

**ANÁLISE TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE UM
TABULEIRO MISTO MADEIRA-CONCRETO
COMPOSTO POR VIGAS CIRCULARES**

Eng^o Pedro Gutemberg de Alcântara Segundinho

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira – UNESP, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil – Ênfase em Estruturas.

ORIENTADOR: Prof. Dr. José Antônio Matthiesen

Ilha Solteira, SP

Fevereiro de 2005

Aos meus pais Pedro e Liduina

Aos meus irmãos e tios

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Dr. José Antônio Matthiesen pela excelente orientação e amizade durante dois anos de iniciação científica e dois anos de mestrado.

A Capes que financiou minha bolsa de estudos.

Aos amigos.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS.....	vii
LISTA DE SÍMBOLOS	ix
LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS:	ix
LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS:	ix
LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS:	x
LETRAS GREGAS MINÚSCULAS:	x
RESUMO.....	xi
ABSTRACT	xii
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Definição do Problema.....	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Justificativa.....	2
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	3
2.1 Construções e Projetos de Estruturas Mistas de Madeira-Concreto	3
2.2 Conectores de Cisalhamento	14
2.3 Estudos em Estruturas Mistas de Madeira-Concreto	21
2.4 Discussões	40
2.5 Conclusões.....	42
3 MÉTODO TEÓRICO PARA CÁLCULO DE PROJETOS DE ESTRUTURAS MISTAS DE MADEIRA-CONCRETO.....	43
3.1 Largura Efetiva dos Flanges	45
3.2 Tensões Resultantes na Seção Mista de Madeira-Concreto	51
3.3 Verificação dos Conectores	52

3.4	Verificação dos Deslocamentos Verticais	54
3.5	Primeiro Cálculo Teórico para o Tabuleiro Misto de Madeira-Concreto	55
3.6	Segundo Cálculo Teórico para o Tabuleiro Misto de Madeira-Concreto	59
3.7	Discussões	62
4	CORPOS-DE-PROVA MISTOS DE MADEIRA-CONCRETO	63
4.1	Madeira.....	63
4.2	Concreto	63
4.3	Armadura dos Corpos-de-Prova	64
4.4	Conectores	64
4.5	Montagem dos Corpos-de-Prova	65
4.6	Ensaio dos Corpos-de-Prova	67
4.7	Modo de Ruptura dos Corpos-de-Prova.....	68
4.8	Módulo de Deslizamento e Resistência da Ligação dos Corpos-de-Prova	68
4.9	Discussões	70
5	VIGAS MISTAS DE MADEIRA-CONCRETO	72
5.1	Madeira.....	72
5.2	Concreto	73
5.3	Conectores de Cisalhamento	73
5.4	Construção das Vigas Mistas de Madeira-Concreto.....	74
5.5	Método de Ensaio das Vigas de Madeira-Concreto.....	75
5.6	Modo de Ruptura das Vigas Mistas de Madeira-Concreto	76
5.7	Resultados das Vigas Mistas de Madeira-Concreto.....	77
5.8	Discussões	81
6	MATERIAIS, CONSTRUÇÃO E ENSAIO DO TABULEIRO MISTO DE MADEIRA- CONCRETO	83
6.1	Madeira.....	83
6.2	Conectores	84
6.3	Armadura da Laje de Concreto.....	85
6.4	Montagem e Concretagem do Tabuleiro de Madeira-Concreto	86
6.5	Método de Ensaio do Tabuleiro Misto de Madeira-Concreto	87
6.6	Ruptura do Tabuleiro Misto de Madeira-Concreto.....	90

6.7	Resultados Experimentais do Tabuleiro Misto de Madeira-Concreto	92
6.8	Discussões	106
7	MODELO NUMÉRICO	108
7.1	Elementos de barra (Frame)	109
7.2	Elementos de Sólido (Solid)	109
7.3	Simulação em Elementos Finitos para Análise Linear do Tabuleiro de Madeira-Concreto	109
7.3.1	Primeiro Modelo – SAP2000®	113
7.3.2	Segundo Modelo – SAP2000®	115
7.3.3	Terceiro Modelo – SAP2000®	118
7.4	Discussões	121
8	CONCLUSÕES	122
9	REFERÊNCIAS	123

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Projeto da ponte de madeira-concreto em perspectiva. Fonte: ROAD AND TRAFFIC AUTHORITY OF NSW (2004)	4
Figura 2.2 – Seção transversal sobre os consolos. Fonte: ROAD AND TRAFFIC AUTHORITY OF NSW (2004)	4
Figura 2.3 – Vigas e consolos de madeira junto com a laje de concreto. Fonte: ROAD AND TRAFFIC AUTHORITY OF NSW (2004)	5
Figura 2.4 – Ponte de madeira-concreto no estado de Oregon (EUA). Fonte: McCULLOUGH (1943)	5
Figura 2.5 – Ponte de madeira-concreto na Finlândia em Tirva, Valkeala. Fonte: FINNRA (1999)	6
Figura 2.6 – Aplicação de estrutura mista em madeira-concreto. Fonte: CECCOTTI (1995) ...	7
Figura 2.7 – Tipos de restauração dos pisos. Fonte: COLOMBO (s/d)	7
Figura 2.8 – Piso em microconcreto e madeira. Fonte: SORIANO (2001)	8
Figura 2.9 – Ponte de madeira-concreto em construção na Forestry, Tasmânia, Austrália. Fonte: YTTRUP & NOLAN (1996)	8
Figura 2.10 – Seção transversal da passarela. Fonte: STOJIC & CVETKOVIC (2001)	9
Figura 2.11 – Seção transversal adotada para a Ponte Florestina destacando o nivelamento das vigas pela parte inferior. Fonte: PIGOZZO (2004)	11
Figura 2.12 – Detalhe do guarda rodas e do guarda corpo. Fonte: PIGOZZO (2004)	11
Figura 2.13 – Lançamento das vigas de madeira. Fonte: PIGOZZO (2004)	12
Figura 2.14 – Detalhe da colagem dos conectores. Fonte: PIGOZZO (2004)	13
Figura 2.15 – Provas de carga nas vigas e na ponte concluída. Fonte: PIGOZZO (2004)	13
Figura 2.16 – Posicionamento do trem tipo sobre o tabuleiro, carregamento 1 centrado e	13
Figura 2.17 – Terceira prova de carga, carregamentos 1 e 2 respectivamente. Fonte: PIGOZZO (2004)	14
Figura 2.18 – Curvas carga x deslizamento para diversos tipos de conectores, obtidas através de resultados experimentais. Fonte: RACHER (1995)	16
Figura 2.19 – Sistemas de conectores. Fonte: CECCOTTI (1995)	17
Figura 2.20 – Tipos de ligações com seus respectivos modelos gráficos de força x deslizamento. Fonte: COLOMBO (s/d)	18

Figura 2.21 – Modelo de distribuição das tensões normais na seção mista relacionado ao módulo de deslizamento. Fonte: KREUZINGER (1996)	19
Figura 2.22 – Sistemas de ligações rígidas. Fonte: BRANCO & CRUZ (2002)	19
Figura 2.23 – Ligações com pregos, parafusos ou barras de aço. Fonte: BRANCO & CRUZ (2002)	20
Figura 2.24 – Ligações com anéis de aço, tubos metálicos ou chapas dentadas. Fonte: BRANCO & CRUZ (2002)	20
Figura 2.25 – Ligações com conectores dentro ou fora dos entalhes. Fonte: BRANCO & CRUZ (2002)	20
Figura 2.26 – Modelos de corpos-de-prova. Fonte: RICHART & WILLIAMS (1943)	21
Figura 2.27 – Modelo de corpo-de-prova. Fonte: CECCOTTI (1995)	22
Figura 2.28 – Vigas simples e bi circulares. Fonte: MATTHIESEN (1987)	22
Figura 2.29 – Modelo de ponte na escala 1:4. Fonte: MATTHIESEN (1987)	23
Figura 2.30 – Ruptura da ponte de postes de madeira. Fonte: MATTHIESEN (1987)	23
Figura 2.31 – Proposta para construção da ponte de postes de madeira solidarizada por uma camada de concreto e asfalto. Fonte: MATTHIESEN (1987)	24
Figura 2.32 – Exemplo de viga mista. Fonte: KREUZINGER (1996)	24
Figura 2.33 – Tipos de sistema. Fonte: YTTRUP & NOLAN (1999)	25
Figura 2.34 – Tipos de conexão. Fonte: YTTRUP & NOLAN (1999)	25
Figura 2.35 – Ensaio do sistema e transferência de cortante. Fonte: YTTRUP & NOLAN (1999)	26
Figura 2.36 – Esquema da transferência de cortante nas cavas. Fonte: YTTRUP & NOLAN (1999)	26
Figura 2.37 – Destruição das cavilhas depois do carregamento. Fonte: YTTRUP & NOLAN (1999)	27
Figura 2.38 – Parafusos na viga de madeira. Fonte: MATTHIESEN (2001)	28
Figura 2.39 – Armadura e viga após a concretagem. Fonte: MATTHIESEN (2001)	28
Figura 2.40 – Modo de ruptura das vigas mistas 1 e 2 construídas com vigas de Pinus oocarpa, respectivamente. Fonte: MATTHIESEN (2001)	29
Figura 2.41 – Modo de ruptura das vigas mistas construídas com vigas de Eucalipto Grandis. Fonte: MATTHIESEN (2001)	30
Figura 2.42 – Detalhes das vigas mistas. Fonte: SORIANO (2001)	32
Figura 2.43 – Detalhes das vigas mistas. Fonte: SORIANO (2001)	32
Figura 2.44 – Detalhe dos painéis PPR, PP3/8 e PP1/2. Fonte: SORIANO (2001)	33

Figura 2.45 – Detalhe do painel reduzido PRED. Fonte: SORIANO (2001).....	34
Figura 2.46 – Arranjo típico de um piso de madeira-concreto. Fonte: ALVIM & ALMEIDA (2003).....	34
Figura 2.47 – Relação entre o fator de iteração e o vão livre de vigas mistas de seção T. Fonte: ALVIM & ALMEIDA (2003).....	35
Figura 2.48 – Relação entre a rigidez efetiva e o módulo de deslizamento equivalente. Fonte: ALVIM & ALMEIDA (2003).....	35
Figura 2.49 – Seção transversal do projeto do modelo experimental. Fonte: SOUZA (2003).	36
Figura 2.50 - Pinos de cisalhamento, formas laterais e concretagem do modelo experimental. Fonte: SOUZA (2003)	37
Figura 2.51 – Ensaio do modelo experimental e ruptura das vigas. Fonte: SOUZA (2003)....	37
Figura 2.52 – Detalhe do cisalhamento na madeira. Fonte: SOUZA (2003)	38
Figura 2.53 – Peso próprio x vão para pisos. Fonte: CECCOTTI (1995)	40
Figura 3.1 – Representação da seção T de um tabuleiro misto de madeira-concreto. Fonte: Adaptado do Eurocode 5 (1993).....	43
Figura 3.2 – Representação da seção mista de madeira-concreto com viga circular de madeira	44
Figura 3.3 – Distribuição da tensão normal sobre a laje de concreto.....	45
Figura 3.4 – Compreensão da distribuição da tensão normal sobre a laje de concreto.....	46
Figura 3.5 – Relação da largura efetiva, vão teórico e distância entre as vigas.....	47
Figura 3.6 – Tabuleiro misto de madeira-concreto para análise teórica pelo Eurocode 5 (1993)	55
Figura 3.7 – Gráfico dos valores teóricos das tensões normais em uma viga de madeira-concreto do tabuleiro misto para o carregamento pontual $P_k = 30,42 \text{ kN}$	58
Figura 3.8 – Gráfico dos valores teóricos das tensões normais em uma viga de madeira-concreto do tabuleiro misto para o carregamento pontual $P_k = 27,06 \text{ kN}$	62
Figura 4.1 – Armadura e detalhamento utilizada nos corpos-de-prova.....	64
Figura 4.2 – Tipos de conectores utilizados nos corpos-de-prova de madeira-concreto.....	65
Figura 4.3 – Dimensões e esquema de colocação dos pinos em paralelo colados e inclinados nos corpos-de-prova mistos de madeira-concreto	66
Figura 4.4 – Modo de colocação dos pinos inclinados nos corpos-de-prova mistos de madeira-concreto.....	66
Figura 4.5 – Concretagem dos corpos-de-prova de madeira-concreto	67
Figura 4.6 – Ensaio dos corpos-de-prova de madeira-concreto.....	67

Figura 4.7 – Gráfico carga x deslizamento para o corpo-de-prova 1 – PI.....	68
Figura 4.8 – Gráfico carga x deslizamento para o corpo-de-prova 2 – PI.....	69
Figura 4.9 – Gráfico carga x deslizamento para o corpo-de-prova 3 – PI.....	69
Figura 4.10 – Gráfico carga x deslizamento para o corpo-de-prova 1 – PP.....	69
Figura 4.11 – Gráfico carga x deslizamento para o corpo-de-prova 2 – PP.....	70
Figura 4.12 – Gráfico carga x deslizamento para o corpo-de-prova 3 – PP.....	70
Figura 5.1 – Ensaio de flexão estática	73
Figura 5.2 – Conector de cisalhamento	74
Figura 5.3 – Pinos inclinados e armadura da mesa de concreto	74
Figura 5.4 – Pinos perpendiculares e armaduras da mesa de concreto	75
Figura 5.5 – Concretagem das vigas de madeira-concreto	75
Figura 5.6 – Armadura da mesa de concreto das vigas mistas	75
Figura 5.7 – Esquema estrutural do ensaio	76
Figura 5.8 – Ruptura nos pontos de aplicação da força nas vigas 1 e 2	76
Figura 5.9 – Ruptura nos pontos de aplicação da força na viga 3.....	77
Figura 5.10 – Ruptura por tração na madeira e ruptura na linha de conectores da viga 7	77
Figura 5.11 – Ruptura por tração na região central da viga 8.....	77
Figura 5.12 – Gráfico carga x deslocamento vertical para a 1ª série de vigas mistas de madeira-concreto com pinos inclinados.....	79
Figura 5.13 – Gráfico carga x deslocamento vertical para a 2ª série de vigas mistas de madeira-concreto com pinos perpendiculares	79
Figura 5.14 – Gráfico carga x deslizamento dos conectores – Viga 5	80
Figura 5.15 – Gráfico carga x deslizamento dos conectores – Viga 6	80
Figura 5.16 – Gráfico carga x deslizamento dos conectores – Viga 7	80
Figura 5.17 – Gráfico carga x deslizamento dos conectores – Viga 8	81
Figura 6.1 – Vigas de madeira bruta	83
Figura 6.2 – Ensaio de flexão estática nas vigas de madeira bruta	84
Figura 6.3 – Pinos utilizados na construção do tabuleiro misto de madeira-concreto	84
Figura 6.4 – Marcação e pré-furação das vigas de madeira	85
Figura 6.5 – Cravação e verificação da altura de ancoragem	85
Figura 6.6 – Vigas com pinos e verificação da distância entre pinos	85
Figura 6.7 – Detalhamento da armadura da laje de concreto do tabuleiro misto de madeira- concreto.....	86
Figura 6.8 – Armadura da laje de concreto.....	86

Figura 6.9 – Montagem da forma da laje.....	87
Figura 6.10 – Preparação da forma para concretagem	87
Figura 6.11 – Concretagem e acabamento na laje do tabuleiro misto de madeira-concreto	87
Figura 6.12 – Sistema de aquisição de dados utilizado	88
Figura 6.13 – Relógios comparadores no tabuleiro misto de madeira-concreto.....	89
Figura 6.14 – Extensômetros no tabuleiro misto de madeira-concreto	89
Figura 6.15 – Localização dos instrumentos na seção central do tabuleiro misto de madeira-concreto.....	89
Figura 6.16 – Carregamentos simulando cargas pontuais no tabuleiro misto de madeira-concreto.....	89
Figura 6.17 – Carregamentos simulando o trem-tipo no tabuleiro misto de madeira-concreto	90
Figura 6.18 – Carregamento simulando carga distribuída no tabuleiro misto de madeira-concreto.....	90
Figura 6.19 – Esquema do trem-tipo de ruptura no tabuleiro misto de madeira-concreto.....	90
Figura 6.20 – Trem-tipo utilizado no carregamento da ruptura do tabuleiro misto de madeira-concreto.....	91
Figura 6.21 – Ruptura do tabuleiro misto de madeira-concreto com carregamento simulando o trem-tipo.....	91
Figura 6.22 – Ensaio do tabuleiro misto de madeira-concreto com carregamento distribuído	91
Figura 6.23 – Ruptura das vigas de madeira do tabuleiro misto de madeira-concreto com carregamento distribuído.....	92
Figura 6.24 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento pontual na viga 1	94
Figura 6.25 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento pontual entre as vigas 1 e 2.....	95
Figura 6.26 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento pontual na viga 2	96
Figura 6.27 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento pontual entre as vigas 2 e 3.....	97
Figura 6.28 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento pontual na viga 3	98
Figura 6.29 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento pontual entre as vigas 3 e 4.....	99

Figura 6.30 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento pontual na viga 4	100
Figura 6.31 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento simulando trem-tipo nas vigas 1 e 3	101
Figura 6.32 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento simulando trem-tipo entre as vigas 1 e 3 e entre 3 e 4	102
Figura 6.33 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para carregamento simulando trem-tipo nas vigas 2 e 4.....	103
Figura 6.34 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento distribuído	104
Figura 6.35 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento de trem-tipo que o levou a ruptura	105
Figura 6.36 – Deslizamento x carga (força) no conector para o tabuleiro de madeira-concreto submetido ao carregamento de trem-tipo utilizado na ruptura.....	106
Figura 7.1 – Vista em três dimensões da parte superior do tabuleiro de madeira-concreto ...	110
Figura 7.2 – Vista em três dimensões da parte inferior do tabuleiro de madeira-concreto	110
Figura 7.3 – Seção transversal com eixos principais e apoios nas vigas de madeira.....	111
Figura 7.4 – Seção transversal com os elementos do tabuleiro misto discretizados.....	112
Figura 7.5 – Seção transversal do tabuleiro misto de madeira-concreto discretizado em elementos finitos.....	112
Figura 7.6 – Vista da deformada do tabuleiro misto de madeira-concreto – Trem-tipo – Vigas 1-2 e 3-4.....	113
Figura 7.7 – Vista da parte superior das tensões normais do tabuleiro misto de madeira-concreto – Trem-tipo – Vigas 1-2 e 3-4	114
Figura 7.8 – Vista da parte inferior das tensões normais do tabuleiro misto de madeira-concreto – Trem-tipo – Vigas 1-2 e 3-4	114
Figura 7.9 – Vista da deformada do tabuleiro misto de madeira-concreto – Trem-tipo – Vigas 1-2 e 3-4.....	115
Figura 7.10 – Vista da parte superior das tensões normais do tabuleiro misto de madeira-concreto – Trem-tipo – Vigas 1-2 e 3-4	116
Figura 7.11 – Vista da parte inferior das tensões normais do tabuleiro misto de madeira-concreto – Trem-tipo – Vigas 1-2 e 3-4	116

Figura 7.12 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro misto de madeira-concreto para o carregamento de trem-tipo experimental, valores obtidos pelo Eurocode 5 (1993) e SAP2000® – Trem-tipo – Vigas 1–2 e 3–4.	117
Figura 7.13 – Vista da deformada do tabuleiro misto de madeira-concreto – Trem-tipo – Vigas 1 e 3.....	118
Figura 7.14 – Vista da parte superior das tensões normais do tabuleiro misto de madeira-concreto – Trem-tipo – Vigas 1 e 3	119
Figura 7.15 – Vista da parte inferior das tensões normais do tabuleiro misto de madeira-concreto – Trem-tipo – Vigas 1 e 3	119
Figura 7.16 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro misto de madeira-concreto para o carregamento de trem-tipo experimental, valores obtidos pelo Eurocode 5 (1993) e SAP2000® – Trem-tipo – Vigas 1 e 3	120

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Aumento de rigidez das vigas mistas de madeira-concreto.....	30
Tabela 2 – Propriedades físicas e geométricas dos materiais para o calculo da rigidez efetiva	56
Tabela 3 – Módulo de deslizamento de serviço e ultimo, espaçamento, vão e diâmetro dos conectores.....	56
Tabela 4 – Rigidez efetiva calculada para o Estado Limite de Utilização – k_{ser}	56
Tabela 5 – Rigidez efetiva calculada para o Estado Limite Último – k_u	56
Tabela 6 – Determinação da máxima carga P_k para os materiais madeira e concreto.....	57
Tabela 7 – Determinação da máxima carga P_k para os pinos metálicos.....	57
Tabela 8 – Máxima carga P_k para a viga de madeira-concreto	57
Tabela 9 – Esforços internos na estrutura para o Estado Limite de Utilização – k_{ser}	58
Tabela 10 – Tensões normais, cisalhamento e força no conector calculadas para o Estado Limite de Utilização – k_{ser}	58
Tabela 11 – Valores teóricos das tensões normais obtidas após a determinação da carga $P_k = 30,42$ kN em uma viga de madeira-concreto do tabuleiro misto.....	59

Tabela 12 – Propriedades físicas e geométricas dos materiais para o calculo da rigidez efetiva	59
Tabela 13 – Módulo de deslizamento de serviço e ultimo, espaçamento, vão e diâmetro dos conectores.....	60
Tabela 14 – Rigidez efetiva calculada para o Estado Limite de Utilização – k_{ser}	60
Tabela 15 – Rigidez efetiva calculada para o Estado Limite Último – k_u	60
Tabela 16 – Determinação da máxima carga P_k para os materiais madeira e concreto.....	60
Tabela 17 – Determinação da máxima carga P_k para os pinos metálicos	61
Tabela 18 – Máxima carga P_k para a viga de madeira-concreto	61
Tabela 19 – Esforços internos na estrutura para o Estado Limite de Utilização – k_{ser}	61
Tabela 20 – Tensões normais, cisalhamento e força no conector calculadas para o Estado Limite de Utilização – k_{ser}	62
Tabela 21 – Valores teóricos das tensões normais obtidas após a determinação da carga P_k = 27,06 kN em uma viga de madeira-concreto do tabuleiro misto.....	62
Tabela 22 – Caracterização da madeira para os corpos-de-prova de madeira-concreto	63
Tabela 23 – Caracterização do concreto dos corpos-de-prova	64
Tabela 24 – Descrição das dimensões médias dos conectores de cisalhamento.....	65
Tabela 25 – Resultado do módulo de deslizamento k de acordo com a colocação do conector	70
Tabela 26 – Descrição das dimensões médias dos conectores de cisalhamento.....	74
Tabela 27 – Quantidade de pinos nas vigas	74
Tabela 28 – Propriedades físicas e geométricas do concreto da 1ª e 2ª série de vigas mistas de madeira-concreto	78
Tabela 29 – Propriedades físicas e geométricas da madeira da 1ª e 2ª série de vigas mistas de madeira-concreto	78
Tabela 30 – Módulo de deslizamento k – 1ª e 2ª série de vigas mistas de madeira-concreto ..	78
Tabela 31 – Cálculo téorcio da rigidez das vigas mistas de madeira-concreto	79
Tabela 32 – Ruptura e módulo de deslizamento k das vigas mistas de madeira-concreto.....	81
Tabela 33 – Resultados experimentais da laje de concreto	92
Tabela 34 – Resultados experimentais das vigas de madeira	92

LISTA DE SÍMBOLOS

LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS:

A_c	área da seção transversal do concreto;
A_w	área da seção transversal da madeira;
$E_{c,m}$	valor médio do módulo de deformação longitudinal do concreto;
$E_{c0,m}$	módulo de elasticidade à flexão da madeira;
F_1	força no conector.
I_c	momento de inércia do concreto;
I_w	momento de inércia da madeira;
M_d	momento fletor de cálculo na seção considerada;
$M_{y,d}$	valor de cálculo do momento de um conector;
$M_{y,k}$	valor característico do momento de um conector;
$R_{1,d}$	força de cálculo atuante na madeira, concreto e conector;
V_d	força máxima cisalhante de cálculo na seção considerada.

LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS:

a_c	distância do centro de gravidade do concreto até a linha neutra;
a_w	distância do centro de gravidade da madeira até a linha neutra;
b_c	distância entre as vigas de madeira;
b_w	largura da viga de madeira;
d	diâmetro do conector;
$f_{c,k}$	resistência característica do concreto a compressão;
$f_{c,m}$	resistência média do concreto;
$f_{c0,m}$	resistência à compressão paralela às fibras da madeira;

- $f_{h,c0,d}$ tensão de cálculo de embutimento da madeira;
- $f_{h,c0,k}$ tensão característica de embutimento da madeira;
- $f_{y,k}$ resistência característica de escoamento do aço;
- h_c espessura da laje de concreto;
- k módulo de deslizamento da ligação, no caso é usado o k_{ser} ou k_u ;
- k_{ser} módulo de deslizamento para o Estado Limite de Utilização;
- k_u módulo de deslizamento para o Estado Limite Último;
- l vão do tabuleiro misto;
- l_0 distância entre os pontos de momento nulos;
- s espaçamento dos conectores.

LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS:

- $\sigma_{c,d}$ tensão normal de cálculo no centróide da área de concreto devido ao momento;
- $\sigma_{c0,d}$ tensão normal de cálculo no centróide da área de madeira devido ao momento;
- $\sigma_{m,c,d}$ tensão normal de cálculo na extremidade da área de concreto devido ao momento;
- $\sigma_{m,c0,d}$ tensão normal de cálculo na extremidade da área de madeira devido ao momento;
- $\tau_{c0,max}$ tensão de cisalhamento máxima.

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS:

- ρ_k densidade característica do material composto;
- $\rho_{k,c}$ densidade característica do concreto;
- $\rho_{k,w}$ densidade característica da madeira.

RESUMO

ALCÂNTARA SEGUNDINHO, P. G., (2005). Análise teórico-experimental de um tabuleiro misto madeira-concreto composto por vigas circulares. Ilha Solteira, 127p. Dissertação (Mestrado). Unesp – Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira.

O estudo em estruturas mistas é dedicado ao emprego do material madeira-concreto em estruturas de pontes, mais precisamente no seu tabuleiro. No entanto, a aplicação desse material no Brasil não está regulamentada por normas que permitam ao engenheiro civil fazer sua aplicação nas estruturas correntes. Com a proposta de viabilizar o uso desse material madeira-concreto esse estudo vem contribuir com um melhor entendimento do comportamento físico da ligação entre os materiais madeira e concreto. O estudo dessa ligação foi realizado quantificando o módulo de deslizamento em corpos-de-prova do tipo “push-out”, vigas T e tabuleiro de madeira-concreto. Os resultados experimentais do módulo de deslizamento obtidos por esses três tipos de ensaios foram comparados com os resultados obtidos teoricamente pelo Eurocode 5 (1993). Também, no seguinte estudo foi feita uma simulação numérica do tabuleiro de madeira-concreto usando um programa para análise estrutural baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF). Na conclusão dessa pesquisa verificou-se que o comportamento estrutural desse material misto pode-ser calculado usando o Eurocode 5 (1993) e o Método dos Elementos Finitos (MEF).

Palavras-chave: tabuleiro de madeira-concreto, vigas de madeira-concreto, corpos-de-prova de madeira-concreto, ligações, módulo de deslizamento.

ABSTRACT

ALCÂNTARA SEGUNDINHO, P. G., (2005). Theoretician-experimental analysis of a mixed tray composed timber-concrete for circular beams. Ilha Solteira, 127p. Dissertation (Mastering). Unesp – São Paulo State University, Ilha Solteira.

The study of mixed structures is dedicated to the use of timber-concrete material in bridges' structures, more precisely in its tray. However, the application of this material in Brazil is not regulated by standards that allow the civil engineer to make its application in the current structures. With the proposal to make possible the use of this timber-concrete material this study contributes to understand better the physical behavior of the linking between wood and concrete. The study of this connection was carried through quantifying the slip's module in specimens of "push-out" type, T beams and timber-concrete's tray. The experimental results of the slip's module from these three kinds of tests had been compared with the results obtained theoretically for Eurocode 5 (1993). Also, in the following study it was made a mathematical simulation of the wood-concrete's tray using a numerical analysis' program based on the Finite Elements' Method (MEF). In the conclusion of this research it was verified that the structural behavior of this mixed material can to be calculated using Eurocode 5 (1993) and the Method of the Finite Elements (MEF).

Palavras-chave: timber-concrete's tray, timber-concrete's beams, timber-concrete's specimen, connections, slip's module.

1 INTRODUÇÃO

O Brasil, um país de dimensões continentais, possui no seu território uma enorme quantidade de rios de pequeno e grande porte que necessitam da construção ou recuperação de suas pontes. Mas, para atender a essa demanda de novas pontes precisam-se empregar material alternativo nessas construções, e como escolha pode-se indicar a composição dos materiais madeira e concreto. No entanto, esse material só será utilizado em larga escala no nosso país, quando existir uma normalização das estruturas mistas de madeira-concreto indicando a sua aplicação estrutural.

A utilização da composição de madeira com o concreto na construção de pontes, certamente solucionará os problemas relativos à durabilidade das pontes que usam somente madeira na sua construção. Desta maneira, será bem mais econômico construir pontes compostas de madeira e de concreto em relação às pontes somente de concreto, de aço ou composição de aço, e principalmente o uso desse material vai possibilitar também a recuperação das pontes já existentes. Porém, a viabilidade do uso desse material só ocorrerá quando for possível quantificar a eficiência da ligação entre a madeira e o concreto, pois, sabe-se que esta ligação entre os dois materiais pode ser feita através de vários tipos de conectores e que são identificados na sua maioria como pinos metálicos (pregos, parafusos e etc.).

O presente trabalho dá continuidade à pesquisa realizada a respeito dos pinos metálicos retirados de barra de aço de construção civil CA50, com o foco principal no seu comportamento estrutural, ou seja, o quanto esse conector é viável no uso da ligação do material madeira-concreto. E para atingir esse conhecimento sobre os pinos metálicos foram planejados e construídos corpos-de-prova do tipo “push-out”, vigas T e tabuleiro nervurado de madeira-concreto.

1.1 Definição do Problema

Uma das razões pela qual o material madeira-concreto ainda não ser utilizado em escala industrial no Brasil, é a falta de conhecimentos técnicos e físicos direcionados para o desenvolvimento dessa tecnologia. Pois, caso já tivéssemos estudos no nosso país que

mostrassem a sua viabilidade econômica, o seu potencial estrutural e também a sua imensa durabilidade, quando comparada com as estruturas que utilizam outros materiais, conseqüentemente existiria uma norma específica para as estruturas mistas de madeira-concreto.

