

**VIGAS MISTAS EM PERFIS FORMADOS A FRIO  
COM LAJES MISTAS E LAJES MOLDADAS SOBRE PAINÉIS DE  
CONCRETO CELULAR**

**Cynara Fiedler Bremer**

# **Livros Grátis**

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**“VIGAS MISTAS EM PERFIS FORMADOS A FRIO COM LAJES MISTAS E  
LAJES MOLDADAS SOBRE PAINÉIS DE CONCRETO CELULAR”**

Cynara Fiedler Bremer

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Doutor em Engenharia de Estruturas”

Comissão Examinadora:

---

Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues  
DEES-UFMG – (Orientador)

---

Prof. Dr. Gilson Queiroz  
DEES-UFMG

---

Prof. Dr. Fernando Amorim de Paula  
DEES-UFMG

---

Prof. Dr. Luiz Fernando Loureiro Ribeiro  
DECIV-UFOP

---

Prof. Dra. Michèle Scubert Pfeil  
COPPE-UFRJ

Belo Horizonte, 28 de Junho de 2007

*Aos meus pais, Breno e Marlene*

*Aos irmãos Anderson, Patrícia e Felipe*

*Aos meus tios Marli e Alfredo*

*Ao Leonardo*

*Pelo apoio incondicional em todas as etapas  
da minha vida*

## AGRADECIMENTOS

Principalmente a Deus, sem o qual esta Vitória não seria possível;

Ao Professor Francisco Carlos Rodrigues, pela orientação, pela paciência e pelo apoio em todos os momentos;

Ao Professor Gilson Queiroz, pela amizade e pelo apoio nas diretrizes da Tese, inclusive nos desenvolvimentos analíticos;

Ao Professor Fernando Amorim de Paula, pelo suporte e sugestões na modelagem numérica;

Ao Professor Edgar V. Mantilla Carrasco, pelas palavras, conselhos e contribuições;

Ao Gustavo Veríssimo, pela preciosa ajuda nas análises estatísticas e pelas sugestões;

Aos funcionários do LAEES (Laboratório de Análise Experimental de Estruturas), pela confecção dos modelos e na realização dos ensaios;

À CAPES, pela concessão da bolsa durante os 4 primeiros anos de Pesquisa;

À PRECON, pela doação do concreto;

À Pórtico Engenharia, pela doação das vigas metálicas;

À USIMINAS, pela doação dos decks metálicos;

À SICAL, pela doação dos painéis de concreto celular autoclavado;

À Marlene, minha mãe, minha amiga e minha cúmplice incondicional de todas as horas;

Ao Breno, meu pai, pelo incentivo, pelas aulas de engenharia, pelo exemplo de distinção e persistência;

Aos meus irmãos Anderson, Patrícia e Felipe, pelo apoio, amor, confiança e momentos de descontração;

Ao Leonardo, que me apoiou e entendeu os vários momentos de distância e reclusão;

À minha tia-mãe Marli;

Aos meus amigos e colegas, que compartilharam comigo esta etapa tão importante.

## RESUMO

BREMER, C. F. *Vigas mistas em perfis formados a frio com lajes mistas e lajes moldadas sobre painéis de concreto celular*. Belo Horizonte, 2007 – Tese de Doutorado. Programa de Pós Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.

Este trabalho consiste na avaliação do desempenho estrutural de dois sistemas de vigas mistas de aço e de concreto, ambos com vigas de aço em perfis formados a frio (PFF). No primeiro sistema a laje é constituída por uma camada de concreto moldado sobre painéis de concreto celular autoclavado (CCA) e os conectores de cisalhamento são de perfil U simples, também formado a frio. O segundo sistema é constituído de laje mista com fôrma de aço incorporada; para os conectores de cisalhamento são utilizados parafusos de cabeça sextavada e rebites tubulares com rosca interna. Foram realizadas avaliações por meio de ensaios de deslizamento (“*push out*”) para a determinação do comportamento e da resistência dos conectores e também ensaios de modelos de vigas em escala natural, sob condições de serviço e em estado limite último. Foram realizadas análises com tratamentos estatísticos e de regressão apropriados, que permitiram a proposição de critérios de dimensionamento específicos para as vigas mistas de aço e concreto com PFF, a partir da calibração de previsões teóricas com base nas prescrições das normas brasileiras pertinentes, entre elas a ABNT NBR 8800 (1986) e seu projeto de revisão, de setembro de 2006. Os resultados obtidos demonstram que as vigas mistas com PFF desenvolvidas no presente estudo podem ser utilizadas em sistemas de pisos de edificações residenciais, por apresentar desempenho estrutural satisfatório, especialmente os edifícios de baixo custo com até 7 pavimentos desenvolvidos em recentes pesquisas na Universidade Federal de Minas Gerais, cujos sistemas construtivos foram adotados por algumas companhias de habitação do Brasil, tais como a COHAB-MG e a CDHU-SP.

Palavras-chave: Perfis formados a frio, vigas mistas aço-concreto, conectores de cisalhamento, rebite com rosca interna, ensaio de deslizamento (“*push out*”), concreto celular autoclavado, análise experimental.

## ABSTRACT

BREMER, C. F. *Cold-formed composite beams with cold-formed steel deck and autoclaved cellular concrete composite slabs*. Belo Horizonte, 2007 – Doctorate Thesis. Structural Engineering Department Program, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.

The objective of this work was the evaluation of two structural steel and concrete composite beams systems, both using cold-formed steel box-beams. In the first system the slab was constituted by a thin thickness concrete layer over autoclaved cellular concrete panels and for shear connectors were used U cold-formed profile. In the second system it has been used a composite slab with steel deck profile; for shear connectors were used tubular rivets with inner thread and bolt hexagonal head. Evaluation on push out tests results to determine the connectors' behavior and resistance and also full scaled composite beams tests under service limit and ultimate limit states were made. Statistical analysis, using proper multiple regressions, were used, allowing specific steel-concrete composite beams with cold-formed profiles design method proposals, based on Brazilian Standards. The obtained results demonstrate that the composite beams with cold-formed profile developed in the present study can be used in systems of floors of residential constructions, showing satisfactory structural acting, especially the up to seven-story low cost buildings developed in the research at Universidade Federal de Minas Gerais, whose constructive systems were adopted by *COHAB-MG* and *CDHU-SP* (Brazilian companies aiming to provide low cost residential).

**Key words:** Cold-formed profiles, composite steel-concrete beams, shear connectors, tubular rivet with inner thread, push out tests, autoclaved cellular concrete panel (ACCP), experimental analysis.

## ÍNDICE

Lista de Figuras	x
Lista de Tabelas	xix
Lista de Quadros	xxi
Lista de Abreviaturas e Siglas	xxii
Lista de Símbolos	xxiii
<b>1. INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1 Generalidades	1
1.2 Objetivos e metodologia	7
1.3 Justificativas	8
1.4 Conteúdo da Tese	9
<b>2. ESTADO DA ARTE E FUNDAMENTOS NORMATIVOS</b>	<b>10</b>
2.1 Introdução	10
2.2 Prescrições de normas técnicas	11
2.2.1 Determinação da largura efetiva da laje de concreto	11
2.2.2 Armadura da laje	12
2.2.3 Esforço atuante nos conectores	15
2.2.4 Resistência dos conectores	16
2.2.5 Resistência da viga mista ao momento fletor	27
2.2.5.1 <i>Análise elástica simplificada</i>	28
2.2.5.2 <i>Análise totalmente plástica</i>	32
2.2.6 Resistência da viga mista ao esforço cortante	40
2.2.7 Verificação da flambagem lateral com distorção da seção transversal	41
2.2.8 Ensaio tipo “ <i>push out</i> ” nos conectores	41
2.3 Pesquisas sobre sistemas mistos	43
2.3.1 Pesquisas realizadas no Brasil	43
2.3.2 Pesquisas realizadas no Exterior	63

<b>3. DEFINIÇÃO DOS MODELOS</b>	<b>74</b>
3.1 Modelos com painéis CCA e capa de concreto moldado <i>in loco</i>	74
3.1.1 Descrição dos modelos de viga mista	74
3.1.2 Descrição dos modelos “ <i>push out</i> ”	84
3.2 Modelos com deck metálico e conector de cisalhamento de rebite e parafuso sextavado	90
3.2.1 Descrição dos modelos de viga mista	90
3.2.2 Descrição dos modelos “ <i>push out</i> ”	97
<b>4. PROGRAMA EXPERIMENTAL</b>	<b>101</b>
4.1 Propriedades mecânicas dos aços dos modelos ensaiados	101
4.2 Propriedades mecânicas dos concretos dos modelos ensaiados	104
4.2.1 Modelos com painel de CCA	104
4.2.2 Modelos com lajes mistas	106
4.3 Descrição dos ensaios dos modelos	107
4.3.1 Viga mista com painéis de CCA	107
4.3.2 “ <i>Push out</i> ” com painéis de CCA	113
4.3.3 Vigas mistas com lajes mistas	116
4.3.4 “ <i>Push out</i> ” com laje mista	123
4.4 Aquisição e tratamento de dados	126
<b>5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS</b>	<b>127</b>
5.1 Introdução	127
5.2 “ <i>Push out</i> ” com painéis de CCA	128
5.3 Vigas mistas com painéis de CCA	135
5.4 “ <i>Push out</i> ” com lajes mistas	152
5.5 Vigas mistas com lajes mistas	167

<b>6. ANÁLISE DOS RESULTADOS E PREVISÕES TEÓRICAS</b>	<b>187</b>
<b>6.1 Introdução</b>	187
<b>6.2 Análise de regressão com todos os resultados</b>	188
<b>6.2.1 Cálculo da resistência dos conectores a partir dos ensaios de vigas mistas</b>	188
<b>6.2.2 Análises de regressão</b>	197
<i>6.2.2.1 Regressão múltipla para os conectores U simples</i>	199
<i>6.2.2.2 Regressão múltipla para o conector parafuso sextavado com rebite tubular com rosca interna</i>	205
<b>6.3 Análise global dos resultados experimentais e comparações com as previsões teóricas</b>	209
<b>7. CONSIDERAÇÕES FINAIS</b>	<b>215</b>
<b>7.1. Conclusões</b>	215
<b>7.2 Modelos com painéis de CCA e conectores em perfis U simples</b>	217
<b>7.3 Modelos com lajes mistas e conectores em parafusos de cabeça sextavada e rebites com rosca interna</b>	220
<b>7.4 Sugestões para trabalhos futuros</b>	222
<b>8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>223</b>
<b>ANEXO A</b>	<b>228</b>
<b>ANEXO B</b>	<b>231</b>
<b>ANEXO C</b>	<b>236</b>
<b>ANEXO D</b>	<b>266</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Prédios de 4 pavimentos construídos para COHAB-MG, onde foram utilizados os resultados das pesquisas desenvolvidas na UFMG (RODRIGUES, 2001)	3
Figura 1.2 - Prédios de 5 e de 7 pavimentos, na fase de construção para a CDHU-SP, onde foram utilizados os resultados das pesquisas desenvolvidas na UFMG (RODRIGUES, 2001)	4
Figura 1.3 – Detalhe das ligações e das vigas mistas dos prédios desenvolvidos na UFMG para a COHAB-MG	5
Figura 1.4 – Conectores de cisalhamento constituídos por perfis U simples formados a frio e parafuso de cabeça sextavada fixado com rebite tubular com rosca interna	5
Figura 1.5 - Sistema de viga mista com perfis formados a frio e painéis de Concreto Celular Autoclavado (CCA) sob capa de concreto moldado “in loco”; conector de cisalhamento o perfil U simples, também formado a frio	6
Figura 2.1 - Superfícies típicas de falha ao cisalhamento	15
Figura 2.2 - Exemplos de conectores	16
Figura 2.3 – Rebite com rosca interna para conector de cisalhamento	17
Figura 2.4 - Comportamento estrutural de conectores	18
Figura 2.5 – Tipos de decks metálicos	23
Figura 2.6 - Ilustração do valor a ser tomado para $e_{mh}$	26
Figura 2.7 - Análise elástica simplificada: propriedades da seção transformada	29
Figura 2.8 - LNP na laje de concreto	33
Figura 2.9 - Seção plastificada com LNP na mesa superior	34
Figura 2.10 - Seção plastificada com LNP na alma	34
Figura 2.11 - Distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia sob momento positivo (vigas com conectores de cisalhamento, $h/t_w \leq 3,76\sqrt{E/f_y}$ - interação completa)	38
Figura 2.12 - Distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia sob momento positivo (vigas com conectores de cisalhamento,	38

$h/t_w \leq 3,76\sqrt{E/f_y}$ - interação parcial)	
Figura 2.13 – “ <i>Push tests</i> ” – EN 1994-1-1 (2004)	42
Figura 2.14 – Posições dos conectores de cisalhamento, OLIVEIRA (2001)	50
Figura 2.15- Detalhe da seção transversal da viga mista em perfil “caixa” apresentando as dimensões nominais da seção mista, OLIVEIRA (2001)	53
Figura 2.16 – Modelo adotado para o perfil de aço, KOTINDA (2006)	59
Figura 2.17 – Modelo adotado para os conectores de cisalhamento, KOTINDA (2006)	59
Figura 2.18 – Modelo adotado para a armadura, KOTINDA (2006)	60
Figura 2.19 – Conector Crestbond, OLIVEIRA (2007)	62
Figura 2.20 – Conectores engastados: detalhes da seção e dos conectores de cisalhamento, HANAOR (2000)	65
Figura 2.21 – Corpo de prova dos ensaios “push-out”, HANAOR (2000)	65
Figura 2.22 – Esquema de ensaio das vigas, HANAOR (2000)	66
Figura 2.23 – Ensaio de uma viga mista, HANAOR (2000)	66
Figura 2.24 – Construção do tipo (a-c-a), SUBEDI e COYLE (2002)	67
Figura 2.25 – Detalhes do ensaio “pull-out”, SUBEDI e COYLE (2002)	68
Figura 2.26 – Ensaio da viga mista, ERDÉLYI e DUNAI (2005)	71
Figura 2.27 – Deformada de uma viga ensaiada, ERDÉLYI e DUNAI (2005)	72
Figura 3.1 - Modelos do Tipo I	75
Figura 3.2 - Modelos do Tipo II	78
Figura 3.3 – Detalhes de fabricação de um modelo de viga mista do Tipo II	83
Figura 3.4 – Detalhes de fabricação de um modelo de viga mista do Tipo II	83
Figura 3.5 – Detalhes do modelo do ensaio “ <i>push out</i> ” CCA	84
Figura 3.6 – Detalhes de fabricação dos modelos “ <i>push out</i> ” – mostrando fôrma, painéis, perfil, conector de cisalhamento e barras de armadura	87

Figura 3.7 – Detalhes de fabricação dos modelos “ <i>push out</i> ” – mostrando fôrma, painéis, perfil, conector de cisalhamento e barras de armadura	87
Figura 3.8 - Modelos PS-CCA 01, PS-CCA 02, PS-CCA 03 e PS-CCA 04, aguardando a concretagem da capa junto aos painéis CCA	88
Figura 3.9 – Detalhes de fabricação dos modelos “ <i>push out</i> ”: modelo concretado	88
Figura 3.10 – Detalhes de fabricação dos modelos “ <i>push out</i> ”: modelo concretado	89
Figura 3.11 – Detalhes de fabricação dos modelos “ <i>push out</i> ” – vista inferior do perfil metálico	89
Figura 3.12 – Detalhes da viga mista VM-M12	90
Figura 3.13 – Detalhes da viga mista VM-M14	93
Figura 3.14 – Seqüência de instalação dos conectores de cisalhamento na viga de PFF	96
Figura 3.15 – Viga metálica e <i>deck</i> na fôrma	97
Figura 3.16 – Concretagem da viga mista	97
Figura 3.17 - Detalhes do modelo do ensaio “ <i>push out</i> ” M12 e M14	98
Figura 3.18 – Modelos “ <i>Push out</i> ” nas fôrmas	100
Figura 3.19 – Detalhe da armação dos modelos “ <i>Push out</i> ”	100
Figura 4.1 - Seção transversal típica do perfil do DECK 60	103
Figura 4.2 – Ensaio do corpo de prova cilíndrico de concreto para a determinação de sua resistência à compressão	105
Figura 4.3 - Esquema geral da montagem do ensaio da viga mista com painéis CCA	108
Figura 4.4 - Posicionamento dos EER na seção central do modelo	110
Figura 4.5 – Detalhe do sistema de aplicação de carga	110
Figura 4.6 – Extensômetro elétrico (EER) colado na face superior da laje de concreto	111
Figura 4.7 – Detalhe do transdutor de deslocamento (DT) e dos EER A1, A3 e A5 na lateral da viga	111
Figura 4.8 – Detalhe dos relógios comparadores (R1 e R2), fixados na extremidade da viga	111
Figura 4.9 – Detalhe do relógio comparador (RC5)	112

Figura 4.10 – Detalhe do painel CCA e da capa de concreto	112
Figura 4.11 – Modelo e instrumentação empregada	112
Figura 4.12 – Instrumentação dos modelos de “ <i>push out</i> ”	114
Figura 4.13 – Ensaio de “ <i>push out</i> ”	115
Figura 4.14 – Ensaio de “ <i>push out</i> ”	115
Figura 4.15 – Ensaio de “ <i>push out</i> ”	116
Figura 4.16 - Esquema geral da montagem do ensaio da viga mista com lajes mistas	117
Figura 4.17 – Esquema de corte e nova disposição do <i>deck</i> para a formação da viga mista	118
Figura 4.18 – Posições dos relógios comparadores nas extremidades das vigas	119
Figura 4.19 – Posições dos extensômetros na seção central	119
Figura 4.20 – Vista geral de um dos ensaios de viga mista	120
Figura 4.21 – Vista geral do ensaio do modelo VM-M12-1: notando-se a deformada do modelo, os relógios comparadores e o transdutor de deslocamento no meio do vão	121
Figura 4.22 – Fissuras na laje do modelo VM-M12-1, após o ensaio	121
Figura 4.23 – Fissuras na laje e detalhe dos relógios comparadores na extremidade do modelo VM-M12-1	122
Figura 4.24 – Detalhe do enrijecedor de apoio do modelo VM-M12-1	122
Figura 4.25 – Modelo “ <i>push out</i> ” instrumentado para ensaio	123
Figura 4.26 – Posição dos relógios comparadores no ensaio “ <i>push out</i> ”	124
Figura 4.27 – Ensaio do modelo “ <i>push out</i> ” M12-4	124
Figura 4.28 – Detalhe dos relógios comparadores e das fissuras decorrentes do ensaio do modelo M12-4	125
Figura 4.29 – Fissuras da laje do modelo M12-4	125
Figura 4.30 – Sistema de aquisição de dados	126
Figura 5.1 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC4, modelo PS-CCA 01	128
Figura 5.2 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo PS-CCA 01	129
Figura 5.3 – Carga x tempo, modelo PS-CCA 02	129

Figura 5.4 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC4, modelo PS-CCA 03	130
Figura 5.5 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo PS-CCA 03	130
Figura 5.6 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC4, modelo PS-CCA 04	131
Figura 5.7 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo PS-CCA 04	131
Figura 5.8 – Modelo PS-CCA 02 durante ensaio	132
Figura 5.9 – Modelo PS-CCA 03 durante ensaio	133
Figura 5.10 – Modelo PS-CCA 04 durante ensaio	133
Figura 5.11 – Capacidade de deslizamento $\delta_u$ (EN 1994-1-1 (2004))	134
Figura 5.12 – Carga x Flecha no meio do vão, modelo Viga CCA 01, Tipo I	136
Figura 5.13 – Momento x Flecha no meio do vão, modelo Viga CCA 01, Tipo I	136
Figura 5.14 – Momento x deformações na seção central (valores médios), modelo Viga CCA 01, Tipo I	137
Figura 5.15 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores (valores médios), modelo Viga CCA 01, Tipo I	137
Figura 5.16 – Deformações na seção transversal do concreto e do aço, no meio do vão (valores médios), modelo Viga CCA 01, Tipo I	138
Figura 5.17 – Carga x flecha no meio do vão, modelo Viga CCA 02, Tipo I	139
Figura 5.18 – Momento x flecha no meio do vão, modelo Viga CCA 02, Tipo I	139
Figura 5.19 – Momento x deformações na seção central (valores médios), modelo Viga CCA 02, Tipo I	140
Figura 5.20 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores (valores médios), modelo Viga CCA 02, Tipo I	140
Figura 5.21 – Deformações na seção transversal do concreto e do aço, no meio do vão (valores médios), modelo Viga CCA 02, Tipo I	141
Figura 5.22 – Carga x flecha no meio do vão, modelo Viga CCA 03, Tipo II	142

Figura 5.23 – Momento x flecha no meio do vão, modelo Viga CCA 03, Tipo II	142
Figura 5.24 – Momento x deformações na seção central (valores médios), modelo Viga CCA 03, Tipo II	143
Figura 5.25 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores (valores médios), modelo Viga CCA 03, Tipo II	143
Figura 5.26 – Deformações na seção transversal do concreto e do aço, no meio do vão (valores médios), modelo Viga CCA 03, Tipo II	144
Figura 5.27 – Carga x flecha no meio do vão, modelo Viga CCA 04, Tipo II	145
Figura 5.28 – Momento x flecha no meio do vão, modelo Viga CCA 04, Tipo II	145
Figura 5.29 – Momento x deformações na seção central (valores médios), modelo Viga CCA 04, Tipo II	146
Figura 5.30 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores (valores médios), modelo Viga CCA 04, Tipo II	146
Figura 5.31 – Deformações na seção transversal do concreto e do aço, no meio do vão (valores médios), modelo Viga CCA 04, Tipo II	147
Figura 5.32 – Carga x flecha no meio do vão, Tipos I e II juntos	148
Figura 5.33 – Momento x flecha no meio do vão, Tipos I e II juntos	148
Figura 5.34 – Qualidade do concreto moldado sobre painéis de CCA, modelo Viga CCA 04	150
Figura 5.35 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC4, modelo “ <i>push out</i> ” M12-1	153
Figura 5.36 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo “ <i>push out</i> ” M12-1	153
Figura 5.37 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC4, modelo “ <i>push out</i> ” M12-2	154
Figura 5.38 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo “ <i>push out</i> ” M12-2	154
Figura 5.39 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC4, modelo “ <i>push out</i> ” M12-3	155
Figura 5.40 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo “ <i>push out</i> ” M12-3	155

Figura 5.41 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC4, modelo “ <i>push out</i> ” M12-4	156
Figura 5.42 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo “ <i>push out</i> ” M12-4	156
Figura 5.43 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC4, modelo “ <i>push out</i> ” M14-1	157
Figura 5.44 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo “ <i>push out</i> ” M14-1	157
Figura 5.45 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC3, modelo “ <i>push out</i> ” M14-2	158
Figura 5.46 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo “ <i>push out</i> ” M14-2	158
Figura 5.47 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC4, modelo “ <i>push out</i> ” M14-3	159
Figura 5.48 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo “ <i>push out</i> ” M14-3	159
Figura 5.49 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC4, modelo “ <i>push out</i> ” M14-4	160
Figura 5.50 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo “ <i>push out</i> ” M14-4	160
Figura 5.51 – Superfícies típicas potenciais de falha ao cisalhamento quando decks metálicos são utilizados, EN 1994-1-1(2004)	162
Figura 5.52 – Modelo “ <i>push out</i> ” M12-1 com fissura longitudinal na laje de concreto	163
Figura 5.53– Modelo “ <i>push out</i> ” M12-1 com fissuras típicas da Figura 5.51 (a)	163
Figura 5.54 – Modelo “ <i>push out</i> ” M12-4 com fissuras típicas da Figura 5.51 (a)	164
Figura 5.55 – Modelo “ <i>push out</i> ” M14-4 com fissuras típicas da Figura 5.51 (a)	164
Figura 5.56 – Modelo “ <i>push out</i> ” M14-4 com fissura longitudinal na laje de concreto	165
Figura 5.57 – Momento x flecha no meio do vão, modelo VigaVMM12-1	168

Figura 5.58 – Momento x deformações na seção central (valores médios), modelo Viga VMM12-1	168
Figura 5.59 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores RC1 e RC3 (valores médios), modelo Viga VMM12-1	169
Figura 5.60 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores RC2 e RC4 (valores médios), modelo Viga VMM12-1	169
Figura 5.61 – Deformações na seção transversal do concreto e do aço, no meio do vão (valores médios), modelo Viga VMM12-1	170
Figura 5.62 – Momento x flecha no meio do vão, modelo VigaVMM12-2	171
Figura 5.63 – Momento x deformações na seção central (valores médios), modelo Viga VMM12-2	171
Figura 5.64 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores RC1 e RC3 (valores médios), modelo Viga VMM12-2	172
Figura 5.65 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores RC2 e RC4 (valores médios), modelo Viga VMM12-2	172
Figura 5.66 – Deformações na seção transversal do concreto e do aço, no meio do vão (valores médios), modelo Viga VMM12-2	173
Figura 5.67 – Momento x flecha no meio do vão, modelo VigaVMM14-1	174
Figura 5.68 – Momento x deformações na seção central (valores médios), modelo Viga VMM14-1	174
Figura 5.69 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores RC1 e RC3 (valores médios), modelo Viga VMM14-1	175
Figura 5.70 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores RC2 e RC4 (valores médios), modelo Viga VMM14-1	175
Figura 5.71 – Deformações na seção transversal do concreto e do aço, no meio do vão (valores médios), modelo Viga VMM14-1	176
Figura 5.72 – Momento x flecha no meio do vão, modelo VigaVMM14-2	177
Figura 5.73 – Momento x deformações na seção central (valores médios), modelo Viga VMM14-2	177
Figura 5.74 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores RC1 e RC3 (valores médios), modelo Viga VMM14-2	178

Figura 5.75 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores RC2 e RC4 (valores médios), modelo Viga VMM14-2	178
Figura 5.76 – Deformações na seção transversal do concreto e do aço, no meio do vão (valores médios), modelo Viga VMM14-2	179
Figura 5.77 – Momento x flecha no meio do vão, Vigas com Rebite M12	180
Figura 5.78 – Momento x flecha no meio do vão, Vigas com Rebite M14	180
Figura 5.79 – Deformada do modelo VM-M12-2 durante ensaio	181
Figura 5.80 – Fissuras do modelo VMM12-1 durante ensaio, notando-se também o carregamento em linha em toda a largura da laje e a fissura longitudinal central devida a este	182
Figura 5.81 – Modelo VMM14-2 durante ensaio, notando-se o carregamento aplicado na largura do contato da laje com a viga metálica e algumas fissuras durante o ensaio	183
Figura 5.82 – Fissuras de retração	183
Figura 6.1 - Seção transversal típica da viga mista com painéis de CCA, mostrando alguns parâmetros geométricos	191
Figura 6.2 – LNP2 passando na alma do perfil metálico	192
Figura 6.3 – Diagrama de esforço cortante e distribuição dos conectores na Viga CCA 02	195
Figura 6.4 – Comparação entre valores experimentais dos ensaios “ <i>push out</i> ” e os resultados obtidos com o uso da Equação 6.10 e $\beta_1=0,0643$	204
Figura 6.5 – Comparação entre valores experimentais dos ensaios “ <i>push out</i> ” e os resultados obtidos com o uso da Equação 6.11 e $\beta_2=0,001018$	205
Figura 6.6 – Comparação entre valores experimentais dos ensaios “ <i>push out</i> ” e os resultados obtidos com o uso da Equação 6.14 e $\beta_4=2,08$	209

## LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 - Resultados do ensaio de tração do aço (Valores médios)	102
Tabela 4.2 - Propriedades mecânicas das chapas utilizadas na fabricação das formas dos Decks 60. (Valores médios medidos)	104
Tabela 4.3 - Propriedades mecânicas do concreto, em valores médios, no dia do respectivo ensaio para os modelos CCA	105
Tabela 4.4 - Propriedades mecânicas do concreto, em valores médios, no dia do respectivo ensaio para os modelos de lajes mistas	107
Tabela 5.1 – Cargas de colapso dos modelos “ <i>push out</i> ” com painéis de CCA	133
Tabela 5.2 – Momentos experimentais de serviço e de colapso das vigas mistas com painéis de CCA	152
Tabela 5.3 – Principais observações feitas durante os ensaios dos modelos “ <i>push out</i> ” com lajes mistas	166
Tabela 5.4 – Momentos experimentais de serviço e de colapso das vigas mistas com lajes mistas	186
Tabela 6.1– Momentos fletores resistentes dos modelos considerados na análise de regressão	189
Tabela 6.2 – Valores de $q_n$ determinados para os modelos de vigas mistas com painéis de CCA	196
Tabela 6.3 – Valores de $q_n$ determinados para os modelos de vigas mistas com lajes mistas	196
Tabela 6.4 - Valores de $q_n$ determinados para os modelos de vigas mistas ensaiados por OLIVEIRA (2001) e BREMER (2003)	197
Tabela 6.5 – Cargas nominais de ensaio, propriedades do concreto e dos conectores U simples nos modelos ensaiados	200
Tabela 6.6 – Resultados encontrados nas análises de regressão múltipla para determinação de $\beta_1$	201
Tabela 6.7 – Resultados encontrados nas análises de regressão múltipla para determinação de $\beta_2$	202
Tabela 6.8 – Resultados encontrados nas análises de regressão múltipla para determinação de $\beta_3$	203
Tabela 6.9 - Cargas nominais de ensaio, propriedades do concreto, dos	207

conectores rebite e das chapas dos perfis metálicos nos modelos ensaiados	
Tabela 6.10 – Resultados encontrados nas análises de regressão múltipla para determinação de $\beta_4$	208
Tabela 6.11 – Resistências experimentais e teóricas dos modelos de vigas mistas com painéis de CCA	213
Tabela 6.12 – Resistências experimentais e teóricas dos modelos de vigas mistas com lajes mistas	214

**LISTA DE QUADROS**

Quadro 2.1 – Vigas, tipos de interação e carregamento, MALITE (1993)	43
Quadro 2.2 – Ensaio “ <i>Push out</i> ”, OLIVEIRA (2001)	49
Quadro 2.3- Modelos de viga de aço, OLIVEIRA (2001)	50
Quadro 2.4 – Ensaio realizados (VALENTE, I. e CRUZ, P.J.S., 2005)	69

**LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	American Institute of Steel Construction Inc.
CDHU-SP	Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano e habitacional de São Paulo
COHAB-MG	Companhia de Habitação de Minas Gerais
CCA	Concreto celular autoclavado
ECCS	European Convention Constructional Steel Work
ELU	Estado limite último
EER	Extensômetro elétrico de resistência
PFF	Perfil formado a frio
PS	Push out
RC	Relógio comparador
VM	Viga mista

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $\gamma_{a1}$  é o coeficiente de ponderação da resistência do aço;
- $\gamma_c$  é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto;
- $\gamma_{cs}$  é o coeficiente de ponderação da resistência do conector;
- $\gamma_s$  é o coeficiente de ponderação da resistência do aço das armaduras;
- $(Af_y)_a$  é o produto da área da seção da viga de aço pela sua resistência ao escoamento;
- $(Af_y)_{bi}$  é o produto da área do banzo inferior da treliça de aço pela sua resistência ao escoamento;
- $(Af_y)_{tf}$  é o produto da área da mesa superior da viga de aço pela resistência ao escoamento dessa viga;
- $(Af_y)_w$  é o produto da área da alma da viga de aço pela resistência ao escoamento dessa viga;
- $a$  é a espessura da região comprimida da laje ou, para interação parcial, a espessura considerada efetiva;
- $A_{blc}$  é a área da seção transversal da região comprimida da laje de concreto entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga;
- $A_c$  é a área da seção efetiva de concreto;
- $A_{cs}$  é a área da seção transversal do fuste do conector;
- $A_{cv}$  é a área de cisalhamento do concreto no plano considerado;
- $A_F$  é a área da fôrma de aço incorporada no plano comprimento;
- $A_{long}$  é a área da seção transversal da armadura longitudinal tracionada entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga;
- $A_s$  é a área da armadura transversal total;
- $b_1$  é a largura efetiva da laje no lado onde se analisa a resistência à fissuração longitudinal;
- $b_2$  é a largura efetiva da laje do lado oposto a  $b_1$ ;
- $b_{tr}$  é a largura efetiva da seção transformada;
- $C_{ad}$  é a força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço;
- $C_{cd}$  é a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;
- $d$  é a altura do perfil metálico;
- $d_1$  é a distância do centro geométrico da seção da viga de aço até a face superior dessa viga;
- $d_2$  é a distância entre as forças de tração e compressão na treliça mista;

$E_a$  é o módulo de elasticidade do aço;

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto à compressão;

$e_{mh}$  é a distância da borda do fuste do conector à alma da nervura da fôrma de aço, medida à meia altura da nervura e no sentido da força cortante que atua no conector;

$f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão;

$f_u$  é o limite de resistência à tração do aço do conector;

$f_{ucs}$  é a resistência à ruptura do aço do conector;

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço.

$f_{yF}$  é a resistência ao escoamento do aço da fôrma

$f_{ys}$  é a resistência ao escoamento do aço da armadura;

$h_{cs}$  é o comprimento do pino após a soldagem;

$I_a$  é o momento de inércia da seção aço;

$I_{tr}$  é o momento de inércia da seção transformada;

$L_{cs}$  é o comprimento do conector;

$L_m$  é a distância entre as seções de momento máximo positivo e momento nulo nas regiões com momento positivo, ou entre as seções de momento máximo negativo e momento nulo nas regiões com momento negativo;

$N$  é um fator de homogeneização

$n_{cs}$  é o número de conectores de cisalhamento por nervura sobre a viga;

$q_n$  é a resistência nominal individual do conector;

$q_{Ra}$  é a resistência de cálculo de um conector U laminado ou formado a frio;

$R_g$  é um coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores;

$R_p$  é um coeficiente para consideração da posição do conector;

$T_{ad}$  é a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço;

$t_c$  é a espessura da laje de concreto;

$t_f$  é a espessura da mesa superior;

$t_{fcs}$  é a espessura da mesa do conector, tomada a meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma;

$t_w$  é a espessura da alma;

$t_{wcs}$  é a espessura da alma do conector;

$V_d$  é a força cortante de cálculo;

$W_a$  é o módulo resistente elástico relativo à fibra inferior da viga de aço isolada;

$(W_{tr})_i$  é o módulo de resistência à flexão da seção transformada em relação à fibra inferior;

$(W_{tr})_s$  é o módulo de resistência à flexão da seção transformada em relação à fibra superior.

$y_a$  é a posição do centro de gravidade da seção aço em relação à sua fibra inferior;

$y_c$  é a distância do centro geométrico da parte comprimida da seção da viga de aço até a face superior dessa viga;

$y_p$  é a distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior da viga de aço;

$y_t$  é a distância do centro geométrico da parte tracionada da seção da viga de aço até a face inferior dessa viga;

$y_{tr}$  é a posição do centro de gravidade da seção homogeneizada em relação à fibra inferior da seção mista;

$\Sigma Q_{Rd,m}$  é o somatório das resistências de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento situados no trecho de comprimento  $L_m$  ;

$\phi_v.V_n$  é a resistência de cálculo, determinada considerando-se apenas a resistência da viga de aço isolada.

# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 Generalidades

O uso de estruturas mistas é muito difundido internacionalmente. No Brasil este tipo de estrutura está ganhando espaço e popularidade entre os projetistas com o passar dos anos. O excelente desempenho do aço, quando submetido à tração, e do concreto, quando à compressão, evidencia a tendência de desenvolvimento das estruturas mistas, como forma de combinar o potencial dos componentes dos sistemas mistos.

Antes de 1986, as estruturas mistas eram projetadas no Brasil de acordo com normas internacionais porque as normas brasileiras não tratavam do assunto. Este tipo de estrutura foi introduzido primeiramente em 1986 pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), através da norma técnica ABNT NBR8800 (1986).

Ainda assim, a utilização de sistemas mistos sempre ficou restrita aos perfis soldados e laminados, pois nas normas específicas que tratam do dimensionamento de estruturas constituídas por perfis formados a frio (PFF) não há nenhum capítulo voltado às

estruturas mistas, nem nas normas internacionais e tampouco na norma brasileira, a ABNT NBR14762 (2001).

No entanto, a intensa utilização de PFF em diversas regiões do Brasil fez com que esses perfis deixassem de ser utilizados exclusivamente em estruturas de cobertura ou de galpões industriais. As estruturas de PFF são mais leves e bastante versáteis, de fácil fabricação e execução.

Além disso, uma das análises que podem ser feitas para reduzir o consumo de aço nas estruturas de PFF é o estudo da contribuição das lajes de concreto na resistência das vigas da estrutura: *propõe-se então a estrutura mista com o uso dos PFF*.

Como exemplos de aplicação tem-se o projeto Usiteto, onde a Companhia de Habitação de Minas Gerais (COHAB-MG) e a Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano de São Paulo (CDHU-SP), vêm utilizando os perfis formados a frio no sistema estrutural de prédios residenciais de baixo custo, tornando-se uma boa alternativa para o problema habitacional no Brasil. Cada unidade dos edifícios da COHAB-MG e da CDHU-SP tem área total de 46,69 m<sup>2</sup>, divididos entre sala, dois quartos, uma pequena circulação, um banheiro, cozinha e área de serviço. Os prédios têm de quatro a sete pavimentos, com 4 apartamentos por andar, podendo ser construídos ou não em sistema de mutirão. Para as vigas desses prédios tem-se utilizado perfis formados a frio e lajes em concreto armado. O cálculo estrutural do prédio é realizado supondo para algumas dessas vigas que a laje comporta-se independentemente das vigas na resistência às ações aplicadas. Para outras vigas, leva-se em consideração a atuação conjunta do concreto e dos perfis de aço, impondo que estes perfis trabalhem conjuntamente com uma faixa da laje de concreto, caracterizando assim a viga mista aço-concreto. Para os conectores de cisalhamento, tem-se utilizado perfis U, também formados a frio.

A Figura 1.1 apresenta alguns dos prédios de baixo custo construídos para a COHAB-MG e a Figura 1.2 apresenta a construção de um grande número de prédios de baixo custo para a CDHU-SP, todos utilizando resultados de pesquisas desenvolvidas na UFMG por RODRIGUES (2001).



(a)



(b)

Figura 1.1 - Prédios de 4 pavimentos construídos para COHAB-MG, onde foram utilizados os resultados das pesquisas desenvolvidas na UFMG (RODRIGUES, 2001)



(a) Protótipo construído para a CDHU-SP



(b) Vista geral de 94 prédios na fase de construção.

Figura 1.2 - Prédios de 5 e de 7 pavimentos, na fase de construção para a CDHU-SP, onde foram utilizados os resultados das pesquisas desenvolvidas na UFMG (RODRIGUES, 2001)

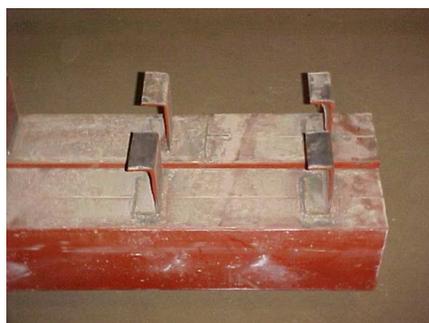
Nos prédios construídos para a COHAB-MG, as lajes maciças foram concretadas “*in loco*”. Nos prédios da CDHU-SP, as lajes maciças foram construídas com painéis pré-moldados de concreto armado, com espessura de 50 mm, sobre os quais era concretada uma capa de 30 mm de concreto para a composição das vigas mistas de aço e concreto.

A Figura 1.3 apresenta parte do sistema estrutural adotado nos prédios citados anteriormente, podendo-se notar os conectores de cisalhamento em perfis U simples para a composição do sistema de vigas mistas de aço e concreto.



Figura 1.3 – Detalhe das ligações e das vigas mistas dos prédios desenvolvidos na UFMG para a COHAB-MG

A Figura 1.4 apresenta em detalhes os conectores de cisalhamento objeto de estudo da presente pesquisa, sendo um constituído por perfil U simples formado a frio e o outro constituído por parafuso de cabeça sextavada fixado com rebite tubular com rosca interna, dispensando a execução de soldas.



(a) Perfis U simples



(b) Parafuso com cabeça sextavada e rebite tubular com rosca interna

Figura 1.4 – Conectores de cisalhamento constituídos por perfis U simples formados a frio e parafuso de cabeça sextavada fixado com rebite tubular com rosca interna

Visando incrementar ainda mais o emprego das vigas mistas em PFF nos edifícios, é desenvolvida nesta tese uma pesquisa teórico-experimental sobre o sistema misto obtido com vigas de PFF com seção caixa, laje formada por painéis de concreto celular autoclavado (CCA) sob capa de concreto moldado *in loco* e, como conectores de cisalhamento, perfis U, também formados a frio, conforme mostra a Figura 1.5. Esta abordagem trata realmente de uma inovação tecnológica, pois propõe pela primeira vez o emprego dos painéis de concreto celular autoclavado (CCA) do tipo Sical para servir de fôrma para a laje mista. Nota-se que estes painéis levarão à dispensa de fôrmas e escoramentos sob a laje, incorporando assim racionalização e velocidade na construção mista.



Figura 1.5 - Sistema de viga mista com perfis formados a frio e painéis de Concreto Celular Autoclavado (CCA) sob capa de concreto moldado “*in loco*”; conector de cisalhamento o perfil U simples, também formado a frio

Para complementar as análises das vigas foram também realizados os respectivos ensaios “*push out*”, fiéis aos modelos de viga mista, com o mesmo perfil metálico da viga, mesmo painel Sical e mesmos conectores de cisalhamento. As dimensões dos modelos “*push out*” seguiram as prescrições do EN 1994-1-1 (2004), adaptadas ao modelo da viga mista estudada.

Foi também desenvolvido um segundo tipo de sistema misto, composto por vigas de aço de PFF com seção caixa, laje mista com fôrma de aço incorporada (deck metálico, ou popularmente, *steel deck*) e conectores de cisalhamento constituídos por rebite com rosca interna e parafuso de cabeça sextavada (Figuras 1.4.b e 5.79). Não se tem conhecimento de qualquer pesquisa tratando dos rebites com rosca interna, em conjunto com parafusos, sendo usados como componentes de conectores de cisalhamento, principalmente quando se trabalha com vigas em perfis formados a frio e a laje mista com fôrma de aço incorporada (*steel deck*). Este estudo foi iniciado com o objetivo de enriquecer o assunto “Vigas mistas com o uso dos PFF”. Esta proposta é, também, uma inovação tecnológica, que levará à dispensa de fôrmas e escoramentos sob a laje, incorporando racionalização e velocidade na construção mista. Foram ainda realizados os ensaios “*push out*”, visando a determinação da resistência dos conectores de cisalhamento.

## 1.2 Objetivos e metodologia

O objetivo geral da presente pesquisa é a proposição de critérios de dimensionamento específicos para as vigas mistas de aço e concreto em PFF, considerando vigas não esbeltas (seções compactas) ou medianamente esbeltas (seções não compactas) e interação total ou parcial.

Como objetivos específicos, tem-se:

- Propor 2 sistemas mistos inovadores para piso de edificações residenciais;
- Determinar o comportamento e a resistência dos sistemas propostos;
- Contribuir com critérios de dimensionamento para estes casos.

As duas inovações propostas sistemas mistos de piso, estão ilustradas nas Figuras 1.3 a 1.5 e 5.79. O comportamento das vigas mistas foi determinado por meio de análise experimental de oito modelos fabricados em laboratório. A determinação da resistência dos conectores adotados foi efetuada através de doze ensaios normalizados do tipo deslizamento (ensaios “*push out*”). Foi proposto o emprego dos painéis de concreto

celular autoclavado (do tipo Sical) para servir de fôrma para a laje mista e para aumentar o braço de alavanca do binário formado pela força de compressão no concreto e a força de tração na viga de aço. Estes painéis levaram à dispensa de escoramentos sob a laje, incorporando assim a racionalização na construção mista. É também proposto o sistema de vigas mistas com PFF e laje com fôrma de aço incorporada (deck metálico) e rebites com rosca interna e parafusos sextavados trabalhando como conectores de cisalhamento.

### **1.3 Justificativas**

Tendo em vista os poucos estudos feitos na área, as tendências e as necessidades do mercado brasileiro quanto às habitações de baixo custo e as vantagens de, com os PFF serem fabricadas vigas mais leves, com maior velocidade de fabricação e montagem e baixo custo relativo, justifica-se a opção por este tipo de viga metálica, que também pode oferecer ao projetista uma grande liberdade de escolha, seja no formato de sua seção transversal, seja nas suas dimensões. Já a escolha dos conectores de cisalhamento em perfil U, também formado a frio, se deve ao fato das vantagens do uso deste tipo de material levarem ao incremento de seu uso no Brasil.

Para o uso de estruturas com PFF em programas de habitação popular as moradias devem ter máxima redução do custo, sem perda de segurança e funcionalidade, e que seja viável sua produção em série. Uma das análises que podem ser feitas para reduzir o consumo de aço nas estruturas em PFF é o estudo da contribuição das lajes de concreto na resistência das vigas da estrutura. Para estas lajes procuram-se sistemas de piso que eliminem o emprego de fôrmas e de escoramento na fase antes da cura do concreto, tornando a construção mais racional, rápida e de menor custo.

A proposta deste estudo está voltada a uma contribuição ao desenvolvimento de vigas mistas em PFF, sendo possível no futuro a inclusão deste tema na revisão da ABNT NBR14762 (2001). Isto será possível após as análises experimental e teórica, que fornecerão formulações específicas relativas à resistência de vigas mistas em PFF.

Devido ao potencial deste tipo de estrutura e aos poucos estudos realizados no exterior e principalmente no Brasil, este estudo é plenamente justificado.

## **1.4 Conteúdo da Tese**

No Capítulo 2 são apresentados o Estado da Arte e os Fundamentos Normativos, onde se apresentam os tópicos que foram estudados e tiveram relevância quanto à sua contribuição para este trabalho.

No Capítulo 3 são apresentadas as Definições dos Modelos. São descritos os modelos de viga mista e os modelos “*push out*”.

No Capítulo 4 é descrito o Programa Experimental, com a metodologia dos ensaios realizados durante o desenvolvimento desta pesquisa.

No Capítulo 5 são apresentados os Resultados Experimentais dos ensaios realizados.

O Capítulo 6 trata da Análise dos Resultados, além das previsões teóricas. Foram feitas análises de regressão. Ao final do capítulo, os resultados foram analisados de forma global. Além disso, foram realizadas comparações entre as previsões teóricas apresentadas no referido capítulo.

No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões e algumas sugestões para estudos futuros. Finalmente no Capítulo 8 estão as referências bibliográficas utilizadas ao longo do texto nesta Tese.

O Anexo A traz a geometria inicial dos modelos.

O Anexo B contém as fotos de destruição dos modelos utilizados.

O Anexo C mostra as previsões das cargas máximas para os modelos de viga mista com painéis de CCA, através de análise estatística;

O Anexo D mostra as previsões das cargas máximas para os modelos de viga mista com lajes mistas, através de análise estatística.

# 2

## **ESTADO DA ARTE E FUNDAMENTOS NORMATIVOS**

### **2.1 Introdução**

A seguir são apresentados trabalhos e normas técnicas que foram estudados e tiveram relevância quanto à sua contribuição para este trabalho. Vale ressaltar que o número de pesquisas relacionadas a este assunto é realmente pequeno, sendo encontrados trabalhos na área de vigas mistas em PFF, incluindo os conectores de cisalhamento, uma introdução ao assunto de conectores de cisalhamento constituídos por rebite com rosca interna e parafuso sextavado e laje mista utilizando o deck metálico, mas nunca em conjunto como propõe o objetivo do presente trabalho. As principais pesquisas que serviram de base para este estudo foram a tese de doutorado de MALITE (1993) e a dissertação de mestrado de OLIVEIRA (2001).

A revisão bibliográfica foi dividida em duas partes. Foram analisadas primeiramente as formulações básicas da ABNT NBR8800 (1986), observando-se algumas diferenças, onde pertinentes, com o projeto de revisão da ABNT NBR8800, em sua versão setembro de 2006 e as especificações do Load and Resistance Factor Design (LRFD) Specification do American Institute of Steel Construction (AISC 2005) e o EN 1994-1-1

(2004). Foram analisadas as condições de construções escoradas e interações completa e parcial.

Por fim, foram analisadas as propriedades dos sistemas mistos, com relevância em relação ao assunto tratado aqui. Ainda dentro deste último tópico foram separados os estudos no Brasil e no exterior.

## **2.2 Prescrições de normas técnicas**

### **2.2.1 Determinação da largura efetiva da laje de concreto**

A largura efetiva da laje de concreto é a faixa de laje que trabalha juntamente com a viga de aço. A determinação teórica desta faixa de laje é muito complexa e, para fins práticos, as normas de estruturas de aço apresentam algumas relações empíricas para determinação das mesmas.

Segundo a ABNT NBR8800 (1986), a largura efetiva da laje de concreto em vigas mistas simples e contínuas, providas de conectores de cisalhamento ou totalmente embutidas em concreto, construídas com ou sem escoramento pode ser determinada da forma descrita a seguir:

- a) Para laje estendendo-se para ambos os lados da viga, deve-se tomar o menor valor entre:
  - $\frac{1}{4}$  do vão da viga mista, considerado entre linhas de centro de apoio;
  - 16 vezes a espessura da laje mais a largura da mesa superior da viga de aço;
  - Largura da mesa superior da viga de aço mais a metade das distâncias livres entre esta mesa e as mesas superiores das vigas adjacentes.

b) Para laje estendendo-se para um dos lados da viga, deve-se tomar o menor valor entre:

- $1/12$  do vão da viga mista, considerado entre linhas de centro de apoio, mais a largura da mesa superior da viga de aço;
- 6 vezes a espessura da laje mais a largura da mesa superior da viga de aço;
- Largura da mesa superior da viga de aço mais a metade da distância livre entre esta mesa e a mesa superior da viga adjacente.

A versão de setembro de 2006 do projeto de revisão da ABNT NBR8800 estabelece que para vigas mistas biapoiadas a largura efetiva da mesa de concreto, de cada lado da linha de centro da viga, deve ser igual ao menor dos seguintes valores:

- $1/8$  do vão da viga mista, considerado 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 de uma laje em balanço.

O projeto de revisão ainda considera as vigas mistas contínuas e semi-contínuas.

Segundo o AISC (2005) a largura efetiva é a soma das larguras efetivas para cada lado das linhas de centro da viga, sendo que cada qual não deve exceder:

- $1/8$  do vão da viga, considerado entre linhas de centro dos apoios;
- Metade da distância entre a linha de centro da viga considerada e da viga adjacente ou
- Distância à extremidade da laje.

### **2.2.2 Armadura da laje**

Algumas recomendações quanto à armadura da laje devem ser respeitadas, de acordo com a ABNT NBR8800 (1986), dadas a seguir.

- As lajes devem ser adequadamente armadas para resistir a todas as solicitações de cálculo e para controlar a fissuração em qualquer direção;
- As armaduras das lajes devem ser adequadamente dispostas de forma a atender às especificações da ABNT NBR 6118;
- As armaduras das lajes contínuas, sobre o apoio de vigas de aço com ligações flexíveis, devem receber consideração especial;
- A armadura, paralela à viga, situada nas regiões de momentos negativos da viga mista, deve ser ancorada por aderência no concreto sujeito à compressão;
- A possibilidade de fissuração da laje (causada por cisalhamento), na região adjacente à viga de aço, paralelamente a esta, deve ser controlada pela colocação de armaduras adicionais, transversais à viga, ou por outros meios eficazes, a não ser que se demonstre que essa fissuração não possa ocorrer. A referida armadura adicional deve ser colocada na face inferior da laje. A área da seção dessa armadura não pode ser inferior a 0,5% da área da seção de concreto, segundo um corte paralelo à viga e deve ser usado espaçamento uniforme ao longo do vão.

O projeto de revisão da ABNT NBR8800 traz uma mudança na área da seção da armadura, onde este valor não pode ser inferior a 0,2% da área da seção de cisalhamento do concreto por plano de cisalhamento (plano a-a na Figura 2.1), no caso de lajes maciças ou de lajes mistas com nervuras longitudinais ao perfil de aço, ou a 0,1% no caso de lajes mistas com nervuras transversais, devendo ainda atender à condição dada pelas Equações 2.1 a 2.3:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (2.1)$$

$$V_{Sd} = \frac{\left( \sum Q_{Rd,m} \frac{b_1}{b_1 + b_2} - \frac{0,85 f_{ck} A_{blc}}{\gamma_c} - \frac{A_{long} f_{ys}}{\gamma_s} \right)}{L_m} \geq 0 \quad (2.2)$$

Em uma borda de laje,  $V_{sd}=0$

$$V_{Rd} = \left( \frac{0,04 \eta A_{cv} f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s f_{ys}}{\gamma_s} + \frac{A_F f_{yF}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{0,2 \eta A_{cv} f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{0,6 A_F f_{yF}}{\gamma_{a1}} \right) \quad (2.3)$$

Onde:

$\Sigma Q_{Rd,m}$  é o somatório das resistências de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento situados no trecho de comprimento  $L_m$  (se  $\Sigma Q_{Rd,m}$  for maior do que a resistência de cálculo necessária para interação total, usar esta última no lugar de  $\Sigma Q_{Rd,m}$ );

$b_1$  é a largura efetiva da laje no lado onde se analisa a resistência à fissuração longitudinal;

$b_2$  é a largura efetiva da laje do lado oposto a  $b_1$ ;

$f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão;

$\gamma_c$  é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

$\gamma_s$  é o coeficiente de ponderação da resistência do aço das armaduras;

$\gamma_{al}$  é o coeficiente de ponderação da resistência do aço;

$A_{blc}$  é a área da seção transversal da região comprimida da laje de concreto entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga;

$A_{long}$  é a área da seção transversal da armadura longitudinal tracionada entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga;

$f_{ys}$  é a resistência ao escoamento do aço da armadura;

$L_m$  é a distância entre as seções de momento máximo positivo e momento nulo nas regiões com momento positivo, ou entre as seções de momento máximo negativo e momento nulo nas regiões com momento negativo;

$\eta = 0,3 + 0,7 \left( \frac{g_c}{24} \right)$ , sendo  $g_c$  o peso específico do concreto, não podendo ser tomado

valor superior a  $24 \text{ kN/m}^3$ ;

$A_{cv}$  é a área de cisalhamento do concreto no plano considerado, por unidade de comprimento da viga;

$A_s$  é a área da armadura transversal total, por unidade de comprimento da viga, incluindo qualquer armadura prevista para flexão da laje e a armadura adicional  $A_{sa}$ ;

$A_F$  é a área da fôrma de aço incorporada no plano de cisalhamento, por unidade de comprimento, caso a fôrma seja contínua sobre a viga e as nervuras estejam dispostas perpendicularmente ao perfil de aço (nas demais situações,  $A_F=0$ );

$f_{yF}$  é a resistência ao escoamento do aço da fôrma.

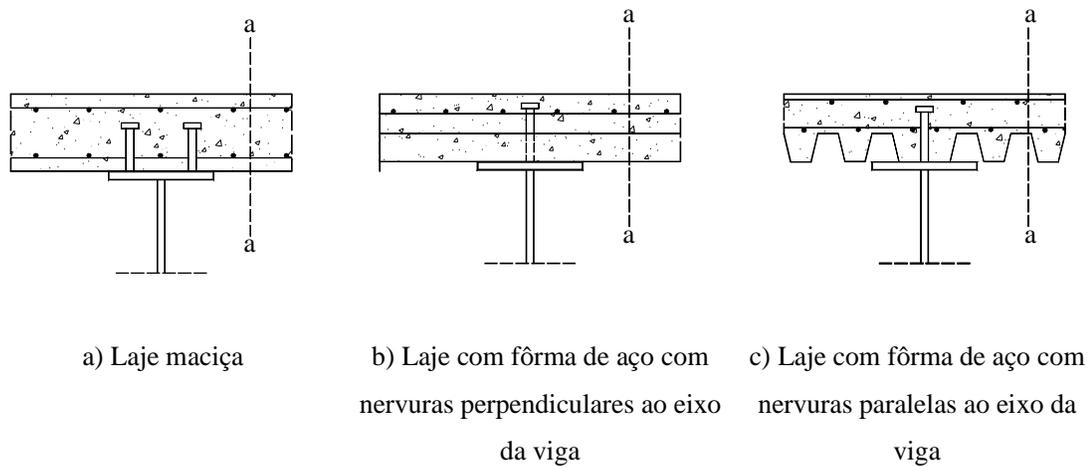


Figura 2.1 - Superfícies típicas de falha ao cisalhamento

O projeto de revisão da ABNT NBR8800 recomenda ainda:

- No caso de viga de borda, a ancoragem da armadura transversal requer detalhamento apropriado;
- A armadura paralela à viga, situada nas regiões de momentos negativos da viga mista, deve ser ancorada por aderência no concreto sujeito à compressão, de acordo com os critérios da NBR 6118 (2003).

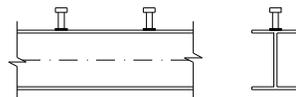
### 2.2.3 Esforço atuante nos conectores

Para assegurar que a viga de aço e a laje de concreto trabalhem como uma seção única são utilizados os conectores de cisalhamento. Assim, na superfície de contato entre a viga e a laje de concreto se desenvolve um esforço horizontal  $V_h$ , que restringe o deslizamento relativo e garante o trabalho conjunto da viga metálica e da laje de concreto, o que caracteriza a viga mista. É importante salientar que  $V_h$  é o esforço que atua entre a seção de momento máximo (deslizamento relativo nulo) e cada seção adjacente de momento nulo (deslizamento relativo máximo), no que diz respeito às vigas biapoiadas.

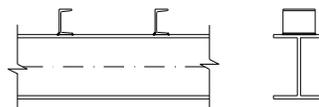
### 2.2.4 Resistência dos conectores

A solidarização entre o perfil de aço e a laje de concreto é usualmente obtida por meio de conectores de cisalhamento soldados à mesa superior do perfil. Estes conectores devem absorver esforços cisalhantes em na interface aço-concreto e impedir a separação vertical entre a viga de aço e a laje de concreto (“*uplift*”).

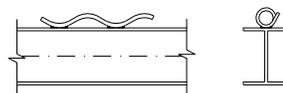
A Figura 2.2 ilustra alguns tipos de conectores usados em vigas mistas de edifícios e pontes, sendo estes conectores utilizados tanto para perfis de aço laminados como também para soldados.



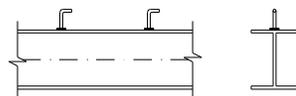
a) Pino com cabeça (stud)



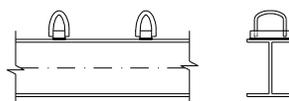
b) Perfil U laminado



c) Espiral



d) Pino com gancho



e) Barra com arco

Figura 2.2 - Exemplos de conectores

Outra solução para conector de cisalhamento foi inicialmente proposta por OLIVEIRA (2001), sendo composta pelo rebite com rosca interna (Figura 2.3) e o parafuso com cabeça sextavada. Tal sistema é inovador para a construção civil, tendo sido inspirado num sistema análogo utilizado na indústria automobilística.



Figura 2.3 – Rebite com rosca interna para conector de cisalhamento

Essa solução voltada para os PFF e ainda não empregada na prática devido aos poucos estudos realizados até o momento tem as seguintes vantagens:

- a) Montagem do rebite com um único acesso;
- b) Não requer operador especializado;
- c) Fornece superfícies acabadas, sem operações secundárias;
- d) Não apresenta aquecimento, distorções ou fumaça;
- e) Provê rosca em chapa fina;
- f) Baixo investimento;
- g) Instalação simples e rápida, incluindo a ferramenta de instalação;
- h) Pode ser aplicada em linha de fabricação ou montagem;
- i) Posicionamento preciso;
- j) Alta resistência na rosca;
- k) Baixo consumo de energia.
- l) Parafuso com cabeça sextavada pode ser instalado manualmente ou por meio automatizado, para constituir o conector de cisalhamento.

Os conectores podem ser classificados como dúcteis ou frágeis. A ductilidade dos conectores está associada ao seu comportamento quando submetido à ação do fluxo de cisalhamento longitudinal gerado entre o perfil de aço e a laje de concreto, quando funcionam como viga mista.

A Figura 2.4 ilustra o comportamento de um conector dúctil e outro frágil. Esta característica dos conectores quase não afeta o comportamento da viga em regime elástico, mas altera a resposta da conexão em regime último ou "pós-elástico". Isso ocorre devido à redistribuição do fluxo de cisalhamento longitudinal entre os conectores. Assim, sob carregamento crescente, um conector dúctil, próximo a atingir a sua resistência máxima, pode continuar a deformar-se, sem ruptura, permitindo que conectores vizinhos absorvam, por sua vez, maior força de cisalhamento e atinjam também a sua capacidade total, num processo de uniformização da resistência da conexão. Isto justifica a hipótese de comportamento plástico ideal da conexão ao cisalhamento na estrutura, o que permite espaçar igualmente os conectores, sem diminuir a resistência máxima da conexão.

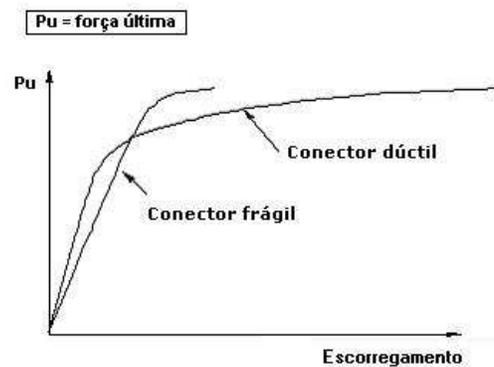


Figura 2.4 - Comportamento estrutural de conectores

A ductilidade dos conectores é importante, pois garante que o colapso de uma viga por ruptura da ligação aço-concreto será do tipo "dúctil".

Segundo o European Convention Constructional Steel Work (ECCS), para que um determinado conector de cisalhamento possa ser considerado dúctil, deve possuir as seguintes características:

- a) ser do tipo pino com cabeça (stud bolt), com diâmetro não superior a 22mm (7/8") e comprimento total não menor que quatro vezes o diâmetro;
- b) resistência característica do concreto à compressão não maior que 30MPa (corpo-de-prova cilíndrico).

Todos os conectores que não se enquadram nestas especificações devem ser considerados como rígidos, a menos que se comprove mediante ensaios que a capacidade de deformação seja satisfatória.

Segundo OLIVEIRA (2007), “O modo de falha de um conector flexível é mais dúctil e menos catastrófico do que o de um conector rígido. Apesar do modo de falha, um conector flexível não é propriamente um conector ideal porque se deforma sob carga e, portanto, é propenso à fadiga. Os conectores rígidos não se deformam sob carga, logo não sofrem com problemas de fadiga e proporcionam uma conexão praticamente sem deslizamento na fase de serviço. Porém, com esse tipo de conector ocorre ruptura frágil por esmagamento ou cisalhamento do concreto, o que é indesejável. Segundo LEONHARDT *et al.*, *apud* OLIVEIRA (2007), um conector de cisalhamento ideal é aquele cujo comportamento é caracterizado por deslizamento nulo para cargas de serviço e ductilidade em colapso. Assim, as características de um conector rígido são desejáveis no estado limite de serviço e as de um conector flexível são desejáveis em estado limite último”.

Alguns tipos de conectores, por serem mais utilizados, possuem expressões para cálculo da resistência nominal ou tabelas com estes valores em normas. Dentre estes, o mais utilizado é o tipo pino com cabeça (*stud bolt*).

A ABNT NBR8800 (1986) e as normas do AISC (2005) apresentam a Equação 2.4 para o cálculo da resistência nominal de conectores do tipo perfil U laminado:

Perfil U laminado:

$$q_n = 0,0365 \cdot (t_f + 0,5t_w) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{ABNT NBR 8800 (1986)} \quad (2.4a)$$

$$q_n = 0,3 \cdot (t_f + 0,5t_w) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} \quad \text{AISC (2005)} \quad (2.4b)$$

Onde:

$q_n$  é a resistência nominal de um conector U laminado (kN para ABNT NBR8800 (1986) e N para AISC (2005));

$t_f$  é a espessura da mesa do conector (mm);

$t_w$  é a espessura da alma do conector (mm);

$L_{cs}$  é o comprimento do conector (mm);

$f_{ck}$  é a resistência do concreto à compressão (MPa);

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto à compressão, (MPa), dado pela Equação 2.5.

$$E_c = 42 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{ABNT NBR 8800 (1986)} \quad (2.5)$$

A ABNT NBR 6118 (2003) apresenta a Equação 2.6 para o cálculo do módulo de elasticidade:

$$E_c = 4760 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{ABNT NBR 6118 (2003)} \quad (2.6)$$

com  $E_c$  e  $f_{ck}$  dados em MPa.

Já o projeto da ABNT NBR8800 apresenta as resistências de cálculo, e não nominais. Ao fazer referência à resistência de cálculo do conector U a norma admite, além do perfil U laminado, o uso do perfil U formado a frio, conforme Equação 2.7.

Perfil U laminado ou formado a frio:

$$q_{Rd} = \frac{0,3(t_{fcs} + 0,5t_{wcs})L_{cs}\sqrt{f_{ck}E_c}}{\gamma_{cs}} \quad \text{Projeto da ABNT NBR 8800} \quad (2.7)$$

Onde:

$q_{Rd}$  é a resistência de cálculo de um conector U laminado ou formado a frio;

$t_{fcs}$  é a espessura da mesa do conector, tomada a meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma;

$t_{wcs}$  é a espessura da alma do conector;

$L_{cs}$  é o comprimento do perfil U;

$f_{ck}$  é a resistência do concreto à compressão;

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto à compressão;

$\gamma_{cs}$  é o 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 resistência de cálculo de um conector de cisalhamento de perfil U formado a frio deve ser determinada como na Equação 2.7, tomando-se as espessuras da mesa e da alma iguais à espessura da chapa do mesmo;

Os perfis U devem ser instalados com uma das mesas assentando sobre a viga de aço e com o plano da alma perpendicular ao eixo longitudinal da viga.

Conector pino com cabeça (stud bolt)

A ABNT NBR8800 (1986) estabelece que a resistência nominal de um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça, totalmente embutido em laje maciça de concreto com face inferior plana e diretamente apoiada sobre a viga de aço, é dada pelo menor dos valores calculados pela Equação 2.8.

$$q_n = 0,5 \cdot A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} \quad (2.8a)$$

$$q_n = A_{cs} \cdot f_u \quad \text{ABNT NBR8800 (1986)} \quad (2.8b)$$

Segundo a ABNT NBR8800 (1986) a resistência nominal de um pino com cabeça, em lajes com fôrmas de aço incorporadas (*steel deck*), é igual à anterior multiplicada por um fator de redução  $C_{red}$  dado pela Equação 2.9 ou pela Equação 2.10.

- para fôrmas colocadas com nervuras paralelas à viga de aço:

$$C_{red} = 0,6 \left( \frac{b_F}{h_F} \right) \left( \frac{h_{cs}}{h_F} - 1,0 \right) \leq 1,0 \quad \text{para } \frac{b_F}{h_F} \leq 1,5 \quad (2.9)$$

Se  $b_F/h_F > 1,5$   $C_{red} = 1,0$

- para fôrmas colocadas com nervuras perpendiculares à viga de aço:

$$C_{red} = \frac{0,85}{\sqrt{n_{cs}}} \left( \frac{b_F}{h_F} \right) \left( \frac{h_{cs}}{h_F} - 1,0 \right) \leq 1,0 \quad (2.10)$$

Onde:

$h_{cs}$  é o comprimento do pino após a soldagem, não podendo ser considerado nos cálculos superior a  $h_F + 75$  mm;

$n_{cs}$  é o número de conectores de cisalhamento por nervura, sobre a viga, não sendo necessário considerar, nos cálculos,  $n_{cs}$  superior a 3;

$b_F$  e  $h_F$ : conforme Figura 2.5.

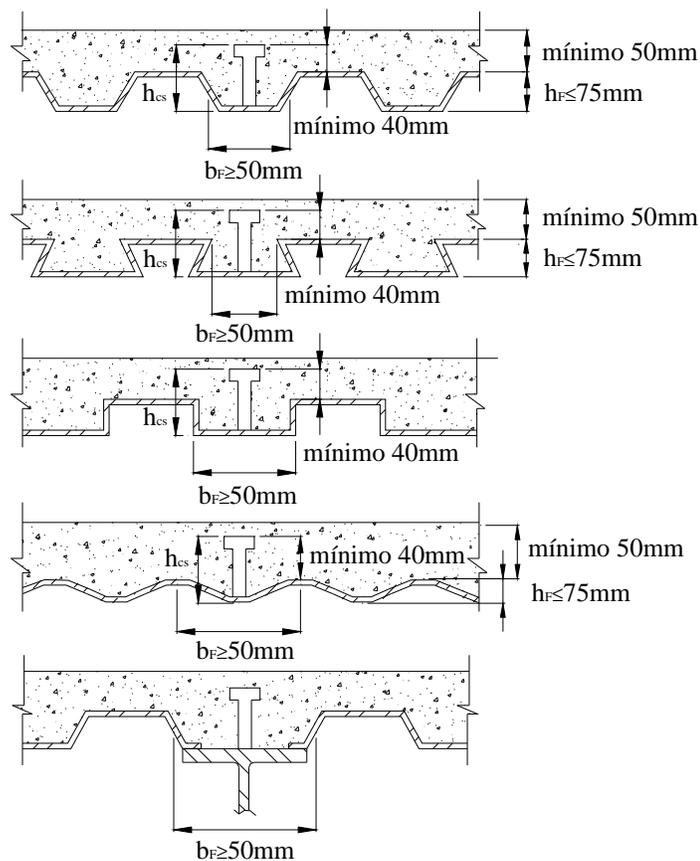


Figura 2.5 – Tipos de decks metálicos

Estas equações são válidas somente para concretos com densidade maior que  $22 \text{ kN/m}^3$  e  $f_{ck}$  entre 20 e 28 MPa.

Conforme mostra a Figura 2.5 algumas limitações devem ser observadas para que possam ser aplicadas as prescrições da norma brasileira, quando da utilização dos decks metálicos:

- A altura nominal  $h_f$  das nervuras da fôrma de aço é igual ou inferior a 75 mm;
- A largura média  $b_F$  da mísula ou da nervura situada sobre a viga não pode ser inferior a 50 mm. Para efeito de cálculo, essa largura não pode ser tomada maior que a largura livre mínima ao nível do topo da fôrma;
- A laje de concreto deve ser ligada à viga de aço por conectores tipo pino com cabeça, de diâmetro igual ou inferior a 19 mm (AWS D1.1). Os conectores

podem ser soldados à viga através da fôrma ou diretamente, fazendo-se furos na fôrma no segundo caso; no caso de solda através da fôrma são necessários cuidados especiais para garantir a fusão completa do conector com a viga, quando a espessura da fôrma for maior que 1,5 mm para forma simples e 1,2 mm no caso de uma fôrma superposta à outra, ou ainda quando a soma das espessuras das camadas de galvanização for maior que a correspondente a 385 g/m<sup>2</sup>.

- A projeção dos conectores acima do topo da fôrma, depois de instalados, não pode ser inferior a 40 mm;
- O cobrimento de concreto acima do topo da fôrma de aço não pode ser inferior a 50 mm;
- Para a determinação da largura efetiva é usada a espessura total da laje incluindo o concreto das nervuras.

