou um edifício reticulado de seis pavimentos com altura total de 25,3 m modelado com pilares e vigas mistas de aço e concreto. Em uma análise computacional constatou-se que na direção de maior inércia, a contribuição do núcleo do elevador e a consideração da estrutura com nós fixos resultou em baixa deslocabilidade. Em contrapartida, na outra direção, onde não houve a contribuição destes elementos e com inércia total era menor, o modelo apresentou instabilidades na análise de 2ª ordem, devido às ações horizontais, concluindo que os elementos rígidos de concreto na direção de maior inércia absorveram os carregamentos horizontais, enquanto que na outra direção, a estrutura foi capaz de absorver apenas 30% dos esforços horizontais.

Segundo Nardi et al. (2010), as normas ABNT NBR 8800:2008 e AISC-LRFD prevêm, em suas formulações, a análise de 2ª ordem nas edificações. Em seu estudo, os autores apresentam modelos estruturais tridimensionais com esbeltez elevada, demonstrando que os resultados de deslocabilidade são mais perceptíveis neste tipo de estrutura, aplicáveis em estruturas principais, sendo que os modelos que possuem estruturas secundárias e terciárias não convergem devido à elevada deslocabilidade.

Nardi et al. (2010), com o auxílio dos pacotes computacionais SAP e STRAP, obteve resultados de deslocamentos horizontais em análises de primeira e 2ª ordem. Estes resultados foram comparados com um terceiro resultado obtido de forma manual simplificada. Neste caso, apesar de diferentes, os resultados mostram valores com a mesma ordem de grandeza.

Para finalizar, Nardi et al. (2010), realizou a modelagem de um edifício de 5 pavimentos, com alternância de posicionamento e colocação de contraventamentos; esta

análise foi realizada com o intuito de demonstrar a influência da rigidez dos elementos estruturais sobre efeitos de 2ª ordem. Os resultados de Nardi et al. (2010) demonstraram que o modelo no qual foram utilizadas barras de contraventamento e pilares com eixo de maior inércia no sentido da carga horizontal, resultou em edifício que pode ser classificado como de baixa deslocabilidade, enquanto que o modelo sem contraventamento e com eixo de menor inércia do pilar no sentido da aplicação da carga horizontal, foi classificado como de média deslocabilidade.

Os modelos analisados por Nardi et al. (2010) apresentam resultados que demonstram que o correto posicionamento dos elementos estruturais melhora substancialmente a rigidez da estrutura frente às ações horizontais.

A seguir, passaremos à apresentação do procedimento adotado pela ABNT NBR 8800:2008 para analisar a estabilidade global.

2.6 Prescrições normativas da ABNT NBR 8800:2008 – Método da Amplificação dos Esforços solicitantes

A questão da estabilidade estrutural pode ser tratada de várias formas. A seguir, será apresentada a abordagem adotada pela ABNT NBR 8800:2008 que traz um processo simplificado para avaliar e considerar os efeitos de ordem locais e globais sobre os esforços.

O anexo D da norma ABNT NBR 8800:2008 trata da consideração da estabilidade segundo método simplificado denominado *Método de Amplificação dos Esforços Solicitantes*, que leva em conta os efeitos globais $P-\Delta$ e locais $P-\delta$ de 2ª ordem.

Para aplicação deste método, é necessário que a estrutura esteja submetida às combinações de ações mais desfavoráveis. Portanto, o primeiro aspecto a avaliar são as ações e combinações de ações atuantes na estrutura a ser analisada quanto aos efeitos de 2ª ordem. Além das combinações últimas normais, que são decorrentes do uso previsto para a edificação, no dimensionamento devem ser previstas as combinações últimas de construção, quando já na etapa da construção houver risco de atingir algum estado limite último. Esse carregamento da fase construtiva tem certa duração em cada tipo de construção e deve ser analisado caso a caso. As combinações últimas excepcionais só devem ser consideradas quando puderem gerar algum estado limite último para a estrutura. Esse tipo de carregamento é transitório e com um período extremamente curto de atuação.

O efeito das imperfeições geométricas iniciais e das não-linearidades físicas do material também deve ser considerados e a forma de fazê-lo depende da classificação da estrutura quanto à deslocabilidade.

A norma brasileira, ABNT NBR 8800:2008, permite utilizar o parâmetro B_2 para classificar as estruturas de aço e mistas de aço e concreto quanto à sensibilidade aos deslocamentos laterais em:

- ✓ estruturas de pequena deslocabilidade: quando, em todos os seus pavimentos, o parâmetro B_2 for menor ou igual a 1,1;
- ✓ estruturas de média deslocabilidade: quando o valor máximo do parâmetro B_2 for maior que 1,1 e menor ou igual a 1,4;
- ✓ estruturas de grande deslocabilidade: quando o valor máximo do parâmetro B_2 for maior que 1,4.

Para esta classificação inicial quanto à sensibilidade aos deslocamentos laterais, não é necessário considerar as imperfeições iniciais.

Uma vez classificada a estrutura quanto à sensibilidade aos efeitos de 2ª ordem, o próximo passo é a determinação dos esforços solicitantes. Em função da classificação da estrutura quanto à sensibilidade aos deslocamentos laterais, a ABNT NBR 8800:2008 recomenda diferentes procedimentos para determinação dos esforços atuantes na estrutura. Sendo assim, temos:

- 1) para Estruturas de pequena e média deslocabilidade: os efeitos das imperfeições iniciais geométricas devem ser levados em conta de uma das formas a seguir:
 - ✓ considerando, em cada pavimento, um deslocamento interpavimentos igual a $h/333$, sendo h a altura do pavimento (distância entre eixos de vigas) ou;
 - ✓ aplicando, em cada pavimento, uma força horizontal equivalente (força nocional) igual a 0,3 % do valor das cargas gravitacionais de cálculo, aplicadas em todos os elementos resistentes a ações verticais, no pavimento considerado.
 - ✓ Adicionalmente, no caso das estruturas de pequena deslocabilidade, os efeitos globais de 2ª ordem podem ser desconsiderados desde que:
 - a) as forças axiais solicitantes de cálculo, em todas as barras que contribuem para a estabilidade lateral, não sejam superiores a 50 % da força axial que provoca o escoamento da seção transversal;
 - b) os efeitos das imperfeições geométricas iniciais sejam adicionados às combinações de ações, inclusive naquelas em que atuem ações variáveis como o vento.

2) para estruturas de média deslocabilidade:

- ✓ os efeitos das imperfeições iniciais devem ser levados em conta na análise a partir da redução da rigidez à flexão e da rigidez axial para 80 % dos valores iniciais. Desta forma, são levadas em conta, de forma simplificada, as não linearidade física.

No caso de estruturas classificadas como de média deslocabilidade, o método da amplificação dos esforços (Anexo D) pode ser empregado na determinação dos esforços desde que os parâmetros B_1 e B_2 sejam calculados com as devidas reduções nas rigidezes axial e à flexão.

3) para estruturas de grande deslocabilidade:

- ✓ deve ser feita análise rigorosa, levando em conta as não linearidades físicas e geométricas na determinação dos esforços.

Estes critérios de verificação da sensibilidade da estrutura quanto aos deslocamentos laterais foram aplicados aos pórticos avaliados no estudo aqui proposto e, uma vez introduzida a rigidez da ligação viga-pilar, será avaliada sua influência sobre os parâmetros que representam a estabilidade global da estrutura.

2.7 Simulações numéricas

A simulação numérica é um dos mecanismos empregados para estudar o comportamento local de ligações e para inserir este comportamento na análise de sistemas estruturais como um todo. Assim sendo, a seguir são destacados alguns trabalhos que abordam a modelagem local da ligação e sua inserção em modelos planos e tridimensionais; estes trabalhos são considerados relevantes para o desenvolvimento da modelagem numérica proposta no presente estudo.

Em modelagens numéricas, os modelos são quase sempre simulados por meio de pacotes computacionais baseados no método dos elementos finitos e, nestes casos, as ligações podem assumir comportamento semirrígido, desde que os pacotes computacionais permitam a entrada da curva momento vs. rotação da ligação, ou sua representação como uma mola com rigidez igual à rigidez secante da ligação. Em tais modelagens, as ligações semirrígidas podem ser representadas pela introdução de molas cuja rigidez é representada por um coeficiente de mola que pode variar de acordo com o grau de rigidez que se queira considerar.

Neste sentido, o trabalho de Maggi (2000) apresenta uma análise numérica local feita no pacote computacional ANSYS[®], no qual foi estudado o comportamento estrutural de

ligações viga-pilar parafusadas com chapa de topo. As simulações foram executadas utilizando modelos tridimensionais e consideradas várias superfícies de contato para simular as regiões de contato entre os componentes da ligação. Nos modelos numéricos, foram considerados ainda os efeitos da não linearidade física, tendo sido adotado um diagrama bilinear para representar o comportamento da relação entre tensões e deformações. A não linearidade geométrica também foi considerada na análise.

A comparação entre os resultados numéricos e experimentais obtidos por Maggi (2000) mostrou que a modelagem numérica teve boa representatividade, no entanto algumas variações de resultados foram observadas e atribuídas ao fato de que o modelo numérico possui algumas simplificações como, por exemplo, não levar em conta o processo de montagem da ligação, folgas nos furos dos parafusos e imperfeições geométricas.

Em termos de rigidez, os modelos experimentais apresentaram menor rigidez que os modelos estudados numericamente, porém tais diferenças não comprometeram a análise (Maggi, 2000). Os resultados numéricos do estudo de Maggi (2000) demonstram a eficiência dos modelos numéricos, mesmo com as simplificações realizadas, foi possível representar satisfatoriamente o comportamento da ligação, proporcionando novos caminhos para avaliação de resultados, uma vez que os estudos experimentais são bastante dispendiosos e demorados.

Figueiredo (2004) estudou o comportamento estrutural das ligações mistas viga-pilar com chapas de topo estendida, considerando a contribuição da laje por meio de análise numérica e experimental (Figura 2.8).

Figura 2.8 - Modelo de ligações ensaiadas por Figueiredo (2004)



a) Ligação cruciforme com chapa de topo em aço



b) Ligação cruciforme com chapa de topo mista



c) Ligação em “T” com chapa de topo em aço



c) Ligação em “T” com chapa de topo mista

Fonte: Figueiredo (2004)

Figueiredo (2004) realizou uma série de ensaios de caráter exploratório envolvendo ligações mistas onde foram ensaiados modelos de ligação representativos de pilares internos e de canto, seguido pelo desenvolvimento de modelo numérico feito no pacote computacional ANSYS[®], que permitiu a análise destas ligações de maneira simples e satisfatória, sendo que os resultados de ambos os modelos foram confrontados ao final do trabalho e a representatividade do modelo numérico foi constatada.

Na análise numérica foi desenvolvido um modelo simplificado de forma que representasse de maneira satisfatória o comportamento Momento vs. Rotação das ligações mistas. Como simplificações foram assumidas: alma dos pilares e chapas de topo representadas por elementos de casca, parafusos como molas, e por último, a presença do concreto na zona tracionada foi desconsiderada, uma vez que a sua fissuração se dá nos primeiros estágios de carregamento.

A análise comparativa entre resultados experimentais e numéricos revela que os primeiros apresentaram-se mais conservadores; o modelo não foi verificado para outros detalhes de ligação com espessuras de chapas diferentes das investigadas experimentalmente. Figueiredo (2004) concluiu que os resultados obtidos no trabalho permitiram iniciar discussões envolvendo tipos de ligações mistas, desde o levantamento de parâmetros para análises experimental e numérica, até a utilização de diferentes modelos analíticos para o cálculo de parâmetros como momento resistente, rigidez inicial e capacidade rotacional.

Posteriormente, Barbosa (2006) desenvolveu o pacote computacional denominado LIG FLEX, com o intuito de considerar a rigidez das ligações de aço e comparar os resultados deste pacote com aqueles oriundos de bibliografias e normas técnicas avaliadas em seu estudo. Com o pacote computacional LIG FLEX foi possível avaliar os efeitos da rigidez das ligações soldadas e parafusadas com chapa de extremidade ligando vigas e pilares. Esta

avaliação foi possível pois em tal pacote computacional foram incorporadas rotinas que utilizam como referência os critérios do anexo J do Eurocode 3 e recomendações do BCSA/SCI que trata de ligações parafusadas ou soldadas.

O pacote computacional elaborado por Barbosa (2006) foi validado utilizando os dados experimentais de Lima (2003), que ensaiou dois detalhes de ligação em aço sem a presença de laje: a) ligação com chapa de extremidade de altura parcial; b) ligação com chapa de extremidade estendida, ambas submetidas a três tipos de esforços: momento fletor, força axial de tração e de compressão. Os resultados experimentais mais relevantes advindos do estudo de Lima (2003) são apresentados na Tabela 2.1, juntamente com os resultados numéricos obtidos por Barbosa (2006).

Tabela 2.1 – Principais resultados obtidos por Barbosa (2006) e Lima (2003)

| Ligação com chapa de extremidade de altura parcial | | |
|---|-----------------------|---------------------------|
| Fonte | Momento (kN.m) | Rigidez (kN.m/rad) |
| LiG FLEX | 71,00 | 12.324,10 |
| Lima (2003) | 73,05 | 11.831,40 |
| Variação (%) | 2,80 | 4,16 |
| Ligação com chapa de extremidade estendida | | |
| Fonte | Momento (kN.m) | Rigidez (kN.m/rad) |
| LiG FLEX | 118,25 | 26.335,83 |
| Lima (2003) | 125,00 | 22.849,80 |
| Variação (%) | 5,40 | 15,25 |

Fonte: Barbosa (2006) e Lima (2003)

Ainda em 2006, Tristão (2006), em seu estudo teórico-experimental apresenta resultados numéricos e experimentais do comportamento estrutural de ligações viga mista/pilar com cantoneira de assento e de alma (Figura 2.9). Os estudos teóricos foram desenvolvidos tomando as recomendações dos EUROCODES 3 e 4 como base. O objetivo do referido estudo foi investigar a influência da força axial de compressão aplicada no pilar para o comportamento do painel de cisalhamento na região da alma e também sua influência no comportamento global da ligação mista.

Em seus ensaios, Tristão (2006) avaliou rotações e deformações na alma do pilar de aço com e sem enriquecedores. Simultaneamente, por meio de simulação numérica no pacote computacional ANSYS[®] foram feitas parametrizações entre o modelo experimental e o numérico, sendo que este último apresentou bons resultados na análise comparativa com os valores experimentais.

Figura 2.9 - Detalhe de sistema de ensaio por Tristão (2006)



Fonte: Tristão (2006)

Tristão (2006) reproduziu, na análise experimental, a ligação entre uma viga mista e um pilar de extremidade constituindo uma configuração do tipo “T” em que o comportamento adequado da ligação está associado à eficiência da ancoragem das barras de armadura longitudinal presentes na laje. O programa experimental era constituído por cinco modelos com carregamento monotônico e um modelo com carregamento cíclico, sendo que os carregamentos monotônicos simularam o comportamento da ligação sob ações que atuam no sentido da gravidade e o carregamento cíclico permitiu avaliar o comportamento da ligação sob ações cíclicas. Também constituíram objetivos da análise experimental avaliar a influência dos enrijecedores, estudar o comportamento da ligação mediante a aplicação simultânea de carregamentos e verificar a eficiência do tipo de ancoragem adotado para as barras de armadura longitudinal.

Em relação aos resultados numéricos e experimentais, Tristão (2006) constatou que, dentro das suas limitações, os resultados numéricos foram satisfatórios, uma vez que conseguiram representar adequadamente a semirrigidez da ligação. O modelo numérico conseguiu reproduzir, de forma satisfatória, os estados limites últimos da ligação.

De caráter mais geral, o estudo de Avakian (2007) apresenta os resultados da análise numérica da estabilidade lateral de um edifício de múltiplos pavimentos, representado por um pórtico plano para o qual foram consideradas as situações apresentadas na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Modelos analisados por Avakian (2007)

| Pórtico | Contraventado | Ligação viga-pilar | Laje de concreto | | Observações |
|------------|---------------|--------------------|------------------|------|---|
| Referência | Não | Rígida | Não | | Estruturado em aço |
| Modelo A | Não | Rígida | Não | Sim* | Estruturado em aço |
| Modelo B | Não | Flexível | Não | Sim* | Pórtico misto Ligação flexível apenas no eixo central |
| Modelo C | Sim | Flexível | Não | Sim* | |
| Modelo D | Não | Semirrígida | Não | | 1) |
| Modelo E | Não | Semirrígida | Não | | 2) |
| Modelo F | Não | Semirrígida | Não | Sim* | 3) |

*: Laje de concreto armado

1) Ligação com chapa de extremidade

2) Ligação com cantoneiras de topo, de alma e de assento

3) Ligação com cantoneiras de alma e de assento

No referido estudo, Avakian (2007) analisou, para cada uma das situações mostradas na Tabela 2.2, parâmetros como: efeitos de 1ª e 2ª ordem (parâmetros $P-\Delta$, γ_z , etc.), esforço normal e momento fletor nos pilares, influência da presença da laje de concreto armado e deslocamento horizontal no topo. Para tanto, foram consideradas as recomendações pertinentes contidas na ABNT NBR 8800:2008 e no AISC (2005). Os resultados das simulações numéricas ao final são, comparados com os resultados de resultados da análise convencional, assumindo as ligações como perfeitamente rígidas.

O estudo de Avakian (2007) foi realizado nos pacotes computacionais SAAFE, elaborado por Landesmann (2003) e no SAP 2000®.

A partir dos resultados obtidos no processamento dos pórticos cujas principais características são descritas na Tabela 2.2, Avakian (2007) observou que o modelo B apresentou os maiores deslocamentos horizontais e momentos fletores devido à inconsistência existente na linha de pilares centrais; já o modelo C apresentou os menores valores de deslocamentos horizontais e momentos fletores, sendo que, no caso da força normal, a diferença foi mais acentuada entre estes modelos cujas diferenças são o contraventamento e a representação da ligação viga-pilar.

Na análise dos efeitos de 2ª ordem, o modelo A foi classificado como de baixa deslocabilidade, apresentando pouca influência dos efeitos locais dos elementos; o modelo B foi classificado como uma estrutura de alta deslocabilidade, porém também com pouca

influência dos efeitos locais da estrutura, e o modelo C, apresentou os melhores resultados dentre os três modelos (A, B e C).

Para os métodos aproximados de análise da estabilidade, o método B₁-B₂ da ABNT NBR 8800:2008 apresentou-se mais eficiente e simplificado se comparado ao método γ_z , da ABNT NBR 6118:2003, isto ocorre porque este último é aplicável a estruturas de concreto, que possuem ligações totalmente rígidas, não apresentando boa eficiência quando aplicado a elementos com vinculações semirrígidas. Além disso, o parâmetro γ_z é um valor médio que representa toda a estrutura enquanto o parâmetro B₁-B₂ é calculado para cada pavimento.

Dentre todos os modelos estudados, Avakian (2007) concluiu que o modelo C apresenta os melhores resultados, no entanto, por ser uma estrutura contraventada, não permite grande liberdade arquitetônica, o que coloca o modelo A como ideal para uma análise mais refinada, de forma que possa suprir imposições arquitetônicas sem interferência dos elementos de contraventamento. Naturalmente, tais elementos podem ser esteticamente incorporados pela arquitetura, sem grande comprometimento visual.

O modelo D tentou simular uma ligação totalmente rígida por meio da utilização de ligações com placa de extremidade. Este modelo mostrou-se bem próximo do real em termos de comportamento rígido, no entanto, resultou em uma estrutura mais pesada.

O modelo E, representado por ligações semirrígidas de aço, apresentou maior flexibilidade que o modelo F, constituído por ligações semirrígidas mistas, no entanto este último apresentou deslocamentos superiores ao modelo E. Em um comparativo, os modelos E e F apresentaram deslocamentos maiores que o modelo A original, isto devido à introdução das ligações semirrígidas, que representam de forma mais adequada o comportamento real das ligações. Ou seja, não considerar o comportamento semirrígido das ligações na análise da estabilidade pode conduzir a valores de deslocamento horizontal inferiores aos reais.

Avakian (2007), com base nos resultados de suas análises, verificou que a idealização do comportamento da ligação deve ser a mais próxima possível do comportamento real, caso contrário, pode levar a resultados bem diferentes dos realmente apresentados pela estrutura real.

Bessa (2009) apresentou um comparativo entre uma análise experimental e, em paralelo, a análise do mesmo protótipo de forma numérica através do Programa ANSYS[®], onde complementa os trabalhos de Tristão (2006), Maggi (2004) e Maggi (2000). O estudo constituiu-se na análise de ligações entre viga mista e pilar de aço, ligações estas constituídas de cantoneiras de alma e de assento, incluindo protótipos isolados e ligações inseridas em um pavimento tipo, constituído de laje pré moldada com vigotas e lajotas cerâmicas, mostrado na

Figura 2.10. O objetivo deste estudo foi avaliar os efeitos da fissuração da laje, do acréscimo da taxa de armadura secundária e de alguns detalhes propostos para a ancoragem das armaduras longitudinais no comportamento da ligação.

Figura 2.10 - Modelo de pavimento tipo estudado por Bessa (2006)



Fonte: Bessa (2006)

No estudo experimental foram analisadas as rotações das ligações, deslocamentos e deformações nos elementos, tomando-se como referência o Método das Componentes descritos nos Eurocodes 3 e 4. Em paralelo, foi realizado o estudo numérico para as ligações mistas utilizando o pacote computacional ANSYS®.

Os protótipos para a análise experimental da ligação isolada foram constituídos de dois modelos cruciformes e dois em forma de T representando pilares internos e de borda conforme mostrado na Figura 2.11

Para protótipo do pavimento tipo, foram utilizadas duas vigas principais com um trecho em balanço e vigas de contraventamento no topo dos pilares. Os modelos experimentais foram constituídos de vigas e pilares em perfis laminados com enriquecedores no local de aplicação das cargas.

Na modelagem numérica foram adotados diagramas tensão-deformação multilíneares para o aço e para o concreto, levando em conta a não linearidade física dos materiais.

Figura 2.11 - Modelos ensaiados por Bessa (2006)



Cruciformes



Em forma de "T"

Fonte: Bessa (2006)

Uma vez validada a modelagem numérica, Bessa (2009) a utilizou para avaliar a influência de outros parâmetros, não avaliados na análise experimental, sobre o comportamento da ligação. A comparação entre resultados numéricos e experimentais mostrou que a maioria dos modos de colapso observados foram caracterizados pela abertura excessiva de fissuras na laje, com exceção de apenas um modelo no qual ocorreu o cisalhamento do parafuso entre a mesa inferior da viga e a cantoneira de assento.

Os resultados do estudo de Bessa (2009) foram satisfatórios no que diz respeito à comparação entre resultados experimentais e numéricos, apresentando comportamentos e resultados semelhantes.

No tocante à análise estrutural, segundo Kartal et al. (2010), alguns pressupostos são considerados para efeitos de simplificação. Um deles é considerar todas as ligações como rígidas, no entanto, como também constatou Avakian (2007), uma análise com considerações de vinculações semirrígidas pode trazer resultados mais representativos do comportamento real.

As ligações semirrígidas, vêm chamando a atenção de vários pesquisadores, como: Abdalla e Chen (1995); Migliozi (1997); Kim e Chen (1998); Goto e Miyashita (1998); Dhillon e O'Malley (1999) e Sekulovic et al. (2002).

Em seu estudo, Kartal et al. (2010) demonstraram que o comportamento estrutural de uma ligação pode ser diferente daquele simulado numericamente. Para demonstrar esta sensibilidade dos resultados, os autores selecionaram quatro sistemas estruturais para serem avaliados, os quais são descritos brevemente a seguir:

- a) pórtico plano com 4 pavimentos, com ligação semirrígida na base: neste modelo todas as barras foram consideradas com ligações rígidas, sendo que os pilares foram considerados ligados a uma base de solo elástico com comportamento semirrígido;
- b) pórtico plano com 4 pavimentos, com ligações semirrígidas e base engastada;
- c) pórtico plano com 4 pavimentos, com barras de contraventamento em X contendo ligações semirrígidas e base engastada;
- d) sistema de treliça utilizando todas as ligações semirrígidas, simplesmente apoiadas.

Para cada modelo investigado por Kartal et al. (2010) foram aplicados diferentes graus de rigidez sendo: 0%, simulando ligação flexível, 20 a 80% simulando ligação semirrígida e 100% simulando ligação rígida. Estas variações de rigidez produziram diversos resultados para cada modelo no que se refere ao comportamento estrutural, demonstrando a influência do grau de rigidez da ligação na distribuição de esforços nos elementos dos pórticos.

Para a análise dos modelos, Kartal et al. (2010) utilizaram os pacotes computacionais SEMIFEM, ANSYS[®] e SAP2000. Como os modelos estudados possuem características distintas para a representação das ligações, os resultados apresentaram variação devido a consideração de dois fatores:

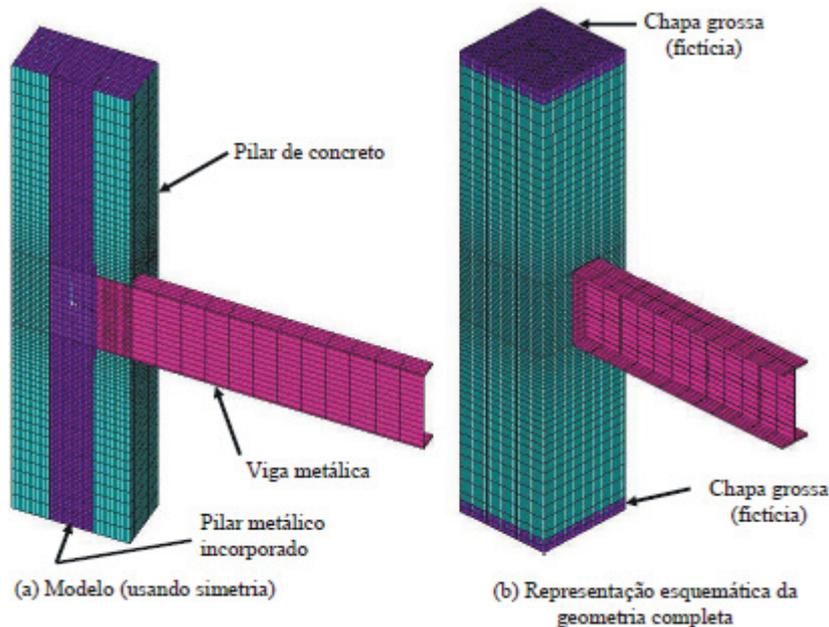
- ✓ Tipo de modelo empregado para representar a ligação;
- ✓ Variação de rigidez considerada em cada modelo.

Todos os modelos analisados apresentaram variações de comportamento à medida que a porcentagem de rigidez introduzida era modificada. Isto, aliado às diferentes concepções estruturais consideradas em cada modelo, resultou em variações expressivas, todavia, mesmo com estas variações, os resultados da análise da estrutura se alteraram gradativamente para esforços solicitantes e deslocamentos, demonstrando que o grau de rigidez das ligações, aliado à concepção estrutural, controlam os resultados de esforços e deslocamentos.

Conceição (2011) realizou estudos numéricos nos quais comparou os resultados de uma ligação mista viga-pilar com chapa de extremidade parafusada na mesa do perfil do pilar misto revestido com concreto com os resultados de um modelo mecânico criado preliminarmente. Nas suas modelagens, Conceição (2011) fez uma análise variando vinte e quatro itens físicos e geométricos da ligação através do software ANSYS[®], considerando a não linearidade física dos materiais, sendo possível assim, identificar os principais

mecanismos de falha e o momento fletor resistente da ligação. A Figura 2.12 traz uma visão geral do modelo.

Figura 2.12 - Visão geral do modelo discretizado em elementos finitos



Fonte: Conceição (2011)

O trabalho de Conceição (2011) mostrou a contribuição do perfil metálico, do concreto e das armaduras horizontais e longitudinais do pilar misto como elementos resistentes da ligação, capazes de absorver as parcelas de tração e compressão que surgem devido aos momentos fletores. Nos modelos numéricos ocorreram deformações plásticas em todos os componentes metálicos da ligação (chapas, parafusos e armaduras), fissuração e esmagamento do concreto, mostrando que há interação entre estes elementos. Também foi observado que a força normal de compressão, independente da sequência de aplicação dos carregamentos, aumenta a capacidade resistente das ligações mistas. Nas comparações entre o modelo mecânico e o numérico, a resistência a tração e a compressão mostraram boa correspondência, sendo que os resultados do modelo mecânico se mostraram mais conservadores e as diferenças foram da ordem de 10%. No entanto, ao final do trabalho, os resultados encontrados apresentaram uma boa estimativa da capacidade resistente da ligação, até que possam ser feitos estudos experimentais mais refinados.

2.8 Comentários finais

Neste capítulo foram abordados aspectos relacionados às ligações e sua influência na estabilidade global dos edifícios de múltiplos pavimentos. Estes assuntos foram estudados por diversos autores, ao longo das décadas, demonstrando a sua importância, sendo que, atualmente a modelagem numérica tem se mostrado uma ferramenta bastante interessante visto que as análises experimentais são demoradas e possuem custo elevado.

Isto ficou muito claro com a revisão bibliográfica apresentada no presente capítulo, no qual foram apresentados trabalhos de diversos autores que realizaram pesquisas abordando ligações viga-pilar e/ou análise da estabilidade global via métodos computacionais e comprovaram a eficiência destes métodos com a comparação entre resultados numéricos e experimentais.

Atualmente, o mercado disponibiliza softwares e computadores com capacidade de análise e processamento cada vez mais refinados, permitindo que os modelos numéricos produzam resultados cada vez mais próximos dos resultados experimentais, permitindo que se estude e avalie um número muito maior de modelos em um espaço reduzido de tempo, quando comparado aos modelos experimentais. Naturalmente, sempre são necessários estudos experimentais que validem os modelos numéricos em uso.

Além disso, alguns modelos de grandes dimensões trazem grande dificuldade para uma investigação experimental, como é o caso da análise da estabilidade e da influência da rigidez das ligações, que requer modelos complexos com grande número de pavimentos. Este tipo de análise pode ser realizado, com certo grau de precisão, em pacotes computacionais como ANSYS[®], SAP2000[®], STRAP, dentre outros. A seleção do pacote computacional mais adequado irá depender do tipo de problema a analisar e do grau de precisão e representação que se deseja obter.

A seguir, no próximo capítulo, são apresentadas as formulações para verificação/dimensionamento de pilares preenchidos mistos de aço e concreto e vigas mistas com laje de concreto armado.

Capítulo 3: Dimensionamento de elementos mistos de aço e concreto

Antes de apresentar a formulação para o dimensionamento dos elementos mistos de aço e concreto, vale destacar que serão apresentados aqui apenas os aspectos mais relevantes para o dimensionamento daqueles elementos mistos que irão compor os pórticos a serem analisados posteriormente. Além disso, toda a metodologia de dimensionamento aqui apresentada foi extraída da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008, a qual em alguns procedimentos se assemelha as metodologias apresentadas por normas estrangeiras.

No presente capítulo são apresentados aspectos do dimensionamento/verificação de pilares mistos preenchidos, seguido dos procedimentos aplicáveis a vigas mistas de aço e concreto.

3.1 Pilares retangulares preenchidos mistos de aço e concreto

3.1.1 Aspectos gerais e limites de aplicabilidade

O dimensionamento dos pilares mistos de aço e concreto, é abordado no Anexo P da ABNT NBR 8800:2008.

A filosofia de projeto da ABNT NBR 8800:2008 se assemelha muito à adotada pelo EUROCODE 4 (2004). Dentro deste contexto, há dois métodos para avaliar a capacidade resistente do pilar misto: método geral e método simplificado. Ambos os procedimentos baseiam-se na interação total aço-concreto até que seja atingida a ruína e na hipótese de conservação das seções planas antes e após a solicitação. Segundo o método geral, na verificação da estabilidade estrutural devem ser considerados os efeitos de segunda ordem, incluindo as tensões residuais, imperfeições geométricas, instabilidades locais, ruptura do concreto por esmagamento, fluência e retração do concreto, e escoamento dos componentes de aço da seção (perfis e armadura). Também deve ser assegurado que não haverá instabilidade local nas seções sujeitas às combinações mais desfavoráveis do estado limite último, e que a resistência da seção transversal, sujeita a flexão, forças longitudinais e cortantes, não será excedida.

A aplicação do método simplificado se limita a seções transversais duplamente simétricas e constantes ao longo da altura do pilar, podendo variar entre pavimentos. Para a determinação da capacidade resistente do pilar misto primeiramente é calculada a capacidade

resistente à compressão da seção transversal à plastificação, admitindo plastificação total. Os efeitos da instabilidade global por flexão do pilar, são então considerados a partir de um coeficiente que reduz a capacidade resistente da seção à plastificação total. Tal fator de redução é obtido de curvas de resistência que foram determinadas para pilares de aço isolados e cujos parâmetros são modificados para levar em conta a presença de aço e concreto. Portanto, o método simplificado se baseia nas hipóteses de interação total entre o aço e o concreto e na não ocorrência de flambagem local dos componentes de aço como estado limite último.

Aqui, nos ateremos aos procedimentos inerentes ao método simplificado e, em razão disso, a norma brasileira traz alguns limites de aplicabilidade que se referem à resistência dos materiais que compõem a seção mista preenchida, bem como taxas de armadura e índices de esbeltez local e global.

Tais limites de resistência são apresentados sucintamente na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Limites de aplicabilidade para pilares preenchidos de seção retangular (ABNT NBR 8800:2008)

| | |
|---|--|
| Seção preenchida | |
| Resistência do aço ao escoamento $f_{yk} \leq 420 \text{ MPa}$ | Resistência do concreto $20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ |
| Obs.: concreto de densidade normal | |
| Limite de índice de esbeltez global | $\lambda_{o,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} \leq 2,0$ |
| Limite de esbeltez local | $\frac{b_i}{t} \leq 2,26 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ |
| Taxa de armadura longitudinal | Podem ser dispensadas exceto para algumas situações em caso de incêndio |
| Fator de contribuição do perfil de aço | $0,2 \leq \delta \leq 0,9$ com $\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}}$ |
| Rigidez efetiva a flexão | $(EI)_e = E_a \cdot I_a + 0,6 \cdot E_{c,red} \cdot I_c + E_s \cdot I_s$ |

Continuação da Tabela 3.1

| | |
|--------------------------------|--|
| Efeitos de retração e fluência | $E_{c,red} = \frac{E_c}{1 + \varphi \cdot \left(\frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} \right)}$ $\varphi = 0 \text{ (pilares preenchidos em que a relação } N_{G,Sd} / N_{Sd} \text{ seja tomada igual a 0,6)}$ $E_c = 4760 \cdot \sqrt{f_{ck}} \text{ (} f_{ck} \text{ em MPa)}$ |
| Relação altura/largura | Entre 02 e 5,0 |

Como hipótese inicial, é admitido comportamento conjunto com interação completa entre perfil de aço e concreto. Isto é válido quando a aplicação das forças advindas do pavimento se dá de forma simultânea nos dois componentes da seção mista: perfil de aço e concreto. No entanto, os detalhes de ligação viga-pilar normalmente são concebidos para que as forças do pavimento sejam introduzidas no pilar misto via perfil de aço; isto ocorre devido à facilidade na execução destes detalhes de ligação. Este caso requer verificações adicionais quanto ao comportamento conjunto na região de ligação, denominada pela ABNT NBR 8800:2008 *região de introdução de carga*. Tal verificação não será apresentada aqui por se tratar de uma verificação local.

3.1.2 Pilares submetidos a compressão simples

Para determinar a capacidade resistente a compressão simples (N_{Rd}) do pilar preenchido, devemos conhecer a capacidade resistente da seção mista à plastificação.

Através da expressão 3.1 é calculado a força axial resistente, de compressão, valor de cálculo, à plastificação total, que é fruto do somatório das resistências à plastificação total de cada componente que compõe a seção transversal do pilar misto de aço e concreto, já que admite-se que todos os componentes da seção mista atingem a plastificação total. Os componentes são: perfil de aço, concreto e armadura longitudinal:

$$N_{p\ell,Rd} = N_{p\ell,a,Rd} + N_{p\ell,c,Rd} + N_{p\ell,s,Rd} \quad (3.1)$$

Sendo:

- 1) capacidade resistente do perfil de aço: $N_{p\ell,a,Rd} = f_{yd} \cdot A_s$
- 2) capacidade resistente do concreto: $N_{p\ell,c,Rd} = f_{cd1} \cdot A_c$, $f_{cd1} = 0,85 \cdot f_{cd}$
- 3) capacidade resistente da armadura longitudinal: $N_{p\ell,s,Rd} = f_{sd} \cdot A_s$

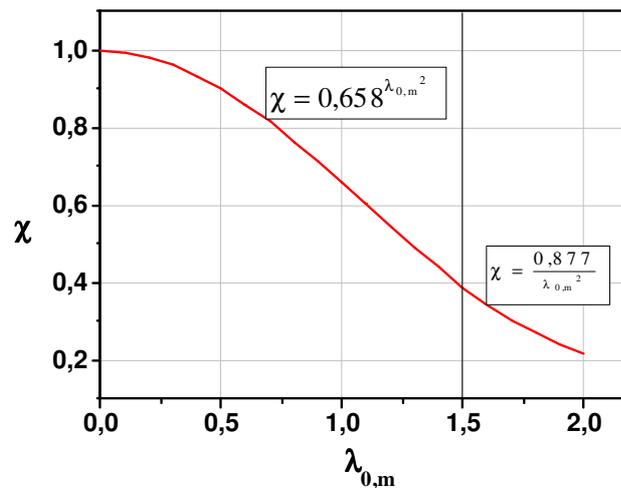
Uma vez conhecida a força resistente da seção preenchida à plastificação total, agora é preciso levar em conta os efeitos da flambagem por flexão.

A instabilidade por flexão é considerada no dimensionamento dos pilares mistos fazendo uso da mesma metodologia empregada para os pilares de aço, ou seja, empregando o coeficiente χ , que depende, essencialmente, do índice de esbeltez reduzido $\lambda_{0,m}$, o qual delimita os trechos de flambagem elástica e inelástica. Assim sendo, a curva que representa a relação entre χ e $\lambda_{0,m}$ é dividida em dois trechos, como mostrado na Figura 3.1 e os valores de χ para cada trecho calculado através das equações 3.2 e 3.3.

$$\lambda_{0,m} \leq 1,5 \rightarrow \chi = 0,658 \lambda_{0,m}^2 \quad (3.2)$$

$$\lambda_{0,m} > 1,5 \rightarrow \chi = \frac{0,877}{\lambda_{0,m}^2} \quad (3.3)$$

Figura 3.1 - Relação entre o parâmetro χ e o índice de esbeltez reduzido $\lambda_{0,m}$



Conhecido o parâmetro χ que introduz o efeito da flambagem por flexão, a capacidade resistente a compressão simples, N_{Rd} , pode então ser determinada.

A força axial resistente de cálculo, de pilares mistos preenchidos axialmente comprimidos sujeitos a instabilidade por flexão é calcula pela expressão 3.3:

$$N_{Rd} = \chi \cdot N_{pl,Rd} \quad (3.3)$$

3.1.3 Pilares submetidos a flexo-compressão

A verificação dos pilares mistos submetidos à flexo-compressão é análoga à aplicável a pilares de aço isolados. Portanto, são utilizadas expressões de interação momento-normal, porém adaptadas para levar em conta a presença do concreto na seção mista preenchida. Basicamente, a verificação consiste em analisar isoladamente os efeitos da compressão e da flexão e, posteriormente, considerar a interação entre estes esforços via diagrama ou equação de interação.

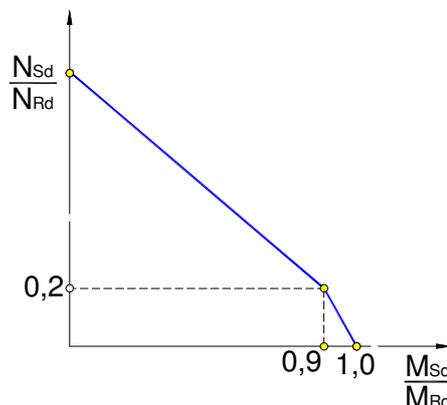
No caso dos pilares mistos submetidos a flexo-compressão, a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 apresenta dois diferentes diagramas de interação momento fletor - força normal. O *Modelo de Cálculo I*, que equivale ao utilizado pela norma americana AISC-LRFD (2005) e representa a curva de interação Momento-Força Normal por dois trechos de reta (

Figura 3.2). O limite entre os dois segmentos de reta é dado pela relação $N_{sd}/N_{rd} = 0,2$. Cada um destes segmentos de reta é representado por uma equação de interação, sendo o seguimento de reta $N_{sd}/N_{rd} \geq 0,2$ representado pela equação 3.4 e o seguimento de reta $N_{sd}/N_{rd} < 0,2$ representado pela equação 3.5.

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} \geq 0,2 \rightarrow \frac{N_{sd}}{N_{rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1 \quad (3.4)$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 0,2 \rightarrow \frac{N_{sd}}{2 \cdot N_{rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1 \quad (3.5)$$

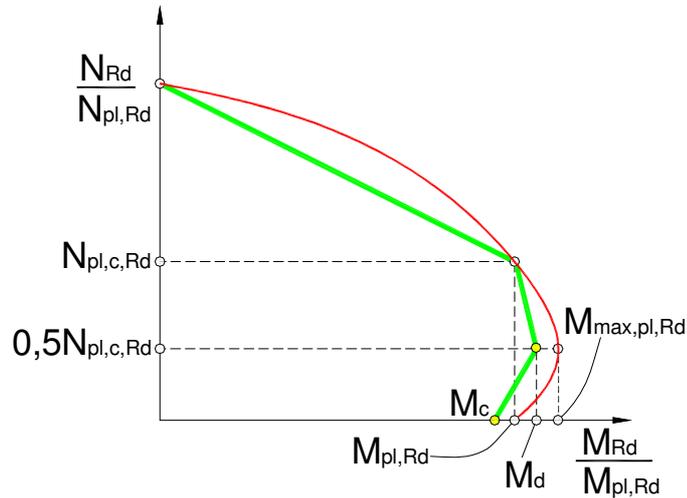
Figura 3.2 - Curvas de interação Momento vs. Força Normal: Modelo I



Fonte: De Nardin (2011)

Em contrapartida, o *Modelo de Cálculo II*, é inspirado nas curvas de interação Momento-Força Normal adotadas pelo EUROCODE 4 (2004), representa a curva de interação por três trechos de reta (Figura 3.3).

Figura 3.3 - Curvas de interação Momento vs. Força Normal: Modelo II



Fonte: De Nardin (2011)

Neste Caso a curva de interação é representada pela equação 3.6, chamada de equação geral de interação considerando $N_{sd} \leq N_{rd}$.

$$\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x \cdot M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y \cdot M_{c,y}} \leq 1,0 \quad (3.6)$$

Na equação acima, o coeficiente μ assume, em função do eixo de flexão, os valores calculados pelas equações 3.7, 3.8 e 3.9, de acordo com a condição assumida por N_{sd} . Para flexão em torno do eixo y, basta alterar adequadamente as equações, considerando as características geométricas neste eixo.

$$1 - \frac{N_{sd} - N_{pl,c,Rd}}{N_{pl,Rd} - N_{pl,c,Rd}} \text{ se } N_{sd} \geq N_{pl,c,Rd} \quad (3.7)$$

$$\left(1 - \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot N_{sd}}{N_{pl,c,Rd}} - 1\right) + \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \text{ se } \frac{N_c}{2} < N_{sd} < N_{pl,c,Rd} \quad (3.8)$$

$$1 + \frac{2 \cdot N_{sd}}{N_{pl,c,Rd}} \cdot \left(\frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} - 1\right) \text{ se } 0 \leq N_{sd} \leq \frac{N_{pl,c,Rd}}{2} \quad (3.9)$$

Os momentos fletores M_c e M_d são calculados pelas equações 3.10 e 3.11:

$$M_{c,x} = 0,9 \times M_{pl,Rd} \text{ e } M_{c,y} = 0,9 \times M_{pl,Rd} \quad (3.10)$$

$$M_{d,x} = 0,8 \times M_{max,pl,x,Rd} \text{ e } M_{d,y} = 0,8 \times M_{max,pl,y,Rd} \quad (3.11)$$

Caso $M_{d,x} < M_{c,x}$, $M_{d,x}$ deve ser tomado igual a $M_{c,x}$. O mesmo procedimento deve ser adotado em relação ao eixo y.

E, os momentos fletores máximos resistentes de plastificação, valores de cálculo, $M_{max,pl,x,Rd}$ e $M_{max,pl,y,Rd}$, representam o ponto mais extremo no diagrama de interação Momento-Normal (Figura 3.3).

Em toda a formulação apresentada até o momento, o índice x corresponde à flexão em torno do eixo x e o índice y corresponde à flexão em torno do eixo y.

Na equação geral de interação, os momentos $M_{x,tot,Sd}$ e $M_{y,tot,Sd}$ representam os momentos fletores totais solicitantes de cálculo, em relação aos eixos x e y, respectivamente. No cálculo destes esforços solicitantes são levados em conta os efeitos das imperfeições iniciais nos pilares, como descrito a seguir.

As imperfeições geométricas no pilar preenchido são levadas em conta, caso não seja feita uma análise mais rigorosa, via consideração de um momento devido às imperfeições ao longo do pilar, dado pelas equações 3.12 e 3.13:

$$\text{Eixo x: } M_{x,tot,Sd} = M_{x,Sd} + M_{x,i,Sd} \quad (3.12)$$

$$\text{Eixo y: } M_{y,tot,Sd} = M_{y,Sd} + M_{y,i,Sd} \quad (3.13)$$

Para estimar o momento devido às imperfeições iniciais, é empregada a formulação da equação 3.14 para o eixo x e da equação 3.15 para o eixo y:

$$M_{x,i,Sd} = \frac{N_{Sd} \cdot L_x}{200 \cdot \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,x}} \right)} \quad (3.14)$$

$$M_{y,i,Sd} = \frac{N_{Sd} \cdot L_y}{150 \cdot \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,y}} \right)} \quad (3.15)$$

E os efeitos da instabilidade são considerados pelas equações 3.16 e 3.17 para os eixos x e y, respectivamente:

$$N_{e2,x} = \pi^2 \cdot \frac{(EI)_{e,x}}{(L_x)^2} \quad (3.16)$$

$$N_{e2,y} = \pi^2 \cdot \frac{(EI)_{e,y}}{(L_y)^2} \quad (3.17)$$

As imperfeições iniciais ao longo do pilar devem ser consideradas em apenas um dos eixos, devendo-se levar em conta sua ocorrência no eixo que produzir o resultado mais desfavorável.

Conhecidos os momentos devidos às imperfeições iniciais e, por conseguinte, os momentos solicitantes, passa-se à determinação dos momentos fletores de plastificação, valores de cálculo, $M_{p\ell,Rd}$ e $M_{max,p\ell,Rd}$.

Para determinar o momento fletor resistente de plastificação, parte-se de um par de eixos que coincidem com o centróide da seção mista duplamente simétrica (eixos x e y). Tomados estes eixos como referência, considera-se que a linha neutra está distante h_n em relação aos eixos que passam pelo centróide. Sendo assim, os momentos fletores de plastificação, valores de cálculo – $M_{p\ell,Rd}$, são dados pelas equações 3.18 e 3.19:

$$M_{p\ell,Rd} = f_{yd} \cdot (Z_a - Z_{an}) + \frac{f_{cd1}}{2} \cdot (Z_c - Z_{cn}) + f_{sd} \cdot (Z_s - Z_{sn}) \quad (3.18)$$

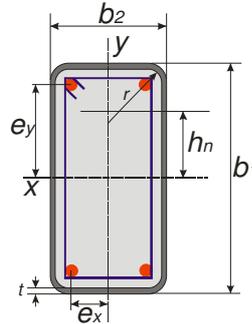
$$M_{max,p\ell,Rd} = f_{yd} \cdot Z_a + \frac{f_{cd1}}{2} \cdot Z_c + f_{sd} \cdot Z_s \quad (3.19)$$

Já o momento fletor máximo resistente de plastificação, valor de cálculo, $M_{max,p\ell,Rd}$, corresponde ao ponto mais externo no diagrama de interação Momento-Força Normal (Figura 3.3) é calculado tomando a linha neutra passando pelo centróide da seção transversal duplamente simétrica.

O momento fletor de plastificação depende diretamente dos módulos de resistência plásticos da seção transversal preenchida.

Os módulos plásticos são calculados em relação aos eixos de flexão x e y. Na Figura 3.4 são apresentadas as variáveis utilizadas nas expressões 3.20 a 3.25 utilizadas para o cálculo dos módulos de resistência plásticos em relação ao eixo x. De forma análoga, na Figura 3.5 são apresentadas as variáveis utilizadas nas expressões 3.26 a 3.31 utilizadas para o mesmo cálculo no eixo y.