1.2 Objetivos

Esse trabalho dedica-se a verificar a eficiência dos pinos metálicos no sistema de ligação do material composto madeira-concreto em corpos-de-prova de madeira-concreto do tipo “push-out”, vigas mistas T de madeira-concreto e tabuleiro misto de madeira-concreto. Também, pretende fornecer dados técnicos para o conhecimento das estruturas mistas, que venham utilizar o material madeira-concreto, cujas ligações sejam feitas por pinos metálicos retirados de barras aço de construção civil CA50.

1.3 Justificativa

Existe a necessidade da construção de novas pontes e restauração de outras existentes no interior do Brasil, para o escoamento da produção agroindustrial. O estudo do material madeira-concreto e conseqüentemente a sua aplicação trará uma nova perspectiva na construção de estruturas viárias que possibilitem o desenvolvimento econômico dessas regiões rurais.

A grande rapidez de execução “in loco”, o baixo custo, a não utilização de mão de obra e equipamentos especializados, a grande durabilidade, são fatores essenciais para o desenvolvimento desse estudo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Construções e Projetos de Estruturas Mistas de Madeira-Concreto

As estruturas mistas de madeira-concreto, segundo CECCOTTI (1995), atingem uma eficiência duas vezes maior que uma estrutura construída somente de madeira e sua rigidez é melhorada de três a quatro vezes. McCULLOUGH (1943), PINCUS (1969) e AHMADI & SAKA (1993), fizeram comparações de sistemas sem conexão e com conexão, constatou-se que houve um aumento em torno de duas vezes para a resistência última para essas duas restrições. CECCOTTI (1995) também verificou que as estruturas mistas de madeira-concreto são executadas de maneira rápida devido ao menor número de escoras e fôrmas, uma vez que as vigas de madeira contribuem para o cimbramento desse tipo de estrutura. No que diz respeito à proteção das estruturas que ficam ao ar livre, como no caso pontes e passarelas, é possível que essa proteção seja feita por meio de pingadeiras e de prolongadores.

Em se tratando de obras construídas no mundo, provavelmente a ponte Maria River mostrada nas Figura 2.1 a Figura 2.3, na Pacific Highway, 7km ao Sul de Kempsey, NSW, foi a primeira grande estrutura de madeira-concreto construída na Austrália em 1955. Nessa estrutura, placas de aço atuam como conectores de cisalhamento nos três vãos de 10 m das vigas roliças de madeira natural e da laje de concreto. Nessa ponte, o piso de concreto foi conectado a cada viga de madeira por uma placa de aço, no caso, os conectores de cisalhamento. Esses conectores foram embutidos 38 mm dentro da madeira e aproximadamente 90 mm dentro do concreto. Esses são concentrados próximos do fim de cada viga de madeira onde estão as maiores forças de cisalhamento. Nas extremidades eles são espaçados de 250 mm, enquanto que na região central eles são espaçados de 500 mm. A inclusão das placas de aço como conector de cisalhamento aumentou significativamente a rigidez e a vida útil das pontes, quando comparada com pontes similares de madeira. Experimentalmente, as pontes tiveram performances bem melhores do que aquelas que foram conservadas na Pacific Highway. Esse sucesso deu inspiração para uma nova geração de estruturas compostas de pontes de madeira-concreto, que agora são construídas em NSW e Tasmânia.

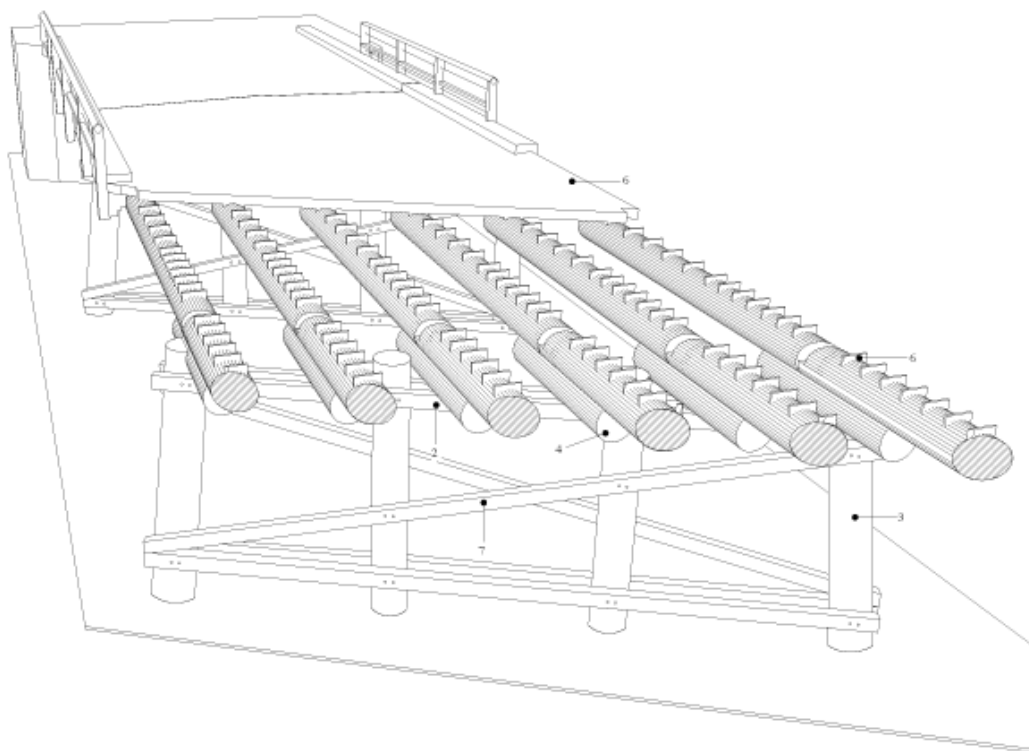
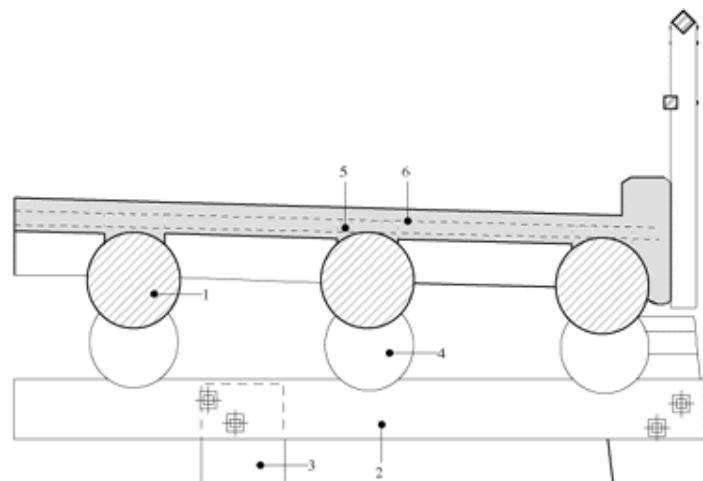


Figura 2.1 – Projeto da ponte de madeira-concreto em perspectiva. *Fonte: ROAD AND TRAFFIC AUTHORITY OF NSW (2004)*



- 1) Viga roliça natural de 480 mm de diâmetro; 2) Transversina (300x150 mm); 3) Pilar roliço natural; 4) Consolo de 480 mm de diâmetro; 5) Conectores de placa de aço (250x125x25 mm); 6) Laje de concreto; 7) Escora de (250x125 mm).

Figura 2.2 – Seção transversal sobre os consolos. *Fonte: ROAD AND TRAFFIC AUTHORITY OF NSW (2004)*



Figura 2.3 – Vigas e consolos de madeira junto com a laje de concreto. *Fonte: ROAD AND TRAFFIC AUTHORITY OF NSW (2004)*

Nos EUA, como descreveu McCULLOUGH (1943), a técnica construtiva de estrutura mista em madeira-concreto foi adotada e aplicada em pontes no estado de Oregon. O sistema utilizado nesse estado buscava basicamente atender a vãos curtos de forma a estabelecer um custo de execução intermediário entre viadutos em concreto armado e cavaletes em madeira não tratada.

Na Figura 2.4, tem-se uma foto de uma ponte com infra-estrutura em pilares de madeira creosotada, cuja superestrutura consiste de um sistema de madeira creosotada enfileirada, totalmente conectada à laje de concreto armado; parapeito composto por corrimão em concreto e balaústres de madeira.

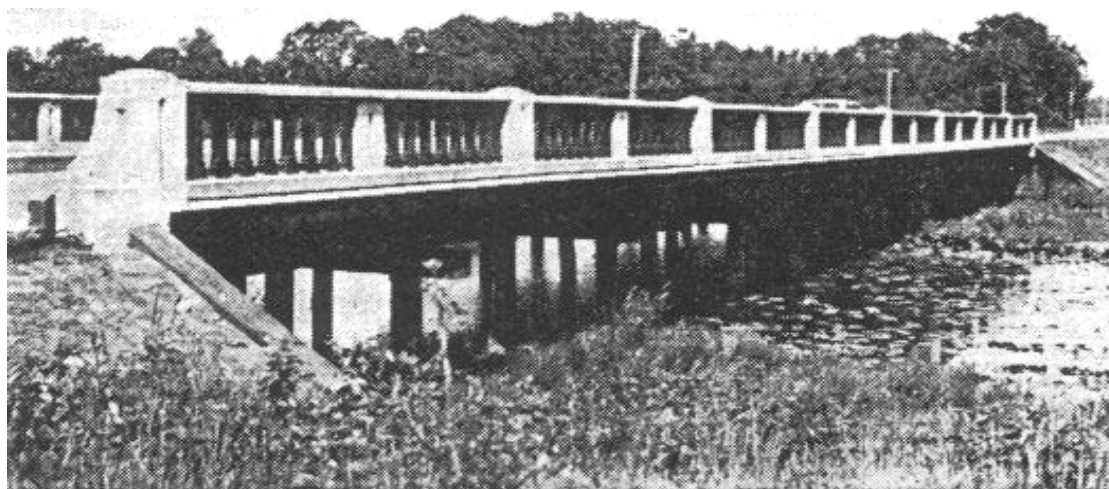


Figura 2.4 – Ponte de madeira-concreto no estado de Oregon (EUA). *Fonte: McCULLOUGH (1943)*

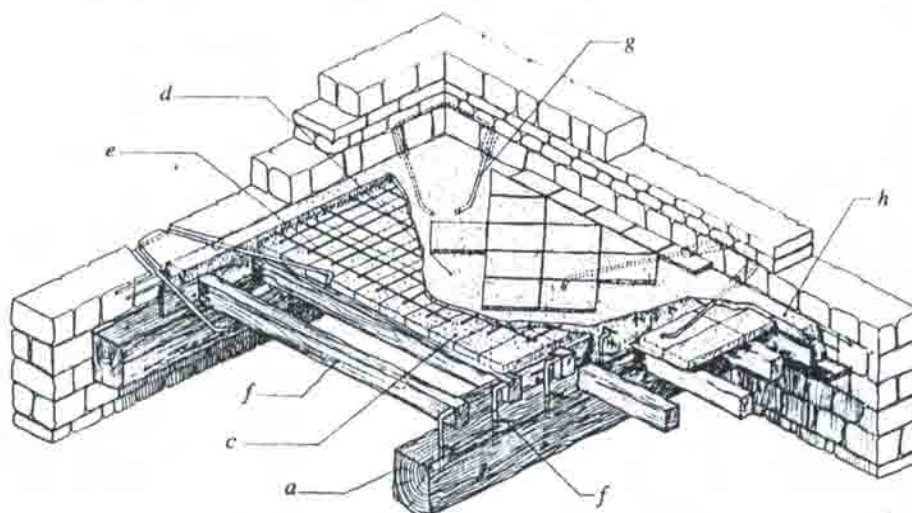
Além de comparar diversas formas de conexão para que ocorresse a interação entre o concreto e a madeira, foram testados os seguintes sistemas de ligação para a transferência das forças tangenciais: pinos, entalhes, tubos metálicos, chapa de aço e combinação de entalhes e pinos. O estudo realizado por McCULLOUGH (1943) compreendeu também a determinação da resistência última e flechas, efeitos de cargas repetidas, efeitos de mudança de temperatura, posição do eixo neutro e desenvolvimento de teoria para o projeto de estruturas mistas.

Na Suécia, na década de 70, começou-se a construir em escala industrial estruturas mistas de madeira-concreto e outros países como Noruega e Finlândia, ver Figura 2.5, começaram a utilizar também esse tipo de estrutura mista, segundo BJORKMAN (s/d).



Figura 2.5 – Ponte de madeira-concreto na Finlândia em Tirva, Valkeala. *Fonte: FINNRA (1999)*

CECCOTTI (1995) mostra que essas estruturas compostas em forma de vigas ou painéis são adequadas para diversas modalidades de construções, como por exemplo: residências, comércios e escolas, ver Figura 2.6.



(a) Viga principal; (b) Viga secundária; (c) Blocos; (d) Laje de concreto; (e) Malha de aço; (f) Conectores de aço colados na madeira; (g) Estribos; (h) Armadura de reforço.

Figura 2.6 – Aplicação de estrutura mista em madeira-concreto. *Fonte: CECCOTTI (1995)*

COLOMBO (s/d) fez estudos de pisos mistos e apresenta algumas soluções para restaurações sem que agrave as características das velhas construções, ver Figura 2.7.

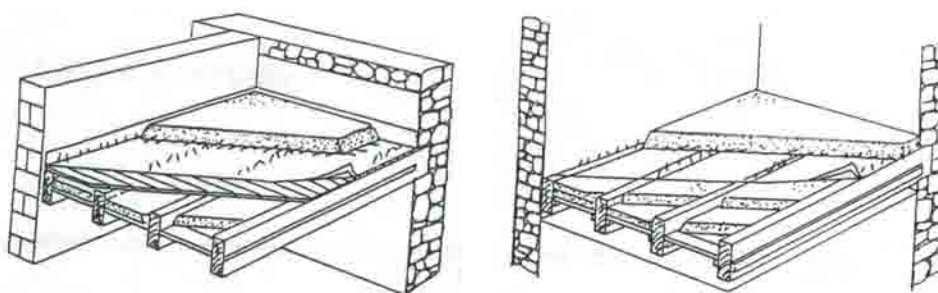


Figura 2.7 – Tipos de restauração dos pisos. *Fonte: COLOMBO (s/d)*

Segundo SORIANO (2001), atualmente no Brasil pesquisadores da UFMG deram início à aplicação do material composto madeira-concreto, principalmente nas restaurações de pisos. Percebeu-se que além de uma excelente solução estrutural para a recuperação desses pisos pode-se ter um bom aspecto visual dessas estruturas, ver Figura 2.8.



Figura 2.8 – Piso em microconcreto e madeira. *Fonte: SORIANO (2001)*

Segundo YTTRUP & NOLAN (1996), depois da construção de várias pontes experimentais passou-se a fazer a aplicação dessa tecnologia na recuperação das estruturas de pontes de madeira e essas vêm sendo transformadas em estruturas mistas de madeira-concreto. Na Figura 2.9, tem-se o sistema de vigas de madeira roliça com piso de concreto, como uma alternativa viável para as pontes de madeira.



Figura 2.9 – Ponte de madeira-concreto em construção na Forestry, Tasmânia, Austrália.

Fonte: YTTRUP & NOLAN (1996)

STOJIC & CVETKOVIC (2001), fizeram um exemplo de aplicação de projeto dos elementos estruturais de uma passarela de acordo com os estados limites últimos e de utilização, ver Figura 2.10. Onde foi dada uma descrição da estrutura, propriedades geométricas dos elementos e o cálculo nominal dos carregamentos que foi feito de acordo com o Eurocode 1 (1993). O vão da passarela é de 12 m e a distância entre as duas vigas principais de madeira-concreto é de 1,8 m. A seção transversal consiste de diferentes materiais, como pino de aço com cabeças conectadas ao longo da interface das vigas com espaçamentos calculados, laje de concreto com altura horizontal bem definida para que mantivesse a sua rigidez, tendo sempre o cuidado de manter as vigas principais compostas em certos pontos do comprimento onde estão conectadas, essas conexões são realizadas por cavilhas e chapas de aço. O sistema estático da estrutura é suportado por duas vigas bi apoiadas. O suporte dos apoios é feito de chapas de aço para prover o trabalho de uma estrutura de acordo com as normas de análise estrutural.

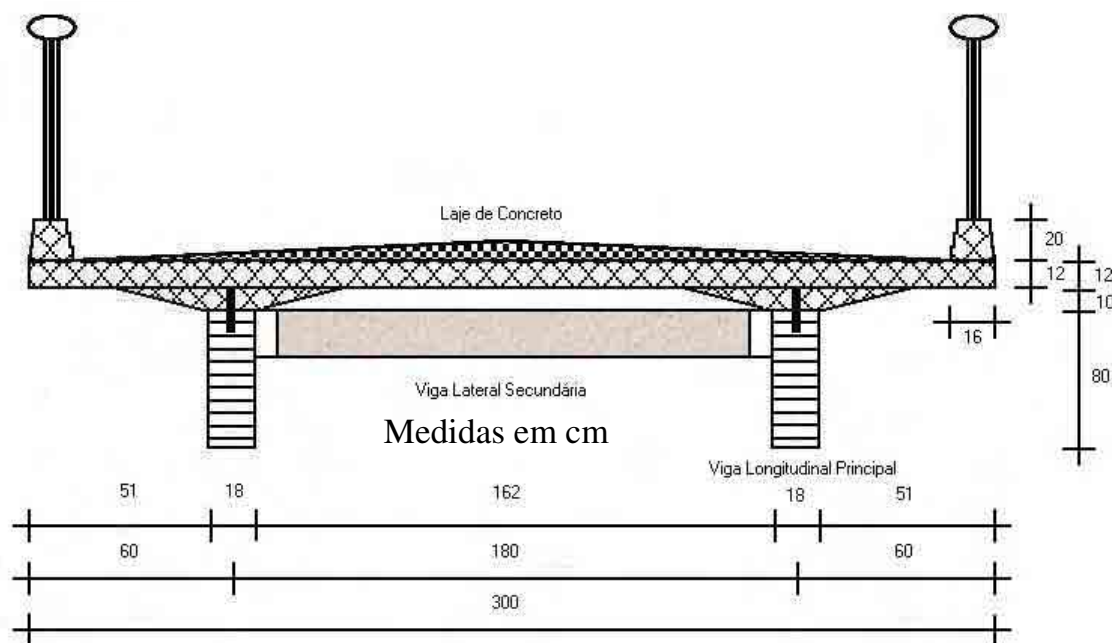


Figura 2.10 – Seção transversal da passarela. *Fonte: STOJIC & CVETKOVIC (2001)*

Esse trabalho, segundo STOJIC & CVETKOVIC (2001), teve uma revisão característica que foi baseada na investigação em campo das estruturas compostas de madeira-concreto durante os últimos anos do século 20. Os novos conceitos do novo código europeu foram aplicados nos cálculos dos elementos estruturais da passarela. Para a combinação da madeira e o concreto em um material composto, foram usadas as melhores propriedades de cada um dos

materiais, a elevada resistência à tração da madeira e a elevada resistência à compressão do concreto. Dependendo das diferentes condições de construção, podem-se encontrar mais razões para aplicação desse tipo de estrutura em comparação com o concreto ou aço. Como declarado, as vantagens das estruturas mistas de madeira-concreto podem ser fundadas em fatos que a capacidade de suportar carregamentos pode ser dobrada, as condições de serviços ficam melhores resolvidas contra insolação, resistências ao fogo, efeitos de vibrações e duram mais ao longo do tempo. Também se reduz diretamente nas construções o peso próprio da estrutura em relação ao concreto e também em relação a algumas estruturas de aço que podem ser usadas para o mesmo tipo de construção.

PIGOZZO (2004) estudou os conectores em “X” formados por barras de aço ancoradas na madeira com resinas epóxis como elementos de ligações entre a laje de concreto e as vigas de madeira. O objetivo foi fornecer subsídios na literatura para os projetos e dimensionamento desses tabuleiros mistos na construção de protótipos reais na Classe 45, segundo a NBR 7188 (1985), analisar também o desempenho desse protótipo por meio de provas de carga avaliando inicialmente o tabuleiro de madeira e em seguida analisando o comportamento da estrutura mista.

Para o estudo foi projetado e construído um tabuleiro misto denominado Ponte Florestina, ver as Figura 2.11 e Figura 2.12, que está localizada na estrada municipal que liga o município de Piracicaba a Anhambi-SP, e possui as seguintes dimensões: largura de 3,95 m, comprimento de 7 m e vão teórico de 6,1 m. Para a construção desse protótipo em escala real foram utilizadas 12 vigas roliças naturais de Eucalipto Citriodora, *Eucalyptus citriodora*, tratadas com CCA e com comprimento de 7 m. Essas vigas foram intercaladas às bases para obter espessuras médias constantes e diâmetro médio no centro do vão de 28,5 cm. Em todas as seções transversais aplicou-se concreto armado com resistência característica a compressão igual a 15 MPa, com moldagem “in loco”, e que se acomodou perfeitamente sobre as irregularidades naturais nas superfícies das vigas de madeira. A laje de concreto tem espessura mínima de 8 cm na crista das peças roliças e espessura média de 12 cm.

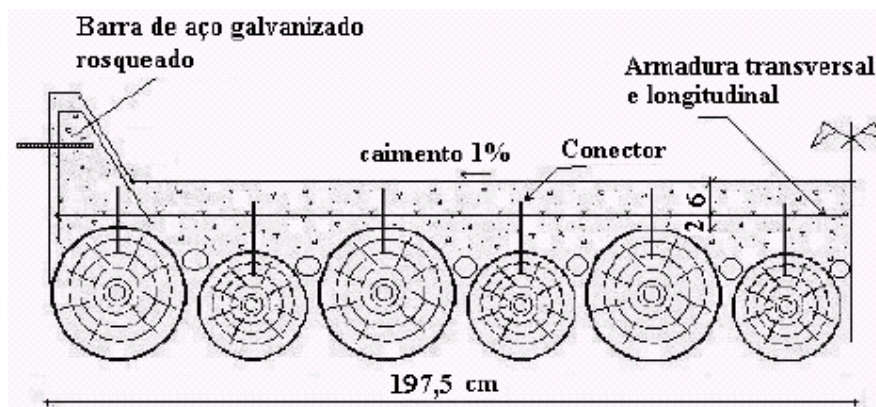


Figura 2.11 – Seção transversal adotada para a Ponte Florestina destacando o nivelamento das vigas pela parte inferior. *Fonte: PIGOZZO (2004)*

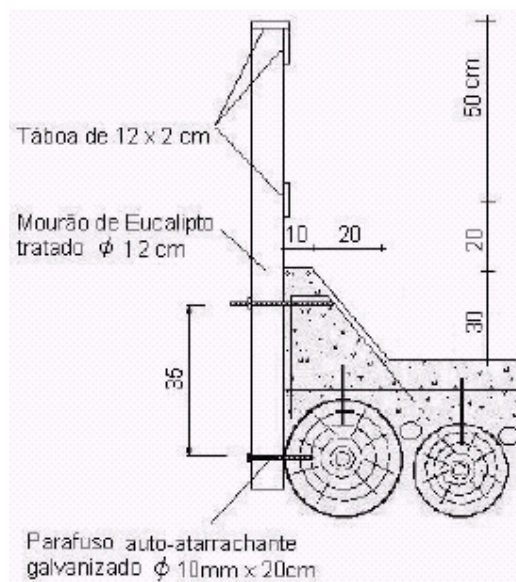


Figura 2.12 – Detalhe do guarda rodas e do guarda corpo. *Fonte: PIGOZZO (2004)*

Para o posicionamento definitivo das vigas, essas foram travadas transversalmente no centro do tabuleiro utilizando cabos de aço formando tramas duplas alternadas, ver Figura 2.13. A colocação desses cabos de aço é relativamente fácil, seu comportamento não é suficientemente eficiente quanto às distribuições de cargas verticais entre as vigas, mas é eficiente para impedir o afastamento relativo entre as vigas na horizontal. Essas tramas permitiram que um veículo trafegasse sobre as vigas de madeira sem dificuldades ou riscos de segurança durante a prova de carga, portanto podem ser consideradas como elementos secundários, sem função estrutural, após a execução da laje de concreto.



Figura 2.13 – Lançamento das vigas de madeira. *Fonte: PIGOZZO (2004)*

Os conectores utilizados foram de aço de alta resistência CA50 que possui resistência característica ao escoamento igual a 500 MPa e possuem superfície filetada. Os conectores foram colados com resina epóxi, Sikadur 32 fluido, fabricado pela SIKA – S.A., em furos com diâmetro maior, mantendo a espessura de 1,25 mm para a linha de cola. Entre os vários sistemas de injeção possíveis, procurou-se um que fosse descartável e de baixo custo, evitando processos de limpeza com solventes fortes. Considerando que a resina epóxi Sikadur 32 fluido permite pouco tempo para aplicação, cerca de 10 min após a mistura, passando a adquirir viscosidades crescentes que dificultam a injeção nos furos, optou-se por levar ao canteiro de obras, sacos plásticos transparentes contendo o total de 250 g dos componentes A e B separados dentro de cada saco. No instante da colagem esses componentes foram misturados manualmente e rapidamente à resina pronta foi injetada nos furos utilizando um pequeno tubo descartável com o mesmo diâmetro da barra de aço, amarrado com elástico na extremidade do saco plástico. A resina foi injetada a partir da extremidade interna do furo e quando afluíu, teve-se o volume exato para a ancoragem da barra, ver Figura 2.14. As barras foram introduzidas com pequenas rotações facilitando a saída do ar contido, evitando a formação de bolhas na linha de cola. Foi dada especial atenção ao processo de colagem, segundo BATCHELAR & McINTOSH (1998), revendo experiências de ruptura de ligações devida às misturas inadequadas e ou aplicações incorretas dos adesivos epóxis, “in loco”, concluíram que todas as operações de colagem devem ser feitas em ambiente de fábrica, com adequado controle de qualidade e por pessoas especializadas.



Figura 2.14 – Detalhe da colagem dos conectores. *Fonte: PIGOZZO (2004)*

Os resultados obtidos através do ensaio de provas de carga, ver Figura 2.15 a Figura 2.17, mostram que o tabuleiro misto comporta-se como laje ortotrópica e as vigas de madeira formam um sistema estrutural estaticamente redundante, permitindo assim a redistribuição de esforços por meio da laje de concreto, quando um carregamento se posiciona sobre uma viga mais flexível.



Figura 2.15 – Provas de carga nas vigas e na ponte concluída. *Fonte: PIGOZZO (2004)*

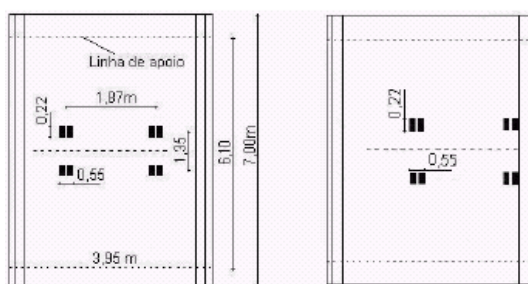


Figura 2.16 – Posicionamento do trem tipo sobre o tabuleiro, carregamento 1 centrado e carregamento 2 na lateral, respectivamente. *Fonte: PIGOZZO (2004)*



Figura 2.17 – Terceira prova de carga, carregamentos 1 e 2 respectivamente. *Fonte: PIGOZZO (2004)*

A sensibilidade do equipamento utilizado para obtenção dos deslocamentos experimentais, impediu uma comparação mais precisa. Porém, as ordens de grandeza dos resultados revelam que, com os parâmetros elásticos obtidos com a placa equivalente, obteve-se uma satisfatória previsão do comportamento real da ponte mista.

As vigas de madeira entrelaçadas com os cabos de aço apresentaram deslocamentos verticais máximos da ordem de 4,5 cm, sob a região de aplicação das cargas, para o carregamento 1, enquanto que o tabuleiro misto apresentou deslocamentos, na mesma região, da ordem de 0,5 cm, mostrando a alta rigidez do sistema misto, ver Figura 2.17. Os resultados experimentais mostram a possibilidade de aperfeiçoar a altura do tabuleiro levando as tensões internas e deslocamentos mais próximos dos estados limites. O custo desse tabuleiro misto executado com recursos e mão de obra da Prefeitura Municipal de Piracicaba correspondeu a US\$ 100,00 (R\$ 300,00) por metro quadrado. O baixo custo, a facilidade de execução e os interesses sociais, evidenciam o sistema misto para pequenas pontes em estradas vicinais.

2.2 Conectores de Cisalhamento

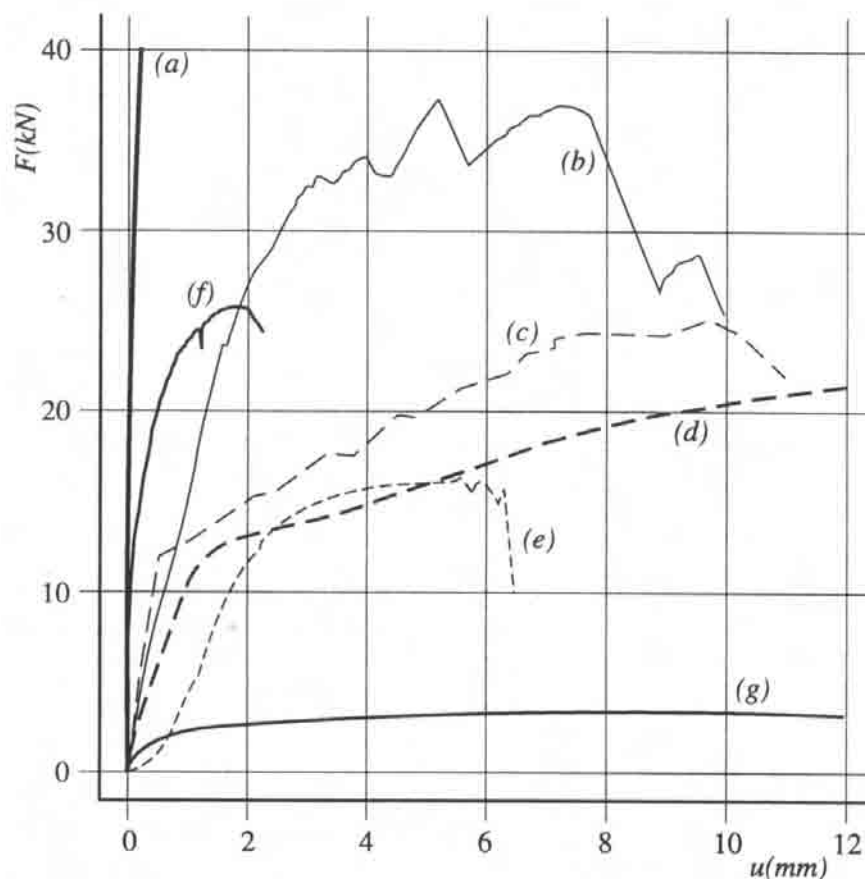
O sistema de ligação é sem dúvida o principal responsável pelo funcionamento e comportamento da estrutura mista de madeira-concreto. Esse sistema pode ser classificado em rígido ou semi-rígido. O primeiro não permite que ocorra deslizamento nenhum entre os materiais que compõem esse tipo de estrutura e dessa forma tenta fazer com que a estrutura trabalhe monoliticamente de maneira simples, e convencional, como se fosse feita de um

único material. No cotidiano, tenta-se fazer a ligação rígida usando resina epóxi como conector. O segundo sistema de ligação semi-rígido permite que ocorram pequenos deslocamentos nos conectores de cisalhamento que unem os materiais constituintes dessa estrutura, representando uma interação parcial da seção. Esse tipo de sistema tem como conectores pregos, parafusos, cavilhas, perfis metálicos e pinos de aço.