Ainda tem-se as seguintes particularidades quanto ao sentido das nervuras:

*a) Fôrmas com nervuras perpendiculares à viga de aço*

- Nos cálculos necessários para determinar a resistência da seção, o concreto situado abaixo do topo da fôrma de aço deve ser desprezado;
- Para evitar o arrancamento, as fôrmas de aço devem ser ancoradas nas vigas dimensionadas como vigas mistas a intervalos não superiores a 400 mm (o projeto de norma ABNT NBR8800 sugere 450mm). Essa ancoragem pode ser feita utilizando-se conectores tipo pino com cabeça, combinação destes com soldas ponteadas, ou outros meios especificados pelo engenheiro responsável pelo projeto;

*b) Fôrmas com nervuras paralelas à viga de aço*

- O concreto situado abaixo do topo da fôrma de aço pode ser incluído na determinação das propriedades da seção mista, desde que totalmente situado na

zona comprimida e que as expressões dadas no item 2.2.5 desta Tese sejam corrigidas adequadamente para levar-se em conta a nova geometria da laje;

- As fôrmas de aço podem ser interrompidas sobre a mesa superior da viga de aço, de modo a se obter uma mísula de concreto sobre a mesa.
- Quando a altura nominal da nervura  $h_F$  for igual ou superior a 40mm, a largura média da nervura  $b_F$  ou mísula sobre a viga não pode ser inferior a 50 mm, quando houver apenas um pino na seção transversal. Para cada pino adicional, essa largura deve ser acrescida de 4 vezes o diâmetro do pino.

De forma análoga, o AISC (2005) estabelece que o cálculo da resistência nominal deva ser feito pela Equação 2.11:

$$q_n = 0,5 \cdot A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{cs} \cdot f_u \quad \text{AISC (2005)} \quad (2.11)$$

Onde:

$A_{cs}$  é a área da seção transversal do fuste do conector;

$f_u$  é o limite de resistência à tração do aço do conector;

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto à compressão;

$R_g$  é um coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores, dado por:

- 1,00, (a) para um conector soldado em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço; (b) para qualquer número de conectores em uma linha soldados diretamente no perfil de aço; (c) para qualquer número de conectores em uma linha soldados através de uma fôrma 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, (a) para dois conectores soldados em uma nervura de fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço; (b) para um conector soldado através de uma fôrma 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 fôrma de aço perpendicular ao perfil de aço.

$R_p$  é um coeficiente para consideração da posição do conector, dado por:

- 1,00, para conectores soldados diretamente no perfil de aço e, no caso de haver nervuras paralelas a esse perfil, pelo menos 50% da largura da mesa deve estar em contato direto com o concreto;
- 0,75, (a) para conectores soldados em uma laje mista com as nervuras perpendiculares ao perfil de aço e  $e_{mh}$  igual ou superior a 50 mm; (b) para conectores soldados através de uma fôrma de aço e embutidos em uma laje mista com nervuras paralelas ao perfil de aço;
- 0,60, para conectores soldados em uma laje mista com nervuras perpendiculares ao perfil de aço e  $e_{mh}$  inferior a 50 mm.

$e_{mh}$  é a distância da borda do fuste do conector à alma da nervura da fôrma de aço, medida à meia altura da nervura e no sentido da força cortante que atua no conector, conforme Figura 2.6;

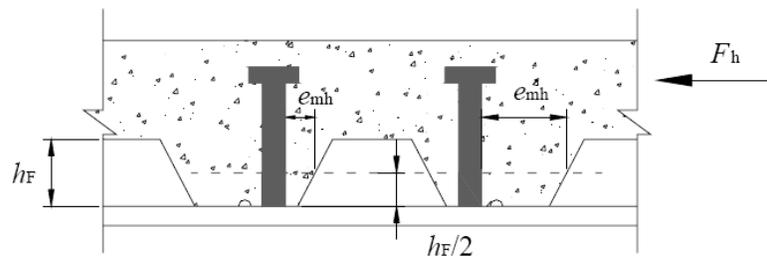


Figura 2.6 - Ilustração do valor a ser tomado para  $e_{mh}$

Já a ABNT NBR8800 (2006) considera a resistência de cálculo de um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça a mesma formulação do AISC (2005), dada pelo menor dos dois valores dados na Equação 2.12.

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}}$$

Projeto da ABNT NBR8800

$$Q_{Rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad (2.12)$$

Onde:

$\gamma_{cs}$  é o 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;

$A_{cs}$  é a área da seção transversal do conector;

$f_{ucs}$  é a resistência à ruptura do aço do conector;

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto;

$R_g$ ,  $R_p$  e  $e_{mh}$  já foram descritos anteriormente.

### 2.2.5 Resistência da viga mista ao momento fletor

Para se estudar o comportamento de vigas mistas submetidas à flexão admite-se a hipótese das seções planas permanecerem planas, desde que a conexão entre a viga de aço e a laje de concreto seja total (interação completa), não havendo escorregamento relativo entre os dois materiais. Neste caso o diagrama de deformações é contínuo.

Caso ocorra deslocamento relativo com conseqüente perda na capacidade de resistência da peça, a conexão denomina-se interação parcial. Neste caso, a hipótese das seções planas não pode ser admitida e há uma descontinuidade no diagrama de deformações.

Segundo MALITE (1993) para se determinar o momento resistente de uma viga mista pode-se basear em três tipos de comportamento: elástico, elasto-plástico ou totalmente plástico. As análises elásticas (simplificada e generalizada) são utilizadas para se avaliar

o comportamento da viga em situações de serviço, onde as tensões no aço e no concreto estão abaixo do limite de proporcionalidade desses materiais. As análises elasto-plásticas levam em consideração as fases elásticas e inelásticas dos materiais e da conexão. Finalmente, a análise totalmente plástica é utilizada para se determinar o momento resistente último da seção.

### 2.2.5.1 Análise elástica simplificada

Esta análise é baseada nas propriedades da seção mista homogeneizada, ou seção transformada, na qual a área de concreto é convertida numa área equivalente de aço. Para se obter esta seção, a seção efetiva de concreto deve ser dividida por um fator de homogeneização,  $N$ , dado pela Equação 2.13:

$$N = E/E_c \quad (2.13)$$

Onde:

$E$  é o módulo de elasticidade do aço;

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto.

Referindo-se à Figura 2.7 esta análise é feita considerando-se dois casos:

- a) A linha neutra se encontra na viga de aço;
- b) A linha neutra se encontra na laje de concreto.

A altura da linha neutra elástica é dada pela Equação 2.14.

$$y_{tr} = \frac{A_a \cdot y_a + A'_c \cdot \left( d + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + A'_c} \quad (2.14)$$

A seguir serão feitas as considerações em cada caso.

a) A linha neutra se encontra na viga de aço ( $y_{tr} < d$ )

Quando esta situação ocorre, determina-se diretamente a inércia da seção mista homogeneizada, pela Equação 2.15.

$$I_{tr} = I_a + A_a \cdot (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} \cdot t_c^3}{12} + A'_c \cdot \left( d + \frac{t_c}{2} - y_{tr} \right)^2 \quad (2.15)$$

b) A linha neutra se encontra na laje de concreto ( $y_{tr} > d$ )

Quando ocorre esta situação, na maioria das vezes, a parte tracionada da laje de concreto é desprezada e deve-se, então, calcular a inércia da seção mista homogeneizada pela Equação 2.16.

$$I_{tr} = I_a + A_a \cdot (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} \cdot a^3}{12} + b_{tr} \cdot a \cdot \left( d + t_c - \frac{a}{2} - y_{tr} \right)^2 \quad (2.16)$$

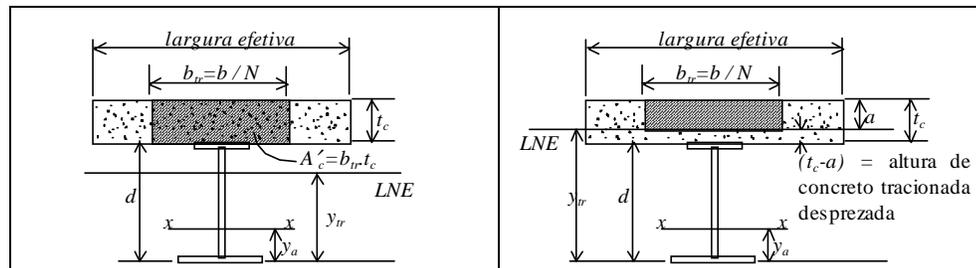


Figura 2.7 - Análise elástica simplificada: propriedades da seção transformada

O módulo de resistência elástico relativo à fibra inferior é dado pela Equação 2.17 e o módulo de resistência superior é dado pela Equação 2.18.

$$(W_{tr})_i = \frac{I_{tr}}{y_{tr}} \quad (2.17)$$

$$(W_{tr})_s = \frac{I_{tr}}{(d + t_c) - y_{tr}} \quad (2.18)$$

Onde:

$a$  é a distância da fibra superior da laje de concreto à linha neutra elástica;

$b_{tr}$  é a largura efetiva da seção transformada;

$t_c$  é a altura da laje de concreto;

$d$  é a altura do perfil metálico;

$y_{tr}$  é a posição do centro de gravidade da seção homogeneizada em relação à fibra inferior da seção mista;

$y_a$  é a posição do centro de gravidade da seção aço em relação à sua fibra inferior;

$I_{tr}$  é o momento de inércia da seção transformada;

$I_a$  é o momento de inércia da seção aço;

$(W_{tr})_i$  é o módulo de resistência à flexão da seção transformada em relação à fibra inferior;

$(W_{tr})_s$  é o módulo de resistência à flexão da seção transformada em relação à fibra superior;

$A'_c$  é a área da seção transversal transformada;

$A_a$  é a área da seção transversal do perfil de aço.

Caso a interação na conexão seja parcial, o cálculo da tensão de tração na fibra inferior da seção de aço é feito considerando-se um valor efetivo de  $(W_{tr})_i$ , Equação 2.19. Esta redução é função do grau de conexão  $g$ . O valor  $g=1$  é o limite convencional entre a interação completa e a interação parcial. Valores de  $g$  menores que 1 indicam interação parcial, e maiores, interação completa.

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{g} [(W_{tr})_i - W_a] \quad (2.19a)$$

$$g = \frac{Q_n}{V_h} \quad (2.19b)$$

Onde:

$W_a$  é o módulo resistente elástico relativo à fibra inferior da viga de aço isolada.

A Equação 2.20 deve ser satisfeita:

$$Q_n = \sum q_n \geq \frac{V_h}{2} \quad (2.20)$$

$V_h$  é o menor valor entre os obtidos na Equação 2.21:

$$V_h = 0,85 f_{ck} A_c \quad (2.21a)$$

$$V_h = f_y A_a \quad (2.21b)$$

Onde:

$q_n$  é a resistência nominal individual do conector;

$A_c$  é a área da seção efetiva de concreto;

$f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão;

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço.

Na Equação 2.21, o valor 0,85 corresponde ao efeito Rüsçh. O valor de  $V_h$  na Equação 2.21a corresponde à resistência total da seção efetiva de concreto, e na equação 2.21b, o valor de  $V_h$  corresponde a plastificação total da seção de aço.

### 2.2.5.2 Análise totalmente plástica

Este tipo de análise consta nas normas fundamentadas no método dos estados limites, tal como a ABNT NBR8800 (1986). Os cálculos apresentados a seguir estão de acordo com a ABNT NBR8800 (1986) e são válidos para construções escoradas, interação completa e com a condição de  $\frac{h}{t_w} \leq 3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ , que traduz a esbelteza de almas com ausência de flambagem local.

Devido ao fato dessa análise ser baseada em relações tensão-deformação do tipo rígido-plástico com deformação ilimitada para os materiais aço e concreto, onde se considera a plastificação total da seção, desprezando-se a resistência à tração do concreto, esta análise se aplica somente onde não se verifica problemas de estabilidade local ou global.

Este tipo de análise se divide nos seguintes casos:

- a) se  $0,66 f_{ck} b t_c \geq (A f_y)_a$ , a linha neutra da seção plastificada encontra-se na laje de concreto (Figura 2.8) e o momento fletor resistente nominal é calculado pela Equação 2.22:

$$M_n = (A f_y)_a \left( d_1 + t_c - \frac{a}{2} \right) \quad (2.22)$$

Onde:

$a$  é a altura comprimida da laje de concreto (o concreto tracionado é desprezado), dada pela Equação 2.23;

$d_1$  é a distância do centro de gravidade da viga de aço à sua fibra superior.

$$a = \frac{(A f_y)_a}{0,66 f_{ck} b} \quad (2.23)$$

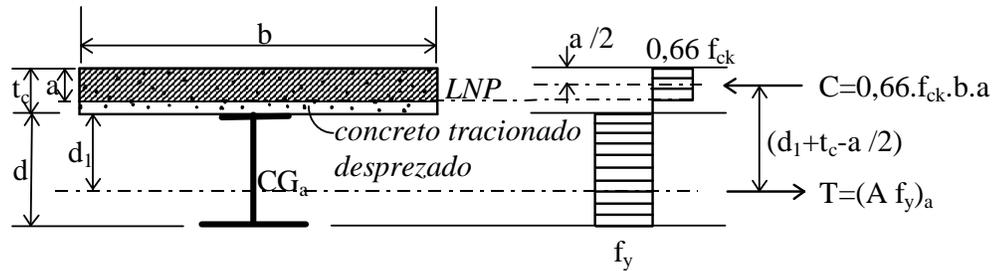


Figura 2.8 - LNP na laje de concreto

- b) se  $(A f_y)_a \geq 0,66 f_{ck} b t_c$ , a linha neutra da seção plastificada encontra-se na viga de aço, valendo as Equações 2.24.

$$C = 0,66 f_{ck} b t_c \quad (2.24a)$$

$$C' = \frac{1}{2} [(A f_y)_a - C] \quad (2.24b)$$

$$T = C + C' \quad (2.24c)$$

Onde  $C'$  é a força resultante da parte comprimida da viga de aço, devendo-se levar em conta que:

- b.1) para  $C' \leq (A f_y)_{\text{mesa sup.}}$ , a LNP estará na mesa superior, Figura 2.9, distante  $\bar{y}$

da face superior da viga de aço, com  $\bar{y} = \frac{C'}{(A f_y)_{\text{mesa sup.}}} t_{fs}$

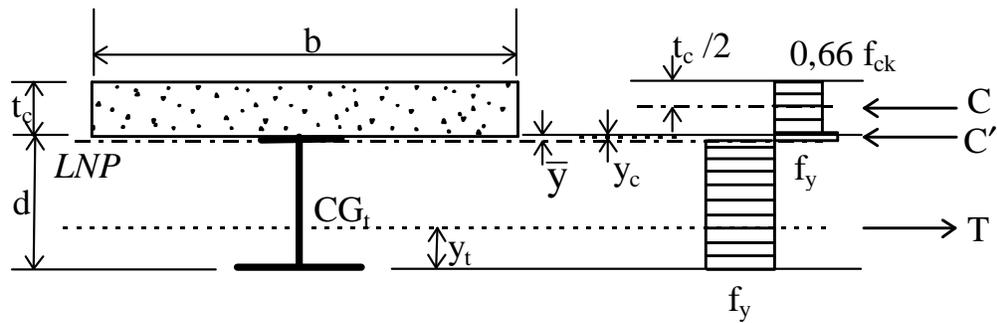


Figura 2.9 - Seção plastificada com LNP na mesa superior

b.2) para  $C' > (A f_y)_{\text{mesa sup.}}$ , a LNP estará na alma, Figura 2.10, e

$$\bar{y} = t_f + \frac{C' - (A f_y)_{\text{mesa sup.}}}{(A f_y)_{\text{alma}}} h$$

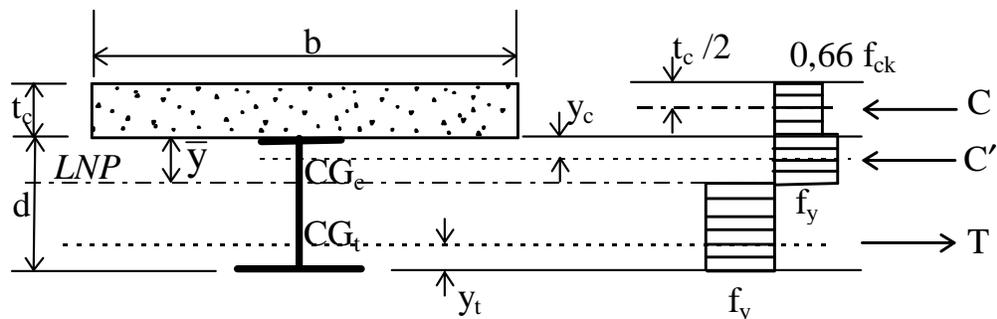


Figura 2.10 - Seção plastificada com LNP na alma

Obtido  $\bar{y}$ , a seção da viga de aço fica subdividida em uma parte tracionada e outra comprimida e momento fletor resistente nominal será dado pela Equação 2.25.

$$M_n = C'(d - y_t - y_c) + C \left( \frac{t_c}{2} + d - y_t \right) \quad (2.25)$$

Onde:

$y_t$  = distância do centro de gravidade da parte tracionada da viga de aço até sua face inferior;

$y_c$  = distância do centro de gravidade da parte comprimida da viga de aço até sua face superior;

O projeto de revisão da ABNT NBR8800 adota para o parâmetro de esbeltez  $\frac{h}{t_w}$  para as seções compactas o valor limite de  $3,76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$  no lugar de  $3,5\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ , de forma similar à do AISC (2005).

Desta forma, para seções compactas, construção escorada e interação completa, o momento fletor resistente de cálculo,  $M_{Rd}$ , deve ser determinado de acordo com as alíneas a) e b), sendo que o coeficiente 0,85, de  $f_{ck}$ , corresponde ao efeito Rüsç.

- a) Componente de aço em perfil I ou caixão e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto, Figura 2.11 e Equação 2.26.

$$\sum Q_{Rd} \geq \frac{(A f_y)_a}{\gamma_{a1}} \tag{2.26}$$

$$\frac{0,85 f_{ck} b t_c}{\gamma_c} \geq \frac{(A f_y)_a}{\gamma_{a1}}$$

Cumpridas estas condições, Equação 2.27:

$$\begin{aligned}
 C_d &= \frac{0,85 f_{ck} b a}{\gamma_c} \\
 T_{ad} &= \frac{(A f_y)_a}{\gamma_{a1}} \\
 a &= \frac{T_{ad}}{\frac{0,85 f_{ck} b}{\gamma_{a1}}} \leq t_c \\
 M_{Rd} &= \beta_{vm} T_{ad} \left[ d_1 + h_F + t_c - \frac{a}{2} \right]
 \end{aligned} \tag{2.27}$$

$\beta_{vm}$  é igual a 1,00 para vigas biapoiadas ou contínuas.

- b) Componente de aço em perfil I ou caixão e linha neutra da seção plastificada na viga de aço, Figura 2.11 e Equação 2.28:

$$\begin{aligned}
 Q_{Rd} &\geq \frac{0,85 f_{ck} b t_c}{\gamma_c} \\
 \frac{(A f_y)_a}{\gamma_{a1}} &\geq \frac{0,85 f_{ck} b t_c}{\gamma_c}
 \end{aligned} \tag{2.28}$$

Cumpridas estas condições, tem-se que:

$$\begin{aligned}
 C_d &= \frac{0,85 f_{ck} b t_c}{\gamma_c} \\
 C_{ad} &= \frac{1}{2} \left[ \frac{(A f_y)_a}{\gamma_{a1}} - C_{cd} \right] \\
 T_{ad} &= C_{cd} + C_{ad}
 \end{aligned} \tag{2.29}$$

A posição da linha neutra da seção plastificada medida a partir do topo da viga de aço pode ser determinada como a seguir indicado:

b.1) para  $C_{ad} \leq \frac{(A f_y)_{tf}}{\gamma_{a1}}$  - linha neutra na mesa superior e  $y_p$  é dado pela Equação 2.30.

$$y_p = \frac{C_{ad}}{\frac{(A f_y)_{tf}}{\gamma_{a1}}} t_f \quad (2.30)$$

b.2) para  $C_{ad} > \frac{(A f_y)_{tf}}{\gamma_{a1}}$  - linha neutra na alma e  $y_p$  é dado pela Equação 2.31.

$$y_p = t_f + h \left( \frac{C_{ad} - \frac{(A f_y)_{tf}}{\gamma_{a1}}}{\frac{(A f_y)_w}{\gamma_{a1}}} \right) \quad (2.31)$$

O momento fletor resistente de cálculo é dado pela Equação 2.32.

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \left[ C_{ad} (d - y_t - y_c) + C_{cd} \left( \frac{t_c}{2} + h_F + d - y_t \right) \right] \quad (2.32)$$

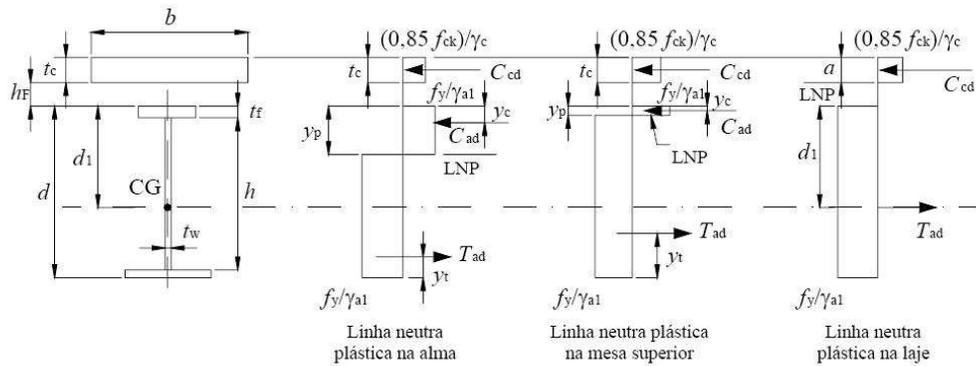


Figura 2.11 - Distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia sob momento positivo (vigas com conectores de cisalhamento,  $h/t_w \leq 3,76\sqrt{E/f_y}$  - interação completa)

c) componente de aço com perfil de alma cheia com interação parcial, Figura 2.12 e Equação 2.33:

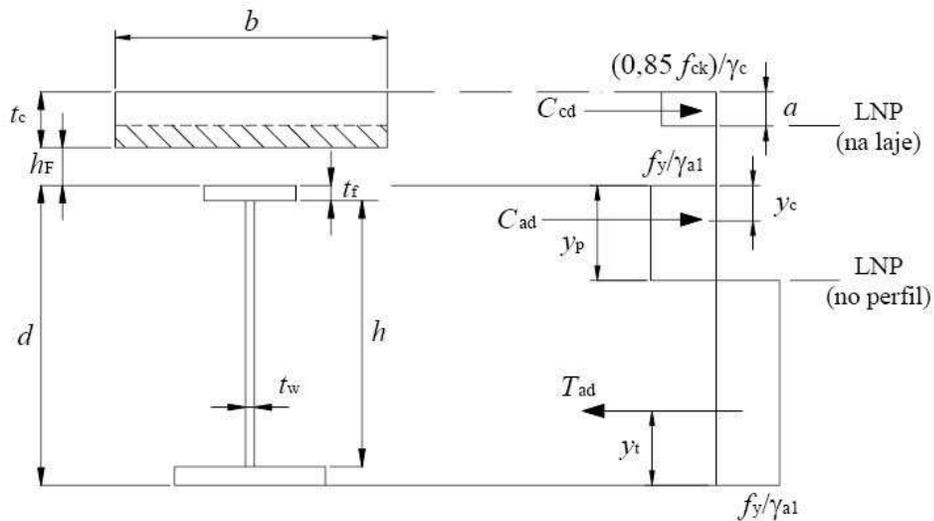


Figura 2.12 - Distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia sob momento positivo (vigas com conectores de cisalhamento,  $h/t_w \leq 3,76\sqrt{E/f_y}$  - interação parcial)

$$\sum Q_{Rd} < \frac{(A f_y)_a}{\gamma_{a1}}$$

e

$$\sum Q_{Rd} < \frac{0,85 f_{ck} b t_c}{\gamma_c} \quad (2.33)$$

Ocorrendo essas condições, tem-se  $C_{cd} = \sum Q_{Rd}$  e para a determinação de  $C_{ad}$ ,  $T_{ad}$  e  $y_p$  são válidas as expressões dadas em b), com o novo valor de  $C_{cd}$ . O momento fletor resistente de cálculo é dado pela Equação 2.34:

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

com

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85 f_{ck} b} \gamma_c$$

(2.34)

Nestas expressões:

$C_{cd}$  é a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

$T_{ad}$  é a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço;

$C_{ad}$  é a força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço;

$b$  é a largura efetiva da laje de concreto;

$t_c$  é a espessura da laje de concreto;

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

$\gamma_c$  é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

$\gamma_{st}$  é o coeficiente de ponderação da resistência do aço;

$f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão;

$\sum Q_{Rd}$  é o somatório das resistências de cálculo individuais,  $Q_{Rd}$  dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

$h_F$ ,  $d$ ,  $h$ ,  $t_w$  conforme Figuras 2.11 e 2.12;  $h_F = 0$  quando a face inferior da laje for plana e assentar-se diretamente sobre o perfil de aço;

$d_1$  é a distância do centro geométrico da seção da viga de aço até a face superior dessa viga;

$d_2$  é a distância entre as forças de tração e compressão na treliça mista;

$y_c$  é a distância do centro geométrico da parte comprimida da seção da viga de aço até a face superior dessa viga;

$y_t$  é a distância do centro geométrico da parte tracionada da seção da viga de aço até a face inferior dessa viga;

$y_p$  é a distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior da viga de aço;

$t_f$  é a espessura da mesa superior da viga de aço;

$(Af_y)_a$  é o produto da área da seção da viga de aço pela sua resistência ao escoamento;

$(Af_y)_{tf}$  é o produto da área da mesa superior da viga de aço pela resistência ao escoamento dessa viga;

$(Af_y)_w$  é o produto da área da alma da viga de aço pela resistência ao escoamento dessa viga;

$(Af_y)_{bi}$  é o produto da área do banzo inferior da treliça de aço pela sua resistência ao escoamento.

### 2.2.6 Resistência da viga mista ao esforço cortante

A determinação da resistência ao esforço cortante de uma viga mista é feita desprezando-se a seção de concreto, o que é bem conservador. A Equação 2.35 deve ser atendida:

$$V_d \leq \phi_v \cdot V_n \quad (2.35)$$

Onde:

$V_d$  é a força cortante de cálculo, causada por todas as ações que solicitam a viga mista;

$\phi_v \cdot V_n$  é a resistência de cálculo, determinada considerando-se apenas a resistência da viga de aço isolada que, para os perfis formados a frio, devem ser atendidas as prescrições da ABNT NBR14762(2001).

### 2.2.7 Verificação da flambagem lateral com distorção da seção transversal

O projeto de revisão da ABNT NBR8800 prescreve a verificação da flambagem lateral com distorção da seção transversal da viga mista em decorrência dos momentos negativos.

### 2.2.8 Ensaios tipo “push out” nos conectores

Para a caracterização de um conector de cisalhamento é fundamental conhecer o comportamento força-deslizamento da conexão. Esse comportamento pode ser observado e medido por meio de ensaios padronizados tipo “push-out”. O ensaio “push-out” consiste de duas pequenas lajes de concreto conectadas a um perfil metálico. A EN 1994-1-1 (2004) especifica o ensaio “push-out” para caracterização de conectores, determinando, sempre que possível, que a relação força-deslizamento deve ser medida até que a força aplicada decresça 20% em relação à força máxima atingida no ensaio. Para isso é necessário um equipamento que permita executar o ensaio com controle de deslocamentos, de forma que se possa monitorar a evolução do comportamento pós-pico (após a força máxima).

As variáveis a serem investigadas incluem a geometria e as propriedades mecânicas da laje de concreto, dos conectores de cisalhamento, da viga de aço, da armadura da laje e da pré-laje.

Ensaos específicos devem ser realizados de forma que as lajes e a armadura sejam apropriadamente dimensionadas, com base nas vigas para as quais o ensaio é projetado.

Em particular:

- O comprimento  $L$  de cada laje deve estar relacionado com o espaçamento longitudinal dos conectores no elemento estrutural misto;
- A largura  $b_c$  de cada laje não deve exceder a largura efetiva da laje da viga real;
- A espessura  $h_c$  de cada laje não deve exceder a espessura mínima da laje na viga real (EN 1994-1-1 (2004)).

O deslizamento relativo entre o perfil metálico e as duas lajes de concreto deve ser medido sempre relacionado à força aplicada.

Nos ensaios “*push out*”, de acordo com o EN 1994-1-1 (2004), deve-se utilizar o modelo esquematizado na Figura 2.13.

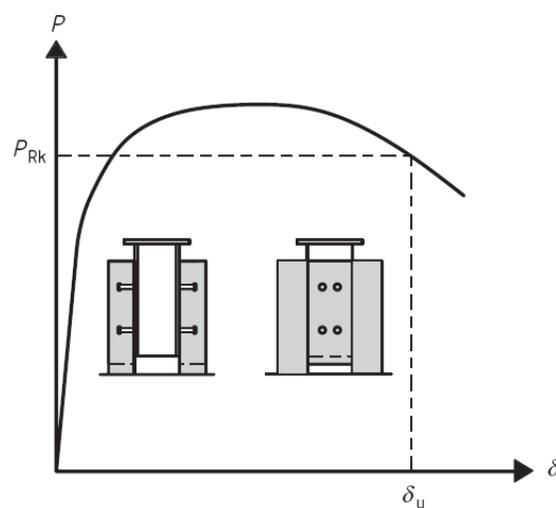


Figura 2.13 – “*Push tests*” – EN 1994-1-1 (2004)

São necessários no mínimo três ensaios em protótipos nominalmente idênticos para se obter a resistência e a capacidade de deslizamento características, desde que o desvio de qualquer ensaio não seja superior a 10% da média de todos os ensaios. Caso isso não ocorra, pelo menos mais três ensaios devem ser realizados. A avaliação da resistência e da capacidade de deslizamento características é então realizada por meio de análise estatística apropriada.

Ainda segundo o EN 1994-1-1 (2004) os modelos a serem ensaiados devem ser submetidos inicialmente a uma carga, crescente a partir de zero, até atingir o valor de 40% da carga de ruptura prevista. Em seguida devem ser efetuados 25 ciclos de carga, entre 5% e 40% da carga de ruptura. Levar o modelo à ruptura (cisalhamento do

conector ou esmagamento local do concreto), observada pela incapacidade do modelo receber acréscimos de carga.

## 2.3 Pesquisas sobre sistemas mistos

A seguir serão resumidos os tópicos de maior relevância para o estudo em questão.

### 2.3.1 Pesquisas realizadas no Brasil

**MALITE (1993)** ensaiou vigas de aço fabricadas com dois perfis “U” formados a frio, solidarizados por meio de solda intermitente e vigas mistas aço-concreto.

Dentre as muitas variáveis envolvidas na análise foram consideradas duas: o tipo de carregamento e o grau de conexão. O esquema estático, as dimensões dos elementos, a taxa de armadura da laje e o tipo de conector foram mantidos constantes. As vigas tinham vão de 4,00m. O Quadro 2.1 resume as informações apresentadas anteriormente.

Quadro 2.1 – Vigas, tipos de interação e carregamento, MALITE (1993)

VIGA	DESCRIÇÃO	INTERAÇÃO	CARREGAMENTO
VA 1	VIGA DE AÇO	—	CONCENTRADO
VA 2	VIGA DE AÇO	—	DISTRIBUÍDO
VM 1	VIGA MISTA	COMPLETA	CONCENTRADO
VM 2	VIGA MISTA	COMPLETA	DISTRIBUÍDO
VM 3	VIGA MISTA	PARCIAL	CONCENTRADO
VM 4	VIGA MISTA	PARCIAL	DISTRIBUÍDO

Para o carregamento foram utilizados macacos hidráulicos, para a medida dos deslocamentos foram utilizados relógios comparadores, sendo instrumentados os apoios e cinco pontos ao longo do vão. As vigas foram carregadas em duas fases, sendo a

primeira destinada à acomodação da estrutura e a segunda ao ensaio propriamente dito. Todas as vigas foram contidas lateralmente nos apoios, onde tentou-se reproduzir os “vínculos de garfo”. A ABNT NBR8800 (1986) sugere que a taxa de armadura de cisalhamento seja de 0,5%, porém este autor considerou uma taxa de 0,25% justificando que nas lajes de edifícios dimensionadas à flexão, a taxa de armadura resulta da ordem de metade daquele valor.

Os resultados dos ensaios foram comparados aos obtidos em análises teóricas, utilizando-se a análise elástica simplificada e a análise totalmente plástica (plastificação geral da seção) para a avaliação da capacidade última das vigas.

Como resultados dos ensaios “*push-out*” MALITE (1993) concluiu que as posições dos conectores no modelo de ensaio, denominadas posição I (posição normal) e posição II (posição invertida), tiveram pequena influência no valor da capacidade última, mas apresentaram influência considerável no valor do deslocamento relativo máximo. Em todos os casos, os conectores da posição I se mostraram mais dúcteis que os da posição II. Sendo a ductilidade uma importante propriedade requerida para os conectores de cisalhamento, o autor recomenda o uso de conectores na posição I.

O autor ainda ensaiou duas vigas preenchidas, denominadas VP1 e VP2, com a mesma seção transversal da viga de aço. A proposta desses ensaios foi avaliar o comportamento global de vigas mistas preenchidas, comparando valores obtidos experimentalmente com aqueles fornecidos pela análise teórica. Para MALITE (1993) os seguintes pontos foram de interesse para análise:

- Observação geral do efeito de aderência aço-concreto no decorrer dos ensaios;
- Avaliação de possíveis tensões adicionais no concreto, oriundas do efeito de confinamento deste pelo perfil de aço;
- Determinação da rigidez à flexão através dos valores de deslocamentos;
- Avaliação da distribuição da força cortante entre o aço e o concreto;
- Identificação do estado limite último e determinação do momento fletor resistente da viga.

Assim como nos demais ensaios, as vigas foram carregadas em duas fases, sendo a primeira destinada à acomodação da estrutura e a segunda ao ensaio propriamente dito.

Nas curvas de deslocamento obtidas nos ensaios o autor pôde observar que nas primeiras etapas de carregamento os valores experimentais ficaram em torno de 70% dos valores teóricos, diferença essa que foi diminuindo nas etapas posteriores, à medida que o estado de fissuração do concreto foi aumentando. Segundo MALITE (1993) o ganho de rigidez à flexão da viga VP1 em relação à viga VA1 foi significativo, em torno de 90% nas etapas iniciais, caindo para 60% nas etapas posteriores. A análise elástica simplificada representou muito bem o comportamento da estrutura na sua fase de proporcionalidade.

Segundo MALITE (1993), assim como nas vigas de aço isoladas (VA1 e VA2), ocorreu a flambagem local da mesa comprimida no trecho central da viga, porém esta se iniciou nas últimas etapas de carregamento, quando as deformações na mesa inferior do perfil já atingiam valores excessivos. O concreto de preenchimento impediu deslocamentos verticais descendentes da chapa comprimida, conferindo uma vinculação adicional a esta chapa, dando indícios de um possível aumento na sua tensão crítica de flambagem.

A contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento foi bem significativa nas etapas iniciais de carregamento. No caso na viga VP1 a tensão de cisalhamento ficou em torno de 25% da tensão média obtida no ensaio da viga VA1, aumentando para 70% nas etapas finais. A mesma análise feita para as vigas VP2 e VA2 indicou uma relação das tensões de cisalhamento em torno de 35% nas etapas iniciais e 100% nas etapas finais.

As conclusões gerais do autor foram as de que os ensaios nas quatro vigas mistas permitiram avaliar o seu comportamento global, em especial o efeito da interação aço-concreto e a distribuição de deformações ao longo de algumas seções. Nos gráficos *força-deslocamento* nota-se a proximidade entre valores experimentais nas primeiras etapas de carregamento. Enquanto houve o efeito da aderência *aço-concreto* ao longo da

mesa superior do perfil, os valores dos deslocamentos se mantiveram muito próximos daqueles dados pela análise elástica simplificada, independentemente do grau de interação das vigas, o que mostra que os conectores de cisalhamento passaram a ser solicitados somente após o início da perda de aderência entre ambos os materiais ao longo da mesa superior do perfil. O efeito de aderência é desprezado no cálculo de vigas mistas, onde admite-se que todo o fluxo de cisalhamento é resistido apenas pelos conectores.

Quanto ao cisalhamento foi observado por MALITE (1993) nos ensaios das vigas mistas uma distribuição uniforme de tensões entre os dois perfis componentes da viga, o que não ocorreu nos ensaios das vigas de aço. Tal fato ocorreu, em grande parte, pela existência da laje de concreto, cuja rigidez foi suficiente para distribuir o carregamento aos dois perfis componentes da viga. Entretanto, tal contribuição não foi considerada nos cálculos.

O modo de falha ocorrido nos ensaios das vigas de aço foi a flambagem local da mesa, o que não ocorreu nos ensaios das vigas mistas, confirmando a hipótese de que o concreto confere travamento contínuo à mesa superior (comprimida) do perfil. Mesmo assim, tratando-se de chapas finas, a formação da rótula plástica não ficou caracterizada, pois nas etapas finais de carregamento ocorreu flexão localizada na mesa superior junto aos conectores, cuja causa foi o deslocamento excessivo de tais conectores.

MALITE (1993) concluiu ainda que sob o ponto de vista estrutural não há diferenças significativas de comportamento entre vigas mistas com interação total e parcial, enquanto houver o efeito de aderência entre o aço e o concreto ao longo da mesa superior do perfil. Porém, é aconselhável, sempre que possível, adotar a interação total, pois após o início da perda dessa aderência as vigas com interação parcial apresentam uma diminuição brusca na rigidez à flexão, o que não ocorre com as vigas com interação total.

De maneira geral tal pesquisador concluiu que a utilização de vigas mistas constituídas de perfis formados a frio é viável sob o ponto de vista estrutural, não apresentando

diferenças significativas de comportamento se comparadas às vigas mistas tradicionais, ou seja, àquelas constituídas por perfis soldados e laminados.

Apesar de todos os ensaios realizados por este autor, segundo ele, os resultados experimentais obtidos não foram suficientes para se propor critérios específicos de dimensionamento, porém foi constatado que a utilização de análises simples e tradicionais, como a análise elástica simplificada pode ser perfeitamente utilizada para as vigas mistas com interação total.

**ALVA (2000)** fez um estudo sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto. As seguintes estruturas foram analisadas: vigas mistas (simplesmente apoiadas e contínuas), lajes mistas e pilares mistos. Foram abordados os aspectos construtivos, o comportamento estrutural e os procedimentos para dimensionamento recomendados pelas principais normas aplicáveis, enfatizando a norma norte-americana do AISC e o EN 1994-1-1 (2004). O projeto em situação de incêndio também foi analisado, considerando o comportamento e o dimensionamento de elementos mistos frente à ação do fogo.

Segundo ao autor há uma confusão na prática quanto aos conceitos de interação completa e conexão total (quando  $g=1,0$ ). A *interação* está associada com o escorregamento relativo e o *grau de conexão* está associado à capacidade da viga em atingir o máximo momento resistente sem a ruptura da ligação. MALITE (1993)<sup>1</sup> *apud* ALVA (2000) ressalva que, na realidade, algum escorregamento relativo ocorre, mesmo em vigas com grau de conexão total, e que o termo interação completa continua sendo usado, principalmente nas normas, pois entende-se que o escorregamento relativo entre aço e concreto pode ser desprezado nos cálculos de momento resistente, embora o deslizamento seja fundamental para a hipótese de distribuição uniforme do esforço de corte ao longo do comprimento entre a seção de momento máximo e a de momento nulo adjacente .

---

<sup>1</sup> MALITE, M.: *Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada*. Tese de Doutorado – EESCUSP (1993)

Foi feita pelo autor uma comparação entre os métodos de dimensionamento das estruturas mistas segundo as Normas: ABNT NBR8800 (1986), AISC – LRFD (1994), CAN/CSA – S16.1 (1994), EN 1994-1-1(2004) e BS5950: PARTE 3 (1990).

Na parte destinada ao projeto em situação de incêndio são descritos diversos tipos de materiais de proteção, além de algumas técnicas utilizadas para prover proteção ao fogo. É descrito um modelo matemático adotado pelo EN 1994-1-1 (2004) para o diagrama tensão-deformação do aço a elevadas temperaturas. Foram apresentados também os principais procedimentos, utilizando-se os critérios da norma brasileira ABNT NBR 14323 (1999), cuja base para a elaboração foi o EN 1994-1-1 (2004). A ABNT NBR 14323 (1999) também procurou uniformizar simbologia e terminologia entre as normas brasileiras, além de compatibilizar os procedimentos de dimensionamento com a ABNT NBR 8800 (1986) e a ABNT NBR 8681 (2003): “Ações e segurança nas estruturas”.

Segundo ALVA (2000), com relação ao comportamento estrutural em situação de incêndio, pode-se afirmar que o principal efeito das temperaturas elevadas sobre o aço e o concreto é a alteração das propriedades mecânicas desses materiais, reduzindo suas resistências. A principal característica do incêndio, em termos de análise estrutural, é a curva que fornece a temperatura dos gases quentes no compartimento em chamas, em função do tempo de duração do incêndio, denominada curva tempo-temperatura. A partir dessa curva, é possível determinar a máxima temperatura atingida pelo elemento estrutural e, conseqüentemente, obter sua resistência ao incêndio. Devido à dificuldade de se estabelecer a curva tempo-temperatura de uma situação real de incêndio, as principais normas que abordam o assunto adotam curvas padronizadas, denominadas curvas de incêndio padrão. Estas, apesar de conduzirem a um dimensionamento mais conservador, são de utilização prática em projeto. Um ponto, entretanto, que merece ser melhor analisado, segundo ALVA (2000), é o pré-estabelecimento de um período fictício de dimensionamento, denominado tempo de resistência ao fogo, cujo valor permite encontrar a temperatura do elemento estrutural por meio da curva padrão. A norma brasileira ABNT NBR 14323 (1999), trata do dimensionamento de estruturas de aço submetidas a altas temperaturas, inclusive os elementos mistos, tais como vigas,

lajes e pilares. Esta norma procurou uniformizar os procedimentos de cálculo com a ABNT NBR 8800 (1986) e a ABNT NBR 8681 (2003).

**OLIVEIRA (2001)** analisou a resistência e o comportamento estrutural de conectores de cisalhamento e de vigas mistas aço-concreto. Segundo o autor seu objetivo foi ampliar as informações referentes a conectores em perfis U formados a frio – em chapa de 3,0mm, face à pequena quantidade de ensaios realizados por MALITE<sup>2</sup> (1993) *apud* OLIVEIRA (2001) – em chapas de espessura 2,66mm e 4,76mm. Os seguintes ensaios foram realizados:

- Ensaios do tipo “*push-out*”, com 16 modelos de conectores U enrijecidos e em pinos com cabeça (rebite com rosca interna), com resumo dado no Quadro 2.2, onde a posição normal corresponde à posição I e a posição invertida corresponde à posição II de MALITE (2003), conforme mostra a Figura 2.14.

Quadro 2.2 – Ensaios “*Push out*”, OLIVEIRA (2001)

GRUPO DE MODELOS	MODELOS	CONECTOR	POSIÇÃO	ARMADURA
1	1 e 2	U	Invertida	Não
2	5, 8 e 10	U	Invertida	Sim
3	3 e 4	U	Normal	Não
4	6, 7 e 9	U	Normal	Sim
5	11, 12 e 13	Rebite c/ rosca	-	Não
6	14, 15 e 16	Rebite c/ rosca	-	Sim

<sup>2</sup> MALITE, M.: *Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada*. Tese de Doutorado – EESCUSP (1993)



Figura 2.14 – Posições dos conectores de cisalhamento, OLIVEIRA (2001)

- Duas vigas de aço em PFF, detalhes no Quadro 2.3;

Quadro 2.3- Modelos de viga de aço, OLIVEIRA (2001)

Modelo	Perfil	Espessura	Comprimento	Vão Livre
Mod 1	Caixa (130x170x25x2,0)	2,00mm	3700mm	3500 mm
Mod 2	I enrijecido (130x170x25x2,0)	2,00mm	3700mm	3500 mm

As vigas de aço foram submetidas a cargas verticais aplicadas em dois pontos do vão: a  $L/3$  e  $2L/3$ . Para garantir que todas as vigas fossem biapoiadas e que as seções de extremidades tivessem rotação impedida e empenamento livre (vínculo de garfo), foram utilizados como parte do sistema de ensaio apoios especiais que continham lateralmente as extremidades das vigas.

- Quatro vigas mistas aço-concreto, com vigas de aço em PFF e lajes pré-moldadas, com o objetivo de determinar o acréscimo de rigidez à flexão das vigas mistas em relação às vigas de aço, identificando com precisão o estado limite último dos modelos. Segundo OLIVEIRA (2001), o interesse imediato estava ligado ao aumento da resistência do sistema misto em relação à viga de aço.

As vigas ensaiadas foram submetidas a cargas verticais aplicadas transversalmente em quatro pontos do vão, para que fosse simulada a aplicação de um carregamento distribuído. Este procedimento não foi possível nos ensaios das vigas de aço devido à segurança da montagem. Nas extremidades os modelos foram apoiados sobre apoios especiais que garantiam que o sistema fosse biapoiado. As lajes de concreto foram apoiadas nas extremidades para evitar que houvesse tombamento das vigas, simulando a realidade do sistema misto e conferindo também, maior segurança ao ensaio.

Como resultados dos ensaios “*push-out*” OLIVEIRA (2001) obteve as resistências dos conectores que foram posteriormente utilizados nas vigas. Os modelos constituídos por conectores U enrijecidos tiveram seu modo de ruptura iniciado por escoamento (deformação plástica) do conector, seguido de ruptura do concreto. Segundo o autor este tipo de ruptura se deu segundo os dois modos distintos:

- a) Nos modelos sem armadura no concreto, o colapso ocorreu inicialmente com escoamento do aço do conector e posterior ruptura frágil do concreto;
- b) Nos modelos em concreto armado, mesmo após o escoamento do conector, os mesmos absorveram carga até o aparecimento de fissuras nas lajes, posteriormente se deu o rompimento do concreto.

Segundo OLIVEIRA (2001) a diferença na resistência dos conectores de um mesmo grupo pode ser explicada através dos seguintes fatores, dentre outros:

- a) imperfeições geométricas dos modelos;
- b) desnivelamento da base de apoio das lajes;
- c) excentricidade na aplicação da carga.

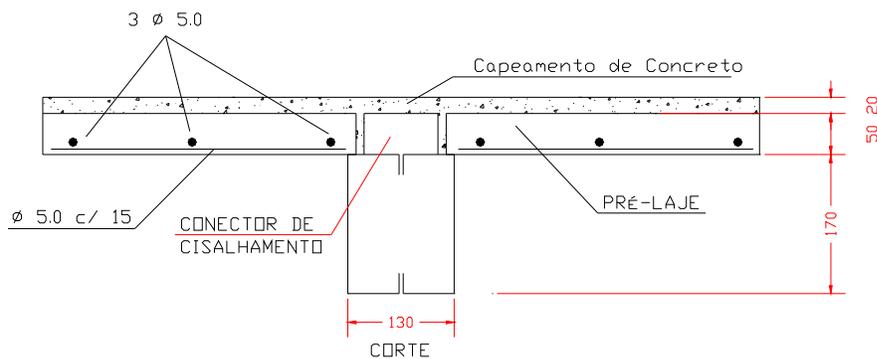
Para os modelos constituídos por rebite com rosca interna, a falha se deu devido à ruptura frágil do concreto dos modelos sem armadura e devido ao esmagamento sem rasgamento da chapa do perfil para os modelos com armadura. Este modo de ruptura caracteriza um estado limite novo não característico dos perfis soldados e laminados.

Em geral, OLIVEIRA (2001) verificou que a armadura pouco influenciou na resistência e na ductilidade dos conectores em perfis U simples, mas a presença desta armadura foi determinante nas respostas dos modelos com conectores rebite com rosca interna. Para este tipo de conector a armadura garantiu uma menor ductilidade ao sistema e fez com que a ruína acontecesse na chapa da viga.

Diferentemente de MALITE (1993), OLIVEIRA (2001) diz que a posição do conector com relação ao fluxo de cisalhamento (posição normal ou invertida) mostrou uma influência considerável na resistência última da conexão. Para os conectores soldados em posição normal a resistência de cada modelo se apresentou consideravelmente maior.

Como resultados dos ensaios das vigas de aço, segundo OLIVEIRA (2001), os resultados obtidos confirmam as prescrições relativas ao dimensionamento de peças fletidas constituídas no AISI (1996). Já nos ensaios das vigas mistas há uma grande diferença nos resultados obtidos. De acordo com o autor esta diferença pode ser explicada pela variação na qualidade do concreto empregado nos capeamentos das lajes. Outra explicação para as diferenças observadas diz respeito ao sistema de aplicação de carga. Nos modelos onde a carga foi aplicada sobre toda a largura da laje verificou-se que este tipo de aplicação de carga poderia estar comprometendo o ensaio, provocando o estado limite último (E.L.U.) caracterizado pela abertura de fissura longitudinal na face superior da laje de concreto. Passou-se então a aplicar o carregamento somente na faixa da laje que estava apoiada sobre a mesa da viga. Com esta mudança OLIVEIRA (2001) observou que os modelos atingiram o E.L.U. em um nível de carregamento mais elevado.

A Figura 2.15 apresenta os detalhes da seção transversal da viga mista de OLIVEIRA (2001).



(medidas em milímetros)

Figura 2.15- Detalhe da seção transversal da viga mista em perfil “caixa” apresentando as dimensões nominais da seção mista, OLIVEIRA (2001)

Foi observada por OLIVEIRA (2001) uma fissura ao longo do modelo e a ruína do concreto por esmagamento junto a alguns conectores. Este tipo de ruptura pode ser explicado pela falta de continuidade da armadura positiva da pré-laje sobre a viga de aço, que desempenharia também função de armadura de cisalhamento transversal à viga mista. Os resultados experimentais comprovaram que a linha neutra plástica situou-se na laje de concreto, como previsto no cálculo inicial. Os deslizamentos entre a laje de concreto e a viga de aço foram desprezíveis. A ruína do concreto ocorreu por esmagamento ou fendilhamento.

Ainda como conclusões de OLIVEIRA (2001) as vigas mistas tiveram um ganho de resistência e rigidez considerável (de 39 a 147%) em relação às vigas de aço, apesar de a resistência última do sistema misto ter ficado bem aquém do esperado. Esta diferença pode ser explicada também pela falta de continuidade da armadura positiva da pré-laje, que desempenharia também a função de armadura de cisalhamento transversal à viga mista. Mesmo assim, as resistências obtidas foram superiores aos valores dos momentos solicitantes de cálculo, determinados no âmbito do Projeto de Pesquisa desenvolvido por RODRIGUES (2001) sobre os prédios de baixo custo – Sistema Usiteto.

Em todos os casos de modelos, segundo OLIVEIRA (2001), os perfis caixa apresentaram sempre resistências superiores aos perfis I, indicando um melhor

desempenho quando empregados como vigas de aço ou quando utilizados como vigas mistas aço-concreto.

A respeito do assunto “ensaios de conectores de cisalhamento”, **QUEIROZ *et al* (2001)** relataram: “Caso a laje em que se vai utilizar o conector não seja maciça, as dimensões da laje, do perfil de aço e da armadura devem ser escolhidas de forma a representar adequadamente a situação real. A preparação dos protótipos deve seguir rigorosamente o previsto pela norma, que busca retratar da maneira mais fiel possível os procedimentos usuais na prática. Para que os resultados não sejam afetados pela aderência química entre o perfil de aço e o concreto, a superfície deve ser engraxada e a resistência à compressão do concreto na ocasião do ensaio deve ser inferior ( $70\% \pm 10\%$ ) à resistência característica ( $f_{ck}$ ) do concreto a ser utilizado na prática. Durante a execução do ensaio, para cada incremento de carga, medem-se o deslizamento relativo e a separação transversal entre as superfícies de contato”. A curva correspondente pode ser expressa por relações do tipo (Equação 2.36):

$$R = R_u \left(1 - e^{-As}\right) B \quad (2.36)$$

Onde:

$R_u$  é a resistência última;

$s$  é o deslizamento relativo;

$A$  e  $B$  são constantes de ajuste da curva.

**TRISTÃO (2002)** descreveu o comportamento de conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça e perfil U formado a frio, através de simulações numéricas por meio da modelagem do ensaio “*push out*”, através do programa ANSYS. Devido à simetria do modelo foi modelada apenas a metade do modelo experimental. Os modelos numéricos propostos foram elaborados a partir de quatro tipos de elementos finitos disponibilizados na biblioteca interna do ANSYS. Todos os elementos adotados tinham apenas três graus de liberdade, referentes às translações segundo as coordenadas x, y e z.

O elemento usado por TRISTÃO (2002) para a discretização da laje de concreto foi o SOLID 65. Este elemento é constituído por oito nós, com três graus de liberdade em cada nó. O SOLID 65 permite simular fissuração na tração e esmagamento na compressão, bem como um comportamento com não-linearidade física, permitindo ao usuário avaliar deformações plásticas. Possibilita também a inclusão das barras de armadura na forma de taxas (armadura dispersa).

Já para simular o comportamento do perfil metálico e dos conectores de cisalhamento foi usado o elemento SOLID 45. Este elemento possui também oito nós, cada um com três graus de liberdade e considera também a plasticidade do material.

Para a modelagem das barras de armaduras dispostas na laje de concreto foi utilizado o elemento tridimensional LINK 8, constituído por dois nós, cada um com três graus de liberdade. O eixo x do elemento foi orientado ao longo do comprimento da barra.

Foram utilizados também os elementos TARGE 170 e CONTAC 173 para simular o contato na interface conector-laje. As faces do elemento de concreto na interface laje e conector de cisalhamento foram consideradas como superfície alvo, enquanto que as faces do elemento do conector foram consideradas como superfície de contato.

Nos modelos numéricos com conector U formado a frio foram utilizadas as informações dos modelos experimentais de MALITE<sup>3</sup> (1993) apud TRISTÃO (2002). Já para os modelos com conector pino com cabeça foram consideradas informações experimentais de outros pesquisadores. Os modelos numéricos foram calibrados com os experimentais por meio de confronto entre as relações força-deslocamento do conector, obtido no ensaio “*push out*”. A força total estimada foi aplicada em pequenos incrementos.

Como conclusões do autor tem-se:

- Os resultados numéricos, de uma maneira geral, representaram satisfatoriamente o ensaio experimental de ambos os tipos de conectores de cisalhamento. Todos os modelos numéricos apresentaram, com relação à curva força-deslocamento do conector, duas fases distintas. Em uma primeira etapa, a rigidez da curva foi governada basicamente pela rigidez normal de contato, até um valor de força aplicada em que a curva começou a ter a rigidez penalizada em função do comportamento não linear do aço do conector e do concreto;
- Quando analisados os conectores do tipo pino com cabeça sua resistência obtida a partir do ensaio numérico apresentou valor próximo ao experimental e aos fornecidos pela ABNT NBR8800 (1986) e EN 1994-1-1 (2004);
- Os modelos com conectores de cisalhamento tipo perfil U formado a frio, de um modo geral, também apresentaram resultados satisfatórios em todas as fases, quanto à relação entre a força-deslocamento do conector;
- As armaduras da laje de concreto em todos os modelos numéricos apresentaram tensões muito inferiores à tensão de escoamento do aço, confirmando, segundo o autor, a função de apenas confinar o concreto, aumentando assim a sua resistência;
- Não foi possível detectar o modo de falha;
- O autor sentiu, ainda, a necessidade de outras fontes de cálculo, objetivando maior eficiência nas simulações numéricas, que disponibilizem ao usuário uma maior gama de elementos finitos que representem o comportamento do concreto,

---

<sup>3</sup> MALITE, M.: *Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada*. Tese de Doutorado – EESCUSP (1993)

uma vez que as maiores dificuldades encontradas na obtenção da convergência para os modelos numéricos foram identificadas quando da consideração da não-linearidade imposta ao material da laje.

**VERÍSSIMO *et al* (2002)** apresentaram um software para análise e dimensionamento de vigas mistas de edifícios, segundo a ABNT NBR8800 (1986). O software permite ao usuário o cálculo de vigas mistas com perfis laminados e soldados, duplamente simétricos ou monossimétricos, podendo a laje ser maciça ou com fôrma de aço incorporada, escoradas ou não. O programa admite a utilização de conectores de cisalhamento em perfil U laminado ou conectores tipo pino com cabeça, permitindo ao usuário controlar o grau de interação entre o perfil metálico e a laje de concreto, através da quantidade de conectores de cisalhamento utilizada. Como resultados o programa fornece os esforços, os deslocamentos, a frequência de vibração da viga, a verificação dos estados limites últimos e de utilização prescritos na ABNT NBR8800 e, ainda, o memorial de cálculo completo e o detalhamento da disposição dos conectores sobre a viga.

**KOTINDA (2006)** fez uma modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas, com ênfase no estudo da interface laje-viga. Foram apresentados modelos numéricos tridimensionais de vigas mistas com vistas a simular o seu comportamento estrutural, principalmente no referente à interface entre viga de aço e laje de concreto. Os modelos foram constituídos por vigas mistas simplesmente apoiadas com laje de faces planas e conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça. As simulações foram realizadas por meio do sistema computacional ANSYS versão 8.0, que tem como base o Método dos Elementos Finitos. Os resultados obtidos foram comparados com valores experimentais, extraídos de trabalhos apresentados por outros pesquisadores.

Segundo a autora existem atualmente duas tendências predominantes para análise numérica de vigas mistas aço-concreto com interação parcial:

- Trabalhos que se referem ao desenvolvimento de elementos finitos especiais, capazes de simular o escorregamento relativo entre laje e viga;
- Trabalhos nos quais são desenvolvidos modelos de vigas mistas a partir de elementos disponibilizados em pacotes, como ABAQUS e ANSYS, dentre outros.

Foi desenvolvido por KOTINDA (2006), seguindo a tendência da utilização desses pacotes, a modelagem no ANSYS versão 8.0. Vale salientar que, em ambas as tendências citadas, o comportamento da interface aço-concreto tem sido geralmente descrito por parâmetros obtidos por meio de ensaios do tipo “*push-out*”. No entanto KOTINDA (2006) optou por uma estratégia de modelagem que dispensasse o conhecimento de tais parâmetros, sendo necessário apenas conhecer as dimensões geométricas e características constitutivas dos conectores.

Os modelos numéricos desenvolvidos foram elaborados com base em elementos pré-definidos, disponibilizados na biblioteca interna do ANSYS. A escolha dos elementos foi feita levando-se em consideração aspectos como número de graus de liberdade, esforço computacional e, principalmente, representatividade perante o comportamento a ser simulado. O elemento SOLID65 foi utilizado na discretização da laje de concreto. A opção por um elemento do tipo sólido, segundo KOTINDA (2006), se deve ao fato de seu trabalho ter também como objetivo simular efeitos localizados como a concentração de tensões junto aos conectores de cisalhamento. O elemento citado possui deformação linear no plano em que está contido, e permite a consideração de não-linearidade do material, além de outras características não utilizadas nesta análise.

O elemento BEAM189 foi utilizado na modelagem dos conectores de cisalhamento. Trata-se de um elemento de viga, com três nós (I, J e K) e seis graus de liberdade por nó, o que inclui as translações e as rotações segundo os eixos x, y e z. O elemento BEAM189 foi escolhido por proporcionar uma modelagem mais simples dos conectores, sem que com isto se perca representatividade nos resultados, de acordo com KOTINDA (2006).

Para o perfil de aço foi adotado um modelo constitutivo elasto-plástico multilinear com encruamento isótropo e critério de plastificação de von Mises, Figura 2.16.

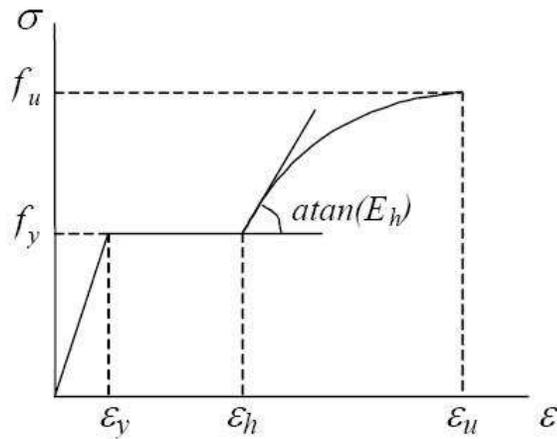


Figura 2.16 – Modelo adotado para o perfil de aço, KOTINDA (2006)

Para os conectores de cisalhamento adotou-se um modelo bi-linear com encruamento isótropo, com base no critério de von Mises, Figura 2.17.

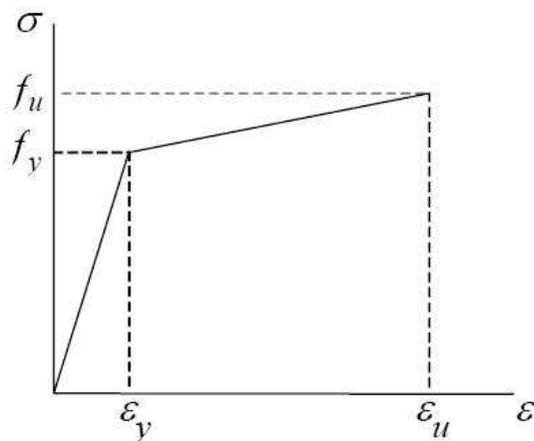


Figura 2.17 – Modelo adotado para os conectores de cisalhamento, KOTINDA (2006)

A relação constitutiva utilizada para o aço da armadura segue o critério de von Mises, sendo representada por meio da curva tensão-deformação, com base em um modelo elasto-plástico perfeito, Figura 2.18.

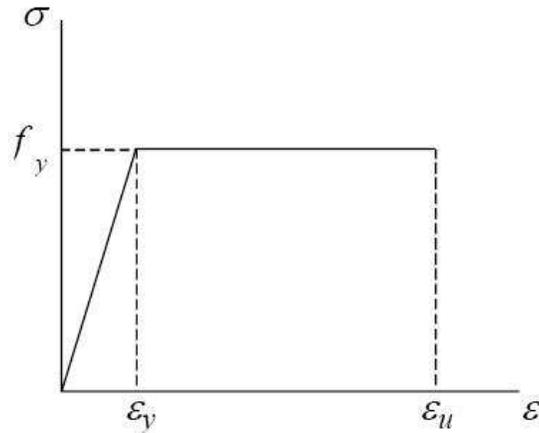


Figura 2.18 – Modelo adotado para a armadura, KOTINDA (2006)

O comportamento do concreto, relativamente à tração, foi representado por meio do *modelo concrete* disponibilizado pelo ANSYS, que tem como base o modelo de Willan-Warnke e permite simular a fissuração do concreto quando submetido a tensões de tração.

Como conclusões de KOTINDA (2006) verificou-se que a utilização do nó adicional L para orientação dos eixos locais y e z do elemento BEAM189 interfere na estabilidade numérica quando do processamento, interferência essa também comentada no manual de utilização do mesmo programa. As curvas obtidas numericamente recuperaram de forma satisfatória o comportamento das vigas mistas quando do deslocamento vertical no meio do vão, ajustando-se bem às curvas experimentais no trecho inicial e mantendo uma diferença considerada aceitável ao longo do trecho com comportamento não linear.

Por meio de análises com relação aos gráficos apresentados, notou-se, assim como nos modelos experimentais, que nos modelos numéricos o escorregamento relativo médio na extremidade permaneceu nulo até um dado nível de carregamento, a partir do qual a adesão entre aço e concreto na interface deixa de existir. O escorregamento final encontrado numericamente foi bem menor que o obtido experimentalmente. Porém, a autora afirma que esses modelos não alcançaram níveis de carregamento próximos aos identificados experimentalmente.

Apesar de as curvas numéricas e experimentais apresentarem pequenas diferenças na parte correspondente ao perfil metálico, essas não ultrapassam 15%, e podem ser consideradas aceitáveis uma vez que os resultados correspondem a um nível de carga posterior ao trecho de comportamento elástico-linear referentes às curvas “Força x Deslocamento no meio do vão”. KOTINDA (2006) afirma que foi possível visualizar ainda nos modelos numéricos, um indicativo de fissuração nos elementos referentes à laje de concreto. Segundo a documentação do ANSYS v.8.0, em cada elemento podem ser sinalizadas fissuras segundo três diferentes planos.

As primeiras fissuras foram localizadas na interface entre laje de concreto e viga de aço e, provavelmente, surgiram no modelo numérico em função da ação da adesão estabelecida entre os materiais. Para todos os modelos apresentados, o término do processamento se deu por deslocamento excessivo de algum nó, referente à laje ou referente aos conectores de cisalhamento posicionados na região de transferência de esforços entre tais elementos.

Entretanto, segundo KOTINDA (2006), verificando-se as tensões no nó em questão, notou-se que são inferiores às tensões últimas estabelecidas. O deslocamento excessivo identificado foi causado por instabilidades numéricas, e não por ruptura do elemento. Nos modelos numéricos, diferentemente dos modelos experimentais, não foi (ou não é) possível identificar o modo de falha das vigas mistas. Entretanto, tendo em vista que a estratégia de modelagem adotada considera o critério de plastificação de von Mises para o concreto na compressão, pode-se utilizar as tensões equivalentes (tensões de von Mises) como indicativo da ruptura da laje por compressão excessiva.

Finalmente para as vigas mistas cujo processamento não sofreu instabilidades numéricas de modo a provocar a interrupção do processamento em níveis de carga distantes de uma situação de ruptura da viga, as tensões equivalentes na face superior da laje de concreto ultrapassam a resistência média à compressão do concreto. Esse último aspecto identificado permite considerar provável ruptura da laje por compressão excessiva.

Em 2007 **OLIVEIRA** avaliou o comportamento de um conector de cisalhamento, denominado Crestbond (Figura 2.19), em chapa dentada para sistemas de pisos mistos com pré-laje de concreto. O trabalho envolveu um programa experimental e a formulação de um modelo semi-empírico para o cálculo da resistência do conector.

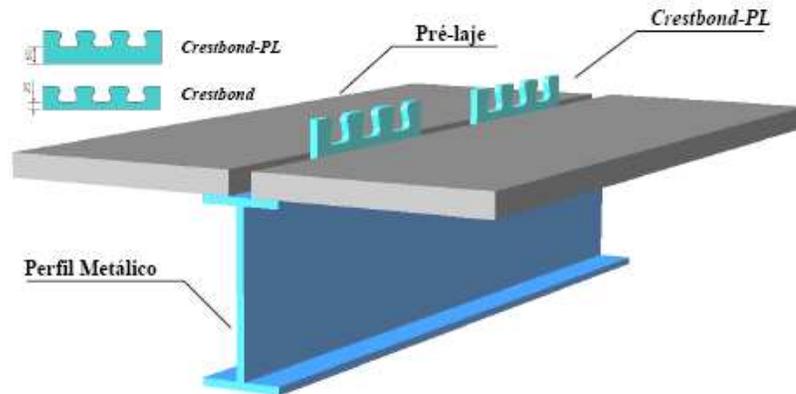


Figura 2.19 – Conector Crestbond, OLIVEIRA (2007)

No programa experimental foram realizados 15 ensaios tipo “*push-out*”, considerando três configurações de modelos: a) com laje maciça; b) com uma pré-laje de concreto; c) com poliestireno expandido (isopor) no lugar da pré-laje. A partir desses ensaios foi avaliado o comportamento e determinada a resistência ao cisalhamento do conector sob carregamento estático, considerando a influência do efeito da armadura, da resistência do concreto e do efeito de pino no concreto dentro das aberturas do conector.

Segundo o pesquisador a resistência total da conexão decorre da contribuição de quatro parcelas, quais sejam: a) resistência frontal do conector; b) resistência da laje à tração; c) resistência dos pinos de concreto e d) efeito da armadura. OLIVEIRA (2007) observou na equação proposta a contribuição importante da resistência frontal do conector e da resistência dos pinos de concreto para a capacidade última da conexão. As forças atuantes no conector, ou seja, a força de compressão frontal e as forças de cisalhamento nos pinos de concreto tiveram pouca ou nenhuma excentricidade em relação à espessura da laje, o que proporcionou o melhor desempenho da conexão.

Ainda segundo OLIVEIRA (2007) os modelos com armadura passando dentro das aberturas do conector apresentam capacidade última 25% superior aos modelos que não possuíam armadura dentro das aberturas. À medida que a resistência do concreto aumenta, a capacidade resistente da conexão também cresce. Esse fenômeno decorre da relação direta da resistência do concreto com a resistência frontal do conector, a resistência dos pinos de concreto e a resistência da laje à tração.

As resistências obtidas para os modelos com pré-laje ficaram bem próximas dos valores para os modelos com isopor no lugar da pré-laje, e inferiores aos resultados para modelos com laje maciça. Segundo tal pesquisador isso indica que a ligação entre a pré-laje e a laje não é suficiente para garantir uma solidarização tal que influencie significativamente na capacidade última do sistema. O conector de cisalhamento em chapa dentada *Crestbond-PL* apresenta uma alta rigidez para cargas de serviço, e adequada ductilidade em estado limite último, associadas à capacidade de reter uma parcela bastante significativa de carga aplicada na fase pós-pico (após ter atingido a carga máxima).

### **2.3.2 Pesquisas realizadas no Exterior**

**DAVIES (2000)** relacionou e analisou os avanços recentes na pesquisa de estruturas em PFF. Segundo ele, as seções de PFF estão passando por um período de desenvolvimento e deve continuar no futuro próximo. Este desenvolvimento tem sido uma combinação de melhoramentos na tecnologia e desenvolvimentos em aplicações. Isto tem colocado as pesquisas sob alguma pressão para encontrar os procedimentos práticos de cálculo as seções de formas complicadas que surgem a cada dia. Pesquisadores têm respondido a esses desafios de duas maneiras. Modelos de cálculo viáveis têm sido desenvolvidos para o flambagem local e distorcional, e a interação entre eles, para a maioria das seções de interesse dos engenheiros de estruturas. No entanto, estes modelos estão longe de serem simples e uma possibilidade mais interessante vem da análise da flambagem da seção transversal completa, devendo a determinação da resistência via método direto ser

seriamente considerada nas normas de alguns países. Segundo ele este é um passo positivo que deveria ser encorajado.

Em seu artigo, **HANAOR (2000)** apresentou os cálculos e os resultados dos testes para diversas tecnologias envolvendo seções de perfis formados a frio na construção mista, incluindo conectores de cisalhamento em PFF e seções compostas com painéis de concreto. Os ensaios incluíram muitos testes “*Push-out*” com numerosos tipos de conectores, assim como testes de elementos compostos em escala natural.

Segundo HANAOR (2000) o uso de seções de PFF para vigas secundárias oferece muitas vantagens potenciais, particularmente em cálculos não usuais ou em circunstâncias especiais. Algumas dessas vantagens são:

- Possibilidade de reduzir a espessura da laje usando seções mais leves com menor espaçamento;
- Fácil variação da seção transversal;
- Liberdade no cálculo das seções transversais;
- Flexibilidade na montagem das seções e dos componentes anexos;
- A tecnologia de fabricação de seções de PFF é simples e disponível em regiões e países onde uma grande seleção de perfis tradicionais não é disponível, ou de pequena produção, particularmente para pequenos e médios projetos.

HANAOR (2000) afirma que, embora os princípios gerais de cálculo de vigas compostas se apliquem igualmente para seções de perfis tradicionais e seções de PFF, há muito pouca referência direta dos problemas envolvidos com os PFF nas normas, e mais surpreendente ainda, pouca informação na literatura técnica. O problema principal seria garantir a adequada transferência de cisalhamento entre a viga e a laje de concreto. A soldagem de conectores de cisalhamento não é aplicável em todos os casos, devido à pequena espessura do material. Uma gama de outros tipos de conectores de cisalhamento é possível, mas há pouca informação na literatura técnica quanto à performance e capacidade de tais conectores, informação que é necessária para o cálculo da ligação.

O principal objetivo apresentado neste artigo foi ensaiar um certo número de tecnologias de ligações, analisar sua performance e estabelecer guias para o seu cálculo.

Dois tipos de ensaios foram realizados pelo pesquisador:

- 1) Ensaios “*push-out*”, (Figuras 2.20 e 2.21);
- 2) Ensaios em vigas de tamanho real com as seções transversais escolhidas e conectores de cisalhamento, (Figuras 2.22 e 2.23).