Figura 3.4 - Identificação das variáveis para o cálculo dos módulos de resistência plásticos em relação ao eixo x



Os módulos de resistência em relação ao eixo que passa pelo centróide da seção mista com relação ao eixo x, são calculados pelas equações a seguir, sendo que para o perfil retangular este valor é fornecido através de tabelas do fabricante

Módulo de resistência da armadura:

$$Z_s = \sum_{i=1}^n |A_{si} \cdot e_x| \quad (3.20)$$

Módulo de resistência do concreto:

$$Z_c = \frac{(b_2 - 2t) \cdot (b_1 - 2t)^2}{4} - r^2 \cdot (4 - \pi) \cdot \left(\frac{b_1}{2} - t - r \right) - Z_s \quad (3.21)$$

Na referida formulação, vale destacar que A_{sn} refere-se à área das barras da armadura localizadas na região de altura $2 \cdot h_n$ e A_{sni} corresponde à área de cada barra da armadura na região de altura $2 \cdot h_n$, sendo a posição da linha distante h_n do eixo que passa pelo centróide da seção mista calculado através das equações a seguir:

Posição da linha neutra:

$$h_n = \frac{A_c \cdot f_{cd1} - A_{sn} \cdot (2 \cdot f_{sd} - f_{cd1})}{2 \cdot b_2 f_{cd1} + 4 \cdot t(2 \cdot f_{yd} - f_{cd1})} \quad (3.22)$$

Módulo de resistência do perfil:

$$Z_{an} = b_2 \cdot h_n^2 - Z_{cn} - Z_{sn} \quad (3.23)$$

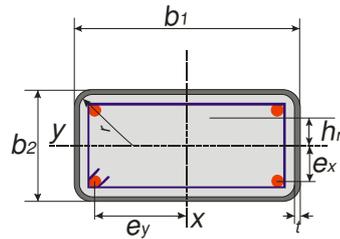
Módulo de resistência da armadura:

$$Z_{sn} = \sum_{i=1}^n |A_{sni} \cdot e_{ix}| \quad (3.24)$$

Módulo de resistência do concreto:

$$Z_{cn} = (b_2 - 2t) \cdot h_n^2 - Z_{sn} \quad (3.25)$$

Figura 3.5 - Identificação das variáveis para o cálculo dos módulos de resistência plásticos em relação ao eixo y



Módulo de resistência da armadura:

$$Z_s = \sum_{i=1}^n |A_{si} \cdot e_y| \quad (3.26)$$

Módulo de resistência do concreto:

$$Z_c = \frac{(b_1 - 2t) \cdot (b_2 - 2t)^2}{4} - r^2 \cdot (4 - \pi) \cdot \left(\frac{b_2}{2} - t - r \right) - Z_s \quad (3.27)$$

Linha neutra distante h_n do eixo que passa pelo centróide da seção mista

Posição da linha neutra:

$$h_n = \frac{A_c \cdot f_{cd1} - A_{sn} \cdot (2 \cdot f_{sd} - f_{cd1})}{2 \cdot b_1 f_{cd1} + 4 \cdot t(2 \cdot f_{yd} - f_{cd1})} \quad (3.28)$$

Módulo de resistência do o perfil:

$$Z_{an} = b_1 \cdot h_n^2 - Z_{cn} - Z_{sn} \quad (3.29)$$

Módulo de resistência da armadura:

$$Z_{sn} = \sum_{i=1}^n |A_{sni} \cdot e_{iy}| \quad (3.30)$$

Módulo de resistência do concreto:

$$Z_{cn} = (b_1 - 2t) \cdot h_n^2 - Z_{sn} \quad (3.31)$$

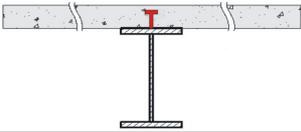
3.2 Vigas mistas de aço e concreto

3.2.1 Limites de aplicabilidade e processo construtivo

O dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto é abordado no Anexo O da ABNT NBR 8800:2008 e se assemelha ao apresentado pelo EUROCODE 4 (2004). A formulação aqui apresentada é aplicável especificamente a vigas cujos perfis não sofrem instabilidades locais (seção compacta), para a situação de interação total e construção do tipo escorada. Situações diferentes desta requerem alteração na formulação aqui apresentada.

Os limites de aplicabilidade para verificação da capacidade resistente a flexão e cisalhamento, de vigas mistas de alma cheia, são apresentados sucintamente na Tabela 3.2. Na etapa de dimensionamento/verificação de vigas, os limites de esbeltez local permitem classificar a seção de aço em compacta ou esbelta. Em caso de vigas compactas, os esforços internos podem ser determinados por análise rígido-plástica, conforme item 4.9.2 e 4.10 da ABNT NBR 8800:2008.

Tabela 3.2 - Limites de aplicabilidade para Vigas mistas contínuas (ABNT NBR 8800:2008)

| | |
|---|---|
| Vigas mistas de alma cheia |  |
| Resistência do aço ao escoamento $f_{yk} \leq 420 \text{ MPa}$ | Resistência do concreto da laje maciça De acordo com a ABNT NBR 6118:2003 |
| Obs.: concreto de densidade normal | |
| Seção compacta Dimensionamento item 4.9.10 e 4.10 | $\frac{h_p}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot e \cdot \frac{b_f}{t_f} \leq 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ |

Em relação ao processo construtivo, a execução de vigas mistas de aço concreto pode ser feita de duas formas distintas: construção escorada e construção não escorada e a escolha

do processo construtivo tem reflexos nas etapas de dimensionamento/verificação como se ilustra a seguir:

- a) construção escorada: a viga entra em serviço após a cura do concreto, não sendo necessária verificação de deslocamentos do perfil de aço isolado. Neste caso, deve ser providenciado escoramento provisório do perfil de aço, o qual deverá ser removido somente quando o concreto da laje atingir pelo menos 75% de sua resistência a compressão;
- b) construção não escorada: a viga entra em serviço imediatamente após a sua montagem pois não há escoramentos provisórios (peso próprio da viga e do concreto armado da laje). Para este processo construtivo, a viga deve ser verificada para ELS e ELU antes da cura do concreto como viga de aço isolada, e após a cura, como viga mista.

3.2.2 Comportamento conjunto (misto) aço-concreto e largura efetiva

O comportamento conjunto entre o perfil de aço e o concreto da laje no caso de vigas mistas é garantido através da conexão da laje de concreto, seja ela maciça, pré-moldada ou com forma incorporada ao perfil de aço. Esta ligação é feita por meio de dispositivos mecânicos como os conectores de cisalhamento. Os conectores têm a função de impedir o escorregamento relativo entre o concreto da laje e o perfil de aço, absorvendo o fluxo de cisalhamento longitudinal na interface. Os conectores de cisalhamento são responsáveis pelo grau de interação da viga mista, podendo esta interação ser total ou parcial. Na interação total, ocorre ligação perfeita entre o aço e o concreto, não havendo escorregamento longitudinal relativo, resultando em uma seção mista com uma única linha neutra. Já no caso da interação parcial, ocorre escorregamento relativo aço-concreto e descontinuidade no diagrama de deformações, resultando em seção transversal com duas linhas neutras. No primeiro caso, é necessário utilizar um número maior de conectores que na interação parcial, mas a viga mista torna-se menos deformável na fase de utilização.

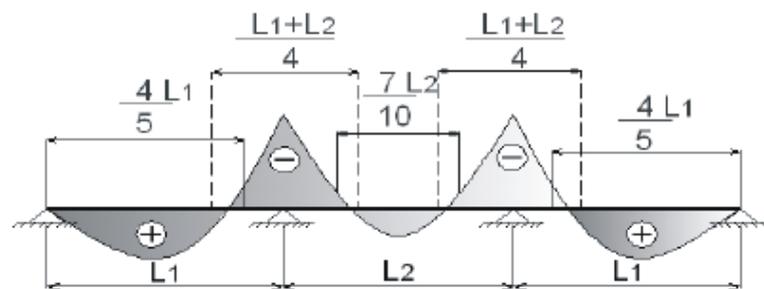
A utilização de conectores de cisalhamento ligando o perfil de aço à laje mobiliza parte da laje e faz com que esta trabalhe em conjunto com o perfil.

Assim sendo, o conceito de largura efetiva está associado à largura de laje que efetivamente colabora para a resistência da seção mista da viga. Os parâmetros para definição da largura efetiva estão descritos nos itens O.2.2.1 e O.2.2.2 da ABNT NBR 8800:2008 e são mostrados sucintamente na Tabela 3.3 e na Figura 3.6.

Tabela 3.3 – Parâmetros para definição da largura efetiva

| | |
|---|--|
| Largura Efetiva para viga biapoiada | -1/8 do vão viga, medida entre linhas de centro dos apoios; -Metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente; -Distância da linha de centro da viga à borda da laje, em balanço; |
| Largura Efetiva em regiões momento positivo para viga semicontínua | -4/5 dos apoios para vãos extremos; -7/10 da distância entre apoios, para vãos internos; |
| Largura Efetiva em regiões momento negativo para viga semicontínua. | -1/4 da soma dos vãos adjacentes; -1/8 da distancia entre os pontos de momento nulo. |

Figura 3.6 - Ilustração dos parâmetros para definição da largura efetiva de vigas mistas

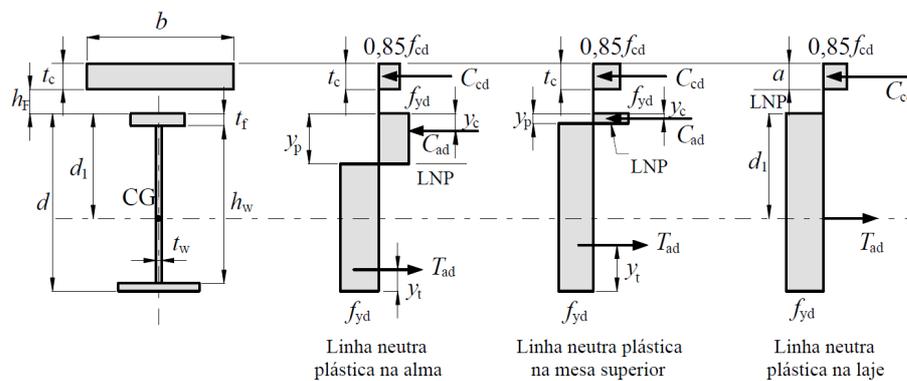


3.2.3 Dimensionamento à flexão – momento resistente positivo

Como as vigas mistas podem ser biapoiadas ou contínuas, vamos começar apresentando a determinação do momento fletor resistente positivo, para a situação de escorada e interação total; esta formulação é apresentada na totalidade no item O.2.3 da ABNT NBR 8800:2008 e brevemente descrita a seguir.

Para determinação do momento fletor resistente positivo, parte-se da distribuição de tensões mostrada na Figura 3.7.

Figura 3.7 - Distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia sob momento positivo e interação total



fonte: ABNT NBR 8800:2008

O processo de determinação do momento fletor resistente positivo, valor de cálculo, parte da determinação da posição da linha neutra plástica, que pode estar localizada na laje de concreto, na mesa ou na alma do perfil de aço. Cada uma destas situações será descrita nas equações a seguir:

1) Condições para que a Linha neutra da seção plastificada se localize na laje de concreto (equação 3.32):

$$\sum Q_{rd} \geq A_a \cdot f_{yd} \rightarrow 0,85 \cdot f_{cd} \cdot bt_c \geq A_a \cdot f_{yd} \quad (3.32)$$

Cumpridas estas condições através da equação 3.33 calcula-se a resultante de compressão no concreto:

$$C_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot ba \quad (3.33)$$

Este parâmetro representa a resultante máxima das forças de compressão no concreto da laje. E a resultante das forças de tração no perfil de aço é dada pela equação 3.34:

$$T_{ad} = A_a \cdot f_{yd} \quad (3.34)$$

O parâmetro “a” representa a altura de concreto comprimido e é calculado através da equação 3.35:

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b} \leq t_c \quad (3.34)$$

Estando a linha neutra plástica localizada na laje de concreto, o momento fletor resistente positivo é dado pela equação 3.35:

$$M_{rd} = \beta_{vm} \cdot T_{ad} \cdot \left(d_1 + h_F + t_c - \frac{a}{2} \right) \quad (3.35)$$

2) Condição para que a Linha neutra plástica se localize no perfil de aço

Nos casos em que a linha neutra encontra-se no perfil de aço, isto é identificado pela equação 3.36:

$$\sum Q_{rd} \geq 0,85 \cdot f_{cd} \cdot bt_c \quad (3.35)$$

Para esta situação, é preciso determinar se a linha neutra está situada na região da mesa superior ou da alma do perfil de aço.

Independe da linha neutra estar na alma ou na mesa do perfil de aço, toda a seção de concreto da laje estará comprimida, logo, a força resultante de compressão no concreto será calculada através da equação 3.36:

$$C_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{tc} \quad (3.36)$$

A força resultante de compressão no perfil de aço é representada pela equação 3.37:

$$C_{ad} = \frac{1}{2} \cdot (A_a \cdot f_{yd} - C_{cd}) \quad (3.37)$$

A força resultante de tração no perfil de aço é dada pela equação 3.38:

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} \quad (3.38)$$

A posição da linha neutra da seção plastificada, medida a partir do topo do perfil de aço pode ser determinada da seguinte das equações 3.39 e 3.40 obedecendo as condições abaixo:

- Para $C_{ad} \leq A_{af} \cdot f_{yd}$ - linha neutra na mesa superior:

$$Y_p = \frac{C_{ad}}{A_{af} \cdot f_{yd}} \cdot t_f \quad (3.39)$$

- Para $C_{ad} > A_{af} \cdot f_{yd}$ - linha neutra na alma:

$$Y_p = t_f + h_w \cdot \left(\frac{C_{ad} - A_{af} \cdot f_{yd}}{A_{aw} \cdot f_{yd}} \right) \quad (3.40)$$

Para ambas as situações, estando a linha neutra plástica localizada no perfil de aço, o momento fletor resistente de cálculo é obtido pela equação 3.41:

$$M_{rd} = \beta_{vm} \cdot \left[C_{ad} \cdot (d - y_t - y_c) + C_{cd} \cdot \left(\frac{t_c}{2} + h_F + d - y_t \right) \right] \quad (3.41)$$

Onde:

β_{vm} : igual 0,85, 0,90 ou 0,95 para vigas semicontínuas conforme a capacidade de rotação necessária para a ligação e igual a 1,00 para vigas biapoiadas ou contínuas;

C_{cd} : força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

T_{ad} : força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço;

C_{ad} : força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço;

A_a : área do perfil de aço;

A_{af} : área da mesa superior do perfil de aço;

A_{aw} : área da alma do perfil de aço, igual ao produto $h_w \cdot t_w$;

d : altura total do perfil de aço;

t_c : altura da laje de concreto (se houver pré-laje de concreto, t_c é a espessura acima desta pré-laje e, se houver laje com forma de aço incorporada, é a espessura acima das nervuras) ou seja, é a espessura maciça de concreto;

a : espessura da região comprimida da laje ou, para interação parcial, a espessura considerada efetiva;

$\sum Q_{Rd}$: somatório das forças resistentes de cálculo individuais Q_{Rd} dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

h_f : espessura da pré-laje pré-moldada de concreto ou a altura das nervuras da laje com forma de aço incorporada (se não houver pré-laje ou forma de aço incorporada $h_f=0$);

h_w : altura da alma, tomada como distância entre as faces internas das mesas;

t_w : espessura da alma;

d_I : distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse perfil;

y_c : distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil;

y_t : distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior desse perfil;

y_p : distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior do perfil de aço;

t_f : espessura da mesa superior do perfil de aço.

3.2.4 Dimensionamento à flexão – momento fletor resistente negativo

3.2.4.1 Limitações e momento fletor resistente negativo

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, na região de momento negativo o mecanismo resistente de vigas contínuas e semicontínuas fica reduzido ao perfil de aço associado à área de armadura longitudinal existente na largura efetiva da laje. Além disso, para que este mecanismo funcione de forma eficiente, é necessário garantir que se tenha número suficiente de conectores de cisalhamento na largura efetiva para absorver os esforços horizontais de cisalhamento entre o perfil de aço e a laje de concreto e, também deve ser verificada a ocorrência de flambagem lateral por distorção da seção transversal. A verificação

da flambagem lateral com distorção deve ser feita seguindo as recomendações dos itens O.2.4.3 e O.2.5 da ABNT NBR 8800:2008, lembrando que sua ocorrência pode reduzir o momento fletor resistente negativo. Além destas verificações, devem ser respeitados os seguintes limites:

- 1) relação entre a largura e a espessura da mesa comprimida não deve ser superior ao resultado da equação 3.42 para que a mesa não sofra flambagem local.

$$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.42)$$

- 2) relação entre duas vezes a altura da parte comprimida da alma, menos duas vezes o raio de concordância entre a mesa e a alma nos perfis laminados, e a espessura desse elemento, não deve ser superior ao resultado da equação 3.43, com a posição da linha neutra plástica determinada para a seção mista sujeita a momento negativo, para que a alma não sofra flambagem local.

$$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.43)$$

Satisfeitas estas condições, a força de tração de cálculo nas barras da armadura longitudinal localizada na largura efetiva é dada pela equação 3.44:

$$T_{ds} = A_{st} \cdot f_{sd} \quad (3.44)$$

Onde:

A_{st} : área da armadura longitudinal dentro da largura efetiva da laje de concreto;

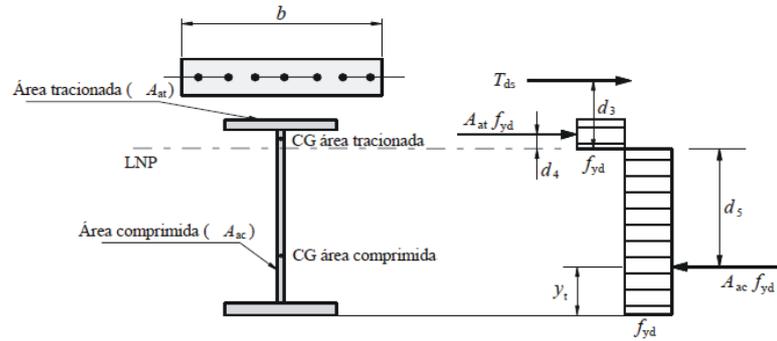
f_{sd} : resistência ao escoamento do aço da armadura, valor de cálculo.

O momento fletor negativo resistente, valor de cálculo, para vigas mistas compactas, cujo mecanismo resistente e distribuição de tensões são mostrados na Figura 3.8, é dado pela equação 3.45:

$$\overline{M}_{rd} = T_{ds} \cdot d_3 + A_{at} \cdot f_{yd} \cdot d_4 + A_{ac} \cdot f_{yd} \cdot d_5 \quad (3.45)$$

Este valor pode ser reduzido caso ocorra instabilidade lateral por torção, que será verificado posteriormente.

Figura 3.8 - Distribuição de tensões para momento fletor negativo



As áreas das regiões tracionada e comprimida do perfil de aço são expressas, respectivamente, pelas equações 3.46 e 3.47:

$$A_{at} = t_f \cdot b_f + (y_{np} - t_f) \cdot t_w \quad (3.46)$$

$$A_{ac} = A_a - A_{at} \quad (3.47)$$

Alguns parâmetros auxiliares para determinar o momento fletor resistente negativo são expressos a seguir:

-A distância do centro geométrico da armadura longitudinal à LNP e dado pela equação 3.48:

$$d_3 = y_{np} + h_c - c \quad (3.48)$$

Onde c é o cobrimento da armadura.

- A distância da força de compressão, situada no centro geométrico da área comprimida da seção do perfil de aço, à LNP e calculada pela equação 3.49:

$$d_4 = y_{np} - 0,5 \cdot y_{at} \quad (3.49)$$

Com estes parâmetros auxiliares, é possível determinar a posição da linha neutra, medida a partir do topo da mesa superior do perfil a partir da equação 3.50:

$$y_{np} = t_f + \frac{(A \cdot f_{yd})_a - T_{ds} - 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot f_{yd}}{2 \cdot t_w \cdot f_{yd}} \quad (3.50)$$

Também é possível calcular a posição dos centros geométricos das áreas tracionada e comprimida do perfil de aço, dados respectivamente pelas equações 3.51 e 3.52:

$$y_{at} = \frac{0,5 \cdot b_f \cdot t_f^2 + t_w \cdot (y_{np} - t_f) \cdot [0,5 \cdot (y_{np} - t_f) + t_f]}{A_{at}} \quad (3.51)$$

$$y_{ac} = \frac{0,5 \cdot b_f \cdot t_f^2 + t_w \cdot [0,5 \cdot (d - y_{np} - t_f) + t_f]}{A_{ac}} \quad (3.52)$$

Vale destacar que a ABNT NBR 8800:2008 não permite que sejam utilizadas seções de aço não compactas submetidas a momentos fletores negativos.

3.2.4.2 Verificação da flambagem lateral por distorção da seção transversal

Para as regiões de momento solicitante negativo, deve-se verificar a ocorrência de flambagem lateral por distorção. Caso tal instabilidade ocorra, deve ser assegurado que:

$$\begin{aligned} \bar{M}_{sd} &\leq \bar{M}_{dist,Rd} \\ \bar{M}_{dist,Rd} &= \chi_{dist} \cdot \bar{M}_{rd} \end{aligned}$$

Sendo χ_{dist} o fator de redução que leva em conta a flambagem lateral com distorção da seção transversal, obtido empregando adequadamente a curva de resistência à compressão fornecida no item 5.3.3 da ABNT NBR 8800:2008, em função do parâmetro de esbeltez λ_{dist} que, para perfis duplamente simétricos é dado pela equação 3.53:

$$\lambda_{dist} = 5,0 \cdot \left(1 + \frac{t_w \cdot h_o}{4 \cdot b_f \cdot t_f} \right) \cdot \left[\left(\frac{f_y}{E \cdot C_{bdist}} \right)^2 \cdot \left(\frac{h_o}{t_w} \right)^3 \cdot \left(\frac{t_f}{b_f} \right) \right]^{0,25} \quad (3.53)$$

Onde:

C_{bdist} : é o fator de modificação aplicável ao momento fletor com distribuição não uniforme, pela equação 3.54:

$$C_{bdist} = 3,0 - \frac{M_1}{M_o} - \frac{8}{3} \cdot \frac{M_c}{3 \cdot M_o + M_1} \quad (3.54)$$

Com:

M_o : momento fletor na extremidade, que provoca a maior tensão de compressão na mesa inferior;

M_I : momento fletor na outra extremidade (pode ser negativo ou positivo);

M_c : momento fletor no centro do vão;

Se λ_{dist} não superar 0,4, pode-se tomar χ_{dist} igual a 1,0 significando que não irá ocorrer flambagem lateral por distorção da seção transversal.

Se o momento fletor M_I for positivo, tomar $M_I = 0$ no denominador da expressão de C_{bdist} .

O cálculo do momento fletor resistente negativo segue, então, procedimento semelhante ao adotado para verificar os pilares mistos sob compressão simples: primeiro é determinada a capacidade resistente da seção à plastificação e, depois, o parâmetro que leva em conta a instabilidade lateral por torção.

3.2.5 Resistência dos conectores de cisalhamento e número de conectores

A força resistente de cálculo, de um conector tipo pino com cabeça é dada pelo menor dos valores das equações a seguir (3.55 e 3.56), levando em conta os modos de falha associados:

Esmagamento do concreto:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \cdot \frac{A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (3.55)$$

Ruptura do conector por cisalhamento:

$$Q_{Rd} = \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{cs} \cdot f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad (3.56)$$

Sendo:

γ_{cs} : coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção e igual a 1,10 para combinações excepcionais;

A_{cs} : área da seção transversal do conector;

f_{ucs} : resistência à ruptura do aço do conector;

E_c : módulo de elasticidade do concreto;

R_g : coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores podendo ser:

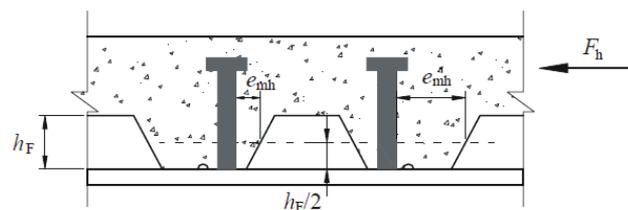
- ✓ 1,00 para um conector soldado em uma nervura de forma de aço perpendicular ao perfil de aço, para qualquer número de conectores em uma linha soldados diretamente no perfil de aço, para qualquer número de conectores em uma linha soldados através de uma forma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço e com relação b_f/h_f igual ou superior a 1,5;
- ✓ 0,85 para dois conectores soldados em uma nervura de forma perpendiculares ao perfil de aço, para um conector soldado através de uma forma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço e com relação b_f/h_f inferior a 1,5;
- ✓ 0,70 para três ou mais conectores soldados em uma nervura de forma de aço perpendicular ao perfil de aço.

R_p : coeficiente para a consideração da posição do conector podendo ser:

- ✓ 1,00 para conectores soldados diretamente no perfil de aço e, no caso de haver nervuras paralelas e esse perfil, pelo menos 50% da largura da mesa deve estar em contato direto com o concreto;
- ✓ 0,75 para conectores soldados em uma laje mista com as nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_m igual ou superior a 50mm, para conectores soldados através de uma forma de aço e embutidos em uma laje mista com nervura paralela ao perfil de aço;
- ✓ 0,60 para conectores soldados em uma laje mista com nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_m inferior a 50mm;

e_m : distância da borda do fuste do conector à alma da nervura da forma de aço, medida à meia altura da nervura e no sentido da força cortante que atua no conector, conforme mostrado na Figura 3.9.

Figura 3.9 - Distância da borda do fuste do conector à alma da nervura da forma de aço



Uma vez conhecida a resistência de um conector, a determinação do número de conectores necessários é feita a partir do fluxo de cisalhamento horizontal, calculado do ponto

de maior momento fletor até o ponto de momento fletor nulo. O número mínimo de conectores, para a situação de interação total é dado pela equação 3.57:

$$n = \frac{Q_{Rd}}{F_{hd}} \quad (3.57)$$

Onde F_{hd} é o fluxo de cisalhamento longitudinal, valor de cálculo, entre o componente de aço e a laje, assumido igual ao menor valor entre os valores: $A_a \cdot f_{yd}$ e $0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c$.

Como o número de conectores é determinado para a região de momento positivo, é preciso uma verificação adicional para a região de momento negativo. Nesta região, o número de conectores n entre a seção de momento negativo e momento nulo, deve ser:

$$\sum Q_{Rd} \geq T_{ds}$$

Sendo:

$$n \geq \frac{T_{ds}}{Q_{Rd}}$$

3.2.6 Verificação à força cortante

A determinação da força cortante resistente, valor de cálculo, de vigas mistas de alma cheia, é feita considerando apenas a resistência do perfil de aço sendo que:

$$V_{sd} \leq V_{Rd}$$

Em seções I, H e U fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior inércia), a força cortante resistente de cálculo V_{Rd} é dada em função da esbeltez da alma com a aplicação das equações 3.58, 3.59 e 3.60 como segue:

$$\text{Para } \lambda \leq \lambda_p : V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (3.58)$$

$$\text{Para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r : V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (3.59)$$

$$\text{Para } \lambda > \lambda_r : V_{Rd} = 1.24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (3.60)$$

Onde:

$\lambda = \frac{h}{t_w}$ é o índice de esbeltez;

$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}}$ é parâmetro de esbeltez limite para seções compactas;

$\lambda_p = 1,37 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}}$ é parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas;

$K_v = 5,0$: para almas sem enrijecedores transversais, $\frac{a}{h} > 3$ ou para $\frac{a}{h} > \left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2$;

$K_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$, para todos os outros casos;

$V_p = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y$ é a força cortante correspondente a plastificação da alma por cisalhamento;

$A_w = d \cdot t_w$ é a área efetiva de cisalhamento;

a : distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes;

h : altura da alma, tomada igual à distância entre as faces internas das mesas nos perfis soldados, e igual a esse valor menos os dois raios de concordância entre mesa e alma, nos perfis laminados;

t_w : espessura da alma do perfil de aço

3.2.7 Verificação dos estados limites de serviço

Em relação aos Estados Limites de Serviço, duas principais verificações devem ser feitas: deslocamentos verticais e fissuração do concreto. Cada uma destas verificações é descrita detalhadamente a seguir.

3.2.7.1 Deslocamentos verticais

Na verificação dos deslocamentos verticais máximos é adotado o método de homogeneização da seção segundo o qual o componente de concreto (a laje no caso) é substituído por uma seção fictícia equivalente de aço. Tal procedimento utiliza a relação modular α_e , dada pela equação 3.61:

$$\alpha_e = E_a / E_c \quad (3.61)$$

Sendo E_a e E_c os módulos de elasticidade longitudinal do aço e do concreto, respectivamente.

Para o cálculo do deslocamento vertical máximo na viga mista é necessário calcular a inércia da seção transformada, aqui apresentada apenas para a situação de interação total. O deslocamento vertical δ para a seção mista, é calculado pela expressão 3.62:

$$\delta = \frac{5pl^4}{384E_a I_{tr}} \quad (3.62)$$

Neste caso, a inércia da seção mista transformada é calculada de acordo com as equações 3.63 a seguir :

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{Q_{Rd}}{V_{hRd}}} \cdot (I_{tr} - I_a) \quad (3.63)$$

Para Interação total, a Inércia efetiva coincide com o valor da inércia da seção transformada que depende da posição da linha neutra desta seção, sendo I_{tr} , calculado através das equações 3.64 e 3.65:

- Para LNE localizada na laje de concreto:

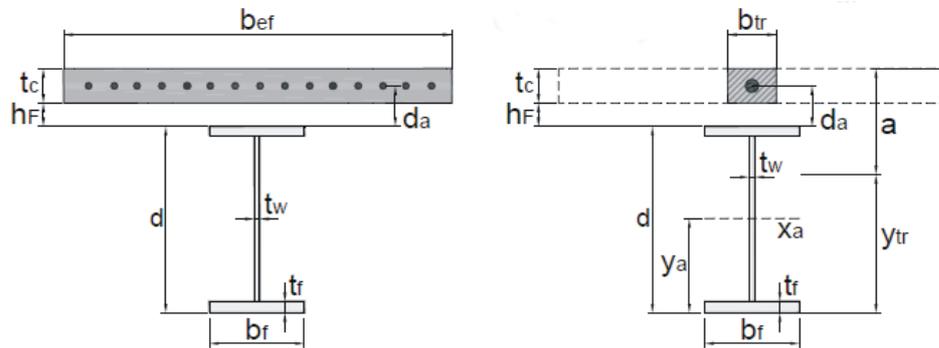
$$I_{tr} = I_a + A_a (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} t_c^3}{12} + A_c \cdot \left(d + \frac{t}{c} - y_{tr} \right)^2 \quad (3.65)$$

- Para LNE localizada na viga de aço:

$$I_{tr} = I_a + A_a (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} a^3}{12} + b_{tr} \cdot a \cdot \left(d + tc - \frac{a}{2} - y_{tr} \right)^2 \quad (3.65)$$

A Figura 3.10 identifica os valores das variáveis apresentadas nas equações anteriores para o cálculo da inércia transformada.

Figura 3.10 - Seção mista real e homogeneizada



Sendo a largura equivalente da seção de concreto transformada calculada através das equações 3.66, 3.67 e 3.68:

$$b_{tr} = \frac{b_{ef}}{\alpha_E} \quad (3.66)$$

$$y_{tr} = \frac{A \cdot y_a + A_{ctr} \cdot (d + 0,5 \cdot t_c + h_F)}{A + A_{ctr}} \quad (3.67)$$

$$A_{tr} = d + t_c - y_{tr} \quad (3.68)$$

Onde:

I_{ef} é a inércia transformada da seção mista (interação parcial);

I_a é a inércia do perfil de aço;

Q_{rd} é resistência do conjunto de conectores;

V_{hrd} é o fluxo de cisalhamento;

I_{tr} é a inércia transformada da seção mista homogeneizada (interação total);

y_{tr} é a posição da linha neutra da seção transformada;

y_a é a posição da linha neutra no perfil de aço;

b_{tr} é a largura efetiva transformada;

t_c é a altura do concreto comprimido;

A_c é a área de concreto;

d é altura do perfil de aço;

b_{ef} é a largura colaborante efetiva da laje;

α_E é razão modular entre os materiais;

O deslocamento máximo provocado pelas ações atuantes na viga deve respeitar os limites mostrados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Limites de deslocamentos para vigas.

| Tipo de viga | δ_t |
|----------------------------------|------------|
| Vigas de cobertura | L/250 |
| Vigas de piso | L/350 |
| Vigas de piso suportando pilares | L/500 |

3.2.7.2 Controle da fissuração

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, a fissuração da laje de concreto deve ser verificada quando houver comprometimento da aparência e/ou da durabilidade. Nas vigas mistas, isto ocorre nas regiões de momento negativo ou com tendência de continuidade como, por exemplo, junto aos apoios de vigas biapoiadas. Quando necessário, este procedimento deve ser feito de acordo com o procedimento dado no item O.5.2, adaptado da ABNT NBR 6118:2003 e do EUROCODE 2 parte 1-1, obedecendo às seguintes condições:

- 1) As armaduras paralelas às vigas devem ser ancoradas por aderência no concreto comprimido conforme estabelece a ABNT NBR 6118:2003;
- 2) Estabelecer consideração especial à armadura da laje para evitar fissuração, quando a ocorrência desse estado limite tiver que ser evitado.

Uma vez apresentada a metodologia para dimensionar/verificar pilares mistos preenchidos e vigas mistas escoradas, estas formulações serão utilizadas na elaboração de planilhas eletrônicas como será visto no Capítulo 4, a seguir.

Capítulo 4: Sistematização da verificação de elementos mistos

4.1 Considerações iniciais

Neste capítulo é apresentada toda a metodologia utilizada para implementação e sistematização dos procedimentos para verificação/dimensionamento pilares retangulares mistos preenchidos e vigas mistas. Para este fim, foi empregado o aplicativo Excel Versão 2003, no qual foram elaboradas planilhas eletrônicas que permitem dimensionar/verificar, rapidamente, pilares mistos de seção retangular segundo as recomendações do anexo P da ABNT NBR 8800:2008 e vigas mistas de aço e concreto.

As planilhas eletrônicas para verificação/dimensionamento de pilares e vigas mistas são uma ferramenta importante para o desenvolvimento do presente trabalho pois, da forma como foram elaboradas, permitem que o usuário, dentro de uma lista de perfis de aço previamente cadastrados, selecione aquele que melhor se adéqua às suas necessidades de projeto.

No tocante às planilhas relativas a pilares, as células assinaladas em verde permitem uma rápida identificação dos perfis que satisfazem às exigências de capacidade resistente. Um outro aspecto interessante é a apresentação dos resultados das equações de interação para flexo-compressão, que permite verificar ambos os modelos de interação, modelos I e II, e o índice de aproveitamento de cada pilar misto para os esforços de compressão e momento fletor.

O mesmo ocorre com as planilhas para verificação de vigas mistas, a partir delas é possível selecionar as seções mistas que mais se adéquam às necessidades estruturais, sendo verificados todos os Estados Limites Últimos e de Serviço aplicáveis.

Assim, tanto nas planilhas eletrônicas relativas a pilares quanto a vigas é possível que o usuário identifique as folgas de dimensionamento para cada perfil previamente inserido no sistema de verificação, deixando mais transparentes os resultados, e permitindo que o usuário selecione a seção mista mais adequada, com base nos critérios de verificação dos estados limites últimos e de serviço. No caso dos pilares, o fato de serem apresentados os resultados para os dois modelos de interação momento-força normal, analisando o grau de complexidade e as condições de segurança exigidas. Por fim, a sistematização por meio de planilhas

eletrônicas permite visualizar a possibilidade de criação de ferramentas simples e ágeis para o dimensionamento e verificação de elementos estruturais, sem altos custos financeiros.

4.2 Planilhas para pilares mistos de aço e concreto de seção retangular

Com toda a formulação apresentada no capítulo 3 foi possível sistematizar rotinas para verificação de pilares mistos preenchidos, de seção retangular, submetidos à flexão composta, utilizando planilhas desenvolvidas no Microsoft Excel.

A planilha de dimensionamento para pilares preenchidos foi idealizada e confeccionada para que sua utilização seja intuitiva e rápida.

A planilha contém, em seu escopo, todas as considerações de verificação descritas no item 3.1 para pilares de seção retangular. Tal ferramenta permite dimensionar/verificar os elementos mistos na compressão e na flexo-compressão, sendo sua utilização dependente de uma análise estrutural para levantamento de esforços. A utilização da planilha depende, essencialmente, da inserção dos esforços de cálculo, que devem ser inseridos na aba de entrada de dados da referida planilha.

Ao todo, a planilha contém 4 abas: uma para entrada de dados, uma para dimensionamento, e as demais criadas para o desenvolvimento dos cálculos e que, recomenda-se, não sejam alteradas. Cada uma destas abas é descrita detalhadamente a seguir.

4.2.1 Aba Entrada de dados

Na aba de entrada de dados, o usuário deve inserir todos os dados de geometria da seção, altura do pilar, esforços e características mecânicas dos materiais que compõem a seção mista. (Figura 4.1).

Figura 4.1 - Entrada de dados para dimensionamento de pilares mistos

| CÁLCULO DE PILAR MISTO À FLEXO-COMPRESSÃO PARA SEÇÃO RETANGULAR QUALQUER | |
|--|---------------------------------------|
| DADOS DA SEÇÃO MISTA | |
| ALTURA (H) - DIREÇÃO Y: | mm |
| LARGURA (B) - DIREÇÃO X: | mm |
| ESPESSURA DA PAREDE: | mm |
| DADOS DE FLAMBAGEM | |
| ALTURA DO LANCE (L): | 2,7 m |
| COMPRIMENTO DESTRAVADO (LX): | 2,7 m |
| COMPRIMENTO DESTRAVADO (LY): | 2,7 m |
| Kx: | 1 |
| ky: | 1 |
| ESFORÇOS: | |
| CARGA NORMAL | 800 kN |
| MOMENTO EM TORNO DO EIXO X: | 450 kN.cm |
| MOMENTO EM TORNO DO EIXO Y: | kN.cm |
| CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA DA PILAR | |
| Fy (aço) | 350 MPa |
| E aço: | 200000 MPa |
| fck (concreto) | 50 MPa |
| E concreto: | 33658,2828 MPa |
| CONSIDERAÇÕES DE ANÁLISE | |
| REALIZAÇÃO ANÁLISE RIGOROSA DA ESTRUTURA | <input checked="" type="checkbox"/> 1 |
| OBS: OS ESFORÇOS DEVERÃO SER DE CÁLCULO | |

A Figura 4.1, mostra a tela de entrada de dados onde podem ser observados os seguintes campos:

- a) dados da Seção Mista: corresponde a um perfil qualquer escolhido pelo usuário. Na fase de análise será mostrado que a tabela possui uma série de perfis cadastrados, no entanto o usuário pode ainda optar pela verificação de um perfil que não está cadastrado na tabela; neste caso, deverá inserir os dados de altura, largura e espessura do perfil de forma que este possa ser verificado;
- b) dados de instabilidade: consiste no preenchimento da altura do lance de pilar, no seu comprimento destravado e na consideração do coeficiente de flambagem K. Os coeficientes de flambagem devem ser utilizados apenas quando da verificação de um pilar isolado, caso contrário, no caso dos esforços terem sido determinados via análise estrutural, estes coeficientes devem ser tomados iguais a 1,0;
- c) esforços: nestes campos deverão ser inseridos os esforços de cálculo do lance de pilar analisado (Axial, em kN e Momentos fletores em torno dos eixos x e y, em kN.cm);
- d) características de Resistência do Pilar: deverá ser preenchido com as características mecânicas dos materiais aço e concreto, em MPa. O usuário não necessita inserir o módulo de elasticidade do concreto, o mesmo será calculado automaticamente pela planilha mediante inserção da resistência do concreto (f_{ck}). O cálculo será feito por meio da expressão $4760 \cdot \sqrt{f_{ck}}$, extraída da ABNT NBR 6118:2003.

No item "Considerações de análise", caso o usuário tenha feito análise simplificada para determinação dos esforços, deve digitar "2", assim a planilha irá efetuar as verificações seguindo as especificações do item P.5.3.2 da ABNT NBR 8800:2008 e levará em conta os momentos devidos às imperfeições ao longo do pilar em relação aos eixos x e y. Caso o usuário tenha determinado os esforços a partir de uma análise mais rigorosa (análise P- Δ , por exemplo), deverá digitar "1"; neste caso, não serão levadas em conta as prescrições do item P.5.3.2.

Por fim, ainda na aba "entrada de dados", a planilha possui uma representação esquemática da atuação dos esforços na seção bem como dos respectivos comprimentos. Esta representação esquemática está localizada à direita na planilha.

4.2.2 Aba Análise

A Figura 4.2 apresenta a aba "Análise", na qual estão cadastrados 650 perfis de aço padronizados e disponíveis no mercado (fabricante V&M do Brasil), juntamente com um resumo das principais características geométricas, dimensões e verificações de cálculo realizadas para cada perfil cadastrado.

Figura 4.2 - Detalhes da aba "Análise"

| CÁLCULO DE PILAR MISTO À FLECO-COMPRESSÃO PARA SEÇÃO RETANGULAR QUALQUER - ANÁLISE | | | | | | | | | | | | |
|--|--------------|----------------------|-----------|----------|----------------------------------|----------|-----------|-----------|--------------------------------|------------------------|------------------------|-----------|
| PERFIL DO USUÁRIO | | Condições de Cálculo | | | Verificação a Compressão Simples | | | | Verificação à flexo-compressão | | | |
| PERFIL 1 | | b/h | larg/esp. | δ | Nrd(kN) | Nsd (kN) | Aproveit. | Resultado | Modelo de Cálculo I | | Modelo de Cálculo II | |
| RETANGULAR | | | | | | | | | Resultado da interação | Resultado da interação | | |
| 10 | X 20 X 1,00 | ok | ok | ok | 0,19 | 332,00 | 1,751,85 | não passa | 1,966,45 | não passa | 255,76 | não passa |
| PERFIL PADRONIZADO | | b/t | larg/esp. | δ | Nrd(kN) | Nsd (kN) | Aproveit. | Resultado | Resultado da interação | | Resultado da interação | |
| PERFIL 2 | | | | | | | | | Resultado da interação | Resultado da interação | | |
| RETANGULAR | | | | | | | | | | | | |
| 110 | X 70 X 5,20 | ok | ok | ok | 302,00 | 332,00 | 1,10 | não passa | 2,08 | não passa | 1,97 | não passa |
| 110 | X 70 X 5,60 | ok | ok | ok | 316,63 | 332,00 | 1,05 | não passa | 1,97 | não passa | 1,79 | não passa |
| 110 | X 70 X 6,40 | ok | ok | ok | 343,68 | 332,00 | 0,97 | passa | 1,79 | não passa | 1,54 | não passa |
| 110 | X 70 X 7,10 | ok | ok | ok | 365,00 | 332,00 | 0,91 | passa | 1,67 | não passa | 1,37 | não passa |
| 110 | X 70 X 8,20 | ok | ok | ok | 392,69 | 332,00 | 0,85 | passa | 1,53 | não passa | 1,23 | não passa |
| 110 | X 70 X 8,80 | ok | ok | ok | 406,40 | 332,00 | 0,82 | passa | 1,46 | não passa | 1,15 | não passa |
| 110 | X 70 X 9,50 | ok | ok | ok | 420,59 | 332,00 | 0,79 | passa | 1,40 | não passa | 1,07 | não passa |
| 110 | X 70 X 10,30 | ok | ok | ok | 434,50 | 332,00 | 0,76 | passa | 1,34 | não passa | 1,00 | não passa |
| 110 | X 70 X 11,10 | ok | ok | não ok | 446,07 | 332,00 | 0,74 | passa | 1,29 | não passa | 0,94 | passa |
| 110 | X 80 X 4,40 | ok | ok | ok | 374,45 | 332,00 | 0,89 | passa | 1,86 | não passa | 1,91 | não passa |
| 110 | X 80 X 4,80 | ok | ok | ok | 397,07 | 332,00 | 0,84 | passa | 1,74 | não passa | 1,72 | não passa |
| 110 | X 80 X 5,20 | ok | ok | ok | 418,74 | 332,00 | 0,79 | passa | 1,64 | não passa | 1,56 | não passa |
| 110 | X 80 X 5,60 | ok | ok | ok | 439,48 | 332,00 | 0,76 | passa | 1,55 | não passa | 1,44 | não passa |
| 110 | X 80 X 6,40 | ok | ok | ok | 478,20 | 332,00 | 0,69 | passa | 1,41 | não passa | 1,24 | não passa |
| 110 | X 80 X 7,10 | ok | ok | ok | 509,13 | 332,00 | 0,65 | passa | 1,31 | não passa | 1,12 | não passa |
| 110 | X 80 X 8,20 | ok | ok | ok | 495,02 | 332,00 | 0,67 | passa | 1,26 | não passa | 1,00 | não passa |
| 110 | Y 80 X 8,80 | ok | ok | ok | 514,14 | 332,00 | 0,65 | passa | 1,20 | não passa | 0,94 | passa |

Na aba Análise são destacados oito itens numerados e assinalados na Figura 4.2 e que são descritos a seguir:

- 1) item 1 - perfil do usuário: consiste nas características do perfil adotado na aba "entrada de dados" no campo "Dados da seção mista" para o caso do usuário ter optado por compor um perfil diferente daqueles existentes no banco de perfis cadastrados. Apresenta algumas características (geometria, massa, área de aço, altura (b_w), largura (b_t), espessura do perfil (t) e raio de dobramento do perfil (r_i). Caso o usuário não tenha interesse em analisar um perfil genérico, estes campos deverão ser ignorados;
- 2) item 2 - perfil padronizado: consiste nas características dos perfis padronizados e previamente cadastrados;
- 3) item 3 - lista de perfis: consiste em uma lista de 650 perfis padronizados, fabricados e distribuídos pela V&M do Brasil, que serão verificados conforme os dados inseridos na aba "Entrada de dados";
- 4) item 4 - condições de cálculo: são apresentados os limites, segundo a ABNT NBR 8800:2008 Anexo P, que devem ser atendidos quanto ao fator de contribuição do perfil (δ), relação entre altura e largura (h/b) da seção do perfil,

e índice de esbeltez local ou relação b/t . Este campo indica ao usuário quais perfis não atendem a estas prescrições, permitindo que estes sejam identificados rapidamente. Neste campo, caso o perfil não atenda às prescrições normativas, aparecerá assinalado em vermelho, acompanhado da mensagem “não ok”; caso contrário, o perfil será assinalado na cor verde, seguido da mensagem “ok”;

- 5) item 5 - verificação da compressão simples: esta área da planilha traz o resumo da verificação da compressão simples feita de acordo com a ABNT NBR 8800:2008. Esta verificação é mostrada para cada um dos perfis previamente inseridos ou para o perfil definido pelo usuário. Independente do perfil, são mostrados os seguintes parâmetros: N_{Rd} (kN) que é a normal resistente de cálculo, N_{Sd} (kN) é a normal solicitante de cálculo inserida pelo usuário na aba “entrada de dados”, “aproveit.” é um parâmetro que indica o índice de aproveitamento do perfil $\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right)$. Caso N_{Sd} seja maior que N_{Rd} , a célula

correspondente será marcada na cor vermelha indicando que o perfil não atende à verificação da compressão simples. Esta marcação em vermelho é acompanhada da mensagem “não passa”, caso contrário, a célula será marcada na cor verde e será emitida a mensagem “passa”, indicando que o perfil atende a esta verificação;

- 6) item 6 - verificação da flexo-compressão, modelo I e modelo II: a planilha mostra o resultado das equações de interações apresentando as células de resultados dos perfis que satisfazem às condições de dimensionamento/verificação assinaladas na cor verde e exibindo a mensagem “passa”. Caso o resultado da interação não seja satisfatório (seja maior que 1,0), a célula será marcada na cor vermelha exibindo a mensagem “não passa”.

Portanto, com a aba “análise” os pilares mistos preenchidos de seção retangular são verificados quanto à compressão simples e/ou flexão composta ou oblíqua. Um exemplo de aplicação da planilha encontra-se no apêndice A.