A simplificação adotada para os sistemas de conectores discretos busca aproximar o comportamento dos sistemas por cola. Porém, em razão da flexibilidade, nos pinos metálicos os valores do módulo de deslizamento resultam menores que os apresentados nas ligações por adesivo. Dessa maneira, uma comparação entre a eficiência dos sistemas de ligações por pinos e por adesivos é possível através do módulo de deslizamento k . O conector tem sua eficiência representada por esse módulo de deslizamento que pode ser obtido medindo-se experimentalmente o deslocamento relativo entre as peças de madeira e concreto em corpos-de-prova padronizados, também pode ser obtido através de equações como ocorre no Eurocode 5 (1993). Esse deslizamento também é função da rigidez da conexão, que por sua vez depende do espaçamento e da rigidez individual dos conectores como descreve NEWMARK (1951).

A rigidez da ligação determina a distribuição da tensão no elemento estrutural composto. Nos procedimentos de cálculo com ligações por pinos, assume-se um sistema de ligação uniformemente distribuído ao longo da superfície de contato entre os dois materiais. Ou seja, a resistência ao deslocamento proporcionada pelos pinos que são discretos, é considerada constante e expressa por unidade de espaçamento dos conectores.

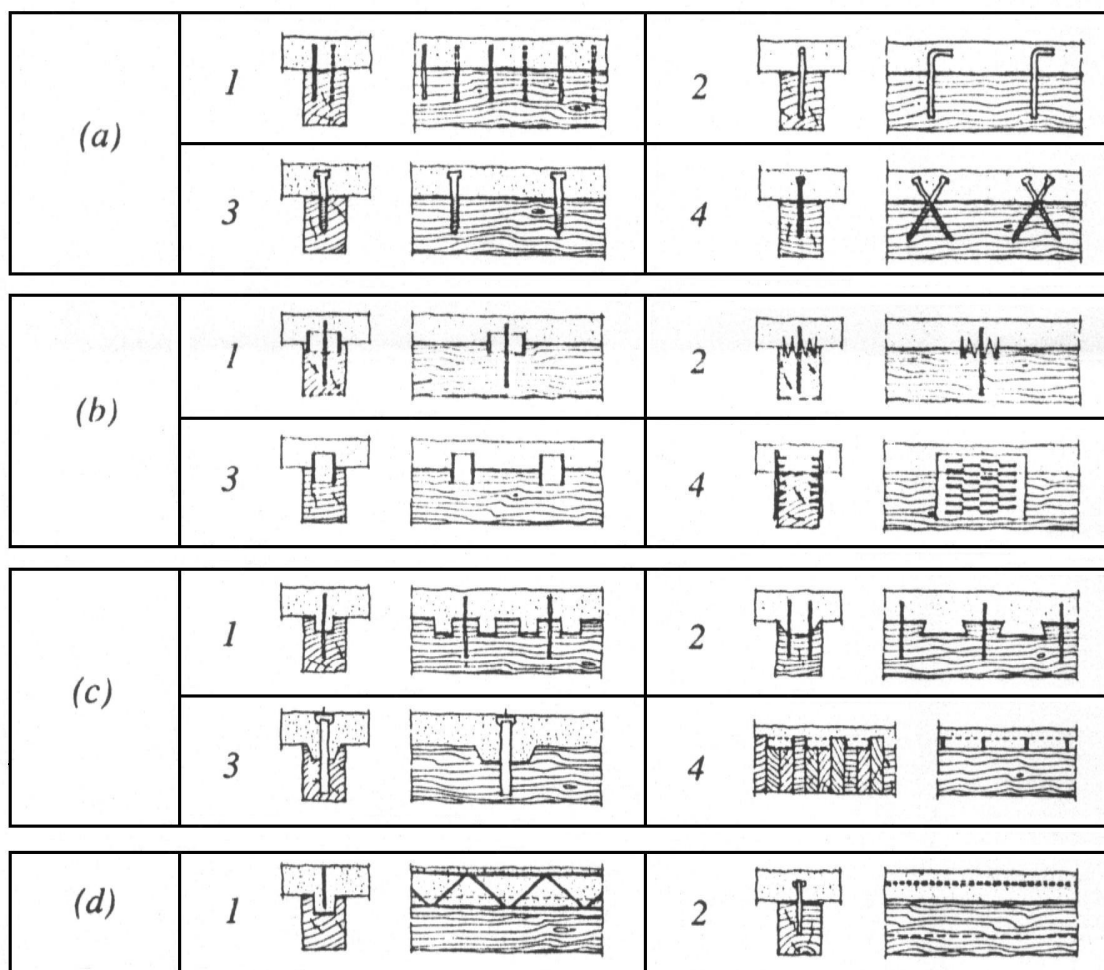
RACHER (1995) estudou os tipos de ligações mecânicas na madeira e mostrou um panorama dos tipos de conectores usados em estruturas de madeira, também define as propriedades geométricas desses conectores mostrando os diversos tipos de comportamento e dá orientações gerais e orientações específicas nos fatores que governam o projeto das ligações. Na Figura 2.18, onde tem-se o comportamento das ligações para vários tipos de conectores e observa-se que a conexão colada foi a mais rígida.



(a) Ligação colada de $12,5 \times 103 \text{ mm}^2$; (b) Anel paralelo de 100 mm de diâmetro; (c) Conector de anel de macho e fêmea com pega dentada; (d) Cavilha de 14 mm de diâmetro; (e) Parafuso de porca; (f) Chapa estampada; (g) Pregos de 4,4 mm de diâmetro.

Figura 2.18 – Curvas carga x deslizamento para diversos tipos de conectores, obtidas através de resultados experimentais. *Fonte: RACHER (1995)*

CECCOTTI (1995) pesquisou a redução do momento de inércia analisando deslocamentos verticais em estruturas fletidas para diversos tipos de conectores, ver Figura 2.19. Tais conectores foram subdivididos em quatro grupos: a) pregos, barras de aço e parafusos; b) anéis, tubos de aço e placas dentadas; c) entalhes com barras de aço; d) treliça ou chapa de aço colada na madeira.



(a1) Pregos; (a2) Barras de aço coladas; (a3/4) Parafusos; (b1/2) Anel partido e placas dentadas, respectivamente; (b3) Tubos de aço; (b4) Placas metálicas estampadas; (c1) Furos redondos na madeira e conectores para prevenir a separação; (c2) Endentação quadrada e conectores; (c3) Endentação de forma de cálice e barra de aço protendida; (c4) Pranchas de madeira pregadas e placas de aço dispostas em fendas na altura das pranchas; (d1) Treliça de aço colada na madeira; (d2) Placa de aço colada na madeira.

Figura 2.19 – Sistemas de conectores. *Fonte: CECCOTTI (1995)*

Para o grupo *a* da Figura 2.19 que representa a forma mais flexível das ligações estudadas, obteve-se uma redução de aproximadamente 50% do produto de inércia teórico. No caso do grupo *d* o produto de inércia efetivo resultou próximo ao teórico. Dentre os diversos tipos de conectores, vistos na Figura 2.19, os pregos apresentam-se como um sistema de fácil instalação; entretanto, comercialmente são limitados à medida 26x72 (7,6 mm de diâmetro por 165 mm de comprimento). Em relação aos parafusos sextavados com rosca soberba, para os quais podem ser encontrados em diversas bitolas comerciais com diâmetros de até 12,7 mm, os pregos em geral são industrializados com aço de maior resistência. Para as ligações por entalhes, casos *c1*, *c2* e *c3*, o concreto embutido na madeira, não traria problemas de

redução da inércia da peça de madeira, o que ocorreria caso os entalhes da madeira fossem embutidos na mesa de concreto. Porém, em razão da posição da linha neutra, existe a possibilidade da ocorrência de tração nesse concreto. Nesse tipo de ligação, a utilização dos pinos tem importância para impedir a separação vertical entre o concreto e a madeira, e também para contribuir na resistência horizontal do sistema.

COLOMBO (s/d) também caracterizou o provável comportamento dos conectores verticais, em X e verticais dentro de cava. O que se nota é um aumento de rigidez da ligação dependendo do tipo de conexão, ver Figura 2.20, devido a maior interação entre os dois materiais.

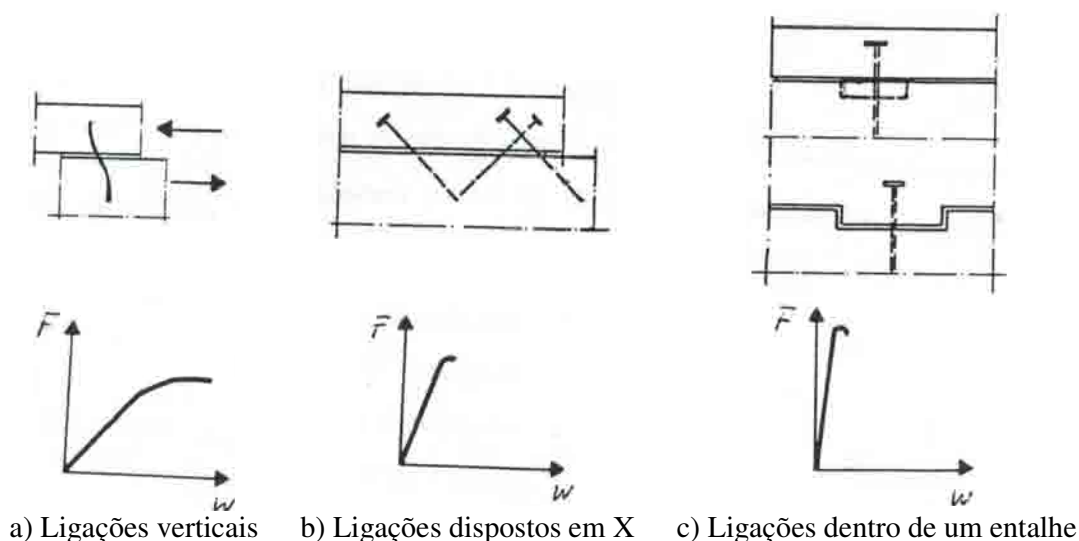


Figura 2.20 – Tipos de ligações com seus respectivos modelos gráficos de força x

deslizamento. *Fonte: COLOMBO (s/d)*

KREUZINGER (1996) mostra a possível faixa de distribuição de tensões normais entre um conector com um módulo de deslizamento infinito e um conector com módulo de deslizamento igual a zero, ou seja, a primeira situação refere-se a uma conexão rígida e a última a um caso sem conexão, ver Figura 2.21.

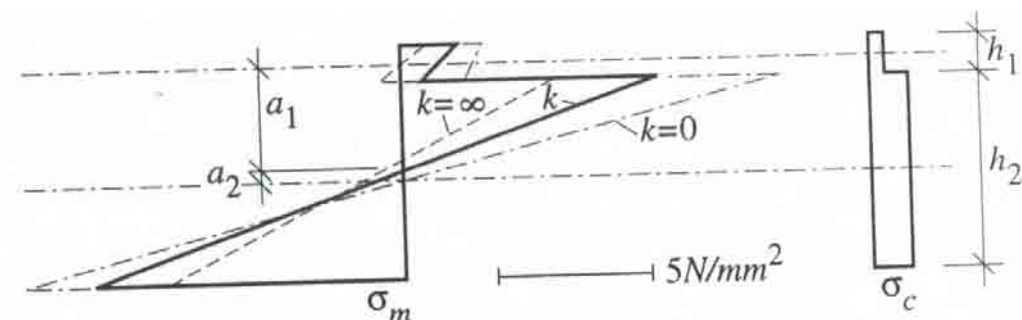
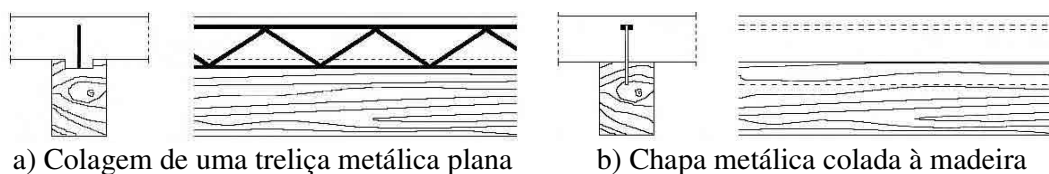


Figura 2.21 – Modelo de distribuição das tensões normais na seção mista relacionado ao módulo de deslizamento. *Fonte: KREUZINGER (1996)*

BRANCO & CRUZ (2002) analisaram as tipologias mais correntes para os sistemas de ligação disponíveis com a metodologia de cálculo preconizada pelo Eurocode 5 (1993) para o dimensionamento de lajes mistas de madeira-concreto. Esse trabalho foi direcionado para a restauração de pisos de edifícios antigos, uma vez que, até o aparecimento do concreto as lajes dos edifícios eram construídas por um reticulado de madeira composto por dois ou três níveis. No caso de pequenos vãos de 3 a 4 m as vigas eram diretamente apoiadas nas paredes e sobre essas eram pregadas as tábuas de assoalho. Para os vãos superiores de 5 a 7 m era necessária a colocação de vigas secundárias entre as vigas principais e as tábuas de assoalho.

É claro que todos os tipos de ligações estudadas nesse trabalho podem ser aplicadas nas novas construções. Também, estudaram os sistemas de ligações concluindo que ao utilizar pregos, parafusos ou pinos de aço a rigidez da ligação é inferior a das chapas ou anéis e também verificaram que são menos rígidas que as soluções que prevêm cavidades na madeira. A Figura 2.22, mostra a colagem de uma treliça metálica plana e uma chapa metálica colada à madeira. Essa solução caracteriza uma solução rígida de ótimo desempenho. À aplicação desta solução torna-se inviável devido ao elevado número de conectores, tornando-se anti-econômica.



a) Colagem de uma treliça metálica plana b) Chapa metálica colada à madeira

Figura 2.22 – Sistemas de ligações rígidas. *Fonte: BRANCO & CRUZ (2002)*

As ligações usando parafusos, pregos ou pinos de aço são menos eficientes do que as ligações que usam cavidades na madeira e essas são menos eficientes do que as ligações que usam chapas ou anéis, ver as Figura 2.23 a Figura 2.25.

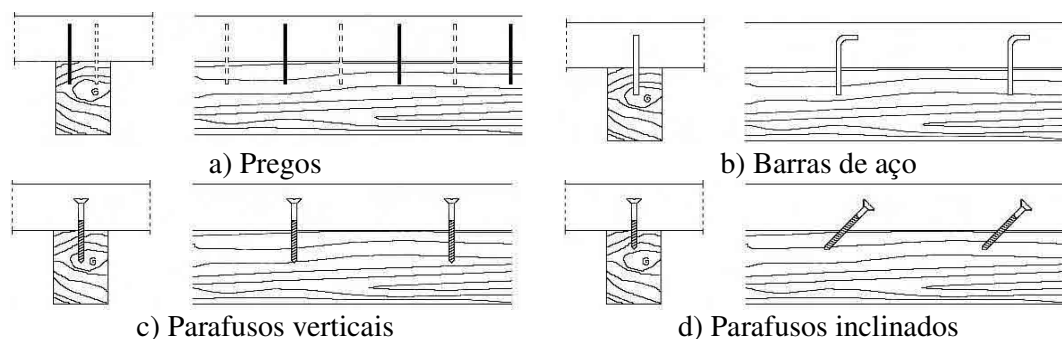


Figura 2.23 – Ligações com pregos, parafusos ou barras de aço. *Fonte: BRANCO & CRUZ (2002)*

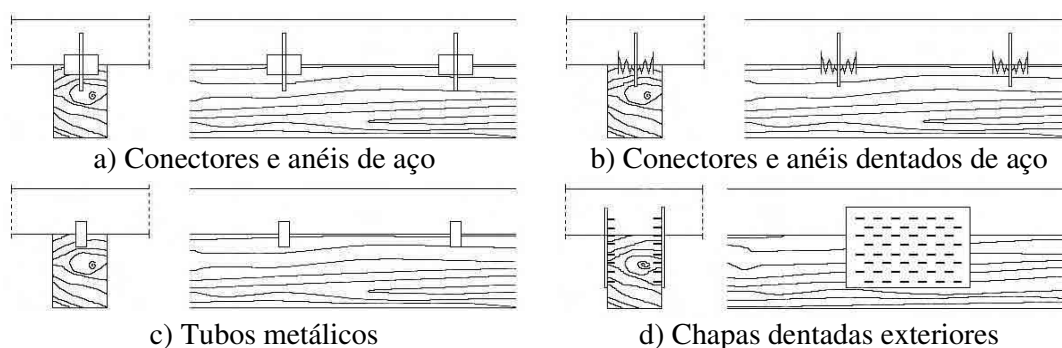


Figura 2.24 – Ligações com anéis de aço, tubos metálicos ou chapas dentadas. *Fonte: BRANCO & CRUZ (2002)*

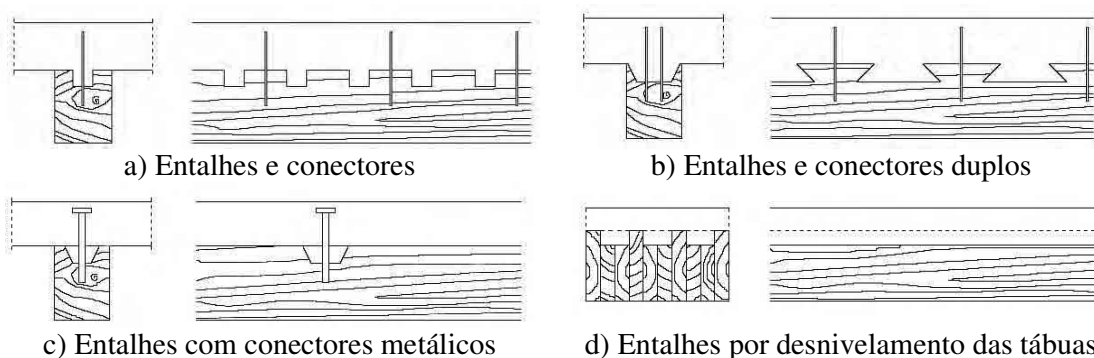


Figura 2.25 – Ligações com conectores dentro ou fora dos entalhes. *Fonte: BRANCO & CRUZ (2002)*

Para as ligações mostradas nas Figura 2.23 a Figura 2.25 pode-se afirmar que a rigidez efetiva varia de 50% a 100% nessas ligações. Concluiu-se que pode ser feita a transformação dos pisos de madeira por um piso de madeira-concreto sem alterar as construções antigas e que pode ser uma estrutura econômica e viável.

2.3 Estudos em Estruturas Mistas de Madeira-Concreto

RICHART & WILLIAMS (1943) apresentam resultados de ensaios de exemplares de corpos-de-prova constituídos de um elemento de concreto envolvido por dois outros de madeira, sem presença de gravata externa. Conforme Figura 2.26, verifica-se a presença de 4 conectores metálicos, parafusos, por corpo-de-prova, os quais são dispostos em três ângulos diferentes. Para o tipo A, o autor descreve maior capacidade de suporte, e justifica que o parafuso puxa as superfícies laterais mobilizando, dessa maneira, forças de atrito entre o concreto e a madeira. A disposição formando ângulo de 45° faz com que o parafuso atue na tração, cisalhamento e flexão ao mesmo tempo.

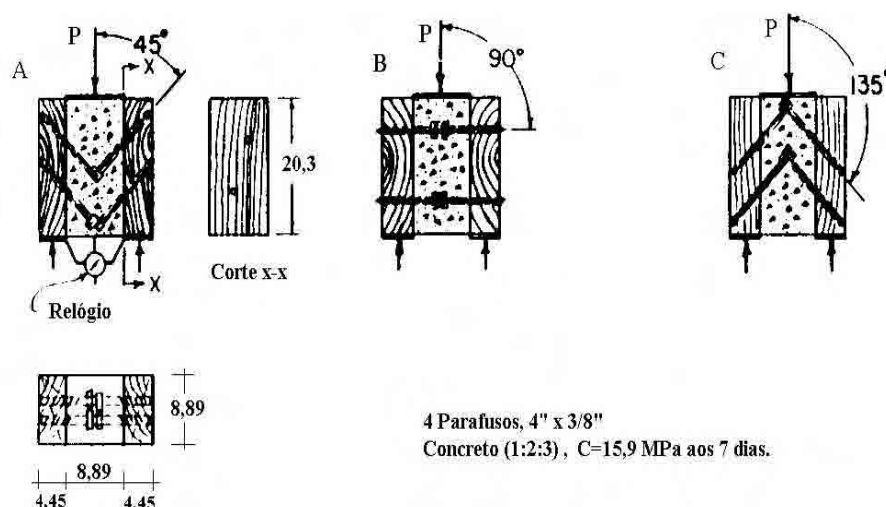


Figura 2.26 – Modelos de corpos-de-prova. Fonte: RICHART & WILLIAMS (1943)

Na determinação das propriedades de resistência e rigidez, CECCOTTI (1995) sugere que os corpos-de-prova devam representar da melhor forma possível a disposição dos conectores nos elementos estruturais. Para evitar a influência do efeito de grupo, o corpo-de-prova utilizado por CECCOTTI (1995), possui apenas dois conectores, conforme ilustrado na Figura 2.27.

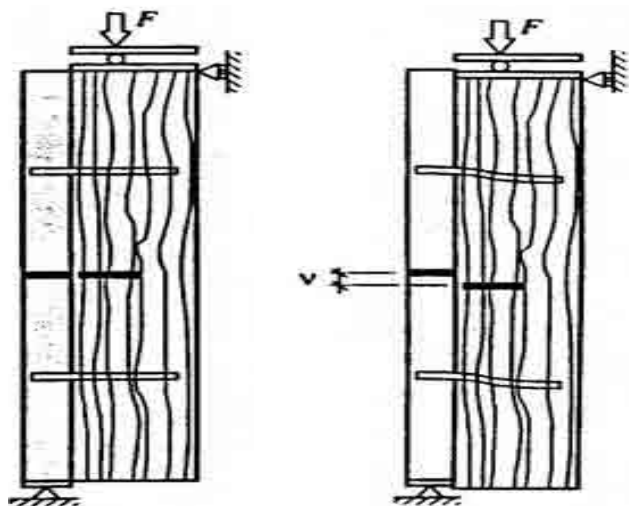


Figura 2.27 – Modelo de corpo-de-prova. Fonte: CECCOTTI (1995)

MATTHIESEN (1987), em seu trabalho realizou estudos para contribuir nas pontes de Eucalipto Citriodora, *Eucalyptus citriodora*, sugerindo que essas pontes de madeira sejam solidarizadas por um piso de concreto. Esse estudo se desenvolveu a partir da eventual possibilidade da construção de uma estrutura semelhante à ponte de concreto em laje. Então se construíram pontes com postes dessa madeira em modelo reduzido na escala 1:4. O modelo construído na escala 1:4 possuía comprimento de 5 m, largura de 0,98 m, diâmetro no meio dos postes de 14 cm. Para o caso de ponte nervurada o esquema construtivo deveria ter a composição de viga bi circular e vigas simples com postes, ver Figura 2.28 e Figura 2.29. Foram utilizados anéis com diâmetro de 2,5 polegadas e altura de 5 cm. Na ligação da lateral das 7 vigas foram utilizados 66 anéis, formando onze linhas de anéis e mais 160 anéis na ligação dos postes que compõem a nervura, formando vigas bi circulares. O espaçamento entre as linhas de anéis laterais no modelo foi de 0,5 m e entre os anéis das vigas bi circulares foi de 0,125 m.



Figura 2.28 – Vigas simples e bi circulares. Fonte: MATTHIESEN (1987)



Figura 2.29 – Modelo de ponte na escala 1:4. *Fonte: MATTHIESEN (1987)*



Figura 2.30 – Ruptura da ponte de postes de madeira. *Fonte: MATTHIESEN (1987)*

A experimentação de pontes de postes de madeira interligadas lateralmente por anéis metálicos partidos, constituindo seções simples ou nervuradas, evidenciou a viabilidade de seu comportamento, tipo placa ortotrópica, adequado para utilização do esquema como ponte. O cálculo da ponte com esquema estrutural em seção nervurada, considerada como grelha, mostrou-se plenamente compatível com os resultados dos ensaios. O projeto e a execução da ponte de postes de madeira na forma de viga simples e bi circular solidarizadas por concreto, ver Figura 2.31. E interligadas lateralmente através de anéis metálicos partidos, tornou-se plenamente aceitável, devido à excelente distribuição transversal das cargas concentradas, elevada rigidez e resistência.

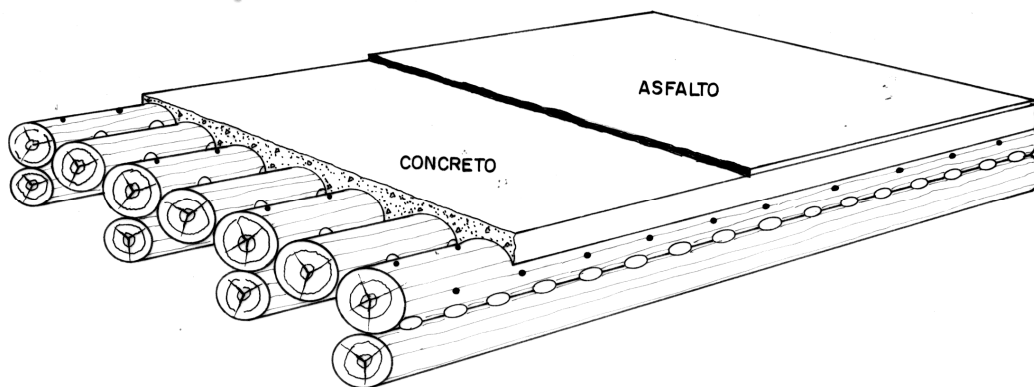


Figura 2.31 – Proposta para construção da ponte de postes de madeira solidarizada por uma camada de concreto e asfalto. *Fonte: MATTHIESEN (1987)*

KREUZINGER (1996) analisou vigas mecanicamente articuladas de madeira-concreto com o objetivo de explicar projetos desse tipo utilizando programas computacionais. A solução analítica que corresponde as soluções dadas por meio do uso computacional está dada no Eurocode 5 (1993), nos Anexos B e C. A conexão de várias seções transversais é feita através de prendedores mecânicos como pregos, parafusos, tarugos ou chapa dentada e também juntas coladas, essas são consideradas conexões rígidas. Cada junta é acentuada por forças de cisalhamento que causam um deslizamento. A relação entre o deslizamento das partes da seção transversal é especificada pelo módulo de deslizamento k . Para se fazer os projetos de vigas T são requeridos os parâmetros de tensões em todas as partes, forças nas juntas e deflexão. A teoria clássica de flexão não é aplicável diretamente por causa do deslizamento nas juntas. Porém, pode ser aplicada a componentes individuais. Um exemplo de uma viga T composta de madeira-concreto é mostrado na Figura 2.32.

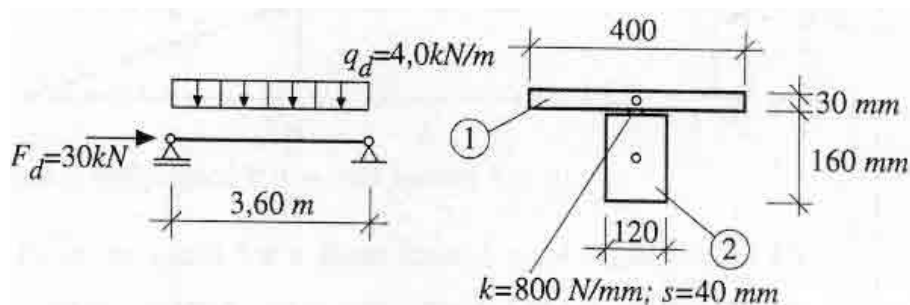


Figura 2.32 – Exemplo de viga mista. *Fonte: KREUZINGER (1996)*

YTTRUP & NOLAN (1999) vem conduzido um completo programa de pesquisa buscando atingir uma interação cada vez melhor entre a madeira e o concreto. Na realização dessa

pesquisa utilizaram-se dois sistemas compostos de concreto com madeira, ver Figura 2.33. O primeiro sistema usado tinha madeira natural de vigas circulares de eucalipto com diâmetro de 300 mm e um piso de concreto trabalhando como uma cobertura. O segundo sistema usou vigas retangulares laminadas de (400x65 mm) e uma laje de concreto, formando um conjunto de vigas T.