CS - Conector U enrijecido parafusado  
 CW - Conector U enrijecido soldado  
 DS - Conector U enrijecido parafusado no deck

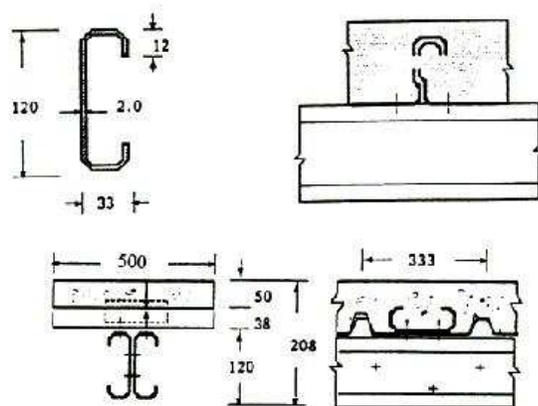


Figura 2.20 – Conectores engastados: detalhes da seção e dos conectores de cisalhamento, HANAOR (2000)

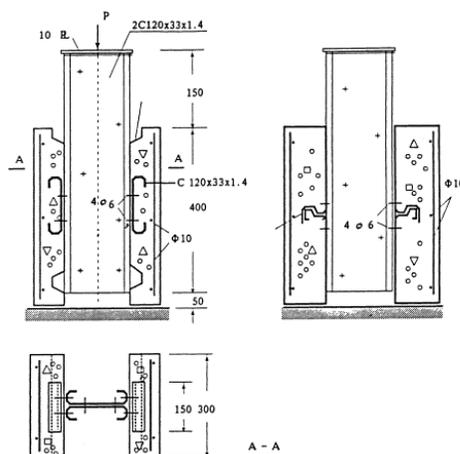


Figura 2.21 – Corpo de prova dos ensaios “*push-out*”, HANAOR (2000)

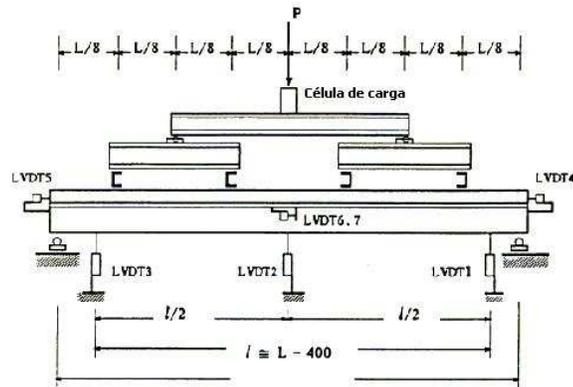


Figura 2.22 – Esquema de ensaio das vigas, HANAOR (2000)

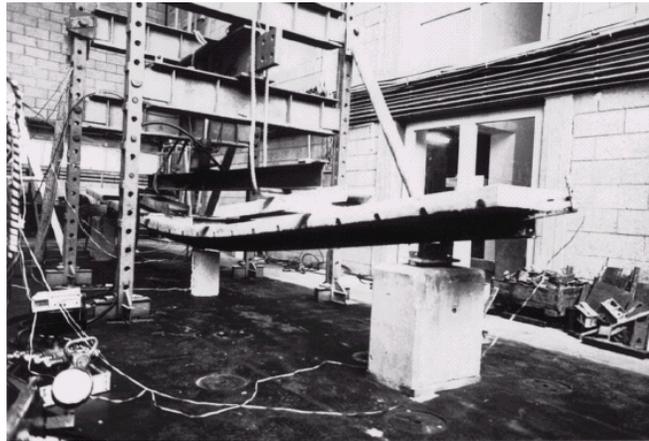


Figura 2.23 – Ensaio de uma viga mista, HANAOR (2000)

As principais conclusões tiradas pelo autor dos ensaios realizados foram as seguintes:

- As vigas compostas executadas foram consideradas altamente dúcteis;
- A rigidez elástica da viga teve seu valor próximo ao calculado. Critérios de aceitação e resistência, de acordo com o EUROCODE foram satisfatórios. Depois da deformação de deslizamento, a viga permaneceu completamente elástica durante os ciclos de carga-descarga. Nenhum dano significativo foi observado mesmo na carga última, nem sob a forma de flambagem local no aço ou fissuras no concreto;
- Alguns meios de produzir uma ligação adequada ao cisalhamento estão disponíveis;

- Na ausência de dados experimentais da capacidade do conector, as capacidades dos conectores examinados podem geralmente ser conservativamente baseadas nas normas ou, onde aplicável, em dados de ancoragem de conectores no concreto;
- Os ensaios demonstraram alto grau de flexibilidade no cálculo da seção transversal, oferecendo rigidez e resistência, otimização do cálculo empregando a interação parcial (onde o cálculo foi governado pelos critérios de serviço);
- Uma variedade de métodos de construção é conhecida, variando desde métodos convencionais com escoras temporárias das vigas até as unidades moldadas *in loco*, permitindo técnicas mistas de ligação de seções em PFF.

**SUBEDI e COYLE (2002)** fizeram um estudo experimental sobre o aumento da rugosidade da superfície de elementos de vigas. Segundo tais pesquisadores o aço é resistente na tração e na compressão, mas flambagem é um problema na esbelteza de peças comprimidas. O concreto é resistente na compressão, mas tem uma resistência à tração muito pequena. Ele tem boas propriedades de proteção contra o fogo e é durável sob condições do ambiente. Quando os dois materiais estão juntos aparece a propriedade de adesão e aderência. No concreto armado e no concreto protendido, tanto a armadura quanto a seção de concreto são totalmente utilizadas em relação aos seus limites de resistência e representam desempenho eficiente. Com o objetivo de atingir o comportamento composto entre o concreto e o aço, SUBEDI e COYLE (2002) tentaram melhorar a interface entre os dois materiais, Figura 2.24.

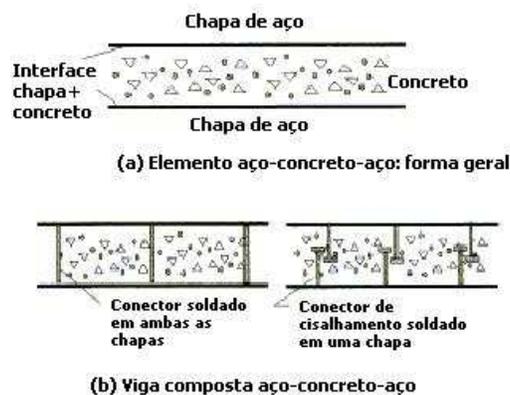


Figura 2.24 – Construção do tipo (a-c-a), SUBEDI e COYLE (2002)

A solução mais prática foi detalhar chapas criando uma superfície especial que proporcionasse uma ancoragem mecânica entre o concreto e a chapa. Para um estudo inicial oito superfícies diferentes foram selecionadas. As superfícies que tivessem os melhores resultados seriam ensaiadas posteriormente em vigas.

Um ensaio simples “*pull-out*” foi realizado para se determinar a capacidade de resistência das várias superfícies, Figura 2.25.

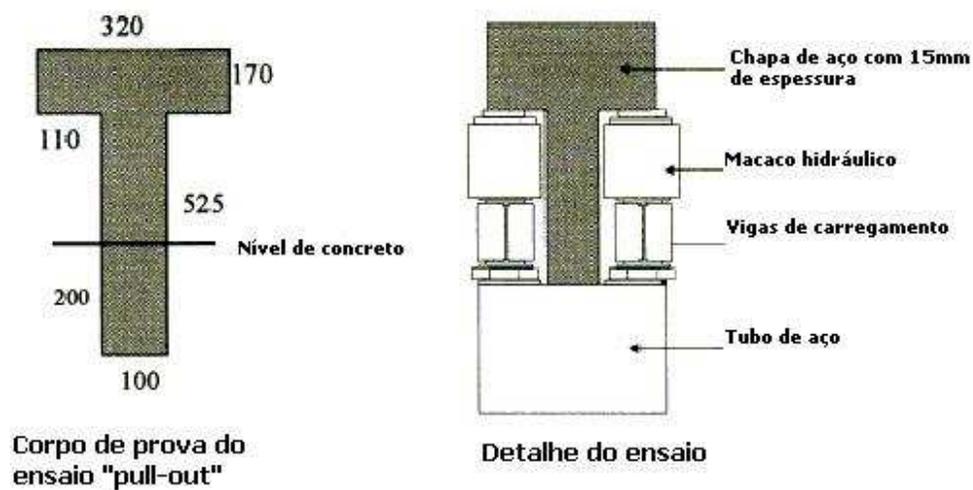


Figura 2.25 – Detalhes do ensaio “*pull-out*”, SUBEDI e COYLE (2002)

A ruptura ocorreu com o “*pull-out*” da chapa, com uma cunha de concreto próximo da superfície remanescente anexada à chapa. Como resultado destes ensaios um total de 3 superfícies foi escolhido para ser usado no programa de ensaios das vigas. O programa experimental de SUBEDI e COYLE (2002) consistiu do ensaio de 32 vigas, divididas em 5 séries. As 32 vigas foram calculadas, construídas e ensaiadas para analisar os mecanismos de ruptura, tais como flexão, cisalhamento e deslizamento. SUBEDI e COYLE (2002) tiraram como conclusões que a adoção prática das superfícies trabalhadas depende da economia da produção e da construção das seções (aço-concreto-aço).

Em 2005 VALENTE e CRUZ fizeram uma análise experimental de vigas mistas aço-concreto leve em vigas mistas, com 4,5m de vão. A configuração geométrica para a seção transversal e apoios foi idêntica para todas as vigas, variando - se a distribuição dos conectores e as condições de carregamento. Conectores *studs* foram utilizados para assegurar a conexão entre a viga de aço e a laje de concreto. Segundo tais pesquisadores o uso de *studs* é adequado quando é utilizado concreto de alta resistência. Bons resultados foram obtidos com concreto leve de alta resistência em ensaios “*push out*”.

Duas configurações de carregamento foram consideradas: a primeira correspondia a quatro cargas concentradas, igualmente espaçadas, aproximando de um carregamento distribuído. A segunda correspondia a duas cargas concentradas próximas uma da outra, simulando um carregamento concentrado. A distribuição de conectores de cisalhamento foi feita de três maneiras: conexão total com 8 *studs* em cada metade do vão, conexão total com 4 pares de *studs* em cada metade do vão e conexão parcial com 4 *studs* em cada metade do vão. Foram ensaiadas 6 vigas no total, variando o tipo de conexão, carregamento e distribuição dos conectores, Quadro 2.4.

Quadro 2.4 – Ensaio realizados (VALENTE e CRUZ, 2005)

Viga	Conexão	Distribuição dos conectores (meio vão)	Carregamento	Modo de colapso	Momento máximo (kN.m)
VM4	Total	8 <i>studs</i>	4 cargas	Flexão	52,60
VM5	Total	4 pares de <i>studs</i>	4 cargas	Flexão	47,52
VM6	Parcial	4 <i>studs</i>	4 cargas	Conectores	41,96
VM7	Total	8 <i>studs</i>	1 carga	Flexão	50,10
VM3	Total	4 pares de <i>studs</i>	1 carga	Flexão	49,76
VM8	Parcial	4 <i>studs</i>	1 carga	Flexão e conectores	44,51

Segundo VALENTE e CRUZ (2005) as vigas com conexão total mostraram falha à flexão. O concreto fissurou próximo aos pontos de aplicação de carga, uma fissura longitudinal foi observada. As vigas com conexão parcial apresentaram falha ao cisalhamento próximo ao ponto de aplicação de carga.

A carga e o correspondente momento de falha puderam ser previstos através de uma análise de estado limite. Segundo o EN 1994-1-1 (2004) *apud* VALENTE e CRUZ (2005) a falha ao momento fletor é considerada para vigas com cálculo de conexão total e o comportamento plástico total da seção transversal na falha é aceitável, se for classificado como Classe 1. No caso de cálculo de conexão parcial a falha ao cisalhamento é admitida, resultando num valor inferior para o momento máximo. Todas as vigas apresentaram um comportamento elástico inicial, com conexão total e interação total, isto é, sem escorregamento entre o concreto e o aço.

Os autores observaram que em todas as vigas os valores das deformações na seção de aço foram menores que os previstos. Para as vigas de conexão total a falha foi condicionada pelo concreto, significando que a posição da linha neutra era mais baixa que a prevista, um aspecto confirmado durante os ensaios. Valores mais altos de deformação na fibra mais tracionada da seção de aço foram encontradas no grupo que recebeu carga concentrada num só ponto, mas não valores mais altos para o momento fletor máximo. Ao mesmo tempo a linha neutra ficou mais próxima da posição medida no grupo que recebeu quatro cargas concentradas, indicando que os materiais atingiram deformações plásticas maiores, resultando no aumento da curvatura e da deflexão. Para vigas com conexão parcial a diferença entre o momento fletor máximo previsto e medido pode resultar de um valor subestimado da determinação da resistência do *stud*, como mostraram diversos ensaios “*Push out*”.

Ainda em 2005 ERDÉLYI e DUNAI fizeram um estudo experimental sobre vigas mistas de concreto leve. O modelo era composto de perfis Ue de chapa fina, deck com seção trapezoidal e uma laje de concreto, conforme Figura 2.26.

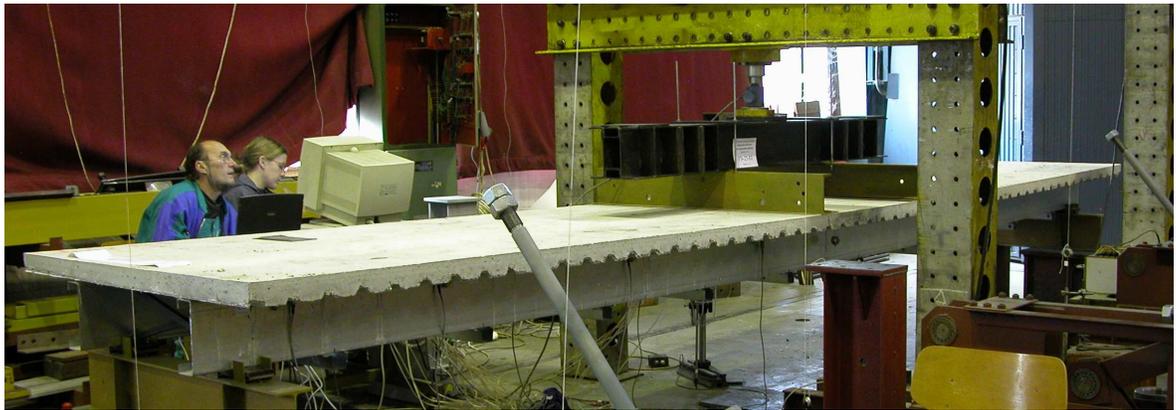


Figura 2.26 – Ensaio da viga mista, ERDÉLYI e DUNAI (2005)

Os conectores eram pinos auto-atarraxantes. Com o objetivo de se aumentar a eficiência da ação composta a forma de ligação foi modificada: o pino foi atarraxado parcialmente no perfil e, em outra simulação o pino tinha sua parte sem rosca embebida no concreto.

Durante o processo foram realizados ensaios “*push out*”, com o objetivo de se estudar o comportamento do conector e encontrar uma solução eficiente que pudesse ser economicamente aplicável.

Através de considerações do comportamento, os aspectos de cálculo de estruturas de chapa fina e a relativa baixa rigidez da ligação composta, um novo procedimento de cálculo foi desenvolvido, de acordo com as recomendações do EC3 e EC4.

Seis vigas mistas foram ensaiadas com o mesmo perfil metálico, mesma espessura de laje e concreto de qualidade normal. Os seguintes parâmetros foram modificados: a espessura do perfil metálico, o tipo e a forma da ligação e o arranjo do deck. O vão da viga (5980mm) foi em função do espaçamento das ondas (115mm). Nos ensaios duas cargas concentradas foram aplicadas por um macaco hidráulico. Como o espaçamento entre as cargas era pequeno (800mm), resultou numa tensão de cisalhamento atuante numa faixa considerável. Os seguintes parâmetros foram medidos: carga, deslocamentos, deslocamento relativo entre o concreto no deck e o perfil metálico e a distribuição de tensões na seção transversal no meio do vão. Na Figura 2.27 é mostrada a deformada de uma viga ensaiada.



Figura 2.27 – Deformada de uma viga ensaiada, ERDÉLYI e DUNAI (2005)

Baseando-se nos gráficos carga x deslocamento, os pesquisadores puderam observar que o comportamento dos modelos foi linear até cerca de 50% da carga máxima. O efeito do sentido das ondas do deck e do número de linhas de conectores (1 ou 2) não foi significativo até que o campo não linear foi atingido. A deflexão máxima variou de  $L/46$  a  $L/24$ . A carga máxima variou de 24,70 kN a 43,67 kN. Dois tipos de comportamento último foram observados: a falha do conector e a falha plástica ao momento fletor da viga. Quando a capacidade de deslocamento do conector não foi suficiente para resistir ao deslocamento relativo do deck em relação à mesa superior da viga metálica a falha ocorreu. A falha à flexão foi acompanhada de deformação distorcional das seções transversais. A deformação última relativamente grande causou a fratura do flange inferior.

A ação composta foi estudada por ERDÉLYI e DUNAI (2005) medindo-se os deslocamentos relativos entre a mesa superior do perfil metálico e o concreto do deck e da distribuição de tensões da seção transversal no meio do vão. No campo elástico a rigidez elástica foi relativamente alta e o deslocamento relativo entre a mesa superior do perfil metálico e o concreto foi relativamente pequeno. No estado limite último as

ligações mostraram um comportamento plástico\_ devido à rotação dos pinos\_ com ductilidade suficiente.

Os resultados dos ensaios foram comparados à resistência de cálculo utilizando um método de cálculo desenvolvido. A comparação entre os resultados mostrou que o método de cálculo pode prever o comportamento último com segurança suficiente. A avaliação detalhada e a verificação do processo de cálculo estava em progresso e será objeto de publicação futura.

# 3

## DEFINIÇÃO DOS MODELOS

Todos os modelos ensaiados na presente pesquisa foram projetados tomando como base o sistema estrutural de prédios de baixo custo, de 4 a 7 pavimentos, desenvolvidos em diversos projetos de pesquisas no DEES-EE-UFMG, com a parceria de empresas privadas e instituições de fomento às pesquisas.

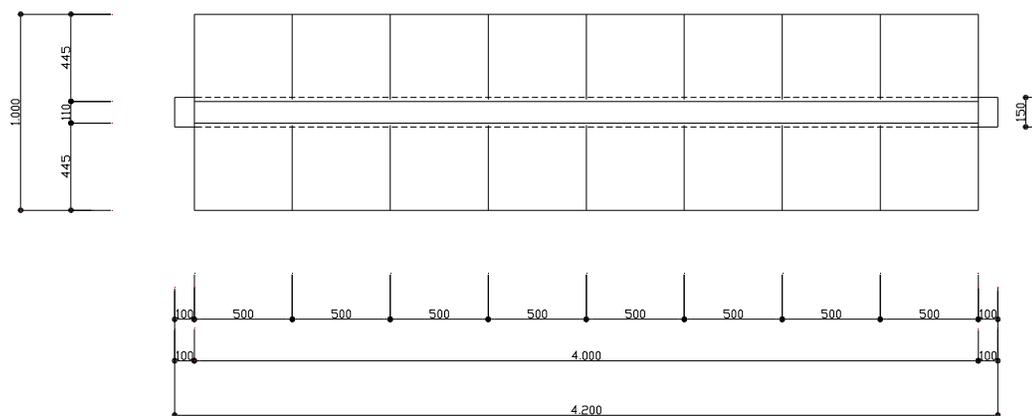
### 3.1 Modelos com painéis CCA e capa de concreto moldado *in loco*

#### 3.1.1 Descrição dos modelos de viga mista

Foram preparados quatro modelos de viga mista, sendo que dois destes, denominados de **Viga CCA 01** e **Viga CCA 02**, fazem parte do grupo de modelos do **Tipo I**, conforme apresenta a Figura 3.1. Os demais ensaios foram realizados com os modelos do **Tipo II**, sendo referidos no texto como **Viga CCA 03** e **Viga CCA 04**, conforme Figura 3.2.

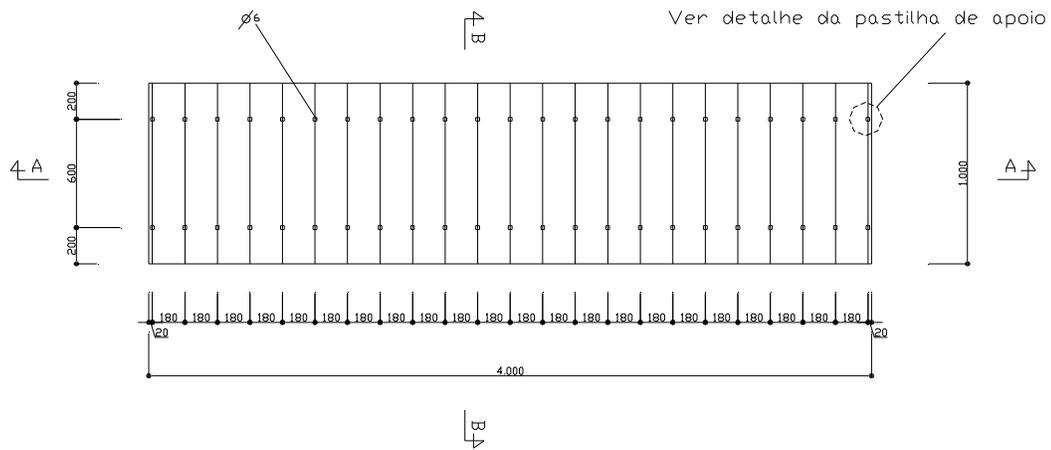
Os modelos mistos eram compostos de vigas metálicas em PFF de seção caixa 200x150x25x2, com conectores de cisalhamento em perfil U simples - também formado a frio – e laje composta por uma camada com de 33,1 mm de concreto armado moldado *in loco* sobre painéis SICAL de concreto celular autoclavado, com espessura de 100 mm. O aço dos perfis foi o SAC300, da Usiminas, com resistência ao escoamento igual a 300MPa e resistência à ruptura da tração igual a 400MPa. A resistência à compressão do concreto teve como valor esperado 20MPa.

Os modelos Viga CCA 01 e Viga CCA 02 são iguais entre si, assim como os modelos Viga CCA 03 e Viga CCA 04. Os modelos do Tipo I são providos de conectores U formados a frio na posição normal (abertura voltada para o centro da viga). Já nos modelos do tipo II os conectores U formados a frio são voltados para a extremidade.

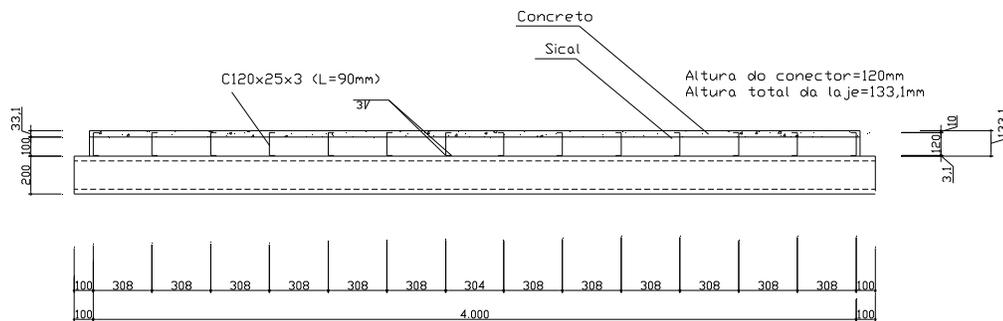


a) Vista superior dos modelos, mostrando as placas de Painel SICAL (CCA) sobre o perfil metálico

Figura 3.1 – Modelos do Tipo I (continua)

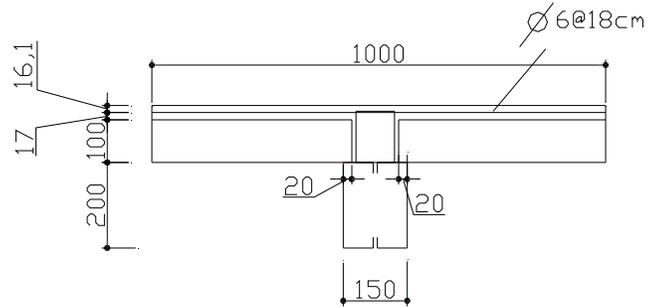


b) Vista superior dos modelos, mostrando a armadura de cisalhamento

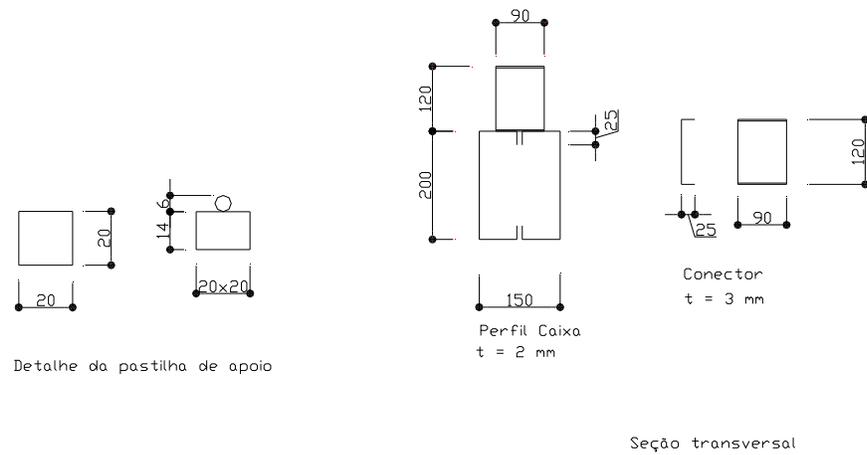


c) Corte A-A, mostrando a distância entre os conectores de cisalhamento U 120x25x3, as placas em painel SICAL (CCA) e a capa de concreto armado moldado in loco

Figura 3.1 – Modelos do Tipo I (continua)



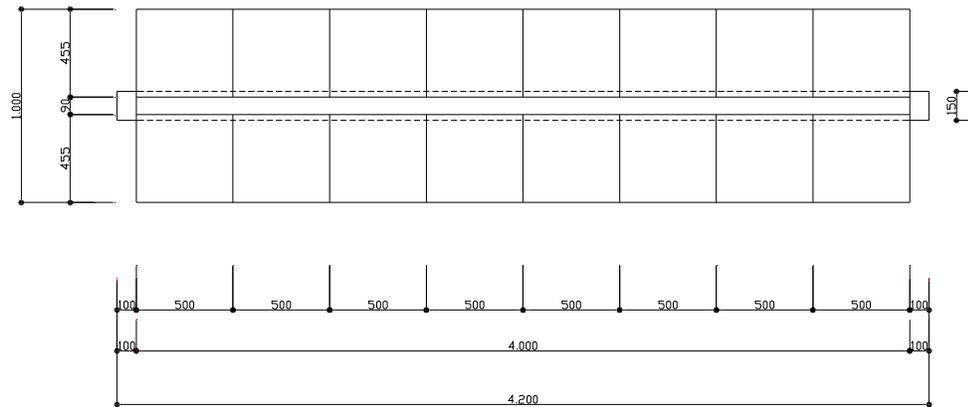
d) Corte B-B, mostrando detalhe da armadura superior  
(continua)



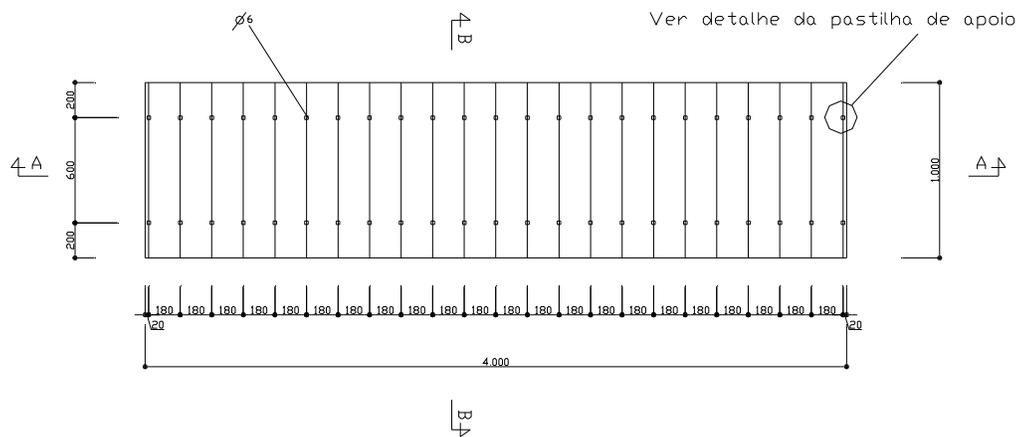
e) Detalhes diversos

Figura 3.1 - Modelos do **Tipo I** (conclusão)

Na Figura 3.2 são mostrados os detalhes dos modelos do Tipo II.

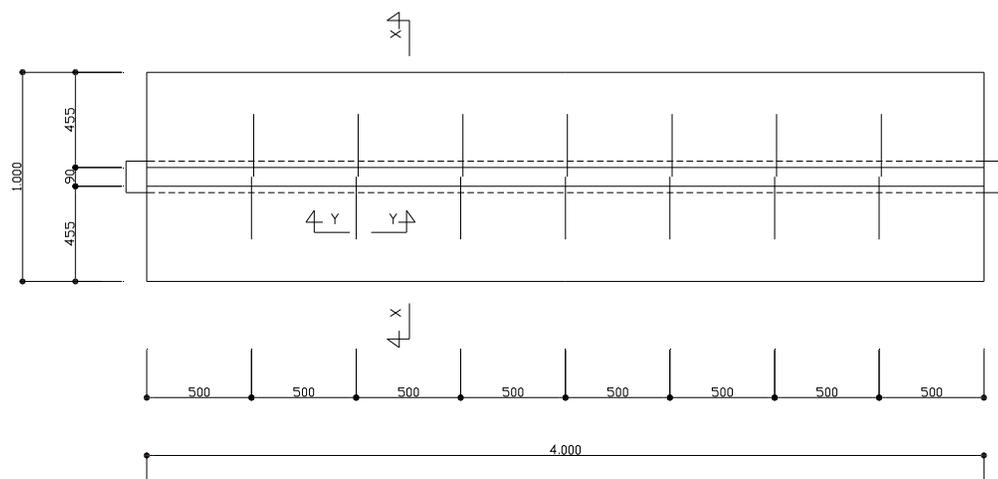


a) Vista superior do modelo, mostrando as placas de Painel SICAL (CCA) sobre o perfil metálico

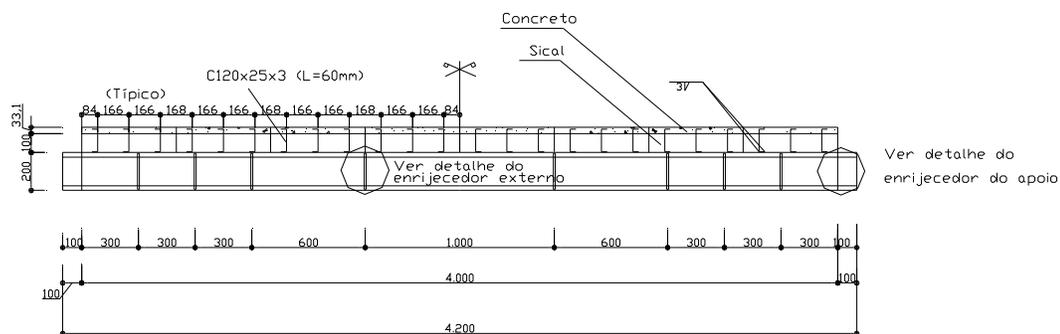


b) Vista superior do modelo, mostrando a armadura de cisalhamento

Figura 3.2 – Modelos do Tipo II (continua)

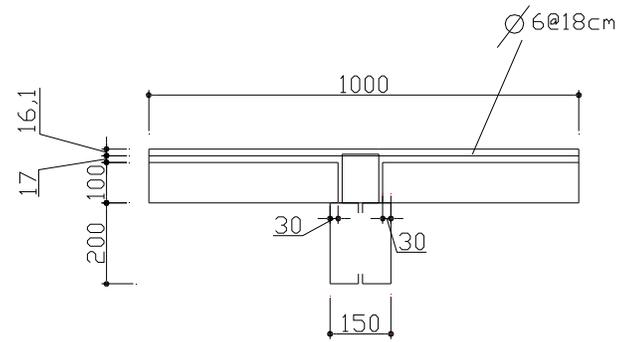


c) Vista superior do modelo, mostrando a armadura superior entre placas, especificada pela SICAL



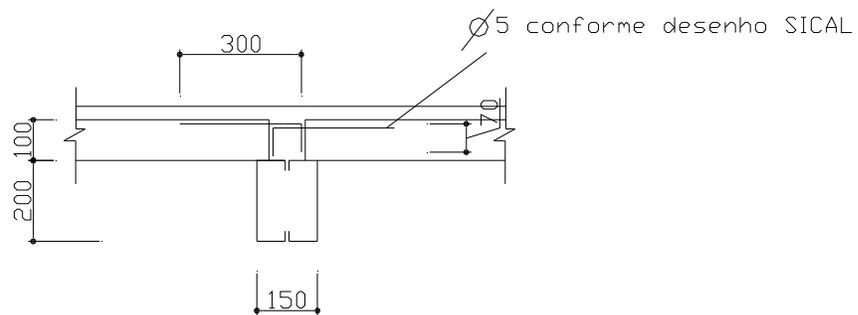
d) Corte A-A, mostrando a distância entre os conectores de cisalhamento U 120x25x3, as placas em painel SICAL (CCA), a capa de concreto armado moldado in loco e os enrijecedores de alma do perfil metálico

Figura 3.2 – Modelos do Tipo II (continua)



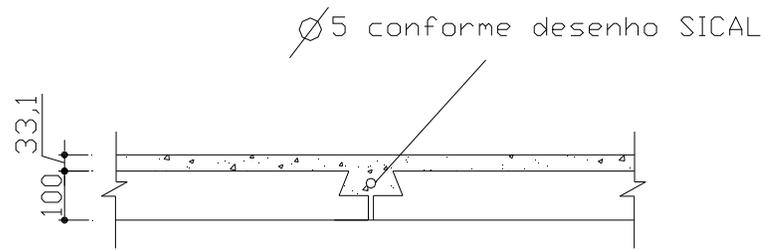
Perfil Caixa  
 $t = 2.00 \text{ mm}$

e) Corte B-B, mostrando detalhe da armadura superior

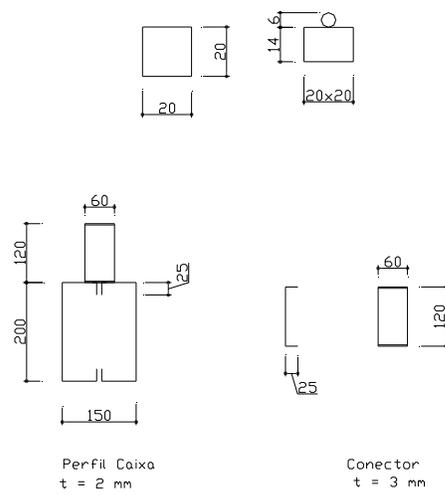


f) Corte X-X, mostrando detalhe da armadura superior  
 (continua)

Figura 3.2 – Modelos do Tipo II (continua)

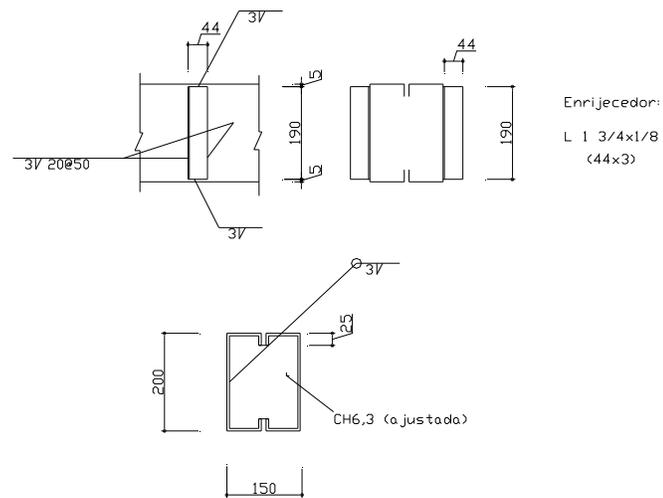


g) Corte Y-Y, mostrando detalhe da armadura superior



h) Detalhe da pastilha de apoio e seção transversal

Figura 3.2 – Modelos do Tipo II (continua)



i) Detalhes diversos

Figura 3.2 - Modelos do **Tipo II**  
(conclusão)

Nas Figuras 3.3 e 3.4 são mostrados os detalhes de fabricação de uma viga mista do Tipo II.

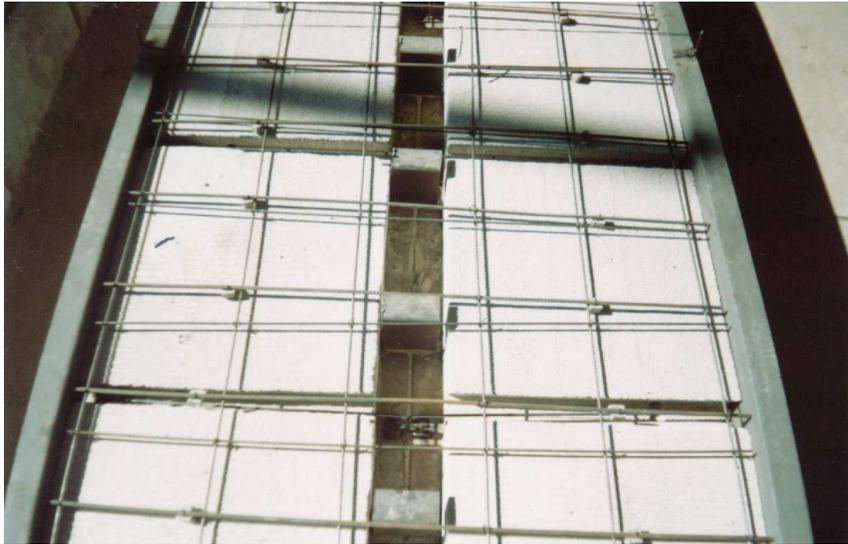


Figura 3.3 – Detalhes de fabricação de um modelo de viga mista do Tipo II



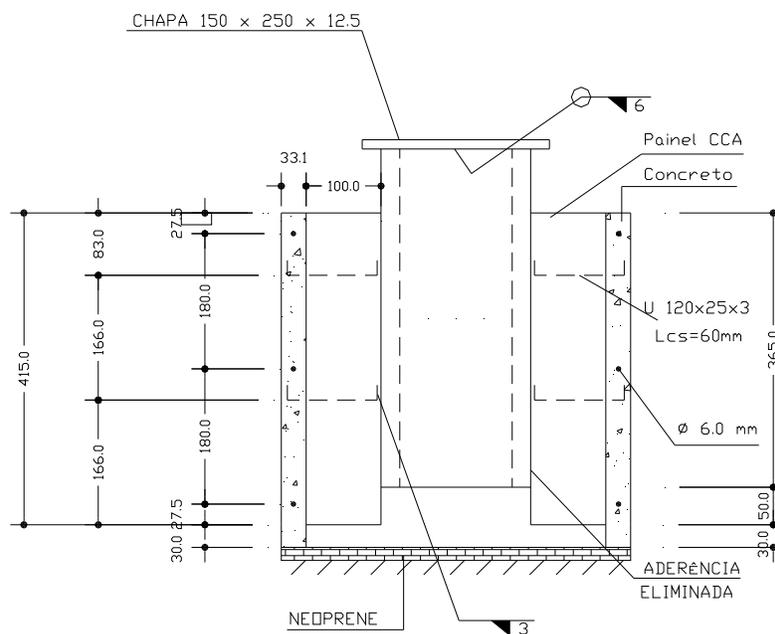
Figura 3.4 – Detalhes de fabricação de um modelo de viga mista do Tipo II

A armadura longitudinal mostrada na Figura 3.4 tinha função de apenas prover a distribuição da armadura transversal.

### 3.1.2 Descrição dos modelos “push out”

Foram fabricados quatro modelos do tipo “push out”, todos fiéis aos modelos de viga mista do tipo II, com igual perfil da viga, igual painel CCA (concreto celular autoclavado), iguais conectores de cisalhamento (com posição invertida, como nas vigas mistas) e barras de armadura. Não foram feitos ensaios “push out” para os modelos de viga mista do tipo I, motivo que será justificado no Anexo C.

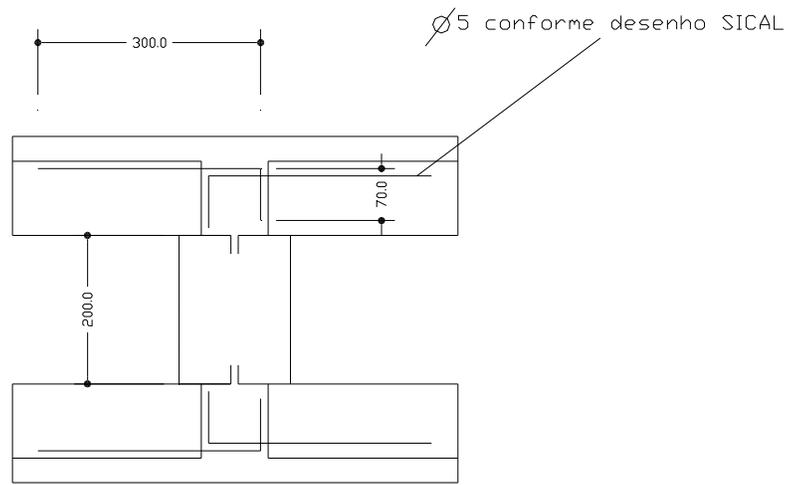
As configurações e as dimensões dos modelos seguiram em parte as prescrições do EN 1994-1-1 (2004), que foram adaptadas ao modelo da viga mista estudada, conforme mostra a Figura 3.5.



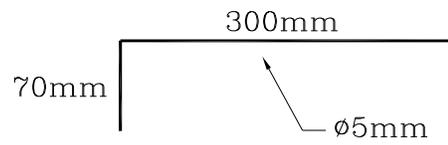
a) Modelo do ensaio “push out”

Figura 3.5 – Detalhes do modelo do ensaio “push out” (continua)





e) Modelo do ensaio "push out", armação dos painéis CCA



f) Armadura dos painéis SICAL

Figura 3.5 – Detalhes do modelo do ensaio "push out" CCA  
(conclusão)

As Figuras 3.6 a 3.11 apresentam os detalhes de fabricação dos modelos "push out".

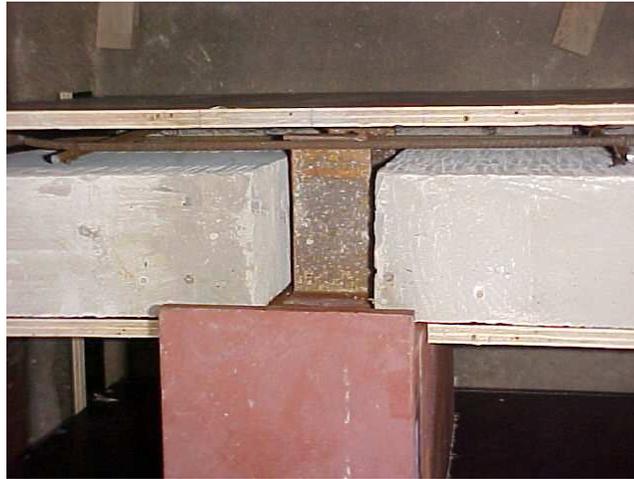


Figura 3.6 – Detalhes de fabricação dos modelos “*push out*” – mostrando fôrma, painéis, perfil, conector de cisalhamento e barras de armadura



Figura 3.7 – Detalhes de fabricação dos modelos “*push out*” – mostrando fôrma, painéis, perfil, conector de cisalhamento e barras de armadura



Figura 3.8 - Modelos PS-CCA 01, PS-CCA 02, PS-CCA 03 e PS-CCA 04, aguardando a concretagem da capa junto aos painéis CCA



Figura 3.9 – Detalhes de fabricação dos modelos “push out”: modelo concretado



Figura 3.10 – Detalhes de fabricação dos modelos “*push out*”: modelo concretado



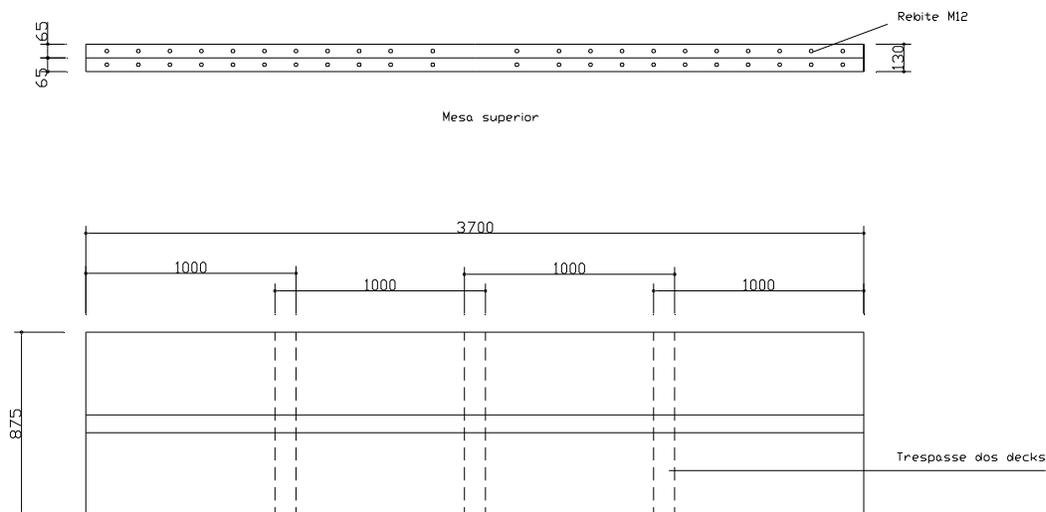
Figura 3.11 – Detalhes de fabricação dos modelos “*push out*” – vista inferior do perfil metálico

## 3.2 Modelos com deck metálico e conector de cisalhamento de rebite e parafuso sextavado

### 3.2.1 Descrição dos modelos de viga mista

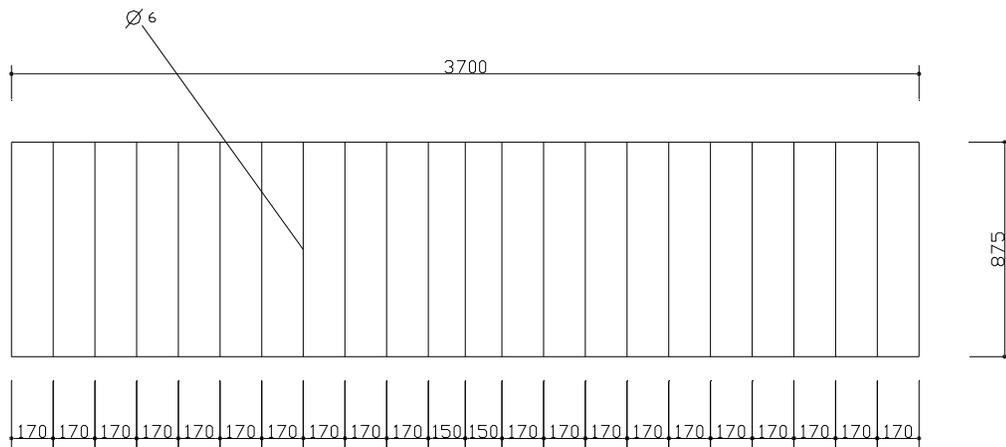
Os modelos mistos foram compostos de vigas de PFF de seção caixa 175x130x25x2, com conectores de cisalhamento constituídos por rebite com rosca interna e parafuso sextavado, e laje com fôrma de aço incorporada (deck metálico, ou popularmente, *steel deck*), com altura total de 125 mm.

Foram preparados quatro modelos de viga mista, sendo duas vigas com o diâmetro do parafuso igual a 12 mm e denominadas de VM-M12-1 e VM-M12-2, Figura 3.12 e duas vigas com o diâmetro do pino igual a 14 mm e denominadas de VM-M14-1 e VM-M14-2, Figura 3.13.

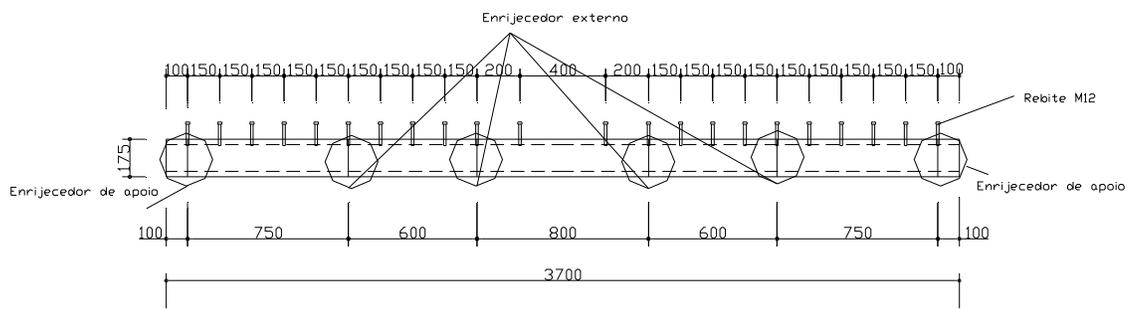


a) Distribuição dos rebites e disposição dos decks

Figura 3.12 – Detalhes da viga mista VM-M12  
(continua)

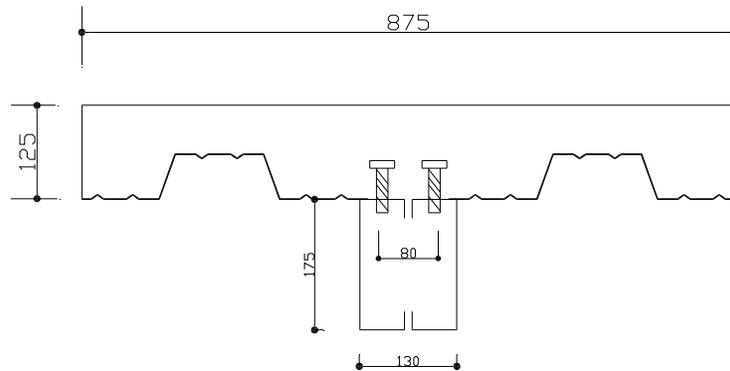


b) Vista superior do modelo, mostrando a armadura de cisalhamento

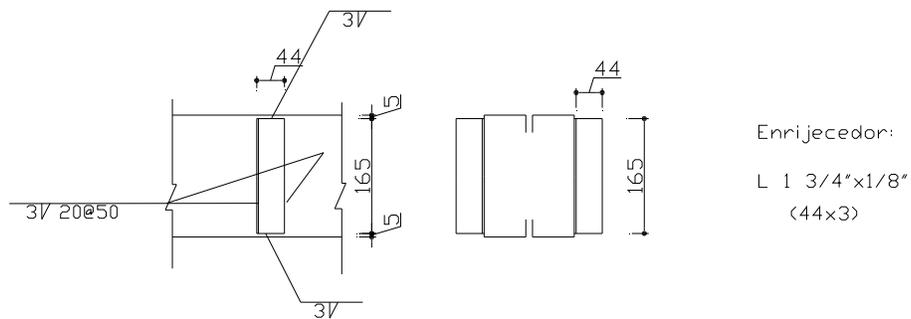


c) Vista lateral

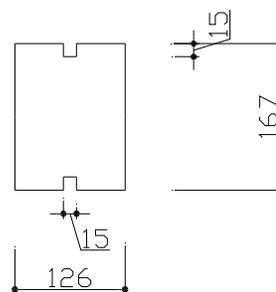
Figura 3.12 – Detalhes da viga mista VM-M12  
(continua)



d) Seção transversal



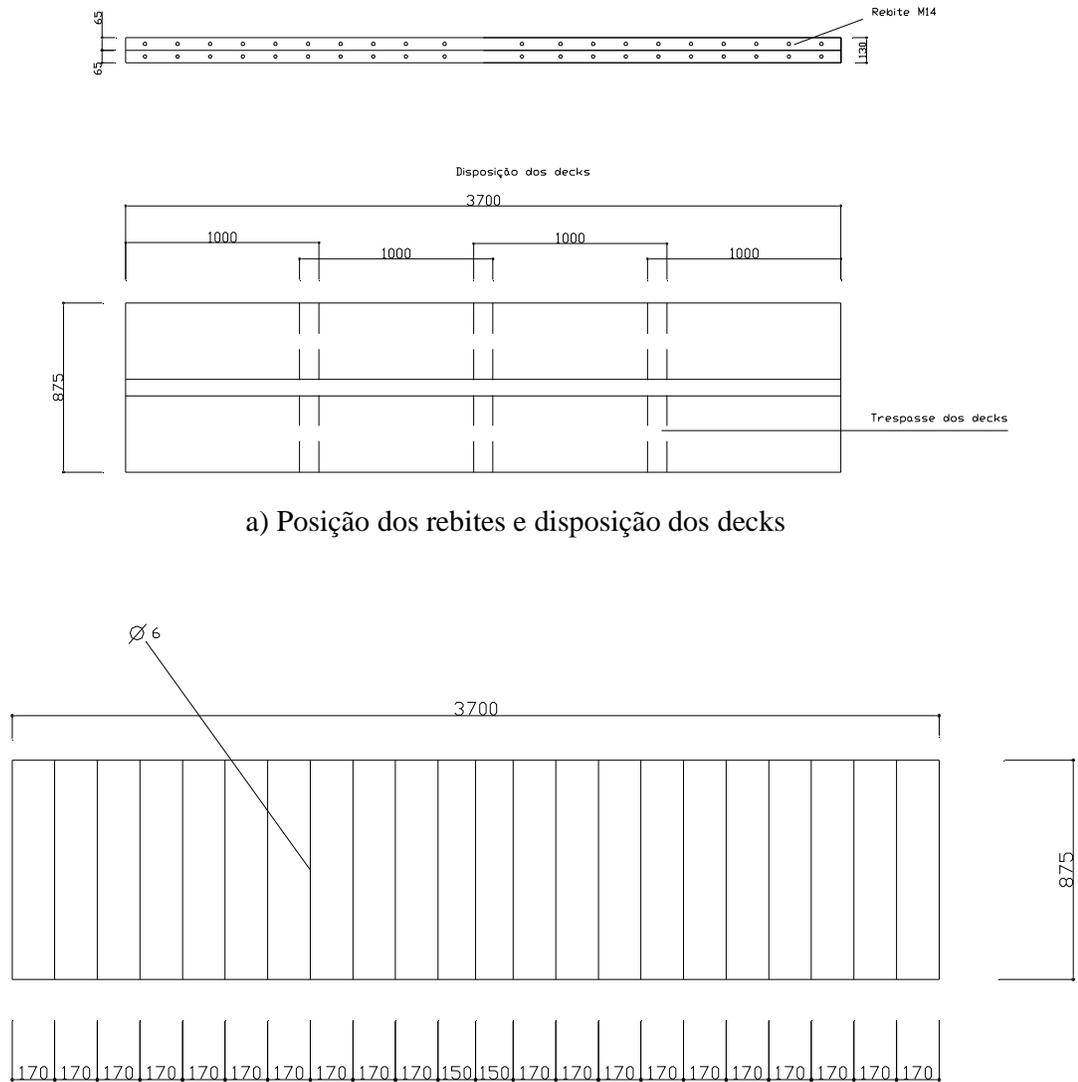
e) Enrijecedor externo



f) Enrijecedor de apoio

Figura 3.12 – Detalhes da viga mista VM-M12  
(conclusão)

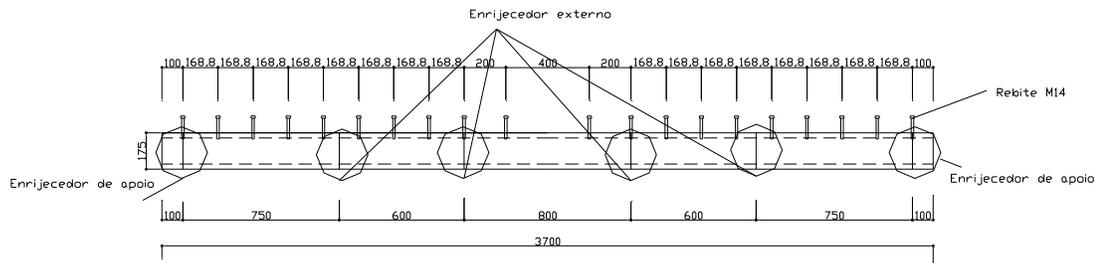
Na Figura 3.13 são mostrados os detalhes dos modelos da viga mista VM-M14.



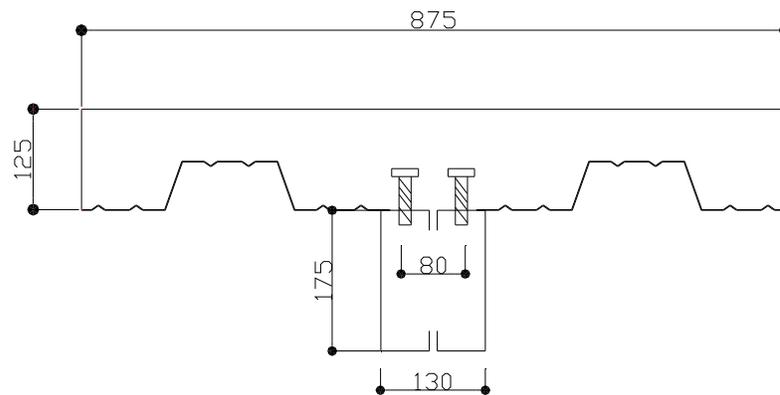
b) Planta do modelo, mostrando a armadura de cisalhamento

Figura 3.13 – Detalhes da viga mista VM-M14

(continua)



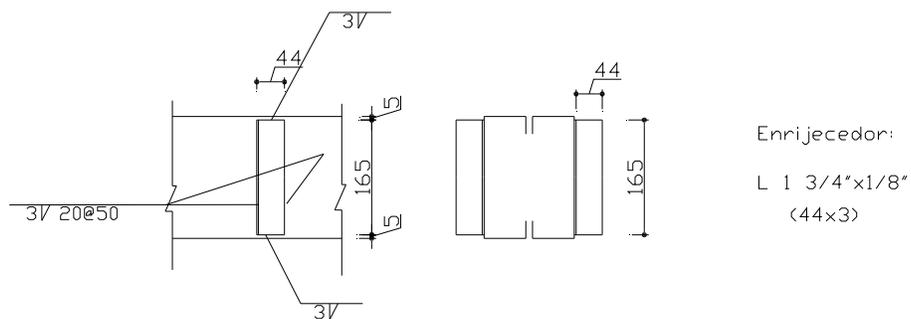
c) Vista lateral



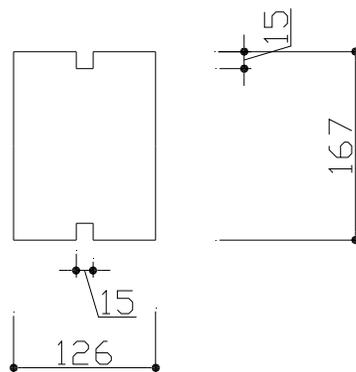
d) Seção transversal

Figura 3.13 – Detalhes da viga mista VM-M14

(continua)



e) Enrijecedor externo



f) Enrijecedor de apoio

Figura 3.13 – Detalhes da viga mista VM-M14  
(conclusão)

Nas Figuras 3.14 a 3.16 são mostrados os detalhes de fabricação de uma viga mista.



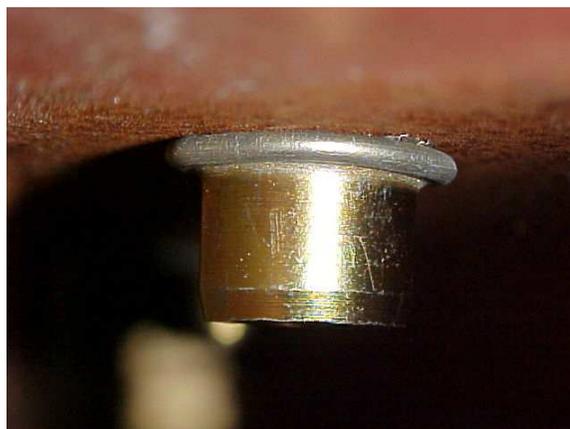
a) Pistola de aplicação do rebite



b) Detalhe do rebite



c) Instalação dos rebites nos furos da viga



d) Detalhe do rebite já instalado



e) Parafuso sextavado



f) Vista interna da viga caixa

Figura 3.14 – Seqüência de instalação dos conectores de cisalhamento na viga de PFF



Figura 3.15 – Viga metálica e *deck* na fôrma

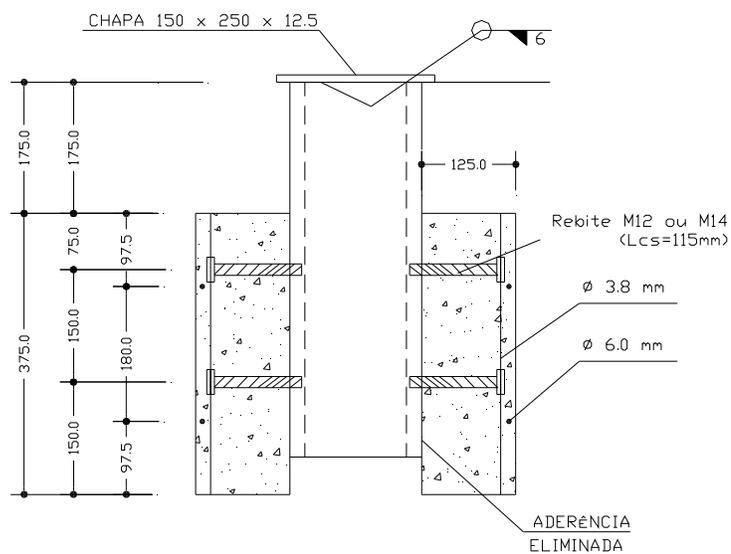


Figura 3.16 – Concretagem da viga mista

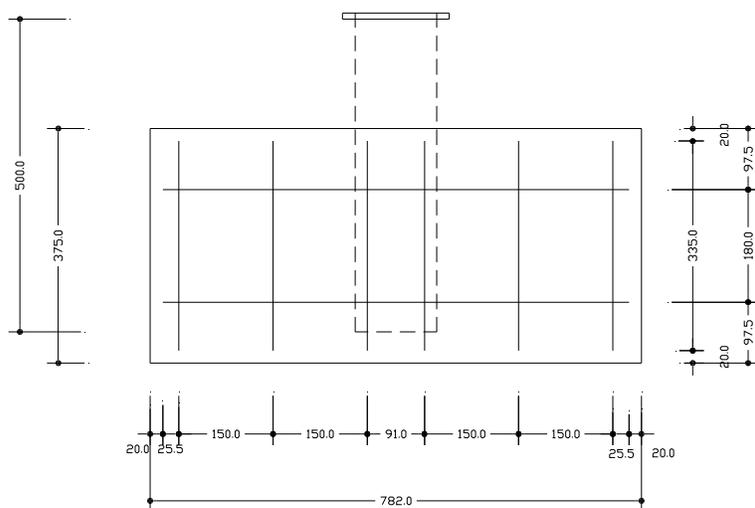
### 3.2.2 Descrição dos modelos “*push out*”

Foram fabricados oito modelos do tipo “*push out*”, sendo quatro para cada tipo de viga mista (VM-M12 e VM-M14). Os modelos foram fiéis aos respectivos modelos de viga mista considerada, com igual perfil da viga, igual *deck* metálico e iguais conectores de cisalhamento.

A configuração e as dimensões dos modelos seguiram em parte as prescrições do Eurocode 4, que foram adaptadas ao modelo da viga mista estudada e ao diâmetro do pino (M12 ou M14), conforme mostra a Figura 3.17.



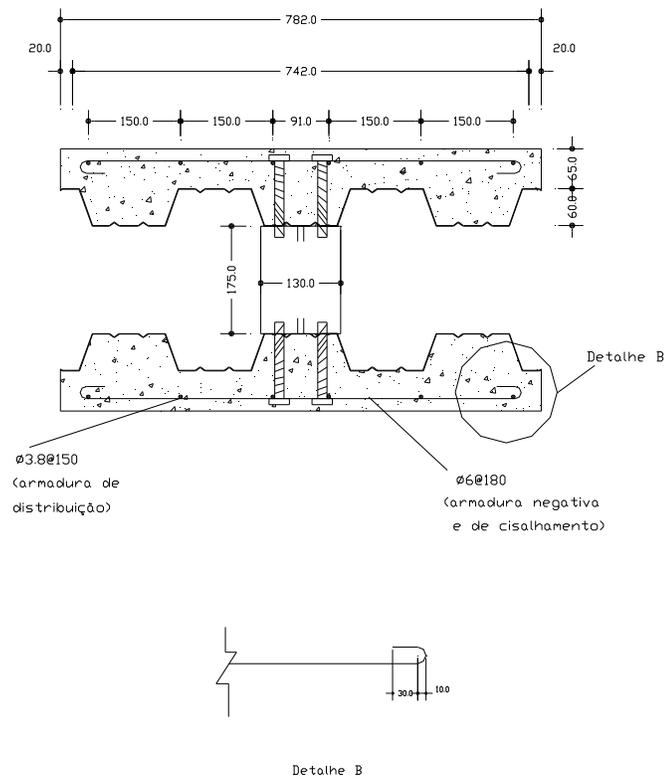
a) Detalhes do modelo “push out”, rebites M12 e M14



b) Armação das lajes do modelo “push out”, rebites M12 e M14

Figura 3.17 - Detalhes do modelo do ensaio “push out” M12 e M14

(continua)



c) Vista superior do modelo “*Push out*”, rebites M12 e M14

Figura 3.17 - Detalhes do modelo do ensaio “*push out*” M12 e M14  
(conclusão)

Os rebites dos modelos “*push out*” foram instalados da mesma maneira que nas vigas metálicas, Figuras 3.18 e 3.19.



Figura 3.18 – Modelos “*Push out*” nas fôrmas



Figura 3.19 – Detalhe da armação dos modelos “*Push out*”

# 4

## PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 4.1 Propriedades mecânicas dos aços dos modelos ensaiados

Todos os modelos ensaiados no programa experimental (com conectores de cisalhamento em perfis U e vigas em perfis caixa) desta pesquisa foram fabricados a partir da conformação a frio de chapa fina de aço fabricada pela USIMINAS, especificamente Aço USI SAC 300, tendo as seguintes propriedades mecânicas nominais à tração:

$$f_y = 300 \text{ MPa}$$

$$f_u = 450 \text{ MPa}$$

Para a determinação experimental destas propriedades, foram realizados ensaios de tração de corpos de prova no Laboratório de Ensaios de Materiais da EEUFMG, sendo utilizada uma máquina *Instron* para aplicação das cargas. Estes ensaios foram realizados após a conformação dos perfis, sendo que os corpos de prova foram extraídos da região central da alma.

As dimensões dos corpos de prova e os procedimentos dos ensaios seguiram as prescrições da ABNT NBR ISO 6892 (2002), cujos resultados encontram-se na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Resultados do ensaio de tração do aço (Valores médios)

<b><math>f_y</math> (MPa)</b>	<b><math>f_u</math> (MPa)</b>	<b>deformação residual após ruptura (%)</b>
373,6	486,2	36

Para o módulo de elasticidade do aço,  $E_a$ , foi assumido o valor de 205000MPa.

Os parafusos sextavados com diâmetros de 12 e 14 mm, utilizados como conectores de cisalhamento eram do tipo DIN960 Classe 5.8, tendo as seguintes propriedades mecânicas em valores nominais:

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$f_u = 500 \text{ MPa}$$

Os rebites tubulares com rosca interna, fabricados pelo processo de estampagem, e utilizados em combinação com os parafusos sextavados, eram do tipo RIVKLE M12x1,5 PO300 e M14x1,5 PO300, ambos fabricados pela Bollhoff, com aço SAE1040 temperado, apresentando os seguintes valores mínimos para as propriedades mecânicas após o trabalho a frio:

Resistência ao torque: 80N.m

Resistência à tração: 55kN

Quanto às fôrmas de aço dos modelos de vigas mistas com rebite e parafuso sextavado trabalhando como conector de cisalhamento foram utilizados exemplares do Deck 60 desenvolvido pela Usiminas em convênio com a UFMG, todos com uma camada de revestimento de zinco em sua superfície. Para a concretagem dos modelos, não foi realizada a remoção de qualquer tratamento superficial químico ou orgânico presente no

deck, que tenha sido empregado durante o processo de conformação a frio ou para proteção da camada de revestimento nas operações de acondicionamento e transporte.

Os decks dos modelos foram fabricados com aço ZAR 280 da Usiminas, sendo fornecidos com comprimentos iguais a 1000 mm, largura nominal de 860 mm e espessura de 0,80 mm. A Figura 4.1 mostra uma seção transversal típica da fôrma de aço com suas dimensões nominais. As mossas, responsáveis pela resistência ao cisalhamento longitudinal, foram estampadas nas almas do perfil, em forma de “V”, tendo uma profundidade nominal de 2,9 mm para as duas espessuras.

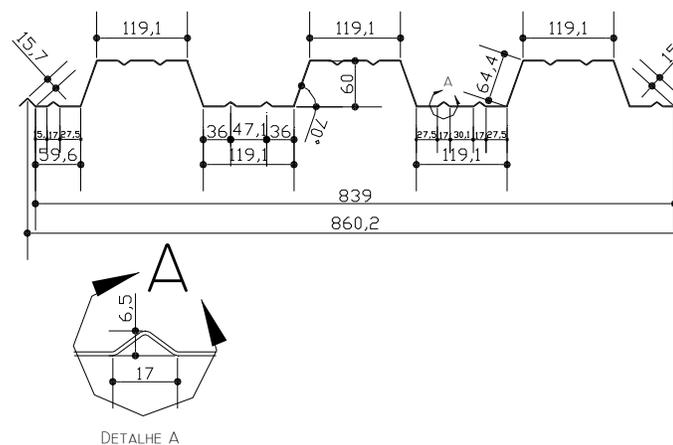


Figura 4.1 - Seção transversal típica do perfil do DECK 60

As propriedades mecânicas do aço empregado na fabricação das fôrmas de aço foram obtidas a partir de corpos de prova (CP) retirados de painéis representativos do lote de amostras recebidas para ensaios. Os ensaios de tração dos corpos de prova foram efetuados no Centro de Pesquisas e Desenvolvimento da Usiminas, seguindo as prescrições da norma ASTM A370. A Tabela 4.2 apresenta os resultados destes ensaios.

Tabela 4.2 - Propriedades mecânicas das chapas utilizadas na fabricação das formas dos Decks 60. (Valores médios medidos)

<b>Propriedades Mecânicas do Aço</b>	<b>t = 0,80 mm</b>
Resistência ao Escoamento - $f_y$ (MPa)	340
Resistência à Ruptura na Tração - $f_u$ (MPa)	450
Porcentagem de Alongamento (%)	28,88

Os valores apresentados correspondem às médias de três corpos de prova para cada fôrma de aço dos 6 exemplares fornecidos para testes, totalizando 18 CP ensaiados. A relação entre a resistência média à ruptura na tração e a resistência média ao escoamento (Tabela 4.2) resultou em 1,32. A porcentagem de alongamento de 28,88% indica a grande ductilidade do aço empregado. Para o módulo de elasticidade nominal foi adotado o valor de 205000 MPa.

## 4.2 Propriedades mecânicas dos concretos dos modelos ensaiados

### 4.2.1 Modelos com painel de CCA

Os modelos de viga mista foram todos concretados no mesmo dia, sendo retiradas 12 amostras por modelo para a determinação das propriedades do concreto. Aos 7 dias, aos 14 dias, aos 28 dias e no dia do respectivo ensaio de cada modelo foram rompidos 3 corpos de prova e feita a média dos valores para cada dia.