4.3 Planilhas para vigas mistas de aço e concreto

A planilha de dimensionamento/verificação para vigas mistas foi elaborada com a mesma ferramenta utilizada para o dimensionamento dos pilares mistos, seguindo a mesma metodologia. Tais planilhas contém todas as considerações de cálculo descritas no item 3.2 do presente trabalho, e permitem dimensionar/verificar vigas mistas biapoiadas ou contínuas com perfis de seção compacta. Como já mencionado anteriormente, a utilização das planilhas depende de uma análise para o correto levantamento de esforços atuantes nas vigas, seja esta determinação feita utilizando modelos planos ou tridimensionais. Portanto, é pré-requisito para utilização das planilhas o levantamento dos esforços de cálculo, que devem ser inseridos na aba de entrada de dados.

A planilha para verificação de vigas mistas contém 5 abas: uma para entrada de dados, uma para dimensionamento e as três restantes foram elaboradas para auxiliar nas verificações.

4.3.1 Aba Entrada de Dados

Na aba Entrada de dados o usuário deve inserir todos os dados pertinentes ao elemento que deseja verificar. O usuário tem as opções de dimensionar vigas biapoiadas (sujeitas somente a momento positivo) e vigas contínuas (sujeitas a momentos positivo e negativo). Cada uma das duas situações é detalhada a seguir.

4.3.2 Dimensionamento de vigas biapoiadas: momento fletor resistente positivo

Para o dimensionamento de vigas biapoiadas é necessário que o usuário digite “1” no campo “tipo de viga”, assim a planilha irá mostrar apenas a entrada de dados necessários para este tipo de viga mista.

Na entrada de dados o usuário conta com uma ilustração que identifica os dados necessário no campo entrada de dados de forma a facilitar e evitar erros na entrada destes dados. No lado esquerdo da tela de entrada de dados o usuário pode entrar com as informações geométricas de um perfil genérico, que não esteja contido na tabela da aba “Análise” (Figura 4.3).

Figura 4.3 - Entrada de dados da planilha de dimensionamento para momento positivo

CÁLCULO DE VIGA MISTA BIPOIADA E BIENGASTADA SEÇÃO COMPACTA, INTERAÇÃO TOTAL

| ENTRADA DE DADOS | |
|-------------------------|----------|
| PERFIL NÃO TABELADO | |
| Perfil Soldado Vs | 250 x 33 |
| Massa kg/m | 28,8 |
| Area (cm ²) | 36,7 |
| d(mm) | 250 |
| tw (mm) | 4,75 |
| h(mm) | 234 |
| tf (mm) | 8 |
| bf (mm) | 160 |
| w(cm ⁴) | 4267 |
| Wx (cm ³) | 341 |
| rx (cm) | 10,77 |
| Zx (cm ³) | 375 |
| ly(cm ⁴) | 646 |
| Wy (cm ³) | 68 |
| ry (cm) | 3,86 |
| Zy (cm ³) | 104 |
| Cw (cm ⁶) | 79990 |
| It(cm ⁴) | 6 |

TIPO DE VIGA: 1

VIGA BIPOIADA

DADOS GEOMÉTRICOS

COMPRIENTO VÃO (L): 4000 mm

LARGURA DO VÃO A DIREITA (A): 0 mm

LARGURA DO VÃO A ESQUERDA (B): 2000 mm

ALTURA DA LAJE DE CONCRETO (C): 12 cm

ALTURA DA FORMA DE AÇO: 0 cm

SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO

Msd (+): 26,71 kN.m

Vsd: 27,27 kN

Msd (+) (Els): 60 kN.m

DADOS DE RESISTÊNCIA

E-aço: 200000 MPa

Fy(perfil): 310 MPa

Fck: 30 MPa

Fu: 410 MPa

φ do conector: 12,6 mm

A Figura 4.3 mostra a tela de entrada de dados na qual são enumerados seus principais elementos, sendo:

- 1) item 1 - tipo de Viga: “1” para viga biapoçada e “2” para viga contínua. Na Figura 4.3 é mostrada a entrada de uma viga biapoçada;
- 2) item 2 - dados geométricos: neste campo o usuário deverá digitar todos os dados relativos à viga que deseja analisar, utilizando como orientação a figura mostrada no lado direito da tela;
- 3) item 3 - solicitações de cálculo e dados de resistência: campos destinados aos esforços solicitantes sendo: M_{Sd} máximo, V_{Sd} máximo e M_{Sd} máximo para o Estado Limite de Serviço (ELS); este último será utilizado para verificação do deslocamento vertical máximo na viga. Também é necessário fornecer as características de resistência dos materiais aço e concreto bem como dos dispositivos de combate ao cisalhamento na interface aço-concreto na viga (informações sobre os conectores tipo pino com cabeça). Nas planilhas eletrônicas foi considerada somente a situação de interação total.
- 4) item 4 - entrada de dados para perfil não tabelado: campo destinado a inserção de dados de perfil I que não faz parte do banco de dados previamente inserido na planilha e que se deseja verificar;
- 5) item 5 – figuras ilustrativas para auxiliar na entrada de dados.

4.3.3 Dimensionamento de vigas biapoçadas: momento fletor resistente negativo

Para o dimensionamento de vigas contínuas, a única diferença em relação ao procedimento descrito no item 4.6.1 é a troca da opção do tipo de viga. Neste caso, o usuário

deverá digitar o número “2”. Com esta opção, a entrada de dados da planilha apresentará a configuração mostrada na Figura 4.4.

Figura 4.4 - Entrada de dados da planilha de dimensionamento para momento negativo

| CÁLCULO DE VIGA MISTA BIPOIADA E BIENGASTADA SEÇÃO COMPACTA INTERAÇÃO TOTAL | | |
|---|--------|-----------------|
| TIPO DE VIGA: 2 | | |
| VIGA BIENGASTADA ① | | |
| DADOS GEOMÉTRICOS | | |
| COMPRIMENTO VÃO (L): 4000 mm | | |
| LARGURA DO VÃO À DIREITA (A): 0 mm | | |
| LARGURA DO VÃO À ESQUERDA (B): 2000 mm | | |
| ALTURA DA LAJE DE CONCRETO (C): 12 cm | | |
| ALTURA DA FORMA DE AÇO: 0 cm | | |
| SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO | | |
| Msd (+): | 26,71 | kN.m |
| Md0 (-): | -40 | kN.m |
| Md1 (-): | -50 | kN.m |
| ② | | |
| Vsd: | 27,27 | kN |
| Msd (+) (Eis): | 50 | kN.m |
| DADOS DE RESISTÊNCIA | | |
| E-aço: | 200000 | MPa |
| F _y perfil: | 310 | MPa |
| F _{ck} : | 30 | MPa |
| F _{ut} : | 410 | MPa |
| e do conector: | 12,5 | mm |
| F _y (armadura): | 500 | MPa |
| area de armad: | 5 | cm ² |
| cobr. Armad.: | 2 | cm |
| φ da armadura: | 6,3 | mm |
| ③ | | |

| ENTRADA DE DADOS | | |
|-------------------------|-------|------|
| PERFIL NÃO TABELADO | | |
| Perfil Soldado Vs: | 250 | x 33 |
| Massa kg/m | 28,8 | |
| Area (cm ²) | 36,7 | |
| q (mm) | 250 | |
| hw (mm) | 4,75 | |
| h (mm) | 234 | |
| tf (mm) | 8 | |
| bf (mm) | 160 | |
| ix (cm ²) | 4257 | |
| Ix (cm) | 341 | |
| Iy (cm ²) | 10,77 | |
| Iy (cm) | 375 | |
| Iz (cm ²) | 546 | |
| Iz (cm) | 68 | |
| Iy (cm ²) | 3,86 | |
| Iy (cm) | 104 | |
| Iz (cm ²) | 79990 | |
| Iz (cm) | 6 | |

Na Figura 4.4 se observa que a entrada de dados é muito parecida com aquela já descrita para vigas biapoçadas, porém agora aparecem os dados relativos a momento negativo, juntamente com aqueles dados relativos à resistência dos elementos que serão dimensionados. Neste caso, a entrada de dados requer:

- 1) item 1 - tipo de Viga: neste campo o usuário deve digitar 1, caso a viga a ser verificada seja biapoçada e 2 caso seja contínua. Ao escolher a opção 2, a tela passará a apresentar os campos necessários para a inserção dos dados da viga contínua;
- 2) item 2 - solicitações de Cálculo: neste campo devem ser inseridos os dados referentes a momentos negativos solicitantes;
- 3) item 3 - dados de resistência: neste campo devem ser inseridos todos os dados referentes à resistência dos materiais que compõem a seção da viga mista, inclusive dos conectores de cisalhamento. No caso de vigas contínuas, além dos itens apresentados para viga biapoçada, também devem ser inseridos os dados referentes à armadura negativa disposta na laje, mas somente aquela contida na largura efetiva.

O restante da tela de entrada de dados é idêntico ao já apresentado para vigas biapoçadas e momento fletor positivo.

4.3.4 Aba Análise

A aba Análise traz a verificação de 78 perfis do tipo I soldados extraídos de diversos catálogos de fabricantes e disponíveis no mercado, juntamente com um resumo das principais características geométricas e verificações de cálculo necessárias a cada perfil cadastrado. A seguir, são apresentados os principais resultados da verificação para momento fletor negativo (Figura 4.5).

Figura 4.5 - Resultados da verificação para momento fletor negativo

| Perfil Soldado | TIPO DE SEÇÃO | verificação ao cisalhamento horiz | | | verificação ao cisalhamento vert | | Verific do desloc (δ) -cm | | | Verificação a flexão positiva | | | Verificação a flexão negativa | | | | | | |
|--|----------------|-----------------------------------|----------|-----------------------------------|----------------------------------|----------|---------------------------|-------|--------|-------------------------------|------------|------------|-------------------------------|-----------|------------|------------|-----|--------------------|-----------|
| | | qrd (kN) | Qrd (kN) | nº de conectores para toda a viga | VRd (kN) | Vsd (kN) | resultado | δ adm | δ calc | resultado | Mrd (kN.m) | Msd (kN.m) | Índice de aproveit | Resultado | Mrd (kN.m) | Msd (kN.m) | FLD | Índice de aproveit | Resultado |
| PERFIL NÃO TABELADO INSERIDO NA ENTRADA DE DADOS | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| VS 250 x 33 | Seção Compacta | 40,25 | 1034,3 | 52 conectores | 200,8 | 81 | Passa | 1,833 | 0,361 | Flecha ok | 222,89 | 59,00 | 0,26 | Passa | 6788,3 | 9400 | sim | 1,38 | não passa |
| PERFIS TABELADOS | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Vs 150 x 15 | Seção Compacta | 40,25 | 538,27 | 27 conectores | 120,48 | 81 | Passa | 1,833 | 1,032 | Flecha ok | 96,70 | 59,00 | 0,61 | Passa | 2600,3 | 9400 | sim | 3,61 | não passa |
| Vs 150 x 18 | Seção Compacta | 40,25 | 631,27 | 32 conectores | 120,48 | 81 | Passa | 1,833 | 0,931 | Flecha ok | 111,73 | 59,00 | 0,53 | Passa | 3445,4 | 9400 | sim | 2,73 | não passa |
| Vs 150 x 20 | Seção Compacta | 40,25 | 710,18 | 36 conectores | 120,48 | 81 | Passa | 1,833 | 0,861 | Flecha ok | 124,10 | 59,00 | 0,48 | Passa | 3991,8 | 9400 | sim | 2,35 | não passa |
| Vs 150 x 19 | Seção Compacta | 40,25 | 687,64 | 35 conectores | 159,79 | 81 | Passa | 1,833 | 0,888 | Flecha ok | 120,60 | 59,00 | 0,49 | Passa | 4267,6 | 9400 | sim | 2,20 | não passa |
| Vs 150 x 21 | Seção Compacta | 40,25 | 769,36 | 39 conectores | 159,79 | 81 | Passa | 1,833 | 0,824 | Flecha ok | 133,14 | 59,00 | 0,44 | Passa | 4909 | 9400 | sim | 1,91 | não passa |
| Vs 200 x 19 | Seção Compacta | 40,25 | 676,36 | 34 conectores | 160,64 | 81 | Passa | 1,833 | 0,664 | Flecha ok | 135,75 | 59,00 | 0,43 | Passa | 3813,6 | 9400 | sim | 2,46 | não passa |
| Vs 200 x 22 | Seção Compacta | 40,25 | 786,27 | 40 conectores | 160,64 | 81 | Passa | 1,833 | 0,592 | Flecha ok | 155,35 | 59,00 | 0,38 | Passa | 4663,5 | 9400 | sim | 2,02 | não passa |
| Vs 200 x 25 | Seção Compacta | 40,25 | 884,91 | 44 conectores | 160,64 | 81 | Passa | 1,833 | 0,542 | Flecha ok | 172,35 | 59,00 | 0,34 | Passa | 5333,6 | 9400 | sim | 1,76 | não passa |
| Vs 200 x 20 | Seção Compacta | 40,25 | 713 | 36 conectores | 160,64 | 81 | Passa | 1,833 | 0,637 | Flecha ok | 142,36 | 59,00 | 0,41 | Passa | 4450,4 | 9400 | sim | 2,11 | não passa |
| Vs 54 x 23 | Seção Compacta | 40,25 | 831,36 | 32 conectores | 160,64 | 81 | Passa | 1,833 | 0,597 | Flecha ok | 163,19 | 59,00 | 0,36 | Passa | 5357,4 | 9400 | sim | 1,75 | não passa |
| Vs 200 x 26 | Seção Compacta | 40,25 | 938,45 | 37 conectores | 160,64 | 81 | Passa | 1,833 | 0,517 | Flecha ok | 181,34 | 59,00 | 0,33 | Passa | 6089,2 | 9400 | sim | 1,54 | não passa |
| Vs 250 x 21 | Seção Compacta | 40,25 | 744 | 37 conectores | 200,8 | 81 | Passa | 1,833 | 0,475 | Flecha ok | 166,49 | 59,00 | 0,35 | Passa | 3702,4 | 9400 | sim | 2,54 | não passa |
| Vs 250 x 24 | Seção Compacta | 40,25 | 853,91 | 43 conectores | 200,8 | 81 | Passa | 1,833 | 0,424 | Flecha ok | 188,41 | 59,00 | 0,31 | Passa | 4504,4 | 9400 | sim | 2,09 | não passa |
| Vs 250 x 27 | Seção Compacta | 40,25 | 952,55 | 48 conectores | 200,8 | 81 | Passa | 1,833 | 0,388 | Flecha ok | 207,50 | 59,00 | 0,28 | Passa | 5137 | 9400 | sim | 1,83 | não passa |
| Vs 250 x 23 | Seção Compacta | 40,25 | 814,45 | 41 conectores | 200,8 | 81 | Passa | 1,833 | 0,44 | Flecha ok | 180,62 | 59,00 | 0,33 | Passa | 4649,7 | 9400 | sim | 2,02 | não passa |
| Vs 250 x 26 | Seção Compacta | 40,25 | 944,09 | 47 conectores | 200,8 | 81 | Passa | 1,833 | 0,389 | Flecha ok | 205,88 | 59,00 | 0,29 | Passa | 5610 | 9400 | sim | 1,68 | não passa |
| Vs 250 x 30 | Seção Compacta | 40,25 | 1059,6 | 53 conectores | 200,8 | 81 | Passa | 1,833 | 0,355 | Flecha ok | 227,59 | 59,00 | 0,26 | Passa | 6357,8 | 9400 | sim | 1,48 | não passa |
| Vs 250 x 25 | Seção Compacta | 40,25 | 884,91 | 44 conectores | 200,8 | 81 | Passa | 1,833 | 0,41 | Flecha ok | 194,47 | 59,00 | 0,30 | Passa | 5439,4 | 9400 | sim | 1,73 | não passa |
| Vs 250 x 29 | Seção Compacta | 40,25 | 1034,3 | 52 conectores | 200,8 | 81 | Passa | 1,833 | 0,361 | Flecha ok | 222,89 | 59,00 | 0,26 | Passa | 6509,2 | 9400 | sim | 1,44 | não passa |
| Vs 250 x 32 | Seção Compacta | 40,25 | 1166,7 | 58 conectores | 200,8 | 81 | Passa | 1,833 | 0,327 | Flecha ok | 247,02 | 59,00 | 0,24 | Passa | 7326,8 | 9400 | sim | 1,28 | não passa |
| Vs 275 x 34 | Seção Compacta | 40,25 | 1203,4 | 60 conectores | 292,95 | 81 | Passa | 1,833 | 0,286 | Flecha ok | 268,57 | 59,00 | 0,22 | Passa | 8326,1 | 9400 | sim | 1,13 | não passa |
| Vs 275 x 40 | Seção Compacta | 40,25 | 1431,6 | 72 conectores | 292,95 | 81 | Passa | 1,833 | 0,248 | Flecha ok | 310,19 | 59,00 | 0,19 | Passa | 10042 | 9400 | sim | 0,94 | não passa |
| Vs 300 x 23 | Seção Compacta | 40,25 | 811,84 | 41 conectores | 240,95 | 81 | Passa | 1,833 | 0,35 | Flecha ok | 200,35 | 59,00 | 0,29 | Passa | 3216,9 | 9400 | sim | 2,92 | não passa |
| Vs 300 x 26 | Seção Compacta | 40,25 | 921,55 | 46 conectores | 240,95 | 81 | Passa | 1,833 | 0,312 | Flecha ok | 224,60 | 59,00 | 0,26 | Passa | 3929,1 | 9400 | sim | 2,39 | não passa |
| Vs 300 x 28 | Seção Compacta | 40,25 | 1017,4 | 51 conectores | 240,95 | 81 | Passa | 1,833 | 0,287 | Flecha ok | 245,17 | 59,00 | 0,24 | Passa | 4464,6 | 9400 | sim | 2,11 | não passa |

Na aba Análise são destacados oito itens assinalados por círculos enumerados (Figura 4.5) e descritos a seguir:

- 1) item 1 - dados referentes ao perfil: consiste nas características geométricas do perfil selecionado na aba “entrada de dados” no campo “Perfil não tabelado”, marcado em azul claro e, logo abaixo, a lista dos perfis tabelados, que são verificados com a apresentação das características mais relevantes (geometria, massa, área de aço);
- 2) item 2 - tipo de seção: classificação do tipo de seção de acordo com o item O.1.1.2 da ABNT NBR 8800:2008 em compactas ou esbeltas.
- 3) item 3 - verificação do cisalhamento longitudinal: nesta parte da planilha estão todos os resultados relativos à verificação do cisalhamento horizontal, fornecendo os dados relativos aos conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça. Aqui vale ressaltar que apenas a situação de interação total (ou completa) foi contemplada nesta planilha;
- 4) item 4 - verificação do cisalhamento vertical: nesta região da planilha são mostrados os resultados relativos à verificação do cisalhamento vertical;

- 5) item 5 - verificação dos deslocamentos verticais: neste campo são apresentados os resultados relativos ao deslocamento das vigas mistas submetidas aos carregamentos e geometria fornecidos na entrada de dados;
- 6) item 6 - verificação para momento fletor positivo: este campo mostra os resultados obtidos para momento fletor positivo, apresentando as mesmas características visuais detalhadas nas planilhas de dimensionamento de pilares mistos;
- 7) item 7 - verificação para momento fletor negativo: este campo só será apresentado quando o usuário digitar em “Tipo de viga” o número “2”. Caso contrário, estes resultados serão ocultados na tela de resultados. Neste campo são mostrados os resultados obtidos para momento solicitante negativo. Um exemplo de aplicação desta planilha encontra-se no apêndice A.

Uma vez elaboradas as ferramentas que permitem o rápido dimensionamento/verificação de pilares e vigas mistas, passaremos, no próximo capítulo, à análise da estabilidade de pórticos planos e tridimensionais compostos por estes elementos mistos de aço e concreto já dimensionados e verificados.

Capítulo 5: Modelagem numérica dos pórticos

5.1 Considerações iniciais e descrição do modelo experimental de ligação

No presente trabalho, a análise global de pórticos planos e espaciais e posterior classificação dos mesmos quanto à deslocabilidade foi feita levando em conta os procedimentos da ABNT NBR 8800:2008. As análises em primeira e segunda ordem, necessárias para tal avaliação foram feitas utilizando o pacote computacional SAP 2000[®] versão 11. A fim de avaliar a influência da rigidez das ligações na distribuição dos esforços e na classificação da estrutura quanto à deslocabilidade, foram incorporadas as características de rigidez inicial de uma ligação semirrígida composta por chapas passantes, a qual já foi previamente ensaiada experimentalmente. Os resultados da consideração da rigidez inicial da ligação semirrígida serão comparados com aqueles obtidos nas análises considerando ligações rígidas.

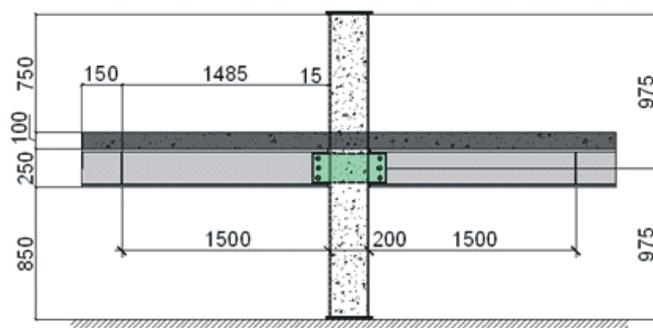
Os resultados experimentais utilizados no presente trabalho foram obtidos no programa experimental de Pós-doutorado da Prof^ª. Dra. Silvana De Nardin, intitulado “Investigação de dispositivos de ligação entre pilares preenchidos e vigas mistas em pavimentos mistos delgados”, concluído em 2007. Para a análise da estabilidade global foram utilizados os resultados de rigidez um dos detalhes de ligação investigados por De Nardin (2007). A ligação para a qual foi determinada experimentalmente a rigidez pode ser classificada, em termos de rigidez, como semirrígida, composta por um pilar misto preenchido de seção quadrada, posicionado entre duas vigas mistas, conectadas a este elemento por meio de uma chapa passante. Alguns detalhes da geometria da ligação são mostrados na Figura 5.1. A ligação cruciforme (Figura 5.1a) conta com laje do tipo maciça, em concreto moldado no local, com espessura de 10 cm e largura de 1250 mm; foi considerada interação total na viga mista (Figura 5.1b) e utilização de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça. Maiores detalhes sobre a geometria das vigas, incluindo os conectores com diâmetro de 19 mm e altura de 75 mm são dados na Figura 5.1c.

O pilar preenchido foi obtido da soldagem de dois perfis U formado a frio (200x100x6,3) em aço SAE 1020, com resistência ao escoamento igual a 253 MPa, preenchido com concreto de aproximadamente 60 MPa de resistência à compressão (Figura 5.1f). As vigas mistas são formadas por perfis tipo I 250x37 kg/m, em aço com resistência ao escoamento de 301 MPa. Cada viga tem 1650 mm de comprimento e foram dispostos

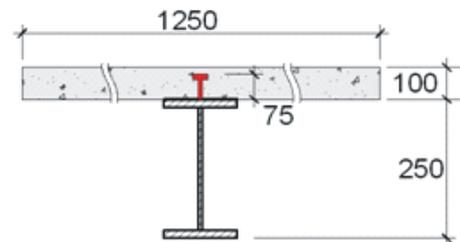
enrijecedores nos pontos de aplicação de carga – Figura 5.1e. A laje utilizada no ensaio foi do tipo maciça com 10 cm de espessura com consideração de taxa de armadura de 1% e concreto com 30 MPa de resistência à compressão Figura 5.1d.

A ligação viga-pilar é feita por meio de chapa passante e três parafusos em aço ASTM A-325 com diâmetro de 16 mm. Detalhes sobre a geometria da chapa passante são dados na Figura 5.1g.

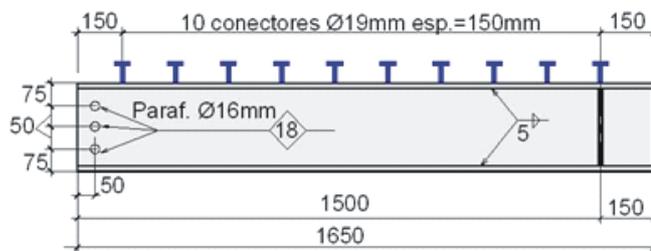
Figura 5.1 - a) Configuração geral do modelo, b) Viga mista, c) Conectores de cisalhamento, d) Laje de concreto e) Viga I com dois eixos de simetria f) Pilar preenchido e g) Detalhe da ligação com chapa passante



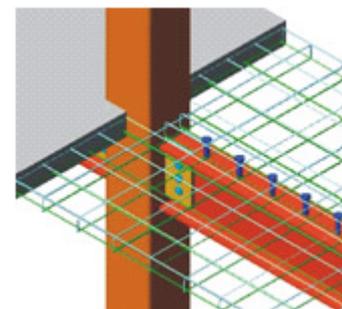
a) Configuração geral do modelo



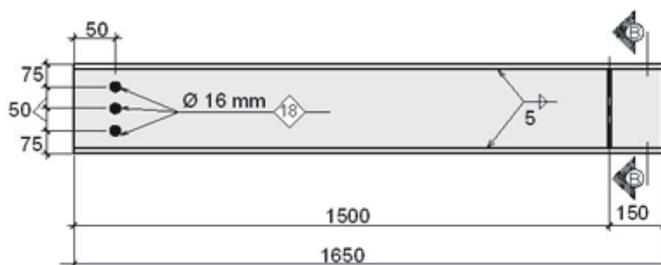
b) Seção mista



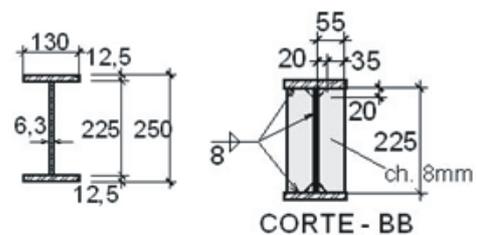
c) Conectores de cisalhamento

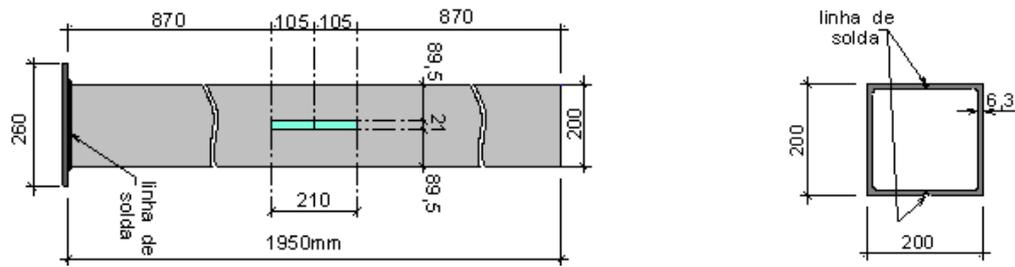


d) Laje de concreto

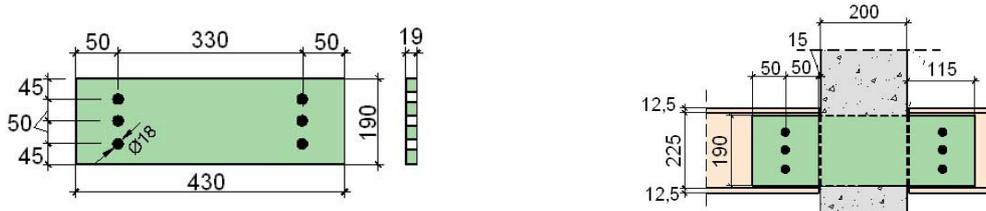


e) viga I com dois eixos de simetria





f) Pilar preenchido



g) Detalhe da ligação com chapa passante

Fonte: De Nardin (2007)

O valor da rigidez inicial, obtida experimentalmente a partir da curva *Momento vs. Rotação*, é apresentado na Tabela 5.1, juntamente com os valores de momento e rotação correspondente.

Tabela 5.1 - Valores de rigidez inicial experimentais

| Modelo | Momento (kN.cm) | Rotação (mrad) | Rigidez inicial (kN.cm/rad) |
|-----------|-----------------|-----------------------|-----------------------------|
| Ligação 2 | 1.032,70 | $1,14 \times 10^{-5}$ | 9.052.631 |

Fonte: De Nardin (2007)

Para o presente estudo, o valor da rigidez inicial apresentado na Tabela 5.1 foi aplicado a todos os nós da estrutura analisada, seguido da análise e classificação da estrutura quanto aos deslocamentos horizontais. Além do valor integral, também foram consideradas parcelas da rigidez experimental como rigidez de ligações viga-pilar. Este procedimento foi adotado no caso dos pórticos planos; já para os pórticos tridimensionais, as ligações foram consideradas rígidas ou semirrígidas com rigidez igual ao valor experimental.

5.2 Elementos de viga e pilar: considerações sobre a modelagem

Com o propósito de facilitar o processo de modelagem, as seções mistas de vigas e pilares foram simplificadas através do uso de seções equivalentes, assim, todos os modelos puderam ser criados em seções de aço com rigidez equivalente à de uma seção mista,

obtendo-se o mesmo comportamento de rigidez e deslocamentos de uma seção modelada como tal.

Para verificar se a utilização de seções equivalentes para vigas e para pilares era uma metodologia adequada ao estudo, foi realizada uma etapa de validação deste procedimento. Tanto para vigas quanto para pilares, a validação consistiu de análises de vigas e pilares considerando-os:

- a) como elementos de aço com rigidez equivalente;
- b) como elementos mistos: neste caso, o concreto foi considerado no cálculo da rigidez dos elementos.

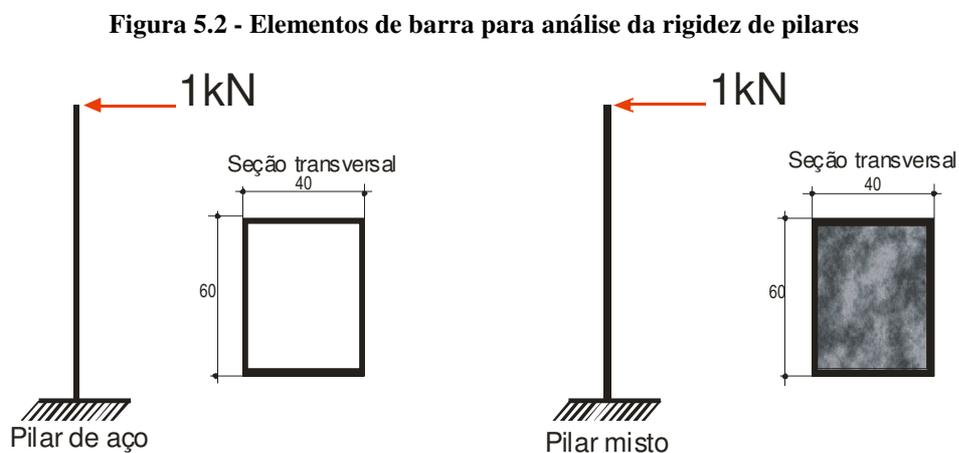
Para a etapa de validação, os elementos de viga e pilar foram verificados e avaliados de forma analítica e por processo computacional via SAP 2000[®] de forma a obter valores semelhantes de deslocamentos entre os dois processos, tanto para pilares como para vigas.

O detalhamento da validação para os elementos de viga e pilar é mostrado a seguir.

5.2.1 Estudo e validação da rigidez dos pilares

Nesta fase de validação foi considerado um pilar isolado, engastado na base e sujeito a uma força horizontal igual a 1,0 kN aplicada na extremidade livre (Figura 5.2).

Para os pilares preenchidos foram utilizadas duas barras de mesma geometria, porém com rigidez diferente: uma barra representa o elemento de aço e a outra o elemento misto. Na barra que representa o elemento de aço a rigidez foi mantida e na barra que representa o elemento misto foi alterado o valor do momento de inércia. Os modelos de barra são mostrados na Figura 5.2.



Os elementos de aço e misto foram representados por barras com seção retangular de dimensões de 60 x 40 mm. Ambos os pilares têm 260 cm de comprimento e, para o aço, foi adotado módulo de elasticidade longitudinal igual a 20.000 kN/cm².

Como parâmetro para avaliar a rigidez dos pilares de aço e misto foi adotado o deslocamento horizontal, sendo calculado tanto para o pilar de aço como para o pilar misto preenchido. Sabe-se que, analiticamente, o deslocamento horizontal na extremidade livre é dado pela equação 5.1.:

$$\delta = \frac{p.l^3}{3.E.I} \quad (5.1)$$

A seção de aço apresenta momento de inércia em relação ao eixo x igual a 31,77 cm⁴. Com estas informações, resulta o seguinte deslocamento horizontal para o elemento em aço:

$$\delta = \frac{1 \times 260^3}{3 \times 20000 \times 31,77} = 9,22 \text{ cm}$$

No caso do pilar misto, a rigidez EI foi calculada levando em consideração os dois componentes da seção: perfil de aço e núcleo de concreto existente no interior do perfil. Para calcular a rigidez da seção mista foi utilizada a recomendação da ABNT NBR 8800:2008, reproduzida na equação 5.2 seguir:

$$(EI)_e = E_a \cdot I_a + 0,6 \cdot E_{c,red} \cdot I_c + E_s \cdot I_s \quad (5.2)$$

Sendo:

$(EI)_e$: rigidez efetiva da seção mista a flexão;

E_a : módulo de elasticidade do aço;

I_a : momento de inércia da seção transversal do perfil de aço;

$E_{c,red}$: módulo de elasticidade reduzido do concreto, tomado o como valor integral para seções tubulares preenchidas;

I_c : momento de inércia da seção transversal do concreto não fissurado;

E_s : módulo de elasticidade do aço da armadura (não considerado);

I_s : momento de inércia da seção transversal da armadura (não considerado).

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, item P.1.3, as seções transversais preenchidas podem ser fabricadas sem qualquer armadura, exceto para algumas verificações em situação de incêndio. Para o presente estudo, foi desconsiderada a armadura na forma de

barras imersas no concreto, assim, E_s e I_s foram desprezados e a equação fica reduzida à equação 5.3:

$$(EI)_e = E_a \cdot I_a + 0,6 \cdot E_c \cdot I_c \quad (5.3)$$

O cálculo do módulo de elasticidade do concreto foi realizado em conformidade com a ABNT NBR 6118:2003 e utilizando a equação 5.4:

$$E_c = 4.760 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (5.4)$$

Nesta etapa, foi utilizado concreto com 35 MPa de resistência a compressão, resultando em módulo de elasticidade $E_c=2.816,05 \text{ kN/cm}^2$.

Para o cálculo da rigidez efetiva da seção mista o momento de inércia da seção de concreto foi calculado resultando o valor $I_c = 40,23 \text{ cm}^4$.

A rigidez efetiva da seção mista, calculado a partir da equação 3 é:

$$(EI)_e = 20.000 \times 31,77 + 0,6 \times 2.816,05 \times 40,23 = 703.373,81 \text{ cm}^4.$$

Retornando à equação 5.1, encontramos o deslocamento horizontal da extremidade livre do elemento misto, dado a seguir:

$$\delta = \frac{1 \times 260^3}{3 \times 703.373,81} = 8,33 \text{ cm}$$

A próxima etapa foi a determinação do deslocamento na extremidade livre do pilar utilizando o pacote computacional SAP2000[®]. Nesta ferramenta foram simulados os pilares de aço e misto de aço e concreto mostrados na Figura 5.2.

Apenas os procedimentos mais relevantes são aqui descritos.

Para a validação numérica computacional, foram criados materiais e seções com as mesmas características físicas e geométricas avaliadas analiticamente. O desenvolvimento partiu da criação de dois tipos de materiais:

- 1) material PILAR VBM – 350, que simulou a seção de aço;
- 2) material CONCRETO PILAR – 35 MPa, que simulou o concreto utilizado no preenchimento do pilar misto.

Para criar o material PILAR VBM – 350, foram fornecidas as características a seguir:

- a) módulo de elasticidade: $200.000 \text{ N/mm}^2 = 200.000 \text{ MPa}$.;
- b) limite de escoamento f_y : 350 MPa .;
- c) limite de resistência à tração f_u : 485 MPa ;
- d) coeficiente de Poisson do aço: $0,3$;

- e) coeficiente de dilatação térmica do aço: $12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;
- f) densidade do Aço: 7.850 Kg/m^3 ;
- g) módulo de elasticidade transversal do aço G: $76.923,08 \text{ MPa}$.

A criação do material concreto seguiu o mesmo procedimento descrito para a criação do material PILAR VBM – 350, alterando-se apenas as características físicas, que passam a ser:

- a) resistência do concreto f_{ck} : 35 MPa ;
- b) módulo de elasticidade reduzido em 40%, conforme item P.3.3 da ABNT NBR 8800:2008: $16.896,32 \text{ N/mm}^2 = 16.896,32 \text{ MPa}$.;
- c) coeficiente de Poisson do concreto: $0,2$;
- d) coeficiente de dilatação térmica do aço: $9,9 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}$;
- e) densidade do Aço: 2.400 Kg/m^3 ;
- f) módulo de elasticidade transversal do aço G: $7.040,14 \text{ MPa}$.

A fase seguinte foi a criação das seções que foram associadas aos materiais já criados na fase anterior. A seção chamada PILAR AÇO (40X60) foi usada para compor a seção de aço e a chamada PILAR MISTO (40x60), para compor a seção mista.

Uma vez criados os materiais aço e concreto, foram criadas duas seções: PILAR AÇO (40X60) e PILAR MISTO (40x60). Para a seção de pilar foi utilizado o comando Section Desiner, que permite criar e compor seções com diferentes geometrias, com a possibilidade de usar mais de um tipo de material para a mesma seção.

Para a seção mista foram adotados procedimentos similares aos empregados na seção de aço, sendo que, neste caso foi adicionada uma seção sólida com as propriedades do material CONCRETO PILAR – 35 MPa, de forma a preencher a seção retangular de aço.

Cada um dos pilares foi representado por um elemento de barra, sendo uma para o pilar de aço e outra para pilar misto, ambas engastadas na base e livres no topo, com aplicação do carregamento unitário horizontal de 1 kN na extremidade livre. Para a realização da modelagem as seguintes etapas foram executadas:

- 1) atribuição das características das seções às barras;
- 2) aplicação da força.

Feito isso, os modelos foram processados e os resultados de deslocamentos foram comparados com os obtidos nas análises com modelos analíticos.

Para validar os resultados foram realizados dois processamentos, de forma a ajustar, a cada processamento, a rigidez dos elementos e obter resultados de deslocamentos semelhantes aos obtidos na verificação analítica. O ajuste da rigidez foi realizado com a introdução de um fator de correção da inércia o qual só foi aplicado a partir do segundo processamento.

O primeiro processamento foi realizado sem a aplicação do fator de correção de inércia e os resultados de deslocamentos na extremidade livre foram:

- 1) deslocamento do pilar de aço: 9,05 cm;
- 2) deslocamento do pilar misto: 8,18 cm.

A Tabela 5.2 mostra a comparação entre os resultados obtidos nas verificações computacional e analítica, mostrando as diferenças de resultados em forma percentual. Nesta fase de ajuste da rigidez dos elementos se busca respostas numéricas (via SAP 2000[®]) as mais próximas possíveis dos resultados dos modelos analíticos.

Tabela 5.2 - Comparação de resultados do primeiro processamento em (mm)

| Elemento | Método utilizado | | |
|---------------|------------------|---------------|--------------|
| | Analítico | Computacional | Diferença(%) |
| Pilar de aço | 9,22 | 9,05 | 1,87 |
| Pilar misto | 8,33 | 8,18 | 1,83 |
| Diferença (%) | 10,68 | 10,63 | |

Na Tabela 5.2 pode ser observado o ganho de rigidez do pilar misto em relação ao pilar de aço, evidente na comparação de deslocamentos horizontais, demonstrando que os pilares mistos são mais rígidos que os pilares de aço devido à presença do núcleo rígido de concreto. No entanto, o processamento computacional apresentou uma diferença de resultados considerável em relação à verificação analítica, que foi corrigida com a introdução de um fator de correção da inércia dos elementos modelados no SAP 2000[®].

De acordo com item 4.9.6.4 da ABNT NBR 8800:2008, para estruturas que possuem elementos mistos, deve-se levar em conta os efeitos de retração e fluência do concreto e isto pode ser feito de forma simplificada usando a rigidez efetiva tanto para vigas como para pilares.

Naturalmente, o fator de correção foi introduzido apenas no pilar misto pois os fenômenos de retração e fluência acontecem no núcleo de concreto deste pilar

Assim, para o segundo processamento foi aplicado, no pilar misto, um fator de correção (redutor de inércia) de 0,98 no momento de inércia correspondente ao eixo analisado e os resultados obtidos foram:

- a) deslocamento do pilar “PILAR ACO (40X60)” : 9,05 cm;
- b) deslocamento do pilar “PILAR MISTO (40x60)” : 8,34 mm.

A Tabela 5.3 permite comparar os resultados entre os processos analítico e computacional para o segundo processamento dos pilares.

Tabela 5.3 - Comparação de resultados do segundo processamento em (mm)

| Elemento | Método utilizado | | |
|--------------|------------------|---------------|--------------|
| | Analítico | Computacional | Diferença(%) |
| Pilar de aço | 9,22 | 9,05 | 1,86 |
| Pilar misto | 8,33 | 8,34 | 0,12 |
| Diferença % | 10,68 | 8,50 | |

Verifica-se que os deslocamentos das verificações analítica e computacional ficaram mais próximos, demonstrando que o uso do fator de correção é válido e aproximou os deslocamentos numéricos dos analíticos.

Tendo conhecimento dos deslocamentos das duas tipologias de pilares (de aço e misto) foi aplicado, no pilar de aço, um fator de correção de 3(três) no eixo de inércia correspondente resultando o mesmo deslocamento do pilar misto. Com este último procedimento foi possível obter uma seção de aço equivalente à seção mista original.

Assim, o fator de correção a ser aplicado nos demais elementos que simularão os pilares mistos preenchidos, nas modelagens futuras será de 3, sendo que este fator de correção é válido apenas para seções quadradas como as aqui analisadas, para outras seções recomenda-se a realização da etapa de validação.

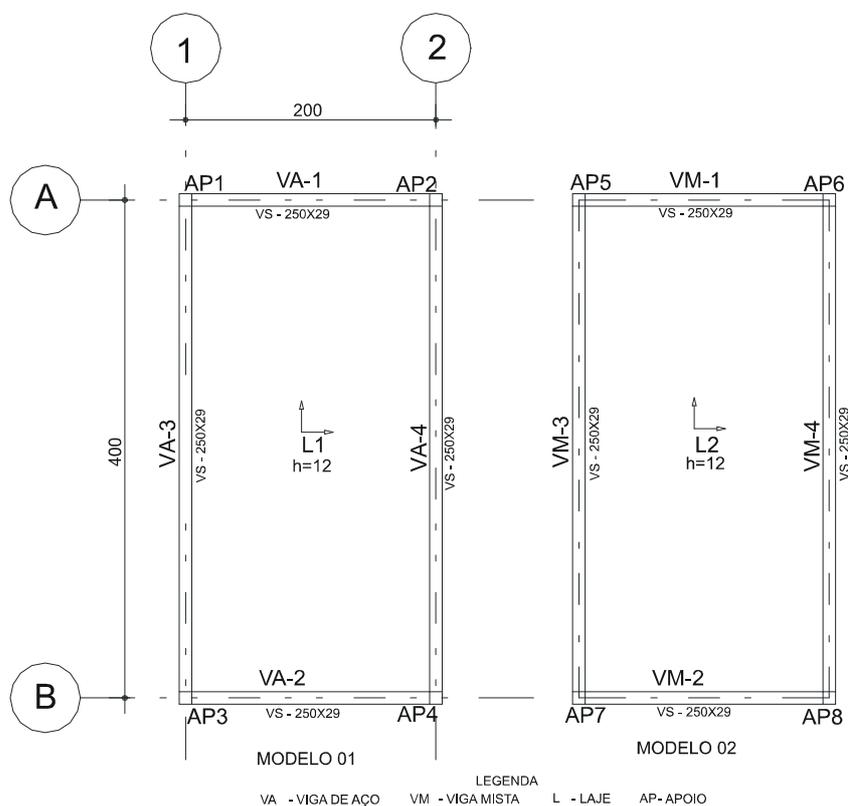
Para fins de conferência dos resultados após a determinação do fator de correção foi testado um outro perfil com aplicação do fator de correção, para tal procedimento foi testado um perfil de 60x40x6,40 mm onde para o método analítico obteve-se um deslocamento no topo de 6,57 cm e pelo método computacional 6,23 cm, confirmando que o fator de correção é válido também para outras seções.

5.2.2 Estudo e validação da rigidez das vigas

A validação da modelagem das vigas foi realizada utilizando os modelos mostrados na Figura 5.3, que representam um pavimento composto de quatro vigas de borda, quatro pilares e uma laje maciça de concreto com 12 cm de espessura. No modelo 01 a laje é apoiada em perfis de aço Tipo I e, no modelo 02, a mesma laje maciça é apoiada sobre vigas mistas. Em

ambos os modelos foi considerada uma força uniformemente distribuída de 0,25 kN/cm, vigas com 400cm de vão e aço com módulo de elasticidade igual a 20.000 kN/cm².

Figura 5.3 - Modelos para validação da rigidez das vigas mistas



Na etapa de validação, foi utilizado o perfil soldado VS 250x33 e laje maciça de concreto com as características apresentadas na Figura 5.4.

Tabela 5.4 - Características de geométricas da laje e do perfil de aço

| Laje: | | |
|--------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| Tipo: maciça | Altura: 12 cm | f_{ck} : 25 MPa. |
| Perfil de aço: | | |
| Perfil soldado: VS 250x29 | Massa (kg/m): 28,80 | Área (cm ²): 36,70 |
| d(mm): 250 | t_w (mm): 4,75 | h(mm):234 |
| t_f (mm): 8 | b_f (mm): 160 | I_x (cm ⁴): 4257 |
| W_x (cm ³): 341 | r_x (cm): 10,77 | Z_x (cm ³): 375 |
| I_x (cm ⁴): 4257 | W_y (cm ³): 68 | r^y (cm): 3,86 |
| Z_y (cm ³): 104 | C_w (cm ⁶): 79990 | I_t (cm ⁴): 6 |

Semelhante ao procedimento adotado no caso dos pilares, primeiro foi calculado o deslocamento vertical da viga de aço usando processo analítico com a equação 5.5.

$$\delta = \frac{5p.l^4}{384.E_a.I} \quad (5.5)$$

Da substituição, na equação 5, dos valores dados na resultou:

$$\delta = \frac{5 \times 0,25 \times .400^4}{384 \times 20.000 \times 4257} = 0,978cm = 9,78mm$$

O segundo passo para validação foi o cálculo do deslocamento vertical para a viga mista, também utilizando procedimento analítico. No caso da viga mista foi utilizada a homogeneização da seção, substituindo a laje de concreto por uma seção equivalente de aço. Para esta nova seção, transformada e formada unicamente de aço, foi calculado o momento de inércia, agora denominado I_{tr} , como mostrado na equação 5.6. Para o cálculo do momento de inércia da seção transformada foi considerada viga mista com interação total.

$$\delta = \frac{5p.l^4}{384.E_a.I_{tr}} \quad (5.6)$$

As equações para o cálculo do momento de inércia da seção transformada requerem que se determine a posição da linha neutra para esta nova seção; esta verificação mostrou que a linha neutra plástica encontrava-se na laje de concreto e, para tal, o momento de inércia da seção transformada é calculado com a equação 5.7 a seguir.

$$I_{tr} = I_a + A_a (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} t_c^3}{12} + A_c \cdot \left(d + \frac{t}{c} - y_{tr} \right)^2 \quad (5.7)$$

Sendo: y_a : 12,5 cm; t_c : 12cm; d : 25cm

onde:

$$b_{tr} = \frac{b_{ef}}{\alpha_E} = 11,60cm \quad (8)$$

Sendo b: 100cm

$$\alpha_E = \frac{E_a}{E_c} = 8,16cm \quad (9)$$

$$A_{tr} = d + t_c - y_{tr} = 9,60cm \quad (11)$$

Substituindo os valores na equação 7, tem-se:

$$I_{tr} = I_a + A_a (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} t_c^3}{12} + A_c \cdot \left(d + \frac{t}{c} - y_{tr} \right)^2$$

$$I_{tr} = 15.870,47\text{cm}^4$$

Que resulta, com a utilização da equação 6, no deslocamento vertical a seguir:

$$\delta = \frac{5 \times 0,25 \times .400^4}{384 \times 20.000 \times 15.870,47} = 0,2625\text{cm} = 2,63\text{mm}$$

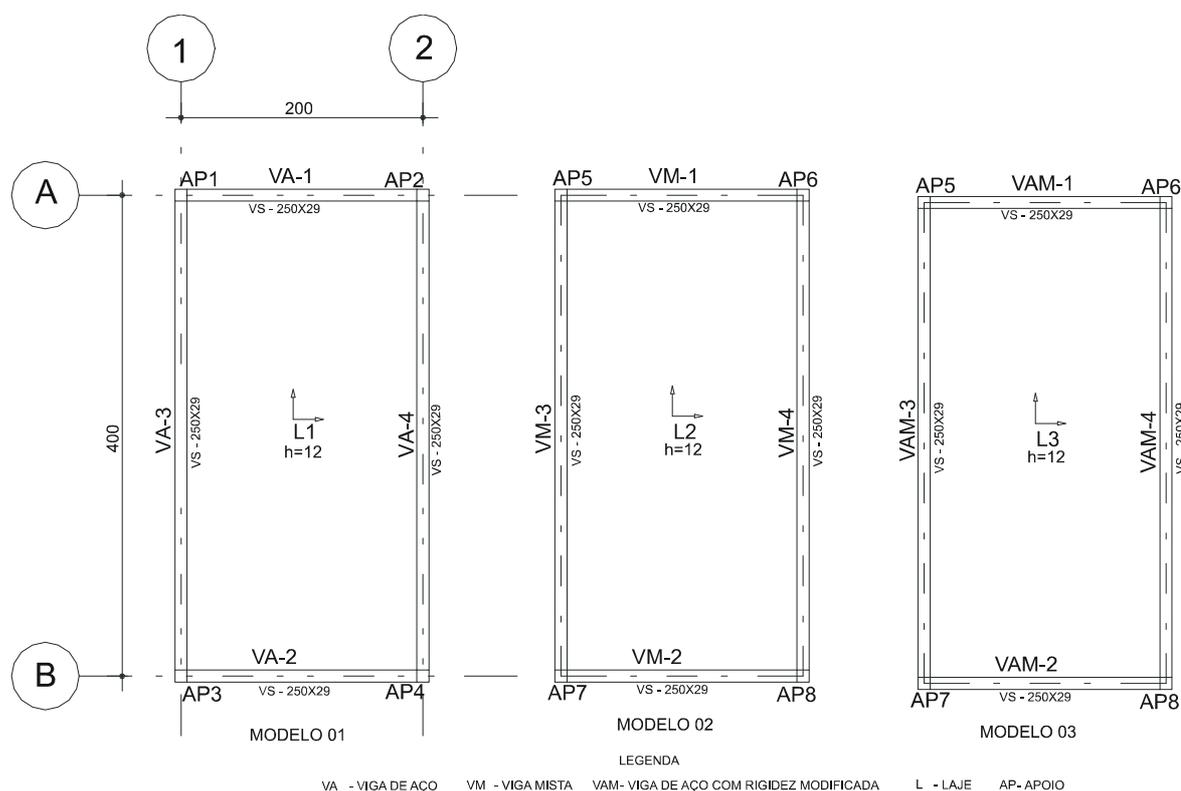
O terceiro passo na validação da modelagem das vigas é a representação da viga de aço e da viga mista no pacote computacional SAP 2000[®] e a determinação dos deslocamentos verticais via simulação numérica. Neste caso, além da modelagem da viga de aço e da viga mista, foi simulada uma terceira viga, de aço, com seção equivalente à viga mista. Detalhes dos modelos de viga analisados no SAP 2000[®] são mostrados na Tabela 5.5 e Figura 5.4.