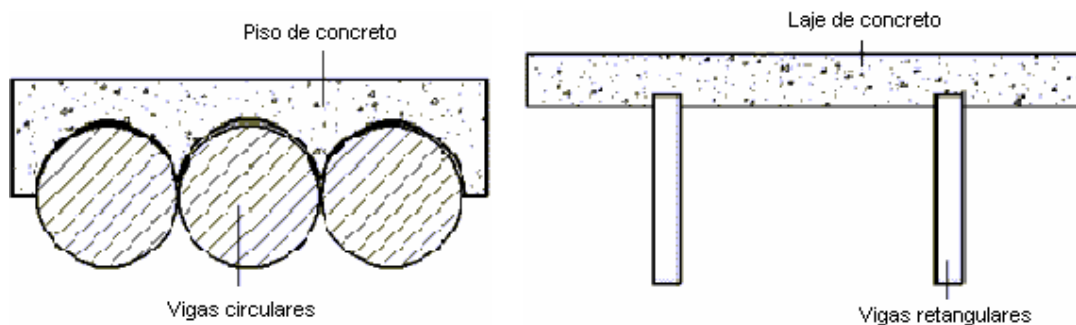


Figura 2.33 – Tipos de sistema. *Fonte: YTTRUP & NOLAN (1999)*

Foi então analisada uma série de modelos com cavas substituindo o uso de conectores mecânicos e outros sem conexão nenhuma. O sistema com troncos e piso de concreto foi construído com cinco diferentes métodos de conexão. No primeiro método não tinha conexão entre os materiais. Nos demais métodos tinham conexões, ver Figura 2.34.

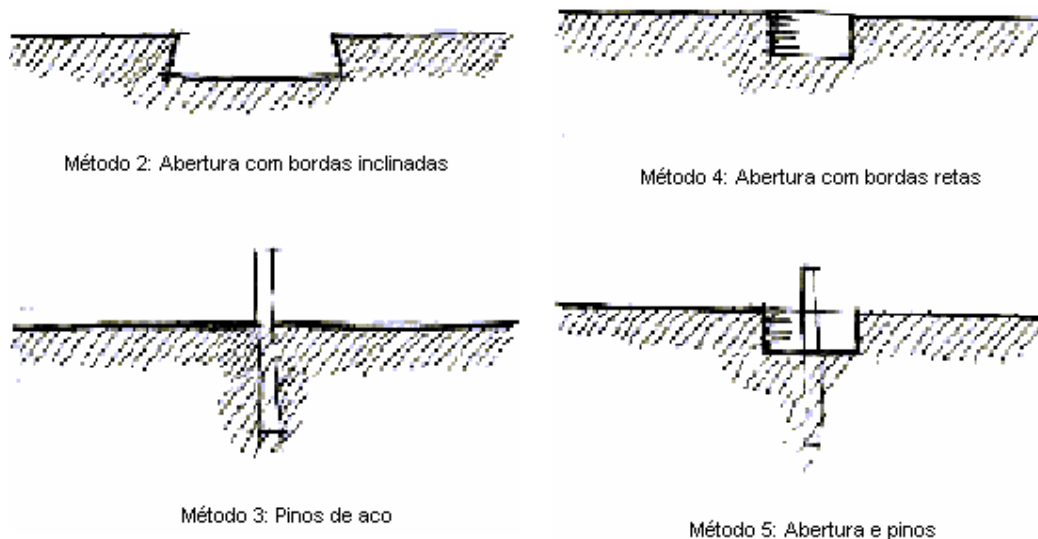


Figura 2.34 – Tipos de conexão. *Fonte: YTTRUP & NOLAN (1999)*

O sistema de vigas laminadas foi construído com dois métodos de transferência de cisalhamento. O primeiro não tinha conexão para resistir à ação cortante. O segundo sistema

usado é uma série de aberturas perfuradas de profundidade rasas, para que ocorra uma transferência de cisalhamento, ver Figura 2.35 e Figura 2.36.



Figura 2.35 – Ensaio do sistema e transferência de cortante. *Fonte: YTTRUP & NOLAN*
(1999)

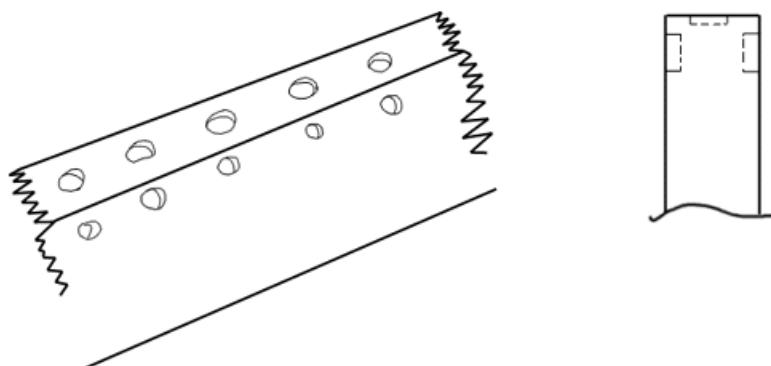


Figura 2.36 – Esquema da transferência de cortante nas cavas. *Fonte: YTTRUP & NOLAN*
(1999)

Os sistemas mais efetivos foram aqueles que têm aberturas inclinadas nas bordas e o sistema que tem 75 mm de abertura reforçado com pinos de aço. Os testes para as vigas serradas mostraram que as conexões simples e embutidas podem ser efetivos para baixos carregamentos. A Figura 2.37 mostra as deformações na extremidade das vigas laminadas coladas depois dos ensaios.



Figura 2.37 – Destruição das cavilhas depois do carregamento. *Fonte: YTTRUP & NOLAN (1999)*

Os resultados mostraram que os modelos sem as cavas romperam por deslizamento, já os modelos com cavas romperam à tensão de flexão nas lâminas externas e os modelos constituídos de madeira laminada colada obtiveram maior resistência que os demais. Concluiu-se assim que o sistema com cavas substituindo os conectores mecânicos de aço alcançou uma interação total com bons níveis de carga proporcionando um bom desempenho na ação do composto, pois fornece uma eficaz transferência de cisalhamento. Conclui-se também, que enquanto há a presença da interação total a teoria simples de viga pode ser aplicada a esse modelo. E ressalta-se aqui a importância dos conectores no papel de enrijecedores da ligação entre os dois materiais, que para maximizar o benefício desse sistema de ligação, investigações adicionais precisam ser feitas incluindo carregamentos cíclicos e escolhendo vários métodos de conexão.

MATTHIESEN (2001) fez uma análise teórico-experimental de quatro vigas T de madeira-concreto, sendo duas vigas com a madeira *Pinus oocarpa*, *Pinus oocarpa shiede*, de dimensões (210x15,7x5,6 cm), e outras duas com a madeira Eucalipto Grandis, *Eucalyptus grandis*, de dimensões (210x15,3x5,8 cm). Os conectores utilizados foram parafusos auto-atarrachantes comerciais, com diâmetro de 0,5 polegada, comprimento de 12,5 cm, diâmetro interno da rosca igual a 9,2 mm e colocados com uma pré-furação de 9,5 mm de diâmetro. As vigas de madeira foram fixadas à mesa de concreto por duas linhas de parafusos colocados na

madeira com uma inclinação de 50°, espaçados de 10 cm, penetração de 6,5 cm na madeira correspondente ao comprimento da rosca, ver Figura 2.38.



Figura 2.38 – Parafusos na viga de madeira. *Fonte: MATTHIESEN (2001)*

A armadura longitudinal foi construída por (4 ϕ 6,3 mm) solicitados à tração e (2 ϕ 4,2 mm) para efeito construtivo na parte superior, estribos com dimensões de (3x27 cm e ϕ 4,2 mm) espaçados a cada 10 cm. As vigas foram confeccionadas com uma mesa em concreto medindo (205x30x5 cm). O comprimento total da viga foi de 210 cm e a distância entre apoios de 200 cm. A Figura 2.39 apresenta a forma para concretagem da viga de madeira-concreto e também após a sua concretagem.



Figura 2.39 – Armadura e viga após a concretagem. *Fonte: MATTHIESEN (2001)*

Com a viga de madeira-concreto instrumentada, foi montado um sistema com pórticos sobre a laje de reação, com um atuador hidráulico de capacidade de 150 kN, acoplado a um anel dinamométrico com capacidade de 50 kN para os ensaios iniciais, e substituído depois por uma célula de carga com capacidade de 200 kN para os ensaios com carregamento até a ruptura. A ruptura da viga 1 de madeira-concreto, ocorreu por tração na peça de madeira em uma região sem nó e depois devido ao grande deslocamento vertical ocasionou a ruptura do concreto por compressão, ver Figura 2.40. A viga mista 2 de madeira-concreto apresentou um valor de ruptura em torno de 46% inferior ao valor da viga mista 1. Esse fato não foi surpresa, pois, a viga mista 2 possuía um nó de tamanho considerável na seção transversal central, onde ocorreu a ruptura por tração na madeira, ver Figura 2.40.

As vigas mistas 3 e 4 de eucalipto e concreto foram ensaiadas seguindo o mesmo procedimento das vigas mista de pinus e concreto. A carga de ruptura da viga 2 foi 59% inferior em relação a viga 1. Esse resultado mais baixo da viga 2 foi possivelmente devido a influência do grande empenamento em que se encontrava a viga de madeira. O modo de ruptura das duas vigas mista de eucalipto e concreto foram semelhantes, rompendo por cisalhamento na altura da extremidade dos parafusos fixados na madeira. O início do cisalhamento se deu em um dos apoios, chegando até o meio da viga. Persistindo com o carregamento, a viga não ganhou mais carga apenas aumento a deformação e em seguida houve uma ruptura por tração na peça de madeira. A Figura 2.41 mostra a ruptura por cisalhamento, tração da peça de madeira e compressão na mesa de concreto.

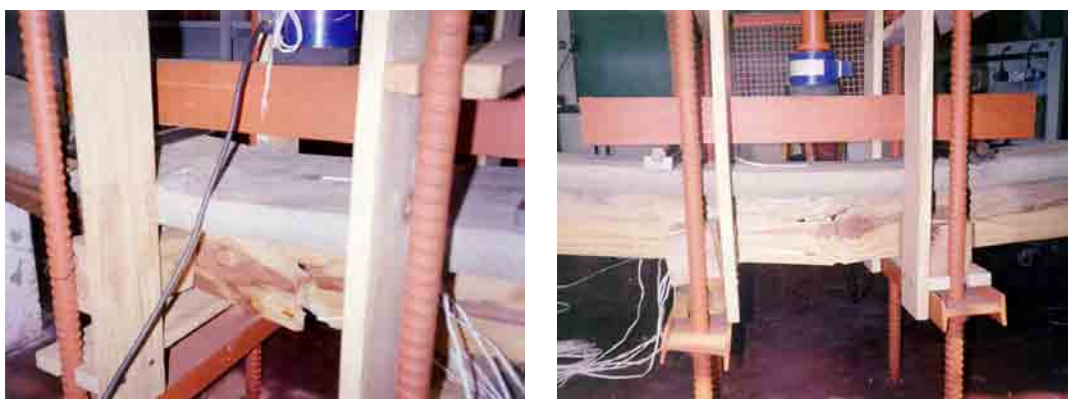


Figura 2.40 – Modo de ruptura das vigas mistas 1 e 2 construídas com vigas de Pinus oocarpa, respectivamente. *Fonte: MATTHIESEN (2001)*



Figura 2.41 – Modo de ruptura das vigas mistas construídas com vigas de Eucalipto Grandis.

Fonte: MATTHIESEN (2001)

Para a determinação do módulo de deslizamento k da ligação com parafusos auto atarrachantes de 0,5 polegada foram utilizados valores de ensaios, onde a avaliação da resistência última e do comportamento força-escorregamento, para esses tipos de conectores, foi feita através de ensaios padronizados do tipo “push-out”, em corpos-de-prova e ensaios semelhantes aos apresentados na norma inglesa BS5400. Como resultado da pesquisa realizada foi encontrado um valor de módulo de deslizamento k igual a 68 kN/mm, para 4 parafusos, um par em cada face do corpo-de-prova. Para o cálculo das vigas foram considerados pares de parafusos formando um X. Portanto, o valor do módulo de deslizamento k considerado no cálculo foi igual a 34 kN/mm. Comparando os ensaios de flexão das vigas só de madeira, com as vigas mistas de madeira-concreto, observou-se o aumento de rigidez da viga mista, ver Tabela 1.

Tabela 1 – Aumento de rigidez das vigas mistas de madeira-concreto

Viga Mista	Aumento da Rigidez (EI)
1 Pinus-concreto	5,7 vezes
2 Pinus-concreto	6,8 vezes
1 Eucalipto-concreto	3,2 vezes
2 Eucalipto-concreto	3,3 vezes

As vigas mistas de pinus apresentaram uma maior rigidez à flexão de acordo com a DIN 1052 (1973), possuindo menores deslocamentos verticais. Esses deslocamentos verticais medidos experimentalmente são semelhantes para um mesmo carregamento, indicando uma mesma rigidez. Os resultados experimentais das tensões apresentadas para as vigas mistas de pinus tiveram tensões inferiores aos comparados com a DIN 1052 (1973) e NBR 7190 (1997). E pode-se afirmar que os valores das tensões obtidas pela norma brasileira, estão mais próximos

do real dos valores experimentais do que os valores obtidos com base na norma alemã. Mas, os valores da rigidez das vigas obtidas pela norma alemã estão mais próximos do real, pois levam em conta os pequenos deslizamentos entre os dois materiais componentes da viga em estudo, formada por uma ligação flexível, dando à viga uma rigidez mais realista do que aquela encontrada com base na norma brasileira.

SORIANO (2001) construiu e ensaiou protótipos de vigas e painéis de madeira-concreto para a avaliação do comportamento mecânico estrutural e também para conhecer o processo de montagem das estruturas propostas. Nesse estudo, fez-se a análise teórico-experimental da influência do efeito da rigidez dos conectores flexíveis nas estruturas de madeira-concreto para os estados limites últimos e de utilização. A análise teórica dos resultados experimentais dos protótipos foi feita através da modelagem numérica utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), no caso utilizou-se o programa computacional SAP2000®. Os resultados e discussões da análise teórico-experimental procuraram apresentar a viabilidade de aplicações das estruturas mistas dando o enfoque para algumas prescrições na elaboração de projetos, execução e manutenção das construções.

Na primeira fase desse estudo, pesquisou-se uma série de dez estruturas mistas de madeira-concreto com seção T mostrada na Figura 2.42, as quais foram montadas com materiais de mesmas características e dimensões. Avaliou-se nessa série o comportamento do sistema de ligação flexível por pregos 22x48 (5,4 mm de diâmetro e comprimento de 110 mm) e também o sistema de ligação rígida caracterizado por adesivo epóxi. Duas vigas dessa série de ensaios foram construídas sem o sistema de ligação, permitindo assim, o livre deslizamento entre a alma e a mesa das vigas. Nessa série, todas as vigas foram carregadas com incrementos de carga aplicados no meio do vão. Nas vigas cujo sistema de ligação é considerado flexível, os pregos foram dispostos de duas formas, isto é, três vigas com pregos posicionados numa única fila longitudinal e outro grupo de três vigas com pregos dispostos em duas linhas longitudinais, porém em zig-zag.



Figura 2.42 – Detalhes das vigas mistas. *Fonte: SORIANO (2001)*

O sistema de ligação rígida não apresentou resultados satisfatórios do ponto de vista da elevação da rigidez da estrutura em relação ao sistema flexível por pregos 22x48. Pois, nas ligações utilizando adesivo epóxi ocorreu ruptura inesperada sem que as mesmas apresentassem grandes deformações. Também se utilizaram sistema de ligação flexível para a construção das vigas e painéis, caracterizados por conectores flexíveis, no caso pregos 24x60, parafusos de 0,375 e 0,5 polegadas. Esses sistemas de ligações mostraram-se bastantes eficientes nas construções das vigas e dos painéis.

No total, foram ensaiadas 06 vigas com seções T em madeira-concreto, medindo 3 m de distância entre apoios, constituídas pela alma em madeira serrada da espécie Cupiúba (5x15 cm) e a seção da mesa em concreto (30x4 cm), conforme Figura 2.43. Para cada viga, uma armadura em malha com barras de aço CA50, com 5 mm de diâmetro foi empregada à 1 cm da superfície de contato da alma, tendo em vista que os sistemas de ligações semi-rígidas acarretam a presença de duas linhas neutras na seção mistas, ocorrendo, portanto a possibilidade da presença de esforços de tração nas bordas inferiores da mesa de uma viga bi apoiada.



a) montagem

b) ensaio

Figura 2.43 – Detalhes das vigas mistas. *Fonte: SORIANO (2001)*

Como parte do programa proposto nessa pesquisa, buscou-se analisar o comportamento estrutural de protótipos de painéis em madeira-concreto, utilizando-se as séries de sistemas de conexões já apresentadas. Três painéis medindo 320 cm de comprimento foram construídos com uma mesa de concreto com seção (80x5 cm) e três vigas de madeira aparelhada da espécie Cupiúba, com seções transversais medindo (5x15 cm). A mesa em concreto também foi armada com uma malha de aço CA50 de 5 mm de diâmetro, posicionada no fundo da laje, ou seja, a um 1 cm da superfície de contato. O período de montagem desses painéis coincidiu com o período das vigas e utilizou-se o mesmo concreto e peças de madeira. Os painéis, ver Figura 2.44, receberam denominação em conformidade com o sistema de conexão utilizado. Nos painéis com pregos PPR, em cada viga de madeira foram instalados em “zig-zag” 61 pregos 24x60, espaçados a cada 5 cm. Nos painéis PP3/8 e PP1/2 com parafusos de diâmetros de 0,375 e 0,5 polegadas foram fixados a cada 7,5 cm.



a) Concretagem



b) Ensaio dos painéis

Figura 2.44 – Detalhe dos painéis PPR, PP3/8 e PP1/2. Fonte: SORIANO (2001)

O painel reduzido designado de PRED é um modelo reduzido para o tabuleiro de uma ponte de tamanho pequeno, ou ainda um piso em único módulo de laje, que simula o comportamento da estrutura em situação de um carregamento concentrado. Os materiais utilizados para a construção do PRED, também são partes dos mesmos lotes utilizados na execução das vigas e dos painéis apresentados anteriormente. As cinco peças de madeira com seções transversais medindo (5x7 cm), receberam a cada 7,5 cm um parafuso com rosca soberba de 0,375 polegada de diâmetro e 75 mm de comprimento. Esses conectores foram distribuídos em “zig-zag”. Na Figura 2.45 encontra-se a montagem e o esquema de ensaio do painel PRED com 80 cm de largura, comprimento de 170 cm e 150 cm de vão.

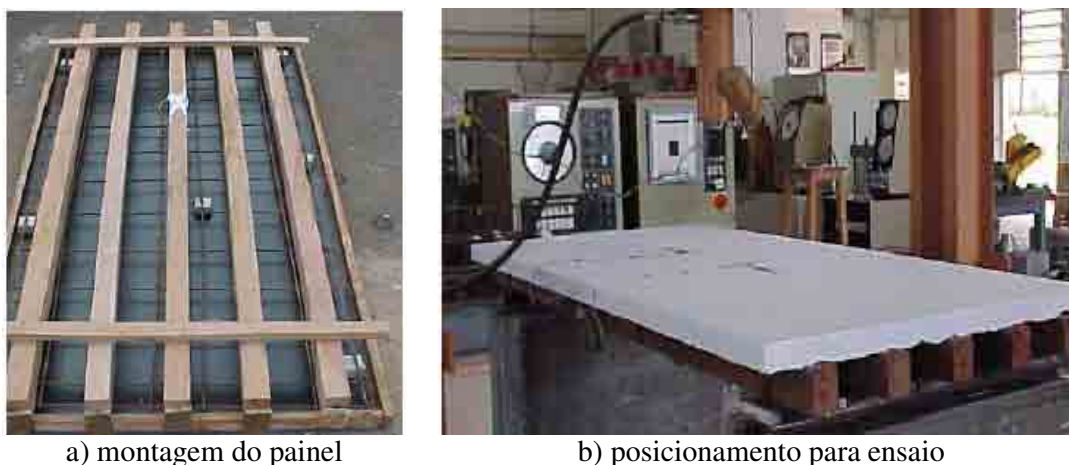


Figura 2.45 – Detalhe do painel reduzido PRED. *Fonte: SORIANO (2001)*

O sistema de ligação por pregos 24x60, além de oferecer maior facilidade para a sua instalação nas peças de madeira, também possui um custo comercial por unidade de aproximadamente 3 a 4 vezes menor que os parafusos auto-atarrachantes.

ALVIM & ALMEIDA (2003) realizaram um estudo paramétrico da rigidez efetiva dos pisos mistos de madeira-concreto, ver Figura 2.46, no qual, estudou-se o comportamento desses pisos considerando-se como um conjunto de vigas bi apoiadas com rigidez efetiva na direção longitudinal dos eixos dessas vigas que foram calculados a partir das expressões sugeridas pelo modelo analítico de MOHLER (1953) e que certamente levam em conta as dimensões, módulo de elasticidade da madeira e do concreto, e também as dimensões dos conectores. Essas expressões são compatíveis com o Eurocode 5 (1993).

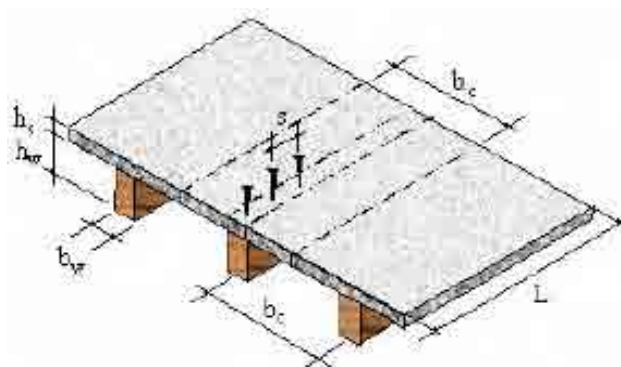


Figura 2.46 – Arranjo típico de um piso de madeira-concreto. *Fonte: ALVIM & ALMEIDA (2003)*

Como resultados de ALVIM & ALMEIDA (2003) foram obtidos curvas que relacionaram parâmetros como rigidez efetiva, dimensões das peças e as propriedades dos materiais, ver Figura 2.47 e Figura 2.48. Esse estudo levou a condição otimizada de projeto que podem auxiliar o projetista na escolha das dimensões adequadas para as verificações de projeto.

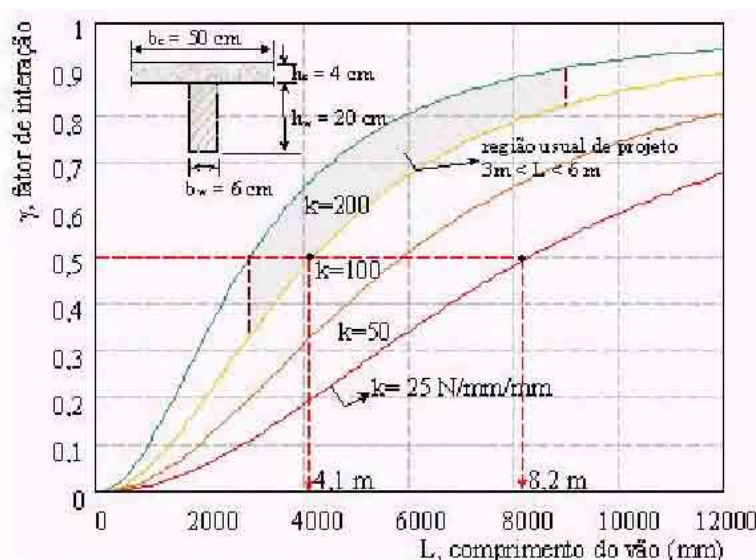


Figura 2.47 – Relação entre o fator de interação e o vão livre de vigas mistas de seção T.

Fonte: ALVIM & ALMEIDA (2003)

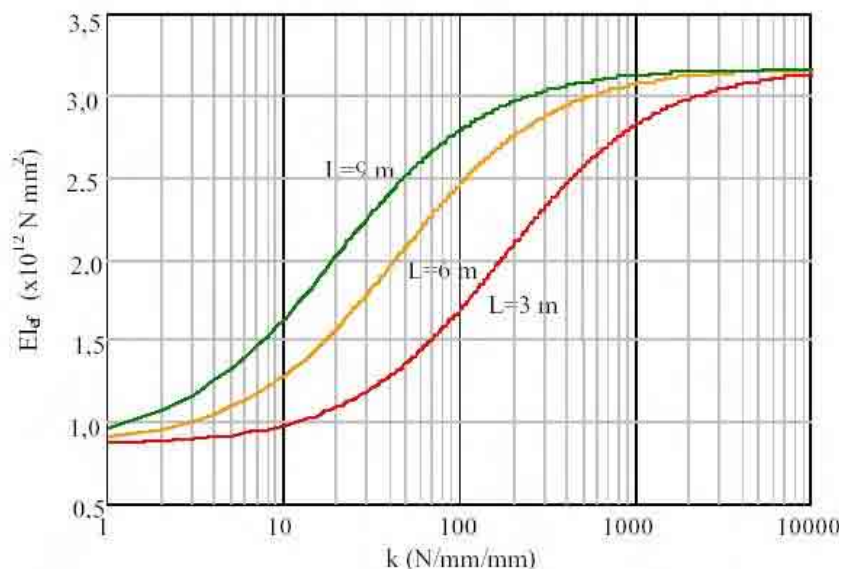


Figura 2.48 – Relação entre a rigidez efetiva e o módulo de deslizamento equivalente. Fonte:

ALVIM & ALMEIDA (2003)

Os autores chegaram à conclusão de que as análises paramétricas e a elaboração do guia de projetos contribuem para a sistematização dos conhecimentos sobre os pisos mistos de madeira-concreto, também se verificou por meio das análises paramétricas que um piso misto de madeira-concreto pode apresentar a depender de sua configuração geométrica e das propriedades dos materiais até 4 vezes mais rigidez que um valor mínimo sem interação.

SOUZA (2003) estudou a capacidade de carga e a diminuição dos custos de manutenção das pontes em viga simples atualmente construídas no estado do Mato Grosso do Sul. O presente trabalho teve como objetivo avaliar o sistema estrutural da superestrutura de uma ponte composta por vigas de madeira de seção retangular e tabuleiro em concreto armado, solidarizado às vigas de madeira através de pinos de cisalhamento. Para esse estudo foi projetado e construído um modelo experimental em uma escala geométrica de 1:2 nas dimensões (300x224 cm) de forma a reproduz a superestrutura das pontes existentes, ver Figura 2.49. O modelo compreende um conjunto de cinco vigas de *Pinus*, *Pinus bahamensis*, com seção transversal de (12,5x15 cm), espaçadas uma da outra de 41 cm. Como pré-lajes foram utilizados trilhos treliçados pré-moldados de concreto, composto por uma base de (48x12x3 cm), concretados a uma treliça espacial de banzo superior de 6 mm de diâmetro, banzos inferiores de 5 mm de diâmetro e diagonais de 5 mm de diâmetro. Como conectores de cisalhamento foram utilizados pinos de aço CA50 de 12,5 mm de diâmetro e 15 cm de comprimento, cravados na madeira através de pré-furação de 10 mm diâmetro e 7 cm de profundidade, espaçados de 10 cm. No sentido longitudinal do modelo, como previsto em projeto, foram colocados entre as vigas 3 barras de 6 mm de diâmetro, e no sentido transversal na parte superior dos trilhos utilizou-se uma armadura de 6 mm de diâmetro espaçada de 24 cm.

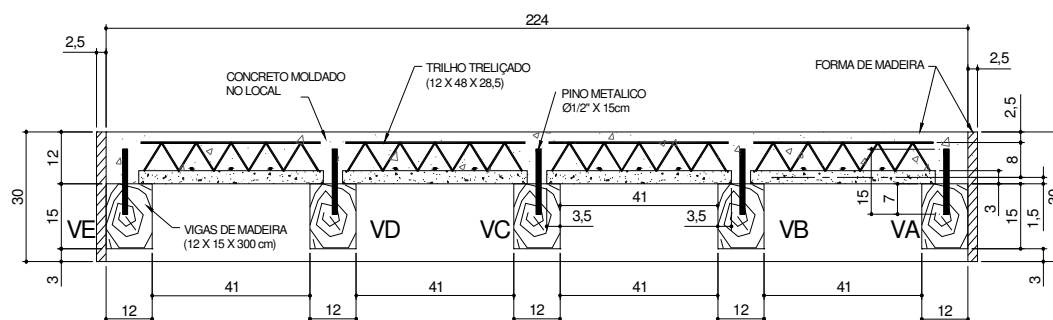


Figura 2.49 – Seção transversal do projeto do modelo experimental. Fonte: SOUZA (2003)

A execução da laje foi realizada em duas etapas. A primeira utilizando uma pré-laje treliçada e a segunda etapa efetuando uma concretagem local com auxílio de uma forma de madeira fixada no topo e na lateral das vigas externas, ver Figura 2.50.



Figura 2.50 - Pinos de cisalhamento, formas laterais e concretagem do modelo experimental.

Fonte: SOUZA (2003)

Para a realização dos ensaios montou-se um sistema com pórticos sobre laje de reação, com um atuador hidráulico de 500 kN e célula de carga de mesma capacidade. Para os ensaios com carregamento até a ruptura foi utilizado um atuador hidráulico de 1000 kN e célula de carga de mesma capacidade, ver Figura 2.51. A ruptura do modelo experimental ensaiado ocorreu por tração nas fibras inferiores da madeira, primeiramente da viga de madeira VC, por apresentar um nó de tamanho considerável na seção transversal central, e em um segundo momento ocorreu à ruptura da viga VB também por tração nas fibras inferiores da madeira, como mostra a Figura 2.51.



Figura 2.51 – Ensaio do modelo experimental e ruptura das vigas. *Fonte: SOUZA (2003)*

As vigas de madeira apresentaram ruptura por cisalhamento na altura da extremidade dos conectores. O início do cisalhamento se deu nos apoios, chegando até próximo ao meio das vigas, conforme ilustrado na Figura 2.52. Persistindo o carregamento constatou-se que a estrutura não teve mais nenhum ganho de carga e que ela teve apenas um aumento da deformação.

O concreto da laje na região da seção central não apresentou aspectos de ruína, apesar da deformação vertical bastante elevada em torno de 35 mm. A carga de ruptura atingida foi de 350 kN para um deslocamento vertical 3 vezes maior que o admissível, que era de 11,6 mm. A laje de concreto apresentou um afastamento vertical nas extremidades das vigas externas VA e VE, chegando a ocorrer à ruptura do concreto na extremidade da viga VE. O deslizamento registrado entre a laje de concreto e as vigas de madeira foi desprezível, com valores muito próximos de zero. A viga de extremidade VE apresentou na madeira rupturas diagonais em toda a sua extensão, em sentidos opostos de cada face lateral da viga indicando solicitações de torção, conforme Figura 2.52.