Os modelos de “*push out*” foram concretados em duas etapas, pois não foi possível concretar as duas lajes no mesmo dia, que foram moldadas na posição horizontal. Para cada data de concretagem das lajes foram retirados 12 corpos de prova por modelo para a determinação das propriedades do concreto (24 corpos de prova, no total, por modelo). Aos 7 dias, aos 14 dias, aos 28 dias e no dia do respectivo ensaio foram rompidos 3 corpos de prova de cada vez por modelo, correspondentes a cada laje e feita a média dos valores de cada dia.

Os corpos de prova eram cilíndricos, com dimensões (15x30) cm e (10x20) cm, sendo que os ensaios foram executados pelo Laboratório de Concreto do Departamento de Materiais de Construção da Escola de Engenharia da UFMG, Figura 4.2.



Figura 4.2 – Ensaio do corpo de prova cilíndrico de concreto para a determinação de sua resistência à compressão

Os resultados médios obtidos para as resistências do concreto nos dias dos ensaios e os respectivos módulos de elasticidade são apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Propriedades mecânicas do concreto, em valores médios, no dia do respectivo ensaio para os modelos CCA

DESCRIÇÃO DO MODELO	$f_{cj}$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	Referência para $E_c$
PS-CCA 01	18,39	20.412,58	Equação 2.6
PS-CCA 02	18,05	20.223,00	Equação 2.6
PS-CCA 03	15,39	18.673,52	Equação 2.6
PS-CCA 04	17,54	19.935,25	Equação 2.6
VIGA CCA 01	19,38	20.954,82	Equação 2.6
VIGA CCA 02	22,73	22.693,77	Equação 2.6
VIGA CCA 03	22,60	24680,00	Ensaio no laboratório
VIGA CCA 04	22,60	24680,00	Ensaio no laboratório

Quanto aos painéis de CCA, foram informados pelo fabricante Sical os seguintes valores nominais para as suas propriedades mecânicas:

Resistência à compressão = 2,50MPa

Módulo de elasticidade = 1900MPa

#### **4.2.2 Modelos com lajes mistas**

Os modelos de viga mista e de “*push out*” foram todos concretados no mesmo dia, sendo retiradas 12 amostras por modelo para a determinação das propriedades do concreto. Aos 7 dias, aos 14 dias, aos 28 dias e no dia do respectivo ensaio de cada modelo foram rompidos 3 corpos de prova e feita a média dos valores para cada dia.

Os corpos de prova eram cilíndricos, com dimensões (15x30) cm e (10x20) cm, sendo que os ensaios foram executados pelo Laboratório de Concreto do Departamento de Materiais de Construção da Escola de Engenharia da UFMG.

Os resultados médios obtidos para as resistências do concreto nos dias dos ensaios e os respectivos módulos de elasticidade são apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Propriedades mecânicas do concreto, em valores médios, no dia do respectivo ensaio para os modelos de lajes mistas

DESCRIÇÃO DO MODELO	$f_{cj}$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	Referência para $E_c$
PS-M12 – 1	23,82	23231,53	Equação 2.6
PS-M12 – 2	22,09	22372,00	Equação 2.6
PS-M12 – 3	23,47	23060,22	Equação 2.6
PS-M12 – 4	23,58	23114,20	Equação 2.6
PS-M14 – 1	21,01	21818,25	Equação 2.6
PS-M14 – 2	22,11	22382,13	Equação 2.6
PS-M14 – 3	24,04	23338,57	Equação 2.6
PS-M14 – 4	21,01	21818,25	Equação 2.6
VM-M12-1	21,86	22255,23	Equação 2.6
VM-M12-2	21,86	22255,23	Equação 2.6
VM-M14-1	26,58	24540,56	Equação 2.6
VM-M14-2	27,71	25056,78	Equação 2.6

### 4.3 Descrição dos ensaios dos modelos

#### 4.3.1 Viga mista com painéis de CCA

Os modelos de viga mista foram submetidos a cargas verticais aplicadas transversalmente em quatro pontos do vão, na tentativa de simular um carregamento distribuído. Nas extremidades dos modelos foram utilizados aparelhos especiais de apoio que garantiram a condição de viga bi-rotulada, conforme apresenta a Figura 4.3.

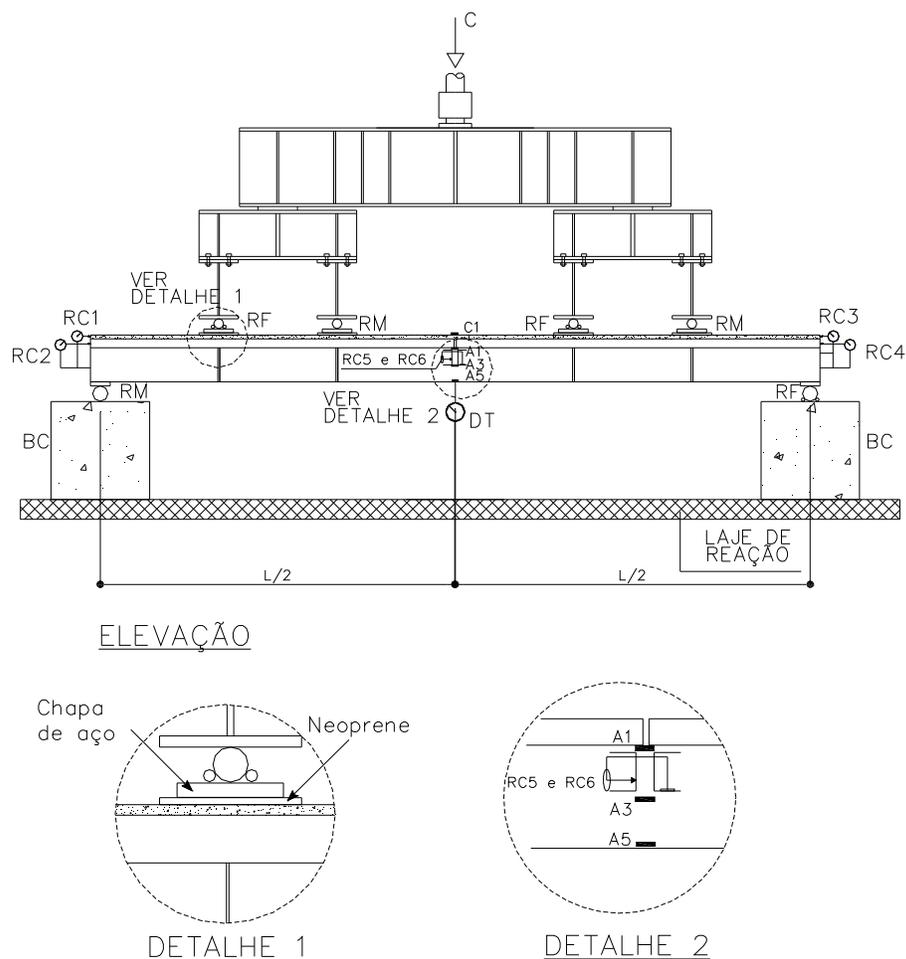


Figura 4.3 - Esquema geral da montagem do ensaio da viga mista com painéis CCA

Legenda:

RF – Rolete fixo  $\phi$  38mm;

RM – Rolete móvel  $\phi$  38mm;

BC – Bloco de concreto (50x50x100 cm).

Foi instalado um transdutor de deslocamento (DT) na região central para medir a flecha do modelo. Para medir o deslocamento relativo entre a viga de aço e o concreto moldado in loco foram instalados os relógios comparadores RC1 e RC3, um em cada extremidade da viga. Para medir o deslocamento relativo entre a viga de aço e os painéis de CCA foram instalados os relógios comparadores RC2 e RC4, um em cada extremidade da viga. Finalmente, para medir o deslocamento relativo entre os painéis de

CCA, no meio do vão, foram instalados os relógios comparadores RC5 e RC6, um em cada lado da viga, conforme mostra a Figura 4.3.

Na seção central do modelo também foram instalados 7 extensômetros elétricos de resistência (EER), sendo 6 deles para medir as deformações longitudinais da viga metálica e um para medir as deformações longitudinais da laje de concreto.

Os EER uniaxiais colados nas vigas de aço tinham as seguintes características:

Fabricante: Kyowa;

Tipo: KFC - 5 - C1 - 11 (autocompensador de temperatura);

Base: 5 mm;

Gage factor:  $2,15 \pm 1\%$ ;

Resistência:  $119,8 \pm 0,2\Omega$ .

Os EER uniaxiais colados nas lajes de concreto tinham as seguintes características:

Fabricante: Kyowa;

Tipo: KC-70-120-A1-11 (autocompensador de temperatura);

Base: 67 mm;

Gage factor:  $2,11 \pm 1,0\%$ ;

Resistência:  $119,8 \pm 0,2\Omega$ .

Conforme Figura 4.4, esses EER foram denominados de A1 a A6 e instalados externamente em cada alma da viga (A1, A3 e A5 numa alma e A2, A4 e A6 na outra alma), próximo dos painéis de CCA, à meia-altura da viga e na mesa inferior desta. Foi ainda instalado um EER na face superior da laje de concreto, sendo denominado de C1 e empregado para medir a deformação longitudinal do material correspondente.

Todas as ligações dos EER foram feitas utilizando 1/4 de ponte com três fios, de modo a minimizar o efeito da variação da temperatura nos fios condutores.

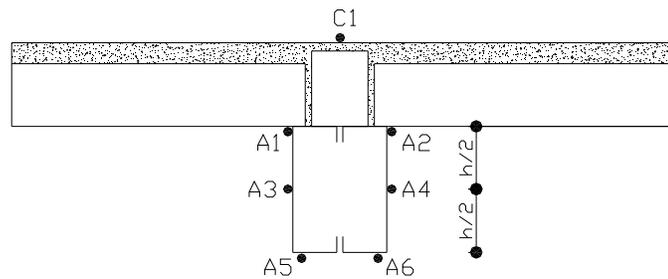


Figura 4.4 - Posicionamento dos EER na seção central do modelo

O valor do carregamento imposto por um atuador hidráulico com capacidade 500kN foi medido com precisão através de transdutor de pressão, com capacidade de 20MPa, fabricado pela Sodmex, conectado à bomba do atuador hidráulico, com 300kN de capacidade.

São mostrados nas Figuras 4.5 a 4.11 alguns detalhes de um ensaio de viga mista com painel de CCA.



Figura 4.5 – Detalhe do sistema de aplicação de carga

A solicitação foi imposta de forma monotônica, em etapas de carga com valores correspondentes a 1/20 da carga última prevista.



Figura 4.6 – Extensômetro elétrico (EER) colado na face superior da laje de concreto



Figura 4.7 – Detalhe do transdutor de deslocamento (DT) e dos EER A1, A3 e A5 na lateral da viga



Figura 4.8 – Detalhe dos relógios comparadores (R1 e R2), fixados na extremidade da viga



Figura 4.9 – Detalhe do relógio comparador (RC5)



Figura 4.10 – Detalhe do painel CCA e da capa de concreto



Figura 4.11 – Modelo e instrumentação empregada

#### 4.3.2 “Push out” com painéis de CCA

O primeiro modelo ensaiado foi o modelo PS-CCA 04, que recebeu um carregamento crescente até atingir a sua carga última ( $P_u$ ). Os demais modelos foram submetidos inicialmente a uma carga  $P$ , crescente a partir de zero, até atingir o valor de 40% da carga prevista. Em seguida foram efetuados 25 ciclos de carga, entre 5% e 40% da carga última prevista e finalmente os modelos foram levados ao colapso (plastificação do conector ou fendilhamento do concreto), observada pela incapacidade do modelo em receber acréscimos de carga, de acordo com o EN 1994-1-1 (2004).

O carregamento foi imposto utilizando-se um atuador hidráulico com capacidade de 500kN, sendo o valor da carga medido por meio de um transdutor de pressão com capacidade de 70MPa, fabricado pela Sodmex.

Foram instalados no modelo seis relógios comparadores, sendo quatro deles destinados a medir o deslocamento relativo entre o perfil de aço e a região dos conectores (RC1 a RC4) e dois deles para medir o deslocamento entre o perfil de aço e a parte superior da laje (RC5 e RC6), Figura 4.12.

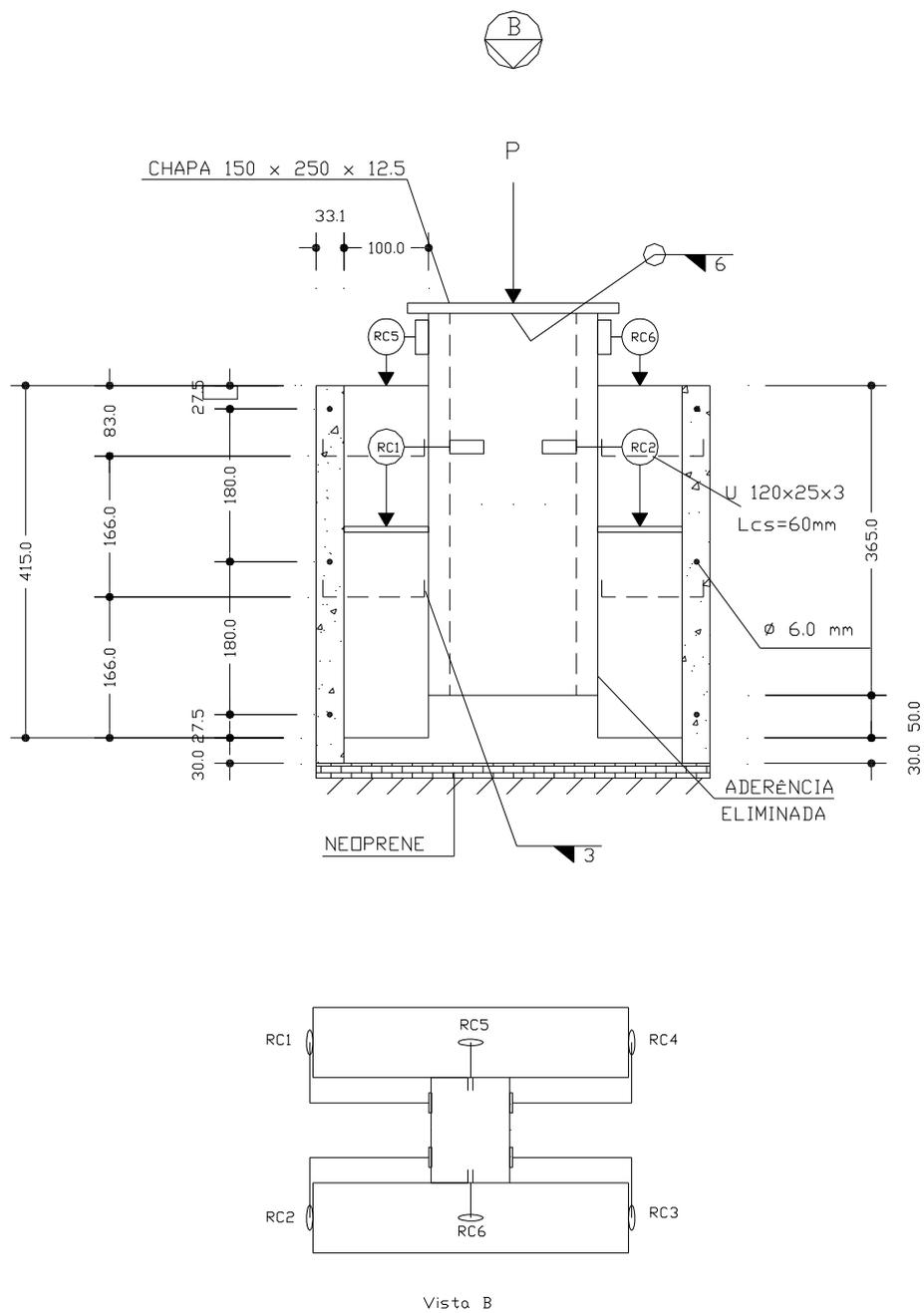


Figura 4.12 – Instrumentação dos modelos de “push out”

As Figuras 4.13 a 4.15 apresentam os detalhes do ensaio do modelo PS-CCA 01.

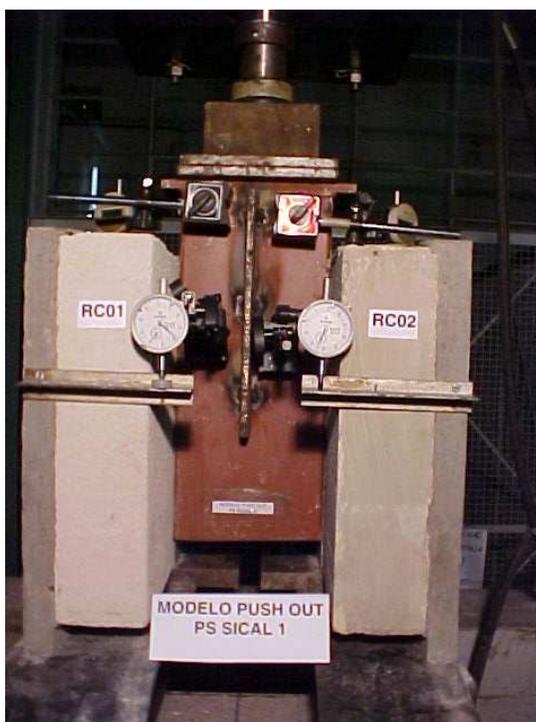


Figura 4.13 – Ensaio de “push out”

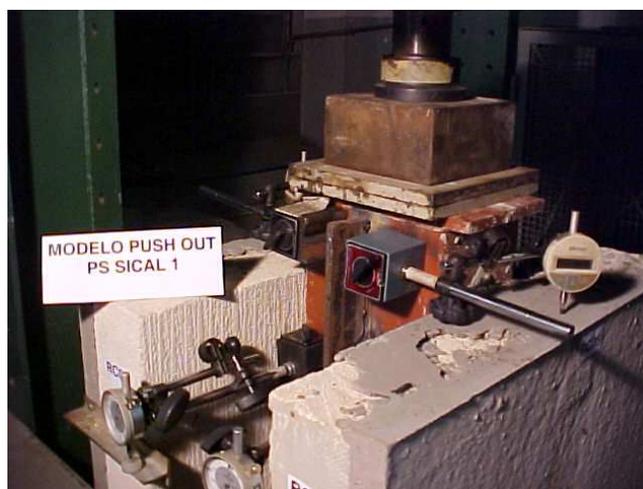


Figura 4.14 – Ensaio de “push out”



Figura 4.15 – Ensaio de “push out”

Em todos os ensaios “push out” foram usadas contenções laterais metálicas, dando ao modelo condições de contorno de impedimento do deslocamento lateral dos apoios, evitando assim o afastamento das lajes. Entre as extremidades das lajes e as placas de base metálicas foram utilizadas tiras de neoprene para garantir a distribuição do carregamento aplicado.

#### 4.3.3 Vigas mistas com lajes mistas

Tal como ocorreu com os modelos de vigas mistas com painéis de CCA, os modelos de viga mista com laje mista foram submetidos a cargas verticais aplicadas transversalmente em quatro pontos do vão, na tentativa de simular um carregamento distribuído. Nas extremidades dos modelos foram utilizados aparelhos especiais de apoio que garantiram a condição de viga bi-rotulada, conforme apresenta a Figura 4.16.

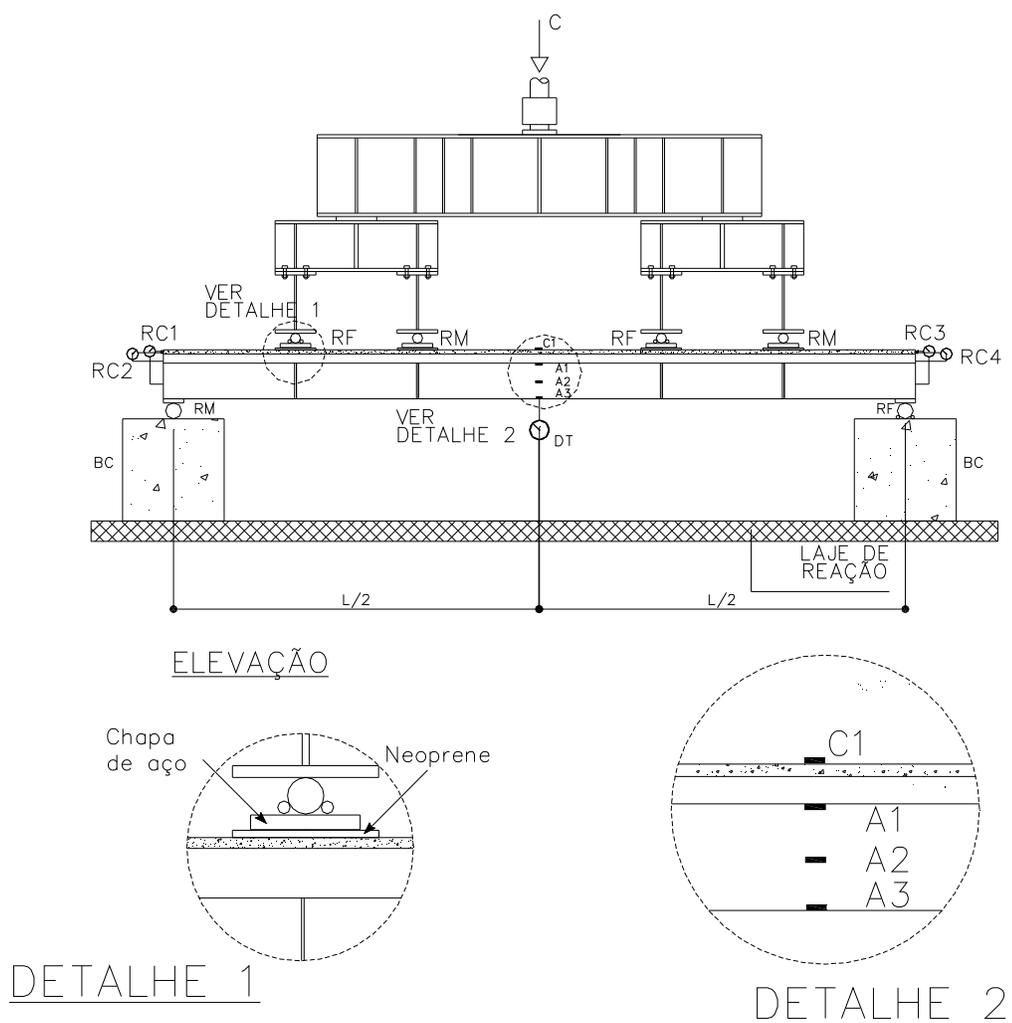
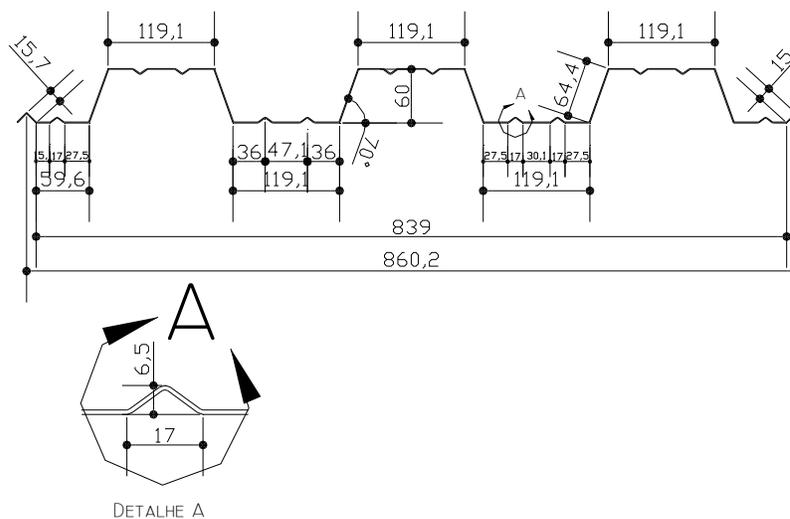
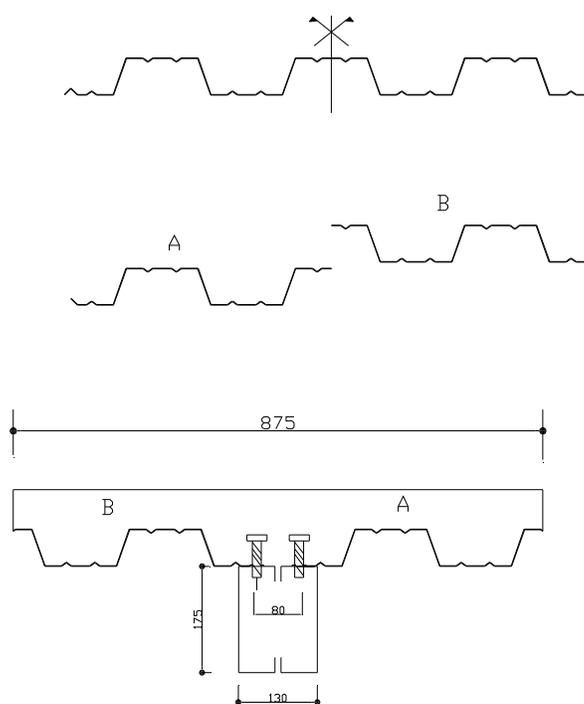


Figura 4.16 - Esquema geral da montagem do ensaio da viga mista com lajes mistas

Os modelos foram montados com as nervuras do *steel deck* na direção paralela ao perfil metálico. Para ser instalado, o *steel deck*, teve que ser cortado na direção das nervuras, sendo então montado na posição invertida, de modo que suas mesas se encontrassem sobre a viga metálica, junto aos conectores de cisalhamento, Figura 4.17.



a) *Steel Deck* na posição normal de concretagem



b) Corte do *deck* e sua instalação na viga metálica

Figura 4.17 – Esquema de corte e nova disposição do *deck* para a formação da viga mista

Foi instalado DT na seção central para medir a flecha do modelo. Para medir o deslocamento relativo entre a viga de aço e o concreto foram instalados RC1 e RC3, um em cada extremidade da viga. Para medir o deslocamento relativo entre o *steel deck* e o concreto foram instalados os relógios comparadores RC2 e RC4, um em cada extremidade da viga, conforme esquematiza a Figura 4.18.

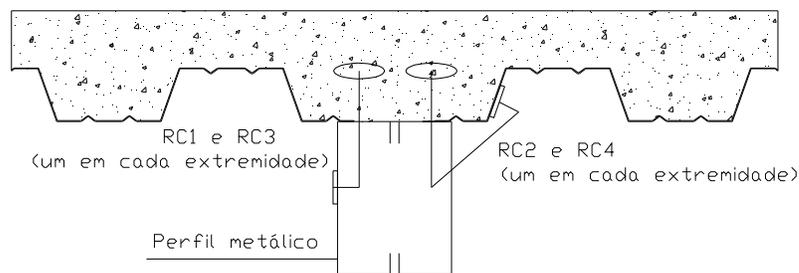


Figura 4.18 – Posições dos relógios comparadores nas extremidades das vigas

Na seção central do modelo foram colados três EER para medir as deformações longitudinais da viga metálica, nas posições indicadas por A1, A2 e A3 e um EER para medir as deformações longitudinais no concreto, posição indicada por C1, Figura 4.19.

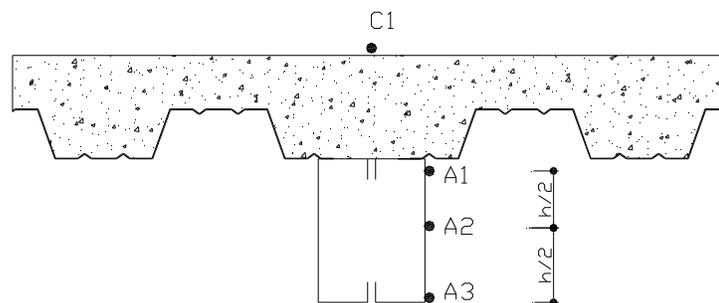


Figura 4.19 – Posições dos extensômetros na seção central

Os EER uniaxiais colados nas vigas de aço e no concreto tinham as mesmas características descritas anteriormente, sendo que todas as ligações dos EER foram feitas utilizando 1/4 de ponte com três fios, de modo a minimizar o efeito da variação da temperatura nos fios condutores.

O valor do carregamento imposto por um atuador hidráulico com capacidade 500kN foi medido com precisão através de transdutor de pressão, com capacidade de 20MPa, fabricado pela Sodmex, conectado à bomba do atuador hidráulico, com 300kN de capacidade.

Quanto ao plano de carregamento ao longo do ensaio, foi seguido o mesmo adotado para os ensaios dos modelos com painéis de CCA.

São mostrados nas Figuras 4.20 a 4.24 alguns detalhes de um ensaio de viga mista.



Figura 4.20 – Vista geral de um dos ensaios de viga mista



Figura 4.21 – Vista geral do ensaio do modelo VM-M12-1: notando-se a deformada do modelo, os relógios comparadores e o transdutor de deslocamento no meio do vão

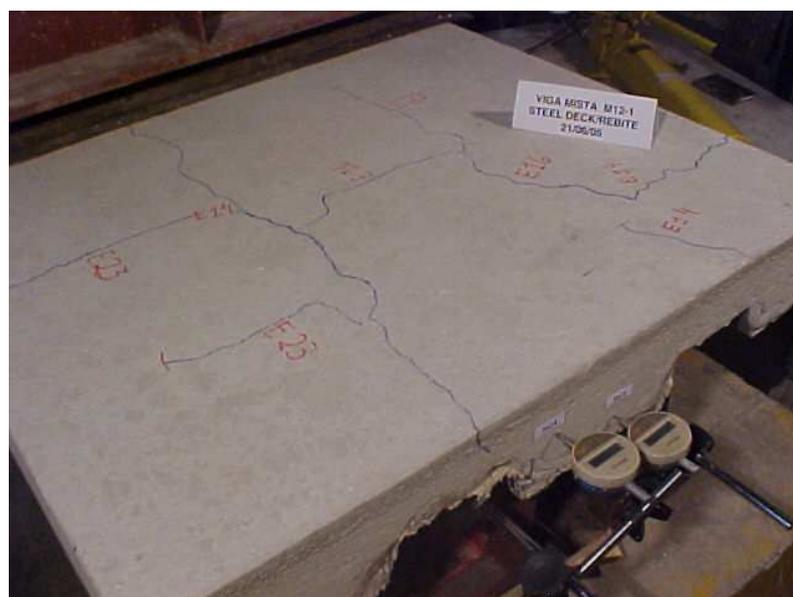


Figura 4.22 – Fissuras na laje do modelo VM-M12-1, após o ensaio



Figura 4.23 – Fissuras na laje e detalhe dos relógios comparadores na extremidade do modelo VM-M12-1



Figura 4.24 – Detalhe do enrijecedor de apoio do modelo VM-M12-1

#### 4.3.4 “Push out” com laje mista

Analogamente ao que foi feito para a montagem das vigas mistas, o *steel deck* foi cortado e foi instalado na posição invertida, de modo que as mesas do perfil se encontrassem sobre a mesa da viga metálica, junto aos conectores de cisalhamento.

O carregamento foi aplicado através de um atuador hidráulico com capacidade de 1000 kN em sucessivos incrementos de 5 kN, ao longo do ensaio, e 2,5 kN quando próximo ao estado limite último do modelo. Aplicada a etapa de carregamento, fazia-se a leitura dos relógios comparadores e 30 segundos depois fazia-se nova leitura. O tempo decorrido entre duas leituras de uma mesma etapa era suficiente para a estabilização da carga aplicada.

Foram instalados seis relógios comparadores, sendo quatro deles destinados a medir o deslocamento relativo entre o perfil metálico e a região dos conectores (RC1 a RC4) e dois deles para medir o deslocamento entre o perfil metálico e a parte superior da laje (RC5 e RC6), Figuras 4.25 e 4.26.

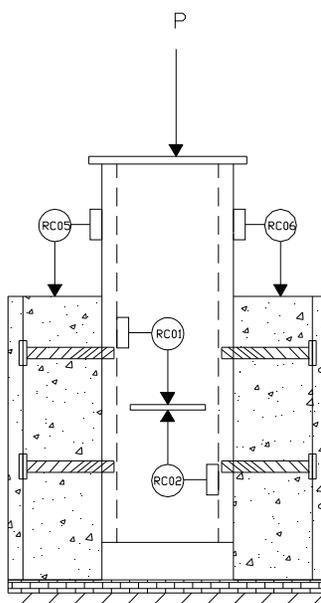


Figura 4.25 – Modelo “push out” instrumentado para ensaio

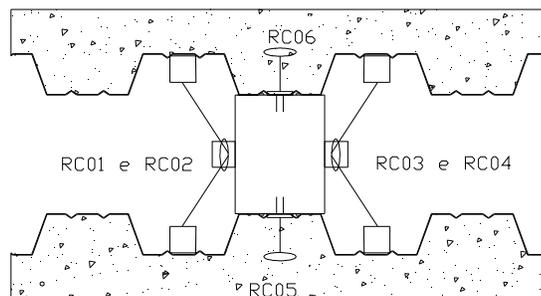


Figura 4.26 – Posição dos relógios comparadores no ensaio “*push out*”

No ensaio dos modelos “*push out*” foram adotadas as mesmas condições de contorno utilizadas nos “*push out*” com painel CCA, com contenção lateral metálica e apoios sob fitas de neoprene.

As Figuras 4.27 a 4.29 apresentam detalhes do ensaio “*push out*” do modelo M12-4.



Figura 4.27 – Ensaio do modelo “*push out*” M12-4



Figura 4.28 – Detalhe dos relógios comparadores e das fissuras decorrentes do ensaio do modelo M12-4



Figura 4.29 – Fissuras da laje do modelo M12-4

#### 4.4 Aquisição e tratamento de dados

A aquisição das leituras referentes ao carregamento aplicado (tanto nas vigas mistas como nos modelos “*push out*”), aos deslocamentos lineares e às deformações específicas nos modelos de vigas mistas foi efetuada via sistema eletrônico, de maneira automatizada, através da digitalização de sinais analógicos utilizando um microcomputador equipado com uma placa CAD10-26 e o software correspondente *AqDados 4.0*, ambos da Lynx Eletrônica, que permitiu a aquisição dos sinais e o tratamento dos mesmos durante o ensaio ou logo após seu término. O sistema de aquisição de dados de 16 canais é preparado para a leitura dos sinais analógicos de até 16 sensores, tendo sido adotada a frequência da aquisição de 5 Hz. A Figura 4.30 apresenta em detalhe o sistema de aquisição de dados utilizado.



Figura 4.30 – Sistema de aquisição de dados

Para a filtragem e ajustes dos sinais obtidos, utilizou-se de recursos oferecidos pelo próprio programa *AqDados*, que permite a manipulação conveniente dos dados, sem alterar a confiabilidade dos resultados. Os dados de todos os canais podem ser convertidos simultaneamente e gravados em um mesmo arquivo e exportados do sistema de aquisição através de arquivo em formato ASCII.

# 5

## APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

### 5.1 Introdução

Este capítulo trata da apresentação e análise dos resultados experimentais obtidos nos ensaios de vigas mistas e de “*push out*” de todos os modelos estudados na presente pesquisa, segundo os procedimentos descritos no Capítulo 4.

Para os conectores de cisalhamento, os resultados são apresentados graficamente pela relação carga por conector *versus* valores médios dos deslocamentos relativos entre as lajes e o perfil metálico do modelo, para a definição das curvas carga-deslizamento imprescindíveis para a previsão teórica do comportamento e da resistência do conector. Para as vigas, os resultados são apresentados graficamente pelas relações carga *versus* flecha no meio do vão; momento *versus* flecha no meio do vão; momento *versus* deformações na seção central; momento *versus* deslocamentos medidos com os relógios comparadores na seção central e nas seções das extremidades do modelo, e deformações na seção transversal do concreto e do aço, no meio do vão.

## 5.2 “Push out” com painéis de CCA

As Figuras 5.1 a 5.7 apresentam os resultados dos ensaios dos modelos “push out”, sendo que para o modelo PS-CCA 02 foram apresentados apenas os resultados de carga *versus* tempo, devido à perda das leituras dos deslocamentos relativos feitas com os relógios comparadores.

### a) Modelo PS-CCA 01

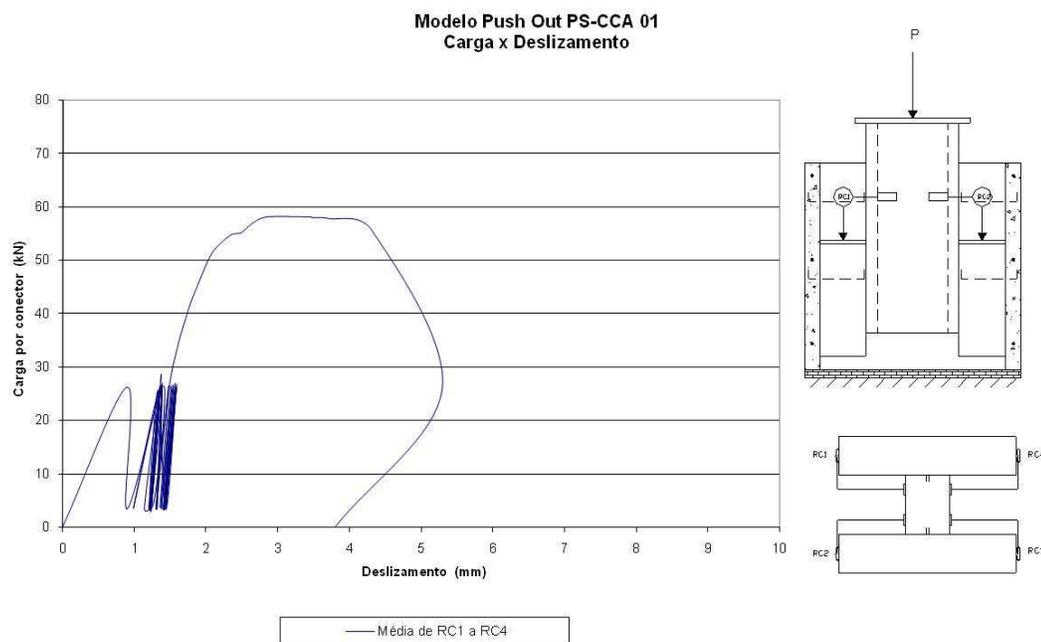


Figura 5.1 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC4, modelo PS-CCA 01

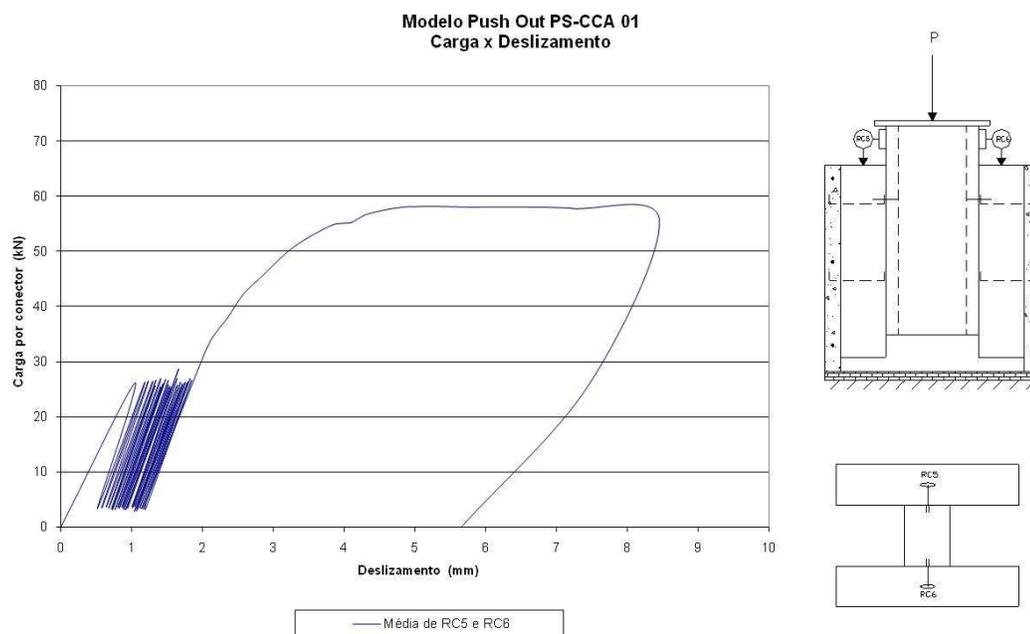


Figura 5.2 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo PS-CCA 01

### b) Modelo PS-CCA 02

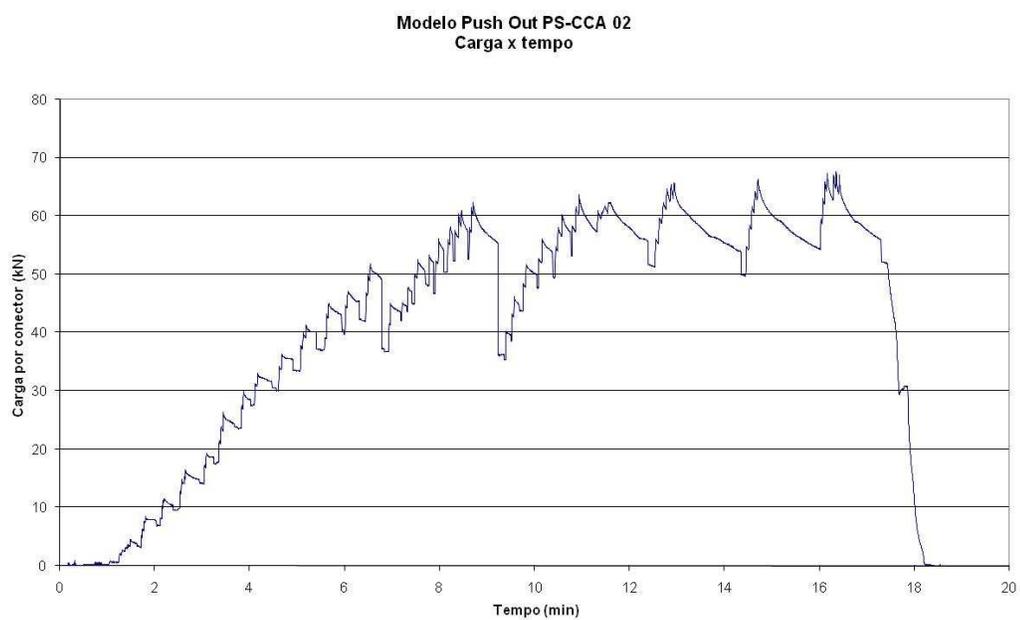


Figura 5.3 – Carga x tempo, modelo PS-CCA 02

## c) Modelo PS-CCA 03

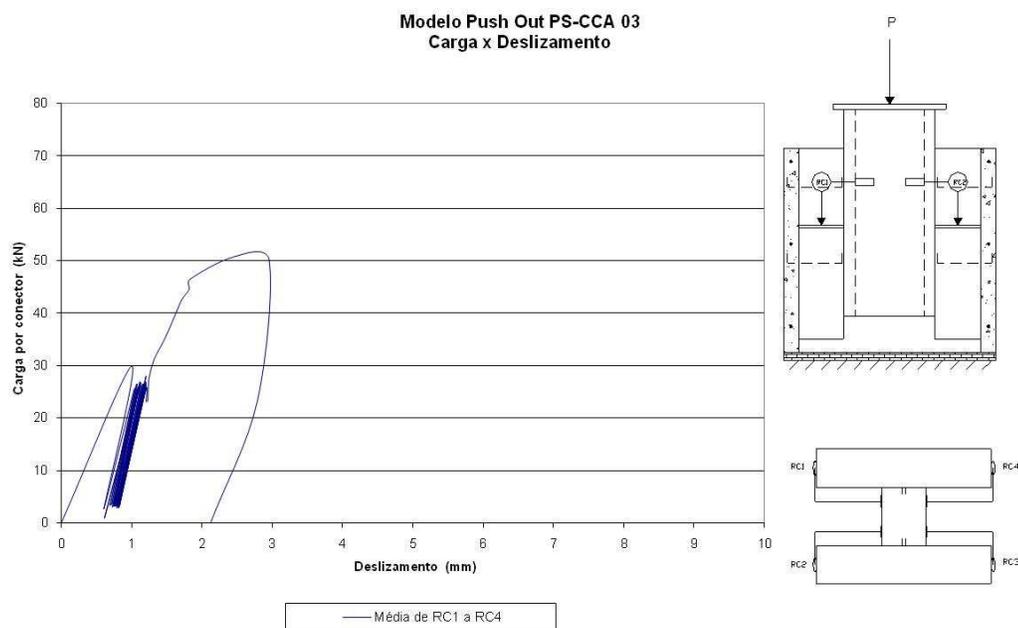


Figura 5.4 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC4, modelo PS-CCA 03

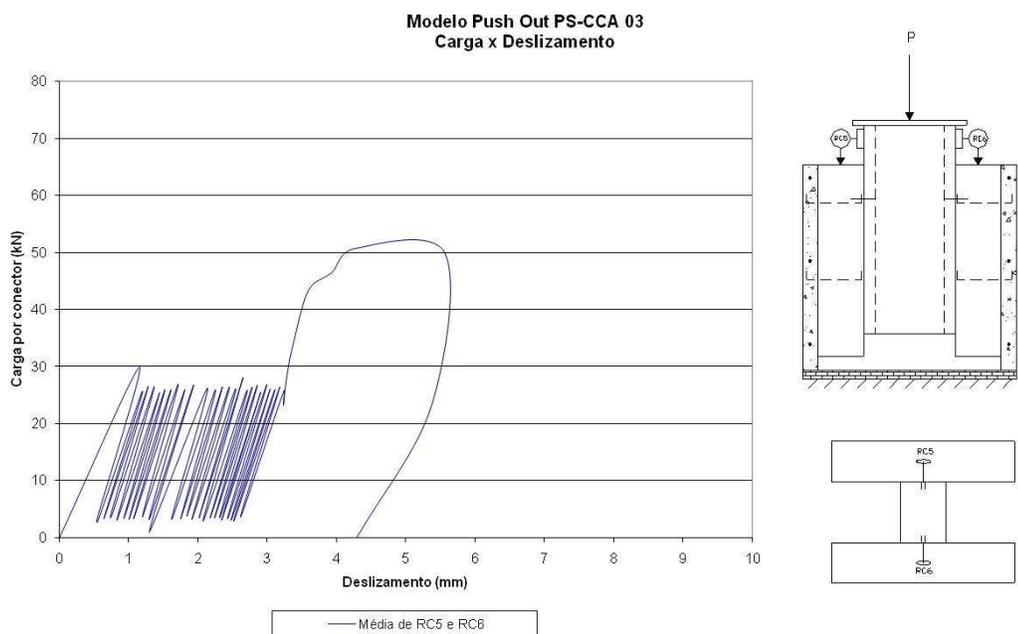


Figura 5.5 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo PS-CCA 03

#### d) Modelo PS-CCA 04

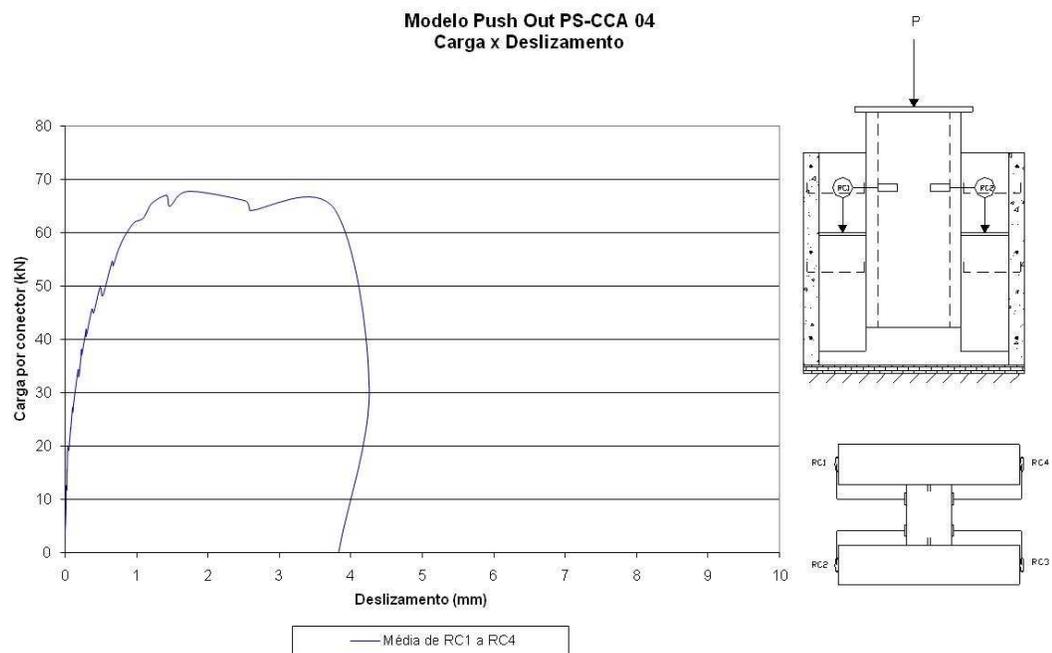


Figura 5.6 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC4, modelo PS-CCA 04

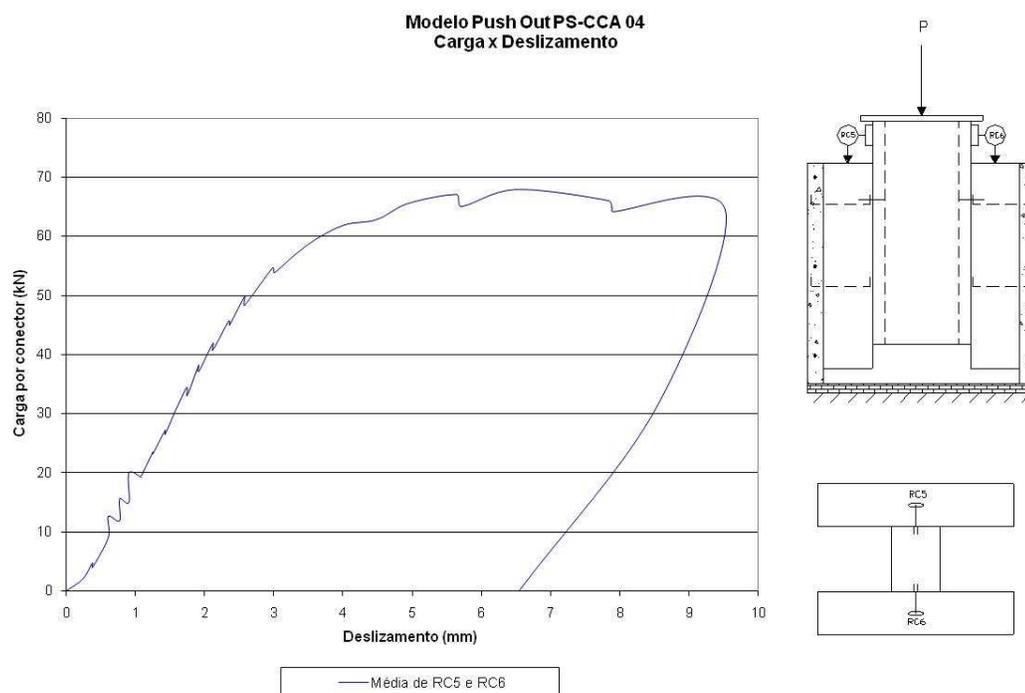


Figura 5.7 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo PS-CCA 04

## e) Comentários sobre os ensaios e os modos de ruptura dos modelos

### - Modos de ruptura

Em todos os modelos testados com os conectores U simples, o colapso se iniciou com a formação de uma fissura longitudinal na laje de concreto, ao longo da linha dos conectores, seguida do esmagamento do concreto à frente do conector (Figuras 5.8 a 5.10). Se não houvesse armadura transversal, a ruptura ocorreria abruptamente, de forma frágil, a partir de uma fissura na laje de concreto no alinhamento dos conectores, como aconteceu com alguns dos modelos ensaiados por OLIVEIRA (2001). As tensões de tração transversal que se desenvolvem no concreto no elemento carregado do conector tendem a separar a laje em duas partes. Devido à existência dessas tensões de tração, a armadura transversal ao conector exerce um papel fundamental, contendo o processo de fissuração do concreto e proporcionando a redistribuição dos esforços. Esse comportamento foi observado por diversos autores, inclusive com outros conectores de cisalhamento (JOHNSON e OEHLERS, 1981; VELDANDA e HOSAIN, 1992; OGUEJIOFOR e HOSAIN, 1994; MEDBERRY e SHAHROOZ, 2002 *apud OLIVEIRA, 2006*; VERÍSSIMO *et al.*, 2006).



Figura 5.8 – Modelo PS-CCA 02 durante ensaio

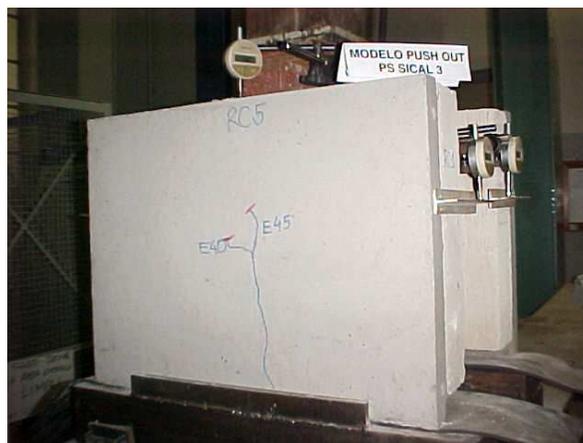


Figura 5.9 – Modelo PS-CCA 03 durante ensaio



Figura 5.10 – Modelo PS-CCA 04 durante ensaio

A Tabela 5.1 apresenta os valores da carga de colapso de cada modelo ensaiado.

Tabela 5.1 – Cargas de colapso dos modelos “*push out*” com painéis de CCA.

<b>Modelo “<i>push out</i>”</b>	<b>Carga de colapso do modelo (kN)</b>
PS-CCA 01	233,00
PS-CCA 02	271,73
PS-CCA 03	203,80
PS-CCA 04	271,68

### - Ductilidade da ligação

Além da resistência do sistema conector de cisalhamento-laje de concreto, a ductilidade da conexão é um parâmetro de grande importância para a aplicação prática.

A capacidade de deslizamento de um modelo  $\delta_u$  deve ser tomada como o máximo deslizamento medido para o nível de carga característico, como mostrado na Figura 5.11. A capacidade de deslizamento característico  $\delta_{uk}$  deve ser tomada como o mínimo valor de  $\delta_u$  medido nos ensaios, reduzido de 10%, ou determinado por avaliação estatística de todos os resultados de ensaios. No último caso, a capacidade de deslizamento característica deve ser determinada de acordo com o Anexo D da EN 1994-1-1(2004).

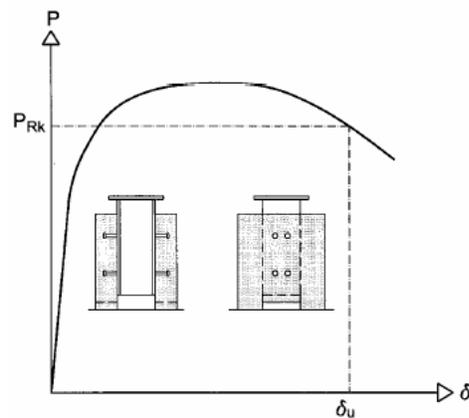


Figura 5.11 – Capacidade de deslizamento  $\delta_u$  (EN 1994-1-1 (2004))

De acordo com a EN 1994-1-1(2004), qualquer conector pode ser admitido como dúctil se seu deslizamento característico não for menor que 6,0 mm. Nessas circunstâncias, um conector dúctil permite admitir a hipótese de a conexão ao cisalhamento possuir comportamento plástico ideal.

Nos ensaios realizados na presente pesquisa, com a utilização dos relógios comparadores RC5 e RC6, para os modelos PS-CCA 01 E PS-CCA 04, pode-se verificar que o deslizamento característico para o conector U simples é superior ao limite de 6,0 mm, o que permite sugerir a classificação da conexão como dúctil segundo a EN 1994- 1-1 (2004). Para o modelo PS-CCA 03 o deslizamento característico é inferior a 6,0 mm e a conexão pode ser considerada como não dúctil ou frágil. Quanto ao modelo PS-CCA 02, não são possíveis tais verificações por falta das leituras dos deslocamentos relativos entre as lajes de concreto e o perfil de aço.

No entanto, deve-se destacar que em todos os ensaios os modelos foram conduzidos a valores de deslizamentos que não configurassem risco de ruptura brusca dos conectores de cisalhamento, evitando assim a repentina mudança da condição de carga centrada para carga excêntrica - o que poderia causar sérios danos ao sistema de aplicação de carga e riscos de acidentes com a equipe de ensaio. Assim, por questões de segurança, todos os modelos foram descarregados antes de ser configurar deslizamentos superiores a 6mm, principalmente quando medidos com os relógios comparadores RC1 a RC4.

### **5.3 Vigas mistas com painéis de CCA**

As Figuras 5.12 a 5.31 apresentam os resultados dos ensaios dos modelos de vigas mistas com painéis de CCA.

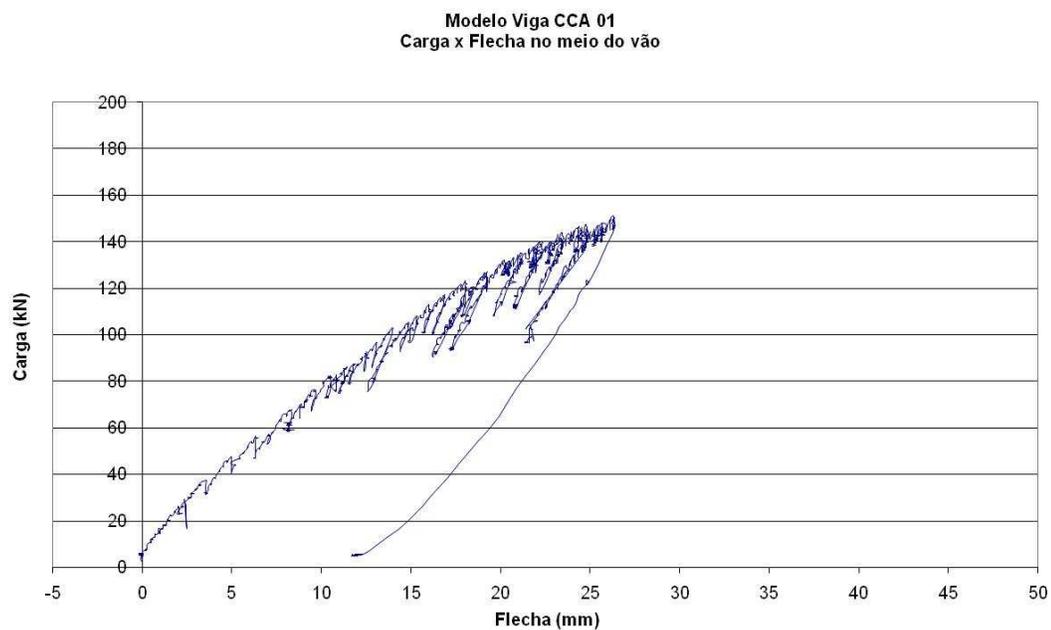
**a) Viga CCA 01 (Tipo I)**

Figura 5.12 – Carga x Flecha no meio do vão, modelo Viga CCA 01, Tipo I

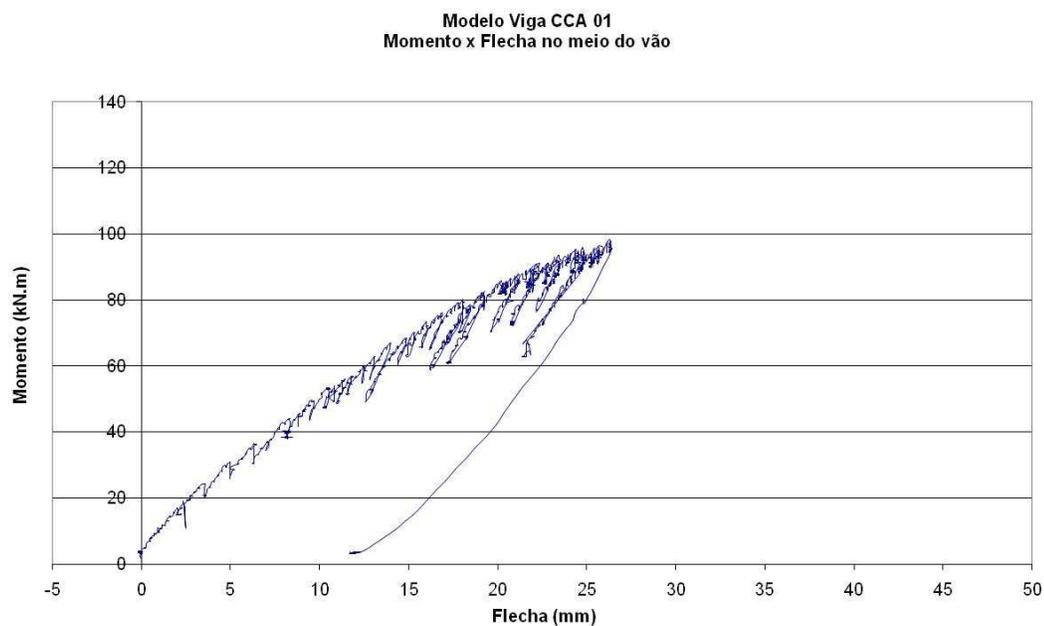


Figura 5.13 – Momento x Flecha no meio do vão, modelo Viga CCA 01, Tipo I

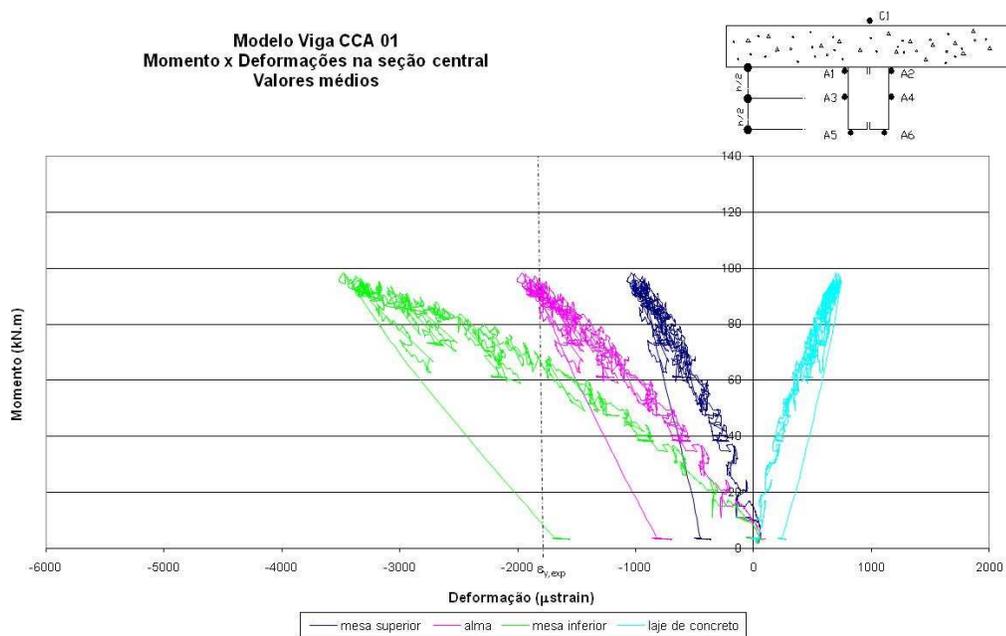


Figura 5.14 – Momento x deformações na seção central (valores médios), modelo Viga CCA 01, Tipo I

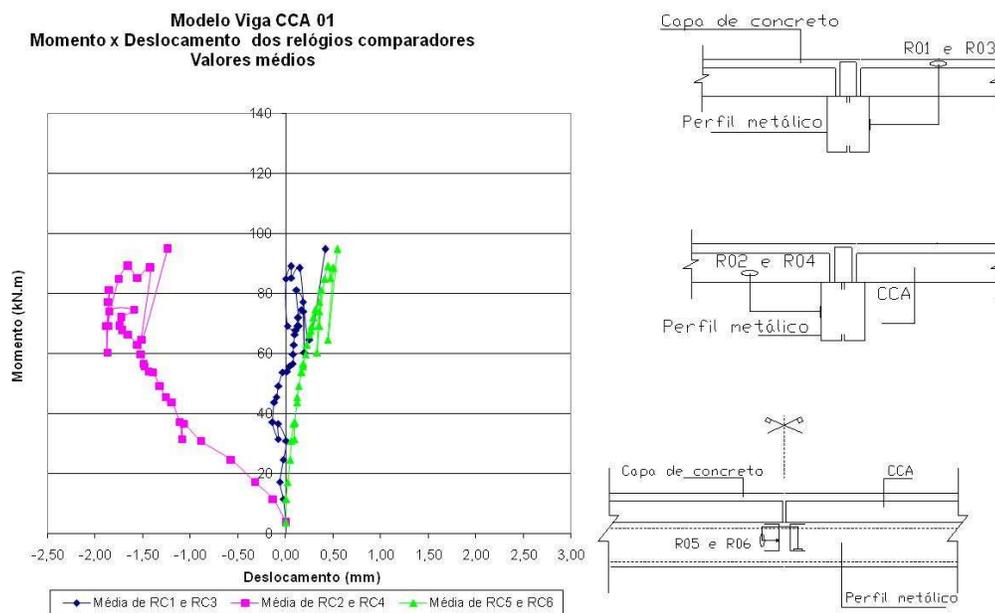


Figura 5.15 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores (valores médios), modelo Viga CCA 01, Tipo I

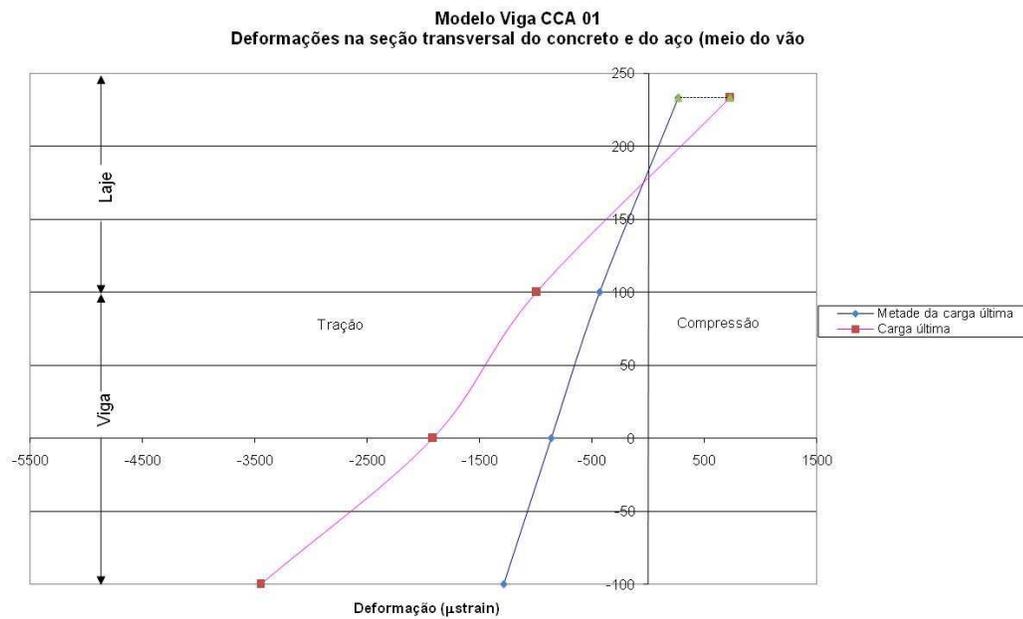


Figura 5.16 – Deformações na seção transversal do concreto e do aço, no meio do vão (valores médios), modelo Viga CCA 01, Tipo I

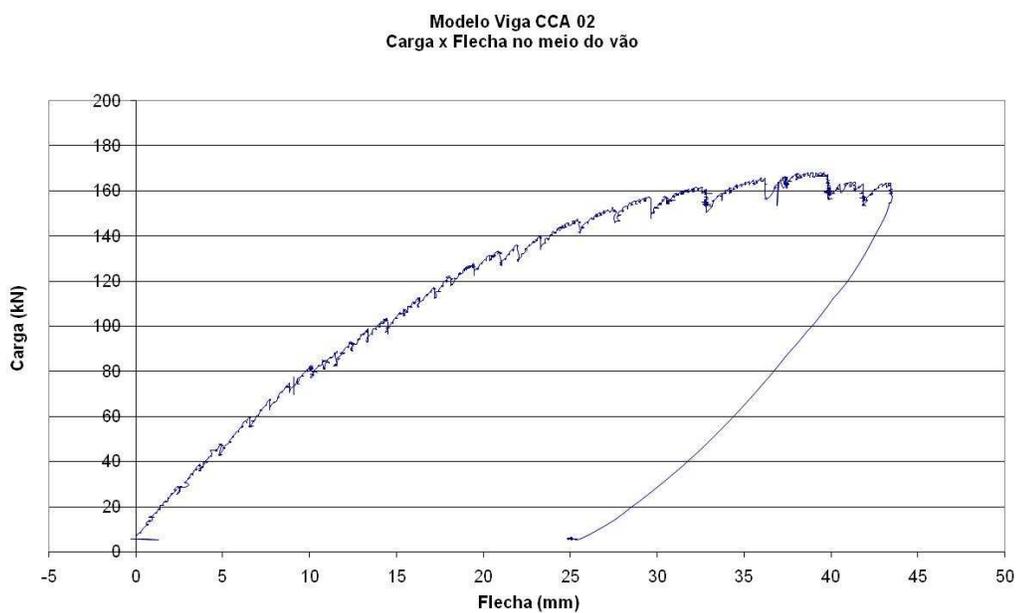
**b) Viga CCA 02 (Tipo I)**

Figura 5.17 – Carga x flecha no meio do vão, modelo Viga CCA 02, Tipo I

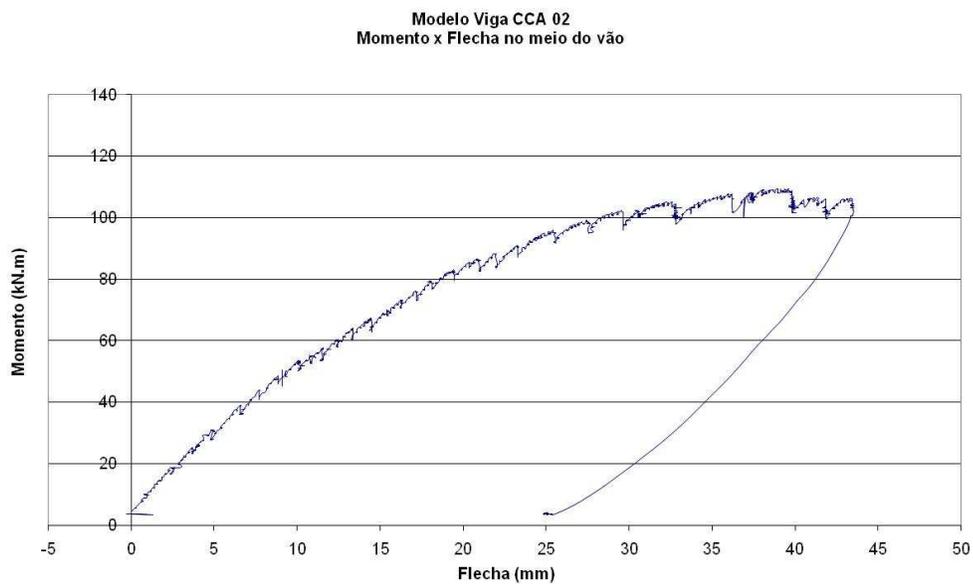


Figura 5.18 – Momento x flecha no meio do vão, modelo Viga CCA 02, Tipo I

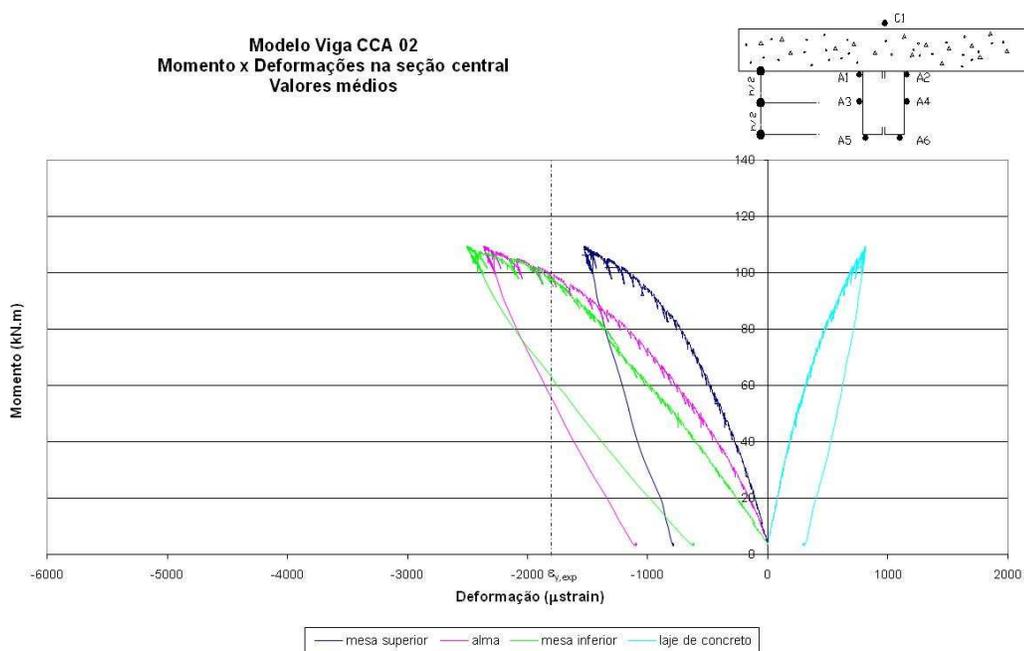


Figura 5.19 – Momento x deformações na seção central (valores médios), modelo Viga CCA 02, Tipo I