Tabela 5.5 - Diferenças entre os modelos analisados

| Modelo 1 | Modelo 02 | Modelo 03 |
|-------------------------|-------------------------|-----------------------------------|
| Viga de aço | Viga Mista | Viga de aço com seção equivalente |
| Laje de concreto h=12cm | Laje de concreto h=12cm | Laje de concreto h=12cm |

Na Tabela 5.5 o modelo 3 com viga de aço e seção equivalente foi utilizado com o intuito de obter o mesmo valor de deslocamento encontrado para o modelo com seção mista (modelo 2).

Figura 5.4 - Modelos para estudo e validação da rigidez de vigas mistas de aço e concreto



Na modelagem via pacote computacional SAP 2000[®] foi utilizado procedimento semelhante ao utilizado para a validação dos pilares no que se refere à criação de materiais e seções. A seguir, é dada uma síntese dos materiais e suas principais características físicas:

- 1) “CONCRETO LAJE – 25 MPa”, para simular a laje de concreto armado:
 - a) resistência do concreto f_{ck} : 25MPa.;
 - b) módulo de elasticidade: 16.896,32 MPa.;
 - c) coeficiente de Poison do concreto: 0,2;
 - d) coeficiente de dilatação térmica do aço: $9,9 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}$;
 - e) densidade do Aço: 2.500 Kg/m³;
 - f) módulo de elasticidade transversal do aço G: 9.916,67 MPa.

- 2) “CONCRETO VIGA 25 MPa”, para simular a largura colaborante da laje:

A criação do material “CONCRETO VIGA 25 MPa” foi utilizado para representar a largura efetiva das vigas mistas e teve as mesmas características físicas do material “CONCRETO LAJE – 25 MPa” utilizado nas lajes, porém com redução do módulo de elasticidade longitudinal e transversal, que passaram a ser $E=14.280 \text{ MPa}$ e $G= 5.950,00 \text{ MPa}$, correspondente a 60% do valor integral do módulo do concreto, sendo que esta redução foi realizada conforme recomendação constante no item P.3.3 da ABNT NBR 8800:2008.

- 3) “VIGA-ASTM A36”, para simular os perfis de aço:
 - a) módulo de elasticidade do aço = 200.000 MPa;
 - b) coeficiente de Poison: 0,3;
 - c) coeficiente de dilatação térmica: $12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;
 - d) densidade: 7850 kg/m³;
 - e) limite de escoamento $f_y= 350 \text{ MPa}$;
 - f) limite de resistência à tração $f_u = 400 \text{ MPa}$.;
 - g) módulo de elasticidade transversal do aço G: 76.923,08 MPa.

Considerando os materiais e suas propriedades físicas descritas há pouco, os três modelos de vigas foram processados.

Os resultados do primeiro processamento mostraram claramente que os modelos 2 e 3, que simulam modelos de viga mista, tem resultados bem próximos e o modelo 1 apresentou

deslocamentos verticais maiores devido à sua menor rigidez. Os deslocamentos obtidos foram:

- a) deslocamento do modelo 01: 8,12mm;
- b) deslocamento do modelo 02 : 3,17mm;
- c) deslocamento do modelo 03: 2,30mm.

A tabela 5.6, permite comparar os resultados de deslocamentos verticais entre a verificação analítica e a via modelagem numérica para o primeiro processamento.

Tabela 5.6 - Comparação de resultados do primeiro processamento de vigas (mm)

| Elemento | Método utilizado | | |
|--|------------------|---------------|----------------|
| | Analítico | Computacional | Diferença (**) |
| Modelo 01 | 9,78 | 8,12 | 20,44% |
| Modelo 02 | 2,63 | 3,17 | 17,03% |
| Modelo 03 | - | 2,30 | - |
| Diferença(*) | 371,86% | 256,15% | |
| (*) Diferença comparativa entre os modelos 1 e 2 | | | |
| (**) Diferenças de resultados entre o método analítico e computacional | | | |

Percebe-se que o ganho de rigidez nos modelos de viga mista (modelos 2 e 3), ganho este evidenciado pelos resultados de deslocamentos entre as tipologias de viga, mostrando que as do tipo mista são mais rígidas em decorrência da presença da laje como mesa colaborante. No entanto, ainda existe uma diferença considerável entre os resultados obtidos de forma analítica e computacional, motivo pelo qual foi realizado um segundo processamento com alteração do fator de correção do momento de inércia dos elementos, conforme item 4.9.6.4 da ABNT NBR 8800:2008. Este novo processamento foi realizado com o intuito de aproximar os resultados numéricos daqueles obtidos analiticamente.

Neste novo processamento, apenas os resultados obtidos para os modelos 02 e 03 foram utilizados uma vez que somente tais modelos simulam elementos mistos e serão utilizados nas modelagens da próxima fase da pesquisa, sendo que o modelo 01 foi utilizado apenas para demonstrar o ganho de rigidez dos modelos 02 e 03 em relação ao modelo 01. Portanto, esta próxima etapa consistiu no ajuste dos modelos 02 e 03 a partir da alteração do momento de inércia, de forma que os resultados sejam semelhantes aos encontrados no processo analítico.

Foi então introduzido um fator de correção do momento de inércia para os dois modelos; para o modelo 02 foi introduzido o fator de correção 1,295 e para o modelo 03 este fator foi de 4,75.

Após estas correções dos momentos de inércia, os modelos foram novamente processados e os novos resultados de deslocamentos verticais estão apresentados na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 - Comparação de resultados de deslocamentos verticais do segundo processamento das vigas mistas (mm)

| Elemento | Método utilizado | | |
|-----------|------------------|---------------|-----------|
| | Analítico | Computacional | Diferença |
| Modelo 02 | 2,63 | 2,61 | 0,76% |
| Modelo 03 | - | 2,62 | 0,38% (*) |
| Diferença | - | 0,38% | |

(*) Diferença de resultados entre o modelo 02 analítico e o modelo 03 computacional.

Os resultados apresentados na Tabela 5.7 validam o procedimento empregado para representar as vigas mistas no pacote computacional SAP 2000[®] e mostram que o uso do fator de correção da inércia é válido também para esses elementos, assim como ocorreu para os pilares mistos.

Na etapa de modelagem dos pórticos planos e tridimensionais, as vigas mistas serão modeladas no pacote computacional SAP 2000[®] utilizando uma seção equivalente em aço e com momento de inércia corrigido com fator de correção igual a 4,75. Este procedimento irá simplificar bastante a fase de modelagem dos pórticos, que é objeto de estudo do próximo capítulo.

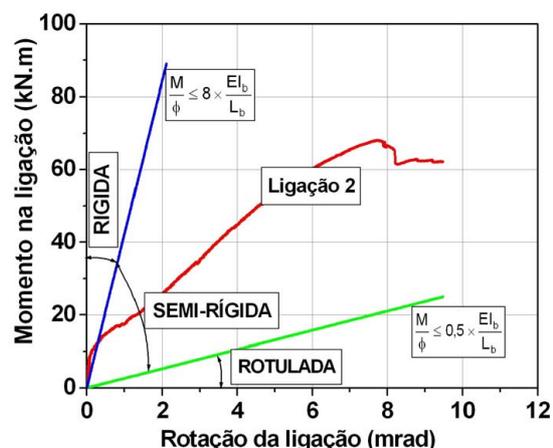
5.2.3 Estudo e validação da rigidez da ligação mista

A finalidade da validação da representação numérica da ligação é verificar se o coeficiente de rigidez inicial encontrado experimentalmente, consegue ser reproduzido no pacote computacional apresenta o mesmo comportamento quando aplicado numericamente em modelagem no SAP 2000[®]. Para isso, foi construído um modelo numérico com as mesmas características físicas e geométricas da ligação experimental, submetido aos mesmos carregamentos. A Figura 5.5a mostra a ligação experimentalmente ensaiada e a Figura 5.5b a rigidez obtida no ensaio.

Figura 5.5 - Ligação ensaiada experimentalmente



a) Ligação ensaiada



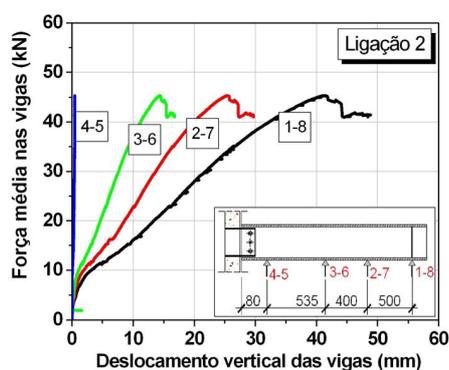
b) Gráfico da rigidez da ligação

Fonte: De Nardin (2007)

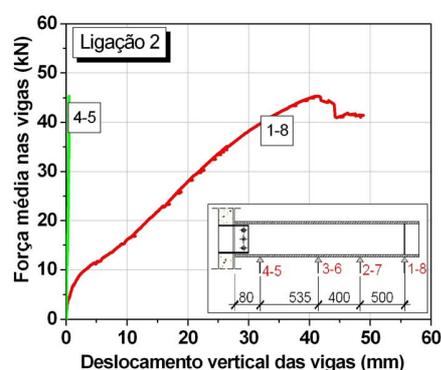
A criação dos elementos que compõem a ligação seguiu os mesmos procedimentos da criação dos itens anteriores (pilar e viga), sendo que neste caso, foram criados materiais e geometria específicos, utilizando as características da ligação descrita no item 5.1. A largura efetiva da viga mista e o núcleo de concreto do pilar preenchido foram considerados por meio dos fatores de correção de inércia encontrados anteriormente. O modelo de ligação foi criado e processado no SAP 2000[®].

Na modelagem dos carregamentos, foram aplicados os mesmos carregamentos do ensaio experimental mostrado na Figura 5.6, com aplicação de incrementos de carga.

Figura 5.6 - Resultados experimentais de deslocamentos das ligações



a) Panorama de deslocamentos verticais médios nas vigas

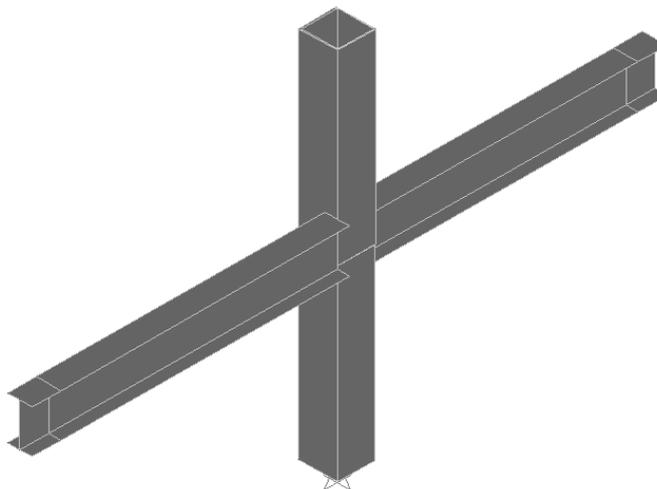


b) Deslocamentos verticais máximos e mínimos

Fonte: De Nardin (2007)

O gráfico da Figura 5.6a mostra os deslocamentos verticais da viga, mediante o incremento de carregamentos para os quatro pontos monitorados e a Figura 5.6b para os pontos 1 e 8, localizado na extremidade da viga. Para a validação da modelagem numérica no SAP 2000® foi criado o modelo apresentado na Figura 5.7, cuja geometria está apresentada na Figura 5.1a aplicando a este os resultados médios de deslocamento dos pontos 1 e 8.

Figura 5.7 - Modelo numérico



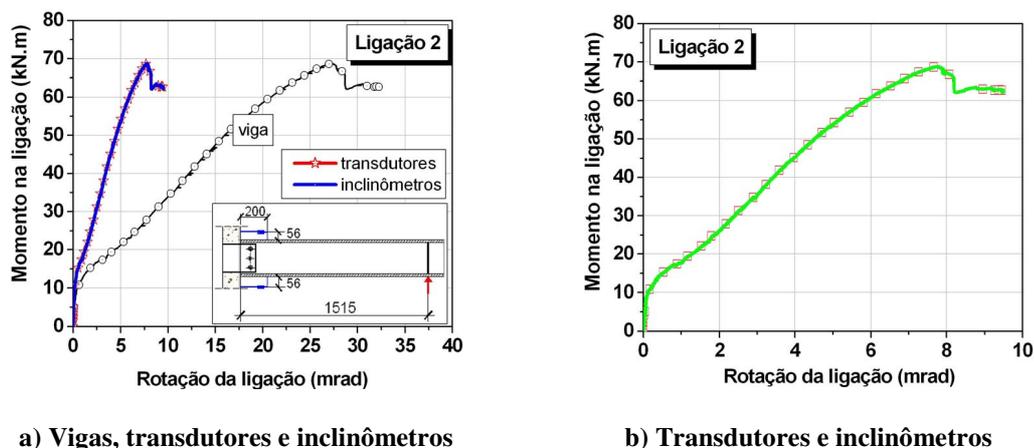
A Tabela 5.8 apresenta os resultados dos deslocamentos verticais nas extremidades das vigas para vários incrementos de força; estes resultados foram utilizados para realizar a modelagem.

Tabela 5.8 - Resultados de deslocamentos verticais para diversos valores de força aplicada

| Força (kN) | Deslocamento vertical (mm) |
|------------|----------------------------|
| 6,88 | 0,85 |
| 10,00 | 5,00 |
| 20,00 | 15,00 |
| 30,00 | 23,00 |
| 40,00 | 33,00 |
| 46,05 | 42,00 |

Os gráficos da Figura 5.8 mostram os resultados experimentais do comportamento Momento vs. Rotação para os valores de força mostrados na Tabela 5.8.

Figura 5.8 - Comportamento Momento vs. Rotação da ligação: valores experimentais



Fonte: De Nardin (2007)

Uma síntese dos resultados apresentados na Figura 5.8 e os correspondentes valores de força aplicada é dada na Tabela 5.9. Aqui vale lembrar que a força foi aplicada a 150 cm da face do pilar preenchido.

Tabela 5.9 - Força vs. Rigidez do modelo experimental

| Força aplicada (kN) | Momento (kN.cm) | Rotação (rad) | Rigidez (kN.cm/rad) |
|---------------------|-----------------|---------------|---------------------|
| 6,88 | 1.032,00 | 0,000114 | 9.052.631,57 |
| 10 | 1.500,00 | 0,0006 | 2.500.000,00 |
| 20 | 3.000,00 | 0,00125 | 2.400.000,00 |
| 30 | 4.500,00 | 0,00237 | 1.894.736,84 |
| 40 | 6.000,00 | 0,00333 | 1.800.018,00 |
| 46,05 | 6.907,50 | 0,00404 | 1.709.777,23 |

O valor experimental da rigidez inicial da ligação foi de 9.052.631,57 kN.cm/rad e este valor foi aplicado ao nó da barra na modelagem numérica.

Os resultados da aplicação da rigidez inicial no modelo numérico são mostrados na Tabela 5.10, juntamente com os resultados experimentais.

Tabela 5.10 - Resultados da modelagem numérica vs. experimental

| Modelagem Numérica | | | | |
|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------------|-------------------|
| Força (kN) | Rigidez (kN.cm/rad) | Momento (kN.cm) | Rotação (rad) | Deslocamento (mm) |
| 6,88 | 9.052.631 | 1.032,00 | 2×10^{-5} | 1,50 |
| Ensaio experimental | | | | |
| Força (kN) | Rigidez (kN.cm/rad) | Momento (kN.cm) | Rotação (rad) | Deslocamento (mm) |
| 6,88 | 9.052.631 | 1.032,00 | $11,4 \times 10^{-5}$ | 0,85 |

Considerando que o modelo experimental é a representação real da ligação e que o modelo numérico é um modelo simplificado, composto apenas por barras com variação nos pontos de aplicação de carga e com um único nó representando a ligação entre as barras conectadas, sendo que neste nó foi introduzido o valor do coeficiente de rigidez k , os resultados de deslocamentos e rotações foram bastante representativos dos experimentais, podendo-se desta forma, validar o procedimento numérico para representar a rigidez inicial da ligação para uso no presente estudo.

5.3 Modelagem dos pórticos planos e tridimensionais

5.3.1 Modelos analisados

Uma vez validados os procedimentos para representação numérica do pilar misto preenchido, da viga mista e da ligação mista entre viga e pilar, o passo seguinte foi o dimensionamento de todos os elementos que compõem o sistema estrutural dos pórticos planos e tridimensionais.

A Tabela 5.11 mostra todos os modelos de pórtico analisados com o objetivo de avaliar a influência da rigidez da ligação na distribuição de esforços e na estabilidade global.

Tabela 5.11 - Detalhes dos modelos analisados

| Pórticos Planos | | | |
|---------------------------------|-------------------|-----------------|---|
| Modelos | Nº de Pavimentos. | Tipo de ligação | |
| Pórtico plano | 10 | Rígida | Semirrígida (experimental) |
| | 10 | - | Semirrígida (2/3 da rigidez experimental) |
| | 10 | - | Semirrígida (1/3 da rigidez experimental) |
| Pórticos tridimensionais | | | |
| Modelos | Nº de Pavimentos. | Tipo de ligação | |
| | | Rígida | Semirrígida (rigidez experimental) |
| Pórtico 1-5 pav. | 05 | x | x |
| Pórtico 1-10 pav. | 10 | x | x |
| Pórtico 1-20 pav. | 20 | x | x |
| Pórtico 2-5 pav. | 05 | x | x |
| Pórtico 2- 10 pav. | 10 | x | x |
| Pórtico 2-20 pav. | 20 | x | x |

Uma vez definidos os modelos de pórticos planos e tridimensionais, foi necessário dimensionar todos os elementos de viga e pilar que compõem estes pórticos. Isto foi feito utilizando quatro pacotes computacionais: planilha Excel para o levantamento de esforços

devidos ao vento no pórtico plano, sistema TQS versão 16.0 Unipró para o levantamento dos esforços devidos ao vento e dimensionamento das lajes de concreto nos modelos tridimensionais, AutoCad para a modelagem das barras dos modelos planos e Planilhas eletrônicas em Excel para o dimensionamento de vigas e pilares mistos.

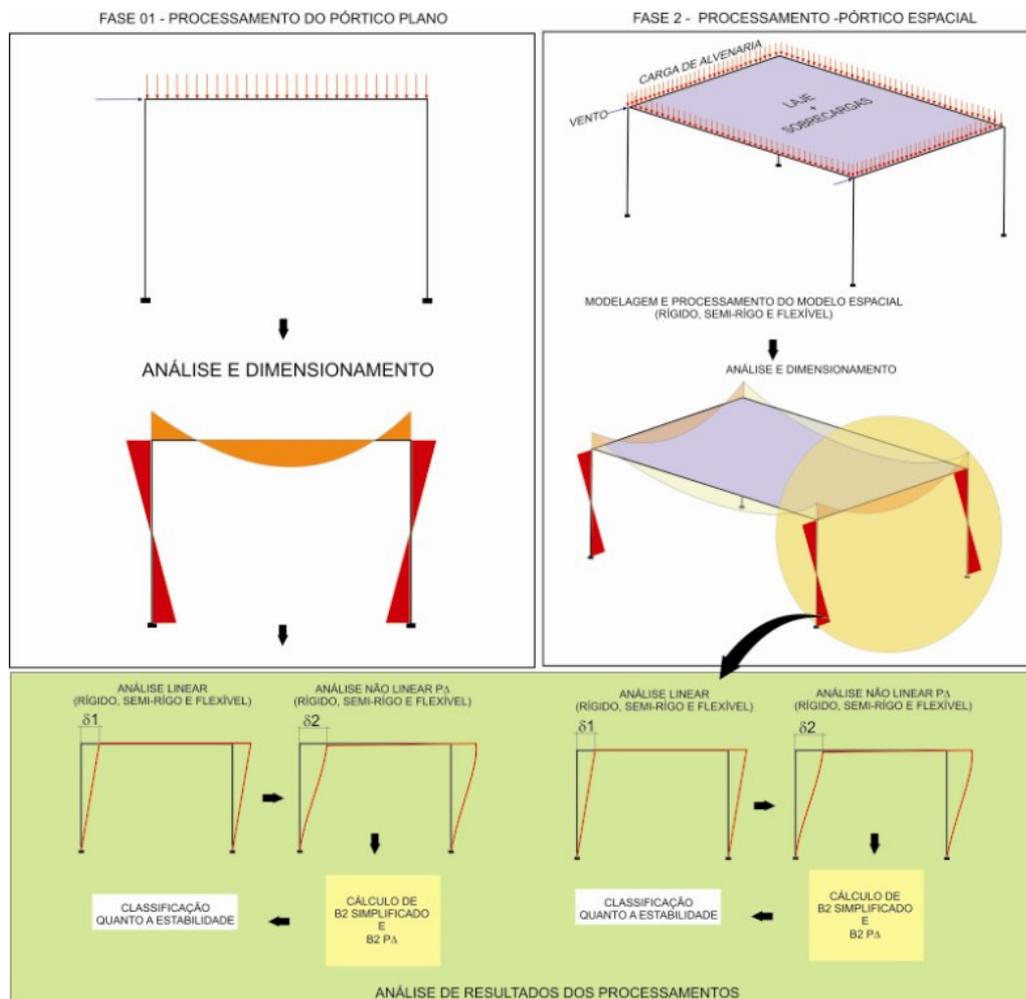
5.3.2 Metodologia para análise

No presente estudo, para a modelagem dos pórticos planos e tridimensionais foram adotadas as etapas mostradas na Tabela 5.12 e ilustradas na Figura 5.9.

Tabela 5.12 - Etapas da modelagem

| | |
|----------|--|
| Etapa 01 | Idealização do projeto arquitetônico e adaptação do pórtico plano. |
| Etapa 02 | Estudo dos carregamentos e combinações para o dimensionamento. |
| Etapa 03 | Estudo para o Levantamento dos esforços devido à ação do vento. |
| Etapa 04 | Modelagem do Pórtico plano com ligações rígidas, semirrígidas, avaliação da estabilidade global através do processo P- Δ , classificação do pórtico quanto à sensibilidade a deslocamentos horizontais utilizando procedimento da ABNT NBR 8800:2008, análise da distribuição de esforços e consumo de aço vs. variação da rigidez da ligação |
| Etapa 05 | Modelagem dos pórticos tridimensionais com ligações rígidas e semirrígidas, avaliação da estabilidade global através do processo P- Δ e classificação do pórtico quanto à sensibilidade a deslocamentos horizontais utilizando procedimento da ABNT NBR 8800:2008 e análise da redistribuição de esforços vs. variação da rigidez da ligação |

Figura 5.9 - Ilustração da organização das fases do trabalho.

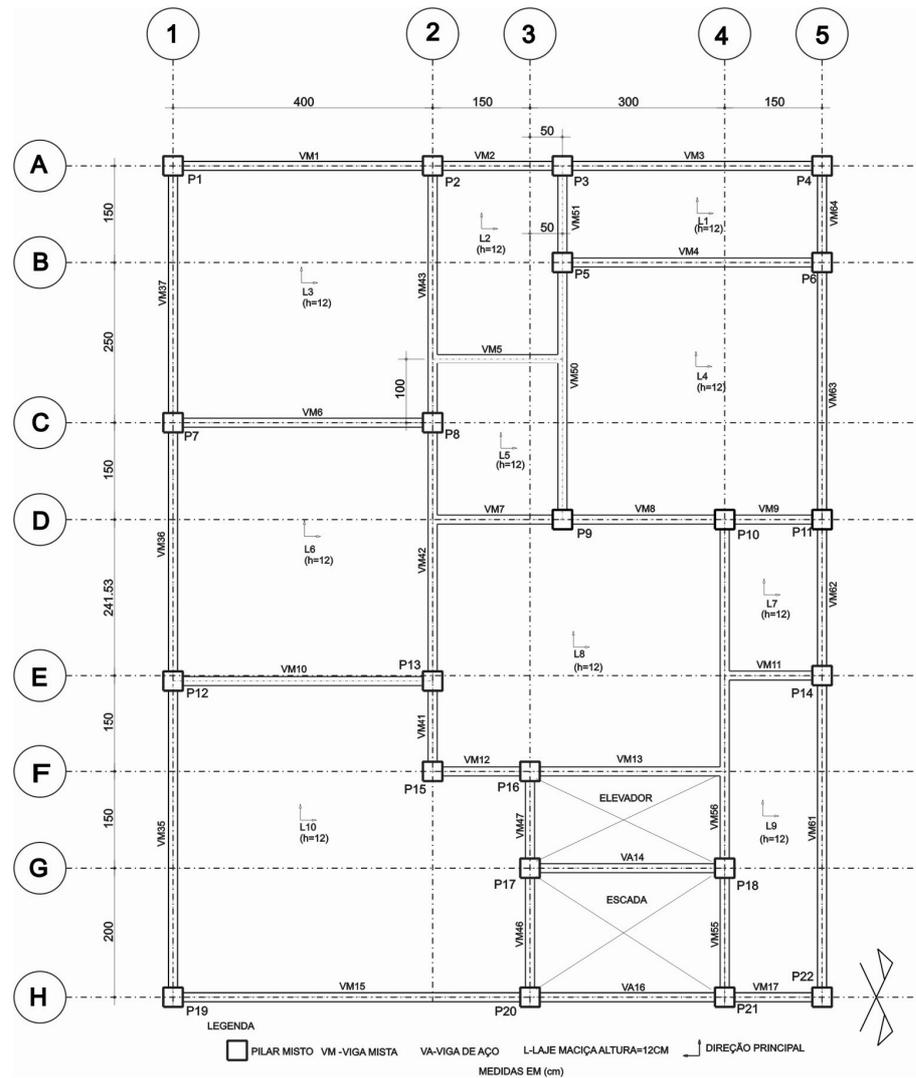


A seguir, cada uma das etapas e fases apresentadas sucintamente na Tabela 5.12 será detalhadamente descrita.

Etapa 01 - Idealização do projeto arquitetônico e adaptação do pórtico plano

O objetivo principal deste estudo é avaliar a influência da rigidez de uma ligação vigapilar, investigada experimentalmente, em um pórtico plano e em pórticos tridimensionais com múltiplos pavimentos. Para esta finalidade, foi adaptado um pórtico plano com 10 pavimentos extraído do livro de Bellei et al. (2008), para o qual se fez a variação da rigidez das ligações. No caso dos modelos tridimensionais foi elaborado um projeto arquitetônico e, a partir deste, foram desenvolvidas as análises pertinentes. Trata-se de um pavimento-tipo com área de 269,45 m², contendo 2 apartamentos, conforme ilustrado na Figura 5.10. Para este edifício, as variações feitas foram o número de pavimentos e o grau de rigidez das ligações.

Figura 5.10 - Projeto arquitetônico e Concepção estrutural



Etapa 02 - Estudo dos carregamentos e combinações de ações para o dimensionamento.

Para o pórtico plano os carregamentos foram extraídos de Bellei et al. (2008), sendo que estes foram ponderados utilizando coeficientes de ponderação e combinações de ações aqui descritas. Para os modelos tridimensionais os carregamentos foram definidos de acordo com as especificações da ABNT NBR 6120:1980 “Cargas para o cálculo de estruturas de edificações” e as ações consideradas são mostradas na Tabela 5.13.

Tabela 5.13 - Ações utilizadas na modelagem dos modelos tridimensionais

| Ações | Tipo da Ação | Carga kN /m ² |
|---------------------------|--------------|--------------------------|
| Peso próprio da estrutura | Permanente | (*) |
| Peso próprio da laje | Permanente | 3,00* |
| Alvenaria | Permanente | 2,20 |
| Revestimento | Permanente | 0,50 |
| Sobrecarga de utilização | Variável | 1,50 |
| Efeitos do vento | Variável | (**) |

(*) Carga devida ao peso próprio dos elementos de aço considerados automaticamente pelo programa SAP 2000.

* A transferência das cargas distribuídas das lajes para as vigas foi realizada através do método das charneiras plásticas.

(**) Cargas devidas ao vento extraídas do processamento no Software TQS apresentadas no apêndice B.

As combinações de ações para dimensionamento (ELU) e para verificações de serviço (ELS) seguiram as exigências da ABNT NBR 8800:2008.

Para o dimensionamento dos elementos de viga e pilar foram utilizadas as combinações últimas normais de ações. Já para as verificações de serviço, foram consideradas as combinações frequentes de serviço. Maiores detalhes sobre cada uma das combinações podem ser encontrados na ABNT NBR 8800:2008.

Para o dimensionamento do pórtico plano, foram elaboradas 4 combinações para o Estado Limite Último (ELU) e 4 para verificações de serviço (ELS), mostradas na Tabela 5.14.

Tabela 5.14 - Combinações últimas e de serviço para Pórtico plano

| Combinações últimas: | |
|-----------------------------|---|
| Combinação 1 | $1,25 \times \text{Peso Próprio} + 1,40 \times \text{Peso Próprio da Laje} + 1,40 \times \text{Alvenaria} + 1,40 \times \text{Revestimento} + 1,50 \times \text{Sobrecarga} + (1,4 \times 0,60 \times \text{Vento } 0^\circ)$. |
| Combinação 2 | $(1,25 \times \text{Peso Próprio} + 1,40 \times \text{Peso Próprio da Laje} + 1,40 \times \text{Alvenaria} + 1,40 \times \text{Revestimento}) + 1,50 \times \text{Sobrecarga} + (1,4 \times 0,60 \times \text{Vento } 180^\circ)$. |
| Combinação 3 | $(1,25 \times \text{Peso Próprio} + 1,40 \times \text{Peso Próprio da Laje} + 1,40 \times \text{Alvenaria} + 1,40 \times \text{Revestimento}) + 1,50 \times 0,5 \times \text{Sobrecarga} + (1,4 \times \text{Vento } 0^\circ)$. |
| Combinação 4 | $(1,25 \times \text{Peso Próprio} + 1,40 \times \text{Peso Próprio da Laje} + 1,40 \times \text{Alvenaria} + 1,40 \times \text{Revestimento}) + 1,50 \times 0,5 \times \text{Sobrecarga} + (1,4 \times \text{Vento } 180^\circ)$. |

Continuação da tabela 5.14

Combinações para verificação de estados limites de serviço

| | |
|--------------|---|
| Combinação 1 | $\text{Peso Próprio} + \text{Peso Próprio da Laje} + \text{Alvenaria} + \text{Revestimento}) + 0,4 \times \text{Sobrecarga} + (0 \times \text{Vento } 0^\circ).$ |
| Combinação 2 | $(\text{Peso Próprio} + \text{Peso Próprio da Laje} + \text{Alvenaria} + \text{Revestimento}) + 0,4 \times \text{Sobrecarga} + (0 \times \text{Vento } 180^\circ).$ |
| Combinação 3 | $(\text{Peso Próprio} + \text{Peso Próprio da Laje} + \text{Alvenaria} + \text{Revestimento}) + 0,3 \times \text{Sobrecarga} + (0,3 \times \text{Vento } 0^\circ).$ |
| Combinação 4 | $(\text{Peso Próprio} + \text{Peso Próprio da Laje} + \text{Alvenaria} + \text{Revestimento}) + 0,3 \times \text{Sobrecarga} + (0,3 \times \text{Vento } 180^\circ).$ |

Para os modelos tridimensionais, devido à introdução de mais dois casos de carregamentos devidos ao vento (Vento 90° e Vento 270°), foi necessária a introdução de combinações adicionais para análise (Tabela 5.15).

Tabela 5.15 - Combinações adicionais para dimensionamento de Pórticos tridimensionais

| Combinações últimas | |
|--|---|
| Combinação 5 | Combinação 5: $(1,25 \times \text{Peso Próprio} + 1,40 \times \text{Peso Próprio da Laje} + 1,40 \times \text{Alvenaria} + 1,40 \times \text{Revestimento}) + 1,50 \times \text{Sobrecarga} + (1,4 \times 0,60 \times \text{Vento } 90^\circ).$ |
| Combinação 6 | $(1,25 \times \text{Peso Próprio} + 1,40 \times \text{Peso Próprio da Laje} + 1,40 \times \text{Alvenaria} + 1,40 \times \text{Revestimento}) + 1,50 \times \text{Sobrecarga} + (1,4 \times 0,60 \times \text{Vento } 270^\circ).$ |
| Combinação 7 | $(1,25 \times \text{Peso Próprio} + 1,40 \times \text{Peso Próprio da Laje} + 1,40 \times \text{Alvenaria} + 1,40 \times \text{Revestimento}) + 1,50 \times 0,5 \times \text{Sobrecarga} + (1,4 \times \text{Vento } 90^\circ).$ |
| Combinação 8 | $(1,25 \times \text{Peso Próprio} + 1,40 \times \text{Peso Próprio da Laje} + 1,40 \times \text{Alvenaria} + 1,40 \times \text{Revestimento}) + 1,50 \times 0,5 \times \text{Sobrecarga} + (1,4 \times \text{Vento } 270^\circ).$ |
| Combinações para verificação de serviço | |
| Combinação 5 | $(\text{Peso Próprio} + \text{Peso Próprio da Laje} + \text{Alvenaria} + \text{Revestimento}) + 0,4 \times \text{Sobrecarga} + (0 \times \text{Vento } 90^\circ).$ |
| Combinação 6 | $(\text{Peso Próprio} + \text{Peso Próprio da Laje} + \text{Alvenaria} + \text{Revestimento}) + 0,4 \times \text{Sobrecarga} + (0 \times \text{Vento } 270^\circ).$ |
| Combinação 7 | $(\text{Peso Próprio} + \text{Peso Próprio da Laje} + \text{Alvenaria} + \text{Revestimento}) + 0,3 \times \text{Sobrecarga} + (0,3 \times \text{Vento } 90^\circ).$ |
| Combinação 8 | $(\text{Peso Próprio} + \text{Peso Próprio da Laje} + \text{Alvenaria} + \text{Revestimento}) + 0,3 \times \text{Sobrecarga} + (0,3 \times \text{Vento } 270^\circ).$ |

Etapa 03 - Levantamento dos esforços devidos ao vento

Para o levantamento dos esforços devidos ao vento foram obedecidas todas as especificações da ABNT NBR 6123:1988. Para o pórtico plano foi utilizada uma planilha eletrônica criada especialmente para esta finalidade, tornando possível a conferência dos valores retirados de Bellei et al. (2008) e que serão apresentados mais adiante. Para o modelo tridimensional foi utilizado o modelo da Figura 5.10 com vinte pavimentos-tipo e os dados gerados foram utilizados na modelagem de todos os pórticos tridimensionais analisados. Este procedimento foi possível porque os esforços devido ao vento variam de acordo com a altura do edifício, sendo que os resultados obtidos foram validados através de um processamento do mesmo modelo com cinco pavimentos, onde foi verificado que os resultados em cada pavimento são praticamente os mesmos para ambos os modelos, em todos os pavimentos.

Etapa 04 - Modelagem do pórtico plano

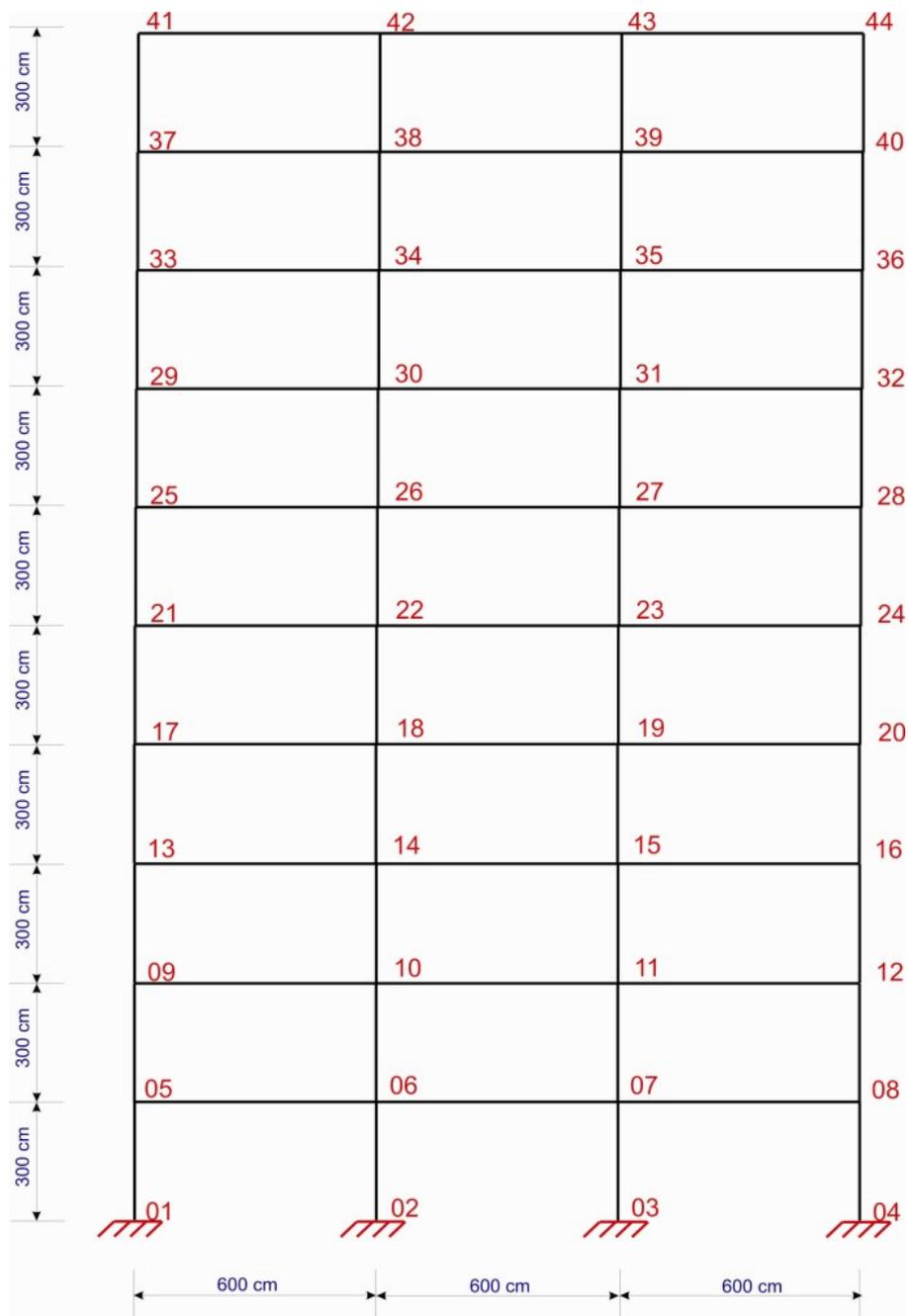
Para a análise do pórtico plano foi escolhido um pórtico com 10 pavimentos retirado de Bellei et al. (2008), mantendo-se os mesmos carregamentos aplicados na referida bibliografia. A modelagem dos pórticos planos foi realizada no pacote computacional SAP 2000[®].

Em relação ao modelo original adotado por Bellei et al. (2008), foram feitas as seguintes modificações quanto à geometria:

- a) aumento do número de pavimentos de oito para dez pavimentos;
- b) conversão das forças pontuais aplicadas no centro das vigas para forças uniformemente distribuídas.
- c) as forças devidas ao vento foram recalculadas conforme planilha específica para cálculo de vento criada pelo autor do presente trabalho.

Assim, o pórtico plano investigado possui dez pavimentos e representa um dos pórticos laterais de um edifício com as seguintes dimensões em planta: 30 metros de comprimento, 18 metros de largura, espaçamento entre pórticos de 6 metros e pé direito de 3 metros de altura conforme ilustrado na Figura 5.11.

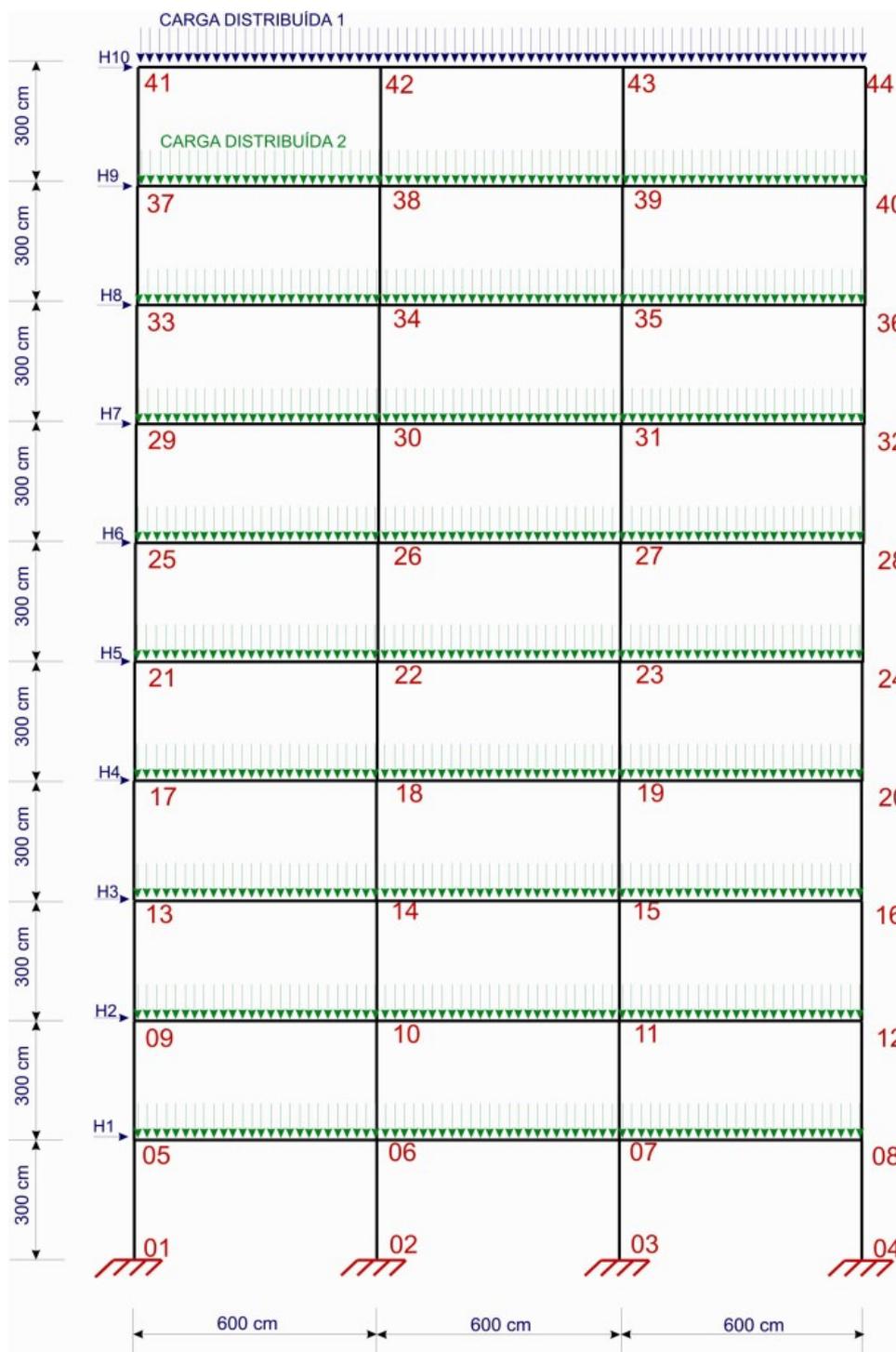
Figura 5.11 - Caracterização geométrica do pórtico plano analisado



Fonte: adaptado de Bellei (2008)

No pacote computacional SAP 2000[®] foram introduzidos carregamentos verticais (cargas permanentes e sobrecargas) e horizontais (vento), conforme mostrado na Figura 5.12.

Figura 5.12 - Configuração geral dos carregamentos aplicados



Fonte: adaptado de Bellei, 2008

Quanto aos carregamentos, foram aplicados:

“Carga distribuída 1” e “Carga distribuída 2”, sendo:

- ✓ “Carga distribuída 1”: 6,07 kN/m para carga permanente e 0,75 kN/m para carga accidental.
- ✓ “Carga distribuída 2”: 6,93 kN/m para cargas permanentes e 3,00 kN/m para carga accidental.

Além dos carregamentos verticais, foram introduzidas as forças devidas ao vento, denominadas H1 a H10 na Figura 5.12, que foram calculadas seguindo as especificações da ABNT NBR: 6123:1988.

Para o cálculo das forças horizontais devidas ao vento, foi desenvolvida uma planilha específica para esta finalidade tendo sido considerado: velocidade básica V_0 : 35 m/s; S_1 (terreno plano): 1; Categoria IV; Classe B; Grupo 2, S_3 : 1.

O fator S_2 foi calculado com auxílio da planilha via interpolação linear, de forma a obter valores mais refinados para cada pavimento, valores estes mostrados na Tabela 5.16.

Tabela 5.16 - Resultados do fator S_2 para cada pavimento (interpolação linear)

| Pav. | cota | C_I | C_S | C_P | V_I | V_S | S_2 |
|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------------|
| 1 | 3 | 0 | 5 | 3 | 0 | 0,76 | 0,46 |
| 2 | 6 | 5 | 10 | 6,4 | 0,76 | 0,83 | 0,78 |
| 3 | 9 | 5 | 10 | 9,6 | 0,76 | 0,83 | 0,82 |
| 4 | 12 | 10 | 15 | 12,9 | 0,83 | 0,88 | 0,86 |
| 5 | 15 | 10 | 15 | 16 | 0,83 | 0,88 | 0,89 |
| 6 | 18 | 15 | 20 | 19,2 | 0,88 | 0,91 | 0,91 |
| 7 | 21 | 20 | 30 | 22,4 | 0,91 | 0,96 | 0,92 |
| 8 | 24 | 20 | 30 | 25,6 | 0,91 | 0,96 | 0,94 |
| 9 | 27 | 20 | 30 | 28,8 | 0,91 | 0,96 | 0,95 |
| 10 | 30 | 20 | 30 | 30 | 0,91 | 0,96 | 0,96 |

Para o cálculo do coeficiente de arrasto foi considerado vento de baixa turbulência aplicado na direção y resultando $C_{ay} = 1,3$. Concluídas estas etapas, na Tabela 5.17 são apresentadas a velocidade característica V_k , as cargas distribuídas para cada pavimento, e os valores de H1 a H10 que são as forças aplicadas nos nós de cada pavimento do pórtico apresentado na Figura 5.12.