Figura 2.52 – Detalhe do cisalhamento na madeira. *Fonte: SOUZA (2003)*

Esperava-se que a ruptura ocorresse inicialmente por esmagamento do concreto e em seguida por tração na madeira como previsto no cálculo analítico, mas isto não ocorreu devido à redistribuição de tensões na estrutura a partir do início da plastificação do concreto. Tendo em vista que os resultados experimentais observados e a previsão da carga máxima da estrutura em regime de ruptura requerem a consideração dos efeitos de não linearidade dos materiais. Esses efeitos não são considerados no método de cálculo adaptado do Eurocode 5 (1993), em razão de que a estrutura a ser executada atenda as condições de projeto respeitando as condições de segurança do método dos estados limites, a carga máxima a ser aplicada na

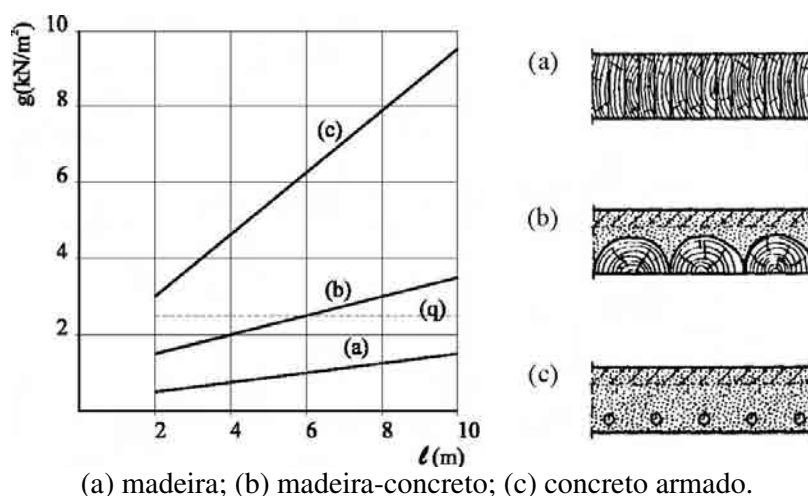
estrutura em serviço será muito inferior ao correspondente valor de ruptura. Nessas condições de projeto é possível dimensionar a estrutura mista de concreto e madeira em comportamento elástico sem que ocorram situações que comprometam o seu uso corrente.

O modelo estrutural proposto, baseado em um sistema misto em madeira-concreto, mostrou eficiência, pois no cálculo analítico das tensões e dos deslocamentos utilizando o processo indicado pelo Eurocode 5 (1993), tendo como carregamento o trem-tipo de Classe 30 segundo a NBR 7188 (1985), atende as condições de segurança previstas na NBR 7190 (1997) e NBR 6118 (2003). O ensaio do modelo experimental com um carregamento pontual aplicado em cada viga e na laje entre as vigas, mesmo que o veículo não tenha a possibilidade de carregar as vigas de extremidade, serviu para demonstrar que existe a contribuição de todas as vigas na absorção do carregamento, conferindo ao tabuleiro um comportamento de placa, para qualquer das posições assumida pelo carregamento. O carregamento simulando a aplicação da carga por um eixo do veículo, evidenciou o comportamento de placa do tabuleiro, confirmando a colaboração de todas as vigas de madeira na rigidez do modelo ensaiado. O ensaio de ruptura apresenta como forma de colapso a ruptura do material madeira por tração das fibras inferiores, situação não esperada no cálculo analítico, onde a ruptura deveria se dar primeiro por tensões elevadas no concreto. Essa forma de ruptura se deve ao fato do concreto ter atingido o regime plástico, ocorrendo à redistribuição de tensões para a madeira.

Os valores dos deslocamentos verticais obtidos dos ensaios realizados nas vigas simples de madeira, comparados com os valores do cálculo analítico do modelo experimental utilizando os procedimentos constantes do Eurocode 5 (1993), indicaram um aumento de rigidez nas vigas na ordem de dezoito vezes. Os resultados dos deslocamentos apresentados nos ensaios realizados no modelo experimental demonstraram um aumento da ordem de 25% da rigidez do conjunto quando comparados com o modelo calculado utilizando as expressões do Eurocode 5 (1993). O modelo experimental ensaiado quando comparado com o modelo da ponte em viga simples de madeira apresentam uma rigidez vinte e duas vezes maior. Os benefícios da utilização de uma pré-laje composta por painéis treliçados autoportantes puderam ser verificados graças à facilidade e rapidez na montagem e concretagem do modelo, possibilitando economia no consumo de formas, escoramentos e também nos custos de mão-de-obra.

2.4 Discussões

CECCOTTI (1995) apresenta um gráfico, ver Figura 2.53, comparativo que relaciona o crescimento do peso próprio da estrutura com o aumento do vão livre para os três tipos de piso, nesse estudo supõe-se um carregamento distribuído q de serviço igual a $2,5 \text{ kN/m}^2$.



(a) madeira; (b) madeira-concreto; (c) concreto armado.

Figura 2.53 – Peso próprio x vão para pisos. Fonte: CECCOTTI (1995)

Nos tabuleiros mistos a laje de concreto além de proteger a madeira contra as intempéries e o desgaste superficial por abrasão, diminui as vibrações provocadas pelas cargas dinâmicas. Com a diminuição do peso próprio aumenta o conforto acústico, a proteção contra fogo e proporciona maior rigidez, segundo CECCOTTI (1995).

O efeito da deformação dos conectores deve ser considerado de tal forma que a avaliação do deslocamento vertical e a distribuição das tensões na seção resultem em valores próximos dos reais da estrutura. Uma maneira para levar em conta o efeito de deformação das ligações semi-rígidas é mediante redução do momento de inércia da seção suposta totalmente solidarizada, caso este citado pela NBR 7190 (1997).

As dimensões a serem adotadas para os elementos de concreto e de madeira devem ser tais que a linha neutra de uma suposta seção maciça, seja posicionada na interface da ligação, conforme indicam NATTERER et al. (1996). Com isso, é possível o melhor aproveitamento do concreto à compressão e a madeira à tração. Mesmo que não haja solicitações de tração na

parte de concreto, deve-se empregar uma armadura mínima com a finalidade de reduzir as fissuras de retração do concreto.

CECCOTTI (1995) aconselha a não utilização de madeira com presença de medula ou com presença de fissuras que possam afetar a linha de conexão. A utilização de madeira com alto teor de umidade deve ser evitada ou então, deve-se manter a estrutura escorada até que ocorra o equilíbrio da umidade interna da madeira com a ambiental. CECCOTTI (1995) alerta que as madeiras com alto teor de extrativos causam o retardamento da pega do concreto fresco, podendo ainda causar redução da resistência do concreto na região da superfície de contato com a madeira, uma vez que existe a tendência de migração da água desse concreto para a madeira. Por essas razões, é de bom senso proceder à impermeabilização da madeira, o que pode ser feito com a aplicação de uma ou duas demãos de tinta a óleo ou outro produto impermeabilizante. Do ponto de vista da transferência do cisalhamento horizontal, esse processo de isolamento da madeira não traz alterações, uma vez que, comumente, não se considera atrito madeira-concreto nos métodos de cálculo.

Os problemas decorrentes da variação da umidade nas estruturas de madeira-concreto são citados por NAVI & MARTENSSON (s/d), podendo ser originados logo após o lançamento do concreto ou ainda, durante a vida útil da estrutura. Esses pesquisadores afirmam que os problemas mais relevantes surgem ao longo do tempo, uma vez que as deformações e as fissuras podem aparecer tanto no concreto quanto na madeira, causando assim, uma redução de rigidez e também comprometendo a durabilidade da estrutura. Com relação aos efeitos das retrações longitudinais do concreto e da madeira por ocasião da concretagem, segundo NAVI & MARTENSSON (s/d), geralmente não representam problemas, uma vez que esses materiais apresentam valores da mesma ordem.

Segundo STOJIC & CVETKOVIC (2001) certamente as estruturas compostas têm mais vantagens em comparação com as estruturas de concreto e estruturas de aço, e especialmente em comparação para estruturas clássicas de madeira. Em alguns casos a estrutura ou o detalhamento estrutural depende de uma dessas propriedades: principalmente, comprimento de uma estrutura e condições circundantes, e nessas as estruturas de madeira-concreto indicaram melhor comportamento.

2.5 Conclusões

As estruturas mistas de madeira-concreto foram e continuam sendo usadas a um bom tempo nos países desenvolvidos, e até mesmo nos países que ainda não estão totalmente desenvolvidos, como o Brasil. Para um tipo de material que começou sendo usado para se fazer reformas em estruturas que utilizavam somente madeira, esse conseguiu ganhar notoriedade como material estrutural para a construção de estruturas, principalmente quando se percebeu que esse poderia ser um material com baixo custo para sua construção, durabilidade ao tempo e sem dúvida atendia aos esforços estruturais ao qual era submetido. Mas, apesar do largo emprego desse material ele ainda não está normalizado, e isso se deve principalmente ao fato de existir muitas dúvidas a respeito da garantia de uso da ligação entre os dois materiais, madeira e concreto. Hoje, o que se busca é uma quantificação segura dessa ligação através do módulo de deslizamento k , e para tanto obtém-se esse módulo através de corpos-de-prova, que certamente é a maneira mais viável do ponto de vista econômico. É claro que esse módulo também pode ser obtido em vigas mistas de madeira-concreto e também em tabuleiro misto.

Na literatura não existe uma padronização nos ensaios e confecção dos corpos-de-prova do tipo “push-out”, alguns autores usam madeira nas laterais outros usam concreto, de qualquer forma essa padronização dos ensaios está caminhando para ser normalizada, pois os resultados experimentais conseguidos até então indicam uma boa aproximação em relação aos resultados teóricos estimados, principalmente pelo Eurocode 5 (1993).

As pesquisas realizadas no Brasil, que começaram há pouco tempo, têm muita dificuldade na padronização dos corpos-de-prova, mas os ensaios realizados até então comprovam uma aproximação entre os vários módulos de deslizamento, mesmo que esses corpos-de-prova apresentem diferenças nas suas dimensões.

3 MÉTODO TEÓRICO PARA CÁLCULO DE PROJETOS DE ESTRUTURAS MISTAS DE MADEIRA-CONCRETO

A análise de estruturas mistas de madeira-concreto em vigas demanda conhecimentos da relação entre tensão e deformação para os três componentes: madeira, concreto e conectores de cisalhamento. A complexidade desse problema concerne em determinar essa relação, que demanda a introdução de um grande número de parâmetros. Mas, para os cálculos práticos podem ser feitas simplificações assumindo que foram alcançadas habilidades para as soluções relativamente fáceis.

O presente procedimento de cálculo consiste na adaptação do appendix B da norma europeia de madeira, Eurocode 5 (1993), uma vez que essa parte da norma trata dos projetos de vigas compostas de madeira e está sendo usada para projetar estruturas de seções transversais mistas de madeira-concreto em vigas T, ver Figura 3.1 e Figura 3.2. A utilização dessa norma determina um produto de rigidez efetivo $(EI)_{ef}$, obtido através da Equação 23, que leva em consideração a influência do deslizamento das ligações de seções compostas, as características geométricas e físicas dos materiais da seção transversal, e também a largura efetiva dos flanges. É importante deixar claro que o cálculo teórico é realizado levando em consideração uma seção T, retirada de um tabuleiro misto de madeira-concreto.

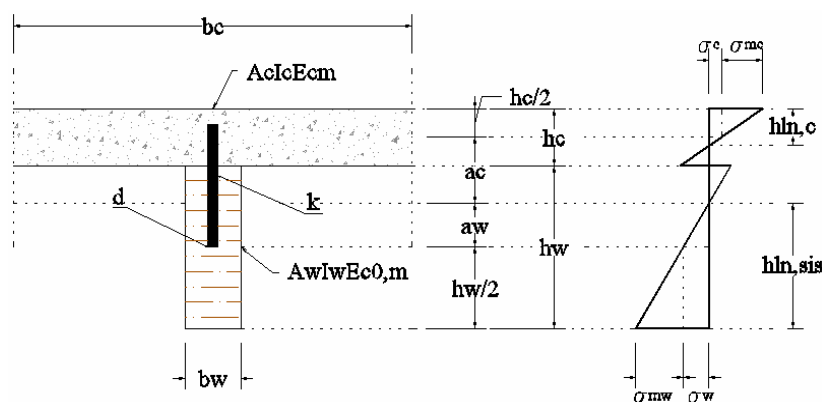


Figura 3.1 – Representação da seção T de um tabuleiro misto de madeira-concreto. *Fonte:*

Adaptado do Eurocode 5 (1993)

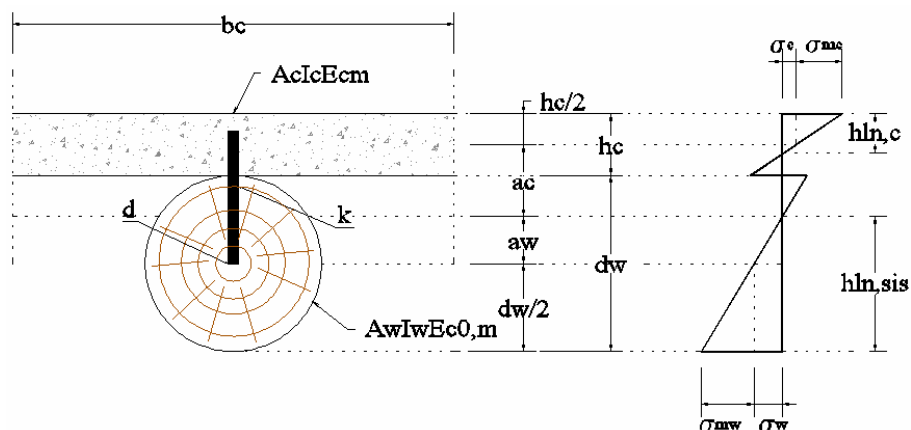


Figura 3.2 – Representação da seção mista de madeira-concreto com viga circular de madeira

Para que seja feito esse cálculo utilizando o Eurocode 5 (1993), tanto para seções circulares de madeira quanto para seções retangulares, levou-se em conta que o diâmetro da viga bruta de madeira pode ser considerado igual à altura da viga retangular de madeira.

$$d_w = h_w \quad \text{Equação 1}$$

Esse procedimento de cálculo proposto pelo Eurocode 5 (1993) exige que seja calculado o valor do módulo de deslizamento de serviço k_{ser} e ultimo k_u . O valor do módulo de deslizamento é dado em função das densidades características da madeira, concreto e diâmetro do conector. E como esse trabalho trata de ligações realizadas com pré-furação, a obtenção desses valores de módulo de deslizamento seguem as indicações do Eurocode 5 (1993) dadas pelas Equações 2 e 3.

$$k_{ser} = \frac{\rho_k^{1,5} d}{20} \quad \text{Equação 2}$$

$$k_u = \frac{2}{3} k_{ser} \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

ρ_k densidade característica do material composto (kg/m³);

d diâmetro do conector em (mm);

k_{ser} módulo de deslizamento para o Estado Limite de Utilização (N/mm);

k_u módulo de deslizamento para o Estado Limite Último (N/mm).

Sendo o concreto e a madeira materiais de densidades diferentes calcula-se a densidade característica pela seguinte equação;

$$\rho_k = \sqrt{\rho_{k,c} \rho_{k,w}} \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

$\rho_{k,c}$ densidade característica do concreto (kg/m^3);

$\rho_{k,w}$ densidade característica da madeira (kg/m^3).

No entanto, para prosseguir com o cálculo da rigidez efetiva será necessário à aplicação de teorias que possibilitem a obtenção da largura efetiva, para tanto segue-se o cálculo utilizando a formulação de largura efetiva, segundo STOJIC & CVETKOVIC (2001).

3.1 Largura Efetiva dos Flanges

Devido às deformações cisalhantes e as tensões normais no centro do plano não terem uma assistência uniforme na área dos flanges. A contribuição dos flanges para a rigidez a flexão e capacidade da seção composta decresce com o aumento da distância entre as extremidades das abas, ver Figura 3.3 e Figura 3.4.

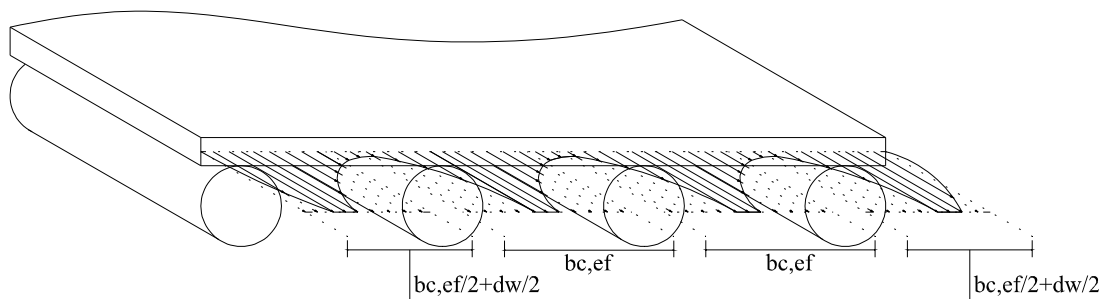


Figura 3.3 – Distribuição da tensão normal sobre a laje de concreto

Para ser capaz de usar a teoria elementar de vigas nos cálculos de tensões em painéis, usa-se o conceito da largura efetiva dos flanges. A largura efetiva dos flanges $b_{c,ef}$ é definida como a largura idealizada dos flanges da seção transversal onde a tensão normal no centro do flange é igual à máxima tensão conforme a teoria elementar de vigas, levando-se em conta as deformações cisalhantes nos flanges. Assim a força total restante nos flanges dá o mesmo momento de resistência.

A largura efetiva $b_{c,ef}$ também é definida como o comprimento paralelo para resistir à ação estrutural e resistir à ação da carga em um piso feito de uma laje de concreto de elementos compostos. É muito importante que se tenham os cálculos das estruturas compostas baseados em assuntos da teoria da elasticidade. Contudo, assuntos sobre os deslocamentos para duas deformações cortantes não são válidas para o comportamento de vigas compostas sujeitas a carregamentos de flexão, uma vez que, ocorre descontinuidade da tensão normal sobre a largura da laje de concreto. Essa é uma consequência da influência da tensão cisalhante na flexão da viga. Teoricamente a largura efetiva $b_{c,ef}$ da laje de concreto é determinada de acordo com a formulação de cálculo diferencial, representada pela Equação 5, com as devidas condições de contorno.

$$b_{c,ef} \cdot \max \sigma_x = 2 \int_0^{b_c/2} \sigma_x d_y$$

Equação 5

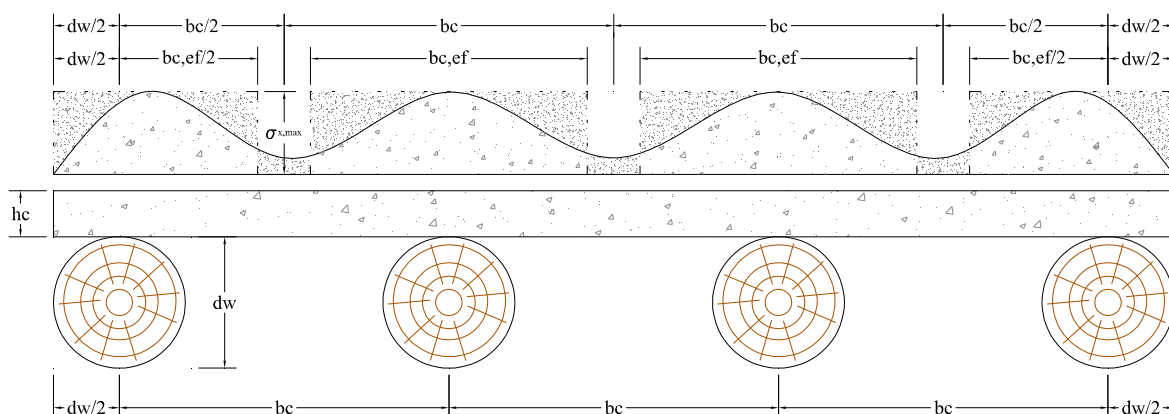


Figura 3.4 – Compreensão da distribuição da tensão normal sobre a laje de concreto

A largura efetiva da laje de concreto depende dos seguintes fatores:

- 1) Relação entre a largura total da laje e comprimento da viga;
- 2) Tipo de carregamento (carregamento uniforme, carregamento concentrado) e posição da carga;
- 3) Tipo de sistema estático das vigas (a largura efetiva é diferente para pisos engastados e pisos simplesmente apoiados);
- 4) Tipo de acoplamento entre os elementos da estrutura composta.

A largura efetiva da laje é uma relação que envolve a largura total da laje e o comprimento das vigas, ver Figura 3.5. Mas, outros fatores têm uma influência considerável na determinação dessa regra. De acordo com investigações teórico-experimental pode-se utilizar diferentes equações que determinam o projeto da largura efetiva da laje, com ambas certamente satisfeitas. Como por exemplo, utilizam-se resultados teóricos de NATTERER & HOEFT (s/d), Equação 6 e Equação 7 para carregamento uniforme e concentrado, respectivamente.

$$b_{c,ef} = b_c \left[1 - 1,4 \left(b_c / l \right)^2 \right] \quad \text{Equação 6}$$

$$b_{c,ef} = b_c \left[1 - 1,4 \left(b_c / l \right)^2 - 0,8 \left(b_c / l \right) \right] \quad \text{Equação 7}$$

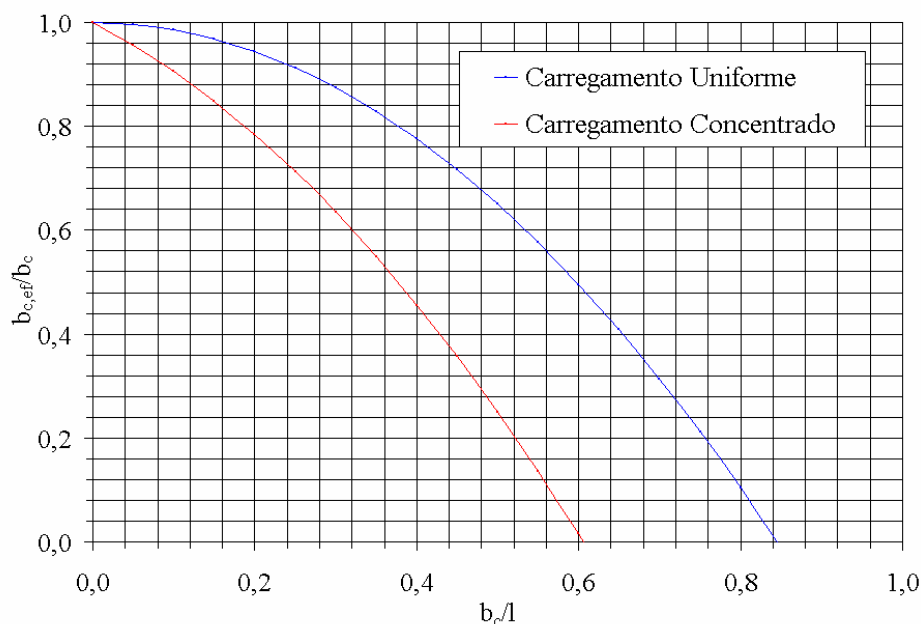


Figura 3.5 – Relação da largura efetiva, vão teórico e distância entre as vigas

De acordo com recomendações do AITE (American Institute for Timber Engineering), a largura efetiva da laje de concreto no caso de estruturas mistas de madeira-concreto pode ser calculada como o menor valor calculado com base nas três equações a seguir:

$$b_{c,ef} \leq \frac{1}{4}l \quad \text{Equação 8}$$

$$b_{c,ef} \leq 12h_c \quad \text{Equação 9}$$

$$b_{c,ef} \leq b_c \quad \text{Equação 10}$$

Onde:

b_c distância entre as vigas de madeira;

l vão do tabuleiro misto;

h_c espessura da laje de concreto.

O Eurocode 2 (1993) também tem uma formulação que trata das soluções aproximadas para a largura efetiva da laje de concreto como segue:

Para uma seção T simétrica;

$$b_{c,ef} = b_w + \frac{1}{5}l_0 \leq b_c \quad \text{Equação 11}$$

Para um lado da seção T quando não é simétrica;

$$b_{c,ef} = b_w + \frac{1}{10}l_0 \leq b_c \quad \text{Equação 12}$$

Onde:

b_w largura da viga de madeira;

l_0 distância entre os pontos de momento nulos.

Depois de obtida a largura efetiva da laje de concreto segue-se o cálculo para obtenção da rigidez efetiva da seção mista de madeira-concreto:

Cálculo da área e momento de inércia do concreto;

$$A_c = b_{c,ef} h_c \quad \text{Equação 13}$$

$$I_c = b_{c,ef} h_c^3 / 12 \quad \text{Equação 14}$$

Cálculo da área e momento de inércia da madeira para seções retangulares e circulares, respectivamente;

Seções retangulares;

$$A_w = b_w h_w \quad \text{Equação 15}$$

$$I_w = b_w h_w^3 / 12 \quad \text{Equação 16}$$

Seções circulares;

$$A_w = \pi \frac{d_w^2}{4} \quad \text{Equação 17}$$

$$I_w = \pi \frac{d_w^4}{64} \quad \text{Equação 18}$$

Em seguida, realiza-se nessa ordem o cálculo dos coeficientes que definem a redução da inércia e a posição da linha neutra do sistema misto;

$$\gamma_w = 1,0 \quad \text{Equação 19}$$

$$\gamma_c = \left[1 + \frac{\pi^2 E_c A_c s}{kl^2} \right] \quad \text{Equação 20}$$

$$a_w = \frac{\gamma_c E_c A_c (h_c + d_w)}{2[\gamma_c E_c A_c + \gamma_w E_w A_w]} \quad \text{Equação 21}$$

$$a_c = \frac{(h_c + d_w)}{2} - a_w \quad \text{Equação 22}$$

Onde:

l vão efetivo da viga ($l = \text{vão livre}$, para vigas bi apoiadas), ($l = 0,8 \cdot \text{vão livre}$, para vigas contínuas) e ($l = 2 \cdot \text{vão livre}$, para vigas engastadas);

k módulo de deslizamento da ligação, no caso é usado o k_{ser} ou k_u .

Depois de terem sido definidos os parâmetros de cálculos da seção mista de madeira-madeira, calcula-se a rigidez efetiva da seção transversal T.

$$(EI)_{ef} = E_c I_c + \gamma_c E_c A_c a_c^2 + E_w I_w + \gamma_w E_w A_w a_w^2 \quad \text{Equação 23}$$

Obtida a rigidez efetiva da seção composta faz-se o cálculo das tensões normais e de cisalhamento atuante nos materiais madeira e concreto. As tensões normais e os respectivos cálculos dessas tensões são realizados pela formulação a seguir advinda do Eurocode 5 (1993).

$$\sigma_{c,d} = \gamma_c E_c a_c \frac{M_d}{(EI)_{ef}} \quad \text{Equação 24}$$

$$\sigma_{mc,d} = 0,5 E_c h_c \frac{M_d}{(EI)_{ef}} \quad \text{Equação 25}$$

$$\sigma_{w,d} = \gamma_w E_w a_w \frac{M_d}{(EI)_{ef}} \quad \text{Equação 26}$$

$$\sigma_{mw,d} = 0,5E_w h_w \frac{M_d}{(EI)_{ef}} \quad \text{Equação 27}$$

Onde:

M_d momento fletor de cálculo na seção considerada;

$\sigma_{c,d}$ tensão normal de cálculo no centróide da área de concreto devido ao momento;

$\sigma_{w,d}$ tensão normal de cálculo no centróide da área de madeira devido ao momento;

$\sigma_{mc,d}$ tensão normal de cálculo na extremidade da área de concreto devido ao momento;

$\sigma_{mw,d}$ tensão normal de cálculo na extremidade da área de madeira devido ao momento.

A máxima tensão cisalhante ocorre na linha neutra em um ponto da altura da seção transversal da alma ao longo da viga de madeira e poderá ser calculada de acordo com a equação 28, também advinda do Eurocode 5 (1993).

$$\tau_{w,d,\max} = 0,5E_w h^2 \frac{V_d}{(EI)_{ef}} \quad \text{Equação 28}$$

Onde:

V_d = força máxima cisalhante de cálculo na seção considerada.

3.2 Tensões Resultantes na Seção Mista de Madeira-Concreto

Obtidas as tensões normais e de cisalhamento faz-se à verificação na mesa de concreto e na viga de madeira. A verificação no concreto e na madeira é realizada na seção transversal da seção onde esta atuando o máximo momento fletor devido ao peso próprio e de serviço. Essa verificação devido às tensões normais e de cisalhamento é realizada em diversos locais:

Tensão resultante na borda superior do concreto solicitada por uma tensão de compressão;

$$\sigma_{c,d} + \sigma_{mc,d} \leq f_{c,d} \quad \text{Equação 29}$$

Tensão resultante na borda inferior solicitada à tração no concreto e resistida por uma armadura de tração;

$$\sigma_{c,d} - \sigma_{mc,d} \leq f_{y,d} \quad \text{Equação 30}$$

Tensão resultante na borda superior da madeira solicitada a esforços de compressão;

$$\sigma_{w,d} - \sigma_{mw,d} \leq f_{c0,d} \quad \text{Equação 31}$$

Tensão resultante na borda inferior da madeira solicitada a esforços de tração;

$$\sigma_{w,d} + \sigma_{mw,d} \leq f_{t0,d} \quad \text{Equação 32}$$

Tensão cisalhante máxima na peça de madeira para seções retangulares e circulares, respectivamente.

$$\tau_{w,d,\max} \leq f_{v,d,\max,ret} \quad \text{Equação 33}$$

$$f_{v,d,\max,ret} = \frac{3V_d}{2A_w} \quad \text{Equação 34}$$

$$\tau_{w,d,\max} \leq f_{v,d,\max,cir} \quad \text{Equação 35}$$

$$f_{v,d,\max,cir} = \frac{4V_d}{3A_w} \quad \text{Equação 36}$$

3.3 Verificação dos Conectores

Verificadas todas as tensões normais e de cisalhamento é necessário que se faça um procedimento a respeito da força que o conector pode resistir para os casos de esmagamento no concreto, flexão no pino e embutimento na madeira, segundo o Eurocode 5 (1993).