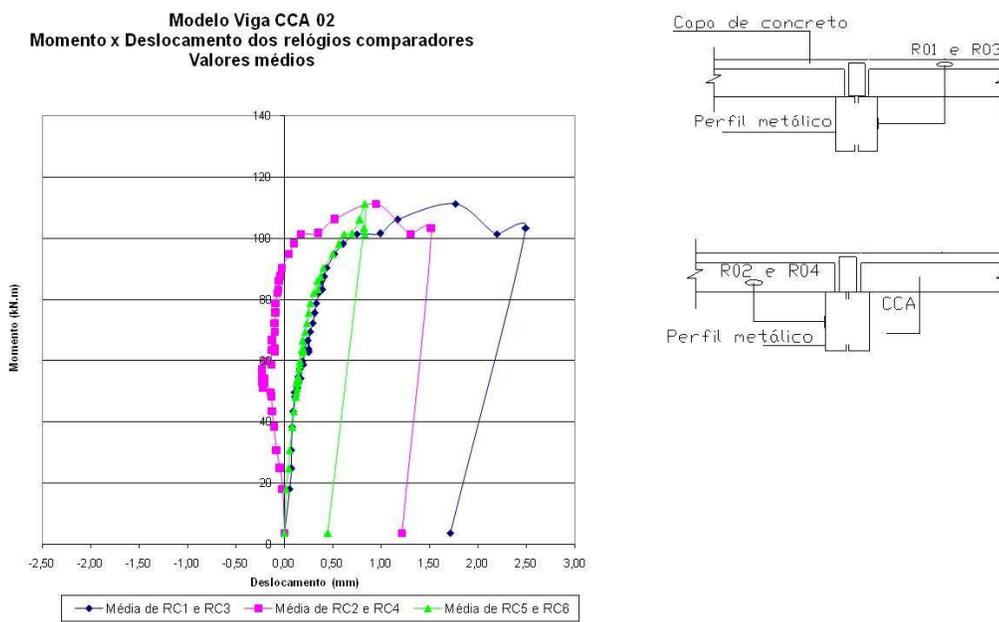


Figura 5.20 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores (valores médios), modelo Viga CCA 02, Tipo I

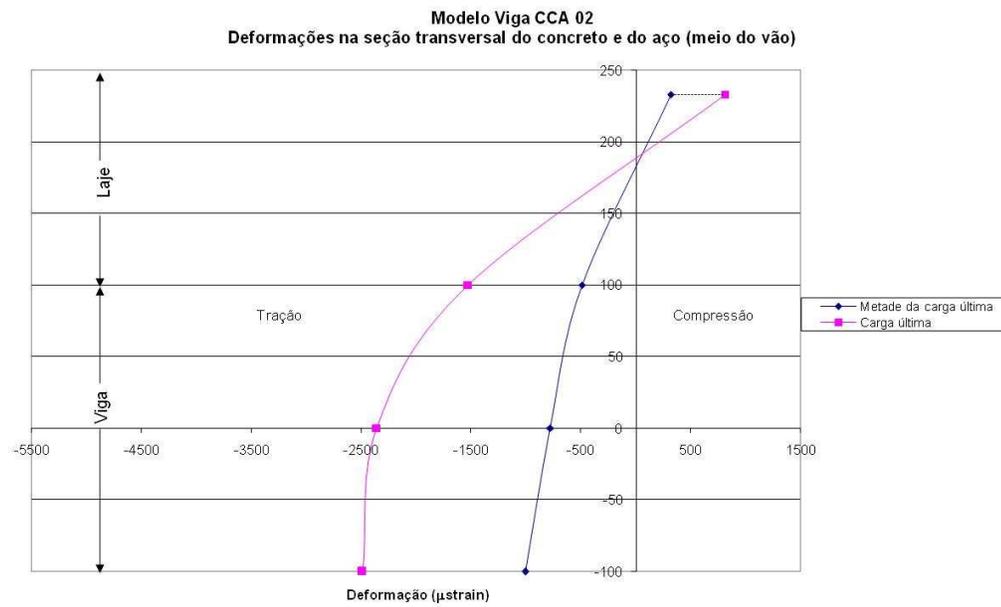


Figura 5.21 – Deformações na seção transversal do concreto e do aço, no meio do vão (valores médios), modelo Viga CCA 02, Tipo I

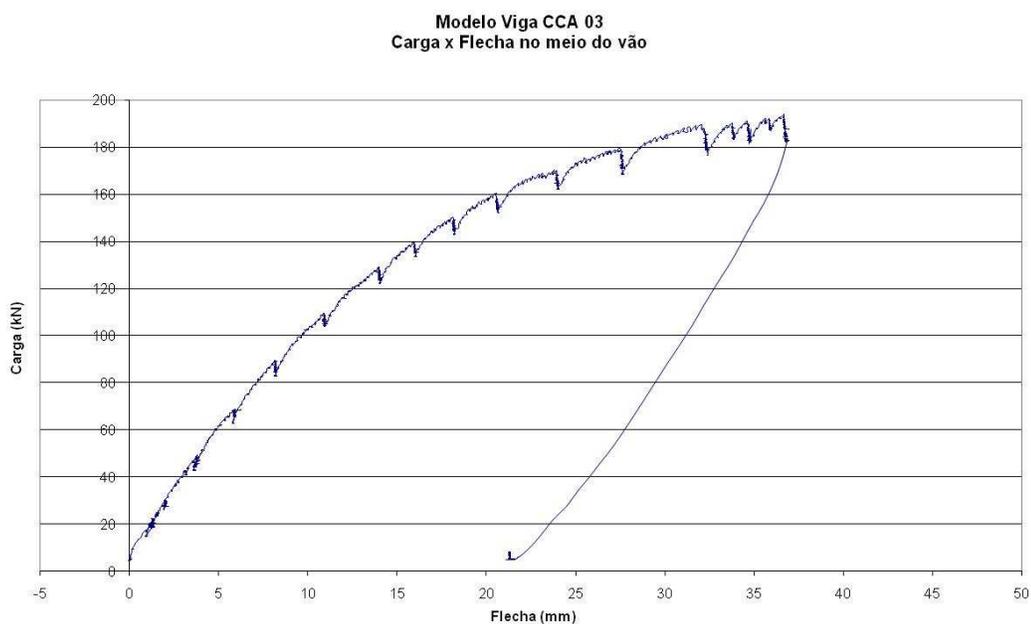
**c) Viga CCA 03 (Tipo II)**

Figura 5.22 – Carga x flecha no meio do vão, modelo Viga CCA 03, Tipo II

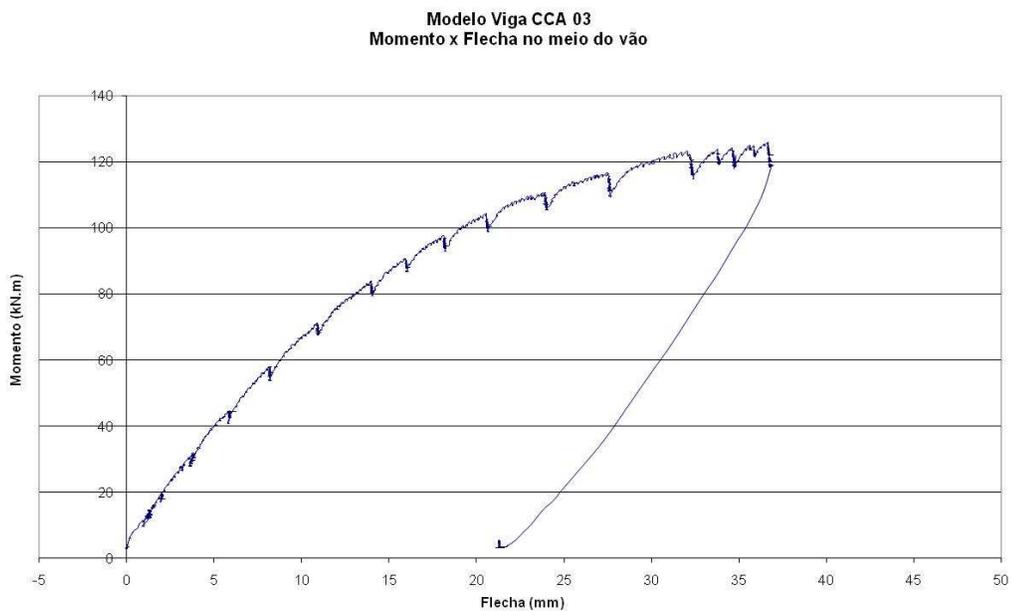


Figura 5.23 – Momento x flecha no meio do vão, modelo Viga CCA 03, Tipo II

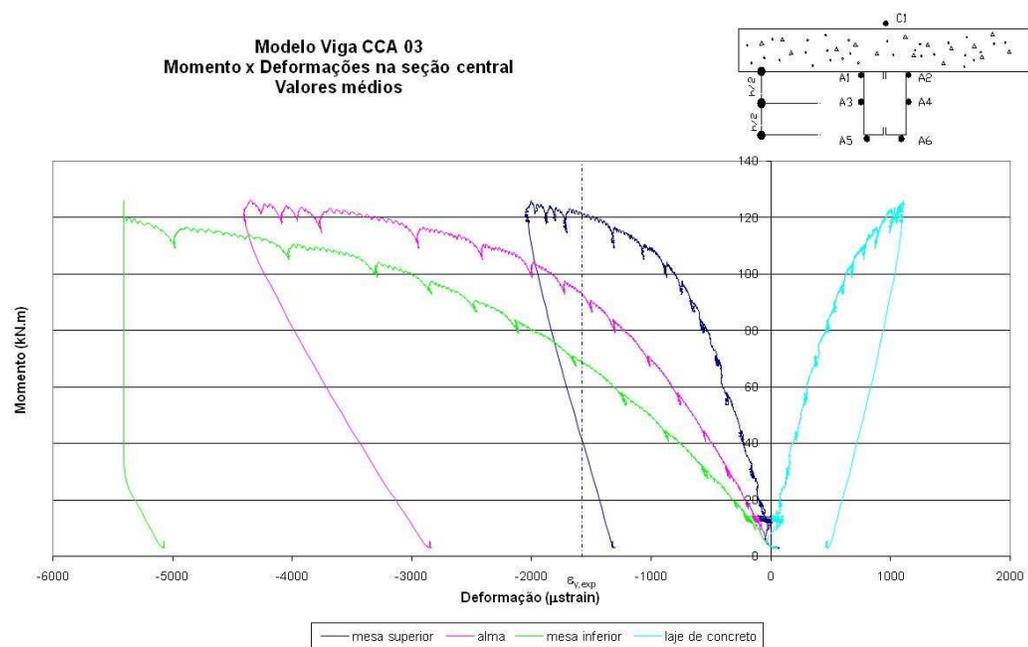


Figura 5.24 – Momento x deformações na seção central (valores médios), modelo Viga CCA 03, Tipo II

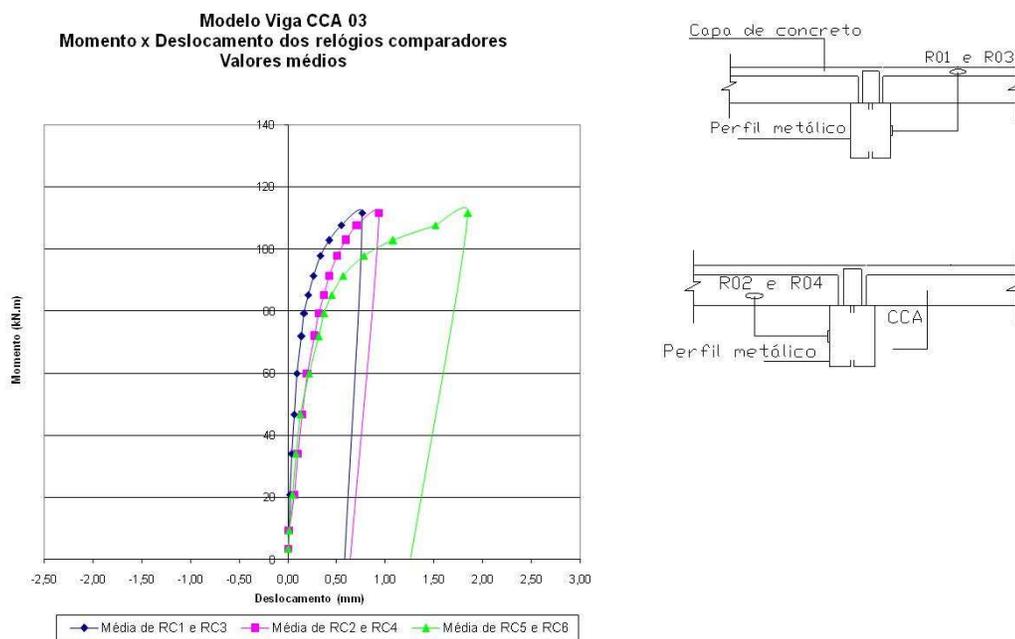


Figura 5.25 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores (valores médios), modelo Viga CCA 03, Tipo II

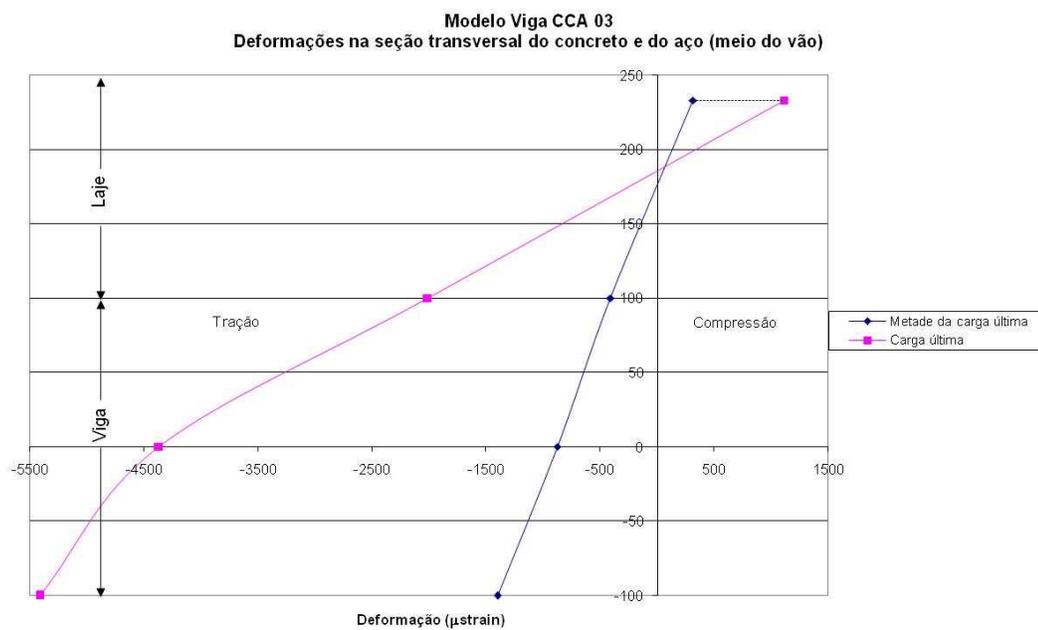


Figura 5.26 – Deformações na seção transversal do concreto e do aço, no meio do vão (valores médios), modelo Viga CCA 03, Tipo II

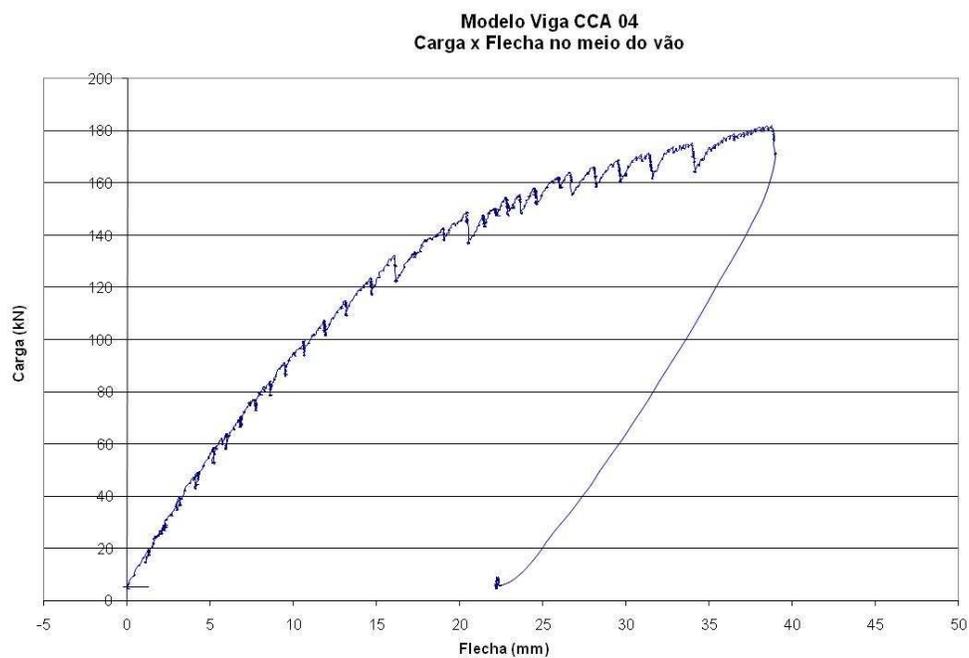
**d) Viga CCA 04 (Tipo II)**

Figura 5.27 – Carga x flecha no meio do vão, modelo Viga CCA 04, Tipo II

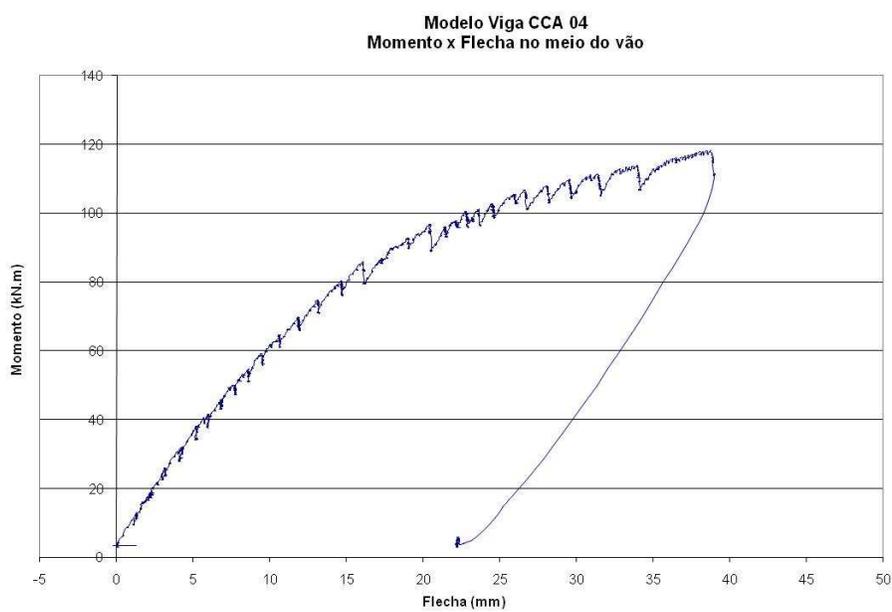


Figura 5.28 – Momento x flecha no meio do vão, modelo Viga CCA 04, Tipo II

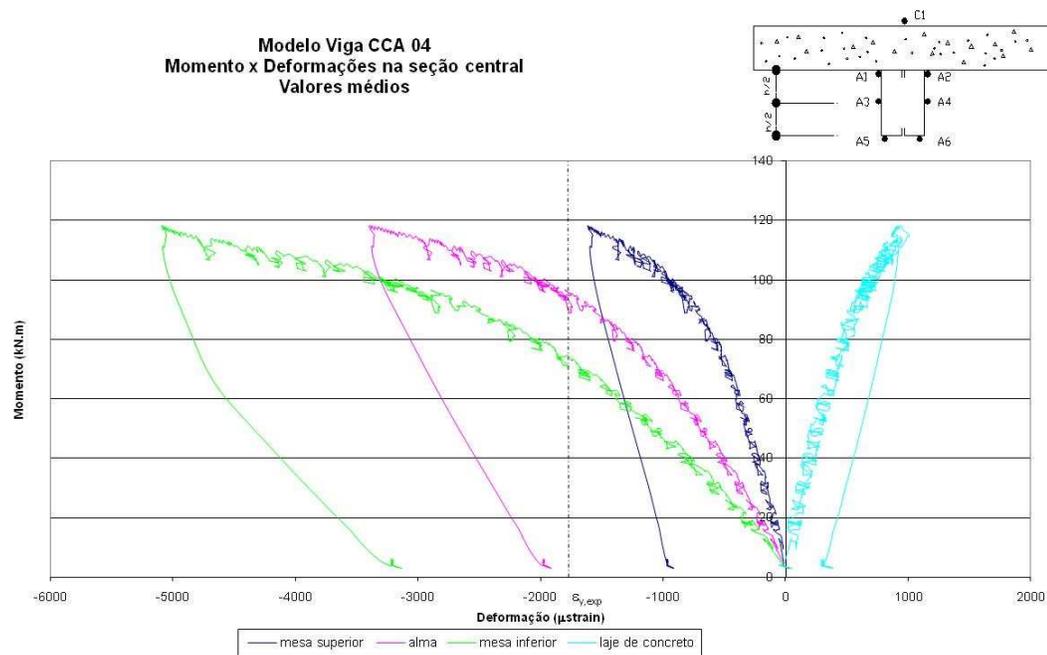


Figura 5.29 – Momento x deformações na seção central (valores médios), modelo Viga CCA 04, Tipo II

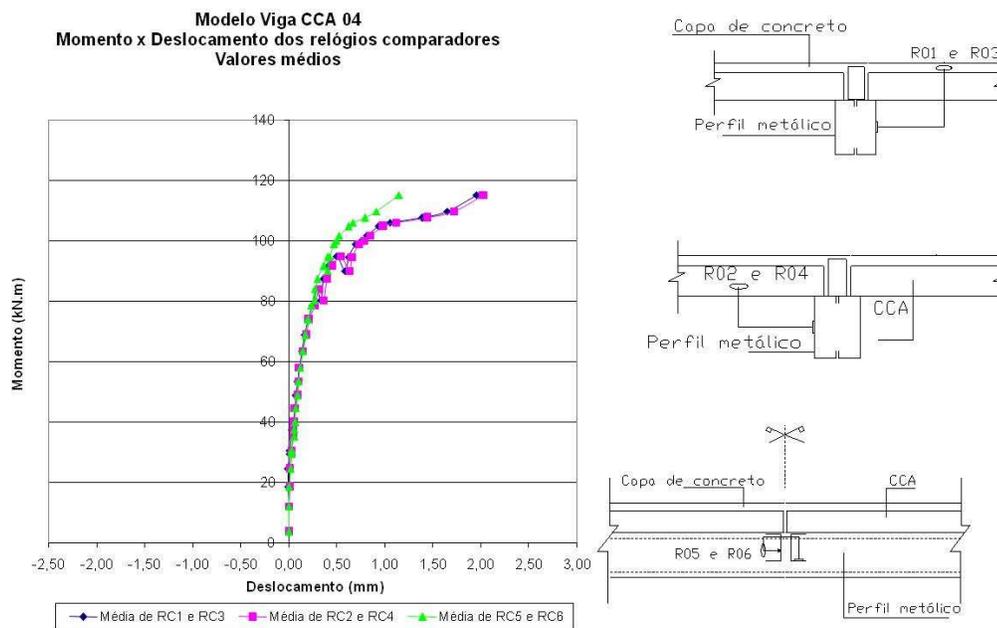


Figura 5.30 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores (valores médios), modelo Viga CCA 04, Tipo II

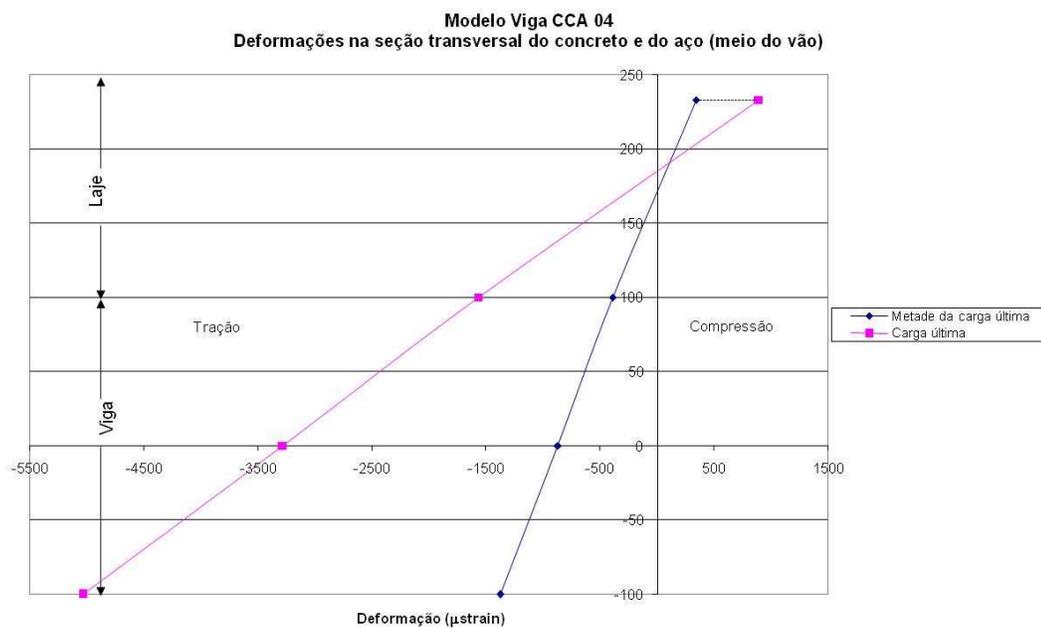


Figura 5.31 – Deformações na seção transversal do concreto e do aço, no meio do vão (valores médios), modelo Viga CCA 04, Tipo II

### e) Análise dos resultados

As Figuras 5.32 e 5.33 apresentam graficamente uma comparação entre os resultados obtidos nos ensaios dos quatro modelos de viga mista com painéis de CCA.

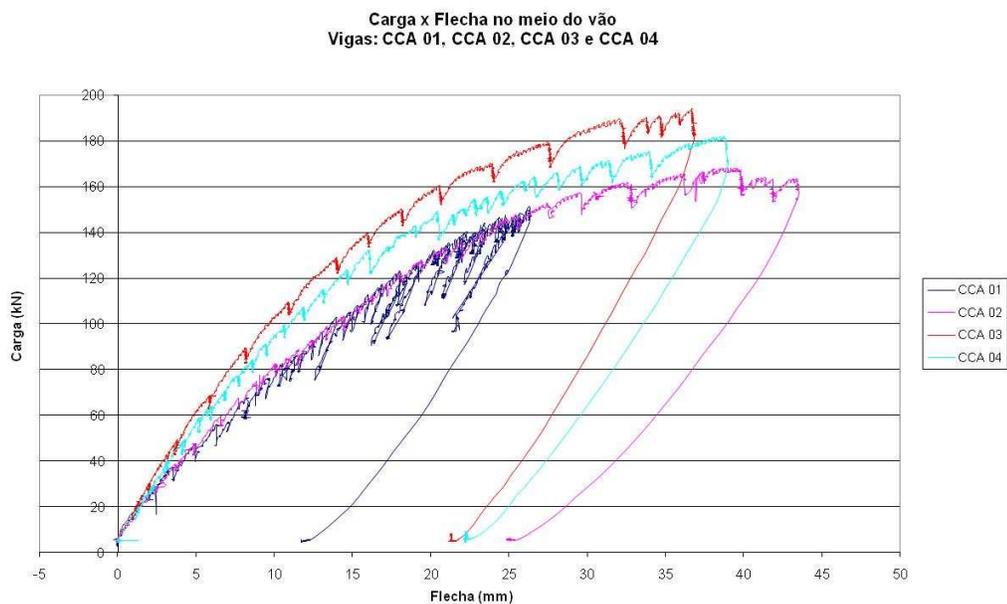


Figura 5.32 – Carga x flecha no meio do vão, Tipos I e II juntos



Figura 5.33 – Momento x flecha no meio do vão, Tipos I e II juntos

Comparando entre si os resultados apresentados pelos modelos com o mesmo número de conectores (vigas CCA 01 e CCA02, com 7 conectores em meio vão; vigas CCA 03 e CCA 04, com 12 conectores em meio vão), pode-se verificar nas Figuras 5.32 e 5.33 que há uma grande similaridade entre os correspondentes comportamentos experimentais dos modelos iguais entre si, principalmente no que diz respeito às Vigas CCA 01 e CCA 02 (Tipo I).

Quanto ao ensaio da Viga CCA 01, seu carregamento foi paralisado prematuramente - antes de ser atingida a carga de colapso propriamente dita - para se evitar danos à montagem, uma vez que, para a carga máxima imposta, o rolete de um dos apoios encontrava-se na iminência de perder contato com placa metálica de apoio no bloco de concreto.

Comparando-se as cargas máximas alcançadas em todos os ensaios, verifica-se que as Vigas CCA 03 e CCA 04 (Tipo II) apresentaram cargas de colapso maiores que as das demais vigas, o que é de certa forma justificado pela presença de um número maior de conectores em meio vão. A diferença entre os resultados das Vigas CCA 03 e CCA 04 pode ser explicada parcialmente pela considerável variação observada na qualidade do concreto empregado no capeamento dos painéis de CCA da Viga 04 (Figura 5.34). Esta qualidade diz respeito principalmente às irregularidades dimensionais e problemas verificados por falta de vibração do concreto quando da fabricação dos modelos. Conforme Tabela A.1 do Anexo A, houve também uma grande variação na espessura da laje de concreto ao longo do comprimento de um mesmo modelo e também entre modelos, o que prejudicou uma melhor interpretação e comparação dos dados.



Figura 5.34 – Qualidade do concreto moldado sobre painéis de CCA, modelo Viga CCA 04

Na Figura 5.34 observa-se também um detalhe do apoio no modelo do sistema de aplicação de carga. Para a Viga CCA 01, as cargas em linha foram aplicadas sobre toda a largura da laje. Verificou-se que este tipo de aplicação de carga poderia estar comprometendo o ensaio, precipitando o estado limite último (E.L.U.) caracterizado pela abertura de fissura longitudinal na face superior da laje de concreto. Passou-se então a aplicar o carregamento somente na faixa da laje que estava apoiada sobre a mesa da viga. Com esta mudança observou-se que os modelos atingiram seu colapso para cargas mais elevadas, sem a ocorrência da fissura longitudinal observada na Viga CCA 01.

As Figuras 5.15, 5.20, 5.25 e 5.30 apresentam as relações carga *versus* deslizamento relativo entre o perfil de aço e a laje de concreto nas extremidades das vigas (*end-slip*), sendo apresentadas as médias das medidas lidas nos RC's de cada extremidade. Para as lajes mistas com forma de aço incorporada, em serviço assume-se para o *end slip* o valor máximo de 0,5 mm (EN-1994-1-1 (2004)). No colapso, adota-se o valor de 1,5 mm.

Considerando a carga de serviço relacionada com o deslocamento limite recomendado pela ABNT NBR 14762 (2001) (flecha máxima no meio do vão  $\leq L/300 = 13,3$  mm, sendo  $L=4000$  mm o vão teórico entre apoios), determina-se para as Vigas CCA 01 e

CCA 02 (Tipo I) o momento de serviço igual a 63,3 kN.m e para as Vigas CCA 03 e CCA 04 (Tipo II) os momentos de serviço iguais a 82,2 kN.m e 75,5 kN.m, respectivamente.

Sendo possível uma analogia com o comportamento das lajes mistas, vê-se que apenas a Viga CCA 01 atingiu o *end-slip* de 0,5mm para um momento menor que o de serviço. Quanto ao deslizamento na fase de colapso, e considerando um valor médio dos deslizamentos das duas extremidades de cada viga, verifica-se que apenas a Viga CCA 04 atingiu valores superiores a 1,5 mm.

Considerando-se o valor de 373,6 MPa para a resistência ao escoamento do aço dos perfis,  $f_{y \text{ exp}}$ , determinado via ensaio de tração em corpos de prova, conforme descrito no item 4.1, e adotado  $E = 205000$  MPa, pode-se obter para a respectiva deformação específica no escoamento,  $\epsilon_{y \text{ exp}}$ , o valor de  $1820 \times 10^{-6}$ . Observando as Figuras 5.14, 5.19, 5.24 e 5.29, que apresentam as relações momento *versus* deformações na seção central do modelo (em valores médios), pode-se verificar que, tanto na mesa inferior quanto à meia-altura da alma de todos os modelos de viga, foram medidas deformações específicas maiores que  $\epsilon_{y \text{ exp}}$ . Para a Viga CCA 03, verificou-se que toda a seção central do perfil atingiu o regime de escoamento do aço, já que a região superior da alma, próxima da dobra da mesa superior, também atingiu  $\epsilon_{y \text{ exp}}$  (interação total).

As Figuras 5.16, 5.21, 5.26 e 5.31 apresentam esquemas que sugerem a distribuição das deformações medidas na seção central das vigas ensaiadas, incluindo as da face superior da laje de concreto, para valores correspondentes à metade da carga de colapso e ao valor da carga de colapso. Notamos nessas figuras as deformações ao longo da altura do perfil metálico e a deformação máxima medida na face superior da laje de concreto, que não superou  $1000 \times 10^{-6}$ .

A partir das verificações anteriormente apresentadas, pode-se inferir que o colapso de todas as vigas com painéis CCA foi caracterizado pelo escoamento da seção central do perfil metálico, situando a linha neutra da seção mista na região dos painéis de CCA.

A Tabela 5.2 apresenta os valores experimentais dos momentos de serviço e momentos de colapso de todas as vigas mistas com painéis de CCA.

Tabela 5.2 – Momentos experimentais de serviço e de colapso das vigas mistas com painéis de CCA.

<b>Modelo de viga mista com painéis de CCA</b>	<b>Momento experimental de serviço (kN.m) *</b>	<b>Momento experimental de colapso (kN.m)</b>
Viga 01	63,3	96,93
Viga 02	63,3	107,93
Viga 03	82,2	124,98
Viga 04	75,5	116,86

\* momento associado à flecha  $L/300$

#### **5.4 “Push out” com lajes mistas**

As Figuras 5.35 a 5.50 apresentam os resultados dos ensaios dos modelos “push out” com lajes mistas com o Deck 60.

### a) Modelos com Rebite M12

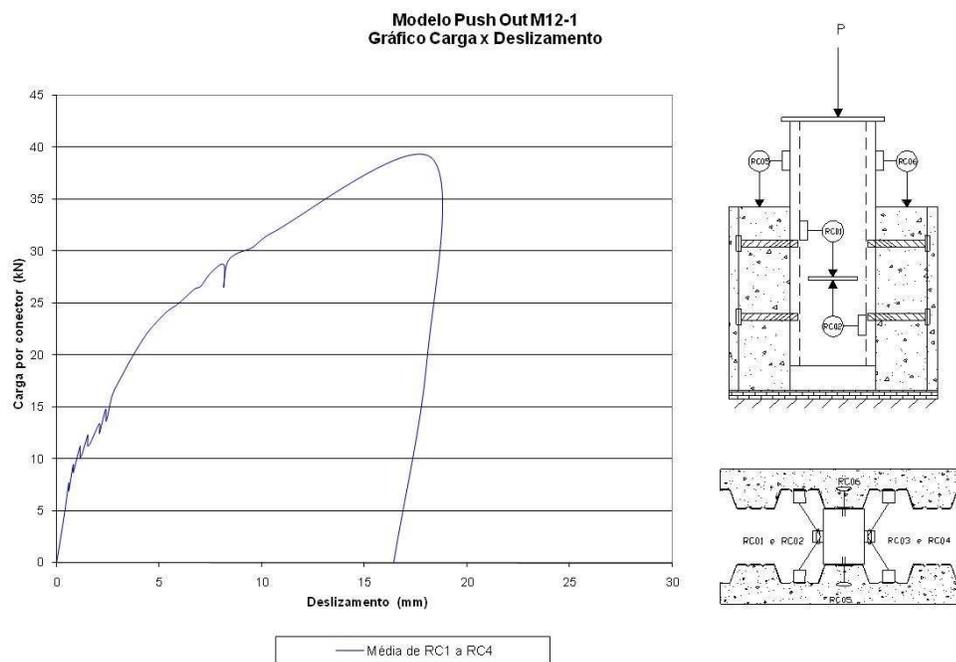


Figura 5.35 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC4, modelo “push out”  
M12-1

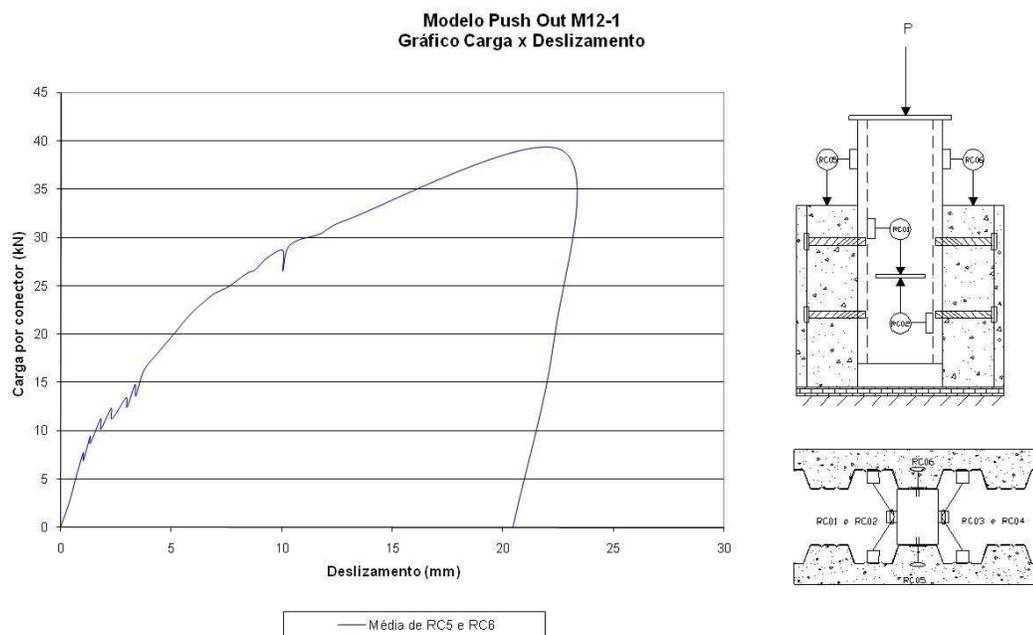


Figura 5.36 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo “push out”  
M12-1

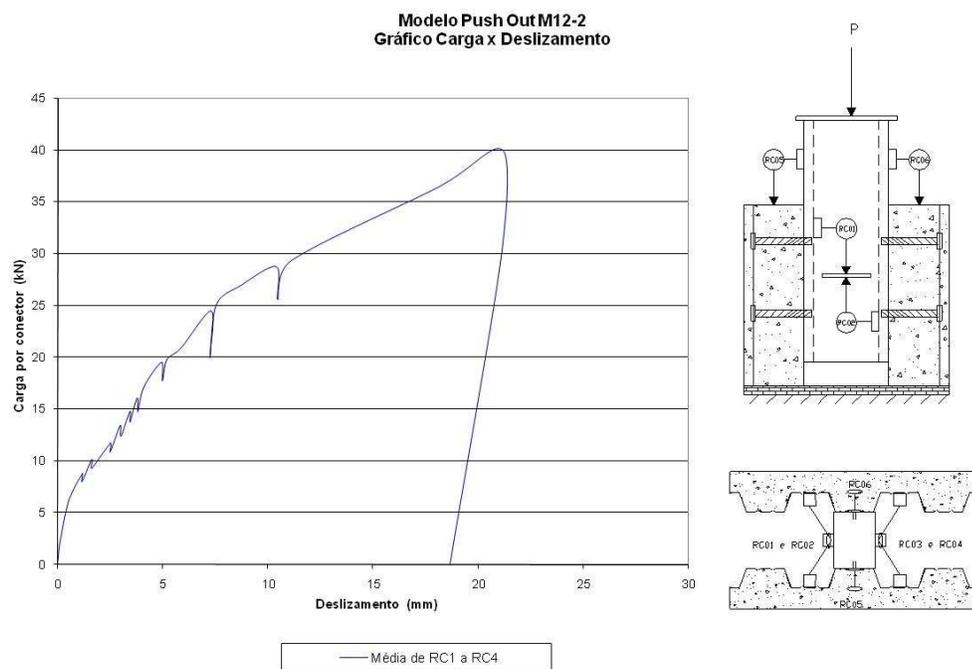


Figura 5.37 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC4, modelo “push out”

M12-2

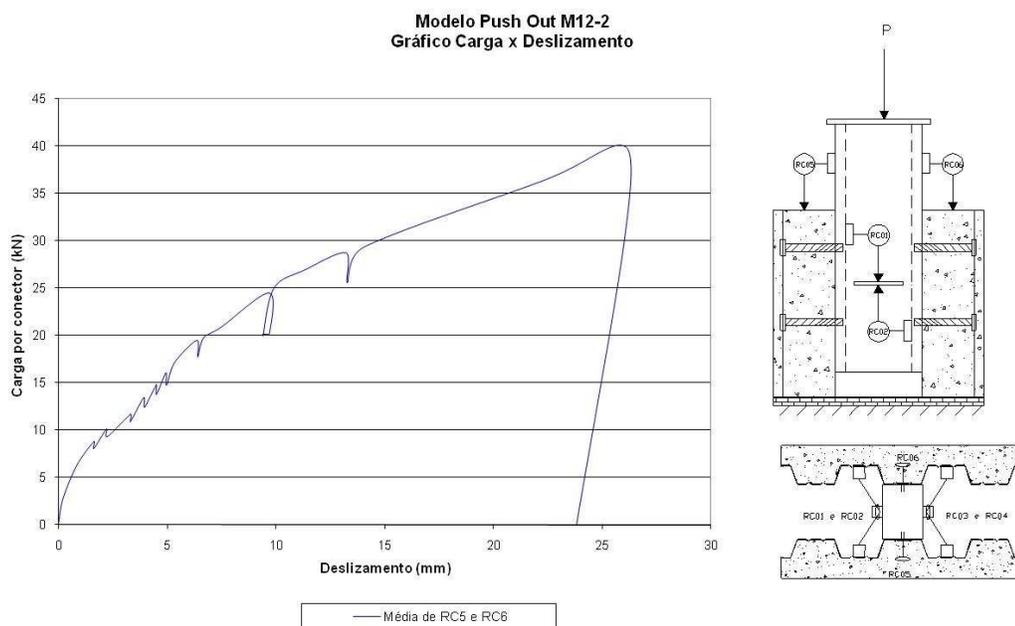


Figura 5.38 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo “push out”

M12-2

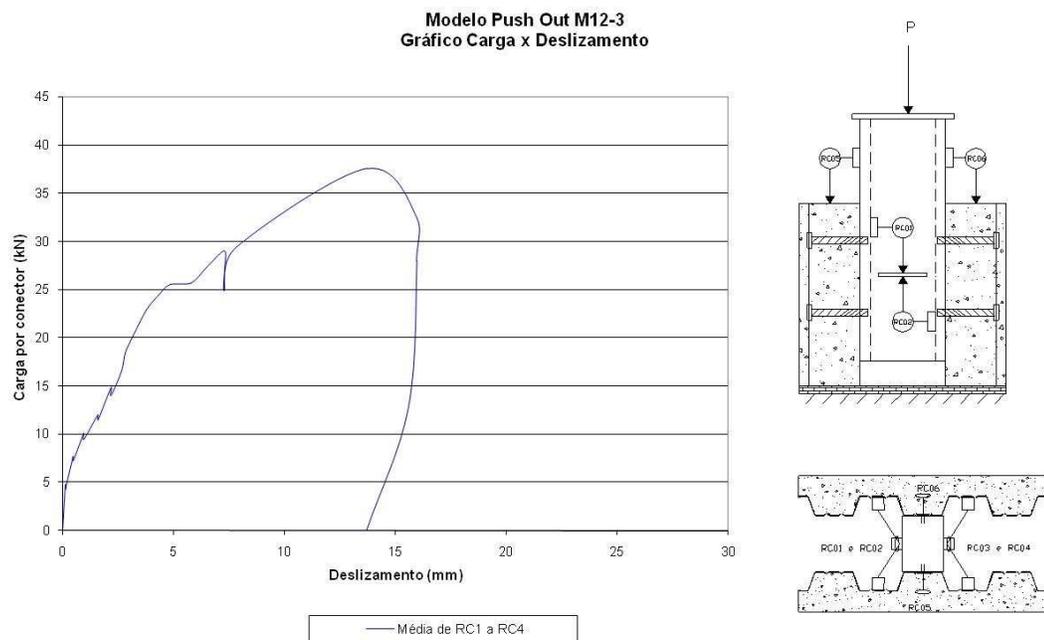


Figura 5.39 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC4, modelo “push out”  
M12-3

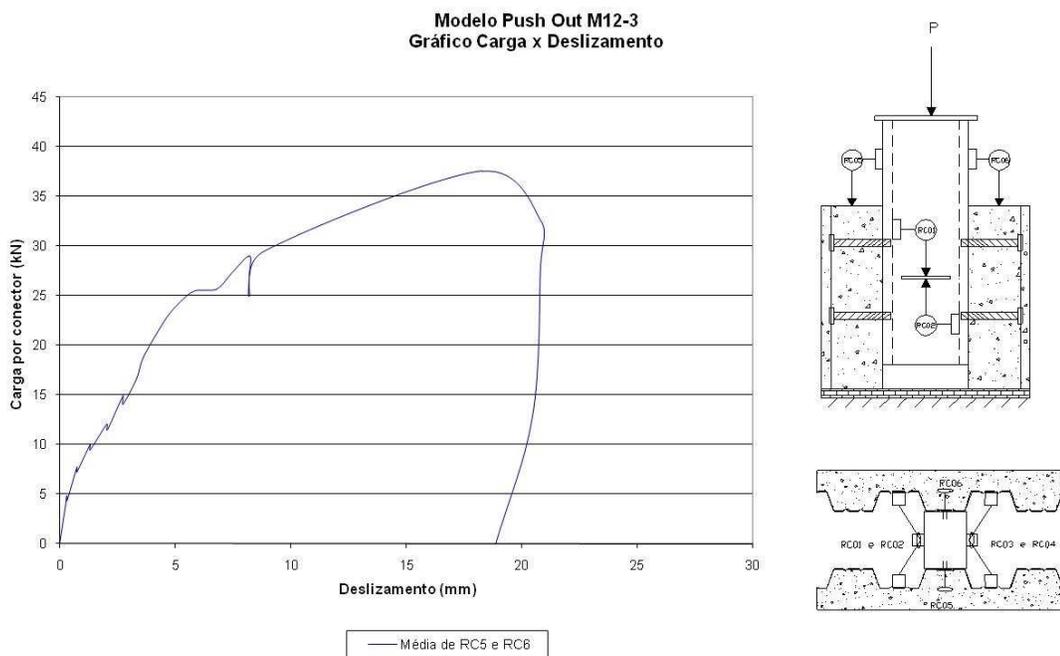


Figura 5.40 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo “push out”  
M12-3

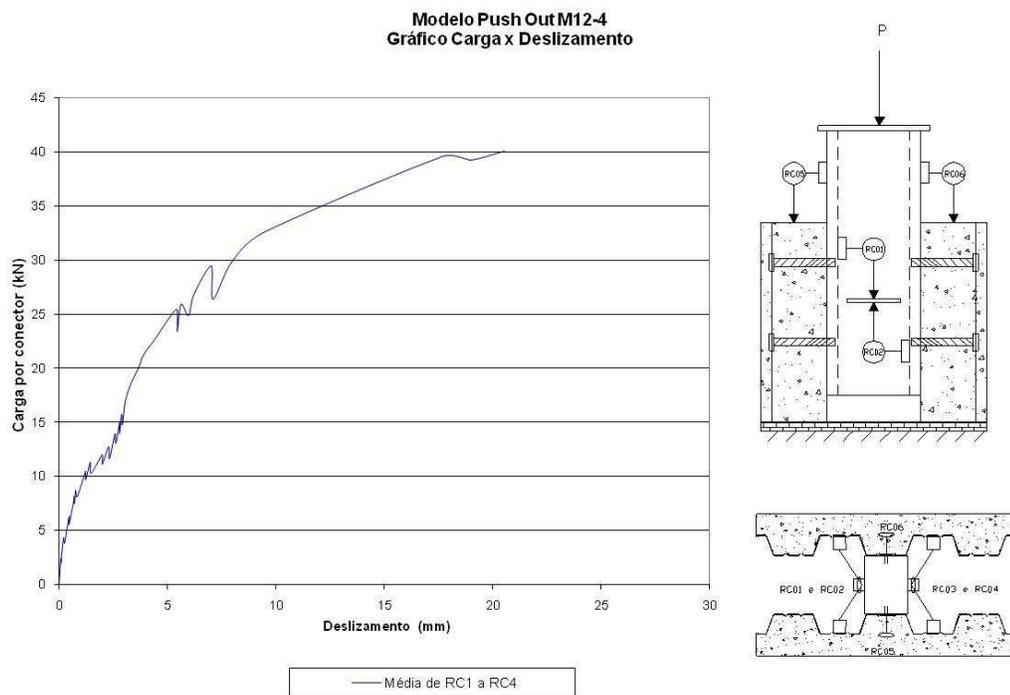


Figura 5.41 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC4, modelo “push out”  
M12-4

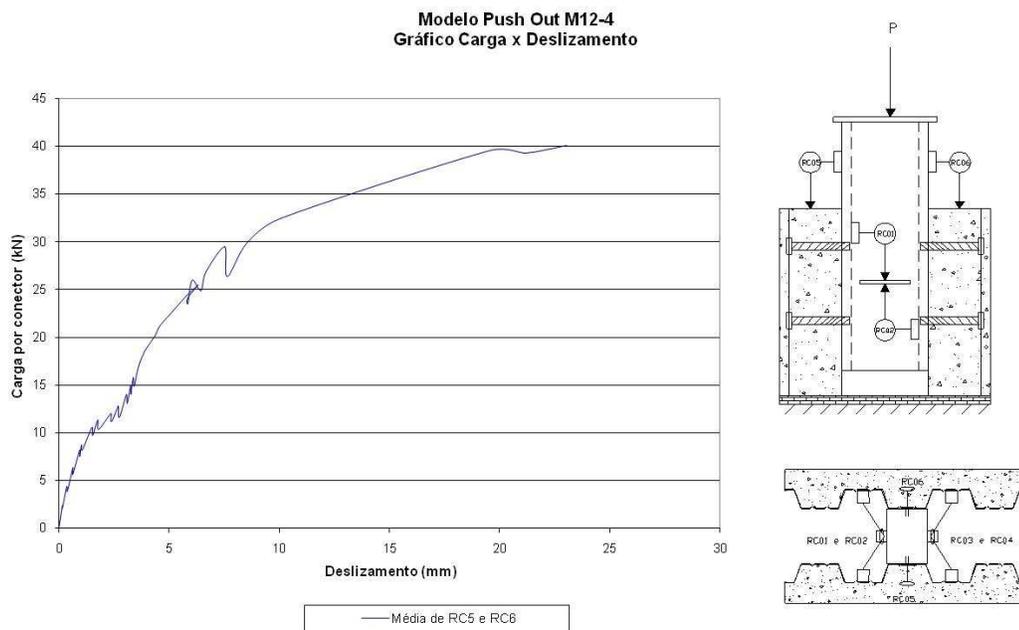


Figura 5.42 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo “push out”  
M12-4

## b) Modelos com Rebite M14

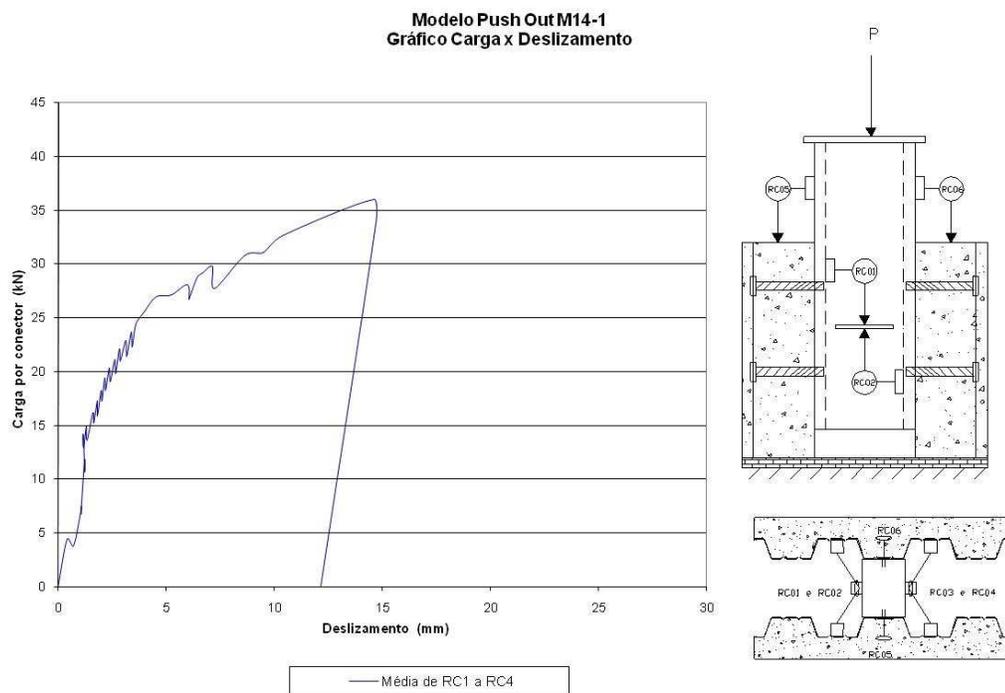


Figura 5.43 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC4, modelo “push out”

M14-1

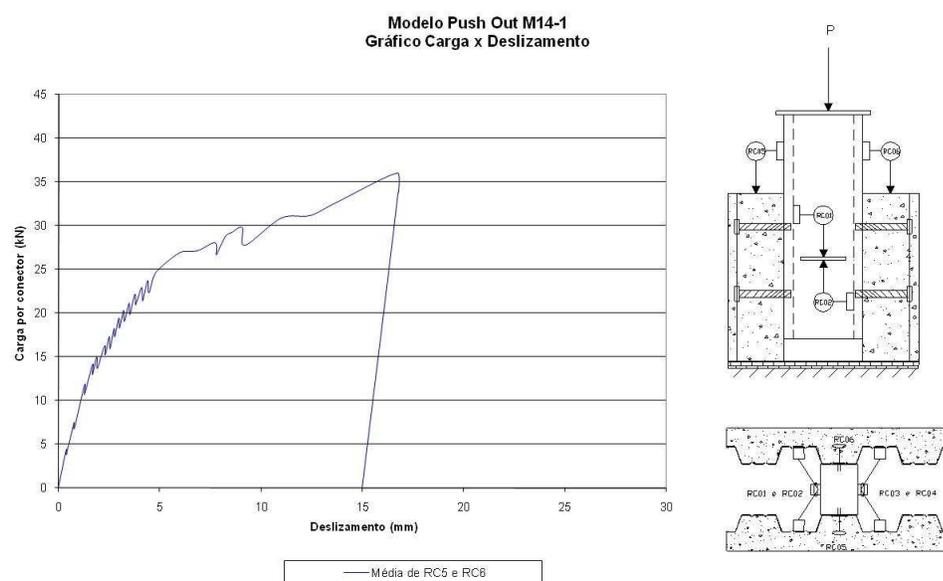


Figura 5.44 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo “push out”

M14-1

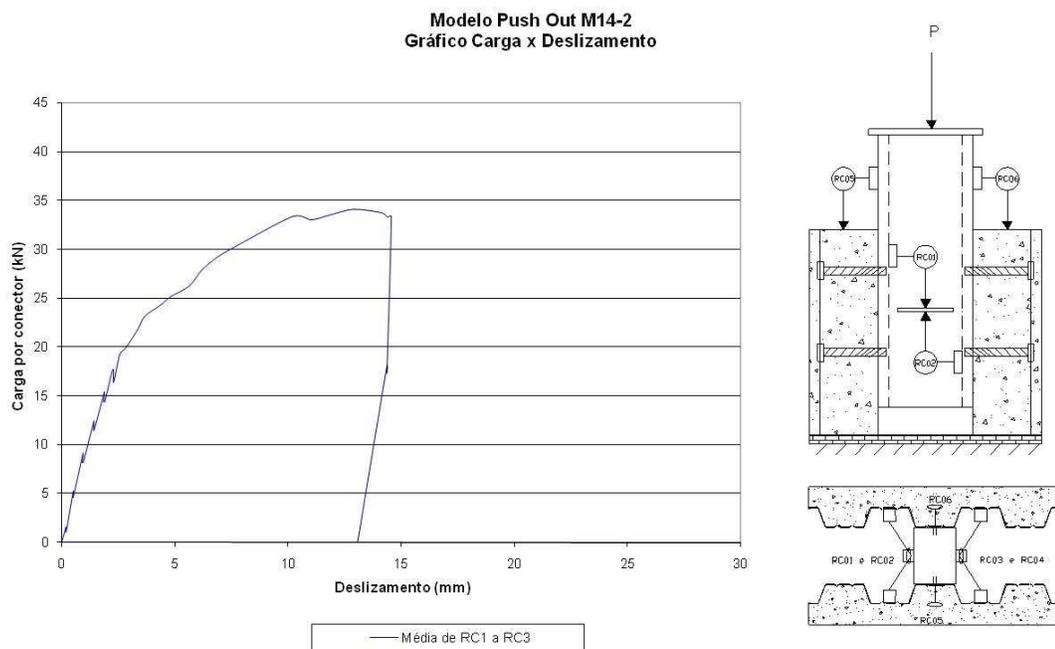


Figura 5.45 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC3, modelo “push out”

M14-2

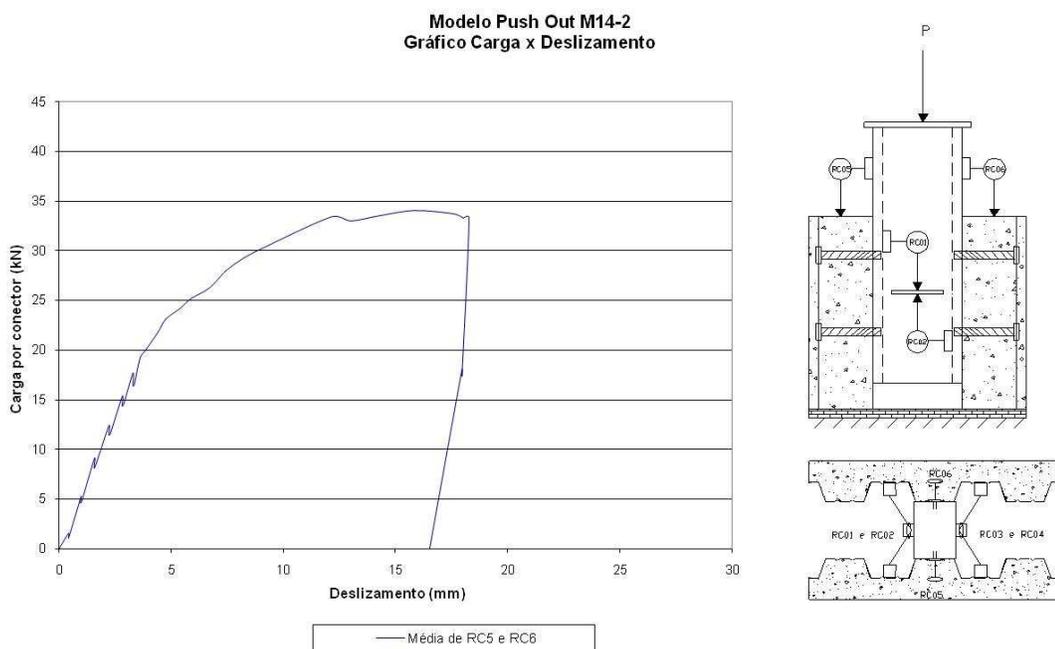


Figura 5.46 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo “push out”

M14-2

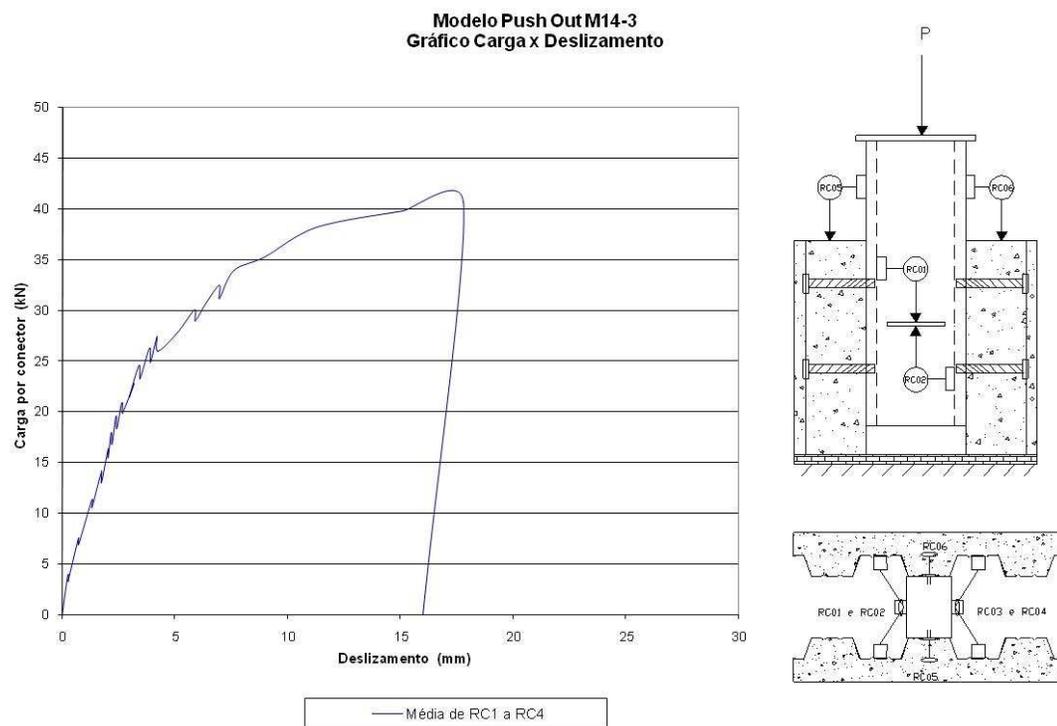


Figura 5.47 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC4, modelo “push out”  
M14-3

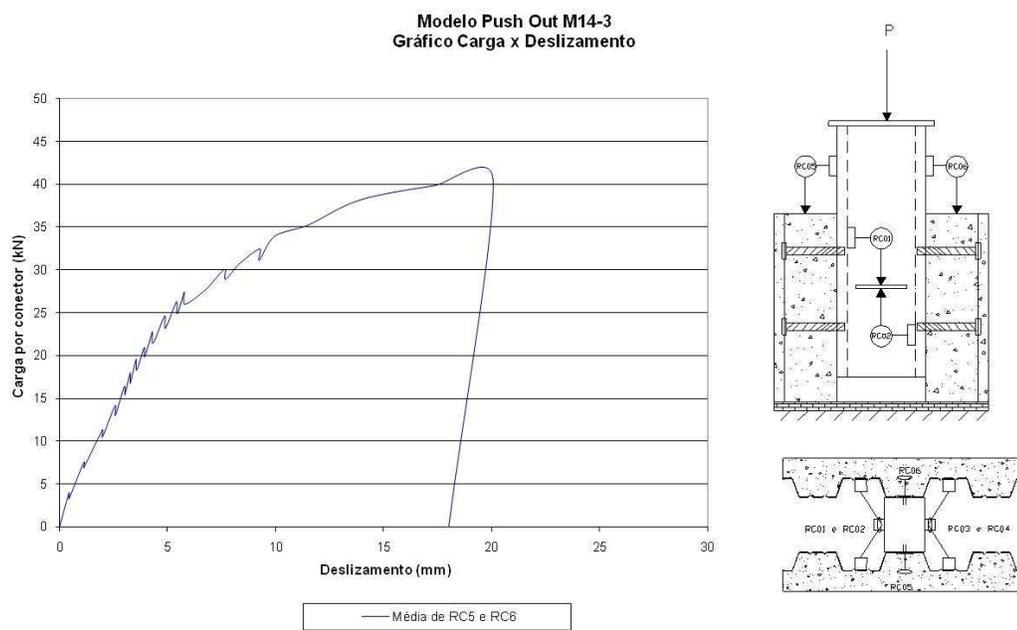


Figura 5.48 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo “push out”  
M14-3

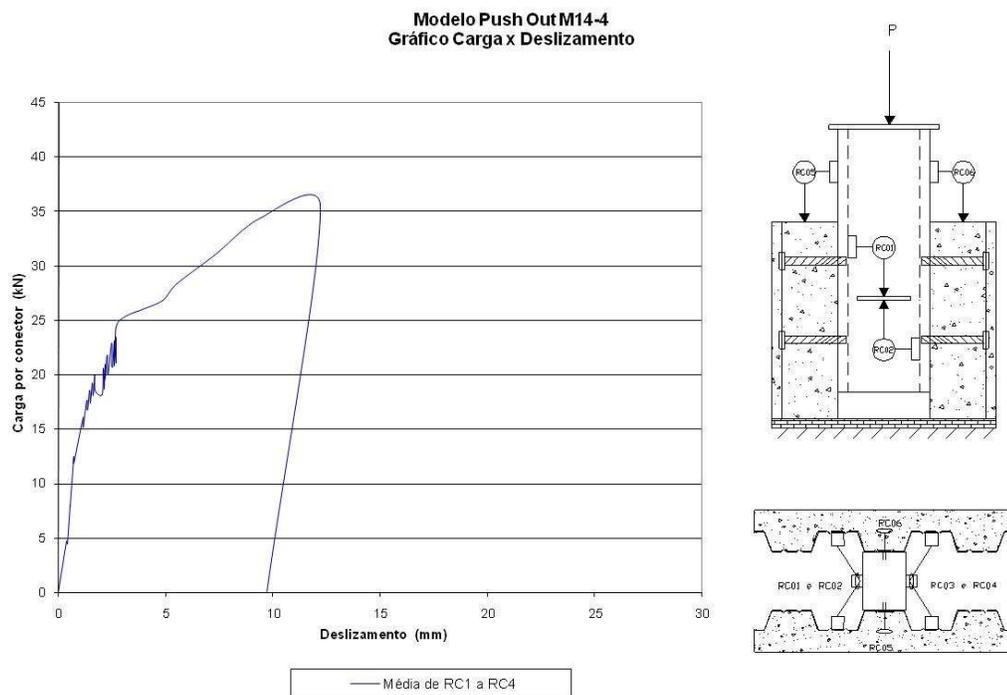


Figura 5.49 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC1 a RC4, modelo “push out”

M14-4

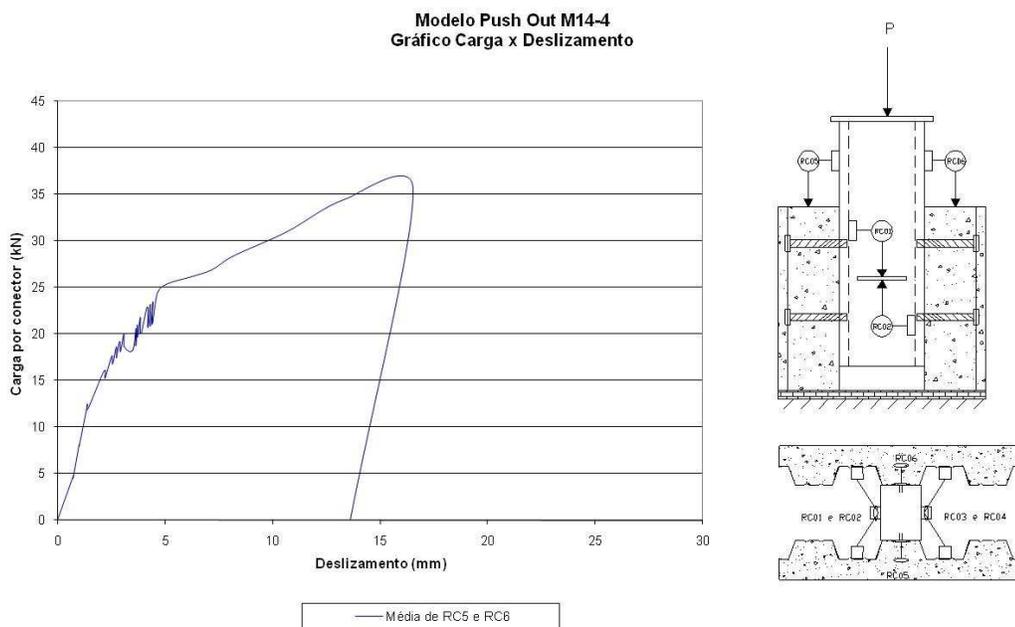


Figura 5.50 – Carga x Deslizamento, valores médios de RC5 e RC6, modelo “push out”

M14-4

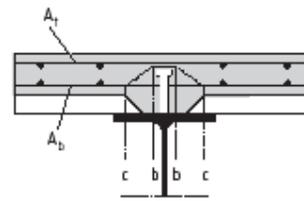
### c) Comentários sobre os ensaios e os modos de ruptura dos modelos

#### - Modos de ruptura

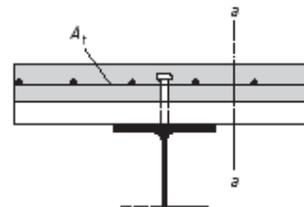
Um dos modos de colapso em modelos com conectores *stud bolt* é a ruptura por cisalhamento na interface, na base dos *studs*. A laje de concreto permanece intacta com pequena ou nenhuma fissuração superficial (VELDANDA e HOSAIN, 1992). De acordo com JAYAS e HOSAIN (1988), esse modo de ruptura é o mais desejável para os *studs*, pois é a condição em que o conector pode contribuir com a máxima resistência ao cisalhamento.