Tabela 5.17 - Distribuição das forças do vento em função da altura da edificação

| Pavimento | cota | Dif. Nível | S_2 | V_k (m/s) | q(kN/m) | Vento (kN/m) | Carga no Nó (kN) |
|-----------|------|------------|-------|-------------|---------|--------------|------------------|
| 1 | 3 | 0 | 0,46 | 15,96 | 0,16 | 3,65 | H1=12,70 |
| 2 | 6 | 3 | 0,78 | 27,29 | 0,46 | 10,68 | H2=32,04 |
| 3 | 9 | 3 | 0,82 | 28,85 | 0,51 | 11,94 | H3=35,83 |
| 4 | 12 | 3 | 0,86 | 30,06 | 0,55 | 12,96 | H4=38,88 |
| 5 | 15 | 3 | 0,89 | 31,15 | 0,59 | 13,92 | H5=41,76 |
| 6 | 18 | 3 | 0,91 | 31,68 | 0,62 | 14,40 | H6=43,19 |
| 7 | 21 | 3 | 0,92 | 32,27 | 0,64 | 14,94 | H7=44,81 |
| 8 | 24 | 3 | 0,94 | 32,83 | 0,66 | 15,46 | H8=46,38 |
| 9 | 27 | 3 | 0,95 | 33,39 | 0,68 | 15,99 | H9=47,98 |
| 10 | 30 | 3 | 0,96 | 33,60 | 0,69 | 16,19 | H10=48,58 |

✓ **Processamento e dimensionamento**

Terminada a etapa de inserção de carregamentos, os mesmos foram combinados utilizando as combinações apresentadas na Tabela 5.14. Posteriormente, para obtenção de esforços e dimensionamento dos elementos foi realizado o processamento da estrutura com perfis pré-dimensionados. Na etapa de dimensionamento as ligações viga-pilar foram consideradas rígidas.

Após o processamento e obtidas as envoltórias de esforços solicitantes para vigas e pilares, através das planilhas de dimensionamento para elementos mistos apresentadas no capítulo 4, foi realizado o dimensionamento de vigas e pilares. Foram adotados: Pilares com perfis tubulares mistos com seção de (230x150x12,7)mm e vigas com perfis VS 400x78. No dimensionamento foi considerada, viga mista com interação total, construção escorada, concreto de 25 MPa para a largura colaborante das vigas e 50 MPa para os pilares.

De posse dos resultados, o passo seguinte foi a inserção das seções dos elementos dimensionados (vigas e pilares) nas barras da estrutura modelada no SAP 2000[®], para tal procedimento foram criados perfis de aço para vigas e pilares no programa considerando em sua criação a rigidez equivalente, obtendo-se assim, o comportamento de seções mistas reais, sendo tal procedimento descrito nos itens 5.2.1 e 5.2.2.

✓ **Análise**

Dimensionada a estrutura, a próxima etapa consistiu em sua análise, para isto foram realizados diversos processamentos considerando diferentes situações de ligações entre vigas e pilares através da variação do grau de rigidez das mesmas. Para cada variação de rigidez imposta, foram analisados os parâmetros de estabilidade global, redistribuição de esforços de momentos fletores e a influência no consumo de aço nos elementos da estrutura, de tal forma, que ao final de todas as análises pode ser obtido gráficos e tabelas contendo tais informações.

As análises foram realizadas considerando um único dimensionamento, justificando-se no fato de que o trabalho tem como objetivo a influência das ligações semirrígidas na estabilidade global das estruturas, assim, optou-se por um único dimensionamento considerando ligações rígidas, e a partir daí, se iniciou a variação da rigidez das ligações de tal forma que foi possível obter numericamente e graficamente, as curvas de estabilidade para as situações de rigidez imposta, assim também como gráficos de redistribuição de esforços de momentos fletores na estrutura.

No total, foram realizadas quatro análises seguindo todos os procedimentos e estudos realizados, na primeira, diminuindo-se apenas, o grau de rigidez das ligações entre vigas e pilares gradativamente a cada análise estrutural realizada.

Na primeira análise, foram consideradas todas as ligações entre vigas e pilares como rígidas. O primeiro estudo foi a classificação quanto a estabilidade global da estrutura (parâmetro B_2), e foi obtido através de dois processamentos: O primeiro foi realizado com um processamento linear onde foi possível obter os deslocamentos de primeira ordem para cada pavimento, o segundo foi realizado através do processo $P\Delta$, considerando a não linearidade física e geométrica dos elementos, obtendo-se assim, os deslocamentos de segunda ordem para cada pavimento da estrutura. De posse dos dois resultados dos processamentos, através da divisão dos resultados da análise $P\Delta$ pelos resultados da análise linear, obteve-se a classificação quanto a estabilidade global (B_2) para cada pavimento da estrutura, e que serão apresentados mais adiante no capítulos de resultados da pesquisa. O segundo estudo realizado nesta análise foi o da distribuição dos valores de momentos fletores nas vigas e pilares.

Na segunda análise foi utilizada a rigidez da ligação ensaiada experimentalmente por De Nardin (2007), que é a referência para o trabalho aqui proposto e que possui rigidez de 9.052.631,57 kN.cm/rad. À partir desta fase os demais valores de rigidez das ligações aplicadas aos modelos planos foram obtidas através do fracionamento do valor da ligação ensaiada experimentalmente em três partes, assim, na terceira análise foi aplicada uma rigidez de 6.035.087,71 kN.cm/rad. correspondente a 2/3 (dois terços) e na quarta, o valor de 3.017.573,86 kN.cm/rad. correspondente a 1/3 (um terço) da rigidez da ligação ensaiada. A Tabela 5.18 ilustra a sequência de análises realizadas.

Tabela 5.18 - Sequência das análises realizadas

| 1º análise | 2º análise | 3º análise | 4º análise |
|----------------|--|--|--|
| Ligação rígida | Ligação Semirrígida: rigidez experimental: 9.052.631,57 kN/cm.rad | 2/3 da rigidez experimental: 6.035.087,71 kN/cm.rad | 1/3 da rigidez experimental: 3.017.573,86 kN/cm.rad |

Para cada análise realizada, foi elaborada uma tabela contendo os valores de deslocamentos de análise de primeira e segunda ordem seguido da classificação quanto a estabilidade global para cada pavimento, sendo classificada em : *pequena, média e grande deslocabilidade* de acordo com o valor de B_2 obtido. Complementando as tabelas, foi elaborado um gráfico que contempla conjuntamente todos os resultados tabelados, onde é

possível visualizar paralelamente o comportamento dos cinco modelos analisados quanto aos seus deslocamentos horizontais.

Para o estudo da redistribuição de esforços de momentos fletores nos elementos da estrutura foram tomados como referência os Nós 40 e 44 da Figura 5.11. Neste estudo, também foram elaboradas tabelas e gráficos comparativos de redistribuição de esforços entre as análises realizadas, sendo os seus valores também apresentados no capítulo de resultados.

Etapa 05 - Modelagem e análise dos modelos tridimensionais

✓ Conceção estrutural

Para os modelos tridimensionais a concepção estrutural foi realizada respeitando a arquitetura do projeto arquitetônico da Figura 5.10, inserindo-se vigas, pilares, lajes e carregamentos horizontais e verticais.

✓ Geometria

Os pavimentos foram constituídos de 19 pavimentos-tipos e 1 pavimento térreo, com pé-direito de 2,70m;

A configuração geométrica do pavimento-tipo foi desenhada em AutoCAD de forma tridimensional, contendo pilares e vigas e, posteriormente, tal configuração geométrica foi importada para o SAP 2000[®] através de arquivo DXF.

✓ Dimensionamento das lajes de concreto e determinação das forças devidas ao vento

Para o desenvolvimento do presente estudo, foi de extrema importância obter todos os dados de dimensionamento de lajes com carregamentos aplicados e esforços horizontais provenientes das forças devidas ao vento que atuam na estrutura. Para o levantamento destes dados escolheu-se o sistema TQS, que é um pacote comercial destinado ao cálculo e detalhamento de estruturas em concreto armado. Este pacote foi escolhido com o intuito de que o dimensionamento das lajes de concreto e o levantamento das forças devidas ao vento sejam obtidas de forma refinada, uma vez que o método para o levantamento de forças devidas ao vento para uma estrutura de concreto e uma estrutura de aço são as mesmas.

As lajes de concreto armado foram dimensionadas seguindo os procedimentos de verificação recomendados pela ABNT NBR 6118:2003, sendo que o auxílio do pacote computacional TQS foi de fundamental importância para facilitar o dimensionamento. No

modelo, foram utilizadas lajes maciças de concreto armado moldado *in loco*, com espessura constante de 12 cm. No dimensionamento das lajes, foram consideradas as seguintes cargas: carga permanente de 0,5 kN/m² e sobrecarga de 1,5 kN/m², uniformemente distribuídas em todas as superfícies das lajes com concreto f_{ck} de 25 MPa. Nesta etapa todas as lajes obtiveram resultados satisfatórios no dimensionamento (ELU) e nas verificações de serviço (ELS).

Para o cálculo de esforços devidos ao vento foram considerados os parâmetros descritos a seguir:

Velocidade básica: 45 m/s, fator do terreno S_1 : 1,00; categoria de rugosidade S_2 : III; classe da edificação S_2 : B; fator estatístico S_3 : 1,00; casos de carregamentos de vento: 0°, 90°, 180°, 270° e 360°;

O cálculo dos coeficientes de arrasto foi realizado considerando-se uma região de vento com alta turbulência.

Após a consideração dos dados descritos anteriormente, foi realizada a modelagem do edifício sendo que, nesta fase, foram introduzidos os carregamentos verticais de acordo com a ABNT NBR 6120:1980, sendo: cargas permanentes de 0,5 kN/m², sobrecargas de 1,5 kN/m² e cargas de parede de alvenaria de fechamento de 1,8 kN /m².

Concluídas as fases anteriores, o modelo foi processado, e extraídos os resultados das forças horizontais devidas ao vento em cada pavimento para as quatro direções do vento, e que estão apresentados no apêndice B deste trabalho.

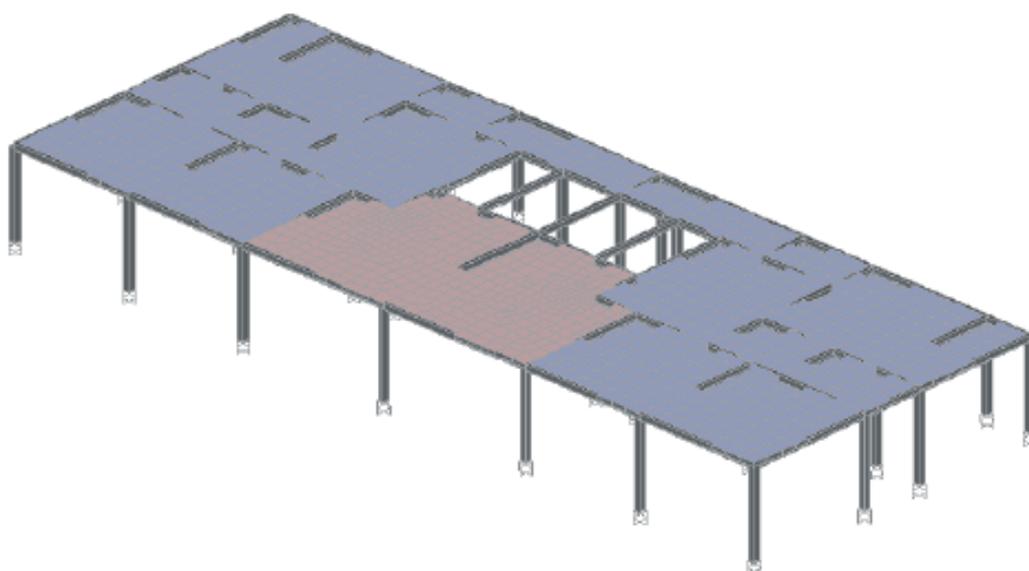
✓ **Modelagem dos modelos tridimensionais no SAP 2000®**

A modelagem dos pórticos tridimensionais teve como base os procedimentos já descritos para a criação do pórtico plano, sendo que, assim como no caso anterior, as análises foram realizadas para pórticos com ligações rígidas e semirrígidas, onde no caso das ligações semirrígidas foi utilizada apenas a rigidez da ligação ensaiada experimentalmente por De Nardin (2007).

Neste item, será descrito o processo de modelagem para um pórtico tridimensional de cinco pavimentos, sendo que os demais modelos com dez e vinte pavimentos seguiu os mesmos procedimentos, não sendo necessário a repetição do detalhamento. Os demais pórticos tridimensionais também serão modelados e analisados empregando o mesmo procedimento aqui descrito no que se refere à análise, dimensionamento e classificação quanto à estabilidade global.

A modelagem foi realizada através da importação do arquivo em formato DXF criado no AutoCAD, para o SAP 2000[®]. Após a importação foi realizado o processo de atribuição de seções e materiais aos elementos de vigas e pilares, procedimento semelhante ao descrito para a modelagem do pórtico plano. Além da atribuição de seções e materiais aos elementos do modelo, foram introduzidas as lajes de concreto (Figura 5.13).

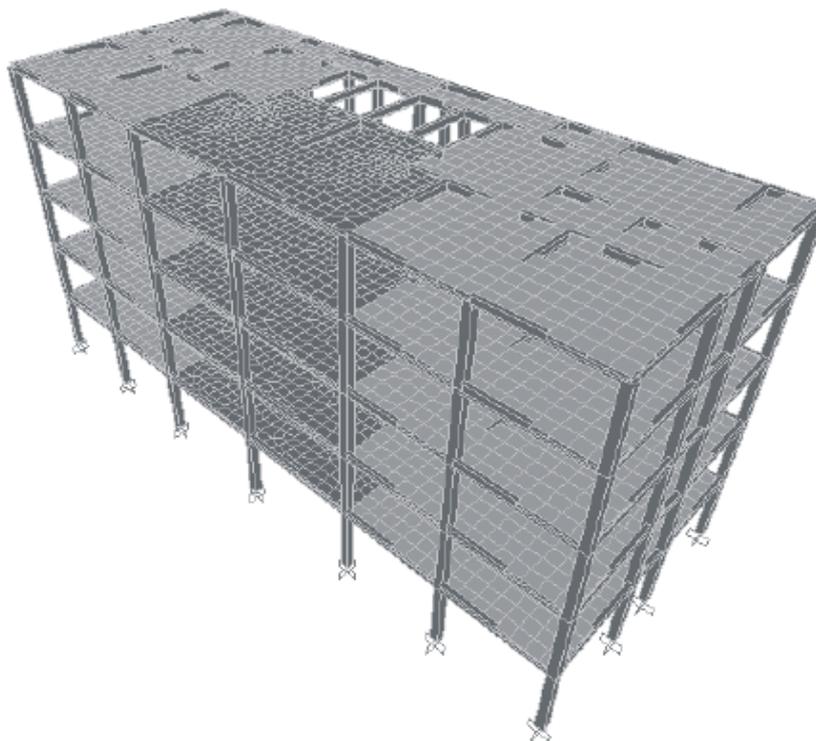
Figura 5.13 - Modelagem tridimensional do pavimento tipo



O estudo dos pórticos tridimensionais foi iniciado considerando um edifício com, no mínimo, cinco pavimentos. Após a conclusão da inserção de todos os carregamentos no pavimento-tipo, foram inseridos os demais pavimentos considerando 290 cm de altura e 5 repetições

O configuração gráfica deste procedimento para constituição dos pavimentos é mostrado na Figura 5.14.

Figura 5.14 - Modelagem para cinco pavimentos



✓ Carregamentos

A introdução dos carregamentos seguiu os mesmos procedimentos descritos para o pórtico plano, utilizando os valores da Tabela 5.13, com a particularidade de que, para os pórticos tridimensionais, as sobrecargas foram aplicadas diretamente nas superfícies das lajes.

Para a análise, além dos carregamentos foram criadas envoltória de esforços para ELU, ELS e análise P- Δ .

A criação e introdução dos carregamentos nos pórticos foram feitas utilizando os carregamentos da Tabela 5.13.

Para a modelagem, foram utilizadas as combinações de carregamentos apresentadas anteriormente na Tabela 5.14 e na Tabela 5.15.

Além das combinações, também foram criadas duas envoltórias de esforços: uma para ELU e outra para ELS. Isto foi feito com a finalidade de selecionar a situação mais desfavorável para a análise e dimensionamento.

A introdução dos carregamentos na estrutura foi feita através da inserção de cargas distribuídas nas lajes, (revestimento e sobrecarga), cargas lineares aplicadas na superfície da vigas (alvenarias) e cargas concentradas nos nós externos dos pórticos (forças devidas ao vento), onde para a aplicação das cargas foi tomado como referência os valores da Tabela 5.13 e da tabela do apêndice B. Estes procedimentos foram realizados com a inserção dos

carregamentos distribuídas nas lajes e vigas e das cargas concentradas devidas ao vento nos nós da estrutura.

✓ **Processamento e dimensionamento**

Inicialmente, a estrutura foi processada considerando ligações rígidas, nos modelos com ligações semirrígidas foi atribuído o valor de 9.052.631,57 kN.cm/rad ao nó que simula a ligação, que é a rigidez da ligação ensaiada experimentalmente e descrita anteriormente.

À partir daqui, todas as etapas realizadas (dimensionamento e análise da estabilidade global para pórticos tridimensionais com ligações rígidas e semirrígidas) seguiram os mesmos procedimentos mostrados para o pórtico plano.

O dimensionamento dos elementos (vigas e pilares) foi feito com base nos resultados das envoltórias de ELU e ELS, com o auxílio das planilhas de dimensionamento para Vigas e Pilares criadas em Excel, desenvolvidos especificamente para este estudo e apresentadas no capítulo anterior. Para dimensionar a estrutura a mesma foi separada em 4 pórticos considerados principais que estão dispostos na Figura 5.10 da seguinte forma: pórtico 01 localizado no eixo A; pórtico 02 localizado no eixo H; Pórtico 3 Localizado no eixo 1 e pórtico 04 localizado no eixo 05. Quanto aos demais pórticos da estrutura o dimensionamento dos mesmos foram igualados. O resumo do dimensionamento dos modelos tridimensionais estão apresentados na Tabela 5.19.

Tabela 5.19 - Resumo do dimensionamento dos modelos tridimensionais

| Elementos | localização | Cinco Pavimentos | Dez Pavimentos | Vinte Pavimentos |
|-----------|-------------|------------------|-----------------|------------------|
| Pilares | Pórtico 01 | VBM | VBM | VBM 360x210x12,7 |
| | Pórtico 2 | VBM | VBM 200x180x6,4 | VBM 280x200x11,1 |
| | Pórtico 3 | VBM | VBM 120x170x8,8 | VBM 180x220x12,7 |
| | Pórtico 4 | VBM 80x100x8,8 | VBM 80x100x8,8 | VBM 100x130x12,7 |
| | Demais | VBM | VBM 170x120x8,8 | VBM 220x180x12,7 |
| Vigas | Pórtico 1 | VS 200x19 | VS 200x19 | VS 200x19 |
| | Pórtico 2 | VS 300x32 | VS 300x32 | VS 300x32 |
| | Pórtico 3 | VS 300x41 | VS 300x41 | VS 300x41 |
| | Pórtico 4 | VS 200x19 | VS 200x19 | VS 200x19 |
| | Demais | VS 300x32 | VS 300x32 | VS 300x32 |

✓ **Análise**

A análise da estabilidade, foi realizada seguindo os mesmos procedimentos realizados na análise do pórtico plano utilizando como auxílio uma planilha elaborada em Excel, com a

finalidade de avaliar o parâmetro B_2 , porém neste caso foram realizadas apenas 2 análises como mostrado na Tabela 5.20.

Tabela 5.20 - Sequência das análises realizadas nos modelos tridimensionais

| 1º análise | 2º análise |
|----------------|---|
| Ligação rígida | Ligação Semirrígida: ensaiada experimentalmente: 9.052.631 kN/cm.rad |

Para as análises foram escolhidos dois pórticos chamados de pórtico 01 e pórtico 02 localizados nos eixos A e H da Figura 5.10, tais pórticos foram escolhidos pelo fato de estarem localizados nos eixos de menor inércia do modelo, conseqüentemente resultando em maiores deslocamentos sendo que nestes foram analisados os mesmos parâmetros adotados para o Pórtico plano.

O trabalho teve como finalidade estudar o comportamento da ligação semirrígida ensaiada experimentalmente por De Nardin (2007), aplicada aos modelos aqui estudados, de forma que foi possível relacionar o seu comportamento quanto a estabilidade global com os modelos de ligação rígida e semirrígida.

Para a realização desta pesquisa, os modelos foram dimensionados e classificados quanto a sua estabilidade global com ligações rígidas, em seguida com ligações semirrígidas, sendo que no último caso foram aplicados aos nós das barras da estrutura o coeficiente de rigidez K da ligação experimental seguido de novos processamentos, análise e classificação de estabilidade, os quais estão apresentados no próximo capítulo onde será feita a apresentação de resultados do trabalho.

Capítulo 6: Análise de resultados

6.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados os resultados das análises dos modelos de pórtico plano adaptado de Bellei et al. (2008) e tridimensional analisados no presente estudo. No trabalho, cada modelo de pórtico (plano e tridimensional) foi avaliado considerando as seguintes situações para a rigidez das ligações viga-pilar: 1-) ligações rígidas e 2-) ligações semirrígidas. No caso dos pórticos tridimensionais, na análise com ligações semirrígidas foi utilizada a rigidez obtida experimentalmente por De Nardin (2007) que é de 9.052.631,57kN.cm/rad.

No caso dos modelos planos foi introduzida, inicialmente, a rigidez da ligação determinada experimentalmente, acompanhada de duas análises adicionais que visam avaliar a influência da variação na rigidez da ligação: uma análise considerando um terço do valor da rigidez experimental, ou seja, 3.017.573,86 kN.cm/rad e a outra considerando dois terços do valor experimental, 6.035.087,71 kN.cm/rad. Os valores de rigidez analisados para cada tipo de modelo são resumidos na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Valores de rigidez utilizados nas análises

| Modelos | Rigidez (kN.cm/rad) | | |
|------------------------|---------------------|-----------------|-----------|
| Pórtico plano | 3.017.573 (1/3) | 6.035.087 (2/3) | 9.052.631 |
| Pórtico tridimensional | 9.052.631 | | |

Na análise de resultados dos pórticos planos e tridimensionais o primeiro parâmetro a ser analisado foi a estabilidade global, avaliada via parâmetro B_2 , determinado considerando ligações rígida e semirrígida. Para analisar a estabilidade global são apresentados deslocamentos horizontais em cada pavimento, obtidos por análises de primeira ordem (processamento linear) e de segunda ordem, neste último caso considerando a não linearidade física e geométrica dos elementos por meio do processo P- Δ .

A seguir, são apresentados e comentados os resultados dos modelos e rigidez de ligações consideradas neste trabalho. Primeiramente, são apresentados os resultados do pórtico plano adaptado de Bellei et al. (2008) e, em seguida, os resultados dos pórticos tridimensionais seguindo a mesma metodologia adotada para o pórtico plano.

6.2 Pórtico plano

Inicialmente são apresentados os resultados de deslocamentos e, na sequência, os esforços na estrutura em função da rigidez das ligações.

Para esta etapa, o pórtico plano foi dimensionado uma única vez considerando todas as ligações rígidas e, para as seções resultantes deste dimensionamento foram inseridas as variações de rigidez comentadas adiante. Tal procedimento teve a finalidade de demonstrar o efeito da variação de rigidez das ligações, sem introduzir uma variação das seções transversais dos elementos.

No item 6.3.1 será demonstrada a influência da variação de rigidez no dimensionamento e, nesta fase, a estrutura será redimensionada a cada mudança de rigidez para que seja avaliada a influência de tal procedimento no consumo de material.

A variação da rigidez entre ligação rígida, as correspondentes a 1/3, 2/3 e rigidez total determinada experimentalmente, resultou nos deslocamentos horizontais apresentados no Gráfico 6.1 e na Tabela 6.2:

Gráfico 6.1 - Deslocamentos laterais no topo - Pórtico plano adaptado de Bellei et al. (2008)

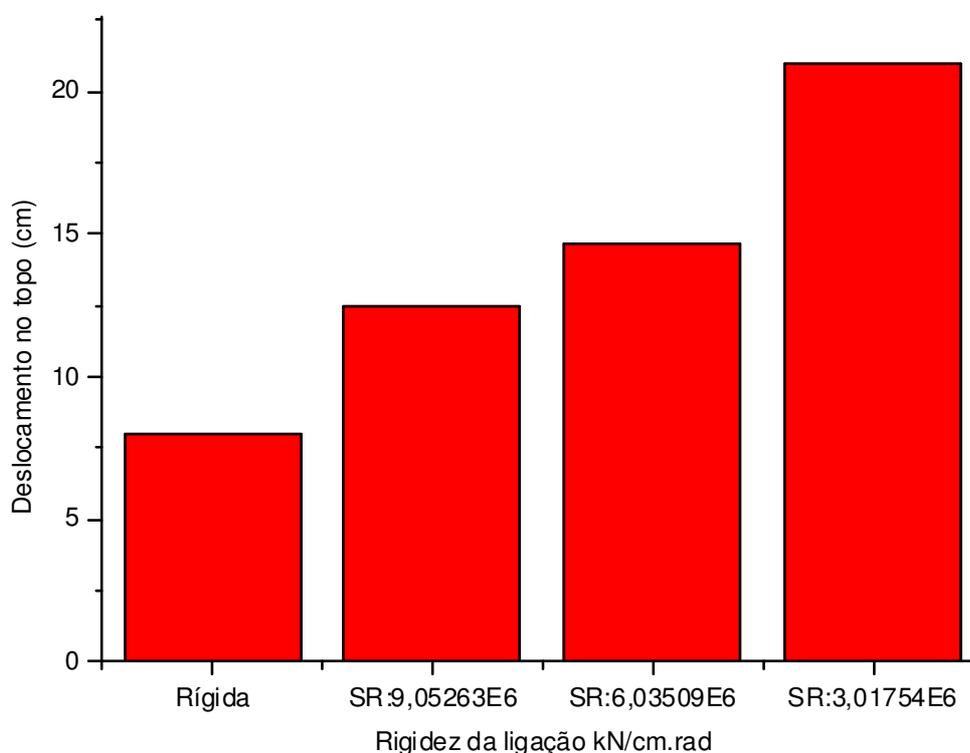


Tabela 6.2 - Valores de deslocamentos horizontais: Pórtico plano

| Rigidez (kN.cm/rad) | Deslocamento no topo (cm) |
|----------------------------------|---------------------------|
| 3.017.573 (1/3 rigidez) | 20,97 (+157,0) |
| 6.035.087 (2/3 rigidez) | 14,64 (+79,4) |
| 9.052.631 (rigidez experimental) | 12,50 (+53,2) |
| Ligação rígida | 8,16 (referência) |

Embora os valores de deslocamentos nos pórticos planos com ligações rígidas e a ligações semirrígidas com rigidez experimental não tenham sido grandes, 8,16 cm e 12,50 cm respectivamente, a Tabela 6.2 mostra que percentualmente esta variação de deslocamento entre os dois modelos é significativa, representando um aumento percentual de 53,29% nos deslocamentos no topo, este aumento é decorrente da menor rigidez das ligações viga-pilar.

Esta variação é ainda mais perceptível para os modelos com ligações correspondentes a 2/3 e 1/3 da ligação experimental onde apresentaram deslocamento no topo de 14,64 cm para a rigidez correspondente a 2/3 da rigidez da ligação experimental e 20,97 cm para o modelo com 1/3, o que corresponde a uma variação percentual com relação a ligação rígida de 79,51% e 157,20% , respectivamente.

Esta análise deixa claro que a rigidez das ligações tem influência direta na estabilidade global da estrutura e que, à medida que a mesma se torna mais flexível, são necessários elementos estruturais (vigas e pilares) que sejam capazes de absorver este aumento de deslocabilidade (elementos mais rígidos). No entanto, este aumento nos deslocamentos laterais não implica em estrutura instável, mas sim, que a mesma é mais deslocável e com mudanças na distribuição de esforços entre os elementos sendo que, neste caso, o dimensionamento deve ser realizado de forma a utilizar os benefícios desta variação de rigidez.

Com a finalidade de auxiliar na análise da influência da rigidez sobre os deslocamentos laterais, deslocamentos de primeira e segunda ordem, juntamente com o parâmetro B_2 são apresentados na Tabela 6.3, os resultados de deslocamentos horizontais e a classificação quanto a estabilidade global para o pórtico com ligações rígidas.

Doravante, em todas as discussões sobre estabilidade, δ_1 representa o deslocamento obtido na análise de 1º ordem, δ_2 o deslocamento em análise de 2º ordem e R denota a rigidez da ligação viga-pilar.

Tabela 6.3 - Deslocamentos horizontais δ_1 e δ_2 e parâmetro B_2 : Pórtico plano e ligação rígida

| Pórtico plano e ligação rígida | | | | | |
|--------------------------------|-------------|-----------------|-----------------|-------|-----------------------|
| PAV. | H Pav. (cm) | δ_1 (cm) | δ_2 (cm) | B_2 | Classificação |
| 1 | 300 | 0,99 | 1,02 | 1,02 | Baixa deslocabilidade |
| 2 | 300 | 2,21 | 2,26 | 1,02 | Baixa deslocabilidade |
| 3 | 300 | 3,35 | 3,41 | 1,02 | Baixa deslocabilidade |
| 4 | 300 | 4,39 | 4,48 | 1,02 | Baixa deslocabilidade |
| 5 | 300 | 5,33 | 5,43 | 1,02 | Baixa deslocabilidade |
| 6 | 300 | 6,14 | 6,25 | 1,02 | Baixa deslocabilidade |
| 7 | 300 | 6,83 | 6,95 | 1,02 | Baixa deslocabilidade |
| 8 | 300 | 7,38 | 7,51 | 1,02 | Baixa deslocabilidade |
| 9 | 300 | 7,78 | 7,91 | 1,02 | Baixa deslocabilidade |
| 10 | 300 | 8,03 | 8,16 | 1,02 | Baixa deslocabilidade |

Para esta situação, não houve variação do parâmetro B_2 em função da altura do pavimento, manteve-se constante e igual a 1,02, evidenciando que os efeitos de segunda ordem não são relevantes neste caso.

Os deslocamentos e os correspondentes parâmetros B_2 para a situação de ligação semirrígida com valores diversos e rigidez total são apresentados na tabela 6.4.

Tabela 6.4 - Deslocamentos horizontais δ_1 e δ_2 e parâmetro B_2 : Pórtico plano e ligação semirrígida

| Pórtico plano e ligação semirrígida: R=9.052.631,57 kN.cm/rad | | | | | |
|---|-------------|-----------------|-----------------|-------|-----------------------|
| PAV. | H Pav. (cm) | δ_1 (cm) | δ_2 (cm) | B_2 | Classificação |
| 1 | 300 | 1,31 | 1,34 | 1,03 | Baixa deslocabilidade |
| 2 | 300 | 3,18 | 3,27 | 1,03 | Baixa deslocabilidade |
| 3 | 300 | 4,99 | 5,14 | 1,03 | Baixa deslocabilidade |
| 4 | 300 | 6,64 | 6,83 | 1,03 | Baixa deslocabilidade |
| 5 | 300 | 8,11 | 8,33 | 1,03 | Baixa deslocabilidade |
| 6 | 300 | 9,38 | 9,62 | 1,03 | Baixa deslocabilidade |
| 7 | 300 | 10,43 | 10,70 | 1,03 | Baixa deslocabilidade |
| 8 | 300 | 11,27 | 11,54 | 1,02 | Baixa deslocabilidade |
| 9 | 300 | 11,86 | 12,14 | 1,02 | Baixa deslocabilidade |
| 10 | 300 | 12,21 | 12,50 | 1,02 | Baixa deslocabilidade |

Continuação da tabela 6.4

| Pórtico plano e ligação semirrígida: R=6.035.087,71 kN.cm/rad | | | | | |
|---|-------------|-----------------|-----------------|----------------|-----------------------|
| PAV. | H Pav. (cm) | δ_1 (cm) | δ_2 (cm) | B ₂ | Classificação |
| 1 | 300 | 1,45 | 1,49 | 1,03 | Baixa deslocabilidade |
| 2 | 300 | 3,63 | 3,75 | 1,03 | Baixa deslocabilidade |
| 3 | 300 | 5,76 | 5,96 | 1,03 | Baixa deslocabilidade |
| 4 | 300 | 7,72 | 7,97 | 1,03 | Baixa deslocabilidade |
| 5 | 300 | 9,45 | 9,75 | 1,03 | Baixa deslocabilidade |
| 6 | 300 | 10,94 | 11,27 | 1,03 | Baixa deslocabilidade |
| 7 | 300 | 12,18 | 12,53 | 1,03 | Baixa deslocabilidade |
| 8 | 300 | 13,15 | 13,52 | 1,03 | Baixa deslocabilidade |
| 9 | 300 | 13,84 | 14,22 | 1,03 | Baixa deslocabilidade |
| 10 | 300 | 14,2 | 14,63 | 1,03 | Baixa deslocabilidade |
| Pórtico plano e ligação semirrígida: R=3.017.573,86 kN.cm/rad | | | | | |
| PAV. | H Pav. (cm) | δ_1 (cm) | δ_2 (cm) | B ₂ | Classificação |
| 1 | 300 | 1,83 | 1,90 | 1,04 | Baixa deslocabilidade |
| 2 | 300 | 4,86 | 5,08 | 1,05 | Baixa deslocabilidade |
| 3 | 300 | 7,94 | 8,31 | 1,05 | Baixa deslocabilidade |
| 4 | 300 | 10,78 | 11,27 | 1,05 | Baixa deslocabilidade |
| 5 | 300 | 13,2 | 13,89 | 1,04 | Baixa deslocabilidade |
| 6 | 300 | 15,4 | 16,12 | 1,04 | Baixa deslocabilidade |
| 7 | 300 | 17,24 | 17,96 | 1,04 | Baixa deslocabilidade |
| 8 | 300 | 18,64 | 19,38 | 1,04 | Baixa deslocabilidade |
| 9 | 300 | 19,62 | 20,38 | 1,04 | Baixa deslocabilidade |
| 10 | 300 | 20,20 | 20,97 | 1,04 | Baixa deslocabilidade |

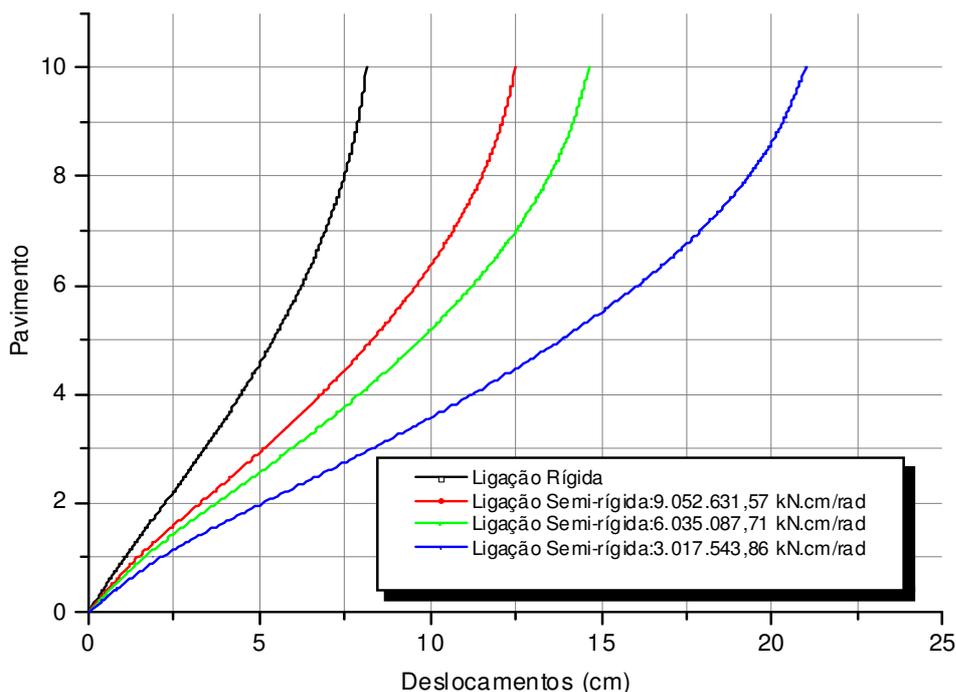
A partir dos valores de deslocamentos obtidos para pórticos com ligações rígidas e semirrígidas, estes puderam ser classificados, considerando o parâmetro B₂, como de *Baixa deslocabilidade* (tabela 6.4). Mas, mesmo com estes resultados para ambas as situações, houve um aumento gradativo nos valores dos deslocamentos horizontais à medida que se diminuiu a rigidez das ligações.

A classificação quanto a estabilidade global leva em consideração, principalmente, o deslocamento relativo entre pavimentos e não somente a diferença de deslocamento entre o topo e a base, fato este comprovado pela classificação de *Baixa deslocabilidade* para os

modelos analisados, mesmo apresentando entre eles, diferenças consideráveis de deslocamento entre o topo e a base.

O Gráfico 6.2, apresenta os resultados considerando as duas situações: ligação rígida e semirrígida, consideradas na presente análise e apresentadas na Tabela 6.3 e na tabela 6.4.

Gráfico 6.2 - Deslocamentos laterais – Pórtico plano adaptado de Bellei et al. (2008)



Na análise da estabilidade global via parâmetro B_2 , para todos os valores de rigidez avaliados os pórticos foram classificados como de *Baixa deslocabilidade*, havendo pequenas variações nos valores deste parâmetro decorrentes da diminuição de rigidez. Uma síntese dos valores de B_2 é mostrada na Tabela 6.5.

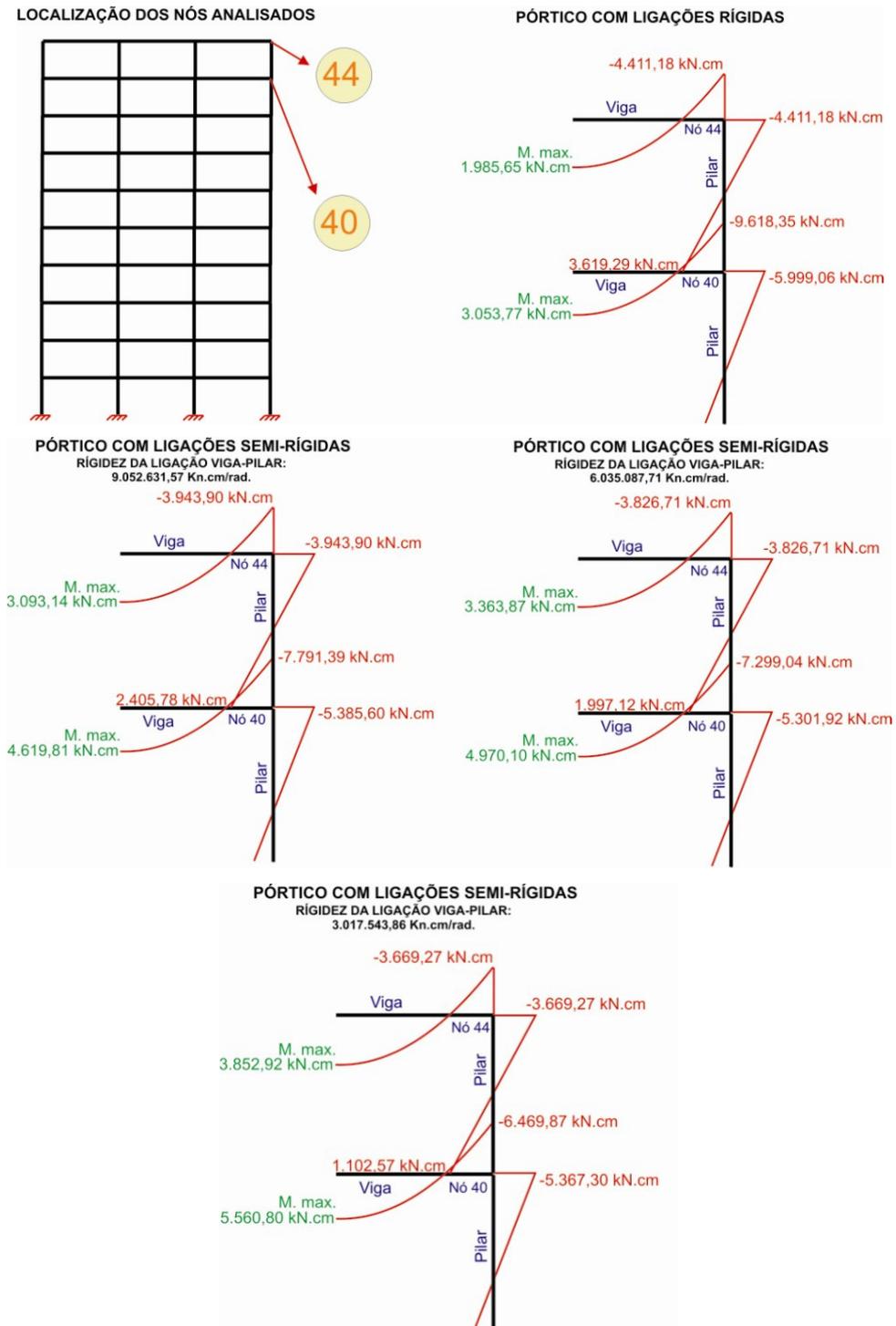
Tabela 6.5 - Síntese de Resultados de B_2 para o Pórtico plano

| Parâmetro | Ligação rígida | Ligação semirrígida (kN.cm/rad.) | | |
|-----------|----------------|----------------------------------|-----------|-----------|
| | | 9.052.631 | 6.035.087 | 3.017.573 |
| B_2 | 1,02 | 1,03 | 1,03 | 1,05 |

Percebe-se que a influência da variação de rigidez no caso deste pórtico plano foi muito pequena e, mesmo para a menor rigidez avaliada, os valores de B_2 são baixos.

Uma vez analisada a influência da rigidez sobre os deslocamentos laterais, vamos agora avaliar sua influência sobre os esforços em alguns elementos de viga e de pilar. Assim, a seguir, serão apresentados os momentos fletores solicitantes nos nós 44 e 40 do pórtico plano (figura 6.1).

Figura 6.1 - Momentos fletores nos nós 40 e 44 em função da rigidez das ligações



Para avaliar a distribuição de esforços na estrutura foram selecionados os nós 40 e 44, sendo que o nó 44 foi selecionado por estar localizado no último pavimento e apresenta comportamento atípico em relação aos demais nós. O nó 40 foi escolhido por apresentar comportamento representativo dos demais nós. Os resultados numéricos mostrados na Figura 6.1 foram reorganizados e aparecem nas tabelas e gráficos a seguir (Tabela 6.6, Tabela 6.7, gráfico 6.3 e gráfico 6.4).

Tabela 6.6 - Variação de momentos fletores solicitantes no nó 44: Pórtico plano

| Elemento | | Ligação rígida | Ligação semirrígida (kN.cm/rad.) | | |
|----------|-----------------|----------------|----------------------------------|-----------|-----------|
| | | | 9.052.631 | 6.035.087 | 3.017.573 |
| Viga | Momento (+) | 1985,65 | 3093,14 | 3363,87 | 3852,92 |
| | Momento (-) | 4411,18 | 3943,9 | 3826,71 | 3669,27 |
| Pilar | Momento no topo | 4411,18 | 3943,9 | 3826,71 | 3669,27 |

Gráfico 6.3 - Variação de momentos fletores no nó 44: Pórtico plano

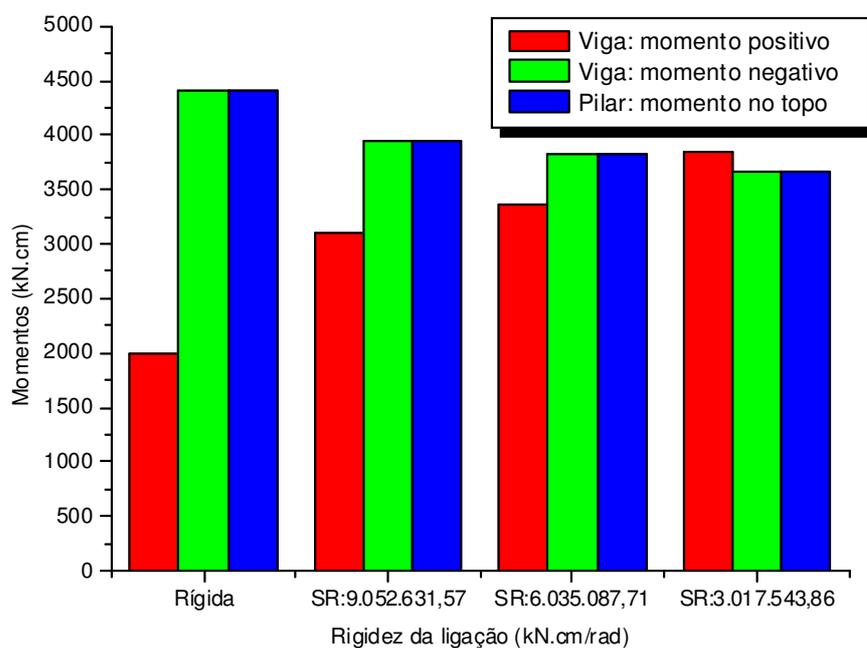
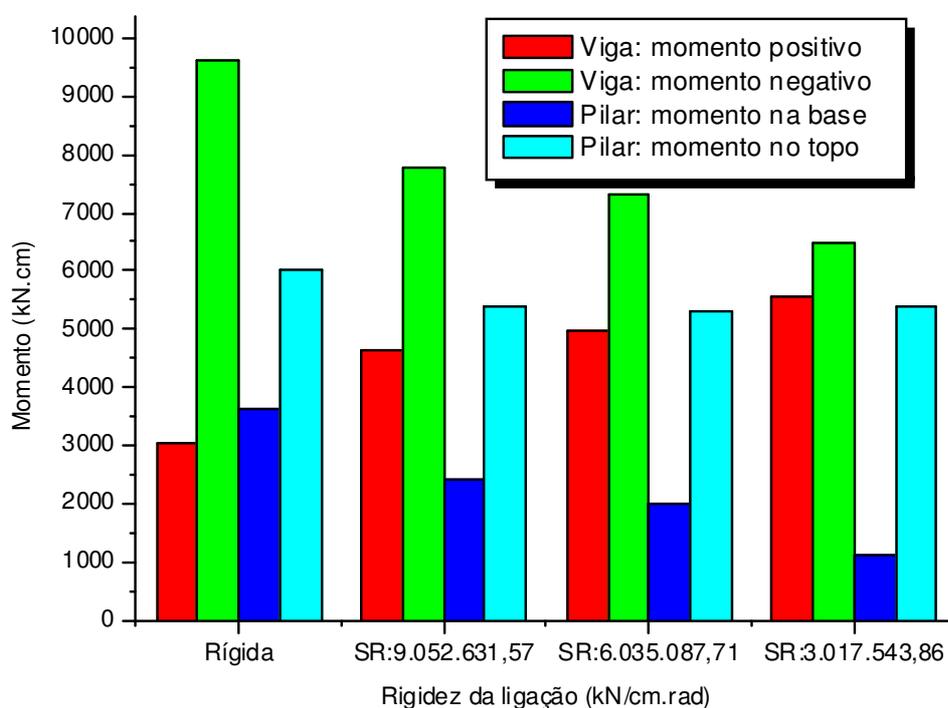


Tabela 6.7 - Variação de momentos fletores solicitantes no nó 40: Pórtico plano

| Elemento | | Ligação rígida | Ligação semirrígida (kN.cm/rad.) | | |
|----------|-----------------|----------------|----------------------------------|-----------|-----------|
| | | | 9.052.631 | 6.035.087 | 3.017.573 |
| Viga | Momento (+) | 3053,77 | 4619,81 | 4970,10 | 5560,80 |
| | Momento (-) | 9618,35 | 7791,39 | 7299,04 | 6469,87 |
| Pilar | Momento na base | 3619,29 | 2405,78 | 1997,12 | 1102,57 |
| | Momento no topo | 5999,06 | 5385,60 | 5301,92 | 5367,30 |

Gráfico 6.4 - Variação de momentos fletores no nó 40: Pórtico plano

Na Tabela 6.6 e no Gráfico 6.3 observa-se que o momento positivo solicitante na viga aumenta à medida que diminui a rigidez da ligação viga-pilar, enquanto que para o momento negativo ocorre o contrário. No caso do pilar, o momento transferido vai diminuindo com a redução da rigidez pois a ligação vai se aproximando de uma rótulo. A variação de rigidez analisada aqui pode simular, por exemplo, a perda de rigidez por fissuração e/ou dimensionamento inadequado da ligação.