A resistência ao esmagamento do conector na base de concreto é dada pela expressão a seguir:

$$R_{1,d} = 0,23d^2 \sqrt{f_{c,k} \frac{E_{c,m}}{\gamma_v}} \quad \text{Equação 37}$$

A resistência à flexão do pino é estimada pela equação a seguir:

$$R_{1,d} = 0,8f_{y,k} \frac{\pi d^2}{4\gamma_v} \quad \text{Equação 38}$$

A resistência ao embutimento na madeira é estimada pela equação a seguir:

$$R_{1,d} = 1,5\sqrt{2M_{y,d}f_{h,w,d}d} \quad \text{Equação 39}$$

$$M_{y,d} = \frac{M_{y,k}}{\gamma_v} \quad \text{Equação 40}$$

$$M_{y,k} = 0,8f_{y,k} \frac{d^3}{6} \quad \text{Equação 41}$$

$$f_{h,w,d} = \frac{k_{\text{mod},w}f_{h,w,k}}{\gamma_v} \quad \text{Equação 42}$$

Onde:

$$\gamma_v = 1,25;$$

$k_{\text{mod}} = 0,8$ (EC5, Parte 1.1, Tabela 3.1.7, Classe de Serviço 1 – Combinação de carregamento de média duração);

R_d força de cálculo atuante na madeira, concreto e conector;

d diâmetro do conector;

$f_{c,k}$ resistência característica do concreto a compressão;

$f_{h,w,k}$ tensão característica de embutimento da madeira;

$f_{h,w,d}$ tensão de cálculo de embutimento da madeira;

- $f_{y,k}$ resistência característica de escoamento do aço;
 $M_{y,k}$ valor característico do momento de um conector;
 $M_{y,d}$ valor de cálculo do momento de um conector;
 $E_{c,m}$ valor médio do módulo de deformação longitudinal do concreto.

Então a partir da máxima resistência $R_{1,d}$ que o conector pode suportar obtém-se o valor da máxima cortante V_d , substituindo $F_{1,d}$ por $R_{1,d}$ máximo na Equação 41;

$$F_{1,d} = \frac{\gamma_c E_c A_c a_c s V_d}{(EI)_{ef}} \quad \text{Equação 43}$$

Onde:

s espaçamento dos conectores, (esse espaçamento pode ser uniforme ou então pode variar conforme a força de cisalhamento entre um valor mínimo $s_{\min}$ e $s_{\max}$, sendo $s_{\max} \leq 4s_{\min}$). Nesse último caso um valor efetivo de espaçamento pode ser usado, dado por:

$$s_{ef} = 0,75 \cdot s_{\min} + 0,25 \cdot s_{\max} \quad \text{Equação 44}$$

3.4 Verificação dos Deslocamentos Verticais

Também é necessário que se faça à verificação para o deslocamento vertical, visto que esse não ultrapasse valores que ponham em risco a estrutura. Um deslocamento vertical limite de $l/250$, segund NBR 6118 (2003), é que vai determinar o valor da máxima carga permanente P_k para o Estado Limite de Utilização dessa estrutura.

O deslocamento vertical em $L/2$ para peso próprio q e carga pontual P_k localizada no centro do vão é verificada por:

$$\frac{5}{384} \frac{ql^4}{(EI)_{ef}} + \frac{P_k}{48} \frac{l^3}{(EI)_{ef}} \leq \frac{l}{250} \quad \text{Equação 45}$$

A determinação do deslocamento vertical em $L/2$ para peso próprio q e mesma carga pontual P_k localizada a dois pontos equidistantes do centro da viga é dado por:

$$v = \frac{P_k \left(\frac{l}{3} \right)}{24(EI)_{ef}} \left(3l^2 - 4 \left(\frac{l}{3} \right)^2 \right) + \frac{5}{384} \frac{ql^4}{(EI)_{ef}} \leq \frac{l}{250} \quad \text{Equação 46}$$

Depois de feito a verificação é encontrada a máxima carga característica P_k para uma seção mista T. Essa será a maior carga que pode atuar na estrutura sem ultrapassar os limites de verificação de tensão nos materiais madeira e concreto, força nos conectores de cisalhamento e deslocamento vertical para o Estado Limite de Utilização.

3.5 Primeiro Cálculo Teórico para o Tabuleiro Misto de Madeira-Concreto

Os resultados teóricos para o tabuleiro misto de madeira-concreto da Figura 3.6 foram obtidos utilizando-se a formulação do Eurocode 5 (1993). Esse critério de dimensionamento consiste na determinação de uma carga P_k que será obtida quando se fizer a verificação das tensões no concreto e na madeira, e força nos conectores. Essa verificação também é realizada para o deslocamento vertical. No caso do tabuleiro misto de madeira-concreto contendo quatro nervuras de madeira, a carga P_k obtida para uma única viga será multiplicada por quatro, uma vez que os resultados teóricos obtidos pelo Eurocode 5 (1993) são para uma viga T.

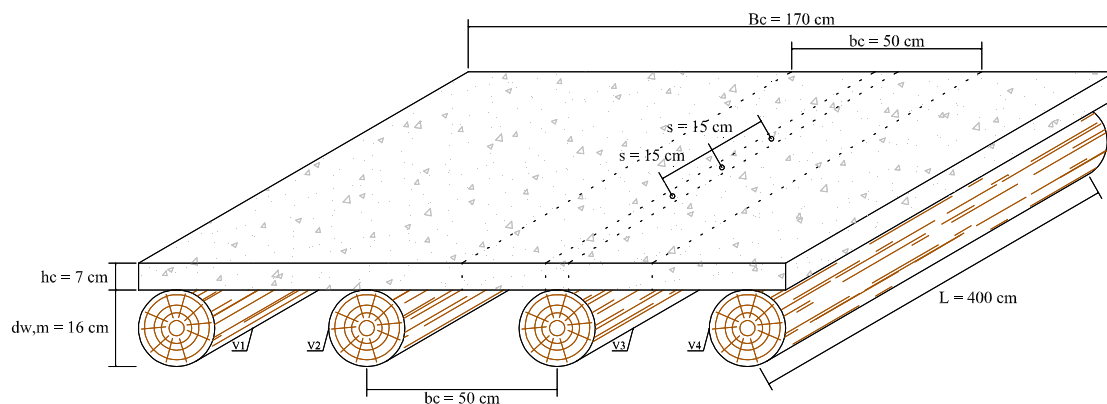


Figura 3.6 – Tabuleiro misto de madeira-concreto para análise teórica pelo Eurocode 5 (1993)

Nessa verificação levaram-se em consideração os valores médios das características da madeira e do concreto, isto é, não será feita uma verificação de cálculo para situação real de projeto. Pois, o seguinte estudo trata de resultados experimentais obtidos em laboratório, sendo desnecessário o uso de coeficientes que tenham a finalidade de proporcionar algum nível de segurança para a estrutura. Nas Tabela 2 a Tabela 11, estão os valores da verificação para o tabuleiro misto de madeira-concreto. A largura efetiva da mesa de concreto $b_{c,ef}$ foi calculada pela Equação 7 e comparado com os valores obtidos entre as Equações 8 à 10.

Tabela 2 – Propriedades físicas e geométricas dos materiais para o calculo da rigidez efetiva

<i>Concreto</i>		<i>Madeira</i>	
$E_{c,m} (kN/cm^2)$	3800,00	$E_{c0,m} (kN/cm^2)$	1359,28
$f_{c,m} (kN/cm^2)$	2,60	$f_{c0,m} (kN/cm^2)$	4,60
$h_c (cm)$	7,00	$d_w (cm)$	16,00
$b_{c,ef} (cm)$	48,81		
$A_{c,ef} (cm^2)$	341,67	$A_w (cm^2)$	201,06
$I_{c,ef} (cm^4)$	1395,15	$I_w (cm^4)$	3216,99

Tabela 3 – Módulo de deslizamento de serviço e ultimo, espaçamento, vão e diâmetro dos conectores

$\rho_{k,c} (kg/m^3)$	2400,00	$\rho_{k,w} (kg/m^3)$	739,00
$\rho_k (kg/m^3)$	1331,77	$L (cm)$	400,00
$s (cm)$	15,00	$d (mm)$	12,50
$k_{ser} (N/mm)$	30375,38	$k_u (N/mm)$	20250,26

Tabela 4 – Rigidez efetiva calculada para o *Estado Limite de Utilização* – k_{ser}

γ_c	0,202	γ_w	1,000
$a_c (cm)$	5,87	$a_w (cm)$	5,63
$(EI)_{ef} (kN.cm^2)$	27365882,30		

Tabela 5 – Rigidez efetiva calculada para o *Estado Limite Último* – k_u

γ_c	0,144	γ_w	1,000
$a_c (cm)$	6,82	$a_w (cm)$	4,68
$(EI)_{ef} (kN.cm^2)$	24371421,13		

Tabela 6 – Determinação da máxima carga P_k para os materiais madeira e concreto

<i>Concreto borda superior</i>		<i>Madeira borda superior</i>	
$\sigma_{c,m} + \sigma_c < ou = f_{c,m}$		$\sigma_{w,m} - \sigma_w < ou = f_{c0,m}$	
$f_{c,m} (kN/cm^2)$	2,60	$f_{c0,m} (kN/cm^2)$	4,60
$P_k (kN)$	38,03	$P_k (kN)$	388,65
<i>Concreto borda inferior</i>		<i>Madeira borda inferior</i>	
$\sigma_{c,m} - \sigma_c < ou = f_y$		$\sigma_{w,m} + \sigma_w < ou = f_{t0,m}$	
$f_y (kN/cm^2)$	12,85	$f_{t0,m} (kN/cm^2)$	4,233
$x_{lnc} (cm)$	4,68	$P_k (kN)$	60,59
$A_{min} (cm^2)$	0,513	$x_{ln, sis} (cm)$	13,63
$A_{cal} (cm^2)$	0,026		
<i>Carga limite para cortante na peça de madeira</i>			
$f_{v,m} (kN/cm^2)$	0,543	$P_k (kN)$	231,54
<i>Estado Limite de Utilização para flecha $l/250$</i>			
$q (kN/cm)$	0,0097	$P_k (kN)$	30,42

Tabela 7 – Determinação da máxima carga P_k para os pinos metálicos

<i>Esmagamento do concreto</i>			
$R_l (kN)$	35,72	γ_v	1
<i>Resistência ao efeito de corte no pino</i>			
$R_l (kN)$	61,36	$f_{y,k} (MPa)$	500
<i>Embutimento na madeira</i>			
$R_l (kN)$	20,52	$f_{c0,m} (MPa)$	4,6
$M_{y,m} (kN.cm)$	16,28	γ_v	1
<i>Carga limite para os conectores</i>			
$P_{k,ser} (kN)$	44,80	$P_{k,u} (kN)$	48,31

Tabela 8 – Máxima carga P_k para a viga de madeira-concreto

<i>Solicitações para Estado Limite de Utilização</i>			
$M_k (kN.cm)$	3235,48	$P_k (kN)$	30,42

Depois de realizado os cálculos para as várias verificações obteve-se a carga de 30,42 kN como a máxima carga P_k que a viga de madeira-concreto é capaz de suportar em um regime

linear de distribuição de tensões e deslocamentos verticais. Na Figura 3.7, tem-se a distribuição teórica de tensões normais para uma viga de madeira-concreto calculada para um tabuleiro misto.

Tabela 9 – Esforços internos na estrutura para o *Estado Limite de Utilização* – k_{ser}

	<i>Carga concentrada (kN)</i>	<i>Carga distribuída (kN/cm)</i>
<i>Carregamento de cálculo</i>	P_k	0,0097
<i>Momento fletor (kN.cm)</i>	$100 P_k$	193,719
σ_c (MPa)	$0,165 P_k$	0,319
$\sigma_{c,m}$ (MPa)	$0,486 P_k$	0,941
σ_w (MPa)	$0,280 P_k$	0,542
$\sigma_{w,m}$ (MPa)	$0,397 P_k$	0,770
V_k (kN)	$0,500 P_k$	1,937
F_{lk} (kN)	$0,422 P_k$	1,634
$\tau_{w,max}$ (MPa)	$0,0461 V_k$	

Tabela 10 – Tensões normais, cisalhamento e força no conector calculadas para o *Estado Limite de Utilização* – k_{ser}

<i>Concreto</i>		<i>Madeira</i>				<i>Força no conector</i>
σ_c (MPa)	$\sigma_{c,m}$ (MPa)	σ_w (MPa)	$\sigma_{w,m}$ (MPa)	$\tau_{w,max}$ (MPa)	τ_w (MPa)	F_{lk} (kN)
5,32	15,72	9,05	12,86	0,70	1,01	14,46

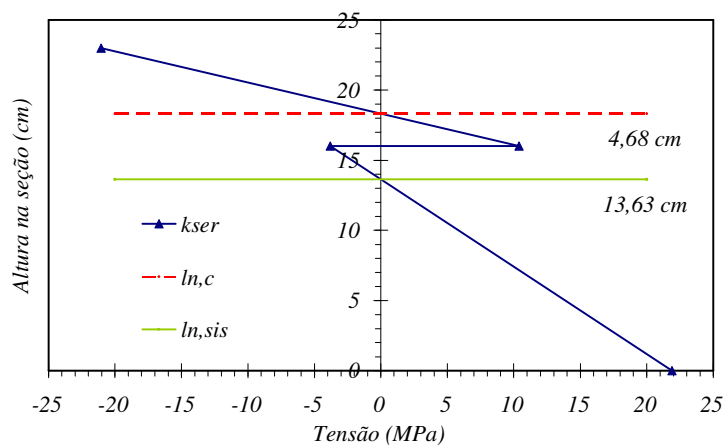


Figura 3.7 – Gráfico dos valores teóricos das tensões normais em uma viga de madeira-concreto do tabuleiro misto para o carregamento pontual $P_k = 30,42 \text{ kN}$

Tabela 11 – Valores teóricos das tensões normais obtidas após a determinação da carga $P_k = 30,42 \text{ kN}$ em uma viga de madeira-concreto do tabuleiro misto

$\sigma_{c,m} + \sigma_c (MPa)$	$\sigma_{c,m} - \sigma_c (MPa)$	$\sigma_{w,m} - \sigma_w (MPa)$	$\sigma_{w,m} + \sigma_w (MPa)$
-21,05	10,40	-3,81	21,90

3.6 Segundo Cálculo Teórico para o Tabuleiro Misto de Madeira-Concreto

Nesse item utilizaram-se os valores da Tabela 2, exceto o valor do módulo de elasticidade do concreto. Pois, usou-se o $f_{c,m}$ da Tabela 2 para a obtenção do módulo de elasticidade do concreto de acordo com as Equações 45 e 46, segundo a NBR 6118 (2003).

$$f_{c,k} = f_{c,m} - 1,65s \quad \text{Equação 47}$$

$$E_{c,m} = 5600\sqrt{f_{c,k}} \quad \text{Equação 48}$$

O valor do desvio padrão s foi adotado igual a 4,0, segundo a NBR 6118 (2003), para as obras com controle rigoroso. Nas Tabela 12 a Tabela 21, estão os valores da verificação feita para o tabuleiro misto de madeira-concreto. Nessa nova situação de cálculo fez-se a mudança do módulo de elasticidade do concreto, segundo NBR 6118 (2003). O valor da largura efetiva da mesa de concreto $b_{c,ef}$ para carregamento concentrado foi calculado pela Equação 7 e depois comparado com os valores obtidos pelas Equações 8 à 10.

Tabela 12 – Propriedades físicas e geométricas dos materiais para o cálculo da rigidez efetiva

<i>Concreto</i>		<i>Madeira</i>	
$E_{c,m} (kN/cm^2)$	2466,544	$E_{c0,m} (kN/cm^2)$	1359,28
$f_{c,m} (kN/cm^2)$	2,60	$f_{c0,m} (kN/cm^2)$	4,60
$h_c (cm)$	7,00	$d_w (cm)$	16,00
$b_{c,ef} (cm)$	48,81		
$A_{c,ef} (cm^2)$	341,67	$A_w (cm^2)$	201,06
$I_{c,ef} (cm^4)$	1395,15	$I_w (cm^4)$	3216,99

Tabela 13 – Módulo de deslizamento de serviço e ultimo, espaçamento, vão e diâmetro dos conectores

$\rho_{k,c} (kg/m^3)$	2400,00	$\rho_{k,w} (kg/m^3)$	739,00
$\rho_k (kg/m^3)$	1331,77	$L (cm)$	400,00
$s (cm)$	15,00	$d (mm)$	12,50
$k_{ser} (N/mm)$	30375,38	$k_u (N/mm)$	20250,26

Tabela 14 – Rigidez efetiva calculada para o *Estado Limite de Utilização* – k_{ser}

γ_c	0,280	γ_w	1,000
$a_c (cm)$	6,17	$a_w (cm)$	5,33
$(EI)_{ef} (kN.cm^2)$	24572055,07		

Tabela 15 – Rigidez efetiva calculada para o *Estado Limite Último* – k_u

γ_c	0,206	γ_w	1,000
$a_c (cm)$	7,03	$a_w (cm)$	4,47
$(EI)_{ef} (kN.cm^2)$	21861038,57		

Tabela 16 – Determinação da máxima carga P_k para os materiais madeira e concreto

<i>Determinação da máxima carga P_k - k_{ser}</i>			
<i>Concreto borda superior</i>		<i>Madeira borda superior</i>	
$\sigma_{c,m} + \sigma_c < ou = f_{c,m}$		$\sigma_{w,m} - \sigma_w < ou = f_{c0,m}$	
$f_{c,m} (kN/cm^2)$	2,60	$f_{c0,m} (kN/cm^2)$	4,60
$P_k (kN)$	47,60	$P_k (kN)$	309,74
<i>Concreto borda inferior</i>		<i>Madeira borda inferior</i>	
$\sigma_{c,m} - \sigma_c < ou = f_y$		$\sigma_{w,m} + \sigma_w < ou = f_{t0,m}$	
$f_y (kN/cm^2)$	8,80	$f_{t0,m} (kN/cm^2)$	4,233
$x_{inc} (cm)$	5,23	$P_k (kN)$	55,46
$A_{min} (cm^2)$	0,513	$x_{lnw} (cm)$	13,33
$A_{cal} (cm^2)$	0,018		
<i>Carga limite para cortante na peça de madeira</i>			
$f_{v,m} (kN/cm^2)$	0,543	$P_k (kN)$	217,03
<i>Estado limite de utilização para flecha $l/250$</i>			
$q (kN/cm)$	0,0097	$P_k (kN)$	27,06

Tabela 17 – Determinação da máxima carga P_k para os pinos metálicos

<i>Eurocode 5 (1995) - Conectores</i>			
<i>Esmagamento do concreto</i>			
R_c (kN)	28,78	γ_v	1
<i>Resistência ao efeito de corte no pino</i>			
R_p (kN)	61,36	$f_{y,k}$ (MPa)	500
<i>Embutimento na madeira</i>			
R_w (kN)	20,52	$f_{c0,m}$ (MPa)	4,6
$M_{y,m}$ (kN.cm)	16,28	γ_v	1
<i>Carga limitante para os conectores</i>			
$P_{k,ser}$ (kN)	42,26	$P_{k,u}$ (kN)	45,10

Tabela 18 – Máxima carga P_k para a viga de madeira-concreto

<i>Solicitações para estado limite de utilização</i>			
M_k (kN.cm)	2900,22	P_k (kN)	27,06

Depois de realizado os cálculos para as várias verificações obteve-se a carga de 27,06 kN como a máxima carga P_k que a viga de madeira-concreto é capaz de suportar em um regime linear de distribuição de tensões e deslocamentos verticais. Na Figura 3.8, tem-se a distribuição teórica de tensões normais calculada para uma viga T do tabuleiro misto de madeira-concreto.

Tabela 19 – Esforços internos na estrutura para o Estado Limite de Utilização – k_{ser}

	<i>Carga concentrada (kN)</i>	<i>Carga distribuída (kN/cm)</i>
<i>Carregamento de cálculo</i>	P_k	0,0097
<i>Momento fletor (kN.cm)</i>	$100 P_k$	193,719
σ_c (MPa)	$0,174 P_k$	0,336
$\sigma_{c,m}$ (MPa)	$0,351 P_k$	0,681
σ_w (MPa)	$0,295 P_k$	0,571
$\sigma_{w,m}$ (MPa)	$0,443 P_k$	0,857
V_k (kN)	$0,500 P_k$	1,937
F_{Ik} (kN)	$0,445 P_k$	1,723
$\tau_{w,max}$ (MPa)	$0,0492 V_k$	

Tabela 20 – Tensões normais, cisalhamento e força no conector calculadas para o *Estado Limite de Utilização* – k_{ser}

Concreto		Madeira				Força no conector
σ_c (MPa)	$\sigma_{c,m}$ (MPa)	σ_w (MPa)	$\sigma_{w,m}$ (MPa)	$\tau_{w,max}$ (MPa)	τ_w (MPa)	F_{Ik} (kN)
5,03	10,19	8,55	12,83	0,67	0,90	13,76

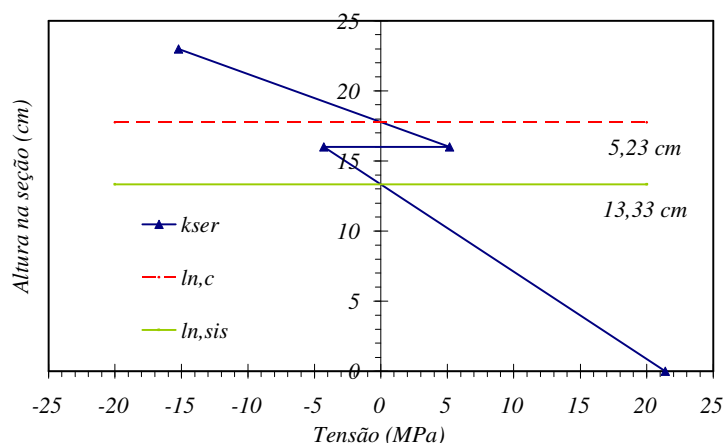


Figura 3.8 – Gráfico dos valores teóricos das tensões normais em uma viga de madeira-concreto do tabuleiro misto para o carregamento pontual $P_k = 27,06$ kN

Tabela 21 – Valores teóricos das tensões normais obtidas após a determinação da carga $P_k = 27,06$ kN em uma viga de madeira-concreto do tabuleiro misto

$\sigma_{c,m} + \sigma_c$ (MPa)	$\sigma_{c,m} - \sigma_c$ (MPa)	$\sigma_{w,m} - \sigma_w$ (MPa)	$\sigma_{w,m} + \sigma_w$ (MPa)
-15,22	5,16	-4,28	21,39

3.7 Discussões

Os dois cálculos teóricos para a obtenção das cargas P_k , apresentaram uma diferença de 12,5% devido à diferença entre os valores dos módulos de elasticidade experimental e teórico do concreto. O módulo de elasticidade teórico do concreto de 24665,44 MPa foi obtido, segundo a NBR 6118 (2003), usando as Equações 45 e 46. O módulo de elasticidade de 38000 MPa do concreto foi obtido experimentalmente através de ensaios de laboratório. Nos dois cálculos teóricos a carga P_k foi limitada pelo deslocamento vertical.

4 CORPOS-DE-PROVA MISTOS DE MADEIRA-CONCRETO

Nesse capítulo consta o estudo relativo ao comportamento das ligações feitas com pinos metálicos em corpos-de-prova mistos de madeira-concreto do tipo “push-out”. Esses pinos foram colocados pregados na madeira, em uma pré-furação menor do que o seu diâmetro médio, para um grupo de três corpos-de-prova, e colados na madeira para outro grupo de três corpos-de-prova, através de um diâmetro médio superior ao do conector. A cola usada nessas conexões é um composto de pré-polímero A249 e poliol B1640, componentes obtidos da resina de óleo de mamona. Os resultados experimentais dessa pesquisa com corpos-de-prova dão uma indicação do comportamento mecânico dessa ligação que pode ser verificada pela obtenção do módulo de deslizamento k da ligação.

4.1 Madeira

A espécie de madeira utilizada nos corpos-de-prova para a realização dos ensaios foi a Cupiúba, *Goupia glabra*, pertencente à classe de resistência das Dicotiledôneas. Na Tabela 22 estão apresentados os resultados obtidos para caracterização da madeira, através de ensaios realizados de acordo com a NBR 7190 (1997).

Tabela 22 – Caracterização da madeira para os corpos-de-prova de madeira-concreto

Corpos-de-prova	Valores	U (%)	$f_{c0,m}$ (kN / cm ²)	$f_{v,m}$ (kN / cm ²)	$E_{c0,m}$ (kN / cm ²)
PI	Ensaaios	15,33	4,66	0,87	986,7
	Corrigidos	12,00	5,13	0,95	1052,4
PP	Ensaaios	8,93	5,44*	1,04*	1362,7*
*Valores médios extraídos do Anexo E da NBR 7190 (1997), devido a falta de madeira para confecção de corpos-de-prova de caracterização; PI (pinos inclinados); PP (pinos perpendiculares).					

4.2 Concreto

O concreto utilizado para a fabricação dos corpos-de-prova de madeira-concreto do tipo “push-out” foi feito de cimento CP II – F 32, areia grossa e brita número 1 com traço em

massa de 1:3,8:2,4 utilizando um fator água cimento de 0,54. Foram retirados 3 corpos-de-prova cilíndricos (15x30 cm) para a determinação da resistência média à compressão e módulo de elasticidade do concreto, esses testemunhos foram ensaiados juntamente com os elementos estruturais aos 28 dias.

Tabela 23 – Caracterização do concreto dos corpos-de-prova

Corpos-de-prova	$f_{c,m} (kN / cm^2)$	$E_{c,m} (kN / cm^2)$
PI	3,31	3845
PP	4,01	4512

4.3 Armadura dos Corpos-de-Prova

Para a confecção dos corpos-de-prova de compressão do tipo “push-out” foi utilizada armaduras de barras de aço CA50, com diâmetro de 6,3 mm, tamanho de 24 cm e estribos de diâmetro de 4,2 mm amarrados a cada 18 cm. Essa armadura tem apenas a finalidade de combater a fissuração do concreto, ver armadura e detalhamento na Figura 4.1.

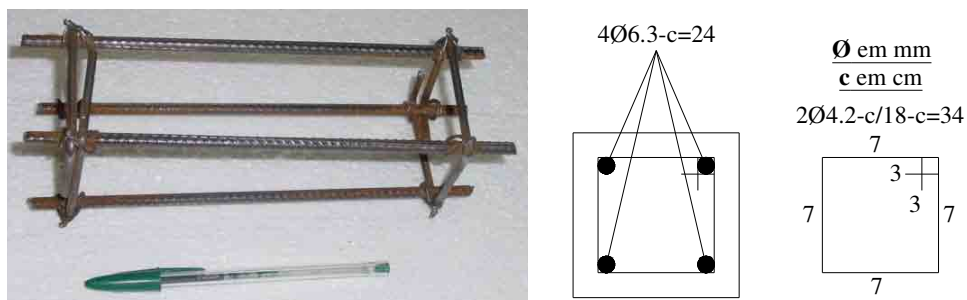


Figura 4.1 – Armadura e detalhamento utilizada nos corpos-de-prova

4.4 Conectores

Os conectores metálicos utilizados nos corpos-de-prova de madeira-concreto constituem um sistema denominado ligação flexível ou semi-rígida, pois, esse sistema é caracterizado por permitir que ocorram pequenos deslizamentos horizontais entre os dois materiais. Esses pinos foram retirados de barras de aço de construção civil CA50 de 12,5 mm de diâmetro como mostrados na Figura 4.2 e descritos na Tabela 24.



Figura 4.2 – Tipos de conectores utilizados nos corpos-de-prova de madeira-concreto

Tabela 24 – Descrição das dimensões médias dos conectores de cisalhamento

Modo de colocação dos pinos	Dimensões (mm)	Profundidade (mm)	Pré-furação (mm)
PI	$d = 12,5$ $l = 150$	80	11
PP	$d = 12,5$ $l = 150$	100	14

Onde:

d diâmetro médio do conector;

l comprimento médio do conector.

As pré-furações para as ligações feitas com os pinos pregados foram, segundo NBR 7190 (1997), de no máximo 0,95 do seu diâmetro médio. Mas, para os pinos de aço colados na madeira fez-se uma pré-furação, que permitisse ter uma linha de cola entre o conector e a madeira. Nesse estudo dos pinos colados e pregados, não foi possível seguir à recomendação da NBR 7190 (1997), para ter uma penetração na madeira de 12 vezes o seu diâmetro médio.

4.5 Montagem dos Corpos-de-Prova

A norma de madeiras não trata de ensaios de corpos-de-prova mistos do tipo “push-out” para estruturas mistas de madeira-concreto, dessa forma permitiu-se projetar um modelo de corpo-de-prova misto de madeira-concreto com base em alguns tipos descritos na literatura. Os corpos-de-prova do tipo “push-out” são formados por um elemento central de madeira de dimensões de (25x10x10 cm) e elementos externos de concreto de mesmas dimensões. Nesse estudo confeccionaram-se 6 corpos-de-prova, sendo 3 com os conectores inclinados de 50° em relação as fibras da madeira e outros 3 perpendiculares com inclinação de 90° em relação as fibras da madeira. As faces em contato com o concreto foram impermeabilizadas com graxa para evitar que o contato direto entre a madeira e o concreto não tivesse influência na

determinação do módulo de deslizamento da ligação, devido ao atrito que ocorre entre os dois materiais. O esquema com as dimensões dos corpos-de-prova mistos de madeira-concreto é apresentado na Figura 4.3, onde o primeiro modelo é referente a um corpo-de-prova com 2 conectores paralelos colados e um segundo modelo de corpo-de-prova com 4 conectores perpendiculares pregados na madeira. Na Figura 4.4 também é mostrado o modo de colocação dos pinos inclinados nos corpos-de-prova. Observa-se que o espaçamento entre os pinos paralelos foi de 8 vezes o seu diâmetro e os pinos inclinados foi de 10 vezes o seu diâmetro. Configuração encontrada para garantir um espaçamento mínimo construtivo dos corpos-de-prova, segundo a NBR 7190 (1997).