Para outros conectores, especialmente o *Crestbond* e o *Perfobond* (OLIVEIRA 2007), o colapso se inicia com a formação de uma fissura longitudinal na laje de concreto, ao longo da linha do conector, seguida do esmagamento do concreto à frente do conector. Se não há armadura transversal, a ruptura ocorre abruptamente, de forma frágil, a partir de uma fissura na laje de concreto no alinhamento do conector.

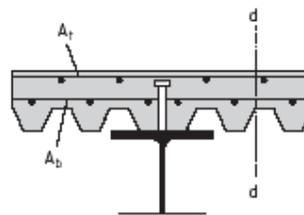
Para a viga mista com deck metálico, a EN 1994-1-1(2004) recomenda considerar as superfícies típicas potenciais de falha ao cisalhamento no concreto mostradas na Figura 5.51.



(a)



(b)



(c)

Figura 5.51 – Superfícies típicas potenciais de falha ao cisalhamento quando decks metálicos são utilizados, EN 1994-1-1(2004)

Durante os ensaios de todos os modelos “*push out*” com lajes mistas propostos na presente pesquisa foram observados dois modos de colapso: formação de uma fissura longitudinal na laje de concreto seguida de ruptura do concreto segundo a superfície típica apresentada na Figura 5.51 (a), conforme mostram as Figuras 5.52 a 5.56, mesmo em se tratando de fôrma longitudinal à viga de aço.

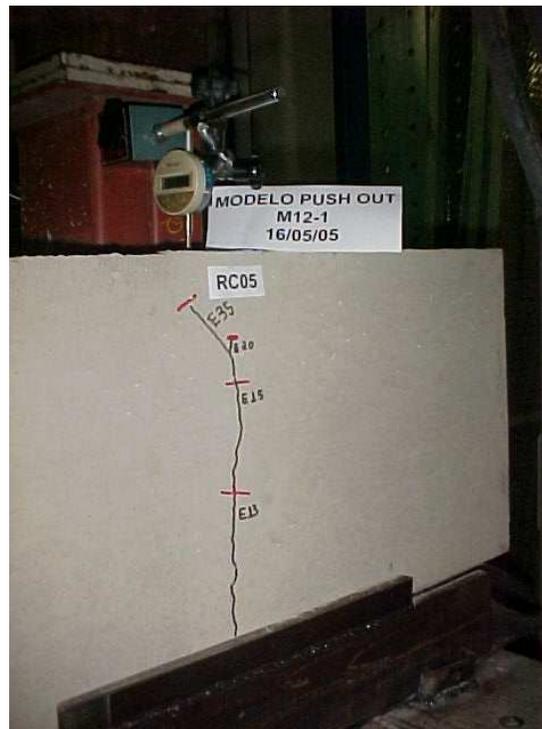


Figura 5.52 – Modelo “push out” M12-1 com fissura longitudinal na laje de concreto

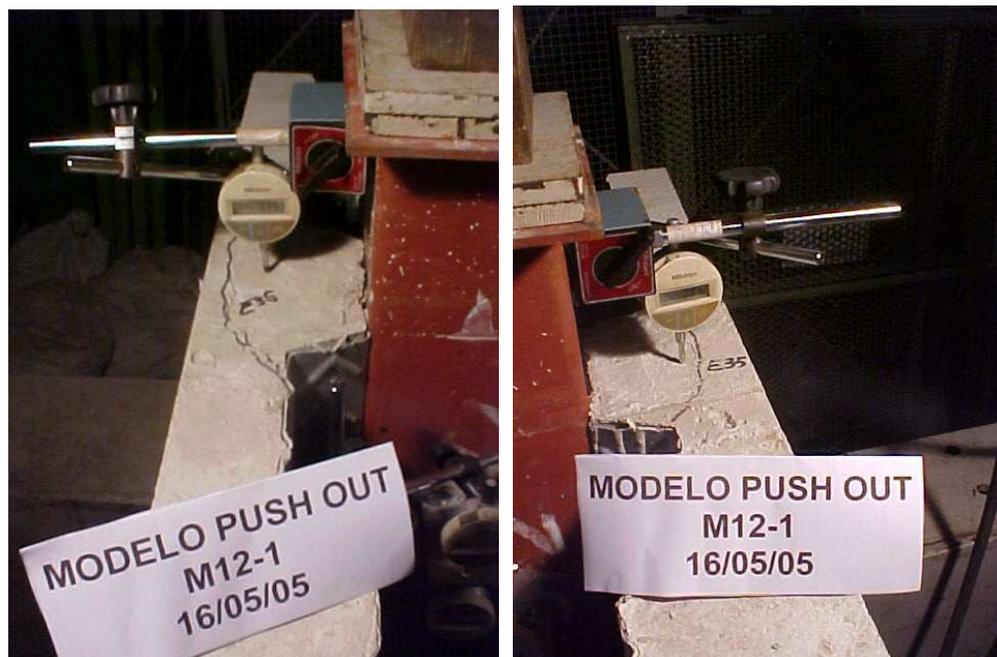


Figura 5.53– Modelo “push out” M12-1 com fissuras típicas da Figura 5.51 (a)



Figura 5.54 – Modelo “push out” M12-4 com fissuras típicas da Figura 5.51 (a)



Figura 5.55 – Modelo “push out” M14-4 com fissuras típicas da Figura 5.51 (a)

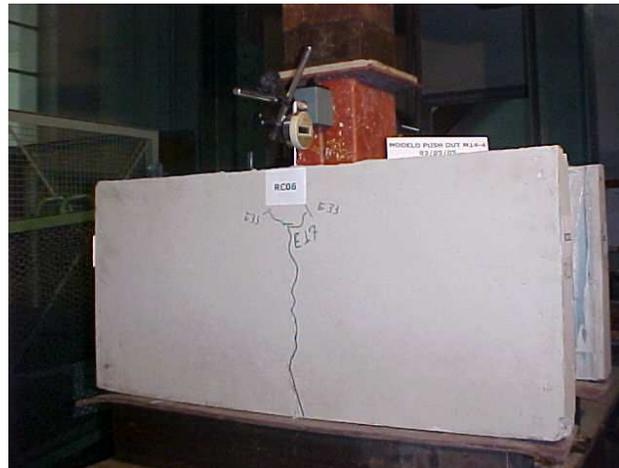


Figura 5.56 – Modelo “push out” M14-4 com fissura longitudinal na laje de concreto

As fissuras longitudinais nas lajes de concreto iniciaram-se em níveis geralmente menores que a metade da carga de colapso, enquanto que as fissuras típicas da Figura 5.51 (a) ocorreram no limiar da carga de colapso, caracterizando a resistência última de cada modelo, quando ocorria o desprendimento total do concreto do deck metálico – conforme mostram as Figuras 5.52 a 5.56. Ressalte-se que todas as lajes dos modelos eram providas de armadura de cisalhamento, sem as quais a ruptura ocorreria abruptamente, de forma frágil, a partir da fissura na laje de concreto no alinhamento dos conectores. No entanto, não foi projetada armadura transversal ao perfil metálico para combater o cisalhamento esquematizado na Figura 5.51 (a).

A Tabela 5.3 apresenta o resumo das observações feitas durante os ensaios dos modelos, sendo também apresentados os correspondentes valores de carga.

Tabela 5.3 – Principais observações feitas durante os ensaios dos modelos “*push out*” com lajes mistas.

<b>Modelo “<i>push out</i>”</b>	<b>Carga do início da fissura longitudinal nas lajes de concreto (kN)</b>	<b>Carga do início da fissura típica da Figura 5.51 (a) (kN)</b>	<b>Carga de Colapso do modelo (kN)</b>
M12-1	130	280	313
M12-2	118	291	320
M12-3	132	260	300
M12-4	119	199	321
M14-1	119	261	288
M14-2	160	282	291
M14-3	221	282	325
M14-4	144	260	283

Outro modo de colapso que foi detectado visualmente após a realização dos ensaios e através de cálculos diz respeito à pressão de contato nos furos realizados no perfil metálico para a fixação dos rebites tubulares com rosca interna e os correspondentes parafusos sextavados que trabalharam como conectores de cisalhamento.

Quando, numa ligação, os parafusos estão resistindo ao corte, a pressão desses parafusos na parede dos furos pode causar a ruína da chapa por esmagamento, rasgamento entre dois furos consecutivos ou rasgamento entre um furo e a borda, na direção do esforço. Com relação aos modelos ensaiados, verificou-se a ocorrência do esmagamento sem rasgamento, conforme previsto nos cálculos apresentados no Anexo D.

### **- Ductilidade da ligação**

Conforme pode-se observar nas Figuras 5.35 a 5.50, os deslizamentos medidos com relógios comparadores RC1 a RC4 (perfil metálico-deck metálico) resultaram ligeiramente inferiores que os deslizamentos medidos com os relógios comparadores RC5 e RC6 (perfil metálico-concreto), comprovando a eficiência da laje mista. Em todos os modelos o deslizamento característico é superior ao limite de 6,0 mm, o que permite sugerir a classificação da conexão como dúctil segundo a EN 1994- 1-1(2004).

No entanto, assim como ocorreu com os modelos “*push out*” com painéis de CCA, deve-se destacar que em todos os ensaios os modelos foram conduzidos a valores de deslizamentos que não configurassem risco de ruptura brusca dos conectores de cisalhamento, evitando assim a repentina mudança da condição de carga centrada para carga excêntrica - o que poderia causar sérios danos ao sistema de aplicação de carga e riscos de acidentes com a equipe de ensaio. Assim, por questões de segurança, todos os modelos foram descarregados antes de se configurar deslizamentos demasiadamente grandes.

## **5.5 Vigas mistas com lajes mistas**

Os resultados experimentais das vigas mistas são apresentados graficamente nas Figuras 5.57 a 5.76.

## a) Vigas com Rebite M12

### Viga VMM12-1

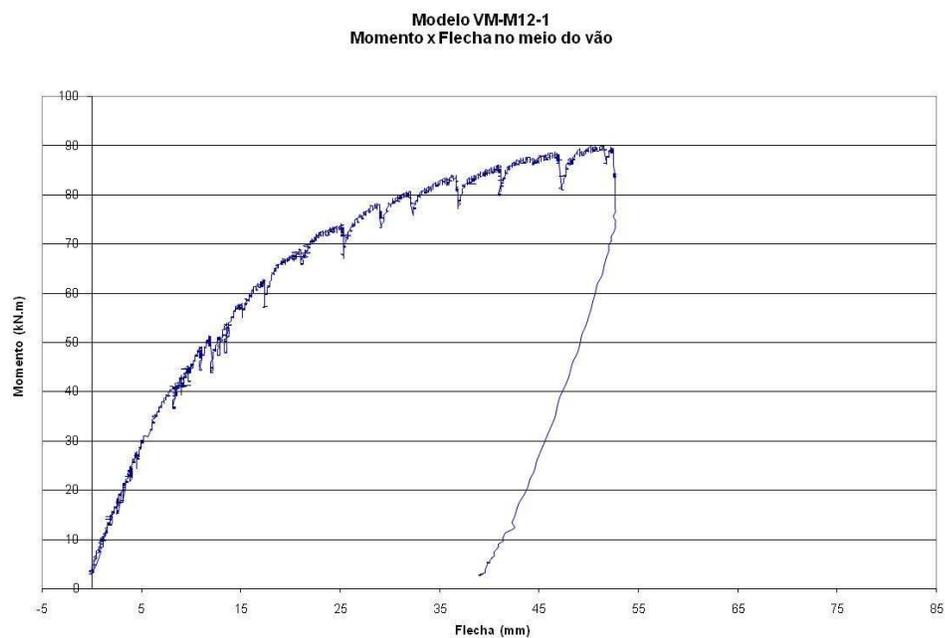


Figura 5.57 – Momento x flecha no meio do vão, modelo VigaVMM12-1

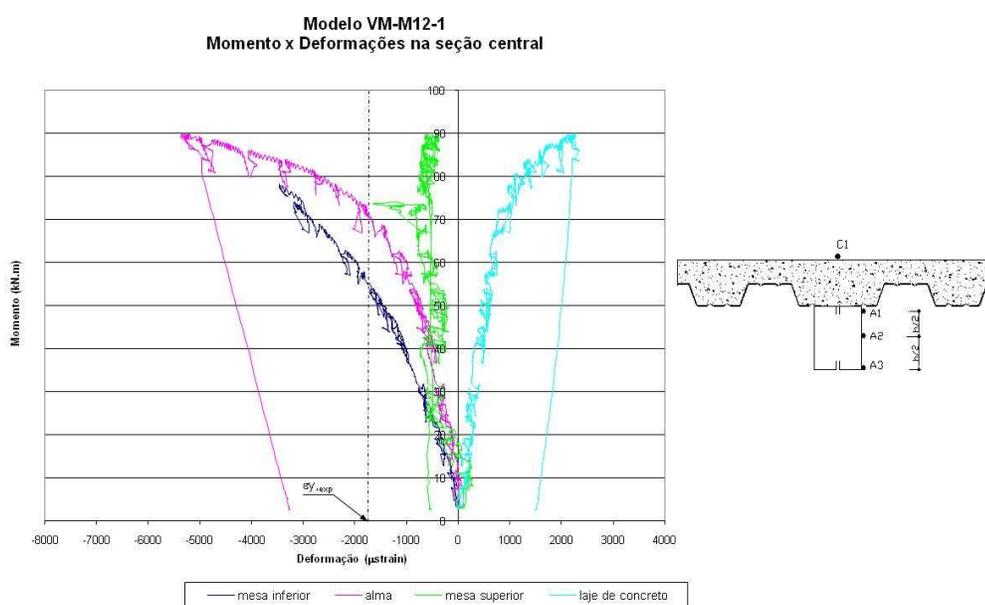


Figura 5.58 – Momento x deformações na seção central (valores médios), modelo Viga VMM12-1

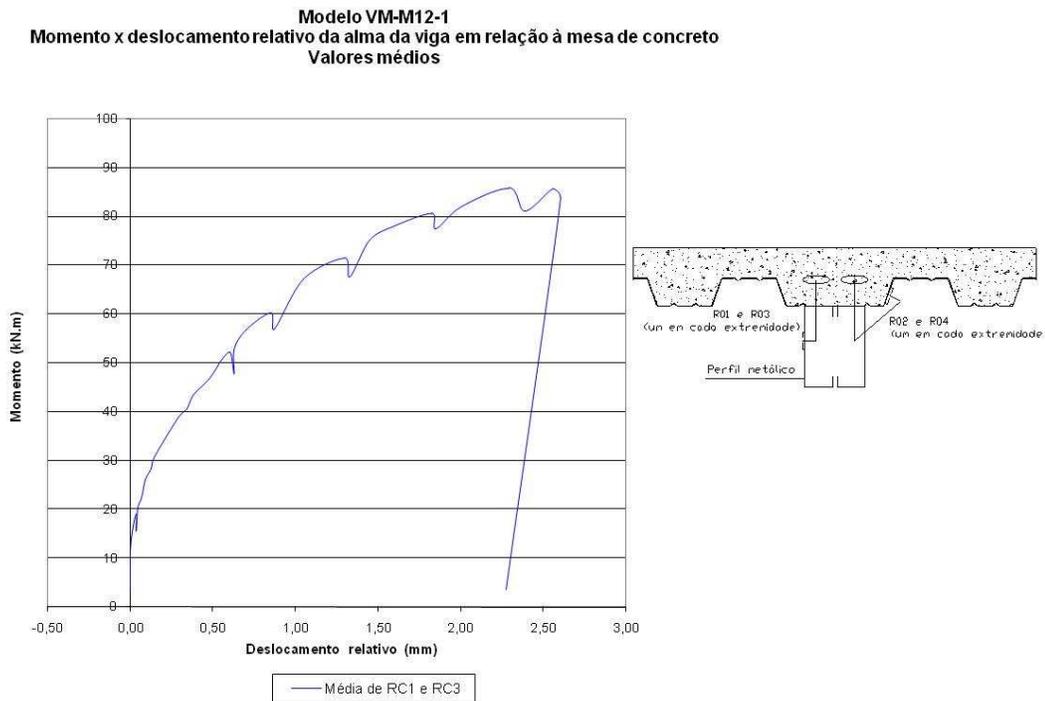


Figura 5.59 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores RC1 e RC3 (valores médios), modelo Viga VMM12-1

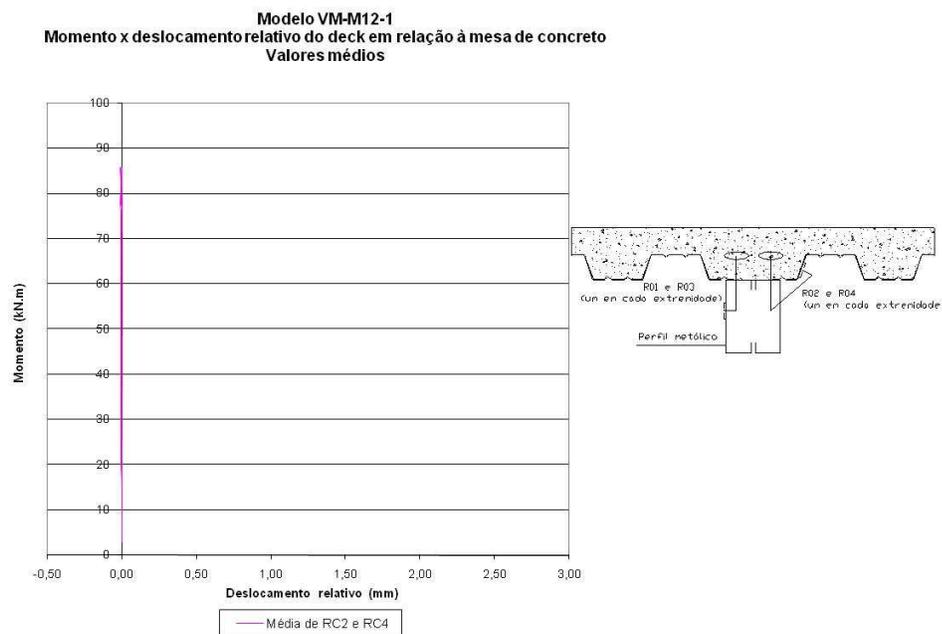


Figura 5.60 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores RC2 e RC4 (valores médios), modelo Viga VMM12-1

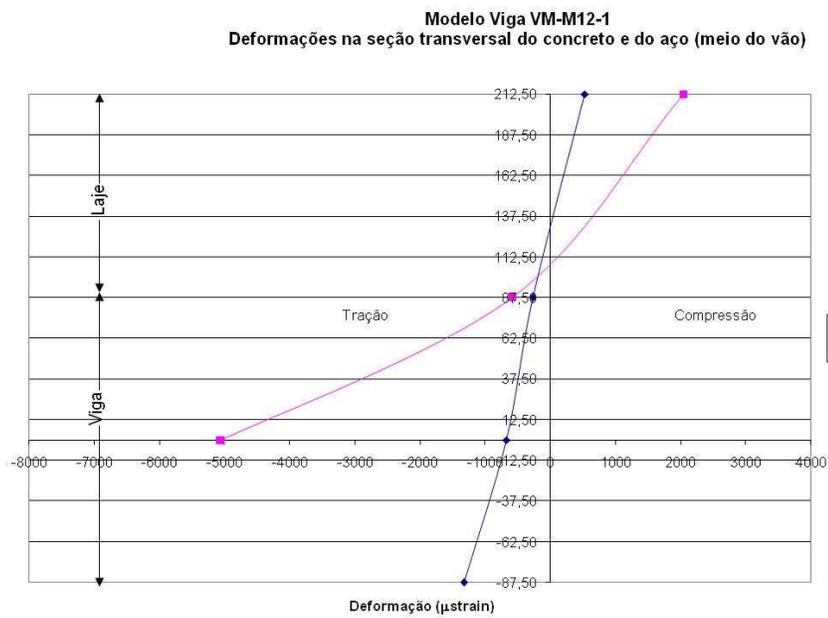


Figura 5.61 – Deformações na seção transversal do concreto e do aço, no meio do vão (valores médios), modelo Viga VMM12-1

## Viga VMM12-2

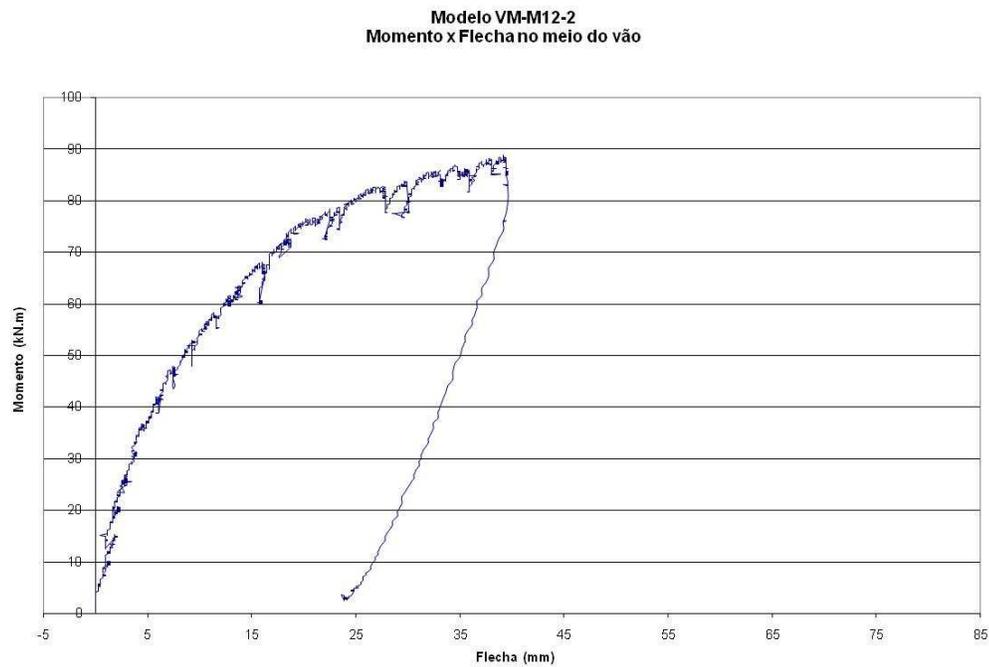


Figura 5.62 – Momento x flecha no meio do vão, modelo VigaVMM12-2

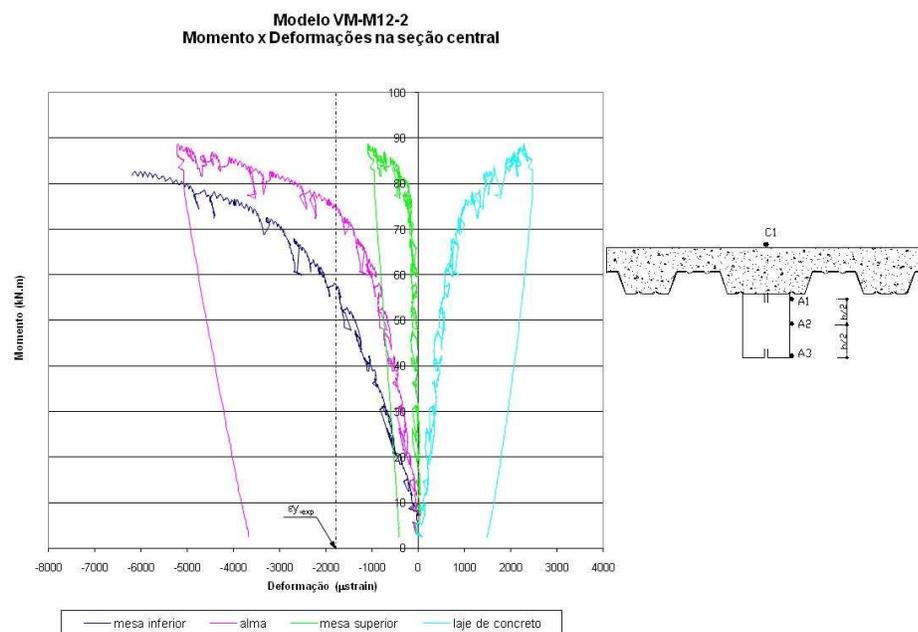


Figura 5.63 – Momento x deformações na seção central (valores médios), modelo Viga VMM12-2

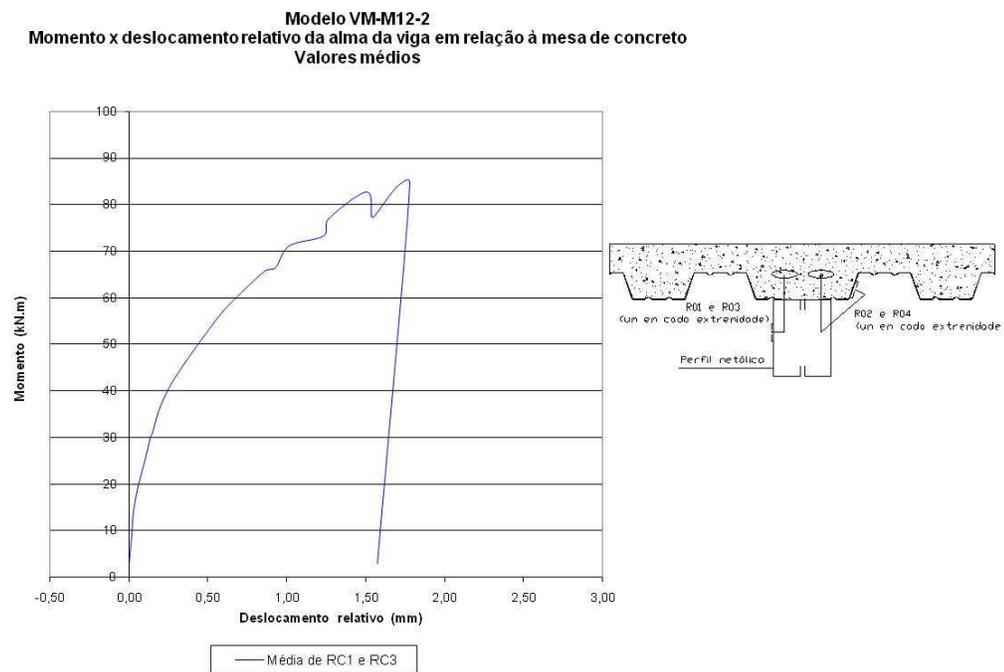


Figura 5.64 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores RC1 e RC3 (valores médios), modelo VMM12-2

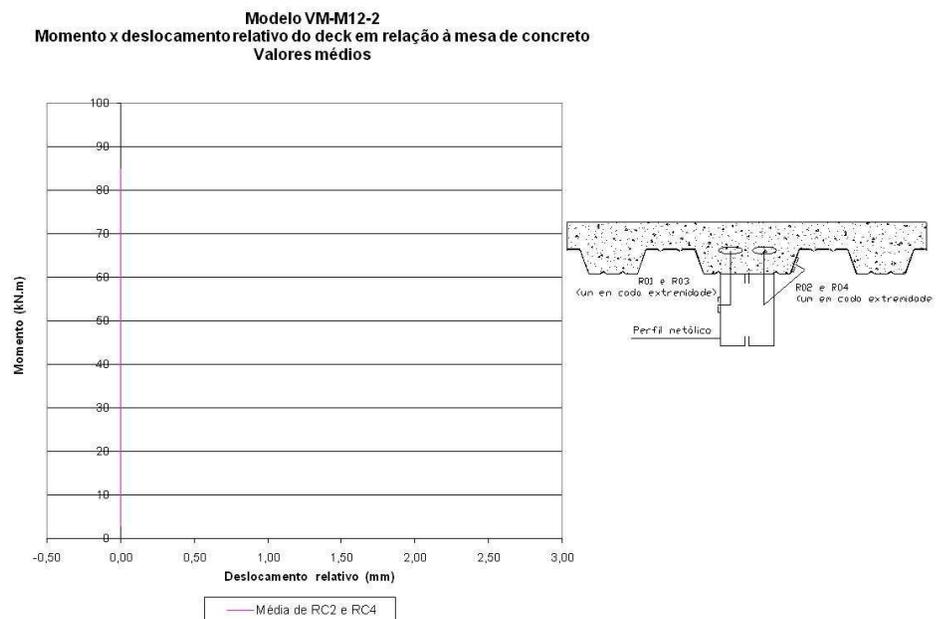


Figura 5.65 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores RC2 e RC4 (valores médios), modelo VMM12-2

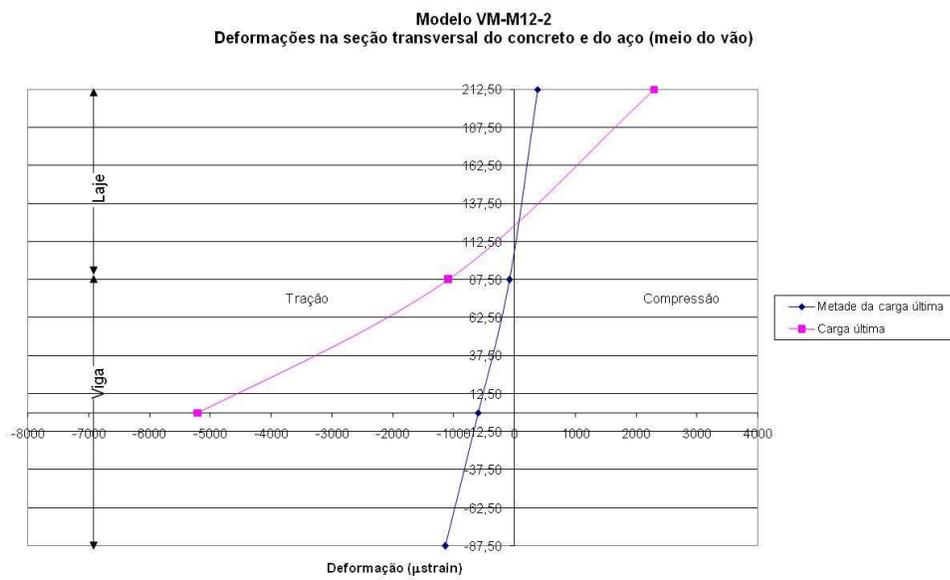


Figura 5.66 – Deformações na seção transversal do concreto e do aço, no meio do vão (valores médios), modelo Viga VMM12-2

## b) Vigas com Rebite M14

### Viga VMM14-1

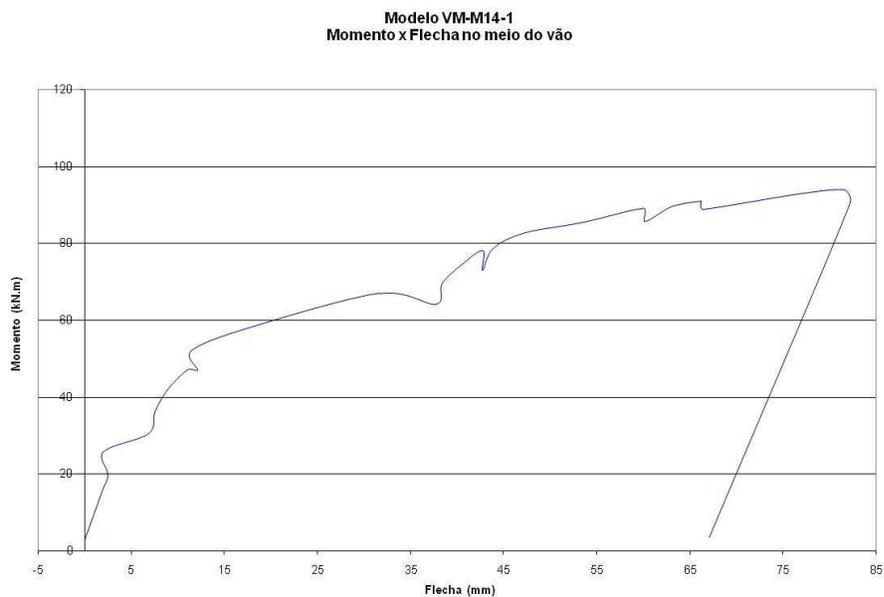


Figura 5.67 – Momento x flecha no meio do vão, modelo VigaVMM14-1

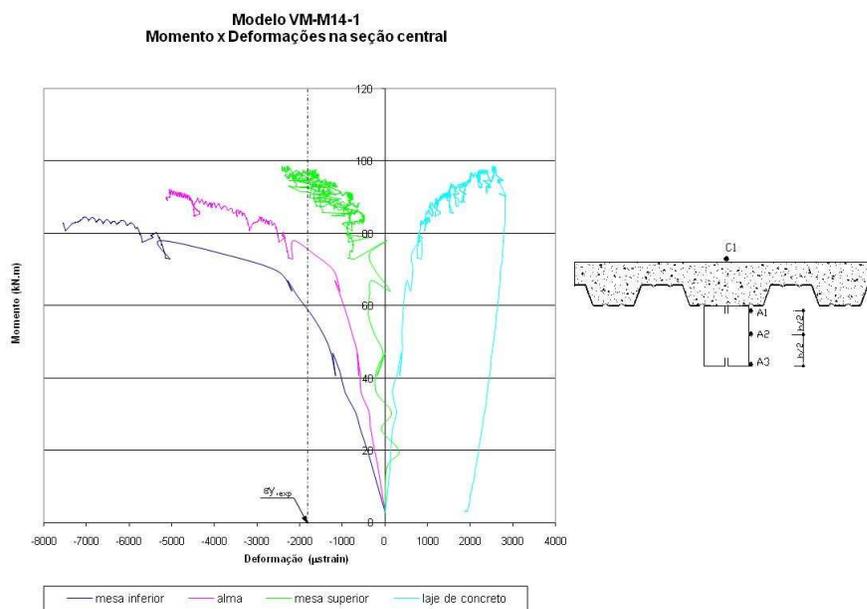


Figura 5.68 – Momento x deformações na seção central (valores médios), modelo Viga VMM14-1

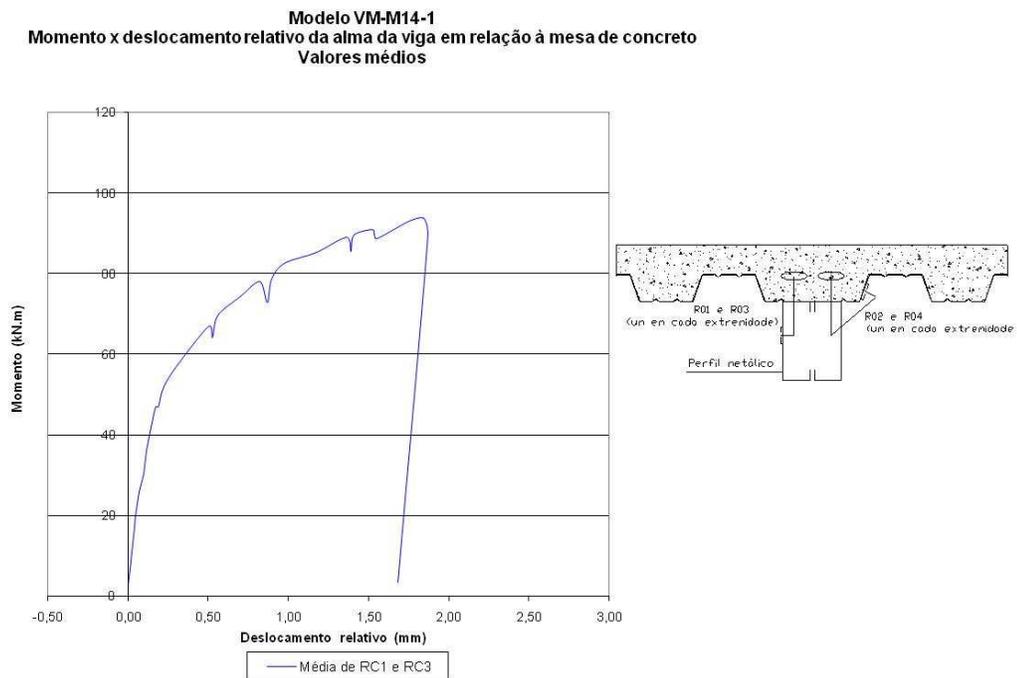


Figura 5.69 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores RC1 e RC3 (valores médios), modelo Viga VMM14-1

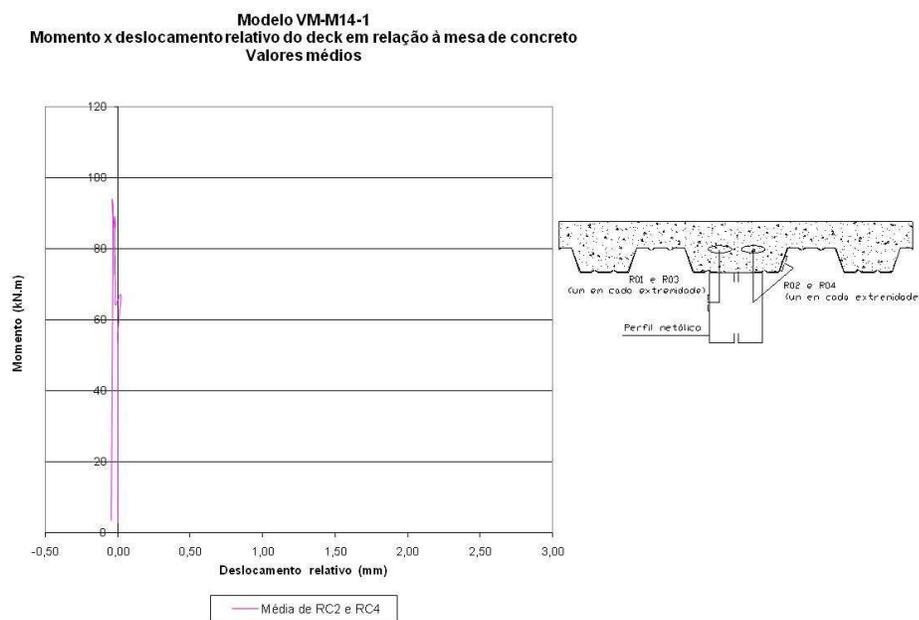


Figura 5.70 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores RC2 e RC4 (valores médios), modelo Viga VMM14-1

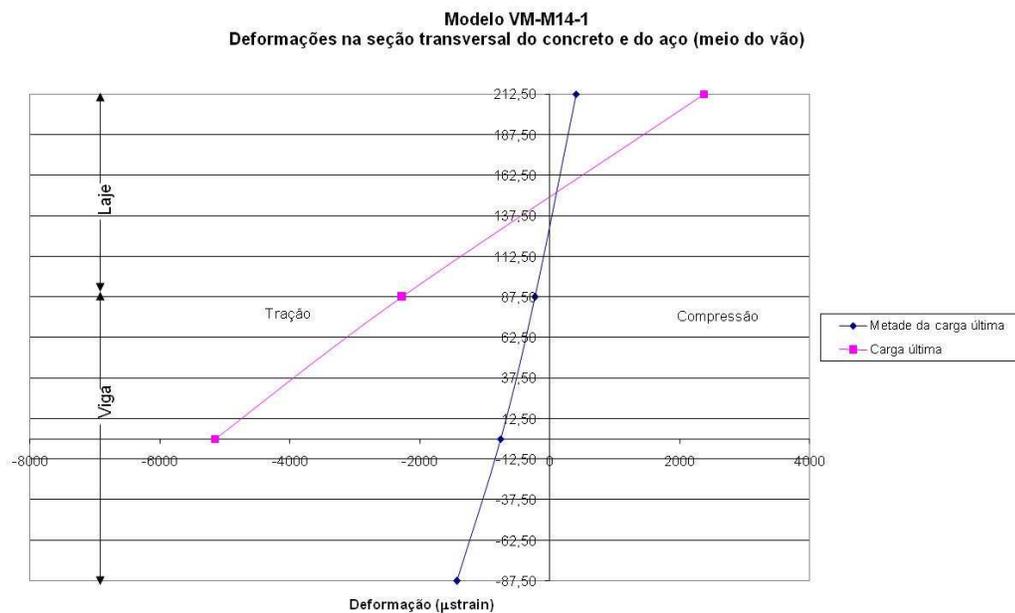


Figura 5.71 – Deformações na seção transversal do concreto e do aço, no meio do vão (valores médios), modelo Viga VMM14-1

## Viga VMM14-2

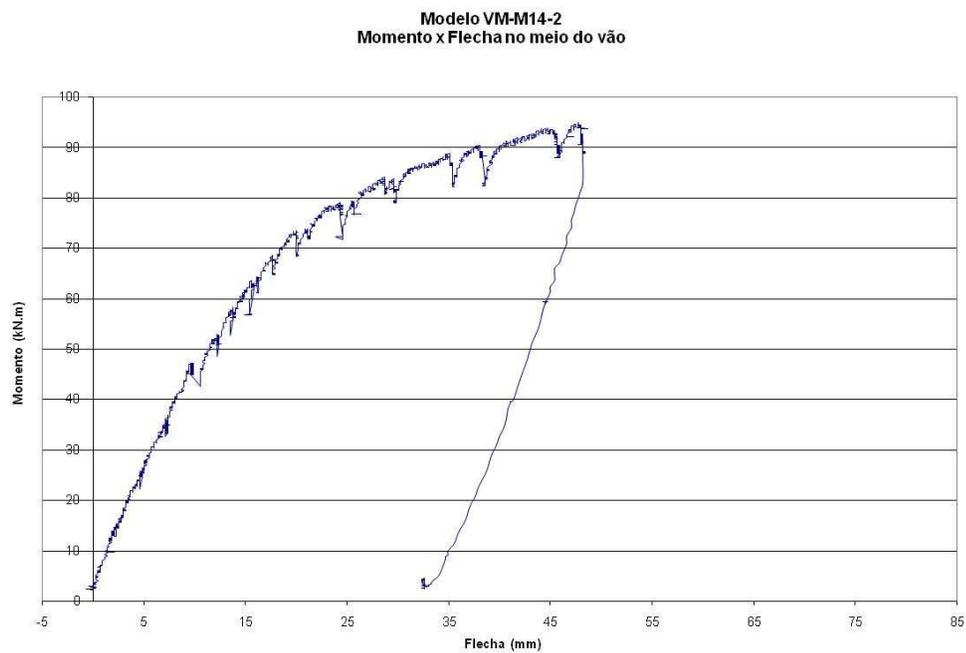


Figura 5.72 – Momento x flecha no meio do vão, modelo VigaVMM14-2

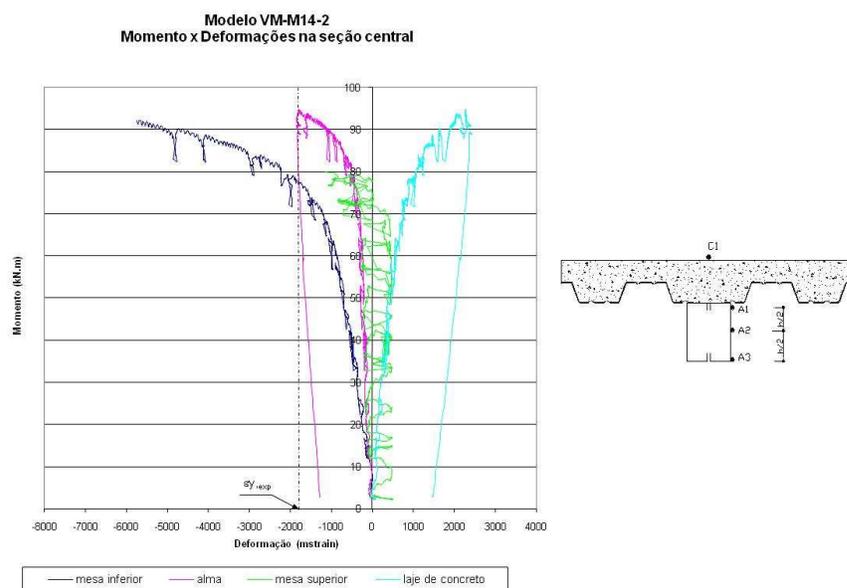


Figura 5.73 – Momento x deformações na seção central (valores médios), modelo Viga VMM14-2

**Modelo VM-M14-2**  
**Momento x deslocamento relativo da alma da viga em relação à mesa de concreto**  
**Valores médios**

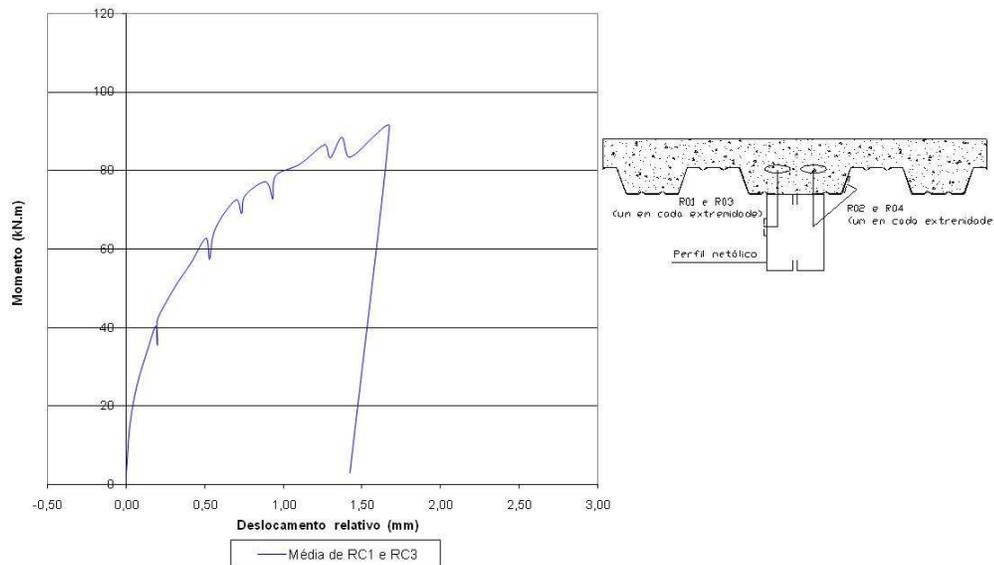


Figura 5.74 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores RC1 e RC3 (valores médios), modelo VMM14-2

**Modelo VM-M14-2**  
**Momento x deslocamento relativo do deck em relação à mesa de concreto**  
**Valores médios**

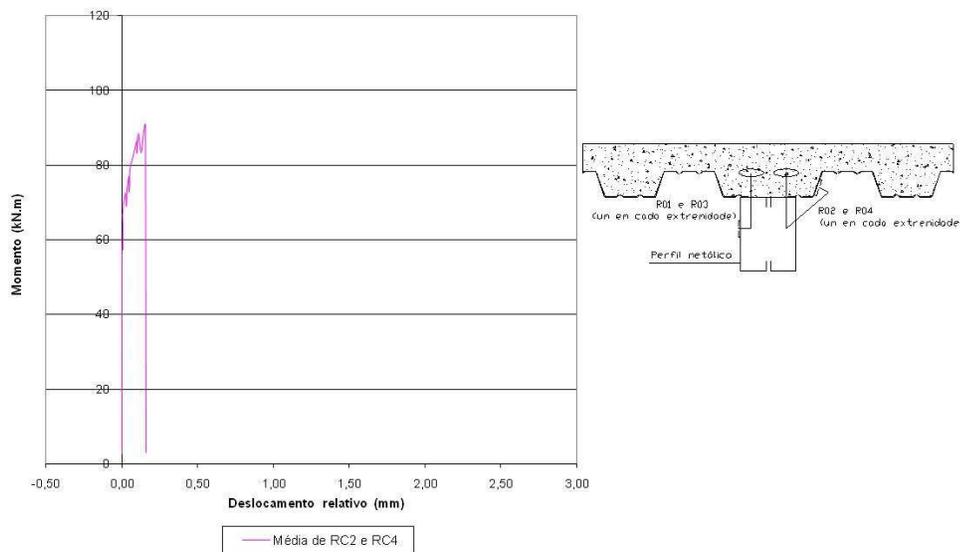


Figura 5.75 – Momento x deslocamento dos relógios comparadores RC2 e RC4 (valores médios), modelo VMM14-2

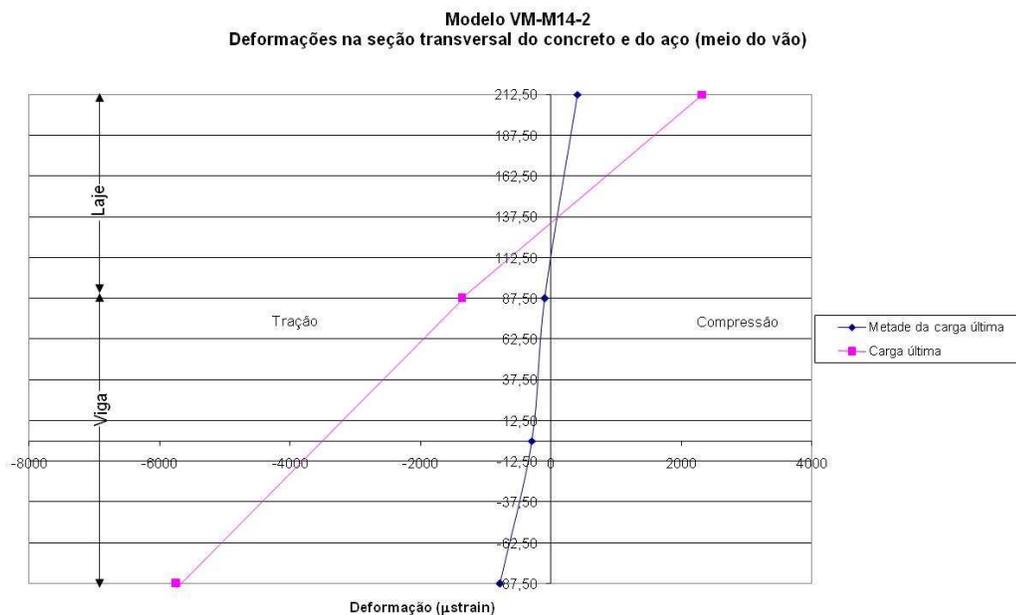


Figura 5.76 – Deformações na seção transversal do concreto e do aço, no meio do vão (valores médios), modelo Viga VMM14-2

### c) Análise dos resultados

As Figuras 5.77 e 5.78 apresentam graficamente uma comparação entre os resultados obtidos nos ensaios dos quatro modelos de viga mista com laje mista.

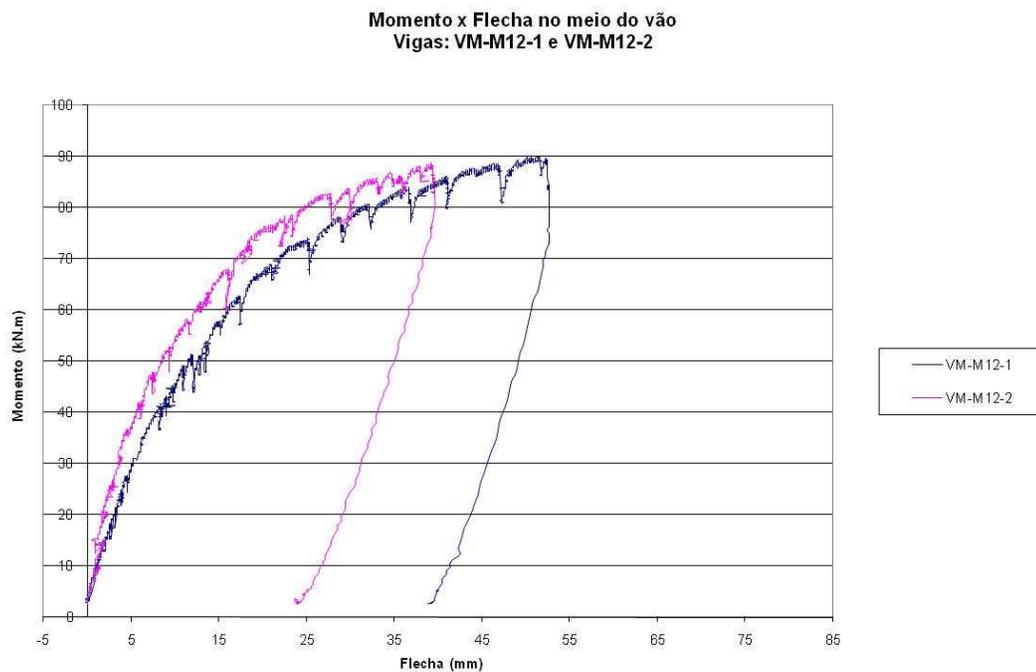


Figura 5.77 – Momento x flecha no meio do vão, Vigas com Rebite M12

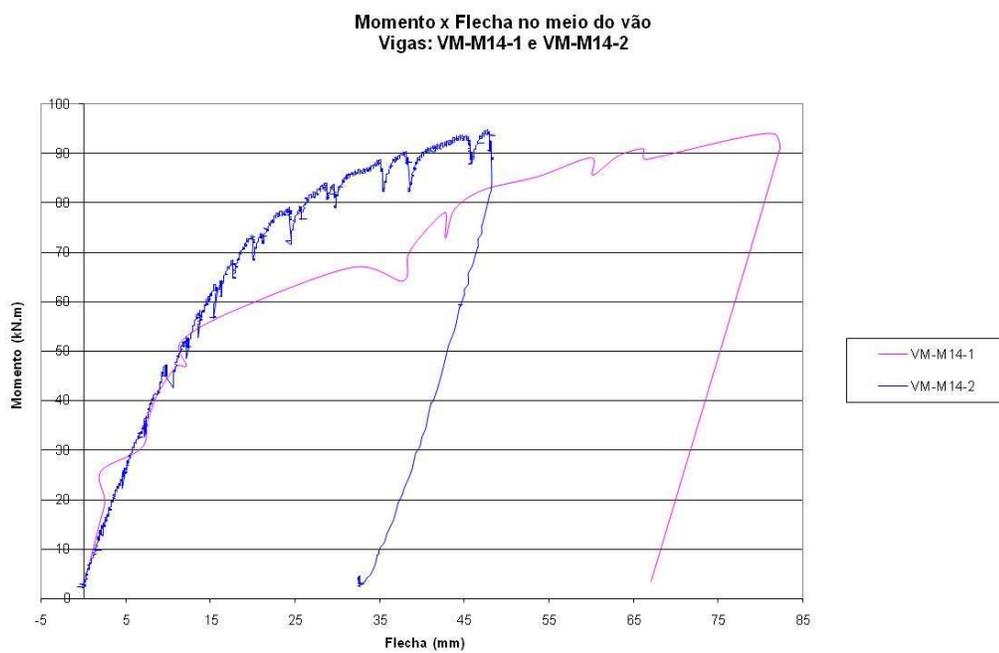


Figura 5.78 – Momento x flecha no meio do vão, Vigas com Rebite M14

Comparando entre si os resultados apresentados pelos modelos com diâmetros diferentes de conectores (modelos VM-M12-1 e VM-M12-2, com conectores M12; modelos VM-M14-1 e VM-M14-2, com conectores M14), abstraindo o modelo VMM14-1 por ter apresentado problemas nas leituras da flecha da seção central a partir da carga de serviço, pode-se verificar nas Figuras 5.77 e 5.78 que há uma grande similaridade entre os correspondentes comportamentos experimentais dos modelos.

Quanto ao modelo VM-M14-1, verifica-se que os problemas de leituras com as flechas iniciaram-se a partir do momento fletor de 54 kN.m, quando começou a ocorrer discrepâncias entre sua resposta e as dos demais modelos. Assim, os resultados relacionados com a flecha desse modelo servem apenas para a definição de seus momentos de serviço e de colapso.

Comparando-se as cargas máximas alcançadas em todos os ensaios, verifica-se que os modelos com rebites M14 apresentaram cargas de colapso ligeiramente maiores que as das vigas com rebites M12. Comparando os resultados de modelos idênticos, verifica-se que suas cargas de colapso são praticamente iguais.

Em todos os ensaios, o carregamento foi paralisado e levado a zero logo após ser atingida a carga de colapso experimental – para se evitar danos à montagem, uma vez que, para grandes deformações (vide Figura 5.79), os roletes dos apoios ficavam na iminência de perder contato com as placas metálicas de apoio nos blocos de concreto.



Figura 5.79 – Deformada do modelo VM-M12-2 durante ensaio

Para a Viga VM-M12-1, as cargas em linha foram aplicadas sobre toda a largura da laje. Verificou-se que este tipo de aplicação de carga poderia estar comprometendo o ensaio, precipitando o estado limite último (E.L.U.) caracterizado pelo surgimento de fissura longitudinal na face superior da laje de concreto, conforme mostra a Figura 5.80. Passou-se então a aplicar o carregamento somente na faixa da laje em contato com a mesa da viga, de acordo com a Figura 5.81. Com esta mudança observou-se que os modelos atingiram seu colapso sem a ocorrência da fissura longitudinal observada na VM-M12-1, exceto o modelo VM-M14-2, que apresentou um padrão de fissuras transversais e longitudinal, esta em um dos terços da largura da laje, conforme Figura 5.81.

A Figura 5.82 ilustra o padrão de fissuras de retração presente em alguns dos modelos ensaiados.



Figura 5.80 – Fissuras do modelo VMM12-1 durante ensaio, notando-se também o carregamento em linha em toda a largura da laje e a fissura longitudinal central devida a este



Figura 5.81 – Modelo VMM14-2 durante ensaio, notando-se o carregamento aplicado na largura do contato da laje com a viga metálica e algumas fissuras durante o ensaio



Figura 5.82 – Fissuras de retração

As Figuras 5.59, 5.64, 5.69 e 5.74 apresentam as relações momento *versus* deslizamento relativo entre o perfil de aço e o concreto da laje nas extremidades das vigas (*end-slip*), sendo apresentadas as médias das leituras entre os RC's de cada extremidade. As Figuras 5.60, 5.65, 5.70 e 5.75 apresentam as relações momento *versus* deslizamento relativo entre o deck metálico e o concreto da laje nas extremidades das vigas (*end-slip*), sendo apresentadas as médias das leituras entre os RC's de cada extremidade.

Considerando a carga de serviço relacionada com o deslocamento limite recomendado pela ABNT NBR 14762 (2001) (flecha máxima no meio do vão  $\leq L/300 = 11,6$  mm, sendo  $L=3500$  mm o vão teórico entre apoios), determina-se para as vigas VM-M12-1, VM-M12-2, VM-M14-1 e VM-M14-2 os momentos de serviço iguais a 50kN.m, 59kN.m, 54kN.m e 50kN.m, respectivamente.

Sendo possível uma analogia com o comportamento das lajes mistas, vê-se que apenas as vigas com conectores M12 atingiram o *end-slip* de 0,5mm com momentos ligeiramente menores que os correspondentes momentos de serviço. As vigas com conectores M14 atingiram o *end-slip* de 0,5mm com momentos bem superiores aos seus momentos de serviço. Verifica-se ainda que, em todas as vigas, o *end-slip* de 1,5 mm ocorreu no limiar de seus respectivos momentos de colapso.

Quanto ao deslocamento horizontal relativo de extremidade entre o deck metálico e o concreto da laje, verifica-se que em todos os modelos tal deslizamento foi praticamente nulo, ocorrendo interação completa ao cisalhamento entre a fôrma de aço e concreto, conforma pode ser visto nas Figuras 5.70 e 5.75. Apenas o modelo VM-M14-2 apresentou valores que se aproximam de 0,2 mm ao longo de todo o ensaio, sem a ocorrência da quebra da ligação química entre a fôrma e o concreto - uma vez que não foram observadas fissuras de flexão na laje mista.

Considerando para a deformação específica no escoamento do aço do perfil,  $\epsilon_{y \text{ exp}}$ , o valor medido de  $1820 \times 10^{-6}$ , calculado com  $E_a = 205000 \text{ MPa}$ , nota-se nas Figuras 5.58, 5.63, 5.68 e 5.73 - que apresentam as relações momento *versus* deformações na seção central do modelo - que, tanto na mesa inferior quanto à meia-altura da alma de todos os modelos de viga, foram medidas deformações específicas maiores que  $\epsilon_{y \text{ exp}}$ . Nos modelos VM-M14-1 e VM-M14-2 toda a seção central do perfil alcançou o regime de escoamento do aço, já que a região superior da alma, próxima da dobra da mesa superior, também atingiu  $\epsilon_{y \text{ exp}}$  (Figuras 5.68 e 5.73).

As Figuras 5.61, 5.66, 5.71 e 5.76 apresentam esquemas que sugerem a distribuição das deformações medidas na seção central das vigas ensaiadas, incluindo as da face superior da laje mista concreto, para valores correspondentes à metade da carga de colapso e ao valor da carga de colapso. Notam-se nessas figuras as deformações ao longo da altura do perfil metálico e a deformação máxima medida na face superior da laje de concreto, que superou ligeiramente o valor de  $2000 \times 10^{-6}$ .

A partir das verificações anteriormente apresentadas, pode-se inferir que o colapso de todas as vigas com lajes mistas foi caracterizado pelo escoamento da seção central do perfil metálico, situando a linha neutra da seção mista nas proximidades da mesa superior do perfil metálico.

A Tabela 5.4 apresenta os valores experimentais dos momentos de serviço e momentos de colapso de todas as vigas mistas com lajes mistas.

Tabela 5.4 – Momentos experimentais de serviço e de colapso das vigas mistas com lajes mistas

<b>Modelo de viga mista com lajes mistas</b>	<b>Momento experimental de serviço (kN.m)</b>	<b>Momento experimental de colapso (kN.m)</b>
VM-M12-1	50	90
VM-M12-2	59	89
VM-M14-1	54	94
VM-M14-2	50	95

No anexo B são apresentadas diversas fotos dos modelos ensaiados na presente pesquisa, onde podem ser notados importantes detalhes antes e depois do ensaio, inclusive após a remoção do concreto dos mesmos.

# 6

## ANÁLISE DOS RESULTADOS E PREVISÕES TEÓRICAS

### 6.1 Introdução

Visando à proposição de critérios de dimensionamento específicos para as vigas mistas de aço e de concreto com PFF, foram feitas análises estatísticas e de regressão múltipla considerando os resultados experimentais dos modelos ensaiados e analisados na presente pesquisa. Os resultados das análises estatísticas encontram-se no Anexo C - para os modelos de viga mista com painéis de CCA, e no Anexo D - para os modelos de viga mista com lajes mistas com deck metálico. No presente capítulo são apresentados os resultados das análises de regressão múltipla, com base nas prescrições da ABNT NBR 8800(1986) e de seu projeto de revisão, de setembro de 2006.

## 6.2 Análise de regressão com todos os resultados

O objetivo principal da análise de regressão é a calibração dos modelos de cálculo da resistência dos conectores de cisalhamento estudados na presente pesquisa, a partir dos ensaios *push out* e diretamente por meio de ensaios de vigas mistas em escala natural. Neste caso, foram utilizados os resultados dos ensaios realizados nesta pesquisa, incluindo os pré-ensaios executados quando da elaboração do Projeto da presente Tese (BREMER, 2003) e os resultados obtidos por OLIVEIRA (2001).

### 6.2.1 Cálculo da resistência dos conectores a partir dos ensaios de vigas mistas

Empregando-se as Equações 6.1 e 6.2, foram calculados analiticamente os momentos fletores resistentes com valores experimentais dos parâmetros envolvidos, considerando-se a interação total.

$$M_{R,exp} = (A \cdot f_y) \left( d_1 + t_c - \frac{a}{2} \right) \text{ para vigas com painéis de CCA} \quad (6.1)$$

$$M_{R,exp} = (A \cdot f_y) \left( d_1 + h_F + t_c - \frac{a}{2} \right) \text{ para vigas mistas com lajes mistas} \quad (6.2)$$

A Tabela 6.1 apresenta os resultados dos cálculos realizados para todos os modelos utilizados nesta análise.

Tabela 6.1– Momentos fletores resistentes dos modelos considerados na análise de regressão

	<b>Modelo</b>	$M_{R,exp}$ (kN.cm)	$M_{ensaio}$ (kN.cm)
OLIVEIRA (2001)	VM Mod 4	7912,98	4590
	VM Mod 6		4900
BREMER (2001)	VM-PRE 1	7912,98	2600
	VM-PRE 2		4590
PRESENTE PESQUISA	Viga CCA 01	12996,60	9693,28
	Viga CCA 02	13118,90	10793,45
	Viga CCA 03	13390,67	12498,17
	Viga CCA 04	13385,94	11686,39

Comparando os resultados apresentados na Tabela 6.1, verifica-se que em todos os modelos o momento fletor resistente calculado resultou maior que o correspondente momento fletor de colapso determinado via ensaio ( $M_{R,exp} > M_{ensaio}$ ). Assim, chegou-se à conclusão de que em todos os ensaios ocorreu a interação parcial entre o perfil de aço e a laje da viga mista.

Com a condição de interação parcial, devem ser consideradas duas linhas neutras plásticas (LNP) na seção transversal da viga mista. A primeira, LNP1, localiza-se na laje de concreto. A segunda linha neutra, LNP2, encontra-se no perfil de aço e sua posição depende do equilíbrio entre a força de tração e as forças de compressão, podendo estar localizada:

- a) Nas almas do perfil;
- b) Nos enrijecedores da mesa superior do perfil;
- c) Na mesa do perfil;

Em cada uma das três situações, calculam-se os momentos estáticos da área comprimida,  $Q_1$ , e da área tracionada,  $Q_2$ , do perfil metálico em relação ao centróide da seção completa (LNP2 nas almas ou nos enrijecedores da mesa superior) ou em relação à fibra superior do perfil (LNP2 na mesa do perfil). Deste modo, o momento fletor resistente relacionado com os parâmetros experimentais,  $M_{R,exp}$ , pode ser calculado pelo equilíbrio de momentos na seção, conforme Equação 6.3.

$$M_{R,exp} = C \left( d_1 + t_c - \frac{a}{2} \right) + Q_1 \cdot f_{y,exp} - Q_2 \cdot f_{y,exp} \quad (6.3)$$

Onde:

$C$  é a força de compressão na parte superior da laje de concreto;

$d_1$  é a distância do centro de gravidade da seção da viga de aço até a face superior da viga;

$t_c$  é a espessura da laje;

$Q_1$  é o momento estático da parte comprimida do perfil;

$Q_2$  é o momento estático da parte tracionada do perfil;

$f_{y,exp}$  é a resistência ao escoamento experimental do perfil de aço.

Substituindo  $M_{R,exp}$  por  $M_{ensaio}$  na Equação 6.3, pode-se determinar o valor da resistência experimental do conector de cisalhamento com base no resultado do ensaio da correspondente viga mista.

A seguir é apresentada a determinação de  $M_{R,exp}$  da Viga CCA 02 (Tipo I).

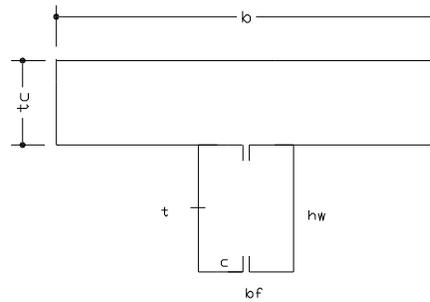


Figura 6.1 - Seção transversal típica da viga mista com painéis de CCA, mostrando alguns parâmetros geométricos

Para esse modelo tem-se os seguintes valores experimentais:

$$h_w = 188,67 \text{ mm}$$

$$b_f = 146 \text{ mm}$$

$$t = 2,2 \text{ mm}$$

$$c = 25 \text{ mm}$$

$$A = 16,29 \text{ cm}^2$$

$$f_{ck} = 22,73 \text{ MPa}$$

$$b = 102,67 \text{ cm}$$

$$t_c = 13,43 \text{ cm}$$

$$f_{y,exp} = 373,6 \text{ MPa}$$

$$M_{ensaio} = 10.793,45 \text{ kN.cm}$$

a) Supondo que a LNP2 se situe na alma do perfil metálico, conforme Figura 6.2, tem-se:

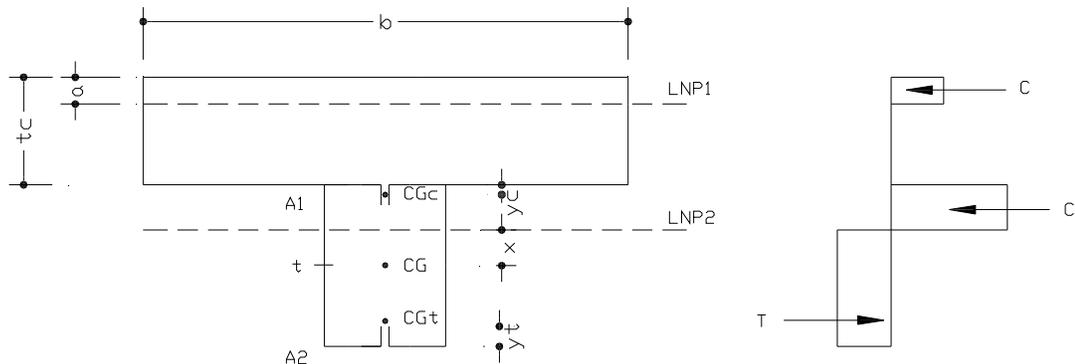


Figura 6.2 – LNP2 passando na alma do perfil metálico

O perfil metálico é então dividido em duas áreas: uma comprimida, A1, e outra tracionada, A2.

O valor da força de compressão C é igual ao valor da força F nos conectores.

Considerando valores experimentais a distância da linha neutra, LNP1, da laje à face da mesma é dada por:

$$a = \frac{F}{(f_c \cdot b)_{\text{exp}}} \quad (6.4)$$

Tem-se que:

$$A_2 + A_1 = A_{\text{perfil}} \quad (6.5)$$

Com a LNP2 localizada na alma do perfil metálico, as áreas A1 e A2 são definidas por:

$$A_1 = \frac{A}{2} - 2tx$$

$$A_2 = \frac{A}{2} + 2tx$$
(6.6)

Assim,

$$(A_2 - A_1) = 4tx$$
(6.7)

Como

$$F = (A_2 - A_1) \cdot f_{y,\text{exp}}$$

$$F = 4tx \cdot f_{y,\text{exp}}$$

$$x = \frac{F}{4t f_{y,\text{exp}}}$$
(6.8)

Assim pode-se determinar a posição  $x$ , de LNP2 ao centro de gravidade (CG) da seção.

Para o cálculo dos momentos estáticos, a determinação das propriedades da seção do perfil é efetuada empregando-se o “método linear”, artifício de cálculo que considera que todo o material está concentrado na linha média da seção (linha esqueleto) e os elementos são tratados - isoladamente - como linhas retas (parte plana) ou curvas (dobras). Os valores assim obtidos são multiplicados pela espessura  $t$ , de maneira a obter as propriedades geométricas de interesse.