Com a redução de rigidez, aumenta significativamente o giro relativo da viga em relação ao pilar, fazendo com que o mesmo absorva menor parcela de momento fletor. O nó 44 (figura 6.1) exemplifica este fato com clareza, podendo-se observar que a redução de rigidez da viga no nó produz redução da parcela de momento nesta região de engastamento

viga-pilar, significando que a viga está transferindo uma parcela menor de momento para o pilar. Em contrapartida, ocorre maior giro relativo viga-pilar, conseqüentemente, há aumento do momento positivo solicitante na mesma.

Resultados do nó 40 são apresentados na Tabela 6.7 e gráfico 6.4, porém, o equilíbrio entre os elementos acontece de forma diferente, isto porque neste caso há 3 elementos de barra conectados ao nó sendo eles: a viga, o lance de pilar que nasce no nó 44 e chega ao nó 40 (base do pilar) e o lance de pilar que nasce no nó 40 e vai para o nó subsequente da estrutura (topo do pilar). Como há três elementos que se conectam neste nó, uma parcela do momento não absorvido pela ligação viga-pilar devido ao giro relativo é transferida para o momento positivo da viga e o restante é distribuído entre o momento negativo da viga, o momento na base do pilar e o momento no topo do pilar.

Assim como aconteceu para o nó 44, à medida que a rigidez da ligação é reduzida, aumenta a parcela de momento positivo que solicita a viga, enquanto que a parcela de momento negativo da viga, momento na base do pilar e momento no topo do pilar diminuem com a redução da rigidez.

Em contrapartida, os momentos devido aos esforços horizontais são transferidos somente para os pilares, gerando esforços cada vez maiores à medida que se aproxima da região da fundação; nesta situação, o pilar está engastado na base de fundação e livre no topo, sendo o único responsável por absorver os deslocamentos provenientes de situações de carregamentos horizontais, conseqüentemente, necessita de maior rigidez para absorver/resistir a estes esforços (Gráfico 6.5 e Gráfico 6.6)

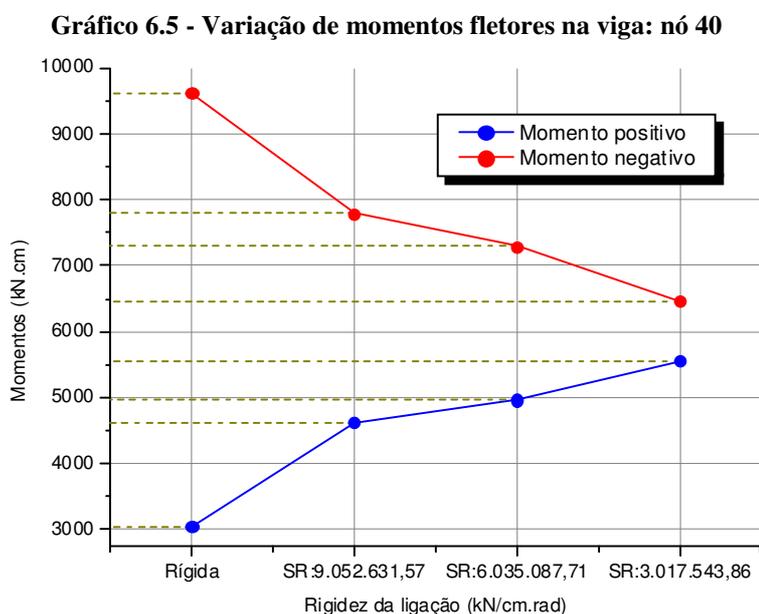
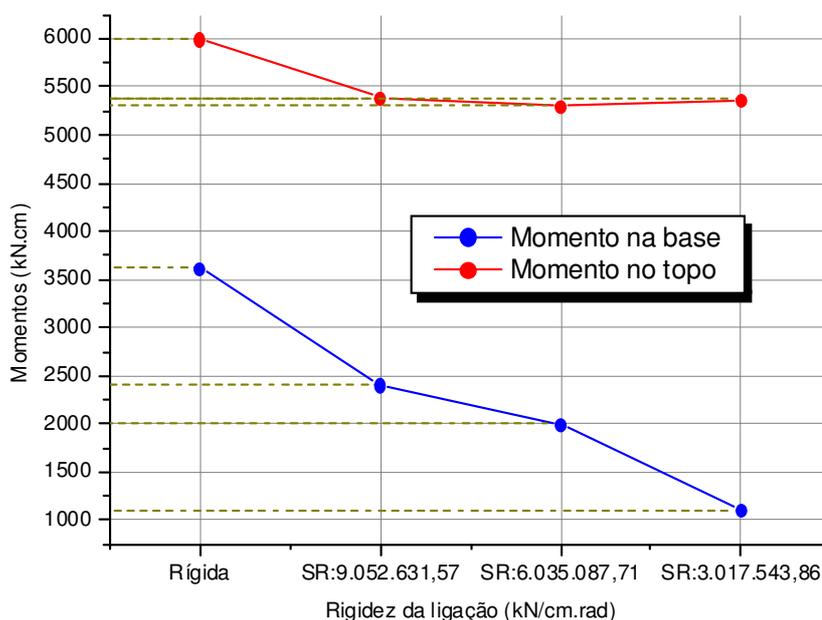


Gráfico 6.6 - Variação de momentos fletores no pilar: nó 40

O Gráfico 6.5 ilustra o efeito da variação na rigidez da ligação viga-pilar sobre os valores de momentos fletores solicitantes na viga. Verifica-se que acontece uma inversão de esforços à medida que a rigidez da ligação viga-pilar vai diminuindo.

No Gráfico 6.6 é apresentada a variação de momentos fletores no pilar, no topo e na base; é possível observar uma diminuição gradativa dos momentos em ambos, topo e base, para reduções na rigidez da ligação.

Além das análises realizadas no Estado Limite Último também foram realizadas verificações para Estados Limites de Serviço e, neste caso, foram analisados os deslocamentos máximos admitidos. De acordo com o Anexo C da ABNT NBR 8800:2008, os deslocamentos máximos entre o topo e a base do pilar para edifícios com mais de um pavimento devem ser limitados a $H/400$ onde H é a altura total do edifício. No caso do pórtico plano analisado no presente estudo, o deslocamento no topo não pode ultrapassar a 7,5 cm. A Tabela 6.8 apresenta, de forma sintética, os valores máximos de deslocamentos encontrados nas análises do pórtico plano para as diversas rigidezes viga-pilar.

Tabela 6.8 - Deslocamentos horizontais no topo (cm)

| Ligação rígida | Ligação semirrígida (kN.cm/rad.) | | |
|----------------|----------------------------------|-----------|-----------|
| | 9.052.631 | 6.035.087 | 3.017.573 |
| 1,71 | 2,81 | 3,23 | 4,58 |

Os valores de deslocamento máximo registrados no topo dos pórticos com diferentes valores de rigidez para as ligações viga-pilar (Tabela 6.8) são inferiores ao limite imposto pela ABNT NBR 8800:2008 que é de 7,5 cm. Naturalmente, quanto menor a rigidez mais os deslocamentos se aproximam do limite normativo.

Por fim, os resultados apresentados neste item 6.2 evidenciam que o pórtico atende aos parâmetros de dimensionamento e às verificações de serviço impostos pela ABNT NBR 8800:2008. Além disso, verifica-se que o modelo plano, mesmo sendo considerado um modelo simplificado quando comparado às modelagens tridimensionais, apresenta bons resultados, desde que seja construído e analisado de forma criteriosa.

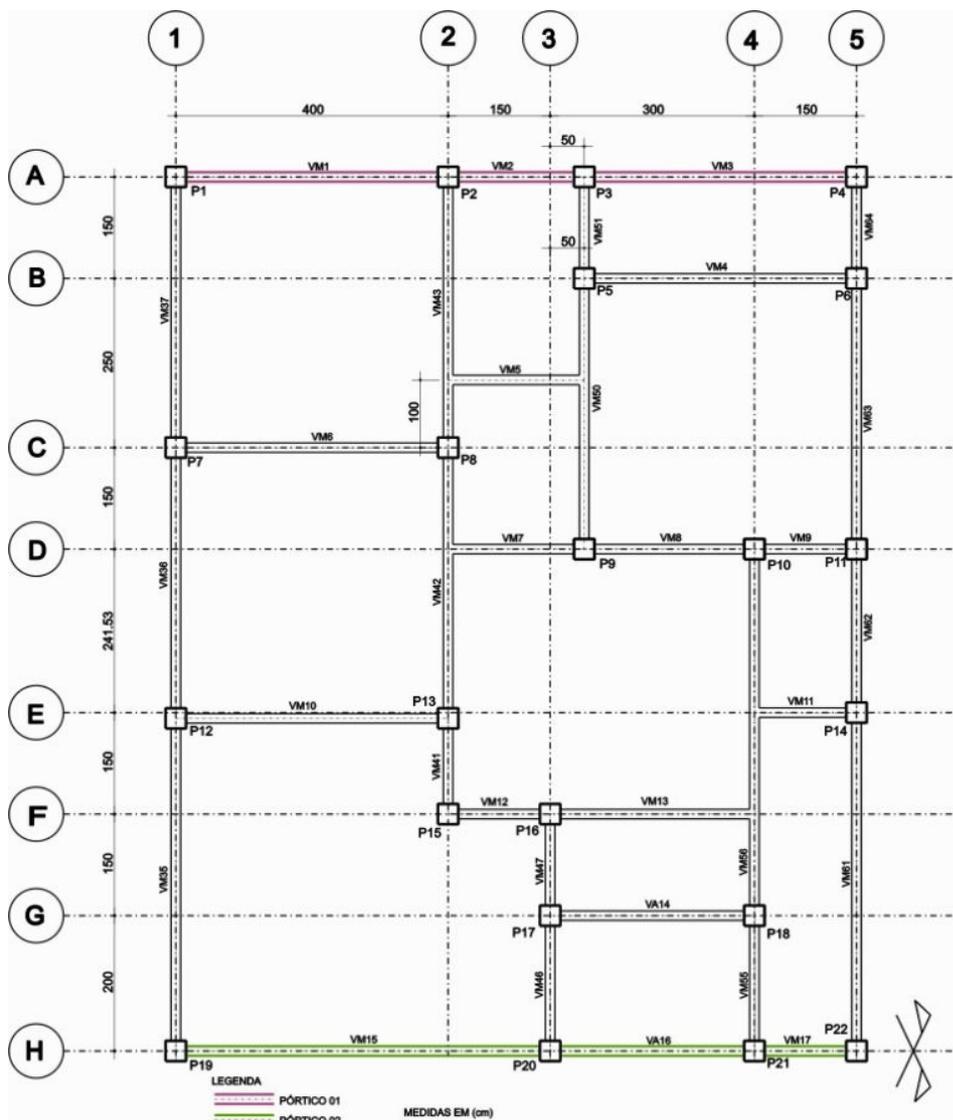
A seguir, serão apresentadas análises similares, porém para um pórtico tridimensional.

6.3 Modelo tridimensional

Na análise tridimensional foi avaliado um edifício residencial, simétrico em planta e cujos detalhes já foram apresentados no capítulo anterior. Para a fase de dimensionamento dos elementos as ligações viga-pilar foram consideradas todas rígidas. As análises foram realizadas tomando como uma das variáveis o número de pavimentos, que variou da seguinte forma: cinco, dez e vinte pavimentos, sendo que os elementos estruturais, foram dimensionados para atender aos esforços solicitantes de cada uma das situações avaliadas. Para as análises foi escolhido o eixo de menor inércia do edifício, uma vez que neste eixo os deslocamentos são maiores. Para avaliação dos momentos fletores solicitantes foram selecionados: um pórtico localizado na extremidade do edifício (Eixo A), o qual foi denominado Pórtico 01 e outro localizado na região central (Eixo H), denominado de Pórtico 02 (Figura 6.2).

No presente estudo os modelos tridimensionais foram analisados considerando ligações viga-pilar com as seguintes classificações quanto à rigidez: rígidas e semirrígidas, sendo que para as ligações semirrígidas foi utilizada apenas a rigidez obtida experimentalmente por De Nardin (2007). Neste caso não foram avaliados diferentes valores de rigidez como no caso do pórtico plano.

Figura 6.2 - Localização dos pórticos 1 e 2 para análises em três dimensões



Na etapa de apresentação de resultados, apenas aqueles referentes ao modelo com cinco pavimentos é mostrado detalhadamente, sendo explicitados: deslocamentos ao nível de cada pavimento para ambos os pórticos (Pórtico 01 e 02) com classificação da estabilidade global via parâmetro B_2 , influência da rigidez das ligações sobre os momentos fletores solicitantes em alguns elementos estruturais. Para os demais modelos, os resultados completos serão apresentados de forma resumida.

6.3.1 Influência da rigidez da ligação

A seguir, na Tabela 6.9 e na Tabela 6.10 são apresentados os resultados de deslocamentos horizontais ao nível de cada pavimento, os valores do parâmetro B_2 para cada pavimento e a classificação quanto à estabilidade global a partir deste parâmetro. Os

resultados são apresentados para o Pórtico 01 e Pórtico 02, ambos com cinco pavimentos, bem como seus deslocamentos obtidos em análises de 1º e 2º ordem.

Tabela 6.9 - Resultados de deslocamentos horizontais para o modelo tridimensional: Pórtico 01

| Pórtico 01 com cinco pavimentos | | | | | |
|---------------------------------|-------------|-----------------|-----------------|-------|-----------------------|
| Ligação Rígida | | | | | |
| PAV. | H Pav. (cm) | δ_1 (cm) | δ_2 (cm) | B_2 | Classificação |
| 1 | 270 | 0,24 | 0,25 | 1,06 | baixa deslocabilidade |
| 2 | 270 | 0,51 | 0,54 | 1,06 | baixa deslocabilidade |
| 3 | 270 | 0,77 | 0,81 | 1,06 | baixa deslocabilidade |
| 4 | 270 | 0,97 | 1,02 | 1,05 | baixa deslocabilidade |
| 5 | 270 | 1,12 | 1,18 | 1,05 | baixa deslocabilidade |
| Ligação semirrígida | | | | | |
| PAV. | H Pav. (cm) | δ_1 (cm) | δ_2 (cm) | B_2 | Classificação |
| 1 | 270 | 0,25 | 0,26 | 1,07 | baixa deslocabilidade |
| 2 | 270 | 0,55 | 0,58 | 1,07 | baixa deslocabilidade |
| 3 | 270 | 0,83 | 0,88 | 1,06 | baixa deslocabilidade |
| 4 | 270 | 1,06 | 1,12 | 1,06 | baixa deslocabilidade |
| 5 | 270 | 1,22 | 1,29 | 1,06 | baixa deslocabilidade |

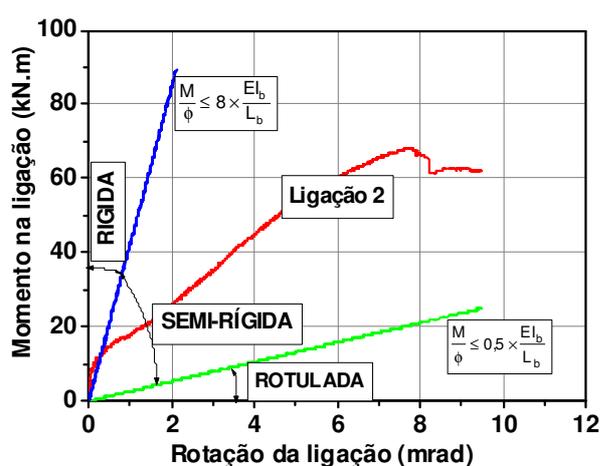
Tabela 6.10 - Resultados de deslocamentos horizontais para o modelo tridimensional: Pórtico 02

| Pórtico 02 com cinco pavimentos | | | | | |
|---------------------------------|-------------|-----------------|-----------------|-------|-----------------------|
| Ligação Rígida | | | | | |
| PAV. | H Pav. (cm) | δ_1 (cm) | δ_2 (cm) | B_2 | Classificação |
| 1 | 270 | 0,25 | 0,26 | 1,06 | baixa deslocabilidade |
| 2 | 270 | 0,51 | 0,54 | 1,06 | baixa deslocabilidade |
| 3 | 270 | 0,76 | 0,80 | 1,06 | baixa deslocabilidade |
| 4 | 270 | 0,96 | 1,01 | 1,05 | baixa deslocabilidade |
| 5 | 270 | 1,12 | 1,17 | 1,05 | baixa deslocabilidade |
| Ligação semirrígida | | | | | |
| PAV. | H Pav. (cm) | δ_1 (cm) | δ_2 (cm) | B_2 | Classificação |
| 1 | 270 | 0,26 | 0,27 | 1,06 | baixa deslocabilidade |
| 2 | 270 | 0,55 | 0,58 | 1,07 | baixa deslocabilidade |
| 3 | 270 | 0,83 | 0,88 | 1,06 | baixa deslocabilidade |
| 4 | 270 | 1,05 | 1,11 | 1,06 | baixa deslocabilidade |
| 5 | 270 | 1,22 | 1,29 | 1,05 | baixa deslocabilidade |

Na análise em primeira ordem, o Pórtico 01, localizado na extremidade, apresentou, em alguns pavimentos, deslocamentos menores que o Pórtico 02, que está localizado na região central, mas ainda assim estes deslocamentos mantiveram a proporcionalidade; os deslocamentos no Pórtico 02 foram inferiores. Estes resultados ocorreram porque, no dimensionamento dos elementos estruturais do Pórtico 02 foram utilizados perfis mais resistentes devido à magnitude das forças aplicadas, fazendo com que este pórtico tenha maior rigidez e absorva os deslocamentos impostos devido às ações horizontais. Isto também ocorreu porque as forças verticais influenciam nos resultados da análise em segunda ordem e, neste caso, no Pórtico 02 os carregamentos são mais elevados que no Pórtico 01.

Na comparação de deslocamentos horizontais no topo do Pórtico 01, a consideração de ligações semirrígidas resultou em um acréscimo de 0,11 cm em relação ao mesmo pórtico com ligações rígidas. Para o Pórtico 02 também foi observado um acréscimo de 0,12 cm para a mesma situação analisada. Como a diferença de resultados entre o Pórtico 01 e 02 é praticamente inexistente, pode-se admitir que ambos os pórticos apresentaram o mesmo deslocamento, sendo que o modelo com ligações semirrígidas apresentou um acréscimo percentual no deslocamento de 9,30% no Pórtico 01 e 10,25% no Pórtico 02 com relação ao mesmo modelo analisado com ligações rígidas, evidenciando que a ligação ensaiada experimentalmente por De Nardin (2007) possui alto grau rigidez (Figura 6.3).

Figura 6.3 - Comportamento Momento vs. Rotação obtido experimentalmente por De Nardin (2007)

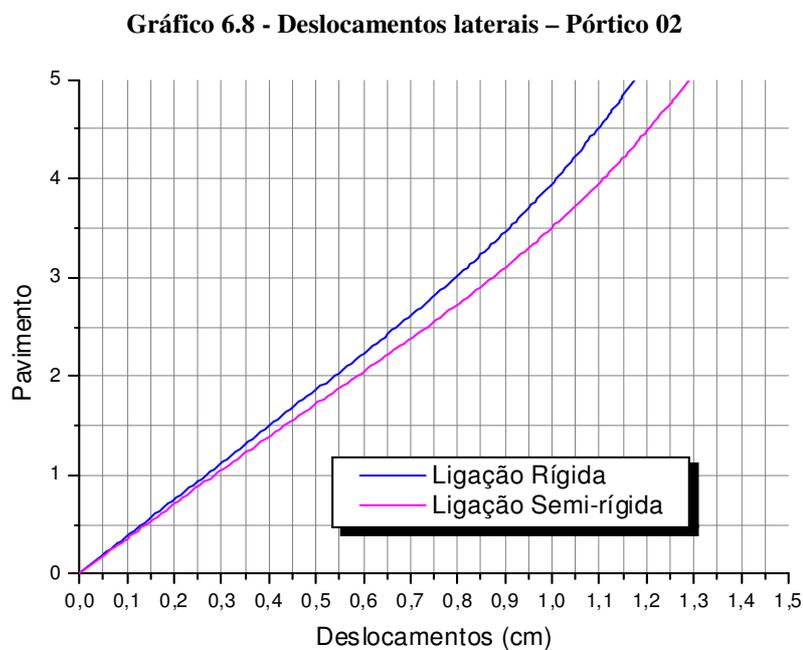
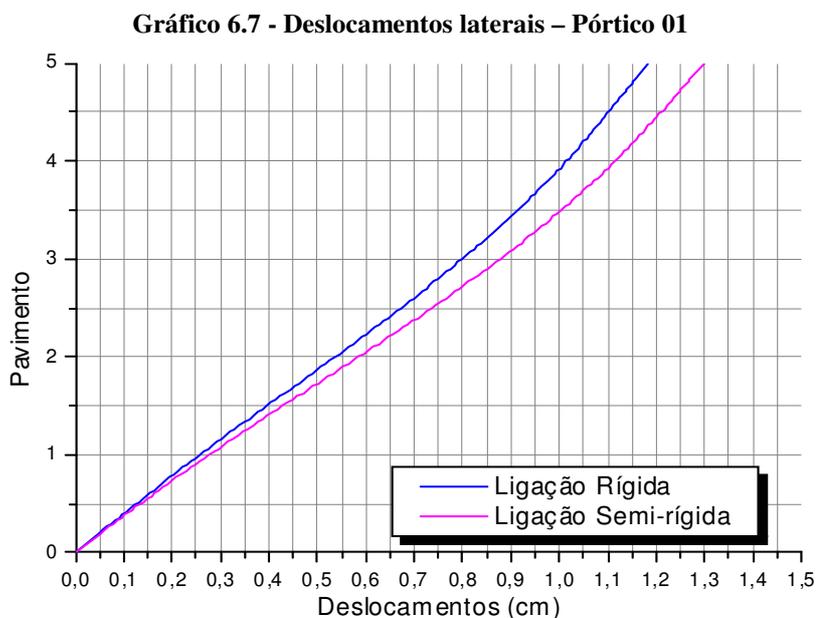


Fonte: De Nardin (2007)

O parâmetro B_2 , utilizado aqui para avaliar a estabilidade global, para cinco pavimentos, tanto no modelo com ligações rígidas quanto semirrígidas permitiu classificar os pórticos de ambas as situações como de *Baixa deslocabilidade*, com B_2 variando de 1,05 a

1,07. Portanto, não foi necessária uma nova análise considerando a redução de rigidez dos elementos.

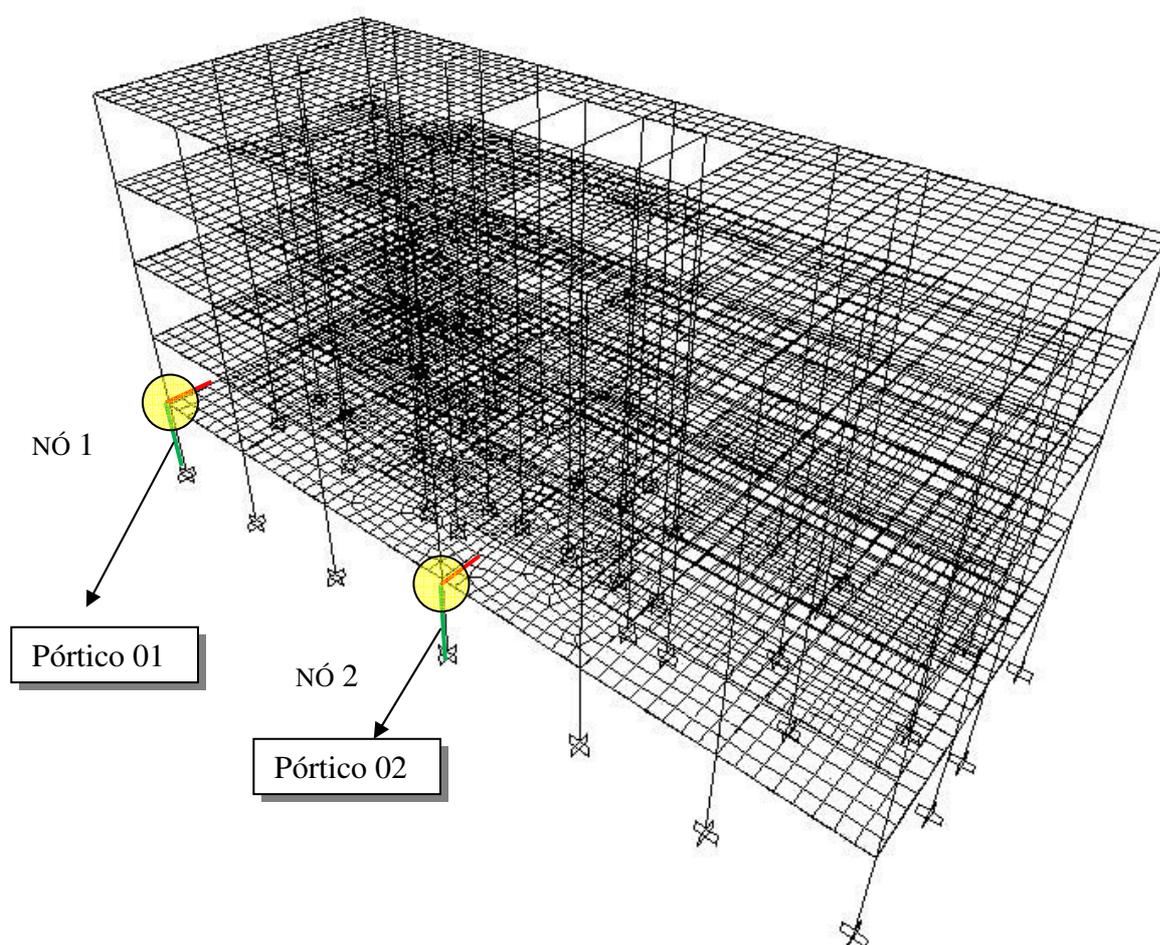
O Gráfico 6.7 apresenta os deslocamentos horizontais no Pórtico 01 enquanto que no Gráfico 6.8 são apresentados os deslocamentos no Pórtico 02.



Em ambos os gráficos é possível observar que os modelos com ligações rígida e semirrígida apresentam pequenas diferenças de deslocamentos, sendo que o modelo com ligação semirrígida apresenta deslocamentos levemente maiores.

Para a análise dos esforços em vigas e pilares foram escolhidos dois pontos, sendo um no Pórtico 01 e outro, semelhante, no Pórtico 02 (Figura 6.4); estes dois pontos são representativos dos esforços e foram utilizados na avaliação da variação de esforços solicitantes decorrentes das alterações na rigidez das ligações entre vigas e pilares. Nestas análises foi adotada a mesma metodologia já empregada para o pórtico plano, tendo sido avaliadas as mudanças nos momentos fletores solicitantes tanto para a viga quanto para o pilar pré-selecionados.

Figura 6.4 - Localização dos nós selecionados no Modelo tridimensional



Inicialmente, foram avaliados os momentos solicitantes em vigas e pilares que compõem os dois pórticos. Os resultados dos elementos do Pórtico 1 são mostrados na Tabela 6.11 e no Gráfico 6.9 e, para os elementos do Pórtico 2, os resultados são mostrados na Tabela 6.12 e no Gráfico 6.10. Em ambos os pórticos é possível observar que ao se reduzir a rigidez da ligação ocorre o aumento nos valores de momento fletor positivo da viga e diminuição no momento negativo, isto porque aumenta o giro relativo neste ponto, pois a

ligação se aproxima de uma rótula e o elemento estrutural tende a apresentar apenas momento positivo. Fato semelhante ocorre no pilar onde a redução de rigidez também resulta em redução dos momentos solicitantes tanto no topo quanto na base.

Tabela 6.11 - Momentos fletores solicitantes para o Pórtico 01 (kN.cm)

| Elemento | | Ligação rígida | Ligação semirrígida (kN.cm/rad.) |
|----------|-----------------|----------------|-------------------------------------|
| Viga | Momento (+) | 1.230,52 | 1.292,02 |
| | Momento (-) | 3.566,99 | 3.261,19 |
| Pilar | Momento na base | 2.138,59 | 2.072,60 |
| | Momento no topo | 1.917,25 | 1.776,73 |

Gráfico 6.9 - Variação de momentos fletores em viga e pilar do Pórtico 01: modelo tridimensional

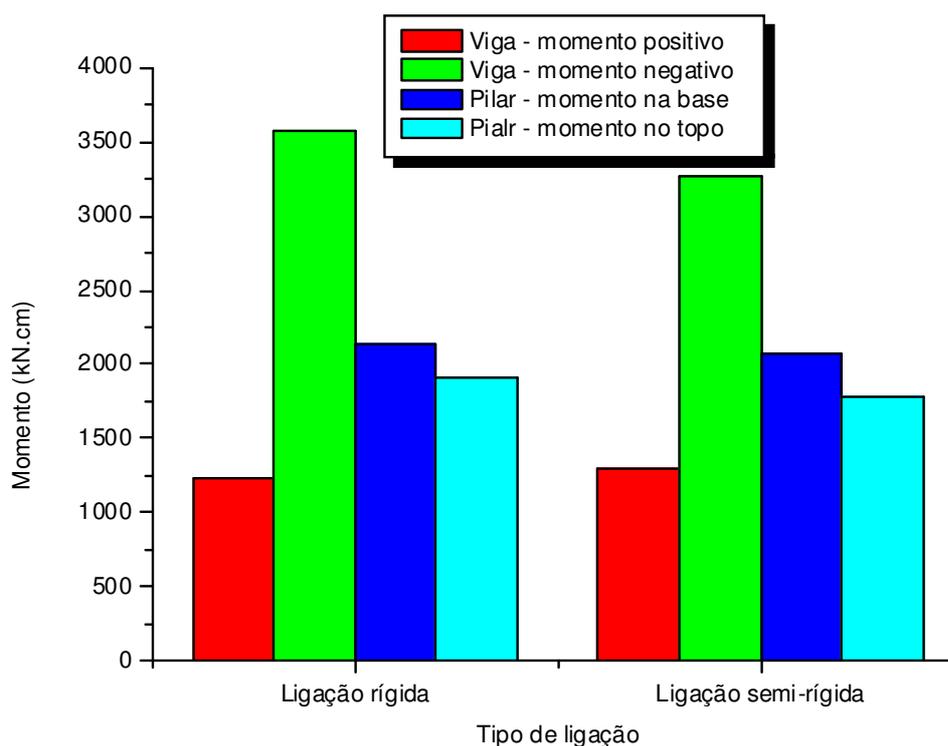
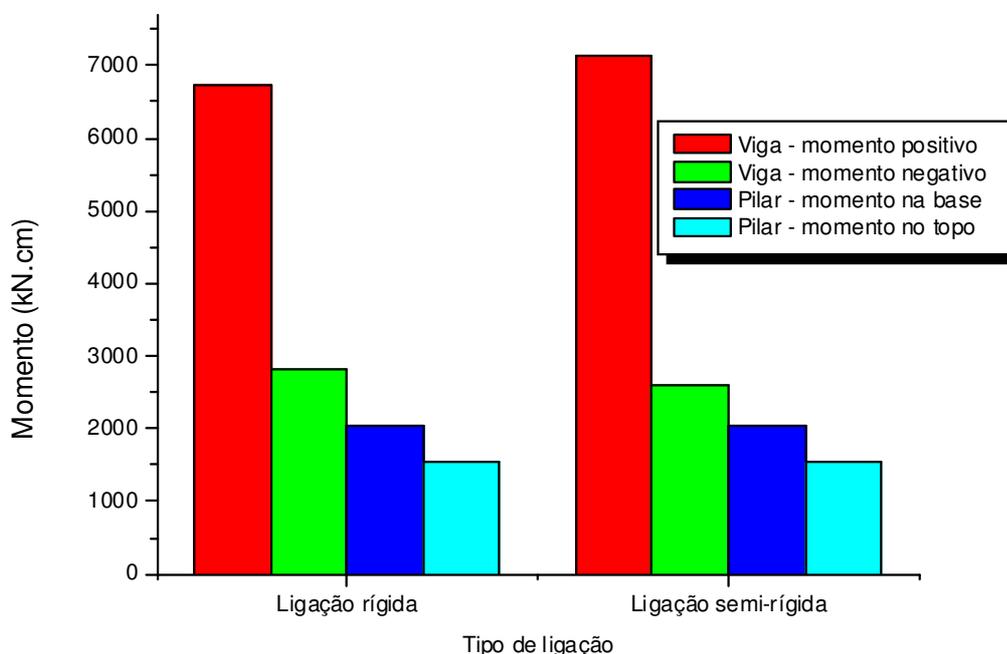


Tabela 6.12 - Momentos fletores solicitantes para o Pórtico 02 devido flexibilização do Nó 02 (kN.cm)

| Elemento | | Ligação rígida | Ligação semirrígida (kN.cm/rad.) |
|----------|-----------------|----------------|-------------------------------------|
| Viga | Momento (+) | 6.733,61 | 7.135,82 |
| | Momento (-) | 2.807,36 | 2.603,37 |
| Pilar | Momento na base | 2.039,32 | 2.050,00 |
| | Momento no topo | 1.556,18 | 1.553,04 |

Gráfico 6.10 - Variação de momentos fletores em viga e pilar do Pórtico 02: modelo tridimensional

Nos esforços mostrados nas figuras anteriores está inserido o efeito das forças horizontais devido ao vento, tais forças fazem com que os momentos solicitantes no pórtico se alterem, distribuindo a parcela de força horizontal entre os elementos de vigas e pilares da estrutura. Um outro fato que deve ser considerado na avaliação dos resultados de esforços é a posição dos nós e pórticos selecionados para análise. No Pórtico 01 o pilar sofre efeito de flexão oblíqua devido à sua localização e, neste caso, apresenta esforços de flexão significativos se comparado ao Pórtico 02, que se encontra na porção central do modelo tridimensional e, por isso, menos solicitado à flexão. No Gráfico 6.11 é possível visualizar a variação de momentos fletores para a viga do Pórtico 01.

O Gráfico 6.11 e o Gráfico 6.12 ilustram claramente a mudança dos momentos negativos em positivos para a viga e momentos no topo e na base para o pilar à medida que a rigidez da ligação é reduzida e se aproxima de zero (ligação flexível).

Gráfico 6.11 - Influência da rigidez da ligação sobre os momentos fletores da viga do Pórtico 01

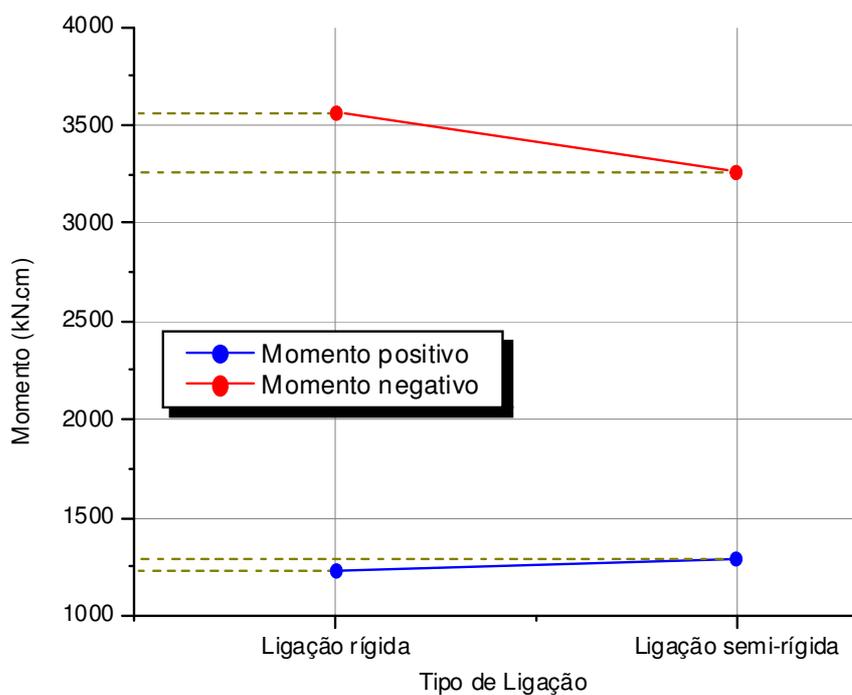
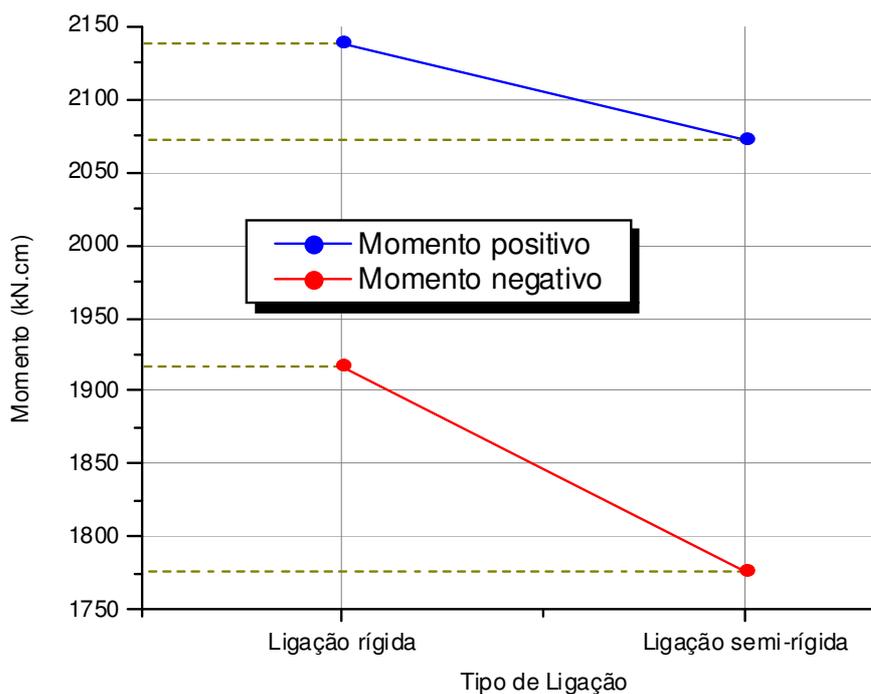


Gráfico 6.12 - Influência da rigidez da ligação sobre os momentos fletores no pilar do Pórtico 01



Esta mudança ilustra claramente a importância do comportamento da ligação viga-pilar para a determinação dos esforços nos elementos estruturais pois este parâmetro altera significativamente os esforços solicitantes. A variação no nível dos esforços pode levar a mudanças no dimensionamento e a requerer seções mais robustas. A influência da semirrigidez aparece no dimensionamento da ligação entre a viga e o pilar que, passando a absorver menor parcela de momento que em uma ligação totalmente rígida, resulta em ligações e perfis mais leves sem perda da estabilidade global da estrutura.

O Gráfico 6.13 e Gráfico 6.14 mostram a mesma influência da rigidez agora para os elementos do Pórtico 2, onde também é possível observar que à medida que as ligações são menos rígidas há uma diminuição nos esforços solicitantes nos elementos, no topo e na base para pilar e de momento negativo para a viga. Cabe aqui ressaltar que as análises realizadas neste trabalho tem caráter exploratório e podem não refletir situações reais de projeto uma vez que, o mais comum não é alterar a rigidez de todas as ligações viga-pilar e sim, fazer isso somente em alguns pontos. Portanto, no cotidiano dos escritórios, o mais comum é adotar alguns pórticos da estrutura com ligações rígidas ou semirrigidas e a eles conferir a responsabilidade de absorver uma maior parcela dos esforços. Os demais pórticos são ligados a estes por ligações flexíveis, de forma que seja possível controlar a estabilidade global do edifício e atender às necessidades de custo e exigências arquitetônicas.

Aqui a variação viga e pilar são semelhantes ao do Pórtico 01 apenas com variações na grandeza dos valores apresentados, assim a interpretação é a mesma apresentada para o Pórtico 01, sendo que, os momentos fletores solicitantes na viga e no pilar do Pórtico 2 são mostrados, respectivamente no Gráfico 6.13 e no Gráfico 6.14, a seguir.

No caso da viga e pilar do Pórtico 2, a influência da rigidez das ligações viga-pilar sobre os momentos solicitantes foi semelhante à observada para os elementos do Pórtico 1.

Gráfico 6.13 - Influência da rigidez da ligação sobre os momentos fletores da viga do Pórtico 02

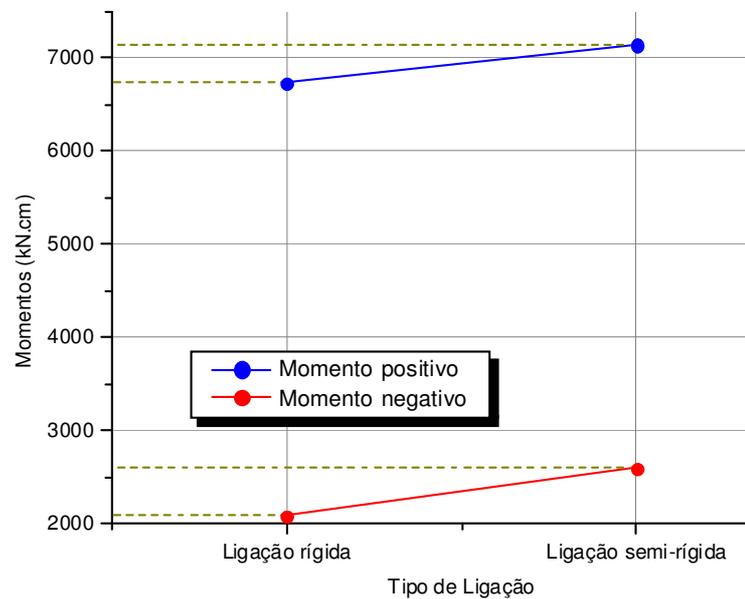
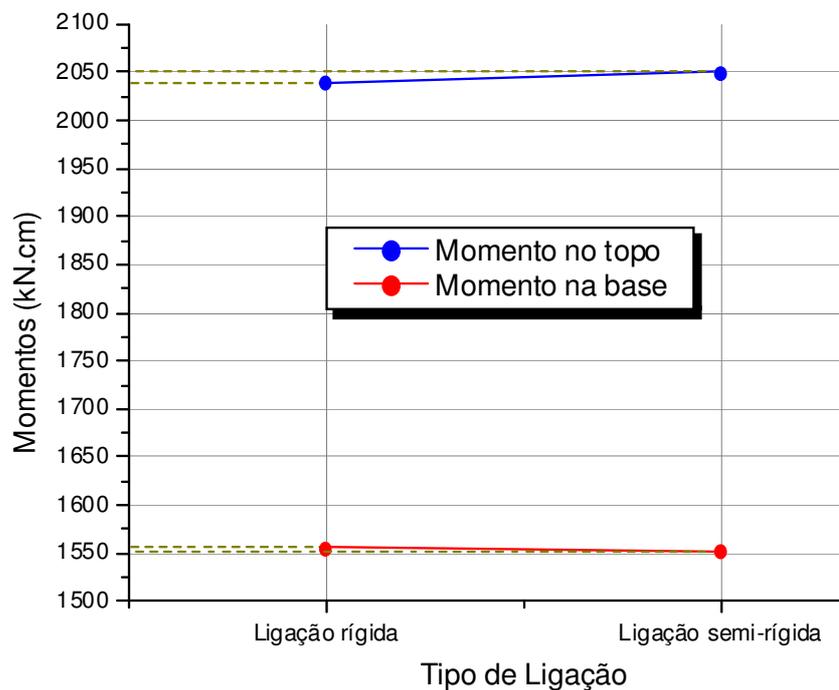


Gráfico 6.14 - Variação de momentos fletores para pilar do Pórtico 02



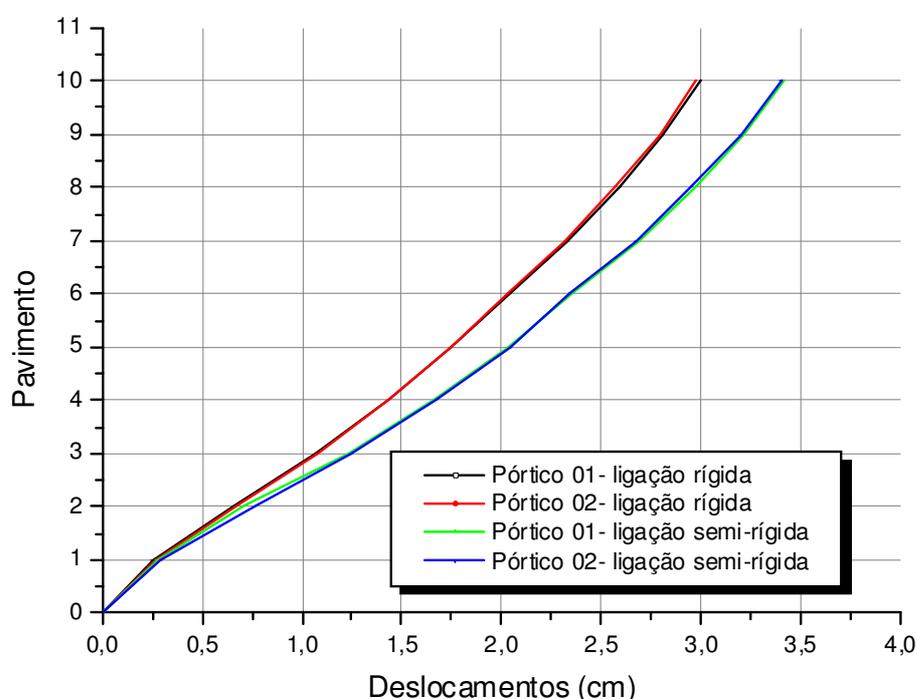
6.3.2 Influência do número de pavimentos sobre os deslocamentos laterais

Para os modelos com dez e vinte pavimentos foram realizadas análises de deslocamentos e estabilidade global semelhantes às mostradas aqui para os pórticos com 5 pavimentos. Para estas situações, os resultados serão apresentados de forma sintética para que sejam evitadas repetições de dados.

O Gráfico 6.15 apresenta os valores de deslocamentos laterais para os Pórticos 01 e 02 para o modelo com dez pavimentos.

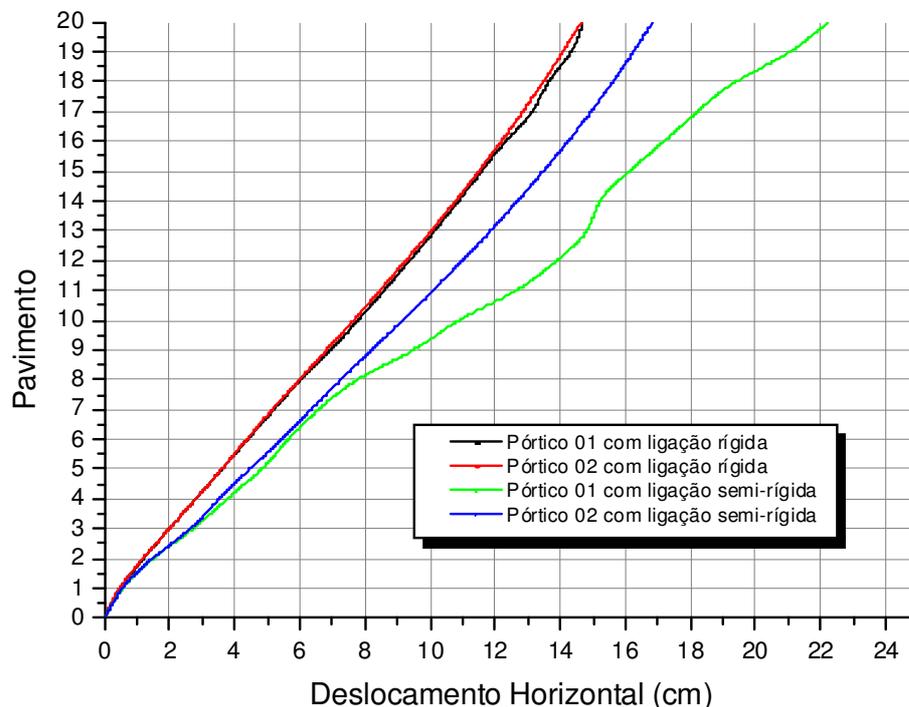
Neste gráfico comparando os deslocamentos nos pórticos 01 e 02 verifica-se que as diferenças são muito pequenas. Com relação aos valores de rigidez (modelos de ligação) utilizados, novamente se repete o que foi observado no modelo com cinco pavimentos, onde temos: deslocamentos menores para ligação rígida seguido de um aumento nos deslocamentos para ligação semirrígida, sendo que cada um deles será comentado adiante na fase de apresentação de resultados de deslocamentos e análise da estabilidade global.