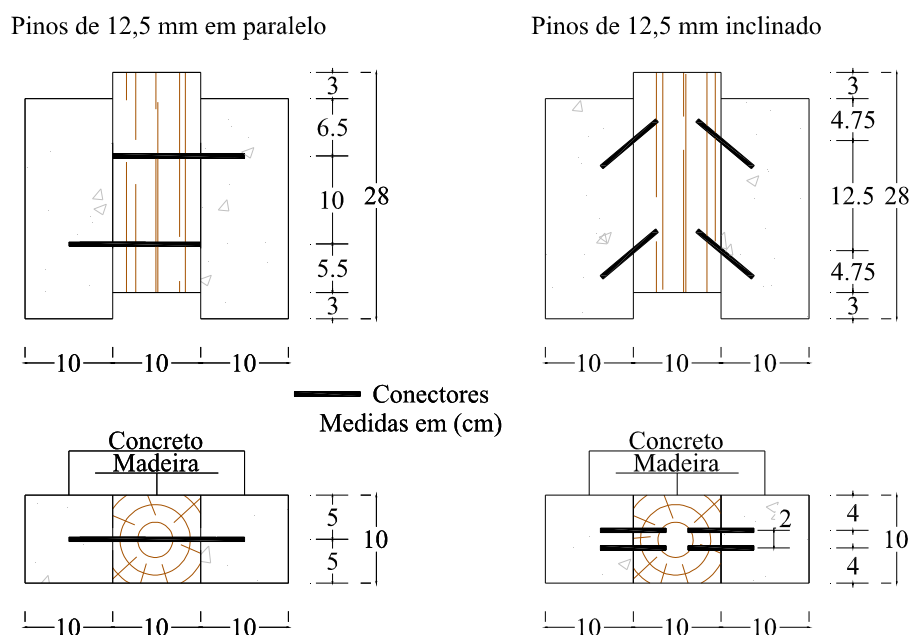


Figura 4.3 – Dimensões e esquema de colocação dos pinos em paralelo colados e inclinados nos corpos-de-prova mistos de madeira-concreto



Figura 4.4 – Modo de colocação dos pinos inclinados nos corpos-de-prova mistos de madeira-concreto

Para a concretagem dos corpos-de-prova mistos de madeira-concreto, foram montadas duas formas com capacidade de concretar 3 corpos-de-prova em cada uma, ver Figura 4.5. O fundamento dessa concretagem simultânea para os corpos-de-prova, era ter o mesmo concreto para os ensaios comparativos de conjuntos de corpos-de-prova, com as disposições diferentes de conectores.



Figura 4.5 – Concretagem dos corpos-de-prova de madeira-concreto

4.6 Ensaio dos Corpos-de-Prova

Os procedimentos de ensaios experimentais foram realizados, segundo a NBR7190 (1997), com os corpos-de-prova sendo submetidos a ensaio de compressão semelhante ao ensaio feito para a determinação do módulo de elasticidade paralelo às fibras da madeira. Para a realização do ensaio foram instalados 2 relógios comparadores (Mitutoyo), um em cada face do elemento central, ver Figura 4.6, com sensibilidade de 0,001 mm para que fosse medido o deslizamento do concreto em relação a madeira.



Figura 4.6 – Ensaio dos corpos-de-prova de madeira-concreto

4.7 Modo de Ruptura dos Corpos-de-Prova

Os pinos apresentaram embutimento dos conectores na madeira e só esmagaram o concreto quando o deslizamento entre as peças de madeira e concreto estava superior a 10 mm, e isso ocorria quando o corpo-de-prova estava próximo da carga de ruptura.

4.8 Módulo de Deslizamento e Resistência da Ligação dos Corpos-de-Prova

As Figura 4.7 a Figura 4.12 mostram os gráficos utilizados para a determinação do módulo de deslizamento k da ligação, segundo recomendações da NBR7190 (1997) (item B.8.4 – ensaio de compressão paralela às fibras). Através das curvas obtidas experimentalmente força x deslizamento obtém-se o valor do módulo de deslizamento k passando-se uma secante entre 10% e 50% dos pontos da força de ruptura da ligação e seus respectivos deslocamentos como mostrado pela Equação 47. Nas Figura 4.7 a Figura 4.9 estão os gráficos carga x deslizamento, para 4 conectores cisalhamento de 12,5 mm de diâmetro, inclinado em relação às fibras da madeira para os corpos-de-prova de 1 a 3. Nas Figura 4.10 a Figura 4.12 estão os gráficos carga x deslizamento, para 2 conectores de 12,5 mm de diâmetro, perpendiculares e colados em relação as fibras da madeira para os corpos-de-prova de 1 a 3.

$$k = \frac{\Delta Ru}{\Delta \delta} = \frac{50\% Ru - 10\% Ru}{50\% \delta - 10\% \delta} \quad \text{Equação 49}$$

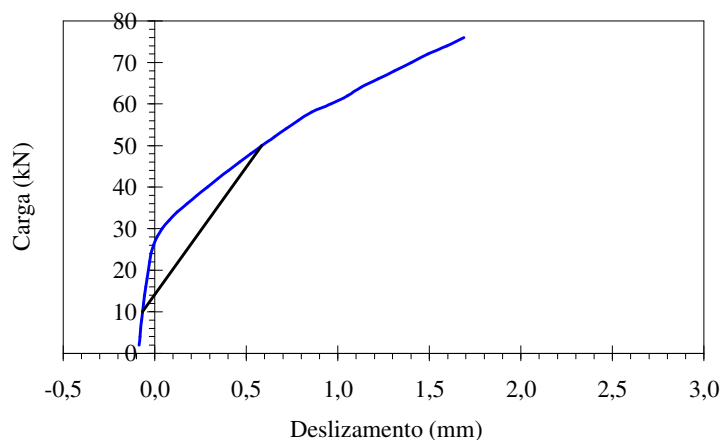


Figura 4.7 – Gráfico carga x deslizamento para o corpo-de-prova 1 – PI

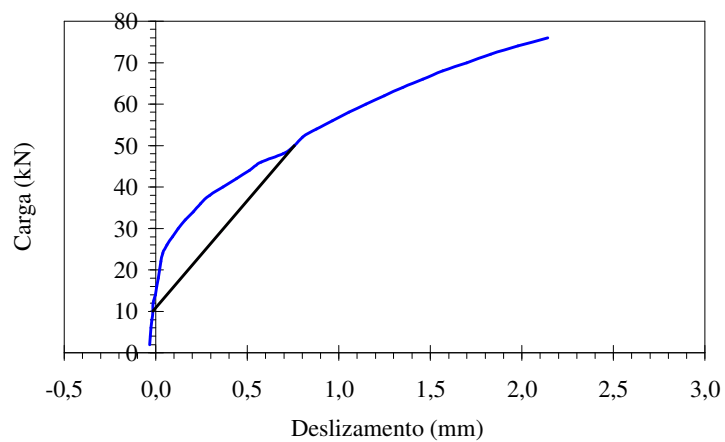


Figura 4.8 – Gráfico carga x deslizamento para o corpo-de-prova 2 – PI

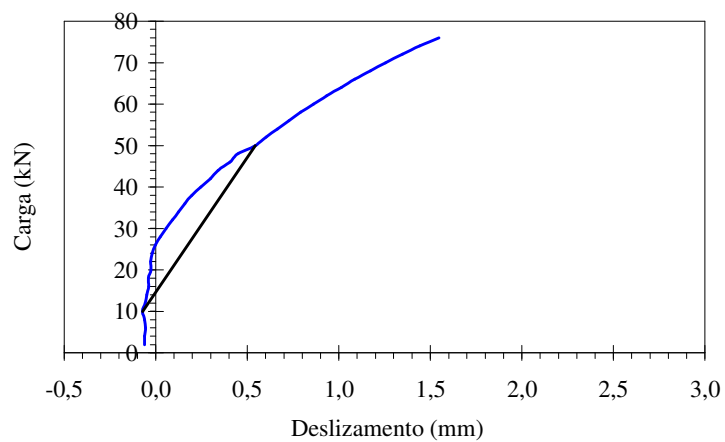


Figura 4.9 – Gráfico carga x deslizamento para o corpo-de-prova 3 – PI

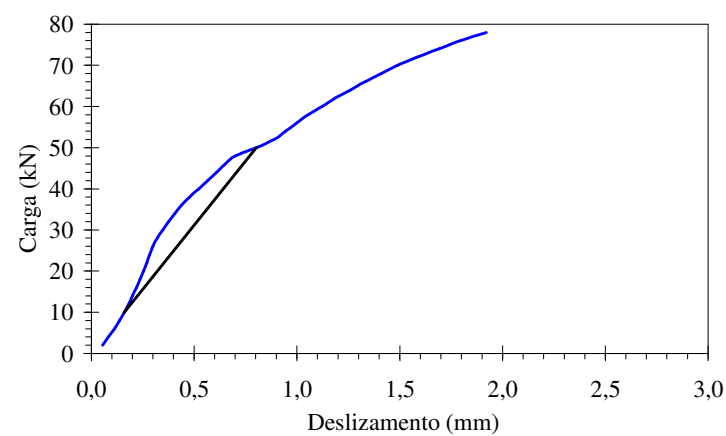


Figura 4.10 – Gráfico carga x deslizamento para o corpo-de-prova 1 – PP

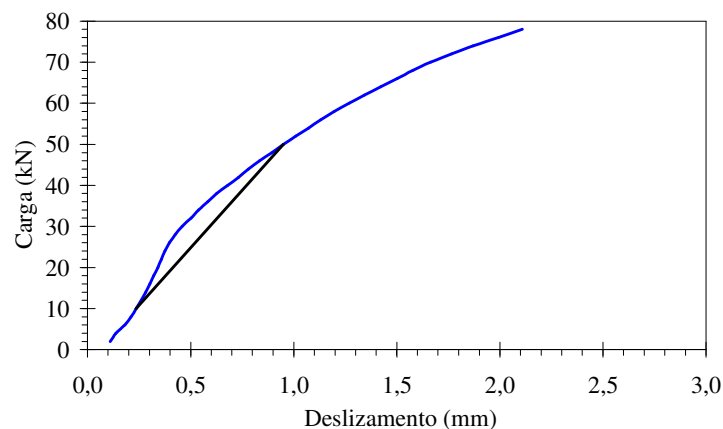


Figura 4.11 – Gráfico carga x deslizamento para o corpo-de-prova 2 – PP

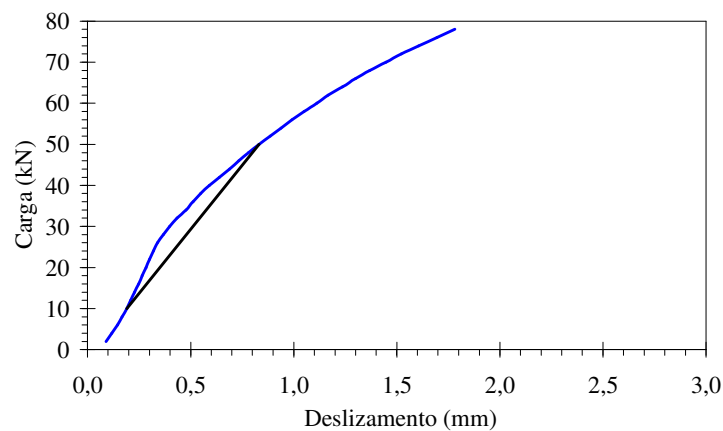


Figura 4.12 – Gráfico carga x deslizamento para o corpo-de-prova 3 – PP

Tabela 25 – Resultado do módulo de deslizamento k de acordo com a colocação do conector

Corpos-de-prova	Resistências		Módulo de deslizamento k	
	PI (kN)	PP (kN)	PI (kN/mm)	PP (kN/mm)
1	104,60	98,50	61,491	62,549
2	95,40	100,00	51,813	56,062
3	98,50	98,50	65,041	62,354
Média	99,50	99,00	59,45	60,322
Desvio Padrão	4,68	0,87	6,85	3,69
CV (%)	4,70	0,88	11,52	6,12
PI (pinos inclinados); PP (pinos perpendiculares).				

4.9 Discussões

O estudo demonstrou uma boa eficiência dos conectores retirados de barras de aço CA50 de 12,5 mm de diâmetro. Pois, esses conectores resistiram a uma grande capacidade de carga e demonstram uma excelente rigidez na ligação, uma vez que, o módulo de deslizamento experimental foi maior do que o valor teórico calculado pelo Eurocode 5 (1993), mostrado no Capítulo 3 referente as vigas mistas de madeira-concreto. A colocação dos conectores com inclinação de 50° na direção de compressão mostrou um resultado atípico na sua curva de deslizamento, pois, esse conector não apresenta deslizamentos significativos até aproximadamente 25% da sua carga de ruptura. Entende-se que a ruptura dos corpos-de-prova com pinos colados foi um valor que representa a metade do valor dos pinos inclinados, porque os corpos-de-prova com pinos inclinados tem 4 conectores e com pinos em paralelo colados 2 conectores. O módulo de deslizamento calculado a partir da relação entre deslizamento e força na curva obtida dos resultados experimentais sofre influência devido ao número de conectores.

5 VIGAS MISTAS DE MADEIRA-CONCRETO

O presente capítulo trata da pesquisa realizada em vigas mistas de madeira-concreto de seção T que utilizam pinos metálicos para fazer a ligação da mesa de concreto com a alma de madeira. A confecção dessas vigas foi dividida em dois grupos: Um primeiro grupo com quatro vigas mistas de madeira-concreto cujos pinos foram colocados inclinados de 50° em relação às fibras da madeira, e um segundo grupo também de quatro vigas mistas de madeira-concreto, mas, agora com os pinos colocados de forma perpendicular em relação às fibras da madeira e colados. O adesivo utilizado é constituído de um pré-polímero A249 e um poliol B1640, ambos extraídos de resina de óleo de mamona e são misturados na proporção em massa 1:1 para formar a cola. A colocação dos pinos nesses dois grupos de vigas foi feita com espaçamentos constantes para cada viga, mas com espaçamento diferente de viga para viga. Os espaçamentos nessas vigas variam de 10 cm, 15 cm e 20 cm. E os resultados dos deslocamentos verticais experimentais das vigas mistas foram comparados com os resultados teóricos obtidos, calculados pelo Eurocode 5 (1993).

5.1 Madeira

A espécie de madeira utilizada para a construção das vigas mistas de madeira-concreto foi a Cupiúba, *Goupia glabra*, segundo a NBR 7190 (1997). Essa espécie foi escolhida porque ela apresenta boas resistências estruturais e também por ser comercializada com grande frequência na região Noroeste do Estado de São Paulo. No total, usaram-se oito vigas de madeira com comprimento de 220 cm e seção transversal comercial de (5x15 cm). Para todas as vigas de madeira foram realizados ensaios não destrutivos de flexão estática para um vão de 200 cm, no qual foi aplicado cargas nos terços de vão para a obtenção do módulo de elasticidade a flexão. O ensaio de flexão estática foi realizado segundo a norma brasileira NBR 7190 (1997). A Figura 5.1 mostra o ensaio de flexão estática das vigas de madeira, os resultados da caracterização física da madeira está na Tabela 29 de acordo com a NBR 7190 (1997).



Figura 5.1 – Ensaio de flexão estática

5.2 Concreto

Na expectativa de que durante o experimento a ruptura ocorresse na madeira, utilizou-se um concreto de boa qualidade que possui traço em massa de 1:3,8:2,4 e fator água cimento de 0,54. Para se fazer o concreto das vigas com pinos inclinados, foi utilizado os seguintes componentes: cimento CP II – F 32; areia grossa; brita número 1. Mas, para se fazer o concreto das vigas com pinos perpendiculares utilizaram-se os mesmos materiais e traço anteriores. Porém, acrescentou-se 9,5% de peso de microsilica em relação ao cimento e 0,6% de peso de superplastificante, também em relação ao cimento. Para cada concretagem retiraram-se 3 corpos-de-prova de (15x30 cm) para determinar a resistência média à compressão e o módulo de elasticidade. Os resultados dessa caracterização estão na Tabela 28 para os dois grupos de vigas mistas de madeira-concreto.

5.3 Conectores de Cisalhamento

Os conectores utilizados foram retirados de barras aço de construção civil CA50. Esse tipo de conector foi denominado de sistema de ligação flexível, pois ocorrerão pequenos deslizamentos horizontais entre os materiais. A Figura 5.2 apresenta os conectores retirados de barras de aço CA50. As Tabelas 26 e 27 mostram suas dimensões características e na consta a quantidade de pinos utilizados em cada uma das vigas mistas de madeira-concreto.



Figura 5.2 – Conector de cisalhamento

Tabela 26 – Descrição das dimensões médias dos conectores de cisalhamento

Dimensões (mm)	Pinos perpendiculares		Pinos inclinados	
	Profundidade (mm)	Pré-furação (mm)	Profundidade (mm)	Pré-furação (mm)
d=12,5; l=150	100	14	64	12

Tabela 27 – Quantidade de pinos nas vigas

Vigas	nº de pinos	s (cm)	Posicionamento
1 e 2	20	10	PI
3	14	15	
4	12	20	
5 e 8	20	10	PP
6 e 7	14	15	

5.4 Construção das Vigas Mistas de Madeira-Concreto

Para a confecção das vigas de madeira-concreto fez-se uma armadura apenas construtiva para a mesa de seção T. O detalhamento das armaduras das mesas das vigas de madeira-concreto visto na Figura 5.6 tem diferença apenas na distância entre os estribos quando os pinos são espaçados de 10 cm e 15 cm. As vigas foram montadas e concretadas conforme a sequência das Figura 5.3 a Figura 5.5.



Figura 5.3 – Pinos inclinados e armadura da mesa de concreto

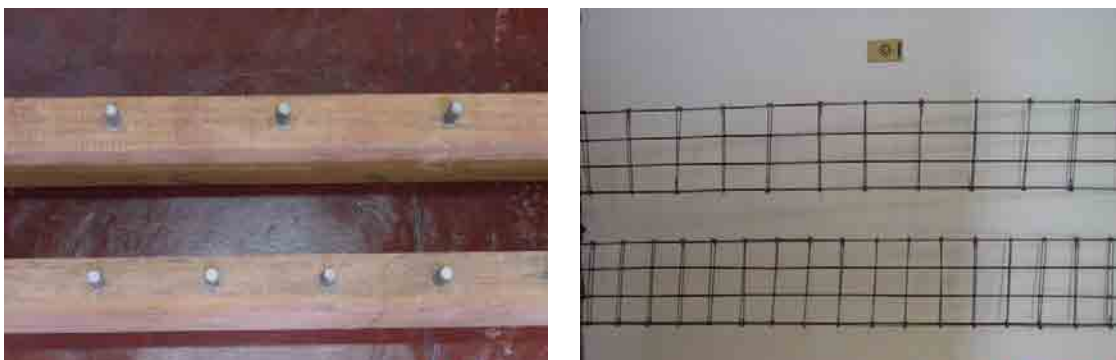


Figura 5.4 – Pinos perpendiculares e armaduras da mesa de concreto



Figura 5.5 – Concretagem das vigas de madeira-concreto

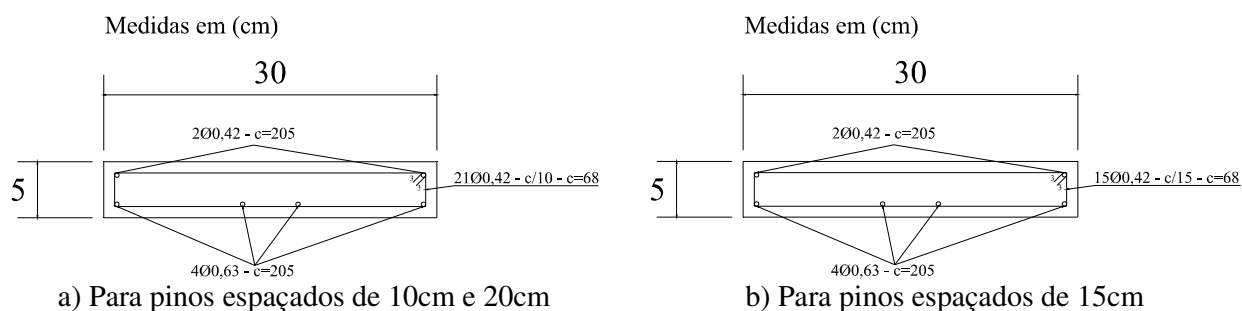


Figura 5.6 – Armadura da mesa de concreto das vigas mistas

5.5 Método de Ensaio das Vigas de Madeira-Concreto

Essas vigas foram ensaiadas em um pórtico de reação com um atuador hidráulico com capacidade de 300 kN. Para se obter os deslocamentos verticais e os deslizamentos horizontais utilizaram-se relógios comparadores. Nos deslocamentos verticais os relógios comparadores tinham precisão de 0,01mm e estavam localizados no meio do vão, já nos

deslizamento horizontais os relógios tinham precisão de 0,001mm e estavam localizados a 29 cm dos apoios, que corresponde a 2 vezes a altura da alma.

Na primeira parte do ensaio foi colocada uma célula de carga com capacidade de 300kN e então aplica-se carga concentrada simultaneamente por meio de uma viga de aço em $L/3$ e em $2L/3$ até obter uma flecha de $L/500$, limitação para carga acidental no concreto. A segunda parte do ensaio chega-se até uma flecha de $L/300$, limitação para carga permanente no concreto. Na terceira e última parte do ensaio retiram-se os aparelhos de medidas e leva-se o ensaio até a ruptura da viga de madeira-concreto, ver Figura 5.7.

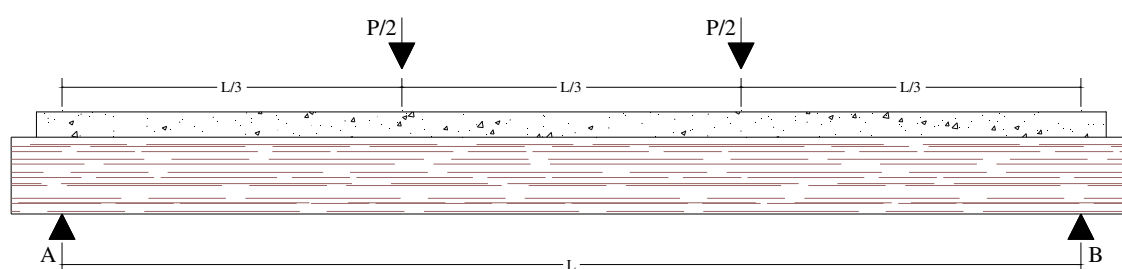


Figura 5.7 – Esquema estrutural do ensaio

5.6 Modo de Ruptura das Vigas Mistas de Madeira-Concreto

As rupturas das vigas mistas 1, 2, 3, 7 e 8, mostradas nas Figura 5.8 a Figura 5.11, ocorreram por tração localizadas abaixo dos pontos de aplicação das cargas nos terços de vão, com fissuras inclinadas de aproximadamente 45° , esse mesmo tipo de ruptura ocorreu nas vigas 4, 5 e 6. No sentido vertical não ocorreu despreendimento da mesa em relação à alma.



Figura 5.8 – Ruptura nos pontos de aplicação da força nas vigas 1 e 2



Figura 5.9 – Ruptura nos pontos de aplicação da força na viga 3



Figura 5.10 – Ruptura por tração na madeira e ruptura na linha de conectores da viga 7



Figura 5.11 – Ruptura por tração na região central da viga 8

5.7 Resultados das Vigas Mistas de Madeira-Concreto

Os valores experimentais médios de resistência e módulos de elasticidade para os dois materiais, madeira e concreto, estão descritos nas Tabela 28 e Tabela 29, juntamente com as propriedades geométricas obtidas teoricamente. Os resultados teóricos das vigas mistas de madeira-concreto, mostrados nas Tabela 30 e Tabela 31, foram calculados teoricamente usando a formulação do Eurocode 5 (1993). Nas Figura 5.12 e Figura 5.13 estão os gráficos experimentais e teóricos das cargas x deslocamentos verticais. Nas Figura 5.14 a Figura 5.17

são mostrados os gráficos carga x deslizamento horizontal para as vigas mistas de 5 a 8. Para as vigas mistas de 1 a 4 não foi possível a obtenção do deslizamento horizontal devido a falha na instalação dos relógios comparadores. A carga (força no conector) utilizada nas Figura 5.14 a Figura 5.17 foi obtida de acordo usando a Equação 41 do Capítulo 3.

Tabela 28 – Propriedades físicas e geométricas do concreto da 1ª e 2ª série de vigas mistas de madeira-concreto

VIGAS	$f_{c,m}(kN/cm^2)$	$E_{c,m}(kN/cm^2)$	$h_c(cm)$	$b_c(cm)$	$A_c(cm^2)$	$I(cm^4)$
1	4,46	4441,0	5,0	30,0	150,0	312,5
2	3,58	4090,0	5,0	30,0	150,0	312,5
3	4,04	4329,0	5,0	30,0	150,0	312,5
4	3,41	4159,0	5,0	30,0	150,0	312,5
5	5,30	4200,5	5,0	30,0	150,0	312,5
6	5,30	4200,5	5,0	30,0	150,0	312,5
7	4,82	3793,5	5,0	30,0	150,0	312,5
8	4,82	3793,5	5,0	30,0	150,0	312,5

Tabela 29 – Propriedades físicas e geométricas da madeira da 1ª e 2ª série de vigas mistas de madeira-concreto

VIGAS	$f_{c0,m}(kN/cm^2)$	$E_{c0,m}(kN/cm^2)$	$h_w(cm)$	$b_w(cm)$	$A_w(cm)$	$I_w(cm^4)$
1	5,13	861,36	15,0	5,5	82,50	1546,90
2	5,13	903,48	15,5	5,5	85,30	1706,80
3	5,13	894,55	15,5	5,5	85,30	1706,80
4	5,13	1044,48	15,0	5,5	82,50	1546,90
5	5,44	1084,82	14,5	5,0	72,50	1270,26
6	5,44	1129,17	14,5	5,0	72,50	1270,26
7	5,44	1862,61	14,5	5,0	72,50	1270,26
8	5,44	1770,50	14,5	5,0	72,50	1270,26

Tabela 30 – Módulo de deslizamento k – 1ª e 2ª série de vigas mistas de madeira-concreto

$d(mm)$	$\rho_{k,c}(kg/m^3)$	$\rho_{k,w}(kg/m^3)$	$\rho_k(kg/m^3)$	$k_{ser}(N/mm)$	$k_u(N/mm)$
12,5	2400	838	1418,17	33378,86	22252,57

Tabela 31 – Cálculo teórico da rigidez das vigas mistas de madeira-concreto

	VIGAS	γ_c	γ_w	$s(cm)$	$a_c(cm)$	$a_w(cm)$	$(EI)_{ef} (kN/cm^2)$
1ª série de vigas	1	0,169	1,00	10	3,87	6,13	7074595,81
	2	0,181	1,00	10	4,20	6,05	7594546,56
	3	0,122	1,00	15	5,03	5,22	6961111,88
	4	0,098	1,00	20	5,85	4,15	6487793,06
2ª série de vigas	5	0,177	1,00	10	4,04	5,71	7072658,89
	6	0,125	1,00	15	4,97	4,78	6566219,38
	7	0,137	1,00	15	6,18	3,57	8245725,30
	8	0,192	1,00	10	5,27	4,48	9046178,36

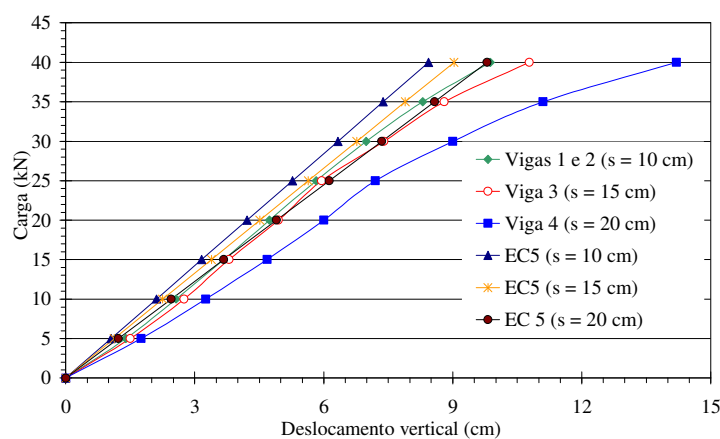


Figura 5.12 – Gráfico carga x deslocamento vertical para a 1ª série de vigas mistas de madeira-concreto com pinos inclinados

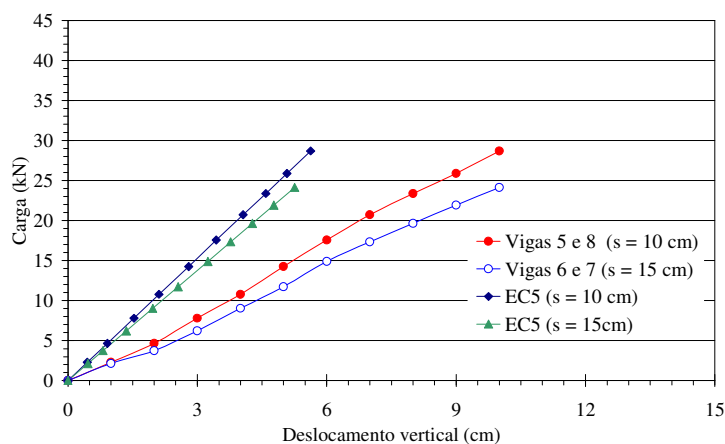


Figura 5.13 – Gráfico carga x deslocamento vertical para a 2ª série de vigas mistas de madeira-concreto com pinos perpendiculares