Quanto às dobras do perfil, os parâmetros a serem considerados são:

- Raio interno da dobra:  $r = t = 2,2\text{mm}$
- Raio da linha de esqueleto:  $R = 1,5r = 3,3\text{ mm}$
- Comprimento da linha de esqueleto da dobra:  $1,57R = 5,18\text{mm}$
- Área da dobra:  $A = 5,18t = 11,39\text{ mm}^2$
- Distância do centróide da dobra até o centro da dobra:  $c=0,637R = 2,10\text{ mm}$

Calculando com os valores experimentais o momento estático de metade área da seção transversal em relação ao centróide da seção total, tem-se:

$$Q = 2,2 \cdot \left[ 2 \cdot \frac{89,94^2}{2} + 2 \cdot 64,2 \cdot 93,24 + 2 \cdot 20,6 \cdot 79,64 + 4 \cdot 5,18(89,94 + 2,10) \right]$$

$$Q = 55.548,80 \text{ mm}^3 = 55,55 \text{ cm}^3$$

O Momento estático da área A1 relacionado ao centróide do perfil é:

$$Q_1 = 55,55 - 0,22x^2$$

O Momento estático área A2 relacionado ao centróide do perfil é:

$$Q_2 = -55,55 + 0,22x^2$$

$$M_{R,\text{exp}} = C \left( d_1 + t_c - \frac{a}{2} \right) + Q_1 \cdot f_{y,\text{exp}} - Q_2 \cdot f_{y,\text{exp}}$$

$$M_{R,\text{exp}} = F \left( d_1 + t_c - \frac{F}{2 \cdot (f_{ck} \cdot b)_{\text{exp}}} \right) + (55,55 - 0,22x^2) \cdot f_{y,\text{exp}} - (-55,55 + 0,22x^2) \cdot f_{y,\text{exp}}$$

Fazendo  $M_{R,\text{exp}} = M_{\text{ensaio}}$ :

$$10793,45 = F \left( 9,43 + 13,43 - \frac{F}{2 \cdot 2,273 \cdot 102,67} \right) + 2 \cdot (55,55 - 0,22x^2) \cdot 37,36$$

Como  $x = \frac{F}{4f_{y,\text{exp}}}$ , tem-se:

$$10793,45 = F \left( 9,43 + 13,43 - \frac{F}{2 \cdot 2,273 \cdot 102,67} \right) + 2 \cdot \left( 55,55 - 0,22 \cdot \frac{F^2}{16 \cdot 0,22^2 \cdot 37,36^2} \right) \cdot 37,36$$

Resolvendo-se a equação acima para F, encontram-se os valores:

$F' = 431,47 \text{ kN}$  e o respectivo  $x' = 13,12 \text{ cm}$

$F'' = 889,91 \text{ kN}$  e o respectivo  $x'' = 27,07 \text{ cm}$

Tanto o valor de  $x'$  quanto de  $x''$  são impossíveis fisicamente, pois não fornecem uma LNP2 na alma do perfil.

b) Supondo que a LNP2 se situe na mesa do perfil metálico:

$$A_1 = 2,6,86x$$

$$A_2 = A - 2,6,86x$$

$$F = (A_2 - A_1) \cdot f_{y,exp}$$

$$F = (A - 4,6,86x) \cdot f_{y,exp}$$

$$M_{R,exp} = C \left( d_1 + t_c - \frac{a}{2} \right) + Q_1 \cdot f_{y,exp} - Q_2 \cdot f_{y,exp}$$

$$10793,45 = (A - 4,6,86x) f_{y,exp} \left( d_1 + t_c - \frac{F}{2(f_{ck} \cdot b)_{exp}} \right) + \left[ 2,6,86x \left( 9,43 - \frac{x}{2} \right) \right] f_{y,exp} -$$

$$\left[ -2,6,86x \left( 9,43 - \frac{x}{2} \right) \right] f_{y,exp}$$

$$10793,45 = (A - 4,6,86x) f_{y,exp} \left( d_1 + t_c - \frac{F}{2(f_{ck} \cdot b)_{exp}} \right) + \left[ 4,6,86x \left( 9,43 - \frac{x}{2} \right) \right] f_{y,exp}$$

$$10793,45 = (16,29 - 27,44x) \cdot 37,36 \left( 9,43 + 13,43 - \frac{(A - 4,6,86x) \cdot 37,36}{2 \cdot 2,273 \cdot 102,67} \right) + \left[ 27,44x \left( 9,43 - \frac{x}{2} \right) \right] \cdot 37,36$$

Resolvendo-se a equação acima para x, encontra-se o valor válido  $x=0,200\text{mm}$  e o respectivo  $F=403,56\text{kN}$ .

A Figura 6.3 apresenta o esquema da distribuição do esforço cortante em meio vão. Neste caso, o vão de cisalhamento é igual a  $L' = 940 + 600 \div 2 = 1240\text{ mm}$ , ao longo do qual estão instalados 5 conectores U simples.

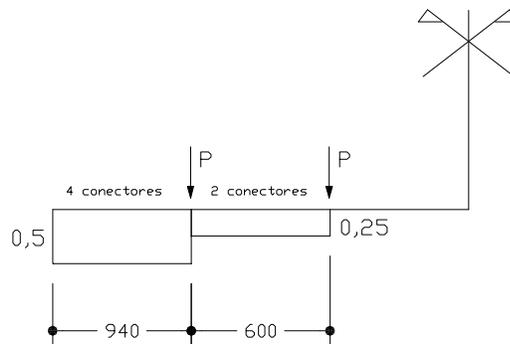


Figura 6.3 – Diagrama de esforço cortante e distribuição dos conectores na Viga CCA

Desta forma, tem-se:

$$C=F=403,56\text{kN}$$

$$4q_n + 1q_n = 403, \text{kN}$$

$$\therefore q_n = 80,71 \text{ kN}$$

Na Tabela 6.2 são apresentados os valores encontrados para  $q_n$  de todos os modelos de vigas mistas com painéis de CCA e na Tabela 6.3 os valores de  $q_n$  de todos os modelos de vigas mistas com lajes mistas.

Tabela 6.2 – Valores de  $q_n$  determinados para os modelos de vigas mistas com painéis de CCA

<b>Modelo</b>	<b><math>q_n</math> (kN)</b>
Viga CCA 01	62,82
Viga CCA 02	80,71
Viga CCA 03	65,49
Viga CCA 04	58,12

Tabela 6.3 – Valores de  $q_n$  determinados para os modelos de vigas mistas com lajes mistas

<b>Modelo</b>	<b><math>q_n</math> (kN)</b>
VM-M12-1	15,70
VM-M12-2	15,70
VM-M14-1	16,62
VM-M14-2	17,08

Na Tabela 6.4 são apresentados os valores de  $q_n$  determinados para os pré-ensaios de vigas mistas executados quando da elaboração do Projeto da presente Tese (BREMER, 2003) e os modelos ensaiados por OLIVEIRA (2001).

Tabela 6.4 - Valores de  $q_n$  determinados para os modelos de vigas mistas ensaiados por OLIVEIRA (2001) e BREMER (2003)

	<b>Modelo</b>	<b><math>q_{n,ensaio}</math></b> (kN)
OLIVEIRA (2001)	VM Mod 4	21,00
	VM Mod 6	27,00
BREMER (2003)	VM-PRE 1	27,00
	VM-PRE 2	21,00

### 6.2.2 Análises de regressão

Nesta seção, descreve-se o procedimento adotado para a calibração das formulações para as previsões teóricas da resistência dos conectores de cisalhamento U simples e parafuso sextavado combinado com rebite tubular com rosca interna.

Segundo DAVIES(1969), OGUEJIOFOR e HOSAIN (1994, 1997) e MEDBERRY e SHAHROOZ (2002) *apud* OLIVEIRA (2007), outros autores já obtiveram sucesso no ajuste de modelos empíricos para estimar a resistência de conectores de cisalhamento, utilizando Regressão Múltipla, incluindo OLIVEIRA (2007) que, recentemente, concluiu na UFMG sua dissertação de mestrado sobre o conector dentado *Crestbon-PL*.

O software utilizado nesta pesquisa é o STATISTICA 7, que faz várias análises de regressão, tendo sido realizada a análise de regressão múltipla.

O objetivo geral da regressão múltipla (este termo foi primeiramente usado por Pearson, em 1908) é compreender a relação entre variáveis independentes e variáveis dependentes. O problema geral que precisa ser resolvido em uma análise de regressão múltipla é passar uma reta por certo número de pontos.

No caso mais simples – uma variável dependente e outra independente – isso pode ser visualizado em um gráfico x-y, onde x é a variável independente e y é a variável dependente. A reta é traçada de modo que os desvios quadrados dos pontos observados em relação à reta sejam minimizados. Assim, este procedimento é também referido como *estimação dos mínimos quadrados*.

Uma linha em um espaço bidimensional (ou espaço com duas variáveis) é definida pela equação  $y = a + bx$ , onde a variável y é expressa em função da constante a e uma inclinação b vezes a variável x. A constante a é também chamada de ponto de interseção com o eixo y e a inclinação b como o coeficiente de regressão, ou coeficiente  $\beta$ . Nesta equação os coeficientes de regressão (ou coeficientes  $\beta$ ) representam as contribuições independentes de cada variável independente à previsão da variável dependente.

A linha de regressão expressa a melhor previsão da variável dependente y, dadas as variáveis independentes x. Entretanto, a natureza é raramente (se alguma vez) perfeitamente previsível, e usualmente há uma variação substancial dos pontos observados em torno da linha de regressão ajustada. O desvio de um ponto particular em relação à linha de regressão (ou valor previsto) é chamado de valor residual. Quanto menor a variabilidade dos valores residuais em torno da linha de regressão relativa a todas as variações, melhor será a previsão.

Antes de tudo é necessário que a relação assumida entre as variáveis seja linear e que os desvios sejam distribuídos normalmente.

Significados dos parâmetros utilizados pelo programa:

**R<sup>2</sup>:** contém a determinação do coeficiente que mede a redução da variação total da variável dependente devido às variáveis independentes múltiplas;

**R<sup>2</sup> ajustado:** é interpretado similarmente ao valor de R<sup>2</sup>, exceto pelo fato de R<sup>2</sup> ajustado levar em consideração o número de graus de liberdade;

**Erro padrão da estimativa:** Mede a dispersão dos valores observados em relação à reta de regressão.

### 6.2.2.1 Regressão múltipla para os conectores U simples

Segundo a ABNT NBR 8800 (1986), a resistência do conector U laminado é dada pela Equação 6.9:

$$q_n = 0,0365 \cdot (t_f + 0,5t_w) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (6.9)$$

Já o Projeto de revisão da ABNT NBR 8800, de setembro de 2006, admite, além do perfil U laminado, o uso do perfil U formado a frio.

Foram então propostas três equações empíricas, apresentadas a seguir:

$$q_n = \beta_1 \cdot t \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (6.10)$$

$$q_n = \beta_2 \cdot t \cdot L_{cs} \cdot h_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (6.11)$$

$$q_n = \beta_3 \cdot t \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck}} / h_{cs} \quad (6.12)$$

A Equação 6.10 considera as influências geométricas da espessura da chapa do conector,  $t$ , seu comprimento  $L_{cs}$  e a resistência à compressão do concreto,  $f_{ck}$ . Nas equações (6.11) e (6.12) estão também incluídas as influências da altura do conector,  $h_{cs}$ .

Para a massa de dados da análise de  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  e  $\beta_3$  foram considerados os resultados de ensaio das vigas mistas e *push out* de OLIVEIRA (2001), os resultados de ensaio das vigas mistas e *push out* de BREMER (2003) e também os modelos com painéis de CCA ensaiados nesta tese. Os dados utilizados estão apresentados na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Cargas nominais de ensaio, propriedades do concreto e dos conectores U simples nos modelos ensaiados

	<b>Modelo</b>	<b>Q<sub>n,ensaio</sub></b> (kN)	<b>f<sub>c</sub></b> (MPa)	<b>t</b> (mm)	<b>L<sub>cs</sub></b> (mm)	<b>h<sub>cs</sub></b> (mm)
OLIVEIRA (2001)	PS Mod2	80,80	27,50	3,01	90,12	50,03
	PS Mod 8	81,00	28,10	3,09	90,05	50,05
	PS Mod 10	82,00	28,10	3,03	90,04	50,05
	PS Mod 3	90,00	28,40	3,03	90,08	50,06
	PS Mod 4	95,00	28,40	3,02	90,03	50,09
	PS Mod 9	94,75	27,70	3,04	90,09	50,10
	VM Mod 4	21,00	22,20	3,02	90,08	50,03
	VM Mod 6	27,00	24,10	3,02	90,10	50,03
BREMER (2003)	PS-PRE 1	75,64	22,00	3,05	90,09	50,02
	PS-PRE 2	83,82	22,00	3,04	90,07	50,02
	PS-PRE 3	87,78	22,00	3,03	90,08	50,02
	PS-PRE 4	93,39	22,00	3,07	90,04	50,02
	VM-PRE 1	27,00	26,60	3,02	90,07	50,04
	VM-PRE 2	21,00	26,60	3,05	90,06	50,06
PRESENTE PESQUISA	Viga CCA 01	62,82	19,38	3,06	89,63	121,33
	Viga CCA 02	80,71	22,73	3,04	96,99	120,00
	Viga CCA 03	65,49	22,60	3,04	58,34	119,33
	Viga CCA 04	58,12	22,60	3,06	58,73	119,00
PRESENTE PESQUISA	PS-CCA 01	58,15	18,39	3,03	59,58	119,17
	PS-CCA 02	67,65	18,05	3,03	59,58	119,17
	PS-CCA 03	50,76	15,39	3,05	59,58	119,17
	PS-CCA 04	67,92	17,54	3,07	59,58	119,17

Foram feitas 11 análises de regressão múltipla com diversas combinações para cada determinação de  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  e  $\beta_3$ . As Tabelas 6.6, 6.7 e 6.8 resumem as hipóteses feitas e os respectivos valores encontrados.

Tabela 6.6 – Resultados encontrados nas análises de regressão múltipla para determinação de  $\beta_1$

<b>Hipótese</b>	<b>Descrição da hipótese</b>	<b><math>\beta_1</math></b>	<b>R<sup>2</sup> ajustado</b>	<b>Erro padrão</b>
1	Todos os ensaios de vigas mistas e <i>push out</i>	0,0535	86,74%	0,44%
2	Todos os ensaios <i>push out</i>	0,0643	98,32%	0,44%
3	Todos os ensaios de vigas mistas	0,0347	67,96%	0,82%
4	Vigas mistas e <i>push out</i> de BREMER (2003) e OLIVEIRA (2001)	0,0499	84,44%	0,57%
5	Vigas mistas e <i>push out</i> de BREMER (2003)	0,0478	75,75%	1,08%
6	<i>Push out</i> de BREMER (2003)	0,0661	99,26%	0,28%
7	Vigas mistas e <i>push out</i> de OLIVEIRA (2001)	0,0513	87,93%	0,67%
8	<i>Push out</i> de OLIVEIRA (2001)	0,0602	99,37%	0,20%
9	<i>Push out</i> vigas CCA	0,0670	95,95%	0,48%
10	Vigas CCA	0,0603	97,25%	0,51%
11	<i>Push out</i> CCA	0,0811	98,82%	0,44%

Tabela 6.7 – Resultados encontrados nas análises de regressão múltipla para determinação de  $\beta_2$

Hipótese	Descrição da hipótese	$\beta_2$	R <sup>2</sup> ajustado	Erro padrão
1	Todos os ensaios de vigas mistas e <i>push out</i>	0,000731	80,87%	0,0075%
2	Todos os ensaios <i>push out</i>	0,001018	91,83%	0,0081%
3	Todos os ensaios de vigas mistas	0,000471	95,76%	0,0035%
4	Vigas mistas e <i>push out</i> de BREMER (2003) e OLIVEIRA (2001)	0,000997	84,45%	0,0114%
5	Vigas mistas e <i>push out</i> de BREMER (2003)	0,000955	75,72%	0,0215%
6	<i>Push out</i> de BREMER (2003)	0,001322	99,26%	0,0057%
7	Vigas mistas e <i>push out</i> de OLIVEIRA (2001)	0,001025	87,95%	0,0133%
8	<i>Push out</i> de OLIVEIRA (2001)	0,001203	99,38%	0,0039%
9	<i>Push out</i> e vigas CCA	0,000558	95,71%	0,0042%
10	Vigas CCA	0,000502	97,02%	0,0044%
11	<i>Push out</i> CCA	0,000681	98,82%	0,0037%

Tabela 6.8 – Resultados encontrados nas análises de regressão múltipla para determinação de  $\beta_3$

Hipótese	Descrição da hipótese	$\beta_3$	R <sup>2</sup> ajustado	Erro padrão
1	Todos os ensaios de vigas mistas e <i>push out</i>	2,7452	75,56%	33,93%
2	Todos os ensaios <i>push out</i>	3,2516	91,13%	27,03%
3	Todos os ensaios de vigas mistas	1,5411	29,33%	74,14%
4	Vigas mistas e <i>push out</i> de BREMER (2003) e OLIVEIRA (2001)	2,4972	84,44%	28,46%
5	Vigas mistas e <i>push out</i> de BREMER (2003)	2,3921	75,78%	53,79%
6	<i>Push out</i> de BREMER (2003)	3,3088	99,26%	14,25%
7	Vigas mistas e <i>push out</i> de OLIVEIRA (2001)	2,5668	87,90%	33,38%
8	<i>Push out</i> de OLIVEIRA (2001)	3,0161	99,37%	9,83%
9	<i>Push out</i> e vigas CCA	8,0329	96,18%	803,29%
10	Vigas CCA	7,2563	97,46%	58,36%
11	<i>Push out</i> CCA	9,6647	98,82%	52,82%

Observando os resultados apresentados na Tabela 6.8, pode-se verificar grandes dispersões dos valores observados em relação à reta de regressão (Erro padrão) relativamente ao coeficiente  $\beta_3$ . Por isto, seus resultados serão descartados, devendo ser consideradas apenas as análises feitas para a determinação de  $\beta_1$  e  $\beta_2$ , os quais apresentaram valores bem baixos para o Erro padrão.

A partir da análise da Tabela 6.6, verifica-se grandes diferenças entre os resultados para as resistências dos conectores de cisalhamento U simples encontrados diretamente via ensaios “*push out*” e indiretamente determinados a partir dos ensaios dos modelos de viga mista. Na presente pesquisa, essas diferenças podem ser justificadas pela

considerável influência de quatro parâmetros: i) flexibilidade do conector de cisalhamento; ii) ductilidade do conector de cisalhamento; iii) atrito entre o concreto da laje e a mesa superior da viga de aço e iv) distribuição não uniforme do cisalhamento horizontal entre os conectores ao longo da viga. Por isto, nas Tabelas 6.6 e 6.7 são considerados apenas os resultados relativos à hipótese 2, onde a análise é feita para todos os ensaios os modelos “*push out*” sem a participação dos modelos de viga, resultando nos valores de  $\beta_1$  e  $\beta_2$  iguais a 0,0643 e 0,001018, respectivamente.

Nas Figuras 6.4 e 6.5 são feitas comparações entre os valores experimentais dos ensaios “*push out*” e os resultados obtidos com os valores de  $\beta_1$  e  $\beta_2$ .

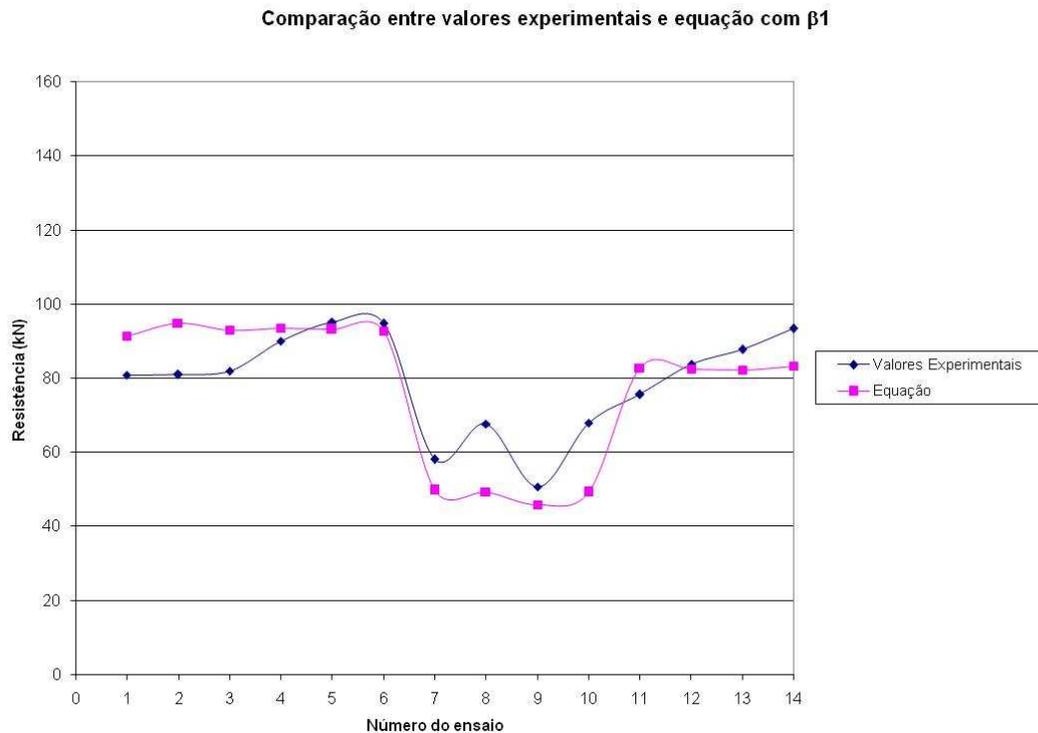


Figura 6.4 – Comparação entre valores experimentais dos ensaios “*push out*” e os resultados obtidos com o uso da Equação 6.10 e  $\beta_1=0,0643$

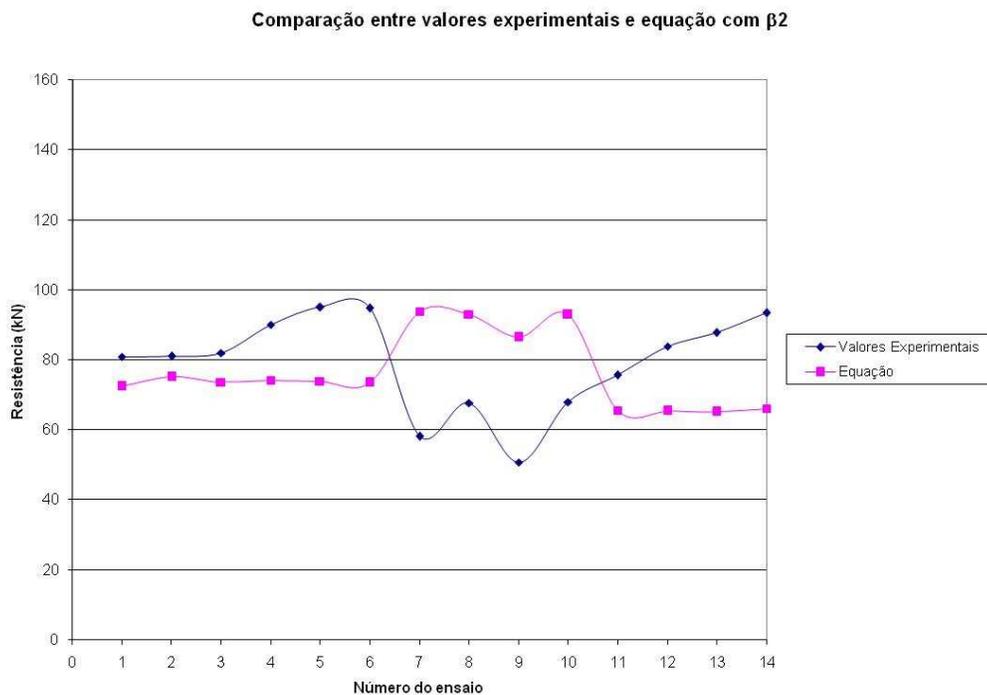


Figura 6.5 – Comparação entre valores experimentais dos ensaios “*push out*” e os resultados obtidos com o uso da Equação 6.11 e  $\beta_2=0,001018$

### 6.2.2.2 Regressão múltipla para o conector parafuso sextavado com rebite tubular com rosca interna

De acordo com o apresentado no capítulo 2, os modos de colapso do conector parafuso sextavado com rebite tubular com rosca interna são:

- a) Ruína do concreto (fendilhamento);
- b) Ruptura do conector;
- c) Esmagamento da chapa do perfil.

Conforme resultados apresentados no Anexo D, o esmagamento da chapa do perfil é a condição que forneceu o menor valor para a resistência do conector rebite com rosca interna, sendo dada por:

$$q_n = C_{red} \cdot 0,75 \cdot (\alpha \cdot \phi_{ext} \cdot t \cdot f_u) \quad (6.13)$$

O valor de  $C_{red}$  é 1 e o de  $\alpha$  é 2,4.

Assim, a equação empírica proposta para análise pela regressão múltipla é:

$$q_n = \beta_4 \cdot \phi \cdot t \cdot f_u \quad (6.14)$$

Para a massa de dados da análise de  $\beta_4$  foram considerados os resultados dos ensaios *push out* de OLIVEIRA (2001) e os resultados das lajes vigas mistas com lajes mistas e os correspondentes “*push out*” ensaiados no presente trabalho. Os dados utilizados são apresentados na Tabela 6.9.

Tabela 6.9 - Cargas nominais de ensaio, propriedades do concreto, dos conectores rebite e das chapas dos perfis metálicos nos modelos ensaiados

	<b>Modelo</b>	<b>Q<sub>n,ensaio</sub></b> (kN)	<b>f<sub>c</sub></b> (MPa)	<b>φ<sub>ext, rebite</sub></b> (mm)	<b>t<sub>chapa</sub></b> (mm)
OLIVEIRA (2001)	PS Mod 11	39,00	30,20	17,0	0,22
	PS Mod 12	39,00	30,20	17,0	0,22
	PS Mod 13	47,00	30,20	17,0	0,22
	PS Mod 14	36,70	31,50	17,0	0,22
	PS Mod 15	35,00	31,50	17,0	0,22
	PS Mod 16	35,00	31,50	17,0	0,22
PRESENTE PESQUISA	VM-M12-1	15,70	21,86	16,0	0,23
	VM-M12-2	15,70	21,86	16,0	0,23
	VM-M14-1	16,62	26,58	17,0	0,23
	VM-M14-2	17,08	27,71	17,0	0,23
PRESENTE PESQUISA	PS-M12-1	39,04	23,82	16,0	0,23
	PS-M12-2	39,95	22,09	16,0	0,23
	PS-M12-3	37,57	23,47	16,0	0,23
	PS-M12-4	40,12	23,58	16,0	0,23
	PS-M14-1	36,02	21,01	17,0	0,23
	PS-M14-2	34,11	22,11	17,0	0,23
	PS-M14-3	40,67	24,04	17,0	0,23
	PS-M14-4	35,51	21,01	17,0	0,23

Foram feitas 4 análises de regressão múltipla para a determinação de  $\beta_4$ , conforme apresenta a Tabela 6.10.

Tabela 6.10 – Resultados encontrados nas análises de regressão múltipla para determinação de  $\beta_4$

Hipótese	Descrição da hipótese	$\beta_4$	R <sup>2</sup> ajustado	Erro padrão
1	<i>Push out</i> de OLIVEIRA (2001), lajes mistas e <i>push out</i> de vigas mistas	1,81	91,67%	12,83%
2	<i>Push out</i> de OLIVEIRA (2001) e <i>push out</i> de vigas mistas	2,08	99,04%	5,47%
3	Lajes mistas	0,88	99,98%	0,57%
4	Vigas mistas e <i>push out</i> de vigas mistas	1,66	88,62%	17,08%

A partir da análise da Tabela 6.9, verifica-se grandes diferenças entre os resultados para as resistências dos conectores de cisalhamento encontrados diretamente via ensaios “*push out*” e indiretamente determinados a partir dos ensaios dos modelos de viga mista. Analogamente ao que foi verificado para os modelos com CCA, essas diferenças podem ser justificadas pela considerável influência da flexibilidade e da ductilidade do conector de cisalhamento, do atrito entre o concreto da laje e a mesa superior da viga de aço e da distribuição não uniforme do cisalhamento horizontal entre os conectores ao longo da viga. Por isto, na Tabela 6.10 é considerado apenas o resultado relativo à hipótese 2, onde a análise é feita para todos os ensaios os modelos “*push out*” sem a participação dos modelos de viga, resultando no valor de  $\beta_4$  igual a 2,08, para esmagamento sem rasgamento da chapa conectada.

Na Figuras 6.6 é feita a comparação entre os valores experimentais dos ensaios “*push out*” e os resultados obtidos com o valor de  $\beta_4$ .

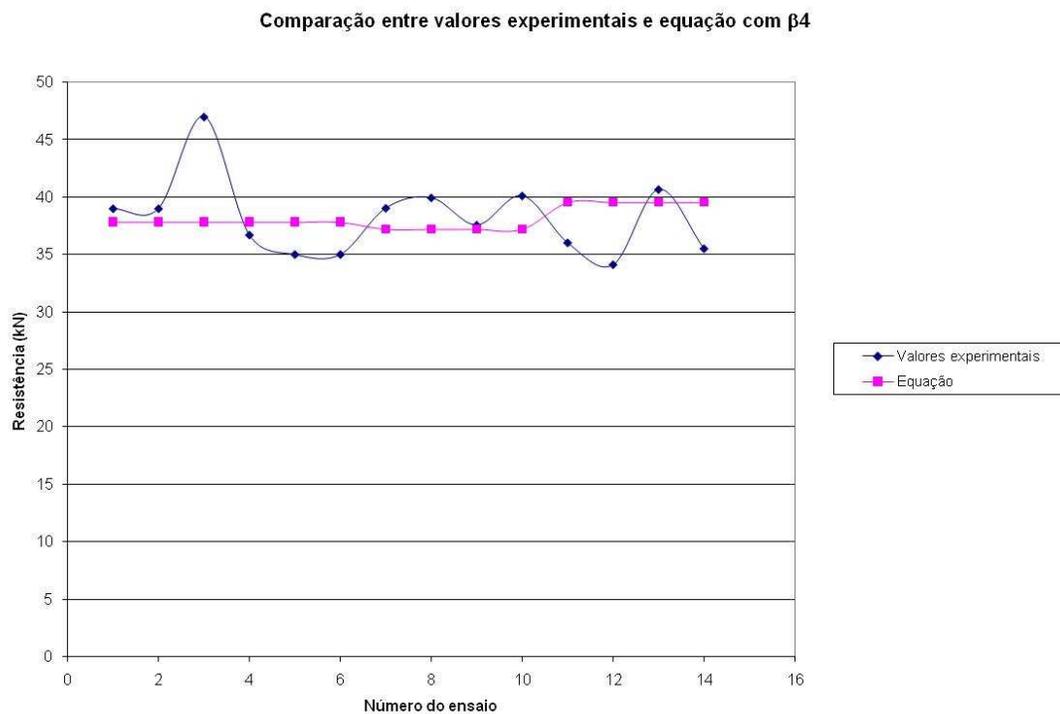


Figura 6.6 – Comparação entre valores experimentais dos ensaios “*push out*” e os resultados obtidos com o uso da Equação 6.14 e  $\beta_4=2,08$

### 6.3 Análise global dos resultados experimentais e comparações com as previsões teóricas

Observando as Figuras 5.1 a 5.7 e 5.12 a 5.33, relativas aos modelos “*push out*” e de vigas mistas com painéis de CCA e as Figuras 5.35 a 5.50 e 5.57 a 5.76, relativas aos modelos “*push out*” e de vigas mistas com lajes mistas (com *deck* metálico), verifica-se que na presente pesquisa se conseguiu monitorar experimentalmente com boa precisão e ao longo de todos os ensaios o comportamento estrutural dos modelos testados, incluindo a determinação de suas cargas de colapso.

Deve-se destacar que em todos os ensaios “*push out*” os modelos foram conduzidos a valores de deslizamentos que não configurassem risco de ruptura brusca dos conectores de cisalhamento, evitando assim a repentina mudança da condição de carga centrada

para carga excêntrica - o que poderia causar sérios danos ao sistema de aplicação de carga e riscos de acidentes com a equipe de ensaio. Por isto, para os “*push out*” com painéis de CCA, alguns modelos foram descarregados antes e outros depois de se configurar deslizamentos da ordem de 6mm, mas sempre após ser atingida a carga de colapso, que resultou no valor médio 64,57 kN dos três ensaios considerados (um ensaio foi descartado) . Isto dificultou classificar com facilidade as ligações aço-concreto como dúctil ou não dúctil. Mesmo assim, os modelos PS-CCA 01 e PS-CCA 04 podem ser classificados como conexão dúctil.

Em todos os modelos “*push out*” com lajes mistas o deslizamento característico resultou superior ao limite de 6,0 mm, o que permite classificar a conexão como dúctil. Para esses modelos foi determinado para a carga de colapso o valor médio de 39,17 kN para os conectores M12 e de 36,58 kN para os conectores M14.

Para os conectores U simples foram determinadas via ensaios “*push out*” com painéis de CCA a resistência característica de  $q_k=52,34$  kN (vide Anexo C), segundo as recomendações do EN 1994-1-1 (2004). Com  $\beta_1=0,0643$ , determinado pela regressão múltipla (item 6.1.2.1) pode-se determinar para a resistência nominal do conector U simples (Equação 6.10) o valor de 51,76 kN. Verifica-se que esta resistência - calculada pela equação calibrada na presente pesquisa - é menor do que a resistência característica determinada segundo as recomendações do EN 1994-1-1 (2004), considerando apenas os ensaios “*push out*”, representando assim, a segurança desejada no dimensionamento dos referidos conectores U simples.

Desta forma, considera-se que a fórmula da ABNT NBR 8800 (1986) (Equação C.1 do Anexo C) seja a mais indicada para o cálculo da resistência dos conectores U simples formado a frio quando utilizados com viga de perfil também formado a frio para a composição do sistema de viga mista de aço e concreto, especialmente quando for utilizada laje de concreto moldado sobre painéis de concreto celular autoclavado. Neste caso, no lugar do coeficiente 0,0365 deve-se utilizar o coeficiente 0,0429 (igual a 0,0643 dividido por 1,5).

Para os conectores M12 e M 14 foram determinadas, via ensaios “*push out*” com lajes mistas, as resistências características de 33,81 kN e 31,96, respectivamente, segundo as recomendações do EN 1994-1-1 (2004), (Anexo D). Com  $\beta_4=2,08$ , determinado pela regressão múltipla (item 6.1.2.2), pode-se determinar para a resistência nominal dos conectores M12 e M14 (Equação 6.14) os valores de 28,08 kN e 29,95 kN. Verifica-se que estas resistências - calculadas pela equação calibrada na presente pesquisa - são menores que as resistências características determinadas segundo as recomendações do EN 1994-1-1 (2004) considerando apenas os ensaios “*push out*”, representando assim, a segurança desejada no dimensionamento dos referidos conectores.

Segundo a norma britânica BS-5400 (BSI, 1979) e JOHNSON (1975) *apud* OLIVEIRA (2001) “... devido ao fato de a distribuição de tensões na laje em uma viga mista ser diferente da distribuição de tensões na laje num modelo de ensaio “*push out*”, a curva força-deslizamento se difere entre os resultados obtidos no ensaio “*push out*” daquele obtido usando-se uma viga simplesmente apoiada, por exemplo, onde a resistência em regime elástico pode ser duas vezes maior do que o obtido em ensaios isolados. Já nas regiões onde o momento fletor da laje é negativo, a conexão é menos rígida e a resistência última é um pouco menor do que a obtida em ensaios “*push out*”. Recomenda-se utilizar 80% da resistência obtida no ensaio isolado para estes casos”.

No entanto, contrapondo à afirmativa anterior, com os cálculos da resistência dos conectores a partir dos ensaios de vigas mistas (itens 6.1.1), foram determinados valores bem inferiores aos das resistências determinadas por meio dos ensaios “*push out*”. Isto é devido à interação parcial verificada em todas as vigas mistas analisadas nesta pesquisa, mesmo tendo sido considerados para os cálculos apenas os conectores distribuídos ao longo do vão de cisalhamento dessas vigas. Por isto, considera-se que a afirmativa apresentada pela BS-5400 (BSI, 1979) e por JOHNSON (1975) tem aplicação apenas nas vigas mistas com perfis soldados ou laminados ou quando se trata de interação total.

Quanto às vigas mistas, seus ensaios foram conduzidos até a definição do modo de colapso de cada modelo, que foi caracterizado pela plastificação parcial ou completa da seção do perfil metálico.

Comparando entre si os resultados apresentados pelos modelos do Tipo I (Vigas 01 e 02) com os dos modelos do Tipo II (Vigas 03 e 04) com painéis de CCA, pode-se verificar a diferença entre os valores experimentais das cargas máximas nos atuadores hidráulicos de um tipo para outro. Esta diferença pode ser justificada pela disposição e distância entre os conectores de cisalhamento - mais próximos entre si nos modelos do Tipo II - e pela presença dos enrijecedores de almas nas vigas dos modelos deste grupo, para evitar flambagem destes elementos por cisalhamento ou flambagem local sob cargas concentradas.

Considerando-se ainda os valores para as cargas máximas no atuador hidráulico, verifica-se que a dispersão é pequena para ambos os pares de modelos.

A Tabela 6.11 apresenta as resistências experimentais e teóricas das vigas mistas com painéis de CCA. Neste quadro,  $R_{ens}$  é a resistência experimental do modelo, definida como a carga máxima alcançada pelo atuador hidráulico durante o ensaio;  $R_{teor/nom}$  é a resistência teórica calculada com os valores nominais das propriedades físicas e geométricas do modelo e  $R_{teor/reais}$  é a resistência teórica calculada com os valores reais determinados para estas propriedades, (valores retirados do Anexo C).

Tabela 6.11 – Resistências experimentais e teóricas dos modelos de vigas mistas com painéis de CCA

<b>TIPO</b>	<b>MODELO DE VIGA MISTA</b>	$R_{ens}$ (kN) (incluindo carga no cilindro+peso próprio)	$R_{teor / nom}$ (kN)	$R_{teor / reais}$ (kN)
<b>I</b>	<b>CCA 01</b>	150	138	164,90
	<b>CCA 02</b>	165	(Momento fletor)	(Cortante)
<b>II</b>	<b>CCA 03</b>	191	147,81	200,66
	<b>CCA 04</b>	180	(Momento fletor)	(Momento fletor)

Analizando os valores apresentados na Tabela 6.11, nota-se que nos ensaios dos modelos do Tipo I foi transposto o valor da resistência teórica calculada com os valores nominais, mas em um deles não foi alcançada a resistência teórica calculada com os valores reais. Os modelos deste grupo foram caracterizados pela ausência dos enrijecedores de almas do perfil metálico, para evitar flambagem destes elementos por cisalhamento ou flambagem local sob cargas concentradas. Por isto, tais fenômenos foram observados ao final dos ensaios desse grupo, diminuindo sensivelmente a carga última da Viga CCA 01, por exemplo.

Nota-se ainda que nos ensaios dos modelos do Tipo II foram transpostos os valores das resistências teóricas calculadas com os valores nominais; no entanto, não foram transpostos as resistências teóricas calculadas com valores reais.

Com relação às flechas medidas nos ensaios das vigas com painéis de CCA, verifica-se que, para o nível de carga de serviço (2/3 da carga de colapso), a flecha obtida em ensaio foi de 1,5 cm (média dos ensaios das Vigas CCA 03 e CCA 04), ficando ligeiramente superior à flecha de 1,33 cm, que é o valor recomendado pela ABNT NBR 14762 (2001) quanto ao estado limite de utilização.

A Tabela 6.12 apresenta as resistências experimentais e teóricas das vigas mistas com lajes mistas (valores retirados do Anexo D).

Tabela 6.12 – Resistências experimentais e teóricas dos modelos de vigas mistas com lajes mistas

<b>MODELO</b>	$R_{ens}$ (kN) (incluindo carga no cilindro+peso próprio)	$R_{teor / nom}$ (kN)	$R_{teor / reais}$ (kN)
<b>VM M12-1</b>	171	160,80	230,00
<b>VM M12-2</b>	166	(Momento fletor)	(Momento fletor)
<b>VM M14-1</b>	179	160,80	237,00
<b>VM M14-2</b>	179	(Momento fletor)	(Momento fletor)

Analisando os valores apresentados na Tabela 6.12, nota-se que em todos os ensaios foram transpostos os valores das respectivas resistências teóricas calculadas com os valores nominais, mas em nenhum deles foram alcançadas as respectivas resistências teóricas calculadas com os valores reais.

Com relação às flechas medidas nos ensaios das vigas com lajes mistas, verifica-se que, para o nível de carga de serviço (2/3 da carga de colapso), a flecha obtida em ensaio foi de 1,63 cm (média dos três ensaios), ficando superior à flecha de 1,16 cm, que é o valor recomendado pela ABNT NBR 14762 (2001) quanto ao estado limite de utilização. Considerando as resistências experimentais obtidas e consultando a memória de cálculo dos prédios com até 7 pavimentos do sistema construtivo USIMINAS/UFMG<sup>1</sup> para o qual foram desenvolvidas na UFMG as vigas mistas que ora se analisam, verifica-se que os esforços solicitantes de cálculo são atendidos com grande folga, mesmo considerando o sistema misto com interação parcial.

<sup>1</sup> USIMINAS/UFMG - Memória de cálculo estrutural do prédio padrão de 7 pavimentos - Conjunto Habitacional Padrão CDHU/SP - V072 – EM2, apartamentos de 02 quartos, estrutura em perfis formados a frio. Responsável Técnico: Alphametal, junho de 2002.

# 7

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 7.1. Conclusões

O presente trabalho teve como objetivos a proposição e a avaliação do desempenho estrutural de dois sistemas de vigas mistas de aço e concreto, ambos com vigas de aço em perfis formados a frio (PFF). Em uma das vigas mistas propostas, a laje é constituída por uma camada de concreto moldado sobre painéis de concreto celular autoclavado (CCA), do tipo Sical, e os conectores de cisalhamento são de perfis U simples também formados a frio. Na outra viga mista é utilizada a laje mista com forma de aço incorporada, tendo a participação do Deck 60 desenvolvido na UFMG, em convênio com a Usiminas; para os conectores de cisalhamento são utilizados parafusos de cabeça sextavada fixados à mesa superior do perfil da viga por meio de rebite tubular com rosca interna.

Os referidos sistemas estruturais, que constituem soluções inovadoras desenvolvidas na presente pesquisa (PFF empregado como viga mista; painéis de CCA em pisos mistos; rebite tubular com rosca interna e o próprio Deck 60) poderão ser utilizados em diversas situações na construção civil, especialmente nos prédios de baixo custo com até 7 pavimentos do sistema construtivo desenvolvido na UFMG, já que de seus projetos

foram adotados os valores das ações atuantes e as dimensões dos vãos para os modelos ensaiados.

Durante a pesquisa, foram realizadas avaliações de desempenho dos dois conectores de cisalhamento e das próprias vigas mistas com eles construídas, sob condições de serviço e em estado limite último. Para isto, foi realizado um programa experimental composto de 16 ensaios *push out*, sendo 4 com conector U simples e lajes de concreto e painéis de CCA; 8 com lajes mistas e rebites com rosca interna, sendo 4 ensaios com diâmetro M12 e 4 com diâmetro M14 e 4 ensaios com conector U simples e lajes de concreto armado. Foram ainda realizados ensaios de 4 modelos de vigas mistas com os conectores U simples e lajes de painéis de CCA sob camada de concreto moldado *in loco* e ensaios de 4 modelos com lajes mistas e rebites com rosca interna, sendo 2 ensaios com diâmetro M12 e 2 com diâmetro M14.

Foram realizadas análises teóricas segundo tratamentos estatísticos apropriados, tendo como objetivo principal a determinação da resistência nominal dos conectores ensaiados na presente pesquisa. Com esta resistência, foi possível estabelecer as previsões das resistências das vigas mistas com base em valores reais (medidos) e, assim, poder compará-las com as respectivas previsões teóricas e com os resultados de ensaios.

Visando a calibração das fórmulas de cálculo da resistência dos conectores de cisalhamento a partir dos ensaios *push out* e diretamente por meio de ensaios de vigas mistas em escala natural, foi realizada análise de regressão considerando os resultados dos ensaios realizados nesta pesquisa, incluindo os pré-ensaios executados quando da elaboração do Projeto da presente Tese (BREMER, 2003) e os resultados obtidos por OLIVEIRA (2001).

Quanto ao programa experimental da presente pesquisa, pode-se concluir que se conseguiu monitorar experimentalmente com boa precisão e ao longo de todos os ensaios o comportamento estrutural de todos os modelos testados, incluindo a determinação de suas cargas de colapso.

Entre outros importantes resultados da pesquisa teórico-experimental, foram propostos critérios de dimensionamento específicos para as vigas mistas de aço e concreto com PFF, a partir da calibração de previsões teóricas com base nas prescrições das normas brasileiras pertinentes, entre elas a ABNT NBR 8800 (1986) e seu projeto de revisão, de setembro de 2006.

No entanto, conclui-se pela necessidade da continuidade da presente pesquisa, com o objetivo de melhorar a calibração das previsões teóricas, uma vez que no comportamento e na resistência das vigas mistas desenvolvidas na presente pesquisa foi verificada uma considerável influência da flexibilidade e da ductilidade do conector de cisalhamento, do atrito entre o concreto da laje e a mesa superior da viga de aço e da distribuição não uniforme do cisalhamento horizontal entre os conectores ao longo da viga.. Isto pode ter causado a dispersão entre alguns dos resultados experimentais e os valores teóricos obtidos com as equações ora calibradas.

## **7.2 Modelos com painéis de CCA e conectores em perfis U simples**

O estudo resultou na calibração de um modelo semi-empírico para a determinação da resistência do conector U simples quando utilizado em vigas de PFF, sendo válido para perfil U simples com comprimento de alma (altura do conector) de 60 a 120 mm, chapas de espessuras de 3 mm para o conector e de 2 mm para o perfil da viga, aço com resistência ao escoamento entre 300 e 400 MPa e concreto com resistência à compressão entre 18 e 28 MPa.

Quanto aos modos de falha observados, o colapso dos modelos “*push out*” se iniciou com a formação de uma fissura longitudinal na laje de concreto, ao longo da linha dos conectores, seguida do esmagamento do concreto à frente do conector e do escoamento do aço do conector. Conclui-se que a resistência total da conexão é o resultado da contribuição da resistência frontal do conector e da resistência da laje à tração. Conseqüentemente, a resistência da ligação depende da resistência ao cisalhamento do conector, que é função da espessura e do comprimento do perfil do conector - conforme

equação calibrada e constante das prescrições da NBR 8800 (1986); depende também da armadura de cisalhamento recomendada na norma brasileira.

Os valores encontrados nos ensaios para as resistências dos modelos “*push out*” foram sempre superiores às resistências calculadas segundo as prescrições das normas brasileiras (ABNT NBR 8800 (1986) e seu projeto de revisão, de setembro de 2006) e do AISC (2005) e também maiores que o valor característico determinado após análise estatística. Conclui-se então que as expressões das normas são bem conservadoras, principalmente a da norma brasileira vigente, que foi adotada como ponto de partida por apresentar previsões ainda mais conservadoras.

Em pelo menos dois ensaios realizados com os modelos “*push out*” ficou comprovado que o deslizamento característico para o conector U simples é superior a 6,00 mm, permitindo classificar o conector como dúctil - segundo os Critérios do EN 1994-1-1 (2004), tal como ocorreu com os ensaios “*push out*” realizados por OLIVEIRA (2001).

O conector de cisalhamento em perfil U apresenta uma considerável rigidez para cargas de serviço e adequada ductilidade em estado limite último, o que resulta na capacidade de reter uma parcela significativa de carga aplicada após a carga de colapso.

Quanto às vigas mistas, ficou caracterizado como modo de colapso a plastificação parcial ou completa da seção do perfil metálico, havendo grande similaridade entre os correspondentes comportamentos experimentais dos 4 modelos testados, principalmente quanto aos dos modelos iguais entre si.

A pequena diferença entre as cargas de colapso experimentais entre os modelos do Tipo I e os do Tipo II é devida à presença dos enrijecedores de almas nas vigas dos modelos deste grupo, para evitar flambagem destes elementos por cisalhamento ou flambagem local sob cargas concentradas e à disposição e distância entre os conectores de cisalhamento - mais próximos entre si nos modelos do Tipo II. Nas vigas do Tipo I os conectores U simples tinham a abertura voltada para o centro da viga e nas vigas do Tipo II a abertura do conector era voltada para as extremidades do modelo.

O modelo de treliça de Mörsch utilizado nos cálculos da resistência da viga mista mostrou-se pertinente e eficiente.

Na maioria dos modelos ensaiados o *end-slip* de 0,5mm ocorreu para momentos fletores maiores que o de serviço, comprovando a considerável rigidez da conexão aço-concreto para cargas de serviço. Quanto ao deslizamento na fase de colapso, conclui-se que apenas um modelo atingiu valor superior a 1,5 mm.

Para os modelos do Tipo I foi transposto o valor da resistência teórica calculada com os valores nominais, mas em um deles não foi alcançada a resistência teórica calculada com os valores reais. Os modelos deste grupo foram caracterizados pela ausência dos enrijecedores de almas do perfil metálico. Nos ensaios dos modelos do Tipo II foram transpostos os valores das resistências teóricas calculadas com os valores nominais; no entanto, não foram transpostos as resistências teóricas calculadas com valores reais.

Com relação à deformada das vigas ensaiadas, conclui-se que a flecha medida para o nível de carga de serviço (2/3 da carga de colapso) é ligeiramente superior ao valor recomendado pela ABNT NBR 14762 (2001) quanto ao estado limite de utilização, demonstrando a eficiência estrutural do sistema proposto.

Como conclusão final, os resultados obtidos neste estudo demonstram que a viga mista com PFF, painéis de CCA sob capa de concreto moldada *in loco* e conector de cisalhamento em U simples, também formado a frio, pode ser utilizada em sistemas de pisos de edificações residenciais, por apresentar desempenho estrutural satisfatório, especialmente os edifícios de baixo custo com até 7 pavimentos desenvolvidos em pesquisa na UFMG.

### **7.3 Modelos com lajes mistas e conectores em parafusos de cabeça sextavada e rebites com rosca interna**

O estudo resultou na calibração de um modelo semi-empírico para o cálculo da resistência do conector formado por parafuso de cabeça sextavada e rebite tubular com rosca interna, sendo proposto e avaliado o esmagamento da chapa da mesa superior do perfil da viga como um modo de colapso que deverá ser considerado juntamente com a ruína ou fendilhamento do concreto e a ruptura do conector, que são pertinentes à resistência do pino com cabeça (*stud bolt*). O modelo calibrado é válido para parafusos com diâmetros M12 e M14, resistência ao escoamento igual a 345 e 400 MPa, rebites em aço SAE 1040 temperado, chapa do perfil da viga com espessura mínima de 2 mm, com resistência ao escoamento entre 300 e 400 MPa e concreto com resistência à compressão entre 18 e 28 MPa.

Quanto às falhas observadas, o colapso dos modelos *push out* se deu segundo dois modos: formação de uma fissura longitudinal na laje de concreto seguida de ruptura do concreto conforme uma das superfícies típicas potenciais de falha ao cisalhamento indicadas pelo EN 1994-1-1 (2004) quando decks metálicos são utilizados. Outro modo de colapso detectado nos modelos, só que via cálculos e após os ensaios (visualmente não foi possível durante o ensaio) é o esmagamento da chapa da mesa superior do perfil.

Os valores encontrados nos ensaios para as resistências dos modelos “*push out*” foram sempre superiores às resistências calculadas segundo as prescrições das normas brasileiras (ABNT NBR 8800 (1986) e seu projeto de revisão, de setembro de 2006) e do AISC (2005).

Em todos os modelos o deslizamento característico é superior ao limite de 6,0 mm, o que permite sugerir a classificação da conexão como dúctil segundo a EN 1994- 1-1 (2004).

O conector formado por parafuso de cabeça sextavada e rebite tubular com rosca interna fixado à mesa superior do perfil da viga apresenta moderada rigidez para cargas de

serviço e adequada ductilidade em estado limite último, o que resulta na capacidade de reter uma parcela significativa de carga aplicada após a carga de colapso.

Quanto às vigas mistas, ficou caracterizado como modo de colapso a plastificação parcial ou completa da seção do perfil metálico, havendo grande similaridade entre os correspondentes comportamentos experimentais dos 4 modelos testados, principalmente quanto aos dos modelos iguais entre si.

A pequena diferença entre as cargas de colapso experimentais entre os modelos é devida aos diferentes diâmetros utilizados para os conectores de cisalhamento, M12 e M14.

Apenas as vigas com conectores M12 atingiram o deslizamento de extremidade (*end-slip*) de 0,5mm com momentos ligeiramente menores que os correspondentes momentos de serviço. As vigas com conectores M14 atingiram o *end-slip* de 0,5mm com momentos bem superiores aos seus momentos de serviço. Em todas as vigas o *end-slip* de 1,5 mm ocorreu no limiar de seus respectivos momentos de colapso. Em todos os modelos o deslizamento entre o deck metálico e o concreto da laje foi praticamente nulo, ocorrendo a interação completa ao cisalhamento entre a fôrma de aço e concreto.

Em todos os ensaios foram transpostos os valores das respectivas resistências teóricas calculadas com os valores nominais, mas em nenhum deles foram alcançadas as respectivas resistências teóricas calculadas com os valores reais.

Com relação à deformada das vigas ensaiadas, conclui-se que a flecha medida para o nível de carga de serviço (2/3 da carga de colapso) é superior ao valor recomendado pela ABNT NBR 14762 (2001) quanto ao estado limite de utilização, demonstrando a notável flexibilidade da conexão entre o aço e o concreto.

Como conclusão final, os resultados obtidos neste estudo demonstram que a viga mista com PFF, laje mista com Deck 60 e conector constituído por parafuso de cabeça sextavada e rebite tubular com rosca interna, pode ser utilizada em sistemas de pisos de edificações residenciais, por apresentar desempenho estrutural satisfatório,

especialmente os edifícios de baixo custo com até 7 pavimentos desenvolvidos em pesquisa na UFMG.

#### **7.4 Sugestões para trabalhos futuros**

Considerando a quantidade e a variedade de ensaios realizados nesta pesquisa e o grande quantidade de tarefas para se chegar nos resultados anteriormente listados, existem ainda diversas questões que merecem ser analisadas em estudos posteriores, entre as quais pode-se citar:

- avaliar o comportamento dos modelos de “*push out*” e de vigas com decks com nervuras perpendiculares ao perfil metálico;
- avaliar o comportamento dos modelos de “*push out*” e de vigas com painéis de CCA e conectores com parafusos e rebites com rosca interna;
- avaliar o comportamento da conexão aço-concreto sob condições de carregamento cíclico, em modelos “*push out*” e de vigas;
- ensaiar vigas com vãos maiores.
- análise numérica

# 8

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 6118 (2003) Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro

ABNT NBR ISO 6892 (2002) Ensaio de tração à temperatura ambiente. Rio de Janeiro

ABNT NBR 8681 (2003) Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro

ABNT NBR8800 (1986) Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios. Rio de Janeiro

ABNT NBR8800 (2006) Projeto de revisão

ABNT NBR14323 (1999) Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio - Procedimento. Rio de Janeiro

ABNT NBR14762 (2001) Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio – Procedimento

AISC (2005) Specification of American Institute of Steel Construction

AISI (1996) American Iron and Steel Institute - Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members

ALVA, G. M. S. Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto (2000). Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE (1997) Design guide for cold-formed steel beams with web penetrations

ASTM A370 - Standard Test Methods and Definition for Mechanical Testing of Steel Products

BREMER, C. F. Vigas mistas em PFF com lajes steel deck e lajes moldadas in loco, sobre painel de concreto celular autoclavado (2003). Projeto de Tese – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais

CHAVES, L.B. Análise Teórico-Experimental das Regiões de Introdução de Cargas em Pilares Mistos (2001). Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais

DAVIES, J.M. Recent research advances in cold formed steel structures (2000) Journal of constructional steel research

DUNAI, L. ERDÉLVI, S. Experimental investigation of composite light-gauge floor beam (2005). Eurosteel

EN 1994-1-1 (2004) EUROCODE 4. Design of Composite Steel and Concrete Structures

HANAOR, A. Tests of composite beams with cold – formed sections (2000) Journal of Constructional Steel Research 54 pp. 245-264

HEAGLER, R. B. Metal deck and concrete quantities (1994) Steel Deck Institute

HUNAITI, Y.M. Bond strength in battened composite columns (1991) Journal of Structural Engineering, vol. 117, N<sup>o</sup>. 3

JOHNSON, R.P. Composite Structures of Steel and Concrete (1994) Vol.1 - 2<sup>o</sup> Ed., Blackwell Scientific Publications, Oxford

KOTINDA, T. I. Modelagem numérica de vigas mistas aço-concreto simplesmente apoiadas: ênfase ao estudo da interface laje-viga (2005). Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo

LEE, L.H. *et al* Negative moment behavior of cold-formed steel deck and concrete composite slabs (2001) Journal of Constructional Steel Research

LEONHARD, F. & MONNIG, E. Construções de concreto (1977), vol. 1

LEONHARD, F. Construções de concreto (1979), vol. 4

MALITE, M. Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada (1993). Tese de Doutorado da Escola de Engenharia de São Carlos, USP

OLIVEIRA, L. A. F. Estudo do comportamento e da resistência das vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis formados a frio e lajes pré fabricadas (2001). Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais

OLIVEIRA, A. F. N. Análise do comportamento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para sistemas de pisos mistos com pré-laje de concreto (2007). Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais

PEDRESCHI, R. F. & SINHA, B. P. The potential of press-joining in cold formed steel structures (1996) *Construction and Building Materials*, vol. 10, N° 4 pp.243-250

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MATA, L. A. C. Elementos das Estruturas Mistas Aço-Concreto (2001), Belo Horizonte: Editora O Lutador

RODRIGUES, F.C. Sistemas Construtivos e Estruturais para Edificações Residenciais de Quatro Pavimentos em Perfis Formados a Frio (2001) – Prédios COHAB-MG. Relatório Técnico N. FCO 015/2001-010, Convênio Fundação Christiano Ottoni/UFMG e USIMINAS, Belo Horizonte

SUBEDI, N. K. e COYLE, N. R. Improving the strength of fully composite steel-concrete-steel beam elements by increased surface roughness\_an experimental study (2002)

SUSSEKIND, J.C. Curso de concreto (1981), vol. 1

TRISTÃO, G. A. Comportamento de conectores de cisalhamento em vigas mistas aço-concreto com análise da reposta numérica (2002). São Carlos – Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo

TRISTÃO, G. A., NETO, J. M., MALITE M. Análise Numérica do Comportamento de Conectores de Cisalhamento em Vigas Mistas Aço-Concreto (2002). Jornadas Sul Americanas

VALENTE, I. e CRUZ, P.J.S. Experimental Analysis on steel and lightweight concrete composite beams (2005). Eurosteel

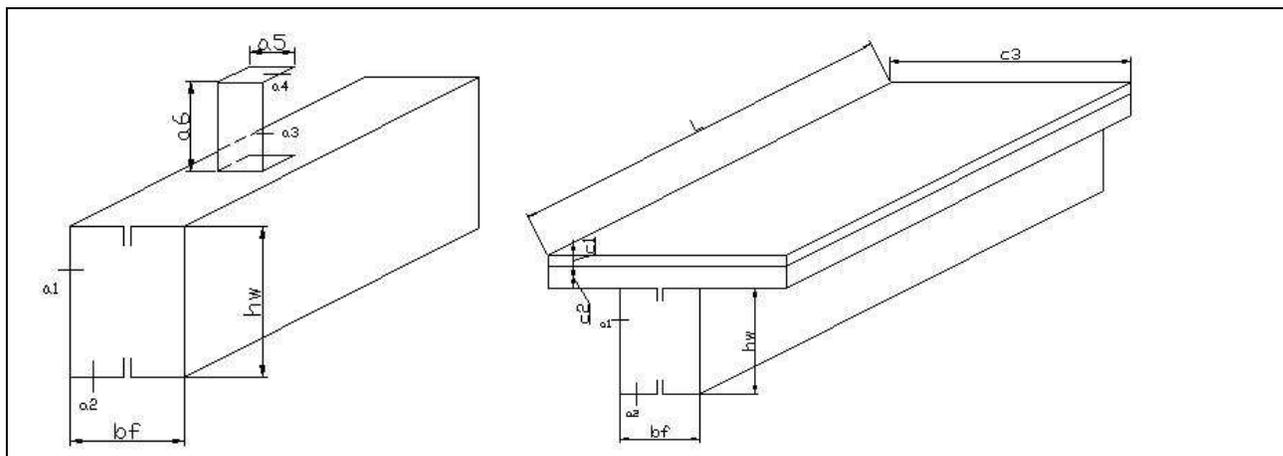
VERÍSSIMO, G. S. Software para Cálculo de Vigas Mistas (2002) *II CICOM*

VIEST, I. M. *et al* Composite construction design for buildings (1997), ASCE, New York pp. 4.30-4.35

WU S. J. *et al* Strength of flexural members using structural grade 80 of A653 steel - Deck panel tests- (1999) University of Missouri-Rolla

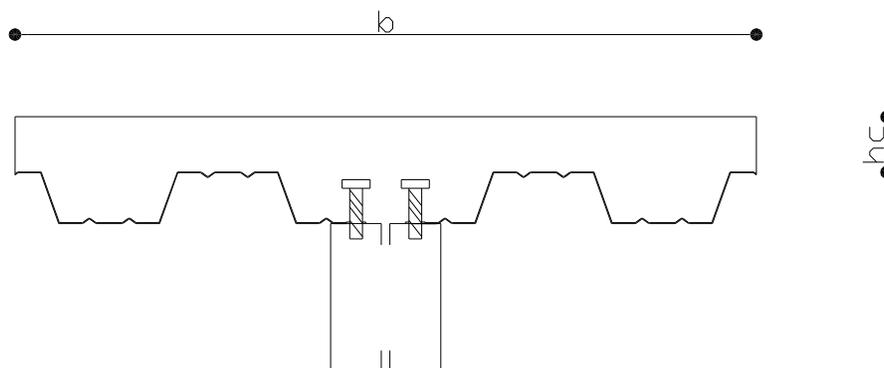
**A****GEOMETRIA INICIAL DOS MODELOS**

## A.1 Modelos de CCA



	a1 [mm]	a2 [mm]	a3 [mm]	a4 [mm]	a5 [mm]	a6 [mm]	bf [mm]	hw [mm]	c1 [mm]	c2 [mm]	c3 [mm]	L [mm]
<b>Viga 01</b>  Área da seção: 16,36 cm <sup>2</sup>	2,2	2,2	3,06	3,06	90,39	122	145	190	34,94	89,75	1040	4055
					88,76	122	148	190	37,20	99,06	1040	
					89,73	120	146	190	37,77	99,55	1040	
	<b>Médias</b>		<b>3,06</b>	<b>3,06</b>	<b>89,63</b>	<b>121,33</b>	<b>146,33</b>	<b>190</b>	<b>36,64</b>	<b>96,12</b>	<b>1040</b>	
<b>Viga 02</b>  Área da seção: 16,29 cm <sup>2</sup>	2,2	2,2	3,04	3,04	107,63	120	146	193	32,42	100,78	1025	4055
					90,43	121	146	187	31,64	103,20	1030	
					92,90	119	146	186	33,66	101,06	1025	
	<b>Médias</b>		<b>3,04</b>	<b>3,04</b>	<b>96,99</b>	<b>120</b>	<b>146</b>	<b>188,67</b>	<b>32,57</b>	<b>101,68</b>	<b>1026,67</b>	
<b>Viga 03</b>  Área da seção: 16,41 cm <sup>2</sup>	2,2	2,2	3,06	3,06	58,13	120	140	193	30,03	98,36	1005	4030
					58,22	120	146	193	39,04	98,83	1008	
					58,68	118	147	194	39,48	98,87	1005	
	<b>Médias</b>		<b>3,06</b>	<b>3,06</b>	<b>58,34</b>	<b>119,33</b>	<b>144,33</b>	<b>193,33</b>	<b>36,18</b>	<b>98,69</b>	<b>1006</b>	
<b>Viga 04</b>  Área da seção: 16,52 cm <sup>2</sup>	2,2	2,2	3,04	3,04	58,52	117	145	190	36,86	98,78	1000	4025
					58,91	120	147	193	38,85	95,65	1010	
					58,77	120	150	195	36,26	-	1000	
	<b>Médias</b>		<b>3,04</b>	<b>3,04</b>	<b>58,73</b>	<b>119</b>	<b>147,33</b>	<b>192,67</b>	<b>37,32</b>	<b>97,22</b>	<b>1003,33</b>	

## A.2 Modelos de lajes mistas



Modelo	Área da seção (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h <sub>c</sub> (cm)	φ <sub>ext. rebite</sub> (mm)	t <sub>chapa do perfil</sub> (mm)
VM-M12-1	16,51	87,5	6,3	16,0	0,23
VM-M12-2			6,4	16,0	0,23
VM-M14-1			6,6	17,0	0,23
VM-M14-2			6,6	17,0	0,23
PS-M12-1	16,51	87,5	6,5	16,0	0,23
PS-M12-2				16,0	0,23
PS-M12-3				16,0	0,23
PS-M12-4				16,0	0,23
PS-M14-1				17,0	0,23
PS-M14-2				17,0	0,23
PS-M14-3				17,0	0,23
PS-M14-4				17,0	0,23

# B

## FOTOS DE DESTRUIÇÃO DOS MODELOS



Figura B.1 – Detalhes do conector e dos EER na viga do Tipo I



Figura B.2 – Detalhes do conector dos EER na viga do Tipo II



Figura B.3 – Detalhes da armadura e dos conectores na viga do Tipo II



Figura B.4 – Conector U após ensaio “*push out*”, apresentando ligeira inclinação relacionada ao mecanismo de plastificação



Figura B.5 – Conector U após ensaio “*push out*”, apresentando ligeira inclinação relacionada ao mecanismo de plastificação



Figura B.6 – Detalhes da viga mista com os conectores rebite, deck metálico e armadura



Figura B.7 – Detalhes da viga mista com os conectores rebite, deck metálico e armadura



Figura B.8 – Detalhe dos enrijecedores na viga mista com conectores rebite



Figura B.9 – Vista superior do modelo “push out” com conector rebite



Figura B.10 – Detalhes da fissura na laje de concreto do modelo “push out” com conector rebite

# C

## **PREVISÕES DAS CARGAS MÁXIMAS PARA OS MODELOS DE VIGA MISTA COM PAINÉIS DE CCA – ANÁLISE ESTATÍSTICA**

No presente Anexo são apresentados os principais resultados das análises teóricas - incluindo algumas memórias de cálculo, que foram desenvolvidas com o objetivo principal de estabelecer as previsões teóricas para as resistências dos conectores de cisalhamento e das vigas mistas em estudo. Nos cálculos foram consideradas as prescrições da ABNT NBR 8800 (1986), da ABNT NBR8800 Projeto de norma de setembro de 2006, do AISC-LRFD (2005) e do EN 1994-1-1 (2004).

Primeiramente são apresentados os cálculos relativos aos ensaios “*push out*”. Em seguida são apresentados os cálculos das vigas mistas.

Nos quatro modelos ensaiados de viga mista com painéis de CCA, a distância entre conectores de cisalhamento deveria ser no máximo de  $\frac{200+100+33}{2}=166,5$  cm, com base na teoria de estribos de viga de concreto, tomando a altura total da viga mista. Porém, foram ensaiados dois modelos com distância de 308mm (modelos do Tipo I), que

já estavam prontos no início da série de ensaios. Devido a isto, os cálculos foram feitos somente para os modelos do Tipo II, uma vez que esta é a solução proposta.

Todas as análises tiveram tratamento estatístico apropriado, como objetivo principal a determinação da resistência nominal dos conectores ensaiados na presente pesquisa. Com esta resistência, é possível estabelecer as previsões das resistências das vigas mistas com base em valores reais (medidos) e, assim, poder compará-las com as respectivas previsões teóricas e com os resultados de ensaios.

## C.1 Modelos “*push out*” com painéis de CCA

### C.1.1 Resistências nominais

A Tabela C.1 apresenta as resistências nominais dos conectores de cisalhamento em perfil U simples,  $q_{n, teo}$ , determinadas de acordo com as fórmulas apresentadas no Capítulo 2 desta tese, segundo as prescrições da ABNT NBR8800 (1986), do AISC (2005) e da ABNT NBR8800 Projeto de norma, de setembro de 2006.

Tabela C.1 – Resistências nominais dos conectores

Norma	$f_{ck}$ (MPa)	$L_{cs}$ (mm)	$t_f$ (mm)	$t_w$ (mm)	$q_{n, teo}$ (kN)
<b>ABNT NBR8800:1986</b> (Equação C.1)	20	60	3	3	44,07
<b>AISC (2005)</b> (Equação C.2)	20	60	3	3	52,85
<b>ABNT NBR8800:Projeto de norma, setembro de 2006</b> (Equação C.3)	20	60	3	3	52,85

$$q_n = 0,0365 \cdot (t_f + 0,5t_w) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{C.1})$$

$$q_n = 0,3 \cdot (t_f + 0,5t_w) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} \quad (\text{C.2})$$

$$q_n = 0,3 \cdot (t_f + 0,5t_w) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} \quad (\text{C.3})$$

### C.1.2. Resistências reais

Analogamente, na Tabela C.2 são apresentadas as resistências dos conectores calculadas com as propriedades mecânicas e a geometria dos modelos – em valores medidos, sendo denominadas de resistências reais,  $q_{n,\text{real}}$ . São também apresentadas as resistências determinadas por meio dos ensaios dos modelos “*push out*”, denominadas de resistências de ensaio,  $q_{n,\text{ens}}$ .

Tabela C.2 – Resistências reais dos conectores

Modelo	$f_{ck}$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	$L_{cs}$ (mm)	$t_f$ (mm)	$t_w$ (mm)	Equação	$Q_{n,real}$ (kN)	$Q_{n,ens}$ (kN)
PS-CCA 01	18,39	20412,58	59,58	3,03	3,03	(C.1)	42,38	58,15
						(C.2)	49,77	
						(C.3)	49,77	
PS-CCA 02	18,05	20223,00	59,58	3,03	3,03	(C.1)	41,99	67,65
						(C.2)	49,03	
						(C.3)	49,03	
PS-CCA 03	15,39	18673,52	59,58	3,05	3,05	(C.1)	39,03	50,76
						(C.2)	43,84	
						(C.3)	43,84	
PS-CCA 04	17,54	19935,25	59,58	3,07	3,07	(C.1)	41,94	67,92
						(C.2)	48,67	
						(C.3)	48,67	

### C.1.3 Análise Estatística

O EN 1994-1-1 (2004) recomenda que o ensaio “*push out*” seja realizado de acordo com os seguintes procedimentos:

- no mínimo três ensaios em modelos idênticos deverão ser feitos;
- se o desvio da média dos resultados exceder 10%, pelo menos mais três ensaios do mesmo tipo devem ser realizados;

- a resistência característica,  $R_k$ , deve ser tomada como a menor carga de colapso (dividida pelo número de conectores) reduzida de 10%;
- a resistência de cálculo  $R_d$  deve ser obtida através da expressão (C.4).

$$R_d = \left( \frac{f_u}{f_{ut}} \right) \left( \frac{q_k}{\gamma_v} \right) \leq \frac{q_k}{\gamma_v} \quad (\text{C.4})$$

Onde:

$f_u$  é a resistência última mínima especificada do material do conector;

$f_{ut}$  é a resistência última do conector obtida no ensaio experimental;

$q_k$  é o valor característico da resistência ao cisalhamento de um único conector;

$\gamma_v$  é o coeficiente de segurança parcial para conexão ao cisalhamento, devendo ser considerado igual a 1,25.