Gráfico 6.15 - Influência da rigidez sobre os deslocamentos horizontais: modelo com dez pavimentos



Finalizando a apresentação dos resultados de deslocamentos horizontais, o Gráfico 6.16 apresenta os resultados do modelo com vinte pavimentos que foi o maior número de pavimentos analisado no presente estudo.

Gráfico 6.16 - Influência da rigidez sobre os deslocamentos horizontais: modelo com vinte pavimentos



No caso do pórtico com 20 pavimentos, os deslocamentos apresentados são muito maiores que os observados no modelo com cinco e dez pavimentos, independente do tipo de ligação (rígida ou semi-rígida).

Esta situação foi intencionalmente gerada pois, neste caso específico, os elementos viga e pilar foram selecionados de forma a absorver uma parcela menor dos deslocamentos provenientes dos esforços horizontais de forma a resultar parâmetros de estabilidade B_2 mais elevados quando comparados aos demais modelos já analisados (com cinco e dez pavimentos).

No modelo com vinte pavimentos este procedimento foi adotado para demonstrar que estruturas mais deslocáveis também podem satisfazer aos parâmetros de estabilidade e de deslocamentos recomendados pela ABNT NBR 8800:2008.

No caso do modelo com ligações rígidas foram obtidos deslocamentos muito semelhantes entre os Pórticos 1 e 2 (Tabela 6.13). Já para o modelo com ligações semi-rígidas, como esperado, os deslocamentos foram maiores que os obtidos para ligações rígidas, e diferentes se comparados os Pórticos 1 e 2 sendo que o Pórtico 01 apresentou deslocamentos superiores ao Pórtico 02.

Nos modelos com dez e vinte pavimentos os deslocamentos também foram analisados a cada pavimento, no entanto, para evitar repetitividade no corpo do trabalho, neste caso serão

apresentados apenas os deslocamentos máximos obtidos no topo de cada modelo (Tabela 6.13).

Tabela 6.13 - Deslocamentos horizontais no topo: influência do número de pavimentos (cm)

| Nº de Pav. | Pórtico 01 | | Pórtico 02 | |
|------------|------------|----------------|------------|---------------|
| | Rígida | Semirrígida | Rígida | Semirrígida |
| 5 | 1,18 | 1,30 (+10,2%) | 1,17 | 1,29 (+10,2%) |
| 10 | 2,99 | 3,42 (+14,4%) | 2,97 | 3,39 (+14,4%) |
| 20 | 14,69 | 22,18 (+51,0%) | 14,64 | 16,83 (+14,9) |

Na Tabela 6.13 são apresentados os resultados de deslocamentos horizontais no topo, para os Pórticos 01 e 02, para todos os modelos de ligações considerados no presente estudo de modelos tridimensionais.

De acordo com os deslocamentos apresentados na Tabela 6.13, o modelo com cinco pavimentos foi o que apresentou os menores valores, quer seja para ligações rígidas ou semirrígidas.

Quanto às variações de deslocamentos entre os Pórticos 01 e 02, o Pórtico 02 apresentou deslocamentos horizontais levemente menores, redução da ordem de 0,43% para o modelo com ligações rígidas e 0,40% para o modelo com ligações semirrígidas, ou seja, diferenças desprezíveis. Este comportamento não foi observado no caso dos pórticos com 20 pavimentos pois, neste caso, as diferenças já são bastante expressivas (da ordem de 24,1% e menores no Pórtico 2).

A Tabela 6.13 evidencia o aumento de deslocamentos ocorrido no Pórtico 01 em decorrência da diminuição da rigidez das ligações, aumento este aliado ao aumento do número de pavimentos, fato também ocorrido no Pórtico 02.

Com relação ao comportamento das ligações, o Pórtico 01 com ligações semirrígidas apresentou maiores deslocamentos quando comparado ao mesmo pórtico com ligações rígidas, assim, à medida que se aumentou o número de pavimentos tais diferenças também aumentaram.

No Pórtico 02 houve comportamento semelhante sendo que, neste caso, os deslocamentos obtidos com ligações semirrígidas foram levemente menores nos modelos com cinco e dez pavimentos quando comparadas ao pórtico anterior, mesmo assim, as diferenças percentuais de deslocamentos foram as mesmas apresentadas para o Pórtico 01, que são de

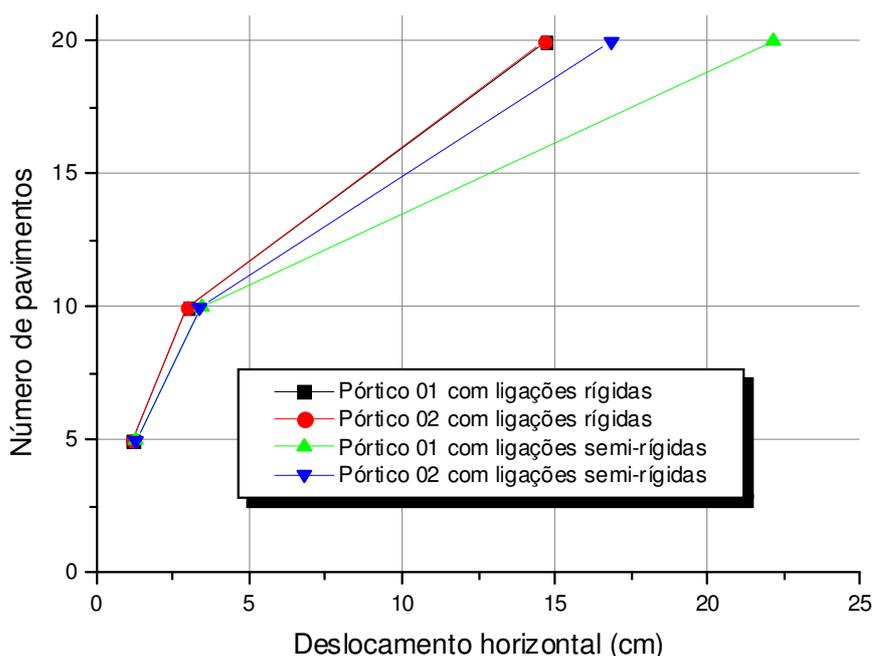
10,2% e 14,4%, para cinco e dez pavimentos, respectivamente. Já o modelo com vinte pavimentos apresentou diferenças percentuais de deslocamentos menores entre os modelos de ligações, mesmo assim, à medida que se aumentou o número de pavimentos a diferença de deslocamentos entre os dois tipos de ligação aumentou porém, neste caso, a diferença percentual foi de 14,9%, o que vem a ser um valor bem menor que no caso do Pórtico 01 que foi de 51%.

De um modo geral, nesta análise é possível perceber que a diminuição da rigidez das ligações influencia diretamente nos resultados de deslocamentos da estrutura, fato que já era esperado. Ao comparar os dois pórticos analisados neste contexto, é possível notar claramente que o Pórtico 02 apresentou melhor comportamento, fato este ocorrido em decorrência da sua localização dentro da estrutura como comentado e justificado em itens anteriores.

O Modelo com vinte pavimentos foi o que apresentou o pior desempenho quanto aos parâmetros de estabilidade global, apresentando deslocamentos bem superiores aos demais modelos. Esta situação já era esperada uma vez que os elementos foram dimensionados de forma a se obter pórticos mais deslocáveis neste caso específico.

No Gráfico 6.17 é apresentada a evolução dos deslocamentos horizontais em função do aumento do número de pavimentos, observa-se que à medida que o número de pavimentos aumenta, os deslocamentos também aumentam proporcionalmente.

Gráfico 6.17 - Influência do número de pavimentos nos deslocamentos horizontais no topo: modelos tridimensionais



Assim como para o pórtico plano analisado anteriormente, também foram realizadas as verificações de Estado Limite de Serviço, comparando o deslocamento máximo no topo dos modelos com os limites recomendados no Anexo C da ABNT NBR 8800:2008. Os valores de deslocamento no topo bem como os limites normativos são apresentados na Tabela 6.14.

Tabela 6.14 - Deslocamentos horizontais no topo: influência do número de pavimentos (cm)

| Nº de Pav. | Deslocamento admissível | Pórtico 01 | | Pórtico 02 | |
|------------|-------------------------|------------|-------------|------------|-------------|
| | | Rígida | Semirrígida | Rígida | Semirrígida |
| 5 | 3,37(*) | 0,2950 | 0,3250 | 0,2950 | 0,3250 |
| 10 | 6,75(*) | 0,7475 | 0,8625 | 0,7425 | 0,8500 |
| 20 | 13,50(*) | 3,6725 | 5,5450 | 3,6600 | 4,2075 |

Na Tabela 6.14 observa-se que independe das ligações serem rígidas ou semirrígidas, todos os modelos analisados apresentam deslocamentos no topo com valores inferiores aos limites normativos. Naturalmente, quanto menor a rigidez da ligação, maior será o deslocamento mas, ainda sim, este estará abaixo dos valores máximos.

Na análise e classificação da estabilidade global apresentaremos apenas o pavimento que apresentou o maior parâmetro de índice de estabilidade B_2 , isto porque a classificação da estrutura é feita adotando-se este valor. A Tabela 6.15 apresenta os maiores valores de B_2 obtidos em cada modelo via análises de segunda ordem realizadas pelo processo P- Δ .

Tabela 6.15 - Influência do número de pavimentos sobre o parâmetro de estabilidade

| Nº de Pav. | Pórtico 01 - B_2 | | Pórtico 02 - B_2 | |
|------------|--------------------|-------------|--------------------|-------------|
| | Rígida | Semirrígida | Rígida | Semirrígida |
| 5 | 1,06 | 1,07 | 1,06 | 1,07 |
| 10 | 1,08 | 1,09 | 1,08 | 1,09 |
| 20 | 1,21 | 1,38 | 1,17 | 1,34 |

A Tabela 6.15 mostra os valores que serviram para a classificação quanto a estabilidade global dos modelos com cinco, dez e vinte pavimentos.

O modelo com dez pavimentos com ligações rígidas e semirrígidas foi classificado como sendo de *Baixa deslocabilidade* tanto para o Pórtico 01 quanto para o Pórtico 02

Finalizando, o modelo com vinte pavimentos apresentou coeficientes B_2 mais elevado, como já era esperado em função do aumento no número de pavimentos e também em função do seu dimensionamento, indicando que o modelo não apresenta as mesmas condições de estabilidade que os modelos com cinco e dez pavimentos. Neste modelo, o Pórtico 01 apresentou *Média deslocabilidade* para ligações rígidas e semirrígidas, o Pórtico 02 seguiu a mesma classificação porém com valores de B_2 menores, indicando que este é mais rígido que o Pórtico 01 ou que recebe uma parcela menor das forças aplicadas, fato este ocorrido também nos demais modelos analisados.

Em análise comparativa de B_2 em cada pavimento e do deslocamento relativo interpavimentos, os valores de B_2 não foram categoricamente maiores nos pavimentos que apresentaram maiores deslocamentos relativos, este fato ocorre porque o parâmetro B_2 é o resultado da divisão entre os valores dos deslocamentos horizontais obtidos na análise em 2º ordem e de deslocamentos obtidos na análise de 1º ordem, enquanto que o deslocamento relativo é a variação Δh entre o valor do deslocamento obtido no pavimento em questão tomado em relação ao pavimento abaixo ou acima do mesmo.

A Tabela 6.16 reúne resultados de deslocamento máximo entre pavimentos e o pavimento que apresentou maior valor de coeficiente B_2 e que foi responsável pela classificação do pórtico quanto a estabilidade global

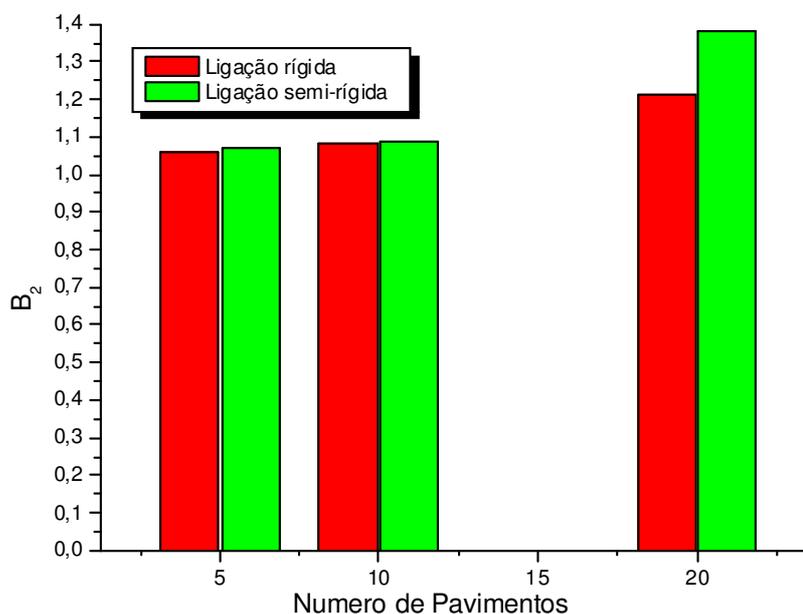
Tabela 6.16 - Deslocamentos relativos interpavimentos e máximos valores de B_2

| Modelo com cinco pavimentos | | | | | | | | |
|------------------------------------|------------------|-----------------|-------|-----------------|------------------|----------|-------|----------|
| Pórtico 01 | | | | | Pórtico 02 | | | |
| Tipo de ligação | Desloc. Relativo | Pav. | B_2 | Pav. | Desloc. Relativo | Pav. | B_2 | Pav. |
| Rígida | 0,29 | Segundo | 1,06 | Segundo | 0,27 | Segundo | 1,06 | Segundo |
| Semirrígida | 0,32 | Segundo | 1,07 | Segundo | 0,31 | Segundo | 1,07 | Segundo |
| Modelo com dez pavimentos | | | | | | | | |
| Pórtico 01 | | | | | Pórtico 02 | | | |
| Tipo de ligação | Desloc. Relativo | Pav. | B_2 | Pav. | Desloc. Relativo | Pav. | B_2 | Pav. |
| Rígida | 0,41 | Segundo | 1,08 | Segundo | 0,37 | Terceiro | 1,08 | Terceiro |
| Semirrígida | 1,23 | Terceiro | 1,09 | Sétimo | 0,43 | Terceiro | 1,09 | Terceiro |
| Modelo com vinte pavimentos | | | | | | | | |
| Pórtico 01 | | | | | Pórtico 02 | | | |
| Tipo de ligação | Desloc. Relativo | Pav. | B_2 | Pav. | Desloc. Relativo | Pav. | B_2 | Pav. |
| Rígida | 0,98 | Nono | 1,21 | Quinto | 0,84 | Oitavo | 1,17 | Oitavo |
| Semirrígida | 2,07 | Décimo Primeiro | 1,38 | Décimo Primeiro | 0,13 | Terceiro | 1,34 | Terceiro |

A Tabela 6.16 mostra que nem sempre o maior valor do coeficiente B_2 coincide com o maior deslocamento relativo interpavimentos.

Apesar da variação na classificação quanto à estabilidade global, comparando os resultados de B_2 para os modelos com ligações rígidas e semirrígidas, estes se aproximam muito daqueles oriundos das ligações rígidas (Gráfico 6.18), isto ocorre porque a ligação ensaiada experimentalmente por De Nardin (2007) apresenta rigidez próxima de uma ligação rígida.

Gráfico 6.18 - Parâmetro B_2 vs. número de pavimentos: influência da rigidez da ligação



De acordo com os resultados mostrados no Gráfico 6.18 verifica-se que os parâmetros de estabilidade global correspondentes aos modelos com ligações semirrígidas ficam muito próximos daqueles correspondentes às ligações rígidas. No modelo com cinco pavimentos a diferença percentual é de 0,94% para ambos os pórticos (Pórtico 01 e Pórtico 02), no modelo com dez pavimentos a diferença foi a mesma, e no modelo com vinte pavimentos esta diferença sofreu variações em cada pórtico sendo que, no Pórtico 01 a diferença foi de 14,05% e no Pórtico 02 de 14,53% . Todos estes resultados são sintetizados na Tabela 6.17.

Tabela 6.17 - Síntese dos parâmetros B_2

| Modelo com cinco pavimentos | | |
|-----------------------------|--------------------|--------------------|
| Tipo de ligação | B_2 : Pórtico 01 | B_2 : Pórtico 02 |
| Rígida | 1,06 | 1,06 |
| Semirrígida | 1,07 (+0,94%) | 1,07 (+0,94%) |

Continuação da Tabela 6.17
Modelo com dez pavimentos

| Tipo de ligação | B ₂ : Pórtico 01 | B ₂ : Pórtico 02 |
|-----------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Rígida | 1,08 | 1,08 |
| Semirrígida | 1,09 (+0,92%) | 1,09 (+0,92%) |

Modelo com vinte pavimentos

| Tipo de ligação | B ₂ : Pórtico 01 | B ₂ : Pórtico 02 |
|-----------------|-----------------------------|-----------------------------|
| Rígida | 1,21 | 1,17 |
| Semirrígida | 1,38 (+14,05%) | 1,34 (+14,53%) |

Mais uma vez é importante frisar que nas análises realizadas neste trabalho todas as ligações entre vigas e pilares foram consideradas como sendo rígidas ou semirrígidas. Todavia, em situações reais de projeto, geralmente são adotadas linhas principais de pórticos nas duas direções com ligações rígidas denominados pórticos de contraventamento e que são responsáveis por impedir grandes deslocamentos horizontais. Os demais pórticos são conectados ligados a estes com a consideração de ligações semirrígidas ou flexíveis os quais são chamados de pórticos contraventados.

6.4 Análises comparativas

Para auxiliar na análise de resultados, serão considerados os parâmetros comparativos rigidez das ligações vs. consumo de aço e rigidez das ligações vs. número de pavimentos. A seguir, cada um destes parâmetros é analisado.

6.4.1 Rigidez das ligações vs. consumo de aço: Pórtico plano

Até o presente momento, foram apresentados os resultados das análises de modelos de pórticos planos e tridimensionais com ligações rígidas e semirrígidas. No entanto, este estudo ficaria com uma lacuna vazia se não fosse feita a análise da influência que a rigidez a flexão da ligação viga-pilar tem no consumo de aço da estrutura.

Neste item, para avaliar o efeito da rigidez sobre o consumo de aço, foi utilizado o pórtico plano, sendo que para cada variação de rigidez da ligação viga-pilar, tais elementos foram redimensionados considerando a nova distribuição de esforços. A título de dimensionamento dos pilares, foi selecionado o lance de pilar com as maiores solicitações. Uma vez adotado o perfil para este lance, o mesmo foi uniformizado nos demais lances. No caso das vigas, o procedimento adotado foi semelhante, sendo que para estes elementos não

foi considerado a variação de inércia devido a seção fissurada nas regiões de momento negativo. Quanto a armadura da laje, a mesma não foi contabilizada no consumo de material.

Neste estudo não foi realizado o comparativo de consumo de aço para os modelos tridimensionais, isto porque os resultados das comparações serão parecidos, uma vez que o pórtico plano teve comportamento semelhante aos pórticos tridimensionais quanto a redistribuição de esforços, desta forma a amostragem feita com o estudo do pórtico plano serve para demonstrar os resultados que também poderiam ser obtidos nos pórticos tridimensionais.

Cabe ressaltar que os valores de momentos apresentados neste item não são os mesmos apresentados na Figura 6.1, para esta etapa assim como para o dimensionamento dos pórticos planos apresentados no início deste capítulo os valores dos esforços foram retirados das envoltórias de combinações para ELU. A Tabela 6.18 e a tabela 6.19 apresenta o resumo dos esforços e dos perfis selecionados para as vigas, para cada rigidez analisada. No caso dos pilares, os resultados são apresentados nas Tabela 6.20 e Tabela 6.21

A Tabela 6.19 apresenta os perfis adotados, o coeficiente de aproveitamento do perfil, o peso linear do perfil, o consumo de aço para todas as vigas do pórtico e, por último, a economia resultante da consideração das ligações semirrígidas em relação à ligação rígida. Os resultados mostram que a rigidez da ligação ensaiada por De Nardin (2007) e a rigidez correspondente a $2/3$ e $1/3$ resultaram em economia de 11,9% no consumo de aço em relação à ligação rígida.

Apesar das ligações semirrígidas resultarem no mesmo perfil, sem apresentar nenhuma economia entre si, nota-se que o coeficiente de aproveitamento do perfil diminuiu a medida que diminuiu a rigidez da ligação, fato este que em outros casos, pode levar a escolha de um perfil mais leve, dependendo da geometria, posicionamento da viga e cargas atuantes sobre ela. Com relação ao número de conectores de cisalhamento não houve variação na quantidade devido a variação da rigidez da ligação.

Tabela 6.18 - Esforços para o dimensionamento de vigas

| Elemento | Esforços (kN,cm) | | |
|-----------------------------|------------------|---------------------|---------------------|
| | Cortante | M _{Sd} (+) | M _{Sd} (-) |
| Vigas | | | |
| Ligação rígida | 60,56 | 3.310,00 | 9.618,10 |
| Ligação experimental | 59,07 | 4.940,00 | 7.791,00 |
| 2/3 da rigidez experimental | 58,36 | 5.230,00 | 7.299,00 |
| 1/3 da rigidez experimental | 57,23 | 5.860,00 | 6.469,00 |

Tabela 6.19 - Resumo do Dimensionamento de vigas e consumo de aço

| Elemento | Perfil | Resistência do Perfil (kN,cm) | | M(+) | M(-) | Peso do Perfil (kg/m) | Consumo de Aço (kg) | Economia |
|-----------------------------|-----------|-------------------------------|--------------|-----------------|-----------------|-----------------------|---------------------|----------|
| | | M_{Rd} (+) | M_{Rd} (-) | M_{Rd}/M_{Rd} | M_{Rd}/M_{Sd} | | | |
| Ligação rígida | VS 400x78 | 47.036,75 | 11.187,00 | 0,07 | 0,86 | 77,6 | 13.968,00 | 0,0% |
| Rigidez experimental | VS 400x68 | 43.601,28 | 7.940,45 | 0,11 | 0,98 | 68,4 | 12.312,00 | 11,9% |
| 2/3 da rigidez experimental | VS 400x68 | 43.601,28 | 7.608,05 | 0,12 | 0,95 | 68,4 | 12.312,00 | 11,9% |
| 1/3 da rigidez experimental | VS 400x68 | 43.601,28 | 7.120,01 | 0,13 | 0,90 | 68,40 | 12.312,00 | 11,9% |

Tabela 6.20 - Esforços para o dimensionamento de pilares

| Elemento | Esforços (kN,cm) | | | |
|-----------------------------|------------------|-----------|-----------|--------|
| | Viga | M (topo) | M(base) | Axial |
| Ligação rígida | | 15.082,08 | 15.076,20 | 874,78 |
| Ligação experimental | | 13.559,41 | 14.108,92 | 874,78 |
| 2/3 da rigidez experimental | | 13.020,51 | 140.20,92 | 874,78 |
| 1/3 da rigidez experimental | | 11.702,81 | 14.016,50 | 874,78 |

Tabela 6.21 - Resumo do Dimensionamento de pilares

| Elemento | Perfil | B_2 | Índice de | Peso do Perfil (kg/m) | Consumo de Aço(kg) | Economia |
|-----------------------------|---------------|-------|-----------|-----------------------|--------------------|----------|
| | | | Aproveit. | | | |
| Ligação rígida | 230x150x12,7 | 1,02 | 0,9 | 63,15 | 7.5780 | 0,0% |
| Rigidez experimental | 230x150x11,10 | 1,03 | 0,92 | 56,6 | 6.7920 | 10,4% |
| 2/3 da rigidez experimental | 230x150x10,30 | 1,04 | 0,99 | 53,17 | 6.380,40 | 15,8% |
| 1/3 da rigidez experimental | 230x150x10,30 | 1,05 | 0,99 | 53,17 | 6.380,40 | 15,8% |

No caso dos resultados dos pilares, apresentado na Tabela 6.21, os valores para 1/3 e 2/3 da rigidez experimental, mostraram redução de 15,8% no consumo de aço em relação à ligação rígida. Usando a rigidez experimental, a redução no consumo de aço nas vigas foi de 10,4%.

A Tabela 6.22 apresenta um resumo do consumo de aço em função da rigidez da ligação.

Tabela 6.22 - Consumo de aço x rigidez da ligação

| Rigidez da ligação | Consumo de aço para vigas (kg) | Consumo de aço para Pilares (kg) | Consumo Total (kg) |
|-----------------------------|--------------------------------|----------------------------------|--------------------|
| Ligação rígida | 13.968,00 | 7.578,00 | 21.546,00 |
| Rigidez experimental | 12.312,00 | 6.792,00 | 19.104,00 |
| 2/3 da rigidez experimental | 12.312,00 | 6.380,40 | 18.692,40 |
| 1/3 da rigidez experimental | 12.12,00 | 6.380,40 | 18.692,40 |

Percebe-se que a variação da rigidez da ligação viga-pilar influencia o consumo de aço tanto para vigas quanto para pilares, podendo levar a reduções consideráveis no consumo de aço, sendo que, neste caso específico, apesar da ligação com 1/3 da rigidez experimental não apresentar economia tão expressiva, ainda obteve-se economia final de 2.853,60 kg de aço e que corresponde a uma redução percentual de 13,24% em relação ao pórtico com ligações rígidas.

Quanto ao parâmetro de estabilidade apresentando na Tabela 6.21, observou-se que houve um aumento gradativo no valor de B_2 à medida que a rigidez das ligações foi reduzida e os perfis redimensionados, fato que se justifica pela redução das seções que foram utilizadas.

Com os resultados aqui apresentados fica comprovado que a introdução de ligações semirrígidas na análise estrutural tem grande importância podendo diminuir substancialmente o consumo de aço. No entanto, é também importante lembrar que a análise comparativa realizada neste trabalho utilizou os parâmetros de semirrigidez de uma ligação que foi ensaiada experimentalmente com todas as características de uma ligação mista. A ABNT NBR 8800:2008 traz, em seu escopo, as ligações semirrígidas pré-qualificadas que foram testadas para pilares de aço.

É importante lembrar que as ligações em que foram utilizados 1/3 e 2/3 da rigidez experimental correspondem a ligações viga-pilar que não foram avaliadas experimentalmente. Tal variação foi adotada pensando na rigidez apenas como parâmetro para avaliar o comportamento do pórtico para diferentes valores de rigidez.

6.4.2 Rigidez das ligações vs. número de pavimentos

A análise da influência da rigidez em função do número de pavimentos foi feita apenas para o pórtico tridimensional, pois apenas para este caso foi avaliada tal variação.

O aumento do número de pavimentos implica em ampliação dos efeitos do vento e das ações verticais devido ao peso próprio. Isto leva à necessidade de adotar seções diferentes para pilares e vigas em função da altura da edificação.

Naturalmente, para os diversos números de pavimentos avaliados (cinco, dez e vinte pavimentos), sempre se buscou, para pilares e vigas, seções transversais que resultassem em parâmetros B_2 que permitissem classificar a estrutura como de *Baixa ou Média deslocabilidade*.

Se os elementos de viga e pilar forem dimensionados, por exemplo, considerando dez pavimentos e estas seções forem mantidas para a mesma edificação com vinte pavimentos, obviamente o parâmetro de estabilidade B_2 será maior para a edificação de maior altura. Um aspecto importante é que se isto for feito, para dez pavimentos as seções apresentarão folgas em relação às solicitações, já para vinte pavimentos, estarão no seu limite de capacidade resistente, caso passem pelo dimensionamento.

Isto implica dizer que a medida que os pórticos ficam mais altos a sua rigidez diminui, tornando-os mais suscetíveis aos efeitos de segunda ordem. Analisando uma situação ilustrativa, observemos os deslocamentos no topo, para os Pórticos 01 e 02 do modelo tridimensional, uma vez que estes foram dimensionados e analisados com cinco, dez e vinte pavimentos. A Tabela 6.23 traz estes deslocamentos para os modelos com ligações rígidas e semirrígidas, sendo que para a ligação semirrígida foi utilizado o valor experimental de rigidez. As diferenças mostradas na Tabela 6.23 foram calculadas tomando a ligação rígida como referência.

Tabela 6.23 - Deslocamento horizontal x número de pavimentos: modelo tridimensional

| Nº de Pav. | Pórtico 01 | | | Pórtico 02 | | |
|------------|------------|-------------|-----------|------------|-------------|-----------|
| | Rígida | Semirrígida | Diferença | Rígida | Semirrígida | Diferença |
| 5 | 1,18 | 1,29 | + 9,84% | 1,17 | 1,29 | + 9,88% |
| 10 | 2,99 | 3,41 | + 14,1% | 2,97 | 3,39 | + 14,12% |
| 20 | 14,69 | 22,17 | +51,00% | 14,63 | 16,83 | + 15,00% |

Os valores de deslocamentos evidenciam que à medida que os pórticos ganham altura, tornam-se mais deslocáveis tanto para ligação rígida como para semirrígida. Também se observa que a diferença de deslocamentos para as situações de rigidez analisadas torna-se maior com o aumento do número de pavimentos. No caso do Pórtico 1 esta diferença evolui de 9,32% para cinco pavimentos para 51,0% no caso do modelo com 20 pavimentos (Tabela

6.23). No caso do Pórtico 2 também é observado um aumento nos deslocamentos em função do número de pavimentos mas este aumento é percentualmente menor, indo de 9,88% para 5 pavimentos para 15,0% no caso de 20 pavimentos.

Isto demonstra que a influência da rigidez das ligações aumenta à medida que os pavimentos se multiplicam, no entanto, tal comportamento não significa que há um limite no número de pavimentos para a utilização das ligações semirrígidas e sim que tais deslocamentos devem ser controlados de forma a manter a estrutura sempre estável quanto á deslocabilidade lateral (estabilidade global), respeitando os limites de deslocamentos impostos pela ABNT NBR 8800:2008, aliada a um dimensionamento econômico.

Capítulo 07: Considerações finais

Neste capítulo são tecidos comentários sobre os resultados da avaliação da influência da rigidez das ligações viga-pilar sobre a estabilidade lateral e distribuição de esforços em pórticos planos e tridimensionais.

Tanto os pórticos planos quanto tridimensionais analisados aqui foram constituídos de lajes de concreto armado, vigas e pilares mistos sendo estes últimos, seções retangulares preenchidas com concreto de resistência usual.

Os comentários aqui apresentados foram organizados em itens visando fornecer uma visão geral dos mais importantes aspectos observados ao longo da realização deste trabalho.

7.1 Confeção e utilização de planilhas eletrônicas

No presente estudo, foram utilizadas diversas ferramentas computacionais que mostraram ser possível a realização de análises estruturais bastante complexas e a obtenção de resultados compatíveis com o comportamento esperado, combinando ferramentas simples como, por exemplo, planilhas eletrônicas elaboradas na ferramenta Excel. Tais planilhas foram elaboradas para auxiliar no dimensionamento de vigas, pilares e no cálculo das ações devidas ao vento e demonstram que o próprio profissional pode produzir ferramentas para facilitar algumas etapas corriqueiras de dimensionamento, dispensando a aquisição de softwares comerciais com valores elevados para resolver problemas menos complexos.

A elaboração das planilhas eletrônicas para dimensionamento/verificação de vigas e pilares mistos preenchidos utilizando como base as recomendações da ABNT NBR 8800:2008 mostrou a possibilidade de sistematizar, de forma simples e eficiente, todo o processo de verificação de Estados Limites Últimos e de Serviço aplicáveis aos elementos mistos de aço e concreto. Tais planilhas foram ferramentas fundamentais para o rápido dimensionamento/verificação dos elementos de viga e pilar dos modelos de pórtico investigados no presente estudo.

Naturalmente, a confeção das planilhas eletrônicas exigiu o estudo minucioso dos procedimentos e particularidades da verificação de todos os estados limites aplicáveis a cada um dos elementos estruturais mistos utilizados. Este aprendizado e o enriquecimento científico decorrente foram fundamentais para as etapas posteriores do presente estudo e de extrema importância na atualização e ganho de conhecimento para a vida profissional.

7.2 Análise estrutural

Na etapa de análise estrutural visando determinar os esforços nos elementos para as diversas rigidezes das ligações viga-pilar foi utilizado o pacote computacional SAP 2000. Neste pacote há a opção de utilizar elementos mistos de aço e concreto em vigas e pilares; isto é feito com a definição da geometria da seção transversal na qual são identificados quem são os componentes de aço e de concreto. Mas, era preciso verificar se o procedimento utilizado para representar a seção mista como uma seção em aço com rigidez equivalente era válido.

Para isso, foi realizado um estudo detalhado do comportamento estrutural de elementos mistos isolados (pilares e vigas), os quais foram comparados a elementos de aço.

O estudo foi realizado de forma analítica seguido de simulações computacionais e este procedimento foi realizado até se obter valores de deslocamentos semelhantes para ambos os modelos: analítico e computacional. A etapa de validação mostrou que nos elementos mistos de aço e concreto houve um aumento de rigidez tanto nas vigas quanto nos pilares, quando comparados aos elementos de aço, evidenciando a eficiência dos materiais quando utilizados em conjunto.

As simplificações efetuadas na consideração da rigidez dos componentes (barras com rigidez equivalente) também apresentaram bons resultados tanto na fase de validação quanto na fase de modelagem numérica dos pórticos planos e tridimensionais.

A utilização de barras com rigidez equivalente se mostrou eficiente e demonstrou que é um método valioso para análise e avaliação de sistemas estruturais compostos por elementos mistos de aço e concreto. No entanto, a utilização de barras com rigidez equivalente requer a correta determinação da rigidez de cada um dos elementos (vigas e pilares).

Quanto ao estudo da estabilidade global, foi possível compreender quais parâmetros influenciam no comportamento das estruturas e a importância da análise de 2º ordem para a correta determinação dos esforços e deslocamentos nos diversos elementos estruturais.

Os elementos de viga e pilar foram dimensionados para cada altura de pórtico tridimensional avaliado, sempre seguindo a mesma metodologia recomendada pela ABNT NBR 8800:2008. Em alguns casos, em função dos esforços e deslocamentos horizontais, foi necessário alterar as dimensões dos elementos

O dimensionamento dos elementos foi de fundamental importância para resultados apresentados no estudo da estabilidade global mostrando que um edifício pode resultar em *baixa, média* ou *alta deslocabilidade* em função das decisões tomadas no dimensionamento e escolha dos perfis; este fato foi mostrado no trabalho quando se optou por um dimensionamento menos rigoroso do modelo tridimensional com vinte pavimentos; isto

resultou em maiores deslocamentos horizontais e, conseqüentemente, foi classificado como sendo de *Média deslocabilidade com valores* bem próximos do limite.

7.3 Influência da rigidez da ligação

No capítulo 6 foram apresentados os resultados que permitiram avaliar a influência da rigidez da ligação viga-pilar sobre a estabilidade e os esforços de pórticos planos e tridimensionais. Nos estudos foram avaliadas ligações rígidas e semirrígidas e, no caso dos pórticos planos, diversos valores de rigidez foram considerados.

No caso do pórtico plano, os pórticos com ligações semirrígidas apresentaram, quando comparados àqueles com ligações rígidas, diferenças consideráveis de deslocamentos no topo, porém quando se realizou a classificação quanto à estabilidade global, ambos os modelos foram classificados como sendo de *Baixa deslocabilidade*, concluindo-se que apesar do modelo com ligações semirrígidas ter apresentado maiores deslocamentos laterais, tal fato não afetou o parâmetro de estabilidade global, havendo apenas variações nos valores de B_2 .

Ainda no caso do pórtico plano, à medida em que se reduz gradativamente a rigidez da ligação ocorre aumento de deslocamentos horizontais e estes aumentos são proporcionais à diminuição da rigidez.

Todavia, por se tratar de um pórtico simplificado onde não foi utilizado nenhum tipo de diafragma rígido para conter os deslocamentos laterais, o mesmo apresentou grande variação nos valores de deslocamentos registrados para os pórticos com ligações rígidas e semirrígidas.

A análise dos modelos tridimensionais com cinco, dez e vinte pavimentos, seguiu a mesma metodologia utilizada para o pórtico plano, porém, naqueles modelos foram avaliadas duas linhas de pórticos, ambas no eixo de menor inércia. Os pórticos selecionados no modelo tridimensional apresentaram diferenças de deslocamentos entre o modelo com ligações rígidas e semirrígidas menores do que os apresentados para o pórtico plano.

Nos modelos com vinte pavimentos o Pórtico localizado na extremidade apresentou os maiores deslocamentos horizontais, mesmo assim, foi classificado como sendo de *Média deslocabilidade*; porém, neste caso, os valores de B_2 o ficaram próximos de 1.4, apresentando indícios de instabilidade lateral tanto no modelo com ligações rígidas como semirrígidas. Já no caso do Pórtico 02 (interno) estas variações foram semelhantes ao mesmo Pórtico com dez pavimentos sendo classificado como de *Baixa deslocabilidade*.

Quanto à mudança na distribuição de esforços proporcionada pela consideração da ligação semirrígida, os pórticos apresentam diminuição significativa de momento negativo

aliado a um aumento do momento positivo, todavia, para a maioria dos modelos analisados, este giro não afetou significativamente a estabilidade da estrutura.

As ligações semirrígidas mostraram ser importantes para a aplicação em projetos, sendo possível obter estruturas semirrígidas com bons parâmetros de estabilidade aliado à economia no dimensionamento. Tal fato pode ser comprovado pela redistribuição dos esforços, tendo como resultado final uma economia considerável de material na estrutura.

Neste trabalho em especial foi utilizado o coeficiente de rigidez K da ligação ensaiada experimentalmente por De Nardin (2007) e, a partir dele foi possível avaliar a influência deste parâmetro quando inserido em pórticos planos e tridimensionais. Isto foi importante pois os ensaios experimentais realizados utilizaram apenas a região da ligação viga-pilar sem a consideração de forças devidas ao vento e efeitos de 2º ordem.

No entanto estes resultados não afirmam que a ligação terá bons resultados quando aplicada em um projeto estrutural, devido às simplificações aqui adotadas. No presente trabalho, os elementos que representam vigas e pilares foram modelados como elementos com seção equivalente que, apesar de validadas, apresentam diferenças de comportamento quando comparadas a elementos mistos reais de aço e concreto. O mesmo ocorreu na consideração das ligações que aqui foram consideradas como sendo um nó semirrígido que, novamente, em casos reais, apresentam vários pontos de contato que irão influenciar no comportamento e na rigidez final.

7.4 Sugestões para trabalhos futuros

Diante das considerações apresentadas, para futuros trabalhos sugere-se:

- ✓ Dimensionamento e estudo da viabilidade econômica de estruturas mistas de aço concreto vs. estruturas de aço dimensionadas com ligações rígidas e semirrígidas;
- ✓ Análise da estabilidade global e da distribuição de esforços em pórticos tridimensionais considerando, mesmo modelo, a utilização de ligações rígidas, semirrígidas e flexíveis;
- ✓ Estudo da distribuição de esforços inserindo a ligação viga-pilar analisada neste trabalho em modelos tridimensionais numéricos refinados, com a consideração das seções reais de vigas, pilares e modelagem da ligação que conecta estes elementos;
- ✓ Análise da estabilidade global e distribuição de esforços em estruturas compostas por ligações semirrígidas em situação de incêndio;

- ✓ Utilização de ligações semirrígidas em edificações de pequeno porte, como por exemplo, indústrias compostas por um único pavimento;
- ✓ Análise da estabilidade global em edifícios considerando diferentes tipos de lajes (laje maciça, pré-moldada e laje mista de aço e concreto) através da utilização de modelos numéricos tridimensionais com ligações rígidas e semirrígidas;
- ✓ Análise de pórticos planos e tridimensionais de múltiplos pavimentos considerando variação da seção transversal dos pilares ao longo da altura da edificação e associando pilares mistos a pilares de aço.

Referências bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. 2008. 237p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto: procedimentos. Rio de Janeiro, 2003.170p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980. 06 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.66p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9681**: Ações de segurança nas estruturas - procedimentos. Rio de Janeiro, 2003.66p.

AL MASHARY & CHEN. Elastic **second-order analysis for frame design**. Journal of Constructional Steel Research. n.15, p. 303-322, 1990.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTIONS. **AISC-LRFD**. Specification for structural steel buildings. Chicago – Illinois. March, 2005.

AVAKIAN, A. C. **Estruturas Apertadas mistas aço-concreto: avaliação de metodologias de análise**. 173 f. Dissertação (Mestre em Ciências em Engenharia) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

BARBOSA, G. D. **Influência da Flexibilidade das Ligações no Projeto de Estruturas Metálicas**. 163 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

BELLEI, ILDONI H. et al. **Edifícios de Múltiplos Andares em Aço**. São Paulo: Pini, 2ª edição, 2008. 556p.

BESSA, W. P. **Análise experimental e numérica de ligações viga mista-pilar com cantoneiras de alma e assento - pavimento tipo e ligações isoladas**. 278 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

CARVALHO, ROBERTO M. DE CARVALHO et al. **Curso básico de perfis de aço formados a frio**. 2ª Ed. Porto Alegre, 2006. P 31-35.

CARVALHO, José Maria Franco. **Análise Não Linear de Pórticos Tridimensionais Formados por Elementos Mistos de Aço e Concreto**. 135 f. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto- Escola de Minas, Minas Gerais, 2007.

CHEN, W. F. and LUI, E. M. **Stability Design of Steel Frames**, CRC Press, Inc., Boca Raton, FL. 1991.

CABRAL J.B; FREITAS A.M.S. **Análise teórico experimental de ligações mistas em perfis formado a frio**. REM: Revista da Escola de Minas, Ouro Preto, p. 89-95, Minas gerais 2006. <http://www.scielo.br/ez31.periodicos.capes.gov.br/pdf/rem/v59n1/a012.pdf> acesso em 18 de agosto de 2011

CONCEIÇÃO, JULIANO LANZA. **Ligação mista resistente a momento**. 217 f. Dissertação (mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, UFMG, Belo Horizonte, 2011.

DE NARDIN, SILVANA. **Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência**. 148 f. Dissertação (mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

DE NARDIN, SILVANA. **Investigação de dispositivos de ligação entre pilares preenchidos mistos e vigas mistas em pavimentos mistos delgados**. Relatório de pesquisa (Pós-doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

DE NARDIN, SILVANA. **Pilares mistos preenchidos: Estudo da Flexo-compressão e de ligações viga-pilar**. 322 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

DE NARDIN, SILVANA.; SOUZA, A. S. C.; EL DEBS, L. H.C. **Detalhes de ligação entre pilares mistos preenchidos e vigas de aço**. Construção Metálica, p. 23-26, São Paulo, 2007. Disponível em: <http://www.abcem.com.br/artigos-tecnicos.php>. Acesso em: 18 de agosto de 2011.

DE NARDIN, SILVANA. **Apostila de elementos mistos (UFSCAR)**. São Carlos, 2011.

EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION (2004). ENV 2004-1-1: **Eurocode 4** - Design of composite steel and concrete structures, Part 1.1:

FREITAS, P. C. B. **Análise numérica de ligações viga-coluna com coluna tubular circular**. 188 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

FIGUEIREDO, LUCIANA MARIA BONVINO, **Comportamento de ligações mistas viga-pilar**, Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 9 n. 36, p. 95-116, 2007.

FIGUEIREDO, LUCIANA MARIA BONVINO. **Ligações mistas viga-pilar-análise teórica e experimental**. 215 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

GALAMBOS, T.V. (1998) **Guide to stability design criteria for metal structures**. 5a Edição. John Wiley editor, New York, 1998.

GRIFFIS, L. G. (1994). The 1994 T.R. High lecture: Composite frame construction. In: **NATIONAL STEEL CONSTRUCTION CONFERENCE**, Pittsburgh, Pennsylvania, 18-20 may, 1994. Proceedings. New York, AISC. V.01, p.1.1-1.72.

GUIMARÃES, J.A.T. **Análise e Dimensionamento de Pórticos Mistos Aço-Betão**. 142 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia – Universidade do Porto, Portugal, 2009.

KARTAL M.E. at al. Effects of Semi-Rigid Connection on Structural Responses. **Electronic Journal of Structural Engineering** n.10, p. 22-35, 2010.

LEON, ROBERTO. composite connections, **Structural Engineering Handbook** Ed. Chen Wai-Fah Boca Raton: CRC Press LLC, artigo técnico. 1999.

MAGGI, Y. I. **Análise numérica via M.E.F. do comportamento de ligações parafusadas viga-coluna com chapa de topo e assento**. 255 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

MAGGI, Y. I. **Análise do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida**. 269 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

MARTIM, ROBERT. **Excel avançado**. São Paulo: Digerati Books, 2007. 144p.

MATA, LUCILENE ANTINOSSI CORDEIRO. **Análise não linear pelo método dos elementos finitos de ligações por chapa simples, levando em conta o comportamento semi-rígido**. 124 f. Dissertação de mestrado (mestre em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 1988.

NARDI, F. A.; FICANHA, R.; PRAVIA Z.M.C. **Análise de segunda ordem: aplicações, dificuldades e recomendações**. Construção Metálica, p. 28-33, São Paulo. Disponível em: <http://www.abcem.com.br/artigos-tecnicos.php>. Acesso em: 18 de agosto de 2011.

SCHIMIZE, A.M. **Comparison of P-delta analysis of plane frames using commercial structural analysis programs and current AISC design specifications**. (Master of Science). Virginia Polytechnic Institute and State University. Blacksburg. 2001.

SILVA, R. G. L. **Avaliação de efeitos de 2º ordem em edifícios de aço utilizando métodos aproximados e análise rigorosa**. 140p. (Dissertação de mestrado). - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

SILVA, R. G. L. **Análise Inelástica Avançada de Pórticos Planos de Aço Considerando as Influências do Cisalhamento e de Ligações Semirrígidas**. 302p. (Tese de Doutorado). Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010.

SOUZA, A.C. **Apostila de estruturas metálicas e perfis soldados laminados**, Departamento de Pós-Graduação – UNILINS, 2007.

SILVA, Valdir Pignatta, PANNONI, Fabio Domingos. **Estruturas e aço para edifícios: Aspectos tecnológicos e de concepção**. São Paulo: Editora Blucher, 2010. p 3-4.

TIMOSHENKO, S.P.; GERE, J.M. (1961). **Theory of elastic stability**. Editora Mcgraw-Hill, Tokyo, 1961.

TRISTÃO, G. A. **Análise teórica e experimental de ligações viga mista-pilar de extremidade com cantoneiras de assento e alma**. 282 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

WOOD, B.R.; BEAULIEU, D.; ADAMS, P.F. (1976). Column design by P-D method. **Journal of the Structural Division**, ASCE, v.102, n.ST2, p. 411-427, Feb.

Apêndice A: Exemplos de aplicação das planilhas eletrônicas

A.1. APLICAÇÃO E RESULTADOS DAS PLANILHAS DE CÁLCULO PARA PILARES MISTOS RETANGULARES

Neste item serão apresentados alguns exemplos de aplicação das planilhas de dimensionamento/verificação de pilares mistos preenchidos de seção retangular, para 3 situações de solicitação distintas: compressão simples, flexo-compressão e flexão oblíqua. Os três exemplos foram desenvolvidos utilizando a mesma configuração de pilar, aplicando diferentes solicitações em função do tipo de esforço a que se quer submeter o pilar. O modelo de pilar utilizado tem comprimento de flambagem de 270 cm e está engastado na base e no topo. A análise estrutural para determinação dos esforços foi realizada no pacote computacional SAP 2000 versão 11, considerando análise rigorosa. Assim, os efeitos de segunda ordem foram incluídos na determinação dos esforços solicitantes. A seguir, cada um dos exemplos é descrito sucintamente.

✓ Exemplo 1 – Cálculo de pilar submetido à compressão simples

No Exemplo 1 foi considerada uma solicitação normal de compressão, valor de cálculo, de $N_{sd}=332$ kN, aplicada no topo do pilar. O processo de verificação se inicia acessando a entrada de dados da planilha e preenchendo os campos da Figura 1

Neste exemplo, os comprimentos de flambagem foram adotados iguais aos comprimentos destravados nas direções x e y, e o coeficiente de flambagem K foi adotado igual a 1,0, pois os esforços já foram determinados com análise rigorosa. No campo *esforços*, como trata-se apenas de solicitação de compressão centrada, foi preenchido apenas o campo “Carga Normal”, deixando com valor 0,0 (zero) os demais campos correspondentes aos momentos fletores solicitantes.

Figura 1 - Preenchimento da entrada de dados para o dimensionamento para o exemplo 1

CÁLCULO DE PILAR MISTO À FLECO-COMPRESSÃO PARA SEÇÃO RETANGULAR QUALQUER

| | |
|--|-----------------|
| DADOS DA SEÇÃO MISTA | |
| ALTURA (H) - DIREÇÃO Y: | 100 mm |
| LARGURA (B) - DIREÇÃO X: | 70 mm |
| ESPESSURA DA PAREDE: | 7,1 mm |
| DADOS DE FLAMBAGEM | |
| ALTURA DO LANCE (L): | 2,7 m |
| COMPRIMENTO DESTRAVADO (LX): | 2,7 m |
| COMPRIMENTO DESTRAVADO (LY): | 2,7 m |
| Kx: | 1 |
| ky: | 1 |
| ESFORÇOS: | |
| CARGA NORMAL | 332 kN |
| MOMENTO EM TORNO DO EIXO X: | 0 kN.cm |
| MOMENTO EM TORNO DO EIXO Y: | 0 kN.cm |
| CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA DO PILAR | |
| Fy (aço) | 350 MPa. |
| E aço: | 200000 MPa. |
| fck (concreto) | 35 MPa. |
| E concreto: | 28160,5398 MPa. |
| CONSIDERAÇÕES DE ANÁLISE | |
| REALIZAÇÃO ANÁLISE RIGOROSA DA ESTRUTURA | 1 |

OBS: OS ESFORÇOS DEVERÃO SER DE CÁLCULO

Figura 2 - Principais resultados da verificação do Exemplo 1

CÁLCULO DE PILAR MISTO À FLECO-COMPRESSÃO PARA SEÇÃO RETANGULAR

| PERFIL | | PERFIL DO USUÁRIO | | | | | | Condições de Cálculo | | | Verificação a Compressão Simples | | | |
|--------------------------------|--------------|-------------------|--------|-----------|---------|-------|-------|----------------------|-----------|--------|----------------------------------|---------|-----------|-----------|
| RETANGULAR | | Dimensões | | | | | | b/h | larg/esp. | δ | Nrd(kN) | Nsd(kN) | Aproveit. | Resultado |
| m (kg) | A(cm²) | bw(mm) | bt(mm) | t=tn (mm) | ri (mm) | | | | | | | | | |
| 100 | X 70 X 7,10 | 16,60 | 21,14 | 100 | 35 | 7,10 | 7,10 | ok | ok | ok | 333,68 | 332,00 | 0,99 | passa |
| PERFIL PADRONIZADO - VALLOUREC | | | | | | | | | | | | | | |
| PERFIL | | Dimensões | | | | | | b/h | larg/esp. | δ | Nrd(kN) | Nsd(kN) | Aproveit. | Resultado |
| m (kg) | A(cm²) | bw(mm) | bt(mm) | t=tn (mm) | ri (mm) | | | | | | | | | |
| 100 | X 70 X 4,40 | 10,84 | 13,81 | 100 | 35 | 4,40 | 4,40 | ok | ok | ok | 248,38 | 332,00 | 1,34 | não passa |
| 100 | X 70 X 4,80 | 11,74 | 14,95 | 100 | 35 | 4,80 | 4,80 | ok | ok | ok | 263,04 | 332,00 | 1,26 | não passa |
| 100 | X 70 X 5,20 | 12,62 | 16,07 | 100 | 35 | 5,20 | 5,20 | ok | ok | ok | 276,99 | 332,00 | 1,20 | não passa |
| 100 | X 70 X 5,60 | 13,48 | 17,18 | 100 | 35 | 5,60 | 5,60 | ok | ok | ok | 290,22 | 332,00 | 1,14 | não passa |
| 100 | X 70 X 6,40 | 15,17 | 19,32 | 100 | 35 | 6,40 | 6,40 | ok | ok | ok | 314,59 | 332,00 | 1,06 | não passa |
| 100 | X 70 X 7,10 | 16,60 | 21,14 | 100 | 35 | 7,10 | 7,10 | ok | ok | ok | 333,68 | 332,00 | 0,99 | passa |
| 100 | X 70 X 8,20 | 16,64 | 21,19 | 100 | 35 | 8,20 | 12,30 | ok | ok | ok | 358,17 | 332,00 | 0,93 | passa |
| 100 | X 70 X 8,80 | 17,44 | 22,22 | 100 | 35 | 8,80 | 13,20 | ok | ok | ok | 370,21 | 332,00 | 0,90 | passa |
| 100 | X 70 X 9,50 | 18,31 | 23,32 | 100 | 35 | 9,50 | 14,25 | ok | ok | ok | 382,56 | 332,00 | 0,87 | passa |
| 100 | X 80 X 3,90 | 10,31 | 13,14 | 100 | 40 | 3,90 | 3,90 | ok | ok | ok | 317,46 | 332,00 | 1,05 | não passa |
| 100 | X 80 X 4,40 | 11,53 | 14,69 | 100 | 40 | 4,40 | 4,40 | ok | ok | ok | 344,52 | 332,00 | 0,96 | passa |
| 100 | X 80 X 4,80 | 12,49 | 15,91 | 100 | 40 | 4,80 | 4,80 | ok | ok | ok | 365,14 | 332,00 | 0,91 | passa |
| 100 | X 80 X 5,20 | 13,43 | 17,11 | 100 | 40 | 5,20 | 5,20 | ok | ok | ok | 384,87 | 332,00 | 0,86 | passa |
| 100 | X 80 X 5,60 | 14,36 | 18,30 | 100 | 40 | 5,60 | 5,60 | ok | ok | ok | 403,71 | 332,00 | 0,82 | passa |
| 100 | X 80 X 6,40 | 16,17 | 20,60 | 100 | 40 | 6,40 | 6,40 | ok | ok | ok | 438,74 | 332,00 | 0,76 | passa |
| 100 | X 80 X 7,10 | 17,71 | 22,56 | 100 | 40 | 7,10 | 7,10 | ok | ok | ok | 466,59 | 332,00 | 0,71 | passa |
| 100 | X 80 X 8,20 | 17,92 | 22,83 | 100 | 40 | 8,20 | 12,30 | ok | ok | ok | 455,20 | 332,00 | 0,73 | passa |
| 100 | X 80 X 8,80 | 18,82 | 23,98 | 100 | 40 | 8,80 | 13,20 | ok | ok | ok | 472,26 | 332,00 | 0,70 | passa |
| 100 | X 80 X 9,50 | 19,80 | 25,22 | 100 | 40 | 9,50 | 14,25 | ok | ok | ok | 490,35 | 332,00 | 0,68 | passa |
| 100 | X 80 X 10,30 | 20,82 | 26,53 | 100 | 40 | 10,30 | 15,45 | ok | ok | ok | 508,69 | 332,00 | 0,65 | passa |
| 100 | X 80 X 11,10 | 21,75 | 27,70 | 100 | 40 | 11,10 | 16,65 | ok | ok | não ok | 524,60 | 332,00 | 0,63 | passa |
| 110 | X 60 X 3,90 | 9,70 | 12,36 | 110 | 30 | 3,90 | 3,90 | ok | ok | ok | 171,73 | 332,00 | 1,93 | não passa |

A Figura 2 mostra a resposta da análise para alguns dos perfis cadastrados, para a situação de carregamento do exemplo 01. Analisando os resultados, verifica-se a facilidade para identificar quais perfis não satisfazem às condições de cálculo, quais não resistem ao carregamento normal aplicado, e são marcados na cor vermelha, e quais satisfazem a todas as condições de verificação e são assinalados na cor verde.

✓ **Exemplo 2 - Cálculo de pilar submetido à flexo-compressão**

Neste exemplo, um pilar com as mesmas configurações de comprimento do exemplo 1 é agora submetido a uma solicitação normal de compressão, valor de cálculo, $N_{Sd}=332$ kN e a um Momento fletor de cálculo na direção x, $M_{xd}=1.044,96$ kN.cm. Para a verificação do pilar submetido a flexo-compressão segue-se os mesmos procedimentos iniciais do exemplo 1 e complementando com o preenchimento do campo M_x com o valor da solicitação, conforme ilustrado na Figura 3.

Figura 3 - Preenchimento da entrada de dados para o dimensionamento para o Exemplo 2

CÁLCULO DE PILAR MISTO À FLEXO-COMPRESSÃO PARA SEÇÃO RETANGULAR QUALQUER

| DADOS DA SEÇÃO MISTA | |
|--|-----------------|
| ALTURA (H) - DIREÇÃO Y: | 100 mm |
| LARGURA (B) - DIREÇÃO X: | 70 mm |
| ESPESSURA DA PAREDE: | 7,1 mm |
| DADOS DE FLAMBAGEM | |
| ALTURA DO LANCE (L): | 2,7 m |
| COMPRIMENTO DESTRAVADO (Lx): | 2,7 m |
| COMPRIMENTO DESTRAVADO (Ly): | 2,7 m |
| Kx: | 1 |
| ky: | 1 |
| ESFORÇOS: | |
| CARGA NORMAL | 332 kN |
| MOMENTO EM TORNO DO EIXO X: | 1044,96 kN.cm |
| MOMENTO EM TORNO DO EIXO Y: | 0 kN.cm |
| CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA DO PILAR | |
| Fy (aço) | 350 MPa. |
| E aço: | 200000 MPa. |
| fck (concreto) | 35 MPa. |
| E concreto: | 28160,5398 MPa. |
| CONSIDERAÇÕES DE ANÁLISE | |
| REALIZAÇÃO ANÁLISE RIGOROSA DA ESTRUTURA | 1 |

OBS: OS ESFORÇOS DEVERÃO SER DE CÁLCULO

Figura 4 - Principais resultados da verificação do Exemplo 2

CÁLCULO DE PILAR MISTO À FLEXO-COMPRESSÃO PARA SEÇÃO RETANGULAR QUALQUER - ANÁLISE

| PERFIL DO USUÁRIO | Condições de Cálculo | | | Verificação a Compressão Simples | | | | Verificação à flexo-compressão | | | |
|--------------------------------|----------------------|--------------|--------------|----------------------------------|----------|-----------|-----------|--------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | PERFIL | | | Nrd(kN) | Usd (kN) | Aproveit. | Resultado | Modelo de Cálculo I | | Modelo de Cálculo II | |
| | b/h | larg/esp. | δ | | | | | Resultado da interação | Resultado da interação | | |
| RETANGULAR | 20 X 50 X | 3,00 | ok ok não ok | 4,68 | 332,00 | 70,88 | não passa | 80,94 | não passa | 12,58 | não passa |
| PERFIL PADRONIZADO - VALLOUREC | PERFIL | | | | | | | | | | |
| RETANGULAR | b/h | larg/esp. | δ | Nrd(kN) | Usd (kN) | Aproveit. | Resultado | Resultado da interação | Resultado da interação | Resultado da interação | Resultado da interação |
| 100 X 70 X | 3,90 | ok ok ok | ok | 229,01 | 332,00 | 1,45 | não passa | 2,08 | não passa | 1,70 | não passa |
| 100 X 70 X | 4,40 | ok ok ok | ok | 248,38 | 332,00 | 1,34 | não passa | 1,91 | não passa | 1,39 | não passa |
| 100 X 70 X | 4,80 | ok ok ok | ok | 263,04 | 332,00 | 1,26 | não passa | 1,79 | não passa | 1,22 | não passa |
| 100 X 70 X | 5,20 | ok ok ok | ok | 276,99 | 332,00 | 1,20 | não passa | 1,70 | não passa | 1,09 | não passa |
| 100 X 70 X | 5,60 | ok ok ok | ok | 290,22 | 332,00 | 1,14 | não passa | 1,61 | não passa | 0,99 | passa |
| 100 X 70 X | 6,40 | ok ok ok | ok | 314,59 | 332,00 | 1,06 | não passa | 1,48 | não passa | 0,83 | passa |
| 100 X 70 X | 7,10 | ok ok ok | ok | 333,68 | 332,00 | 0,99 | passa | 1,38 | não passa | 0,74 | passa |
| 100 X 70 X | 8,20 | ok ok ok | ok | 358,17 | 332,00 | 0,93 | passa | 1,27 | não passa | 0,67 | passa |
| 100 X 70 X | 8,80 | ok ok ok | ok | 370,21 | 332,00 | 0,90 | passa | 1,23 | não passa | 0,62 | passa |
| 100 X 70 X | 9,50 | ok ok ok | ok | 382,56 | 332,00 | 0,87 | passa | 1,18 | não passa | 0,58 | passa |
| 100 X 80 X | 3,90 | ok ok ok | ok | 317,46 | 332,00 | 1,05 | não passa | 1,62 | não passa | 1,33 | não passa |
| 100 X 80 X | 4,40 | ok ok ok | ok | 344,52 | 332,00 | 0,96 | passa | 1,49 | não passa | 1,12 | não passa |
| 100 X 80 X | 4,80 | ok ok ok | ok | 365,14 | 332,00 | 0,91 | passa | 1,40 | não passa | 1,00 | passa |
| 100 X 80 X | 5,20 | ok ok ok | ok | 384,87 | 332,00 | 0,86 | passa | 1,32 | não passa | 0,90 | passa |
| 100 X 80 X | 5,60 | ok ok ok | ok | 403,71 | 332,00 | 0,82 | passa | 1,25 | não passa | 0,82 | passa |
| 100 X 80 X | 6,40 | ok ok ok | ok | 438,74 | 332,00 | 0,76 | passa | 1,14 | não passa | 0,71 | passa |
| 100 X 80 X | 7,10 | ok ok ok | ok | 466,59 | 332,00 | 0,71 | passa | 1,07 | não passa | 0,63 | passa |
| 100 X 80 X | 8,20 | ok ok ok | ok | 455,20 | 332,00 | 0,73 | passa | 1,05 | não passa | 0,57 | passa |
| 100 X 80 X | 8,80 | ok ok ok | ok | 472,26 | 332,00 | 0,70 | passa | 1,00 | não passa | 0,53 | passa |
| 100 X 80 X | 9,50 | ok ok ok | ok | 490,35 | 332,00 | 0,68 | passa | 0,96 | passa | 0,49 | passa |
| 100 X 80 X | 10,30 | ok ok ok | ok | 508,89 | 332,00 | 0,65 | passa | 0,92 | passa | 0,46 | passa |
| 100 X 80 X | 11,10 | ok ok não ok | ok | 524,60 | 332,00 | 0,63 | passa | 0,89 | passa | 0,43 | passa |

Figura 4 mostra os resultados da verificação do mesmo pilar do exemplo 01, porém agora submetido à flexo-compressão com momento fletor aplicado no eixo x. É apresentada uma lista com os resultados correspondentes a cada um dos perfis previamente inseridos. Assim como no exemplo 1, os resultados assinalados em verde correspondem aos pilares cuja verificação da flexo-compressão foi atendida, e aqueles assinalados em vermelho, correspondem aos pilares que não resistem a solicitações de flexo-compressão aplicadas. Este exemplo também permite comparar os resultados da interação momento-normal para os modelos I e II, observando que o modelo I, por se tratar de um modelo de cálculo menos rigoroso e desenvolvido para pilares de aço, exige seções mais robustas, enquanto que no modelo II os perfis satisfazem às condições de cálculo com mais facilidade. A diferença básica entre estes dois modelos, é que o Modelo I representa o diagrama de interação entre os esforços momento fletor e força normal, a partir de dois segmentos de reta, enquanto que o Modelo II representa este mesmo diagrama com três segmentos de reta.

✓ **Exemplo 3 – Cálculo de pilar submetido à flexão oblíqua**

Neste último exemplo, o mesmo pilar dos exemplos anteriores é agora submetido à flexão oblíqua. Neste caso, são aplicadas uma solicitação normal de compressão $N_{sd}=332$ kN, um Momento na direção $M_{xd}=1.044,96$ kN.cm e um momento na direção y, $M_{yd}=950,50$ kN.cm. A Figura 5 mostra o preenchimento deste valor na aba de entrada de dados, novamente aproveitando todos os dados existentes, e a Figura 6 mostra o resultado da análise.

Figura 5 - Preenchimento da entrada de dados para o dimensionamento para o Exemplo 3



Figura 6 - Principais resultados da verificação do Exemplo 3

| CÁLCULO DE PILAR MISTO À FLEÇO-COMPRESSÃO PARA SEÇÃO RETANGULAR QUALQUER - ANÁLISE | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|---|----|---|----------------------|-----------|----|----------------------------------|----------|-----------|--------------------------------|------------------------|-------|------------------------|-------|-----------|
| PERFIL DO USUÁRIO | | | | Condições de Cálculo | | | Verificação a Compressão Simples | | | Verificação à flexo-compressão | | | | | |
| PERFIL RETANGULAR | | | | b/h | larg/esp. | δ | Nrd(kN) | Isd (kN) | Aproveit. | Resultado | Modelo de Cálculo I | | Modelo de Cálculo II | | |
| PERFIL PADRONIZADO - VALLOUREC | | | | b/h | larg/esp. | δ | Nrd(kN) | Isd (kN) | Aproveit. | Resultado | Resultado da interação | | Resultado da interação | | |
| 20 | X | 50 | X | 3,00 | ok | ok | não ok | 4,68 | 332,00 | 70,88 | não passa | 85,41 | não passa | 18,17 | não passa |
| PERFIL PADRONIZADO - VALLOUREC | | | | b/h | larg/esp. | δ | Nrd(kN) | Isd (kN) | Aproveit. | Resultado | Resultado da interação | | Resultado da interação | | |
| 100 | X | 70 | X | 3,90 | ok | ok | ok | 229,01 | 332,00 | 1,45 | não passa | 2,83 | não passa | 3,71 | não passa |
| 100 | X | 70 | X | 4,40 | ok | ok | ok | 248,38 | 332,00 | 1,34 | não passa | 2,58 | não passa | 3,04 | não passa |
| 100 | X | 70 | X | 4,80 | ok | ok | ok | 263,04 | 332,00 | 1,26 | não passa | 2,42 | não passa | 2,66 | não passa |
| 100 | X | 70 | X | 5,20 | ok | ok | ok | 276,99 | 332,00 | 1,20 | não passa | 2,29 | não passa | 2,38 | não passa |
| 100 | X | 70 | X | 5,60 | ok | ok | ok | 290,22 | 332,00 | 1,14 | não passa | 2,17 | não passa | 2,16 | não passa |
| 100 | X | 70 | X | 6,40 | ok | ok | ok | 314,59 | 332,00 | 1,06 | não passa | 1,98 | não passa | 1,83 | não passa |
| 100 | X | 70 | X | 7,10 | ok | ok | ok | 333,68 | 332,00 | 0,99 | passa | 1,84 | não passa | 1,62 | não passa |
| 100 | X | 70 | X | 8,20 | ok | ok | ok | 358,17 | 332,00 | 0,93 | passa | 1,69 | não passa | 1,46 | não passa |
| 100 | X | 70 | X | 8,80 | ok | ok | ok | 370,21 | 332,00 | 0,90 | passa | 1,62 | não passa | 1,37 | não passa |
| 100 | X | 70 | X | 9,50 | ok | ok | ok | 382,56 | 332,00 | 0,87 | passa | 1,55 | não passa | 1,27 | não passa |
| 100 | X | 80 | X | 3,90 | ok | ok | ok | 317,46 | 332,00 | 1,05 | não passa | 2,25 | não passa | 2,76 | não passa |
| 100 | X | 80 | X | 4,40 | ok | ok | ok | 344,52 | 332,00 | 0,96 | passa | 2,05 | não passa | 2,32 | não passa |
| 100 | X | 80 | X | 4,80 | ok | ok | ok | 365,14 | 332,00 | 0,91 | passa | 1,92 | não passa | 2,07 | não passa |
| 100 | X | 80 | X | 5,20 | ok | ok | ok | 384,87 | 332,00 | 0,86 | passa | 1,81 | não passa | 1,87 | não passa |
| 100 | X | 80 | X | 5,60 | ok | ok | ok | 403,71 | 332,00 | 0,82 | passa | 1,71 | não passa | 1,71 | não passa |
| 100 | X | 80 | X | 6,40 | ok | ok | ok | 438,74 | 332,00 | 0,76 | passa | 1,55 | não passa | 1,46 | não passa |
| 100 | X | 80 | X | 7,10 | ok | ok | ok | 466,59 | 332,00 | 0,71 | passa | 1,45 | não passa | 1,31 | não passa |
| 100 | X | 80 | X | 8,20 | ok | ok | ok | 485,20 | 332,00 | 0,73 | passa | 1,39 | não passa | 1,18 | não passa |
| 100 | X | 80 | X | 8,80 | ok | ok | ok | 472,26 | 332,00 | 0,70 | passa | 1,33 | não passa | 1,10 | não passa |
| 100 | X | 80 | X | 9,50 | ok | ok | ok | 490,35 | 332,00 | 0,68 | passa | 1,27 | não passa | 1,03 | não passa |
| 100 | X | 80 | X | 10,30 | ok | ok | ok | 508,69 | 332,00 | 0,65 | passa | 1,21 | não passa | 0,96 | passa |
| 100 | X | 80 | X | 11,10 | ok | ok | não ok | 524,60 | 332,00 | 0,63 | passa | 1,16 | não passa | 0,90 | passa |
| 110 | X | 60 | X | 3,90 | ok | ok | ok | 171,73 | 332,00 | 1,93 | não passa | 3,39 | não passa | 4,10 | não passa |

A Figura 6 mostra o resultado da evolução de aplicação de solicitações no pilar. É possível observar que neste exemplo nenhuma das seções previamente inseridas satisfaz totalmente as verificações, no entanto, basta procurar na lista um perfil que satisfaça, ou ainda, adotar uma seção genérica para verificação.

✓ **Análise comparativa dos exemplos 1, 2 e 3**

Finalizado a análise dos três exemplos apresentados acima é possível apresentar uma tabela comparativa entre as menores seções que passam nas verificações de cada exemplo, mostrados na Tabela 1

Tabela 1 - Resultados comparativos de seções mínimas exigidas para cada exemplo apresentado

| Exemplo | Perfil (mm) | Compressão | | | | Resultado da Interação para Flexão | | |
|---------|--------------|------------|----------|-----------|-----------|------------------------------------|--|--|
| | | Aproveit. | Modelo I | Modelo II | Resultado | | | |
| 1 | 100x70x7,10 | 0,99 | - | - | Passa | | | |
| 2 | 100x70x7,10 | 0,99 | 1,38 | 0,74 | Não passa | | | |
| 2 | 100x80x9,5 | 0,68 | 0,96 | 0,49 | Passa | | | |
| 3 | 120x80x11,10 | 0,53 | 0,96 | 0,67 | Passa | | | |

A Tabela 1, demonstra que os esforços de flexão são responsáveis pela maior parcela de solicitação, aumentando consideravelmente as seções de projeto, à medida que estes esforços são aplicados em mais de uma direção na seção. Outro aspecto importante de ser observado, é que o modelo I por ser tratar de um modelo simplificado, é também mais conservador que o modelo II, fato que pode ser verificado no primeiro resultado do exemplo

2, onde para o modelo I a seção é insuficiente, enquanto no modelo II, a mesma seção satisfaz as equações interação e pode ser utilizada. Em uma última análise é possível observar que os esforços de compressão não são o ponto crítico no dimensionamento dos elementos a flexo-compressão, isto porque, quando se aplica os esforços devido a flexão, há uma sobreposição de efeitos, fazendo com que esta seção aumente, para um mesmo carregamento axial. O resultado deste efeito pode ser verificado na coluna dos resultados de aproveitamento de compressão das seções apresentadas na Tabela 1.

A.2. Aplicação e resultados das planilhas de cálculo para vigas mistas de aço e concreto

Neste item são apresentados dois exemplos de utilização da planilha para verificação de vigas mistas: um para viga biapoiada e outro para viga biengastada. Os exemplos foram desenvolvidos considerando o mesmo elemento de viga e aplicando, na viga biapoiada somente momentos positivos e na viga engastada, momentos positivos associados a momentos negativos nas extremidades da viga. O modelo de viga utilizado tem vão livre de 400 cm e está vinculada a pilares nas extremidades. A simulação numérica da viga foi realizada no Software SAP 2000 versão 11, empregado para determinar os esforços atuantes nas vigas.

✓ Exemplo 1: Viga biapoiada

Neste exemplo foi analisada uma viga biapoiada com vão livre de 400 cm, com distância de 200 cm às vigas adjacentes direita e esquerda, laje maciça de concreto com 12 cm de espessura. Quanto aos materiais, foi adotado aço com módulo de elasticidade de 200.000 MPa e resistência ao escoamento de 310 MPa. O concreto da laje tem f_{ck} igual a 30 MPa, e os conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça com 12,5 mm de diâmetro são confeccionados em aço, que possui resistência à ruptura igual a 410 MPa. As solicitações aplicadas à viga mista são: momento solicitante $M_{Sd} = 26,75$ kN.m, força cortante solicitante $V_{Sd} = 27,27$ kN, e momento solicitante para verificação do estado limite de serviço (flecha) $M_{Sd} = 24,20$ kN. Alguns destes parâmetros da entrada de dados são ilustrados na Figura 7.

Figura 7 - Preenchimento da aba entrada de dados para verificação de vigas: Exemplo 01

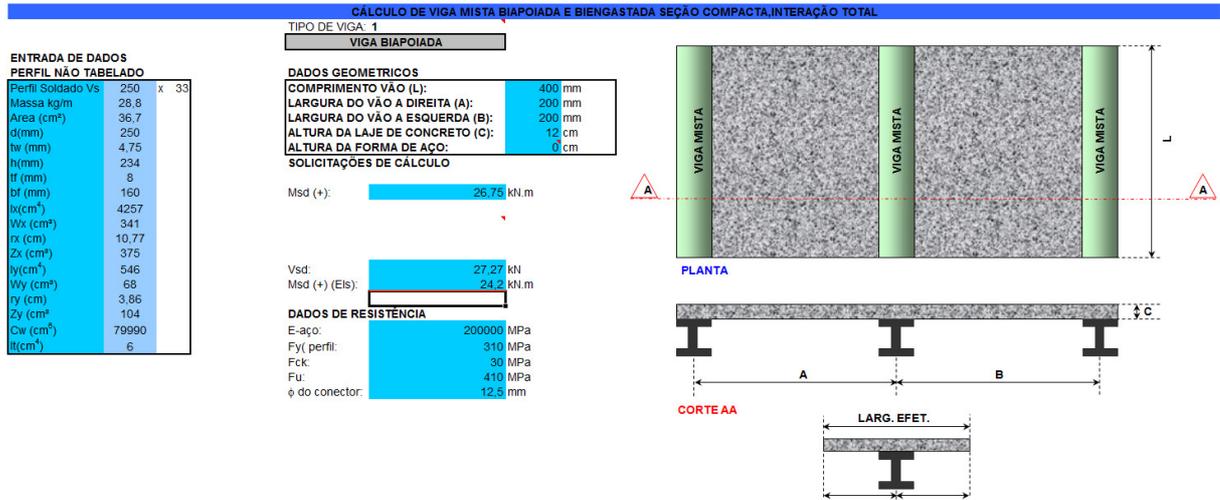


Figura 8 - Alguns resultados da verificação de vigas: Exemplo 01

| Perfil Soldado | TIPO DE SEÇÃO | verificação ao cisalhamento horiz | | | verificação ao cisalham vert | | Verific do desloc (δ) -cm | | | Verificação a flexão positiva | | | | | |
|--|---------------|-----------------------------------|----------|-----------------------------------|------------------------------|----------|---------------------------|-------|--------|-------------------------------|------------|------------|---------------------|-----------|-------|
| | | qrd (kN) | Qrd (kN) | nº de conectores para toda a viga | VRd (kN) | Vsd (kN) | resultado | δ adm | δ calc | resultado | Mrd (kN.m) | Msd (kN.m) | Índice de aproveit. | Resultado | |
| PERFIL NÃO TABELADO INSERIDO NA ENTRADA DE DADOS | | | | | | | | | | | | | | | |
| VS | 250 x 33 | Seção Compacta | 40,25 | 626,42 | 32 conectores | 200,8 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,002 | Flecha ok | 96,14 | 26,75 | 0,28 | Passa |
| PERFIS TABELADOS | | | | | | | | | | | | | | | |
| VS | 150 x 15 | Seção Compacta | 40,25 | 218,57 | 11 conectores | 120,48 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,008 | Flecha ok | 42,12 | 26,75 | 0,64 | Passa |
| VS | 150 x 18 | Seção Compacta | 40,25 | 218,57 | 11 conectores | 120,48 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,007 | Flecha ok | 45,78 | 26,75 | 0,58 | Passa |
| VS | 150 x 20 | Seção Compacta | 40,25 | 218,57 | 11 conectores | 120,48 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,007 | Flecha ok | 48,90 | 26,75 | 0,55 | Passa |
| VS | 150 x 19 | Seção Compacta | 40,25 | 218,57 | 11 conectores | 159,79 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,007 | Flecha ok | 48,53 | 26,75 | 0,55 | Passa |
| VS | 150 x 21 | Seção Compacta | 40,25 | 218,57 | 11 conectores | 159,79 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,007 | Flecha ok | 51,67 | 26,75 | 0,52 | Passa |
| VS | 200 x 19 | Seção Compacta | 40,25 | 218,57 | 11 conectores | 160,64 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,005 | Flecha ok | 59,84 | 26,75 | 0,45 | Passa |
| VS | 200 x 22 | Seção Compacta | 40,25 | 218,57 | 11 conectores | 160,64 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,004 | Flecha ok | 65,32 | 26,75 | 0,41 | Passa |
| VS | 200 x 25 | Seção Compacta | 40,25 | 218,57 | 11 conectores | 160,64 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,004 | Flecha ok | 70,30 | 26,75 | 0,38 | Passa |
| VS | 200 x 20 | Seção Compacta | 40,25 | 218,57 | 11 conectores | 160,64 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,004 | Flecha ok | 63,17 | 26,75 | 0,42 | Passa |
| VS | 54 x 23 | Seção Compacta | 40,25 | 218,57 | 11 conectores | 160,64 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,004 | Flecha ok | 69,41 | 26,75 | 0,39 | Passa |
| VS | 200 x 26 | Seção Compacta | 40,25 | 218,57 | 11 conectores | 160,64 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,004 | Flecha ok | 75,16 | 26,75 | 0,36 | Passa |
| VS | 250 x 21 | Seção Compacta | 40,25 | 218,57 | 11 conectores | 200,8 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,003 | Flecha ok | 78,02 | 26,75 | 0,34 | Passa |
| VS | 250 x 24 | Seção Compacta | 40,25 | 218,57 | 11 conectores | 200,8 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,003 | Flecha ok | 84,87 | 26,75 | 0,32 | Passa |
| VS | 250 x 27 | Seção Compacta | 40,25 | 218,57 | 11 conectores | 200,8 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,003 | Flecha ok | 91,08 | 26,75 | 0,29 | Passa |
| VS | 250 x 23 | Seção Compacta | 40,25 | 218,57 | 11 conectores | 200,8 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,003 | Flecha ok | 85,30 | 26,75 | 0,31 | Passa |
| VS | 250 x 26 | Seção Compacta | 40,25 | 218,57 | 11 conectores | 200,8 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,003 | Flecha ok | 94,18 | 26,75 | 0,28 | Passa |
| VS | 250 x 30 | Seção Compacta | 40,25 | 218,57 | 11 conectores | 200,8 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,002 | Flecha ok | 102,14 | 26,75 | 0,26 | Passa |

A Figura 7 mostra preenchimento da entrada de dados do exemplo 1 e a Figura 8 ilustra alguns dos resultados da aba “análise” para os perfis previamente tabelados.

✓ **Exemplo 2: Viga biengastada**

Neste caso, foi tomada a mesma viga do exemplo 1, e foram modificadas as condições de vinculação das extremidades, que agora são engastadas, surgindo momentos fletores solicitantes positivos e negativos.

Agora, é preciso definir também as propriedades da armadura negativa da laje, tendo sido adotada armadura em aço CA-50, com resistência ao escoamento igual a 500 MPa, área da armadura de 5 cm², cobrimento da armadura de 2 cm, e diâmetro das barras da armadura igual a 6,3 mm. As solicitações aplicadas ao perfil foram: momento positivo $M_{sd}(+)$ de 24,73 kN.m, momento negativo $M_{sd0}(-)$ de 40 kN.m $M_{sd1}(-)$ de 55 kN.m, força cortante $V_{sd}=27,27$ kN e momento solicitante para verificação da flecha $M_{sd}(+)23,2$ kN.m.

Os dados do exemplo foram retirados de um processamento de pórtico modelado no SAP 2000, que utiliza o método de elementos finitos para o processamento e leva em consideração os efeitos globais do pórtico, apresentando desta forma valores diferenciados para momentos negativos em cada extremidade das barras. Isto explica os momentos negativos como valores diferentes colocados acima.

A Figura 9 mostra a entrada de dados para a verificação da viga mista do exemplo 2, e a Figura 10 ilustra parte dos resultados da aba de análise.

Figura 9 - Entrada de dados para o Exemplo 2

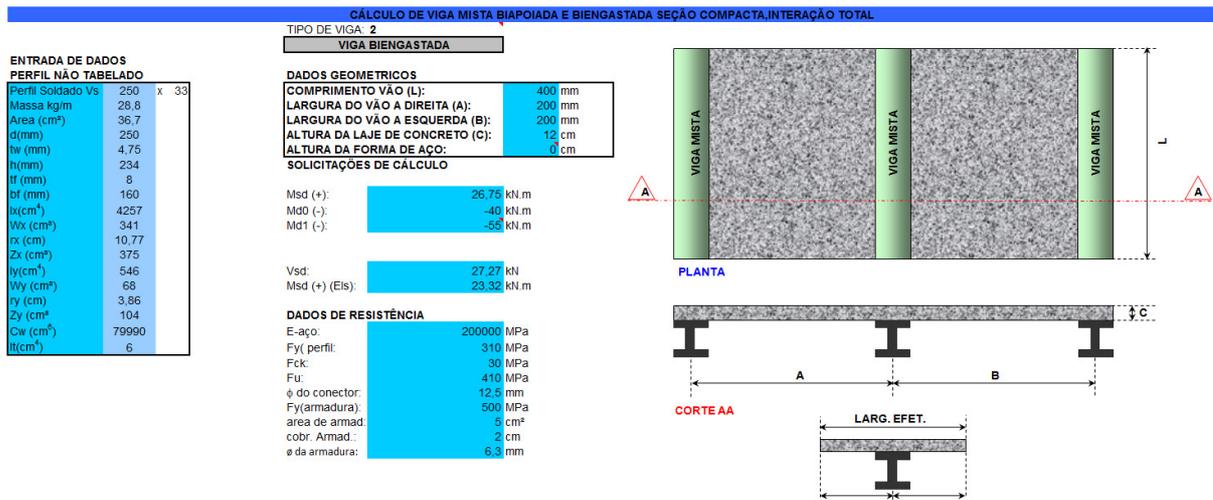


Figura 10 - Resultados da verificação da viga do Exemplo 2

| Perfil Soldado | TIPO DE SEÇÃO | verificação ao cisalhamento horiz | | verificação ao cisalhamento vert | | Verific do desloc (δ) - cm | | Verificação a flexão positiva | | | Verificação a flexão negativa | | | | | | | | |
|------------------|----------------|-----------------------------------|----------|-----------------------------------|-----------|----------------------------|-----------|-------------------------------|--------|-----------|-------------------------------|------------|--------------------|-----------|--------|------|-----|------|-----------|
| | | grd (kN) | Qrd (kN) | nº de conectores para toda a viga | V/Rd (kN) | Vsd (kN) | resultado | δ adm | δ calc | resultado | Mrd (kN.m) | Msd (kN.m) | Índice de aproveit | Resultado | | | | | |
| VS 250 x 33 | Seção Compacta | 40,25 | 593,64 | 30 conectores | 200,8 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,003 | Flecha ok | 88,56 | 26,75 | 0,30 | Passa | 6347,7 | 4000 | sim | 0,63 | passa |
| PERFIS TABELADOS | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| VS 150 x 15 | Seção Compacta | 40,25 | 153 | 8 conectores | 120,48 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,009 | Flecha ok | 36,45 | 26,75 | 0,73 | Passa | 2505,6 | 4000 | sim | 1,00 | não passa |
| VS 150 x 18 | Seção Compacta | 40,25 | 153 | 8 conectores | 120,48 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,008 | Flecha ok | 39,98 | 26,75 | 0,67 | Passa | 3319,2 | 4000 | sim | 1,21 | não passa |
| VS 150 x 20 | Seção Compacta | 40,25 | 153 | 8 conectores | 120,48 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,008 | Flecha ok | 42,90 | 26,75 | 0,62 | Passa | 3844,1 | 4000 | sim | 1,04 | não passa |
| VS 150 x 19 | Seção Compacta | 40,25 | 153 | 8 conectores | 159,79 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,007 | Flecha ok | 43,12 | 26,75 | 0,62 | Passa | 4152,7 | 4000 | sim | 0,96 | passa |
| VS 150 x 21 | Seção Compacta | 40,25 | 153 | 8 conectores | 159,79 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,005 | Flecha ok | 46,24 | 26,75 | 0,58 | Passa | 4777,5 | 4000 | sim | 0,84 | passa |
| VS 200 x 19 | Seção Compacta | 40,25 | 153 | 8 conectores | 160,64 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,005 | Flecha ok | 53,91 | 26,75 | 0,50 | Passa | 3806,4 | 4000 | sim | 1,11 | não passa |
| VS 200 x 22 | Seção Compacta | 40,25 | 153 | 8 conectores | 160,64 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,005 | Flecha ok | 59,39 | 26,75 | 0,45 | Passa | 4409,8 | 4000 | sim | 0,91 | passa |
| VS 200 x 25 | Seção Compacta | 40,25 | 153 | 8 conectores | 160,64 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,004 | Flecha ok | 64,36 | 26,75 | 0,42 | Passa | 5040,7 | 4000 | sim | 0,79 | passa |
| VS 200 x 20 | Seção Compacta | 40,25 | 153 | 8 conectores | 160,64 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,005 | Flecha ok | 56,79 | 26,75 | 0,47 | Passa | 4208,6 | 4000 | sim | 0,95 | passa |
| VS 54 x 23 | Seção Compacta | 40,25 | 153 | 8 conectores | 160,64 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,004 | Flecha ok | 62,93 | 26,75 | 0,43 | Passa | 5066 | 4000 | sim | 0,79 | passa |
| VS 200 x 26 | Seção Compacta | 40,25 | 153 | 8 conectores | 160,64 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,004 | Flecha ok | 68,56 | 26,75 | 0,39 | Passa | 5754,8 | 4000 | sim | 0,70 | passa |
| VS 250 x 21 | Seção Compacta | 40,25 | 153 | 8 conectores | 200,8 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,003 | Flecha ok | 70,44 | 26,75 | 0,38 | Passa | 3388,5 | 4000 | sim | 1,18 | não passa |
| VS 250 x 24 | Seção Compacta | 40,25 | 153 | 8 conectores | 200,8 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,003 | Flecha ok | 77,29 | 26,75 | 0,35 | Passa | 4128 | 4000 | sim | 0,97 | passa |
| VS 250 x 27 | Seção Compacta | 40,25 | 153 | 8 conectores | 200,8 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,003 | Flecha ok | 83,49 | 26,75 | 0,32 | Passa | 4707,9 | 4000 | sim | 0,85 | passa |
| VS 250 x 23 | Seção Compacta | 40,25 | 153 | 8 conectores | 200,8 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,003 | Flecha ok | 76,85 | 26,75 | 0,35 | Passa | 4255,4 | 4000 | sim | 0,94 | passa |
| VS 250 x 28 | Seção Compacta | 40,25 | 153 | 8 conectores | 200,8 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,003 | Flecha ok | 85,50 | 26,75 | 0,31 | Passa | 5141,3 | 4000 | sim | 0,78 | passa |
| VS 250 x 30 | Seção Compacta | 40,25 | 153 | 8 conectores | 200,8 | 27,27 | Passa | 0,133 | 0,003 | Flecha ok | 93,24 | 26,75 | 0,29 | Passa | 5826,6 | 4000 | sim | 0,69 | passa |

✓ **Análise comparativa dos exemplos 1 e 2**

A seguir Tabela 2 expressa os resultados das análises dos 2 exemplos para vigas mistas, entre as menores seções que passam nas verificações.

Tabela 2 - Resultados comparativos de seções mínimas exigidas para cada exemplo apresentado

| Exemplo | Perfil (mm) | Índice de aproveitamento |
|---------|-------------|--------------------------|
| 1 | VS 150x15 | 0,42 |
| 2 | VS 150x19 | 0,97 |

Apêndice B: Tabela de Resultados de carregamentos de vento para a modelagem numérica

| VENTO 0º | | | | | | | | VENTO 90º | | | | VENTO 180º | | | | | | | | VENTO 270º | | | | | | | |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------------|-------|-------|-------|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------------|-------|-------|----|-------|-------|-------|-------|
| Pav. terreo | PILAR | | | | | | | Pav. terreo | PILAR | | | Pav. terreo | PILAR | | | | | | | Pav. terreo | PILAR | | | | | | |
| | 1 | 7 | 12 | 19 | 28 | 34 | 38 | | 38 | 39 | 40 | | 41 | 4 | 6 | 11 | 14 | 22 | 30 | | 33 | 37 | 41 | 1 | 2 | 3 | 4 |
| 1 | 0,085 | 0,758 | 0,947 | 0,931 | 0,947 | 0,758 | 0,085 | 1 | 0,078 | 0,078 | 0,078 | 0,06 | 1 | 0,085 | 0,085 | 0,741 | 0,473 | 0,931 | 0,473 | 0,741 | 0,085 | 0,085 | 1 | 0,078 | 0,078 | 0,078 | 0,06 |
| 2 | 0,07 | 0,619 | 0,773 | 0,76 | 0,773 | 0,619 | 0,07 | 2 | 0,064 | 0,064 | 0,064 | 0,049 | 2 | 0,07 | 0,07 | 0,605 | 0,387 | 0,76 | 0,387 | 0,605 | 0,07 | 0,07 | 2 | 0,064 | 0,064 | 0,064 | 0,049 |
| 3 | 0,076 | 0,676 | 0,844 | 0,83 | 0,844 | 0,676 | 0,076 | 3 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,054 | 3 | 0,076 | 0,076 | 0,661 | 0,423 | 0,83 | 0,423 | 0,661 | 0,076 | 0,076 | 3 | 0,07 | 0,07 | 0,07 | 0,054 |
| 4 | 0,08 | 0,719 | 0,898 | 0,883 | 0,898 | 0,719 | 0,08 | 4 | 0,074 | 0,074 | 0,074 | 0,058 | 4 | 0,08 | 0,08 | 0,703 | 0,449 | 0,883 | 0,449 | 0,703 | 0,08 | 0,08 | 4 | 0,074 | 0,074 | 0,074 | 0,058 |
| 5 | 0,084 | 0,753 | 0,942 | 0,925 | 0,942 | 0,753 | 0,084 | 5 | 0,078 | 0,078 | 0,078 | 0,061 | 5 | 0,084 | 0,084 | 0,737 | 0,47 | 0,925 | 0,47 | 0,737 | 0,084 | 0,084 | 5 | 0,078 | 0,078 | 0,078 | 0,061 |
| 6 | 0,088 | 0,782 | 0,979 | 0,961 | 0,979 | 0,782 | 0,088 | 6 | 0,081 | 0,081 | 0,081 | 0,063 | 6 | 0,088 | 0,088 | 0,766 | 0,489 | 0,961 | 0,489 | 0,766 | 0,088 | 0,088 | 6 | 0,081 | 0,081 | 0,081 | 0,063 |
| 7 | 0,091 | 0,808 | 1,011 | 0,993 | 1,011 | 0,808 | 0,091 | 7 | 0,083 | 0,083 | 0,083 | 0,065 | 7 | 0,091 | 0,091 | 0,792 | 0,505 | 0,988 | 0,505 | 0,792 | 0,091 | 0,091 | 7 | 0,083 | 0,083 | 0,083 | 0,065 |
| 8 | 0,093 | 0,831 | 1,04 | 1,022 | 1,04 | 0,831 | 0,093 | 8 | 0,085 | 0,085 | 0,085 | 0,067 | 8 | 0,093 | 0,093 | 0,814 | 0,519 | 1,022 | 0,519 | 0,814 | 0,093 | 0,093 | 8 | 0,085 | 0,085 | 0,085 | 0,067 |
| 9 | 0,096 | 0,852 | 1,066 | 1,048 | 1,066 | 0,852 | 0,096 | 9 | 0,088 | 0,088 | 0,088 | 0,069 | 9 | 0,096 | 0,096 | 0,834 | 0,532 | 1,048 | 0,532 | 0,834 | 0,096 | 0,096 | 9 | 0,088 | 0,088 | 0,088 | 0,069 |
| 10 | 0,099 | 0,871 | 1,089 | 1,071 | 1,089 | 0,871 | 0,099 | 10 | 0,09 | 0,09 | 0,09 | 0,07 | 10 | 0,099 | 0,099 | 0,853 | 0,544 | 1,071 | 0,544 | 0,853 | 0,099 | 0,099 | 10 | 0,09 | 0,09 | 0,09 | 0,07 |
| 11 | 0,1 | 0,889 | 1,111 | 1,093 | 1,111 | 0,889 | 0,1 | 11 | 0,091 | 0,091 | 0,091 | 0,071 | 11 | 0,1 | 0,1 | 0,87 | 0,556 | 1,093 | 0,556 | 0,87 | 0,1 | 0,1 | 11 | 0,091 | 0,091 | 0,091 | 0,071 |
| 12 | 0,101 | 0,906 | 1,132 | 1,113 | 1,132 | 0,906 | 0,101 | 12 | 0,093 | 0,093 | 0,093 | 0,073 | 12 | 0,101 | 0,101 | 0,886 | 0,566 | 1,113 | 0,566 | 0,886 | 0,101 | 0,101 | 12 | 0,093 | 0,093 | 0,093 | 0,073 |
| 13 | 0,103 | 0,921 | 1,151 | 1,131 | 1,151 | 0,921 | 0,103 | 13 | 0,095 | 0,095 | 0,095 | 0,074 | 13 | 0,103 | 0,103 | 0,901 | 0,575 | 1,071 | 0,575 | 0,901 | 0,103 | 0,103 | 13 | 0,095 | 0,095 | 0,095 | 0,074 |
| 14 | 0,105 | 0,935 | 1,169 | 1,149 | 1,169 | 0,935 | 0,105 | 14 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0,075 | 14 | 0,105 | 0,105 | 0,915 | 0,585 | 1,149 | 0,585 | 0,915 | 0,105 | 0,105 | 14 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0,075 |
| 15 | 0,107 | 0,949 | 1,186 | 1,166 | 1,186 | 0,949 | 0,107 | 15 | 0,098 | 0,098 | 0,098 | 0,076 | 15 | 0,107 | 0,107 | 0,929 | 0,594 | 1,166 | 0,594 | 0,929 | 0,107 | 0,107 | 15 | 0,098 | 0,098 | 0,098 | 0,076 |
| 16 | 0,108 | 0,962 | 1,202 | 1,182 | 1,202 | 0,962 | 0,108 | 16 | 0,099 | 0,099 | 0,099 | 0,077 | 16 | 0,108 | 0,108 | 0,942 | 0,602 | 1,182 | 0,602 | 0,942 | 0,108 | 0,108 | 16 | 0,099 | 0,099 | 0,099 | 0,077 |
| 17 | 0,109 | 0,974 | 1,218 | 1,197 | 1,218 | 0,974 | 0,109 | 17 | 0,101 | 0,101 | 0,101 | 0,078 | 17 | 0,109 | 0,109 | 0,954 | 0,609 | 1,197 | 0,609 | 0,954 | 0,109 | 0,109 | 17 | 0,101 | 0,101 | 0,101 | 0,078 |
| 18 | 0,111 | 0,986 | 1,233 | 1,211 | 1,233 | 0,986 | 0,111 | 18 | 0,102 | 0,102 | 0,102 | 0,079 | 18 | 0,111 | 0,111 | 0,965 | 0,616 | 1,211 | 0,616 | 0,965 | 0,111 | 0,111 | 18 | 0,102 | 0,102 | 0,102 | 0,079 |
| 19 | 0,056 | 0,496 | 0,62 | 0,609 | 0,62 | 0,496 | 0,056 | 19 | 0,051 | 0,051 | 0,051 | 0,04 | 19 | 0,056 | 0,056 | 0,485 | 0,31 | 0,609 | 0,31 | 0,485 | 0,056 | 0,056 | 19 | 0,051 | 0,051 | 0,051 | 0,04 |