A avaliação do ensaio deve então ser realizada de acordo com o Anexo D da EN 1994-1-1(2004).

a) Desvio em relação à média dos resultados dos ensaios

Este valor não deve exceder 10%.

$$q_m = \frac{q_{n,ens1} + q_{n,ens2} + q_{n,ens3} + q_{n,ens4}}{4}$$

$$q_m = \frac{58,15 + 67,65 + 50,76 + 67,92}{4} = 61,12kN$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{q_{n,ens1}}{q_m} &= \frac{58,15}{61,12} = 0,9514 \\ \frac{q_{n,ens2}}{q_m} &= \frac{67,65}{61,12} = 1,1068 \\ \frac{q_{n,ens3}}{q_m} &= \frac{50,76}{61,12} = 0,8305 \\ \frac{q_{n,ens4}}{q_m} &= \frac{67,92}{61,12} = 1,1113 \end{aligned} \right\}$$

O maior desvio foi 16,95%. Escolhendo os três menores desvios:

$$q_m = \frac{q_{n,ens1} + q_{n,ens2} + q_{n,ens4}}{3}$$

$$q_m = \frac{58,15 + 67,65 + 67,92}{3} = 64,57kN$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{q_{n,ens1}}{q_m} &= \frac{58,15}{64,57} = 0,9005 \\ \frac{q_{n,ens2}}{q_m} &= \frac{67,65}{64,57} = 1,0476 \\ \frac{q_{n,ens4}}{q_m} &= \frac{67,92}{64,57} = 1,0518 \end{aligned} \right\}$$

O maior desvio foi de 9,95%. OK

## b) Ajuste dos resultados dos ensaios

## b.1) ABNT NBR8800 (1986)

$$q_{adj} = q_{n,ens} \cdot \frac{q_{n,teo}}{q_{n,real}}$$

$$q_{adj,1} = 58,15 \cdot \frac{44,07}{42,38} = 60,47kN$$

$$q_{adj,2} = 67,65 \cdot \frac{44,07}{41,99} = 71,00kN$$

$$q_{adj,4} = 67,92 \cdot \frac{44,07}{41,94} = 71,37kN$$

Valor médio:

$$q_m = \frac{q_{adj,1} + q_{adj,2} + q_{adj,4}}{3}$$

$$q_m = \frac{60,47 + 71,00 + 71,37}{3} = 67,61kN$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{q_{adj,1}}{q_m} = \frac{60,47}{67,61} = 0,8944 \\ \frac{q_{adj,2}}{q_m} = \frac{71,00}{67,61} = 1,0501 \\ \frac{q_{adj,4}}{q_m} = \frac{71,37}{67,61} = 1,0556 \end{array} \right\}$$

A maior dispersão foi 10,06% (aceitável)

b.2) AISI (2005)

$$q_{adj} = q_{n,ens} \cdot \frac{q_{n,teo}}{q_{n,real}}$$

$$q_{adj,1} = 58,15 \cdot \frac{52,85}{49,77} = 61,75kN$$

$$q_{adj,2} = 67,65 \cdot \frac{52,85}{49,03} = 72,92kN$$

$$q_{adj,4} = 67,92 \cdot \frac{52,85}{48,67} = 73,75kN$$

Valor médio:

$$q_m = \frac{q_{adj,1} + q_{adj,2} + q_{adj,4}}{3}$$

$$q_m = \frac{61,75 + 72,92 + 73,75}{3} = 69,47kN$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{q_{adj,1}}{q_m} &= \frac{61,75}{69,47} = 0,8888 \\ \frac{q_{adj,2}}{q_m} &= \frac{72,92}{69,47} = 1,0496 \\ \frac{q_{adj,4}}{q_m} &= \frac{73,75}{69,47} = 1,0615 \end{aligned} \right\}$$

A maior dispersão foi 11,12%

b.3) ABNT NBR8800 Projeto de norma, setembro de 2006

$$q_{adj} = q_{n,ens} \cdot \frac{q_{n,teo}}{q_{n,real}}$$

$$q_{adj,1} = 58,15 \cdot \frac{52,85}{49,77} = 61,75kN$$

$$q_{adj,2} = 67,65 \cdot \frac{52,85}{49,03} = 72,92kN$$

$$q_{adj,4} = 67,92 \cdot \frac{52,85}{48,67} = 73,75kN$$

Valor médio:

$$q_m = \frac{q_{adj,1} + q_{adj,2} + q_{adj,4}}{3}$$

$$q_m = \frac{61,75 + 72,92 + 73,75}{3} = 69,47kN$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{q_{adj,1}}{q_m} &= \frac{61,75}{69,47} = 0,8888 \\ \frac{q_{adj,2}}{q_m} &= \frac{72,92}{69,47} = 1,0496 \\ \frac{q_{adj,4}}{q_m} &= \frac{73,75}{69,47} = 1,0615 \end{aligned} \right\}$$

A maior dispersão foi 11,12%

### C.1.4 Cálculo da resistência nominal do conector ( $R_n$ )

Utilizando três resultados dos quatro ensaios realizados, fica atendida a recomendação do EN 1994-1-1(2004) quanto ao número de três ensaios para a determinação das resistências via ensaios.

Desta forma, segundo o EN 1994-1-1(2004), a resistência do conector analisado é:

$$q_k = 0,9 \cdot 58,15 = 52,34 \text{ kN}$$

A partir da equação C.4 pode-se escrever:

$$q_n = \left( \frac{f_u}{f_{ut}} \right) q_k \leq q_k$$

$$q_n = \left( \frac{450}{486,2} \right) \cdot 52,34 \leq 52,34$$

$$q_n = 48,44 \text{ kN}$$

Este valor foi utilizado para a análise dos resultados experimentais das vigas mistas com painéis de CCA.

## C.2 Vigas mistas com painéis de CCA - Tipo II (Vigas 3 e 4)

### C.2.1 Cálculos com os valores nominais e resistências características

a) Dados gerais da estrutura

- Aço  $f_y=300\text{MPa}$

Perfil CX 200x150x25x2:

$$A_s=15,47\text{cm}^2$$

$$I_x=957,1\text{cm}^4$$

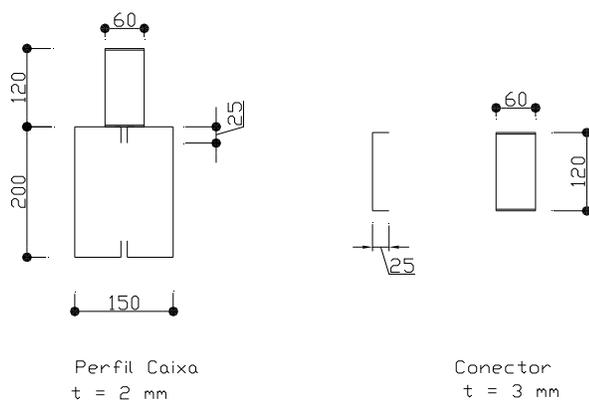


Figura C.1 – Seção transversal do perfil e conector de cisalhamento U simples.

Comprimento do conector:  $L_{cs}=60\text{mm}$

$$\bullet \text{ Concreto : } \left\{ \begin{array}{l} f_{ck} = 20\text{MPa} \\ E_c = 4760\sqrt{f_{ck}} = 21287,4\text{MPa} \quad (\text{NBR6118(2003)}) \\ f_{tk} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \eta = 1,5\text{MPa} \quad (\text{EN - 1994 - 1 - 1(2004)}) \\ \eta = 1 \\ \tau_{tk} = 0,25 \cdot f_{tk} = 0,38\text{MPa} \quad (\text{Johnson, R.P. - 1994}) \end{array} \right.$$

Onde:

$f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão, em MPa;

$E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto, em MPa;

$f_{tk}$  é a resistência do concreto à tração, em MPa;

$\tau_{tk}$  é a resistência característica do concreto ao cisalhamento, em MPa;

$\eta = 1$  para concreto de densidade normal;

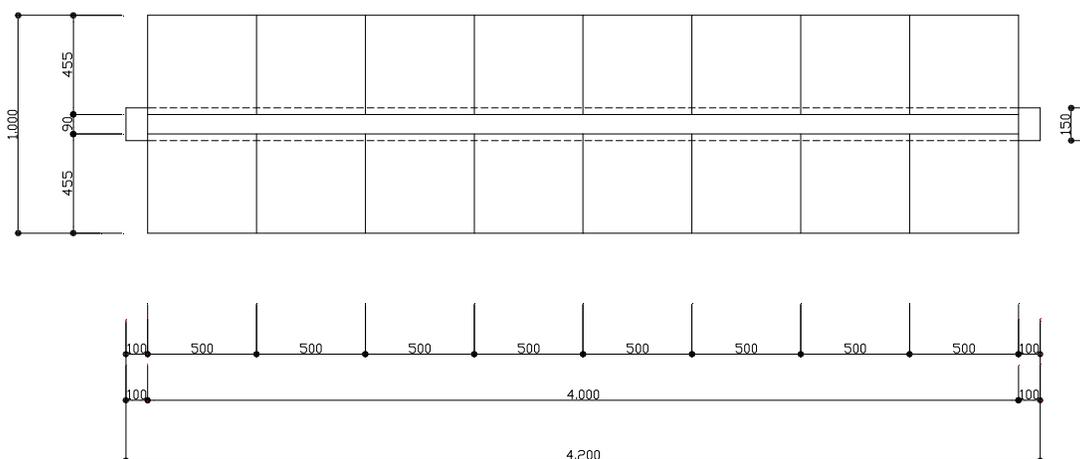
$\eta = 0,3 + 0,7 \left( \frac{\gamma_c}{24} \right)$  para concreto de baixa densidade;

$\gamma_c$  é o peso específico do concreto, em  $\text{kN/m}^3$ .

- $CCA : \begin{cases} f_{ck} = 4,5MPa \\ f_{tk} = 0,57MPa \quad (EN - 1994 - 1 - 1(2004)) \\ \tau_{tk} = 0,14MPa \quad (Johnson) \end{cases}$

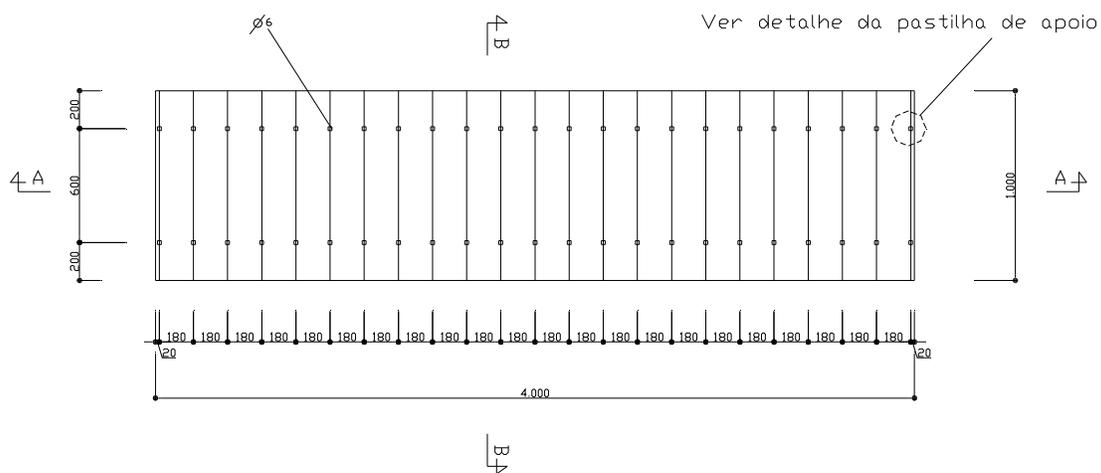
(As expressões de  $f_{tk}$  e  $\tau_{tk}$  anteriores foram extrapoladas para o painel de CCA)

- Vista mista:  $L=4000\text{mm}$

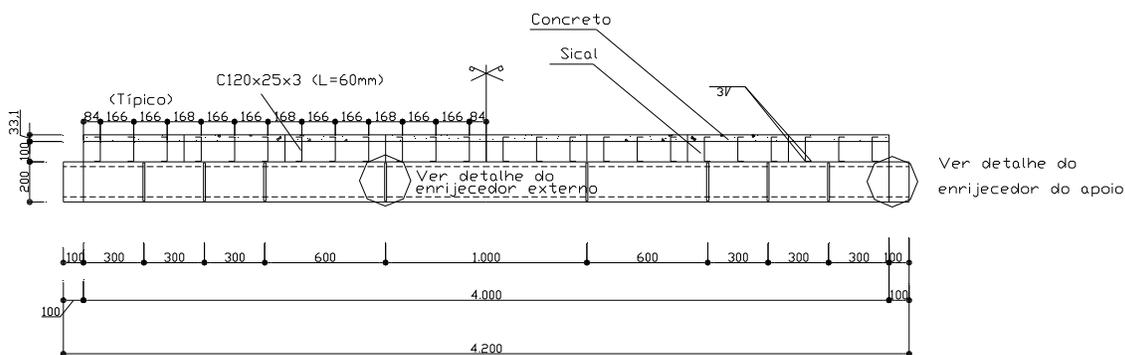


Vista superior do modelo, mostrando os painéis CCA

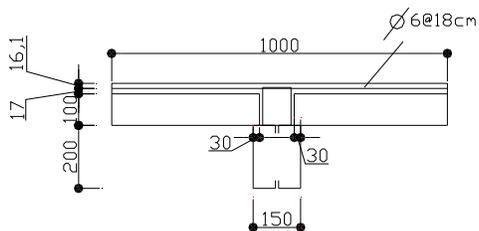
Figura C.2 – Detalhes do modelo de viga mista com painéis de CCA (continua)



Vista superior do modelo, mostrando a armadura inferior

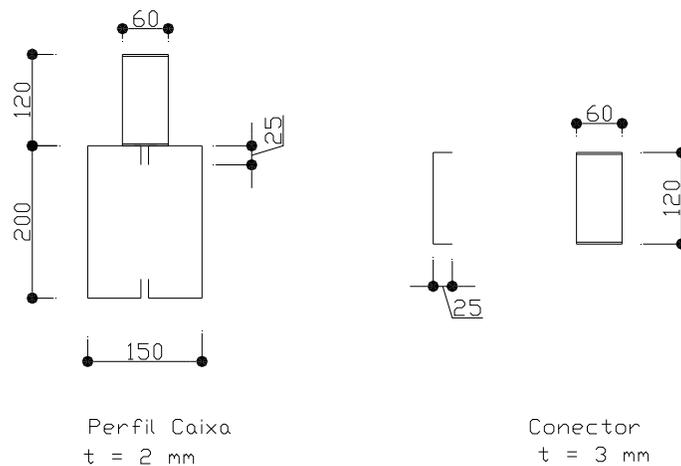


Corte A-A

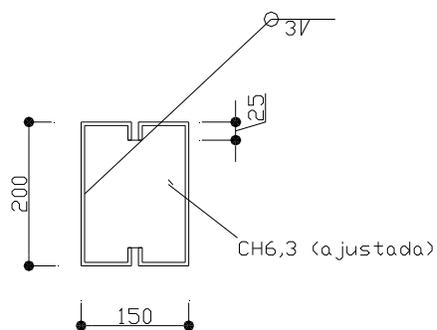


Corte B-B

Figura C.2 – Detalhes do modelo de viga mista com painéis de CCA (continua)



### Seção transversal



### Detalhe do enrijecedor de apoio do perfil

Figura C.2 – Detalhes do modelo de viga mista com painéis de CCA

b) Cálculo de  $V_h$

Largura efetiva da laje:  $\frac{L}{4} = \frac{4000}{4} = 1000\text{mm}$

Espessura do concreto moldado sobre os painéis de CCA:  $t=33,1\text{mm}$

Considerando interação total:

$$V_h \text{ menor de } \begin{cases} 0,85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot t = 0,85 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 3,31 = 562,7 \text{ kN} \\ A_s \cdot f_y = 15,47 \cdot 30 = 464,1 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow V_h = 464,1 \text{ kN}$$

c) Resistência ao cisalhamento da seção 1-1 em meio vão

As forças de cisalhamento longitudinal, transferidas pelos conectores na interface aço-concreto, provocam tensões de tração no concreto da laje que devem ser resistidas por armaduras colocadas transversalmente à viga. O modelo de treliça de Morsch pode ser adotado para o cálculo desta armadura, de modo análogo ao cálculo de estribos em estruturas de concreto armado.

Para os cálculos devem ser consideradas as Figuras C.3 e C.4.

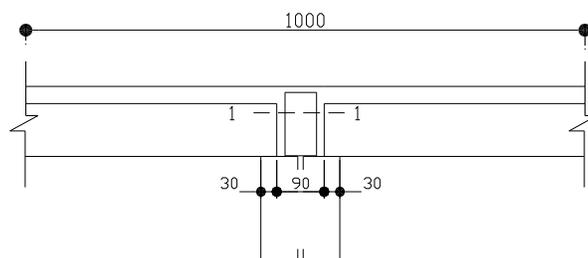


Figura C.3 - Seção 1-1

Na seção 1-1, em meio vão, a força cisalhante vale:

$$F'_{\text{ar}} = \frac{L}{2} \cdot b_w \cdot \tau_{tk} = \frac{400}{2} \cdot 90 \cdot 0,038 = 68,4 \ll V_h \therefore \text{Usar treliça de Morsch com espaçamento}$$

de conectores  $s$ .

$$s = \frac{h_{\text{total}}}{2} = \frac{200 + 100 + 33,1}{2} = 166,5 \text{ mm}$$

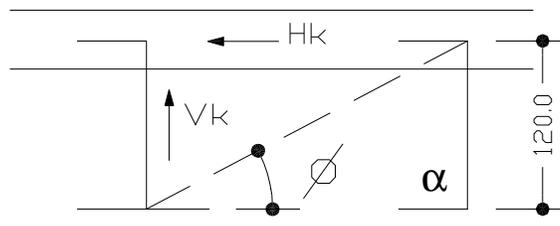


Figura C.4 - Treliça de Morsch

Na seção transversal de concreto:

$$b_w = 9\text{cm}$$

$$d = 12\text{cm}$$

$$\tau_{wk} = 0,25 \cdot f_{ck} = 0,25 \cdot 20 = 5\text{MPa}$$

$$V_k = b_w \cdot d \cdot \tau_{wk} = 9 \cdot 12 \cdot 0,5 = 54\text{kN}$$

Onde:

$F'_{dR}$  é a força de cisalhamento na seção 1-1;

$d$  é a altura útil (conector / seção);

$b_w$  é a menor largura da seção de concreto ao longo da largura útil considerada (Figura C.3);

$\tau_{tk}$  é a tensão de cisalhamento característica do concreto;

$\tau_{wk}$  é a tensão convencional de cisalhamento característica, por força cortante;

$V_k$  é a força cortante na seção transversal de concreto.

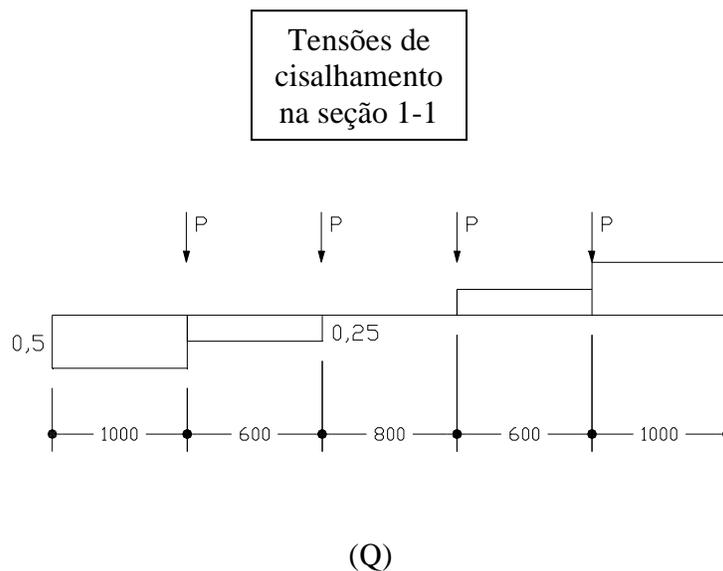


Figura C.5 – Pontos de aplicação das cargas nos ensaios.

$$H_k = \sum \tau_{1-1} \cdot b_w \cdot L' = 0,5 \cdot 9 \cdot 100 + 0,25 \cdot 9 \cdot 60 = 585 \text{ kN}$$

Onde:

$H_k$  é a força horizontal total, em meio vão;

$L'$  é o vão considerado.

$$\text{Número de conectores em meia viga} = \frac{L}{s} = \frac{400}{16,6} = 12 \text{ conectores}$$

O valor da resistência de um conector é dado por:

$$q_{n,nom(NBR8800/1986)} = 0,0365 \cdot (t_f + 0,5 \cdot t_w) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$q_{n,nom(NBR8800/1986)} = 0,0365 \cdot (3 + 0,5 \cdot 3) \cdot 60 \cdot \sqrt{20} = 44,07 \text{ kN}$$

Resistência dos 12 conectores:  $12 \cdot 44,07 = 528,84 \text{ kN}$

$$Q_n = \text{menor de} \begin{cases} 585 \text{ kN} (H_k) \\ 528,84 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow Q_n = 528,84 \text{ kN}$$

Fazendo uma analogia com a teoria clássica de Mörsch a área do conector deverá resistir aos esforços oriundos da força cortante.

Verificação da área da seção do conector:

$$A_{s,90} = s_{90} \cdot \frac{\tau_k}{f_y} \cdot b_w = s_{90} \cdot \frac{1,15 \cdot \tau_{wk} - \tau_c}{f_y} \cdot b_w = 16,6 \cdot \frac{1,15 \cdot 0,5 - 0,06}{30} \cdot 9 = 2,56 \text{ cm}^2$$

Onde:

$A_{s,90}$  é a área da seção transversal dos conectores;

$s_{90}$  é o espaçamento entre os conectores, que funcionam como estribo, medido no sentido longitudinal da viga;

$\tau_k$  é a tensão de cisalhamento no conector;

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço dos conectores;

$\tau_c = 0,06$  para  $f_{ck} = 20$  MPa;

Área disponível =  $L_{cs} \cdot t = 6 \times 0,3 = 1,8 < 2,56 \Rightarrow$  a resistência  $H_k$  passa para

$$H'_k = \frac{1,8}{2,56} \cdot 585 = 411,33 \text{ kN}.$$

d) Armadura de cisalhamento

$$\gamma_R \leq \begin{cases} 2,5 \cdot A_{cv} \cdot \tau_k + A_e \cdot f_{sk} \\ 0,2 \cdot A_{cv} \cdot f_{ck} \end{cases}$$

$$\gamma_R \leq \begin{cases} (2,5 \cdot 100 \cdot 3,31) \cdot 0,038 + (0,002 \cdot 100 \cdot 3,31) \cdot 50 \\ 0,2 \cdot (100 \cdot 3,31) \cdot 2 \end{cases}$$

$$\gamma_R \leq \begin{cases} 64,5 \text{ kN} / \text{m} \\ 132,4 \text{ kN} / \text{m} \end{cases}$$

$$\gamma_R = 64,5 \text{ kN} / \text{m}$$

Onde:

$\gamma_R$  é a resistência da superfície potencial de falha ao cisalhamento, por plano de falha;

$A_{cv}$  é a área transversal média por comprimento unitário da superfície de cisalhamento em consideração da laje de concreto;

$\tau_k$  é a resistência do concreto ao cisalhamento;

$A_e$  é o somatório das áreas transversais das armaduras (perpendiculares à viga) por unidade de comprimento cruzando a superfície de cisalhamento em consideração;

$f_{sk}$  é a tensão característica de escoamento da armadura.

Em meio vão e para  $n=2$  planos:  $\frac{L}{2} \cdot n \cdot \gamma_R = \frac{4}{2} \cdot 2 \cdot 64,5 = 258 \text{ kN}$ .

Usar  $\varnothing 6@18$  (taxa de 0,47%)

$$2,5 \cdot (100 \cdot 3,31) \cdot 0,038 + (0,47\% \cdot 100 \cdot 3,31) \cdot 50 = 109,2 \text{ kN/m}$$

Em meio vão e para dois planos:  $\frac{4}{2} \cdot 2 \cdot 109,2 = 436,8 \text{ kN}$

e) Conclusão

A viga tem como fator limitador a resistência devida ao comportamento do conector à tração na treliça de Mörsch: 411,33kN

f) Análise da viga mista, considerando coneão parcial de  $\frac{411,33}{464,1}$ , construção escorada e seção compacta

Adotando um perfil I equivalente (com mesma área de aço, mesma altura, mesmo momento de inércia e mesma espessura do flange):

$$\begin{aligned}
 A &= (H - 2t_f)t_w + 2t_f \cdot b_f \\
 15,47 &= (20 - 2 \cdot 0,2)t_w + 2 \cdot 0,2 \cdot b_f \\
 15,47 &= 19,6t_w + 0,4b_f
 \end{aligned} \tag{C.5}$$

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{(H - 2t_f)^3 t_w}{12} + \frac{2b_f t_f^3}{12} + 2b_f t_f \left[ \frac{(H - t_f)}{2} \right]^2 \\
 957,1 &= \frac{(20 - 2 \cdot 0,2)^3 t_w}{12} + \frac{2b_f \cdot 0,2^3}{12} + 2b_f \cdot 0,2 \left[ \frac{(20 - 0,2)}{2} \right]^2 \\
 957,1 &= 627,46t_w + 39,21b_f
 \end{aligned} \tag{C.6}$$

Resolvendo o sistema linear formado pelas Equações C.5 e C.6, obtém-se:

$$t_w = 0,432 \text{ cm}$$

$$b_f = 17,491 \text{ cm. Adotado } b_f = 17,5 \text{ cm}$$

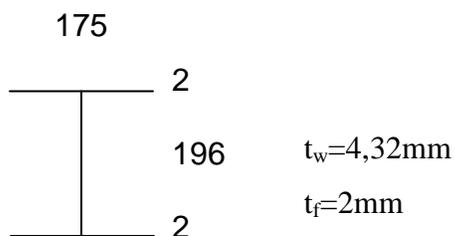


Figura C.6 – Perfil equivalente

#### *Determinação da resistência nominal ao momento fletor*

$$h/t_w = 192/2 = 96 < 3,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 97,5 \quad \text{seção compacta}$$

$$C = 411,33 \text{ kN}$$

$$a = \frac{C}{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{411,33}{0,85 \cdot 2 \cdot 100} = 2,42 \text{ cm}$$

$$C' = \frac{1}{2} \cdot [(A \cdot f_y)_a - C] = \frac{1}{2} \cdot [15,47 \cdot 30 - 411,33] = 26,39 \text{ kN}$$

$$(A.f_y)_{mesasup} = 17,5 \cdot 0,2 \cdot 30 = 105 \text{ kN} > C' \Rightarrow \text{LNP na mesa superior}$$

$$\bar{y} = \frac{C'}{(A.f_y)_{mesasup}} \cdot t_{fs}$$

$$\bar{y} = \frac{26,39}{105} \cdot 0,2 = 0,050 \text{ cm}$$

$$y_c = \frac{\bar{y}}{2} = 0,025 \text{ cm}$$

$$y_t = \frac{17,5 \cdot 0,2 \cdot 0,1 + 19,6 \cdot 0,432 \cdot 10 + 17,5 \cdot (0,2 - 0,050) \cdot 19,975}{17,5 \cdot 0,2 + 19,6 \cdot 0,432 + 17,5 \cdot (0,2 - 0,050)} = 9,42 \text{ cm}$$

$$M_n = C' \cdot (d - y_t - y_c) + C \cdot \left( t_c - \frac{a}{2} + d - y_t \right)$$

$$M_n = 26,39 \cdot (20 - 9,42 - 0,025) + 411,33 \cdot \left( 13,31 - \frac{2,42}{2} + 20 - 9,42 \right)$$

$$M_n = 9607,51 \text{ kN.cm}$$

Onde:

$h$  é a altura da alma do perfil;

$t_w$  é a espessura da alma;

$E$  é o módulo de elasticidade do aço;

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço;

$f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão;

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

$C$  é a força de compressão no concreto, correspondente à tensão na largura efetiva da laje;

$C'$  é a força resultante da parte comprimida da viga de aço;

$\bar{y}$  é distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior da viga de aço;

$y_c$  é a distância do centro geométrico da parte comprimida da seção da viga de aço até a face superior dessa viga;

$y_t$  é a distância do centro geométrico da parte tracionada da seção da viga de aço até a face inferior dessa viga;

$t_c$  é a espessura da laje de concreto;

$M_n$  é a resistência nominal ao momento fletor da viga mista;

$$2P.1,6 - P.0,6 = 96,08$$

$$P = 36,95\text{kN}$$

Carga máxima prevista:  $4.36,95=147,81\text{kN}$  (carga no cilindro+peso próprio)

g) Verificação ao Esforço Cortante

$$h = 200 - 2.(2 + 2) = 192\text{mm}$$

$$h/t_w = 192/2 = 96$$

$$k = 5,34$$

$$\lambda_r = 1,40 \cdot \sqrt{\frac{kE}{f_y}} = 1,40 \cdot \sqrt{\frac{5,34 \cdot 205000}{300}} = 84,57$$

$\lambda_r < h/t_w$  : flambagem elástica

$$\tau_{cr} = k \cdot \sigma_e = k \cdot \frac{\pi^2 E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \left( \frac{t_w}{h} \right)^2 = 5,34 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 205000}{12 \cdot (1 - 0,3^2)} \cdot \left( \frac{1}{96} \right)^2 = 107,4\text{MPa}$$

Resistência nominal à força cortante:  $V_n = \tau_{cr} \cdot h \cdot t_w = 10,74 \cdot 19,2 \cdot 0,2 = 41,2\text{kN}$  (cada alma)

Duas almas:  $2 \cdot 41,2 = 82,4\text{kN}$

Maior carga resultante =  $2 \cdot 82,4 = 164,9\text{kN}$  (carga no cilindro+peso próprio)

$$164,9 > 147,81$$

CONCLUSÃO: A maior carga prevista a ser aplicada é de 147,81kN.

Onde:

$k$  é coeficiente de flambagem local por cisalhamento;

$\tau_{cr}$  é a tensão crítica de flambagem local por cisalhamento;

$\nu$  é o coeficiente de Poisson;

h) Verificação das seções sujeitas a cargas concentradas

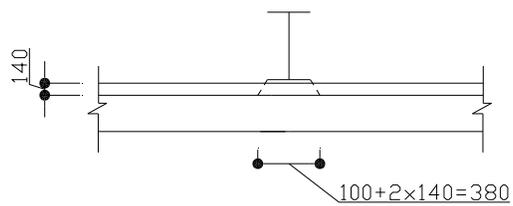


Figura C.7 - Ação da carga concentrada

$$\sigma_e = \frac{\tau_{cr}}{k} = \frac{107,4}{5,34} = 20,12 \text{ MPa}$$

$$\text{Sem enrijecedores: } \begin{cases} F_c = 0,6 \cdot \sigma_e \cdot 2 = 24,1 \text{ MPa} \\ \sigma = \frac{147,81}{19,2 \cdot 0,2} = 4,81 \text{ kN/cm}^2 = 48,1 \text{ MPa} > 24,1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\therefore$  Colocar enrijecedores nas seções sujeitas a cargas concentradas

## C.2.2 Cálculos com os valores médios reais

a) Dados

- Aço  $f_y=373,6\text{MPa}$

Perfil:

$$A_s=18,96\text{cm}^2$$

$$I_x=1082,7\text{cm}^4$$

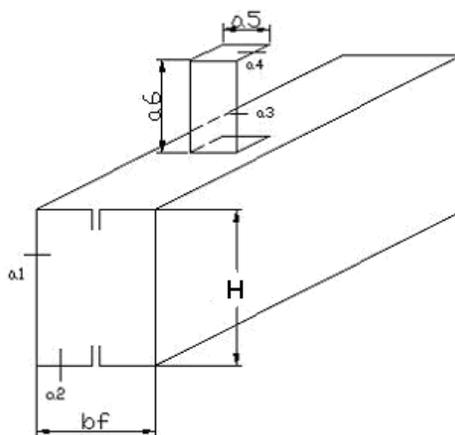


Figura C.8 – Perfil metálico e conector de cisalhamento U simples

$$\bar{a}_1 = 2,56\text{mm}$$

$$\bar{a}_2 = 2,58\text{mm}$$

$$\bar{a}_3 = 3,05\text{mm}$$

$$\bar{a}_4 = 3,16\text{mm}$$

$$\bar{a}_5 = 58,54\text{mm}$$

$$\bar{a}_6 = 119,17\text{mm}$$

$$\bar{b}_f = 145,83\text{mm}$$

$$H = 193\text{mm}$$

- concreto : 
$$\begin{cases} f_{ck} = 22,60\text{MPa} \\ E_c = 24680\text{MPa} \\ \tau_k = 0,42\text{MPa} \end{cases}$$

- Viga Mista:

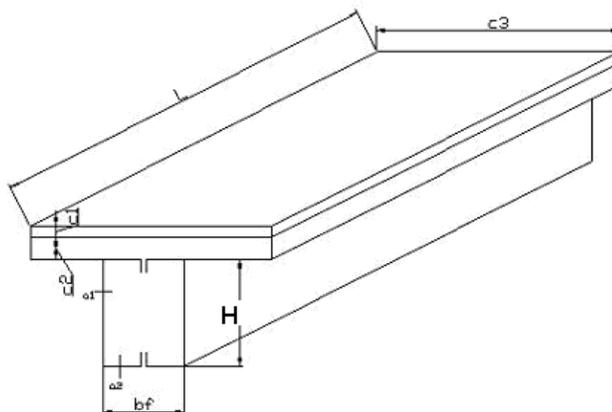


Figura C.9 – Viga mista

$$\bar{c1} = 36,75mm$$

$$\bar{c2} = 97,96mm$$

$$\bar{c3} = 1004,67mm$$

$$\bar{L} = 4027,5mm$$

b) Cálculo de  $V_h$

$$\text{Largura efetiva da laje: } b < \begin{cases} \frac{\bar{L}}{4} = \frac{4027,5}{4} = 1006,88mm \\ \bar{c3} = 1004,67mm \quad (*) \end{cases}$$

$$\text{Espessura de concreto: } \bar{c1} + \bar{c2} = 36,75 + 97,96 = 134,71mm$$

Considerando interação total:

$$V_h \text{ menor de } \begin{cases} 1,00 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot \bar{c1} = 1,0 \cdot 26 \cdot 100 \cdot 47,3,68 = 835,59kN \\ A_s \cdot f_y = 18,96 \cdot 37,36 = 708,35kN(*) \end{cases}$$

Obs: Coeficiente de Rüsich=1,0 porque o ensaio é de curta duração.

c) Resistência ao cisalhamento da seção 1-1 em meio vão

$$L=4027,5\text{mm}$$

$$F'_{\text{GR}} = \frac{L}{2} \cdot b_w \cdot \tau_k = \frac{402,75}{2} \cdot 9 \cdot 0,042 = 76,12 \ll V_h \rightarrow \text{Usar treliça de Morsch com}$$

espaçamento de conectores  $s = \frac{h_{\text{total}}}{2} = \frac{193 + 134,71}{2} = 163,86\text{mm}$ . Porém os modelos foram construídos com 166mm.

Na seção transversal de concreto:

$$b_w = 9\text{cm}$$

$$d = 11,92\text{cm}$$

$$\tau_{\text{wk}} = 0,25 \cdot f_{\text{ck}} = 0,25 \cdot 22 = 5,5\text{MPa}$$

$$V_k = b_w \cdot d \cdot \tau_{\text{wk}} = 9 \cdot 11,92 \cdot 0,55 = 59,0\text{kN}$$

$$H_k = \sum \tau_{1-1} \cdot b_w \cdot L' = 0,55 \cdot 9 \cdot 94 + 0,275 \cdot 9 \cdot 60 = 571,5\text{kN}$$

$$\text{Número de conectores em meia viga} = \frac{L}{s} = \frac{402,75}{16,6} = 12 \text{ conectores. O espaçamento } s$$

utilizado foi de 166mm.

O valor da resistência utilizado para um conector é o obtido pelos resultados dos ensaios “push out” e determinado no item C.1.4, ou seja,  $q_n=48,44\text{kN}$ .

Resistência dos 12 conectores:  $12 \cdot 48,44=581,28\text{kN}$

$$Q_n = \text{menor de} \begin{cases} 571,50\text{kN}(H_k) \\ 581,28\text{kN} \end{cases} \rightarrow Q_n = 571,50\text{kN}$$

Verificação da área da seção do conector:

$$A_{s,90} = s_{90} \cdot \frac{\tau_k}{f_y} \cdot b_w = s_{90} \cdot \frac{1,15 \cdot \tau_{\text{wk}} - \tau_c}{f_y} \cdot b_w = 16,6 \cdot \frac{1,15 \cdot 0,55 - 0,06}{37,36} \cdot 9 = 2,29\text{cm}^2$$

Área disponível =  $\frac{\overline{a^3} + \overline{a^4}}{2} = 5,854 \cdot \frac{0,305 + 0,316}{2} = 1,82 < 2,29 \Rightarrow$  a resistência  $H_k$  passa

para  $H_k = \frac{1,82}{2,29} \cdot 571,5 = 454,2 \text{ kN}$ .

d) Armadura de cisalhamento

$$\gamma_R \leq \begin{cases} 2,5 \cdot A_{cv} \cdot \tau_k + A_e \cdot f_{sk} \\ 0,2 \cdot A_{cv} \cdot f_{ck} \end{cases}$$

$$\gamma_R \leq \begin{cases} (2,5 \cdot 100,47 \cdot 3,68) \cdot 0,042 + (0,002 \cdot 100,47 \cdot 3,68) \cdot 50 \\ 0,2 \cdot (100,47 \cdot 3,68) \cdot 2 \end{cases}$$

$$\gamma_R \leq \begin{cases} 75,79 \text{ kN/m} \\ 147,89 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\gamma_R = 75,79 \text{ kN/m}$$

Em meio vão e para  $n=2$  planos:  $\frac{L}{2} \cdot n \cdot \gamma_R = \frac{4,0275}{2} \cdot 2 \cdot 75,79 = 305,24$ . Usar  $\varnothing 6 @ 18$  (taxa de 0,47%)

$$2,5 \cdot (100,47 \cdot 3,68) \cdot 0,042 + (0,47\% \cdot 100,47 \cdot 3,68) \cdot 50 = 125,71 \text{ kN/m}$$

Em meio vão e para dois planos:  $\frac{4,0275}{2} \cdot 2 \cdot 125,71 = 506,30 \text{ kN}$

e) Conclusão

A viga tem como fator limitador a resistência devida ao comportamento do conector à tração na treliça de Morsch: 454,2 kN

f) Análise da viga mista, considerando interação parcial de  $\frac{454,2}{708,35}$ , construção escorada e seção compacta

Adotando um perfil I equivalente (com mesma área de aço, mesma altura, mesmo momento de inércia e mesma espessura do flange):

$$\begin{aligned}
 A &= (H - 2t_f)t_w + 2t_f.b_f \\
 18,96 &= (19,3 - 2.0,258)t_w + 2.0,258.b_f \\
 18,96 &= 18,784.t_w + 0,516.b_f
 \end{aligned} \tag{C.7}$$

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{(H - 2t_f)^3.t_w}{12} + \frac{2.b_f.t_f^3}{12} + 2.b_f.t_f.\left[\frac{(H - t_f)}{2}\right]^2 \\
 1082,7 &= \frac{(19,3 - 2.0,258)^3.t_w}{12} + \frac{2.b_f.0,258^3}{12} + 2.b_f.0,258.\left[\frac{(19,3 - 0,258)}{2}\right]^2 \\
 1082,7 &= 552,31.t_w + 46,78b_f
 \end{aligned} \tag{C.8}$$

Resolvendo o sistema linear formado pelas Equações C.7 e C.8, obtém-se:

$$t_w = 0,553 \text{ cm}$$

$$b_f = 16,62 \text{ cm.}$$

*Determinação da resistência nominal ao momento fletor*

$$h/t_w = 182,68/2,58 = 70,8 < 3,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 87,84 \quad \text{seção compacta}$$

$$C = 454,2 \text{ kN}$$

$$a = \frac{C}{1,0.f_{ck}.b} = \frac{454,2}{1,0.2,26.100,47} = 2,00 \text{ cm}$$

$$C' = \frac{1}{2} \cdot [(A.f_y)_a - C] = \frac{1}{2} \cdot [18,96.37,36 - 454,2] = 127,07 \text{ kN}$$

$$(A.f_y)_{mesasup} = 16,62.0,258.37,36 = 160,20 \text{ kN} > C' \Rightarrow \text{LNP na mesa superior}$$

$$\bar{y} = \frac{C'}{(A \cdot f_y)_{\text{mesasup}}} \cdot t_{fs}$$

$$\bar{y} = \frac{127,07}{160,20} \cdot 0,258 = 0,20 \text{ cm}$$

$$y_c = \frac{\bar{y}}{2} = 0,10 \text{ cm}$$

$$y_t = \frac{16,62 \cdot 0,258 \cdot 0,129 + 18,784 \cdot 0,553 \cdot 9,65 + 16,62 \cdot 0,058 \cdot (0,058 / 2 + 18,784 + 0,258)}{16,62 \cdot 0,258 + 18,784 \cdot 0,553 + 16,62 \cdot 0,058} = 7,62$$

$$M_n = C' \cdot (H - y_t - y_c) + C \cdot \left( \frac{c_1 + c_2}{2} - \frac{a}{2} + d - y_t \right)$$

$$M_n = 127,07 \cdot (19,3 - 7,62 - 0,10) + 454,2 \cdot \left( (3,675 + 9,796) - \frac{2,00}{2} + 19,3 - 7,62 \right)$$

$$M_n = 12440,85 \text{ kN.cm}$$

$$2P \cdot (0,94 + 0,6) - P \cdot 0,6 = 124,41$$

$$P = 50,16 \text{ kN}$$

Carga máxima prevista:  $4 \cdot 50,16 = 200,66 \text{ kN}$  (carga no cilindro + peso próprio)

g) Verificação ao Esforço Cortante

$$h = 193 - 2 \cdot (2,58 + 2,58) = 182,68 \text{ mm}$$

$$h / t_w = 182,68 / 2,56 = 71,36$$

$$k = 5,34$$

$$\lambda_r = 1,40 \cdot \sqrt{\frac{kE}{f_y}} = 1,40 \cdot \sqrt{\frac{5,34 \cdot 205000}{373,6}} = 75,78$$

$$\lambda_p = 1,08 \cdot \sqrt{\frac{kE}{f_y}} = 1,08 \cdot \sqrt{\frac{5,34 \cdot 205000}{373,6}} = 58,46$$

$$\lambda_p < \frac{h}{t_w} < \lambda_r \quad \text{flambagem inelástica}$$

$$\tau_{cr} = \frac{\lambda_p}{\left( \frac{h}{t_w} \right)} \cdot 0,6 \cdot f_y = \frac{58,46}{71,36} \cdot 0,6 \cdot 373,6 = 183,64 \text{ MPa}$$

Resistência nominal à força cortante:

$$V_n = \tau_{cr} \cdot h \cdot \bar{a}1 = 18,4 \cdot 18,27 \cdot 0,256 = 86,06 \text{ kN} \quad (\text{cada alma})$$

Duas almas:  $2 \cdot 86,06 = 172,12 \text{ kN}$

Maior carga resultante =  $2 \cdot 172,12 = 344,24 \text{ kN}$  (carga no cilindro + peso próprio)

$344,24 > 200,66 \text{ kN}$

CONCLUSÃO: A maior carga prevista é de 200,66 kN

h) Verificação das seções sujeitas a cargas concentradas

$$\sigma_e = \frac{\tau_{cr}}{k} = \frac{185,1}{5,34} = 34,66 \text{ MPa}$$

$$\text{Sem enrijecedores: } \begin{cases} F_c = 0,6 \cdot \sigma_e \cdot 2 = 41,60 \text{ MPa} \\ \sigma = \frac{200,66}{\frac{4,2}{18,27 \cdot 0,258}} = 5,32 \text{ kN} / \text{cm}^2 = 53,2 \text{ MPa} > 41,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

∴ Colocar enrijecedores nas seções sujeitas a cargas concentradas

# D

## **PREVISÕES DAS CARGAS MÁXIMAS PARA OS MODELOS DE VIGA MISTA COM LAJES MISTAS – ANÁLISE ESTATÍSTICA**

### **D.1 Modelos “*push out*” com lajes mistas**

Analogamente aos modelos de “*push out*” com painéis de CCA foram feitos os cálculos referentes aos conectores do tipo rebite com rosca interna e parafusos sextavados. Os resultados são apresentados na Tabela D.1.

Tabela D.1 – Análises Estatísticas para os modelos “push out” - conector tipo rebite com parafusos

PS-M12				PS-M14			
$q_{n,ensaio,1}$ (kN)	$q_{n,ensaio,2}$ (kN)	$q_{n,ensaio,3}$ (kN)	$q_{n,ensaio,4}$ (kN)	$q_{n,ensaio,1}$ (kN)	$q_{n,ensaio,2}$ (kN)	$q_{n,ensaio,3}$ (kN)	$q_{n,ensaio,4}$ (kN)
39,04	39,95	37,57	40,12	36,02	34,11	40,67	35,51
$q_{n,teo} = 24,30\text{kN}$				$q_{n,teo} = 25,92\text{kN}$			
$q_{n,real} = 32,21\text{kN}$				$q_{n,real} = 34,22\text{kN}$			
$q_k = 33,81\text{kN}$				$q_k = 31,96\text{kN}$			
$q_n = 31,29\text{kN}$				$q_n = 29,58\text{kN}$			

## D.2 Vigas mistas com lajes mistas

### D.2.1 Cálculos com os valores nominais e resistências características (Rebite M12)

#### a) Dados

- Aço  $f_y = 300\text{MPa}$   
 $f_u = 450\text{MPa}$

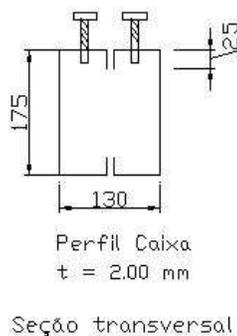


Figura D.1 – Seção transversal da viga de aço

$$A = 14,20\text{cm}^2$$

$$I_x = 576,79\text{cm}^4$$

$$W_x = 65,92\text{cm}^3$$

- Conector: O conector usado será o rebite com rosca interna, com o diâmetro do tipo 1 – Rivkle M12 (L=140mm):

$$\begin{array}{l} \text{Tipo 1- RIVKLE M12} \\ \phi_{ext} = 15,00\text{mm} \\ \phi_{int} = 12,3\text{mm} \\ \phi_{parafuso} = 12,2\text{mm} \end{array}$$

- Deck metálico: o deck terá nervuras longitudinais ao perfil metálico

$$\bullet \text{ concreto: } \begin{cases} f_{ck} = 20\text{MPa} \\ E_c = 22100\text{MPa(LRFD)} \\ f_{tk} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \eta = 1,5\text{MPa(EC4)} \\ \tau_k = 0,25 \cdot f_{tk} = 0,38\text{MPa(Johnson)} \end{cases}$$

Considerando  $\eta=1$  (peso normal)

- Estrutura: L=3500mm  
 espessura da laje = 125mm (60mm do deck + 65mm de concreto)  
 construção escorada

## b) Cálculo de $V_h$

$$b \leq \begin{cases} \frac{1}{4} \cdot 350 = 87,50\text{cm} \\ 16 \cdot 12,5 + 13 = 213\text{cm} \\ 13 + 350 = 363\text{cm} \end{cases}$$

$$b = 87,50\text{cm}$$

Considerando interação total:

$$V_h \text{ menor de } \begin{cases} 0,85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot t = 0,85 \cdot 2.87,5 \cdot 6,5 = 966,88 \text{ kN} \\ A_s \cdot f_y = 14,20 \cdot 30 = 426 \text{ kN} \end{cases}$$

$$V_h = 426 \text{ kN}$$

### c) Resistência dos conectores

O valor da resistência utilizado será o valor obtido com o menor dos valores encontrados na expressão abaixo, da NBR8800 (1986), válida para conector pino com cabeça.

$$q_n \leq C_{red} \cdot \begin{cases} \text{ruína do concreto} \\ \text{ruptura do conector (corte)} \\ \text{rasgamento da chapa} \end{cases}$$

$$q_n \leq C_{red} \cdot \begin{cases} 0,5 \cdot A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} \\ A_{cs} \cdot f_u \\ 0,75 \cdot (\alpha \cdot \phi_{ext} \cdot t \cdot f_u) \end{cases}$$

$$C_{red} = 0,6 \left( \frac{b_F}{h_F} \right) \left( \frac{h_{cs}}{h_F} - 1,0 \right) \leq 1,0$$

$$C_{red} = 0,6 \cdot \left( \frac{140,6}{60} \right) \left( \frac{100}{60} - 1,0 \right) = 0,94$$

como  $b_F/h_F = 2,4 > 1,5$ , usa-se  $C_{red} = 1,0$

$$q_n \leq 1,0 \cdot \begin{cases} 0,5 \cdot \left( \frac{\pi \cdot 1,22^2}{4} \right) \cdot \sqrt{2 \cdot 2210} = 38,85 \text{ kN} \\ 0,75 \cdot \left( \frac{\pi \cdot 1,23^2}{4} \right) \cdot 46 = 41,99 \text{ kN} \\ 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,500 \cdot 0,245,00 = 24,30 \text{ kN} \end{cases}$$

$$q_n = 24,30 \text{ kN}$$

Resistência dos 22 conectores:  $Q_n = 22 \cdot 24,30 = 534,60 \text{ kN}$

**d) Armadura de cisalhamento**

$$\gamma_R \leq \begin{cases} 2,5 \cdot A_{cv} \cdot \tau_k + A_e \cdot f_{sk} \\ 0,2 \cdot A_{cv} \cdot f_{ck} \end{cases}$$

$$\gamma_R \leq \begin{cases} (2,5 \cdot 87,5 \cdot 6,5) \cdot 0,038 + (0,002 \cdot 87,5 \cdot 6,5) \cdot 50 = 110,91 \text{ kN/m} \\ 0,2 \cdot (87,5 \cdot 6,5) \cdot 2 = 227,5 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\gamma_R = 110,91 \text{ kN/m}$$

Em meio vão e para n=2 planos:  $\frac{L}{2} \cdot n \cdot \gamma_R = \frac{3,5}{2} \cdot 2 \cdot 110,91 = 388,19$ . Usar  $\emptyset 6 @ 18$  (taxa de

0,47%)

$$2,5 \cdot (87,5 \cdot 6,5) \cdot 0,038 + (0,47\% \cdot 87,5 \cdot 6,5) \cdot 50 = 187,69 \text{ kN/m}$$

Em meio vão e para dois planos:  $\frac{3,5}{2} \cdot 2 \cdot 187,69 = 656,91 \text{ kN}$

**e) Análise da VM, ensaio escorado, seção compacta, interação total**

*Determinação da resistência nominal ao momento fletor*

$$C = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot t = 0,85 \cdot 2 \cdot 87,5 \cdot 6,5 = 966,88 \text{ kN}$$

$$T = A_s \cdot f_y = 14,20 \cdot 30 = 426 \text{ kN}$$

$T < C$  LNP na laje de concreto

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{426}{0,85 \cdot 2 \cdot 87,5} = 2,86 \text{ cm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left( d_1 + h_F + h_c - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 426 \cdot \left( \frac{17,5}{2} + 6 + 6,5 - \frac{2,86}{2} \right) = 8443,32 \text{ kN.cm}$$

$$2 \cdot P \cdot 1,35 - P \cdot 0,6 = 84,43$$

$$P = 40,20 \text{ kN}$$

Carga máxima prevista:  $4 \cdot 40,20 = 160,80 \text{ kN}$

### f) Verificação ao Esforço Cortante

$$h = 175\text{mm}$$

$$t = 2\text{mm}$$

$$\frac{h}{t} = 87,5$$

$$k_v = 5,34 \text{ (alma sem enrijecedores transversais)}$$

$$1,08 \cdot \left( \frac{E \cdot k_v}{f_y} \right)^{0,5} = 1,08 \cdot \left( \frac{205000 \cdot 5,34}{300} \right)^{0,5} = 65,24$$

$$1,4 \cdot \left( \frac{E \cdot k_v}{f_y} \right)^{0,5} = 1,4 \cdot \left( \frac{205000 \cdot 5,34}{300} \right)^{0,5} = 84,57$$

$$\frac{h}{t} > 1,4 \cdot \left( \frac{E \cdot k_v}{f_y} \right)^{0,5} \therefore V_{Rd} = \left[ 0,905 \cdot E \cdot k_v \cdot \frac{t^3}{h} \right] \cdot \frac{1}{\gamma}$$

$$V_{Rd} = \left[ 0,905 \cdot 20500 \cdot 5,34 \cdot \frac{0,2^3}{17,5} \right] \cdot \frac{1}{1,1} = 41,17\text{kN}$$

Duas almas:  $2 \cdot 41,17 = 82,34\text{kN}$

Carga máxima prevista:  $2 \cdot 82,34 = 164,68\text{kN}$  (carga no cilindro+peso próprio)

$164,68\text{kN} > 160,80\text{kN}$

CONCLUSÃO: A maior carga prevista é de  $160,80\text{kN}$

### g) Verificação sob as cargas

Devem ser previstos enrijecedores transversais nas seções dos apoios e nas seções intermediárias sujeitas a forças concentradas. Considerando seções intermediárias da barra

$$A = 18t^2 + A_s$$

$$N_{s,Rd} = \frac{(18t^2 + A_s) \cdot f_y}{\gamma}$$

$$41,17 = \frac{(18 \cdot 0,2^2 + A_s) \cdot 30}{1,1}$$

$$A_s = 0,8\text{cm}^2$$

L27x3

## D.2.2 Cálculos com os valores médios reais (Rebite M12)

### a) Dados

- Aço  $f_y=373,6\text{MPa}$   
 $f_u=486,2\text{MPa}$   
 $A \cong 16,51\text{cm}^2$
- Conector: O conector usado será o rebite com rosca interna, com o diâmetro do tipo 1 – Rivkle M12 (L=140mm):

	$\phi_{ext} = 16,00\text{mm}$
Tipo 1– RIVKLE M12	$\phi_{int} = 13\text{mm}$
	$\phi_{parafuso} = 12,5\text{mm}$

- Deck metálico: o deck terá nervuras longitudinais ao perfil metálico
- concreto:  $\begin{cases} f_{ck} = 21,86\text{MPa} \\ E_c = 22255\text{MPa} \end{cases}$

Considerando  $\eta=1$  (peso normal)

- Estrutura: L=3550mm  
 espessura da laje = 123mm (60mm do deck + 63mm de concreto)  
 construção escorada

### b) Cálculo de $V_h$

$$b = \frac{1}{4} \cdot 355 = 88,75\text{cm}$$

Considerando interação total:

$$V_h \text{ menor de } \begin{cases} f_{ck} \cdot b \cdot t = 2,186.88,75.6,3 = 1222,25kN \\ A_s \cdot f_y = 16,51.37,36 = 616,81kN \end{cases}$$

$$V_h = 616,81kN$$

### c) Resistência dos conectores

O valor da resistência utilizado para um conector é o obtido pelos resultados dos ensaios “push out” e determinado no item D.1.1, ou seja,  $q_n = 31,29kN$ .

Resistência dos 22 conectores:  $Q_n = 22 \cdot 31,29 = 688,38kN$

### d) Armadura de cisalhamento

$$\gamma_R \leq \begin{cases} 2,5 \cdot A_{cv} \cdot \tau_k + A_e \cdot f_{sk} \\ 0,2 \cdot A_{cv} \cdot f_{ck} \end{cases}$$

$$\gamma_R \leq \begin{cases} (2,5 \cdot 88,75.6,3) \cdot 0,038 + (0,002 \cdot 88,75.6,3) \cdot 50 = 110,03kN / m \\ 0,2 \cdot (88,75.6,3) \cdot 2 = 223,65kN / m \end{cases}$$

$$\gamma_R = 110,03kN / m$$

Em meio vão e para  $n=2$  planos:  $\frac{L}{2} \cdot n \cdot \gamma_R = \frac{3,55}{2} \cdot 2 \cdot 110,03 = 390,61$ .

Usar  $\varnothing 6@18$  (taxa de 0,47%)

$$2,5 \cdot (88,75.6,3) \cdot 0,038 + (0,47\% \cdot 88,75.6,3) \cdot 50 = 184,51kN/m$$

Em meio vão e para dois planos:  $\frac{3,55}{2} \cdot 2 \cdot 184,51 = 655,01kN$

**e) Análise da VM, ensaio escorado, seção compacta, interação total**

*Determinação da resistência nominal ao momento fletor*

$$C = f_{ck} \cdot b \cdot t = 2,186.88,75 \cdot 6,3 = 1222,25 \text{ kN}$$

$$T = A_s \cdot f_y = 16,51.37,36 = 616,81 \text{ kN}$$

$T < C$  LNP na laje de concreto

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{f_{ck} \cdot b} = \frac{616,81}{2,186.88,75} = 3,18 \text{ cm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left( d_1 + h_F + h_c - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 616,81 \cdot \left( \frac{17,7}{2} + 6 + 6,3 - \frac{3,18}{2} \right) = 12064,80 \text{ kN.cm}$$

$$2 \cdot P \cdot 1,35 - P \cdot 0,6 = 120,65$$

$$P = 57,45 \text{ kN}$$

Carga máxima prevista:  $4 \cdot 57,45 = 230 \text{ kN}$

### f) Verificação ao Esforço Cortante

$$h = 177 \text{ mm}$$

$$t = 2,3 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{t} = 77$$

$$k_v = 5,34 \text{ (alma sem enrijecedores transversais)}$$

$$1,08 \cdot \left( \frac{E \cdot k_v}{f_y} \right)^{0,5} = 1,08 \cdot \left( \frac{205000 \cdot 5,34}{373,6} \right)^{0,5} = 58,46$$

$$1,4 \cdot \left( \frac{E \cdot k_v}{f_y} \right)^{0,5} = 1,4 \cdot \left( \frac{205000 \cdot 5,34}{373,6} \right)^{0,5} = 75,78$$

$$\frac{h}{t} > 1,4 \cdot \left( \frac{E \cdot k_v}{f_y} \right)^{0,5} \therefore V_{Rd} = \left[ 0,905 \cdot E \cdot k_v \cdot \frac{t^3}{h} \right] \cdot \frac{1}{\gamma}$$

$$V_{Rd} = \left[ 0,905 \cdot 20500 \cdot 5,34 \cdot \frac{0,23^3}{17,7} \right] \cdot \frac{1}{1,1} = 62 \text{ kN}$$

Duas almas:  $2 \cdot 62 = 124 \text{ kN}$

Carga máxima prevista:  $2 \cdot 124 = 248 \text{ kN}$  (carga no cilindro+peso próprio)

$248 > 230 \text{ kN}$

CONCLUSÃO: A maior carga prevista é de 230kN

### g) Verificação sob as cargas

Devem ser previstos enrijecedores transversais nas seções dos apoios e nas seções intermediárias sujeitas a forças concentradas. Considerando seções intermediárias da barra

$$A = 18t^2 + A_s$$

$$N_{s,Rd} = \frac{(18t^2 + A_s) \cdot f_y}{\gamma}$$

$$41,17 = \frac{(18 \cdot 0,2^2 + A_s) \cdot 30}{1,1}$$

$$A_s = 0,8 \text{ cm}^2$$

L27x3

### D.2.3 Cálculos com os valores nominais e resistências características (Rebite M14)

- Aço  $f_y=300\text{MPa}$   
 $f_u=450\text{MPa}$

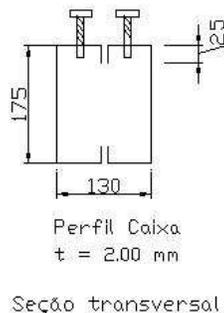


Figura D.2 – Seção transversal da viga de aço

$$A = 14,20\text{cm}^2$$

$$I_x = 576,79\text{cm}^4$$

$$W_x = 65,92\text{cm}^3$$

- Conector: O conector usado será o rebite com rosca interna, com o diâmetro do tipo 1 – Rivkle M14 (L=140mm):

$$\begin{aligned} \phi_{ext} &= 16,00\text{mm} \\ \text{Tipo 1- RIVKLE M14} \quad \phi_{int} &= 14,3\text{mm} \\ \phi_{parafuso} &= 14,2\text{mm} \end{aligned}$$

- Deck metálico: o deck terá nervuras longitudinais ao perfil metálico

$$\bullet \text{ concreto: } \begin{cases} f_{ck} = 20\text{MPa} \\ E_c = 22100\text{MPa(LRFD)} \\ f_{tk} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot \eta = 1,5\text{MPa(}EC4) \\ \tau_k = 0,25 \cdot f_{tk} = 0,38\text{MPa(Johnson)} \end{cases}$$

Considerando  $\eta=1$  (peso normal)

- Estrutura:  $L=3500\text{mm}$   
 espessura da laje =  $125\text{mm}$  ( $60\text{mm}$  do deck +  $65\text{mm}$  de concreto)  
 construção escorada

### b) Cálculo de $V_h$

$$b \leq \begin{cases} \frac{1}{4} \cdot 3500 = 87,50\text{cm} \\ 16 \cdot 12,5 + 13 = 213\text{cm} \\ 13 + 350 = 363\text{cm} \end{cases}$$

$$b = 87,50\text{cm}$$

Considerando interação total:

$$V_h \text{ menor de } \begin{cases} 0,85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot t = 0,85 \cdot 2 \cdot 87,5 \cdot 6,5 = 966,88\text{kN} \\ A_s \cdot f_y = 14,20 \cdot 30 = 426\text{kN} \end{cases}$$

$$V_h = 426\text{kN}$$

### c) Resistência dos conectores

O valor da resistência utilizado será o valor obtido com o menor dos valores encontrados na expressão abaixo, da NBR8800 (1986), válida para conector pino com cabeça.

$$q_n \leq C_{red} \cdot \begin{cases} \text{ruína do concreto} \\ \text{ruptura do conector (corte)} \\ \text{rasgamento da chapa} \end{cases}$$

$$q_n \leq C_{red} \cdot \begin{cases} 0,5 \cdot A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} \\ A_{cs} \cdot f_u \\ 0,75 \cdot (\alpha \cdot \phi_{ext} \cdot t \cdot f_u) \end{cases}$$

$$C_{red} = 0,6 \left( \frac{b_F}{h_F} \right) \left( \frac{h_{cs}}{h_F} - 1,0 \right) \leq 1,0$$

$$C_{red} = 0,6 \left( \frac{140,6}{60} \right) \left( \frac{100}{60} - 1,0 \right) = 0,94$$

como  $b_F/h_F = 2,4 > 1,5$ , usa-se  $C_{red} = 1,0$

$$q_n \leq 1,0 \cdot \begin{cases} 0,5 \cdot \left( \frac{\pi \cdot 1,42^2}{4} \right) \cdot \sqrt{2.2210} = 52,64 \text{ kN} \\ 0,75 \cdot \left( \frac{\pi \cdot 1,43^2}{4} \right) \cdot 46 = 55,00 \text{ kN} \\ 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,600 \cdot 0,245,00 = 25,92 \text{ kN} \end{cases}$$

$$q_n = 25,92 \text{ kN}$$

Resistência dos 20 conectores:  $Q_n = 20 \cdot 25,92 = 518,40 \text{ kN}$

#### d) Armadura de cisalhamento

$$\gamma_R \leq \begin{cases} 2,5 \cdot A_{cv} \cdot \tau_k + A_e \cdot f_{sk} \\ 0,2 \cdot A_{cv} \cdot f_{ck} \end{cases}$$

$$\gamma_R \leq \begin{cases} (2,5 \cdot 87,5 \cdot 6,5) \cdot 0,038 + (0,002 \cdot 87,5 \cdot 6,5) \cdot 50 = 110,91 \text{ kN/m} \\ 0,2 \cdot (87,5 \cdot 6,5) \cdot 2 = 227,5 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\gamma_R = 110,91 \text{ kN/m}$$

Em meio vão e para  $n=2$  planos:  $\frac{L}{2} \cdot n \cdot \gamma_R = \frac{3,5}{2} \cdot 2 \cdot 110,91 = 388,19$

Usar  $\varnothing 6 @ 18$  (taxa de 0,47%)

$$2,5 \cdot (87,5 \cdot 6,5) \cdot 0,038 + (0,47\% \cdot 87,5 \cdot 6,5) \cdot 50 = 187,69 \text{ kN/m}$$

Em meio vão e para dois planos:  $\frac{3,5}{2} \cdot 2 \cdot 187,69 = 656,91 \text{ kN}$

#### e) Análise da VM, ensaio escorado, seção compacta, interação total

*Determinação da resistência nominal ao momento fletor*

$$C = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot t = 0,85 \cdot 2 \cdot 87,5 \cdot 6,5 = 966,88 \text{ kN}$$

$$T = A_s \cdot f_y = 14,20 \cdot 30 = 426 \text{ kN}$$

$T < C$  LNP na laje de concreto

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b} = \frac{426}{0,85 \cdot 2,87,5} = 2,86 \text{ cm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left( d_1 + h_F + h_c - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 426 \cdot \left( \frac{17,5}{2} + 6 + 6,5 - \frac{2,86}{2} \right) = 8443,32 \text{ kN.cm}$$

$$2 \cdot P \cdot 1,35 - P \cdot 0,6 = 84,43$$

$$P = 40,20 \text{ kN}$$

$$\text{Carga máxima prevista: } 4 \cdot 40,20 = 160,80 \text{ kN}$$

### f) Verificação ao Esforço Cortante

$$h = 175 \text{ mm}$$

$$t = 2 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{t} = 87,5$$

$$k_v = 5,34 \text{ (alma sem enrijecedores transversais)}$$

$$1,08 \cdot \left( \frac{E \cdot k_v}{f_y} \right)^{0,5} = 1,08 \cdot \left( \frac{205000 \cdot 5,34}{300} \right)^{0,5} = 65,24$$

$$1,4 \cdot \left( \frac{E \cdot k_v}{f_y} \right)^{0,5} = 1,4 \cdot \left( \frac{205000 \cdot 5,34}{300} \right)^{0,5} = 84,57$$

$$\frac{h}{t} > 1,4 \cdot \left( \frac{E \cdot k_v}{f_y} \right)^{0,5} \therefore V_{Rd} = \left[ 0,905 \cdot E \cdot k_v \cdot \frac{t^3}{h} \right] \cdot \frac{1}{\gamma}$$

$$V_{Rd} = \left[ 0,905 \cdot 20500 \cdot 5,34 \cdot \frac{0,2^3}{17,5} \right] \cdot \frac{1}{1,1} = 41,17 \text{ kN}$$

$$\text{Duas almas: } 2 \cdot 41,17 = 82,34 \text{ kN}$$

$$\text{Carga máxima prevista: } 2 \cdot 82,34 = 164,68 \text{ kN (carga no cilindro+peso próprio)}$$

$$164,68 \text{ kN} > 160,80 \text{ kN}$$

CONCLUSÃO: A maior carga prevista é de 160,80 kN

### g) Verificação sob as cargas

Devem ser previstos enrijecedores transversais nas seções dos apoios e nas seções intermediárias sujeitas a forças concentradas. Considerando seções intermediárias da barra

$$A = 18t^2 + A_s$$

$$N_{s,Rd} = \frac{(18t^2 + A_s) f_y}{\gamma}$$

$$41,17 = \frac{(18,0,2^2 + A_s) 30}{1,1}$$

$$A_s = 0,8 \text{ cm}^2$$

L27x3

### D.2.4 Cálculos com os valores médios reais (Rebite M14)

#### a) Dados

- Aço  $f_y=373,6\text{MPa}$   
 $f_u=486,2\text{MPa}$   
 $A \cong 16,51\text{cm}^2$
- Conector: O conector usado será o rebite com rosca interna, com o diâmetro do tipo 1 – Rivkle M14 (L=140mm):

	$\phi_{ext} = 17,00\text{mm}$
Tipo 1– RIVKLE M14	$\phi_{int} = 14\text{mm}$
	$\phi_{parafuso} = 13\text{mm}$

- Deck metálico: o deck terá nervuras longitudinais ao perfil metálico
- concreto:  $\begin{cases} f_{ck} = 26,58MPa \\ E_c = 24540,56MPa \end{cases}$

Considerando  $\eta=1$  (peso normal)

- Estrutura:  $L=3550mm$   
 espessura da laje = 126mm (60mm do deck + 66mm de concreto)  
 construção escorada

### b) Cálculo de $V_h$

$$b = \frac{1}{4} \cdot 355 = 88,75cm$$

Considerando interação total:

$$V_h \text{ menor de } \begin{cases} f_{ck} \cdot b \cdot t = 2,658 \cdot 88,75 \cdot 6,6 = 1556,92kN \\ A_s \cdot f_y = 16,51 \cdot 37,36 = 616,81kN \end{cases}$$

$$V_h = 616,81kN$$

### c) Resistência dos conectores

O valor da resistência utilizado para um conector é o obtido pelos resultados dos ensaios “push out” e determinado no item D.1.1, ou seja,  $q_n=29,58kN$ .

Resistência dos 20 conectores:  $Q_n = 20 \cdot 29,58 = 591,60kN$

### d) Armadura de cisalhamento

$$\gamma_R \leq \begin{cases} 2,5 \cdot A_{cv} \cdot \tau_k + A_e \cdot f_{sk} \\ 0,2 \cdot A_{cv} \cdot f_{ck} \end{cases}$$

$$\gamma_R \leq \begin{cases} (2,5 \cdot 88,75 \cdot 6,6) \cdot 0,038 + (0,002 \cdot 88,75 \cdot 6,6) \cdot 50 = 114,22 \text{ kN/m} \\ 0,2 \cdot (88,75 \cdot 6,6) \cdot 2 = 234,30 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\gamma_R = 114,22 \text{ kN/m}$$

Em meio vão e para n=2 planos:  $\frac{L}{2} \cdot n \cdot \gamma_R = \frac{3,55}{2} \cdot 2 \cdot 114,22 = 405,49$ .

Usar Ø6@18 (taxa de 0,47%)

$$2,5 \cdot (88,75 \cdot 6,6) \cdot 0,038 + (0,47\% \cdot 88,75 \cdot 6,6) \cdot 50 = 193,30 \text{ kN/m}$$

Em meio vão e para dois planos:  $\frac{3,55}{2} \cdot 2 \cdot 193,3 = 686,21 \text{ kN}$

### e) Análise da VM, ensaio escorado, seção compacta, interação total

*Determinação da resistência nominal ao momento fletor*

$$C = f_{ck} \cdot b \cdot t = 2,658 \cdot 88,75 \cdot 6,6 = 1556,92 \text{ kN}$$

$$T = A_s \cdot f_y = 16,51 \cdot 37,36 = 616,81 \text{ kN}$$

$T < C$  LNP na laje de concreto

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{f_{ck} \cdot b} = \frac{616,81}{2,658 \cdot 88,75} = 2,61 \text{ cm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left( d_1 + h_F + h_c - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 616,81 \cdot \left( \frac{17,7}{2} + 6 + 6,6 - \frac{2,61}{2} \right) = 12425,64 \text{ kN.cm}$$

$$2 \cdot P \cdot 1,35 - P \cdot 0,6 = 124,26$$

$$P = 59,17 \text{ kN}$$

Carga máxima prevista:  $4 \cdot 59,17 = 237 \text{ kN}$

### f) Verificação ao Esforço Cortante

$$h = 177 \text{ mm}$$

$$t = 2,3 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{t} = 77$$

$$k_v = 5,34 \text{ (alma sem enrijecedores transversais)}$$

$$1,08 \cdot \left( \frac{E \cdot k_v}{f_y} \right)^{0,5} = 1,08 \cdot \left( \frac{205000 \cdot 5,34}{373,6} \right)^{0,5} = 58,46$$

$$1,4 \cdot \left( \frac{E \cdot k_v}{f_y} \right)^{0,5} = 1,4 \cdot \left( \frac{205000 \cdot 5,34}{373,6} \right)^{0,5} = 75,78$$

$$\frac{h}{t} > 1,4 \cdot \left( \frac{E \cdot k_v}{f_y} \right)^{0,5} \therefore V_{Rd} = \left[ 0,905 \cdot E \cdot k_v \cdot \frac{t^3}{h} \right] \cdot \frac{1}{\gamma}$$

$$V_{Rd} = \left[ 0,905 \cdot 205000 \cdot 5,34 \cdot \frac{0,23^3}{17,7} \right] \cdot \frac{1}{1,1} = 62 \text{ kN}$$

Duas almas:  $2 \cdot 62 = 124 \text{ kN}$

Carga máxima prevista:  $2 \cdot 124 = 248 \text{ kN}$  (carga no cilindro+peso próprio)

$248 > 237 \text{ kN}$

CONCLUSÃO: A maior carga prevista é de 237kN

### g) Verificação sob as cargas

Devem ser previstos enrijecedores transversais nas seções dos apoios e nas seções intermediárias sujeitas a forças concentradas. Considerando seções intermediárias da barra

$$A = 18t^2 + A_s$$

$$N_{s,Rd} = \frac{(18t^2 + A_s) \cdot f_y}{\gamma}$$

$$41,17 = \frac{(18 \cdot 0,2^2 + A_s) \cdot 30}{1,1}$$

$$A_s = 0,8 \text{ cm}^2$$

L27x3

# Livros Grátis

( <http://www.livrosgratis.com.br> )

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)  
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)  
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)  
[Baixar livros de Matemática](#)  
[Baixar livros de Medicina](#)  
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)  
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)  
[Baixar livros de Meteorologia](#)  
[Baixar Monografias e TCC](#)  
[Baixar livros Multidisciplinar](#)  
[Baixar livros de Música](#)  
[Baixar livros de Psicologia](#)  
[Baixar livros de Química](#)  
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)  
[Baixar livros de Serviço Social](#)  
[Baixar livros de Sociologia](#)  
[Baixar livros de Teologia](#)  
[Baixar livros de Trabalho](#)  
[Baixar livros de Turismo](#)