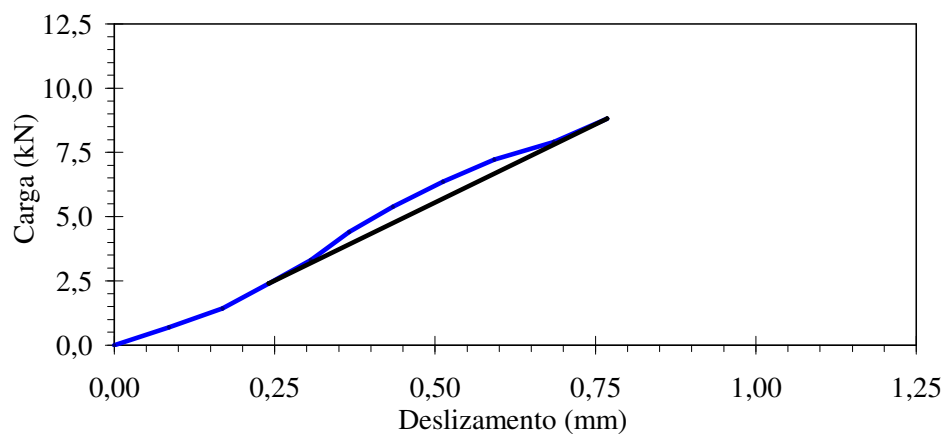


Figura 5.14 – Gráfico carga x deslizamento dos conectores – Viga 5

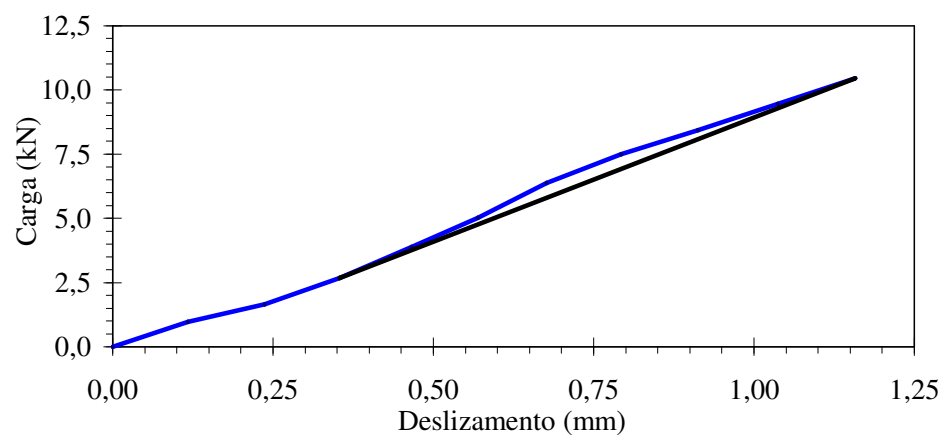


Figura 5.15 – Gráfico carga x deslizamento dos conectores – Viga 6

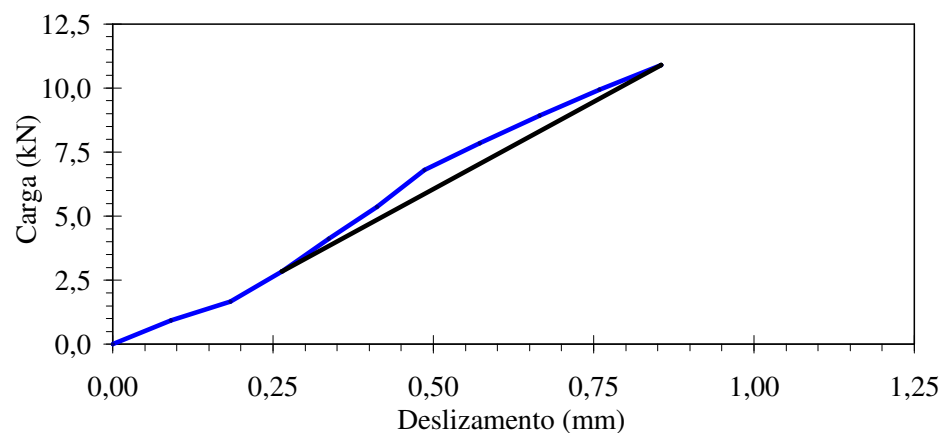


Figura 5.16 – Gráfico carga x deslizamento dos conectores – Viga 7

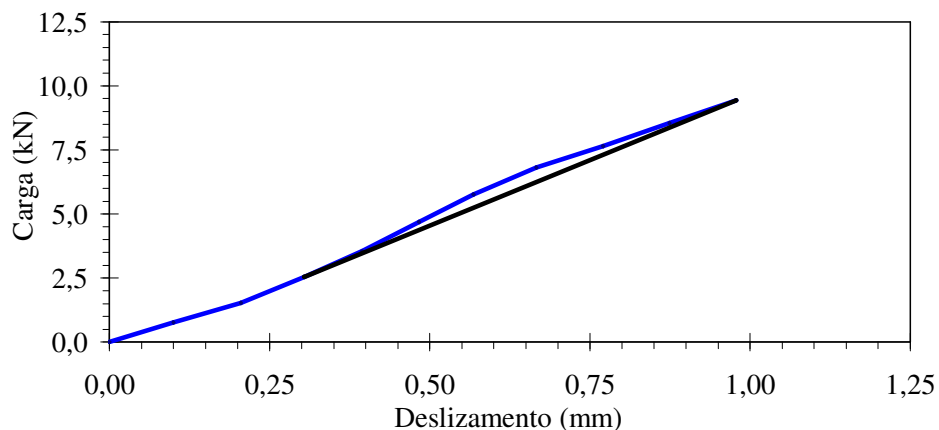


Figura 5.17 – Gráfico carga x deslizamento dos conectores – Viga 8

Tabela 32 – Ruptura e módulo de deslizamento k das vigas mistas de madeira-concreto

Vigas	R_u (kN)	k (kN/mm)	s (cm)
1	52,00	-	10
2	53,59	-	10
3	70,00	-	15
4	45,90	-	20
5	62,03	12,146	10
6	51,11	9,683	15
7	64,06	13,648	15
8	63,26	10,198	10

5.8 Discussões

A comparação de resultados entre os valores teóricos e experimentais das vigas mistas possuindo os pinos inclinados mostraram que essas vigas tiveram um desempenho estrutural próximo dos resultados calculado pelo Eurocode 5 (1993), ver Figura 5.12. A comparação desses resultados tem maior proximidade quando o espaçamento entre os pinos está entre 10 cm e 15 cm. O espaçamento de 20 cm entre pinos mostra graficamente que ocorre uma perda da rigidez efetiva, pois os valores dos deslocamentos verticais calculados pelo Eurocode 5 (1993) tem valores experimentais mais distante do teórico.

As vigas mistas de madeira-concreto que possuem os pinos perpendiculares não conseguiram atingir resultados experimentais de deslocamento verticais próximos dos resultados teóricos, ver Figura 5.13. O módulo de deslizamento k calculado teoricamente pelo Eurocode 5 (1993),

ficou acima do valor experimental obtido usando a Equação 49 nos gráficos das Figura 5.14 a Figura 5.17, ver Tabela 32

6 MATERIAIS, CONSTRUÇÃO E ENSAIO DO TABULEIRO MISTO DE MADEIRA-CONCRETO

O seguinte capítulo é dedicado ao estudo experimental do tabuleiro misto de madeira-concreto de dimensões (400x170 cm), incluindo desde os materiais que o constituem até os ensaios de laboratório. Nos ensaios realizados no laboratório obtiveram-se os resultados experimentais que foram impressos em gráficos, onde mostram o comportamento do tabuleiro misto de madeira-concreto quando submetido à carregamentos pontuais, trem-tipo e distribuído.

6.1 Madeira

A espécie de madeira utilizada para a construção do tabuleiro misto de madeira-concreto foi o Eucalipto Urophylla, *Eucalyptus urophylla*, madeira de reflorestamento, pertencente à classe de resistência das Dicotiledôneas. Na Figura 6.1 é possível ver as vigas de madeira roliça bruta das quais foram retiradas seis vigas selecionadas por meio de classificação visual. Essa classificação ocorreu preterindo-se a escolha por vigas que tivessem poucas fissuras, empenamento, e diâmetros aproximados dentro dessas seis vigas.



Figura 6.1 – Vigas de madeira bruta

As seis vigas de madeira utilizada na confecção do tabuleiro misto de madeira-concreto foram caracterizadas por ensaio não destrutivo de flexão estática, ver Figura 6.2, segundo a NBR 7190 (1997). Essas vigas foram ensaiadas com vão L igual a 400 cm e tinham comprimento médio de aproximadamente 500 cm.



Figura 6.2 – Ensaio de flexão estática nas vigas de madeira bruta

6.2 Conectores

Os conectores mostrados, ver Figura 6.3, utilizados na construção do tabuleiro misto de madeira-concreto foram extraídos de barras de aço CA 50, as mesmas que são utilizadas rotineiramente na construção civil. Esses conectores apresentam diâmetro e comprimento médio, de 12,5 mm e 150 mm respectivamente.



Figura 6.3 – Pinos utilizados na construção do tabuleiro misto de madeira-concreto

Para a cravação desses pinos de aço nas vigas brutas de madeira foi necessário se fazer uma marcação com espaçamento de 15 cm de um pino para outro, que se aproximasse o máximo possível do centro dessas vigas, em seguida foi feita uma pré-furação de 11 mm de diâmetro com uma profundidade de aproximadamente 100 mm. Dessa maneira permitiu-se que o conector ficasse sobrando 50 mm fora da viga de madeira, esta sobra foi utilizada para fazer a ancoragem na laje de concreto armado como pode ser visto nas Figura 6.4 a Figura 6.6.



Figura 6.4 – Marcação e pré-furação das vigas de madeira



Figura 6.5 – Cravação e verificação da altura de ancoragem



Figura 6.6 – Vigas com pinos e verificação da distância entre pinos

6.3 Armadura da Laje de Concreto

Para a laje de concreto armado do tabuleiro misto de madeira e concreto a armadura mínima prevista pela NBR 6118 (2003) é de 0,15% da área da seção transversal. A armadura inferior da laje de concreto tanto no sentido longitudinal quanto no sentido transversal foi dimensionada de forma a combater a tração, momentos positivos, devido à flexão na face inferior da mesa de concreto ocasionada pela carga da roda. A armadura superior no sentido transversal da laje foi feita para combater os momentos negativos, devido à inversão de

esforços, já a armadura longitudinal na face superior da laje tem apenas efeito construtivo. O detalhamento e a armadura da laje de concreto são mostrados nas Figura 6.7 e Figura 6.8.

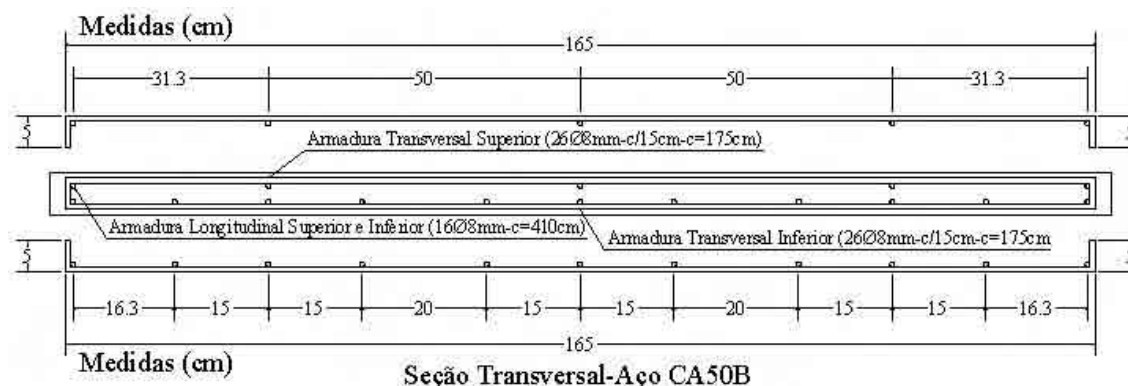


Figura 6.7 – Detalhamento da armadura da laje de concreto do tabuleiro misto de madeira-concreto



Figura 6.8 – Armadura da laje de concreto

6.4 Montagem e Concretagem do Tabuleiro de Madeira-Concreto

Para a montagem do tabuleiro de madeira-concreto organizaram-se as vigas de madeira de acordo com a sua conexidade e módulo de elasticidade longitudinal. As vigas de madeira de maior módulo de elasticidade foram colocadas no centro da ponte. As quatro vigas de madeira foram niveladas utilizando-se calços sob elas. Esse nivelamento foi necessário para que garantíssemos uma espessura uniforme da laje de concreto armado quando fosse feita a forma. Toda a armadura foi elevada em média 1 cm do fundo da forma utilizando-se espaçadores de argamassa. Antes da colocação da armadura cobriu-se a forma com uma lona plástica apenas para facilitar a retirada do cimbramento. As Figura 6.9 e Figura 6.10 mostram a montagem da forma da laje e preparação para a concretagem.



Figura 6.9 – Montagem da forma da laje



Figura 6.10 – Preparação da forma para concretagem

O concreto utilizado para a confecção do tabuleiro de madeira-concreto possuía os seguintes materiais: Cimento CP II – F 32, areia grossa e brita número 1. No total foram preparados 550 litros de concreto com traço em massa de 1:3,8:2,4 e com fator água cimento de 0,60. A concretagem da laje e o acabamento na superfície foram realizados conforme mostrado na Figura 6.11.



Figura 6.11 – Concretagem e acabamento na laje do tabuleiro misto de madeira-concreto

6.5 Método de Ensaio do Tabuleiro Misto de Madeira-Concreto

Para a coleta e armazenamento dos dados dos relógios comparadores, extensômetros elétricos e célula de carga foi utilizado sistema de aquisição de dados DAQbook 120 da Iotech, com interface ao programa DASyLab 5.0, ver Figura 6.12.



Figura 6.12 – Sistema de aquisição de dados utilizado

O modelo de tabuleiro misto foi ensaiado em um pórtico de reação utilizando um atuador hidráulico de capacidade de 1000kN. O ensaio foi feito aplicando-se carga em várias posições da seção central do modelo reduzido conforme esquema mostrado pelas Figura 6.16 a Figura 6.18. Nesse modelo mediram-se o deslocamento vertical, as deformações na madeira e no concreto, correspondente à aplicação de cada carga.

Para a obtenção de cada um dos dados referentes a deslocamentos verticais, deslizamentos horizontais, deformações e forças foram utilizados os seguintes instrumentos de medidas:

- a) Relógios comparadores com precisão de 0,001mm;
- b) Extensômetros elétricos modelos KC 70 – A1 – 11 e KFD 5 – C1 – 11;
- c) Célula de carga com capacidade de 1000kN.

Todos os instrumentos foram localizados na seção central do modelo reduzido, ver Figura 6.13 a Figura 6.15. Antes de realizar os ensaios do tabuleiro até a ruptura foi feito um ensaio de carga distribuída para a calibração do sistema de aquisição, limitando-se a um deslocamento vertical de no máximo $L/500$, limitação para carga acidental no concreto, segundo a NBR 6118 (2003).



Figura 6.13 – Relógios comparadores no tabuleiro misto de madeira-concreto



Figura 6.14 – Extensômetros no tabuleiro misto de madeira-concreto

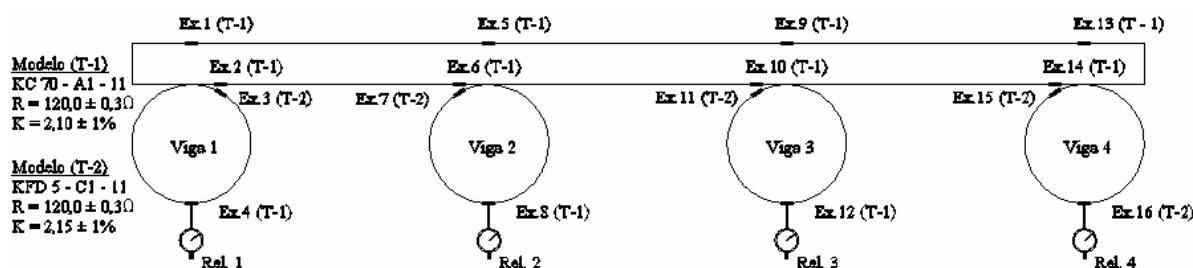


Figura 6.15 – Localização dos instrumentos na seção central do tabuleiro misto de madeira-concreto

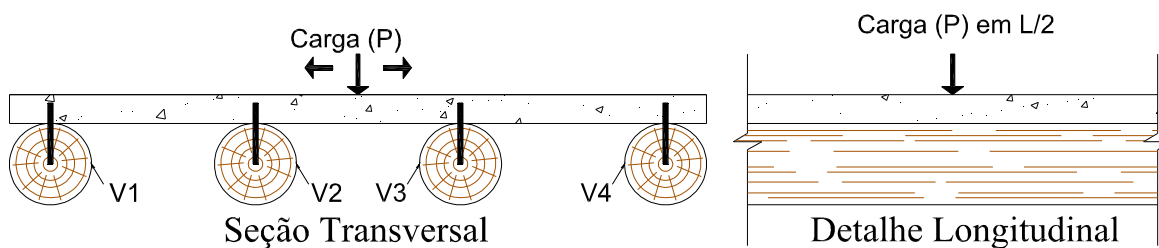


Figura 6.16 – Carregamentos simulando cargas pontuais no tabuleiro misto de madeira-concreto

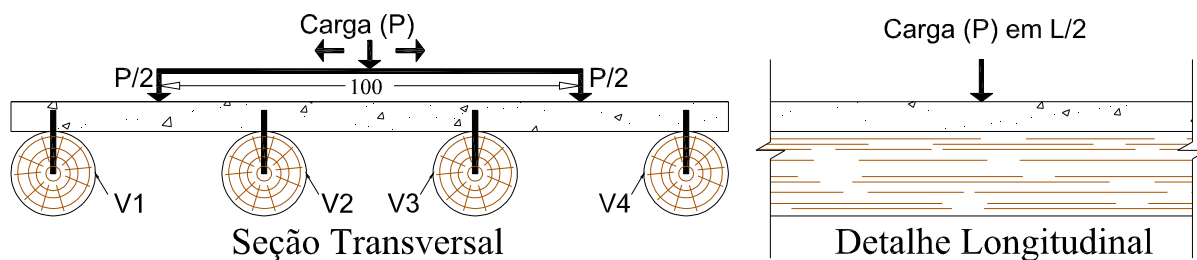


Figura 6.17 – Carregamentos simulando o trem-tipo no tabuleiro misto de madeira-concreto

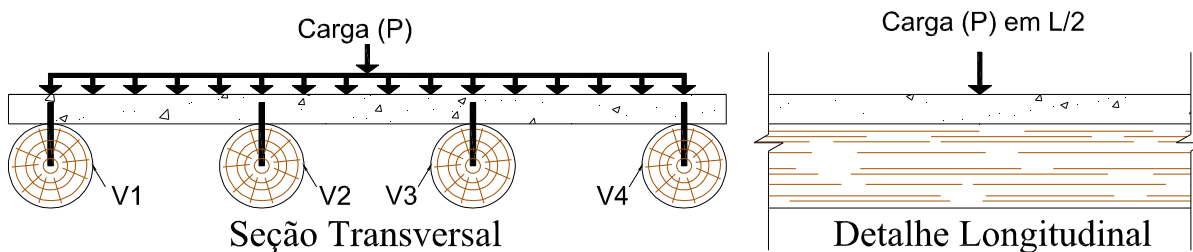


Figura 6.18 – Carregamento simulando carga distribuída no tabuleiro misto de madeira-concreto

6.6 Ruptura do Tabuleiro Misto de Madeira-Concreto

Realizados todos os ensaios devido às cargas pontuais, de acordo com os esquemas das Figura 6.16 a Figura 6.18, foi feito o carregamento utilizando o trem-tipo como mostrado na Figura 6.19. Esse simulou o eixo de um veículo na escala 1:2. A partir desse carregamento levou-se o tabuleiro até a ruptura que ocorreu por punção na laje de concreto com uma carga de 285 kN e uma “flecha” de aproximadamente 8 cm, ver Figura 6.20 e Figura 6.21.

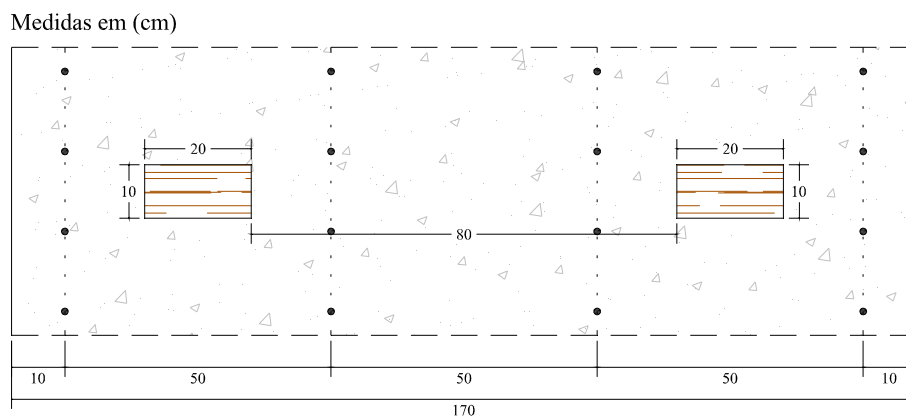


Figura 6.19 – Esquema do trem-tipo de ruptura no tabuleiro misto de madeira-concreto



Figura 6.20 – Trem-tipo utilizado no carregamento da ruptura do tabuleiro misto de madeira-concreto



Figura 6.21 – Ruptura do tabuleiro misto de madeira-concreto com carregamento simulando o trem-tipo

Depois da ruptura por punção, fez-se outro carregamento P_k distribuído através de um perfil metálico, ver Figura 6.22. A ruptura desse carregamento ocorreu com aproximadamente 250 kN de carga P_k a uma “flecha” de aproximadamente 8 cm. A ruptura ocorreu por tração nas vigas de madeira e por compressão na laje de concreto, ver Figura 6.23.



Figura 6.22 – Ensaio do tabuleiro misto de madeira-concreto com carregamento distribuído



Figura 6.23 – Ruptura das vigas de madeira do tabuleiro misto de madeira-concreto com carregamento distribuído

6.7 Resultados Experimentais do Tabuleiro Misto de Madeira-Concreto

As Tabela 33 e Tabela 34 mostram os valores experimentais da laje de concreto e das vigas de madeira. Esses valores foram obtidos fazendo-se ensaios experimentais de flexão estática para a madeira, e de resistência e módulo para o concreto. A soma da rigidez das vigas de madeira, ver Tabela 34, e da laje de concreto, ver Tabela 33 é a rigidez mínima $(EI)_{min}$ experimental do conjunto sem levar em consideração a contribuição dos conectores de cisalhamento. Para se obter a rigidez efetiva experimental do conjunto levando em consideração a contribuição dos conectores de cisalhamento fez a comparação das cargas necessárias para o mesmo deslocamento vertical de vigas sem conectores e vigas com conectores para uma mesma carga P_k .

Tabela 33 – Resultados experimentais da laje de concreto

$E_{c,m}$ (kN/cm ²)	$f_{c,m}$ (kN/cm ²)	h_{laje} (cm)	B_c (cm)	L (cm)	I_{laje} (cm ⁴)	(EI) (kN*cm ²)
3800,0	2,6	7	170	410	4859,17	18464833,33

Tabela 34 – Resultados experimentais das vigas de madeira

Vigas	d_w (cm)	I_w (cm ⁴)	$E_{c0,m}$ (kN/cm ²)	(EI) (kN.cm2)
V1	18,0	5153,00	1089,3	5613160,01
V2	15,5	2833,33	1536,0	4351990,18
V3	14,5	2169,91	1510,8	3276565,51
V4	16,0	3216,99	1301,0	4185305,13
$(EI)_{tot}$ (kN.cm ²)				17427020,83

A seguir são mostradas nas Figura 6.24 a Figura 6.35 os gráficos dos resultados obtidos a partir dos valores experimentais para os diversos tipos de carregamentos, e na Figura 6.36 os valores experimentais do módulo de deslizamento obtidos no carregamento de ruptura.

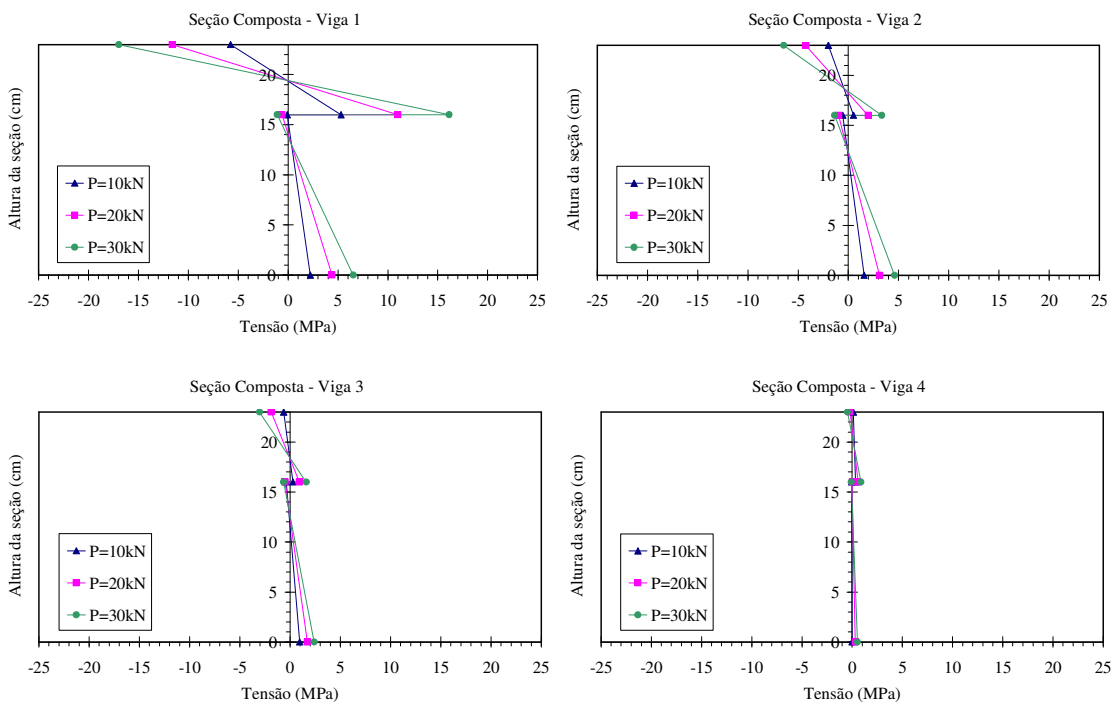
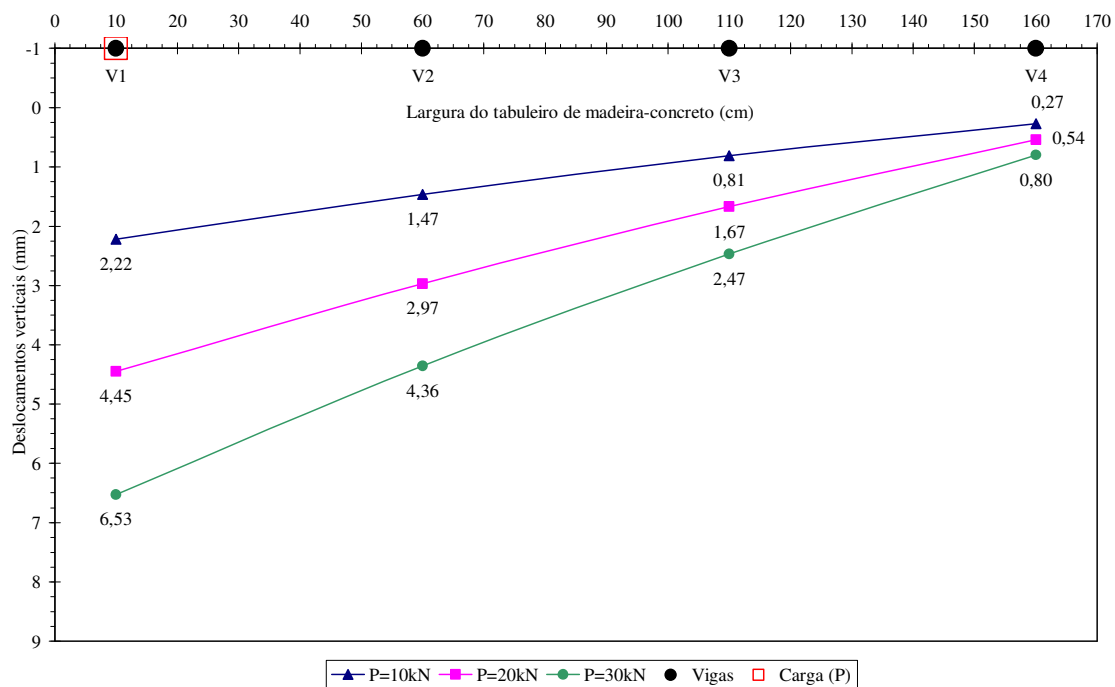


Figura 6.24 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento pontual na viga 1

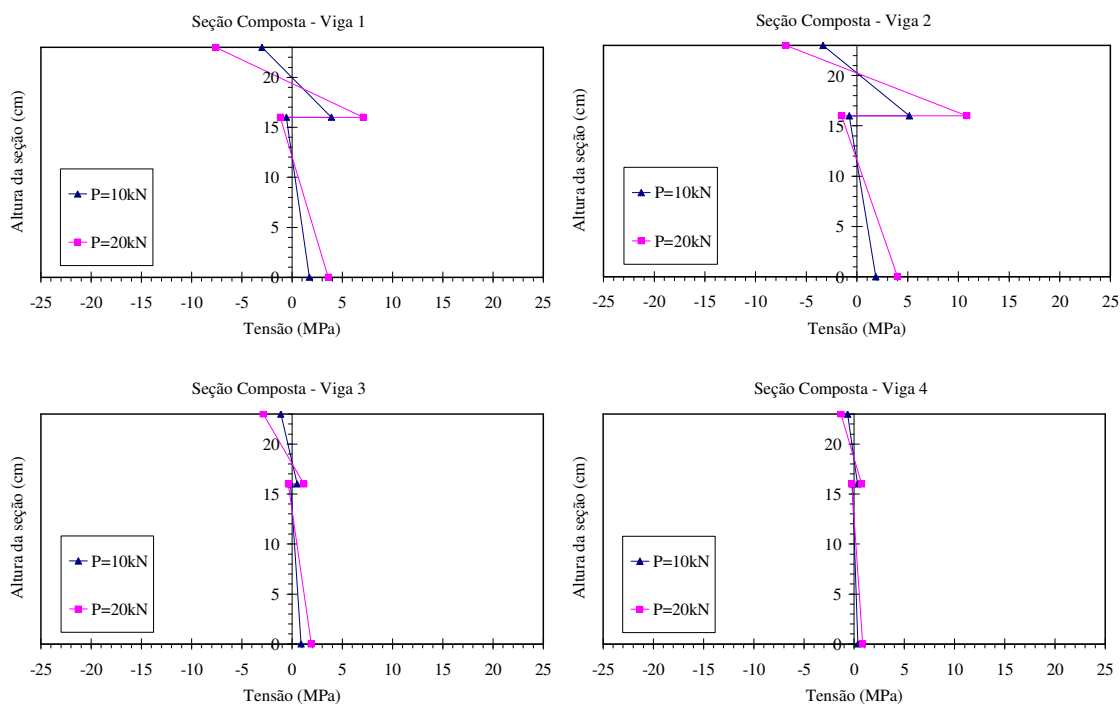
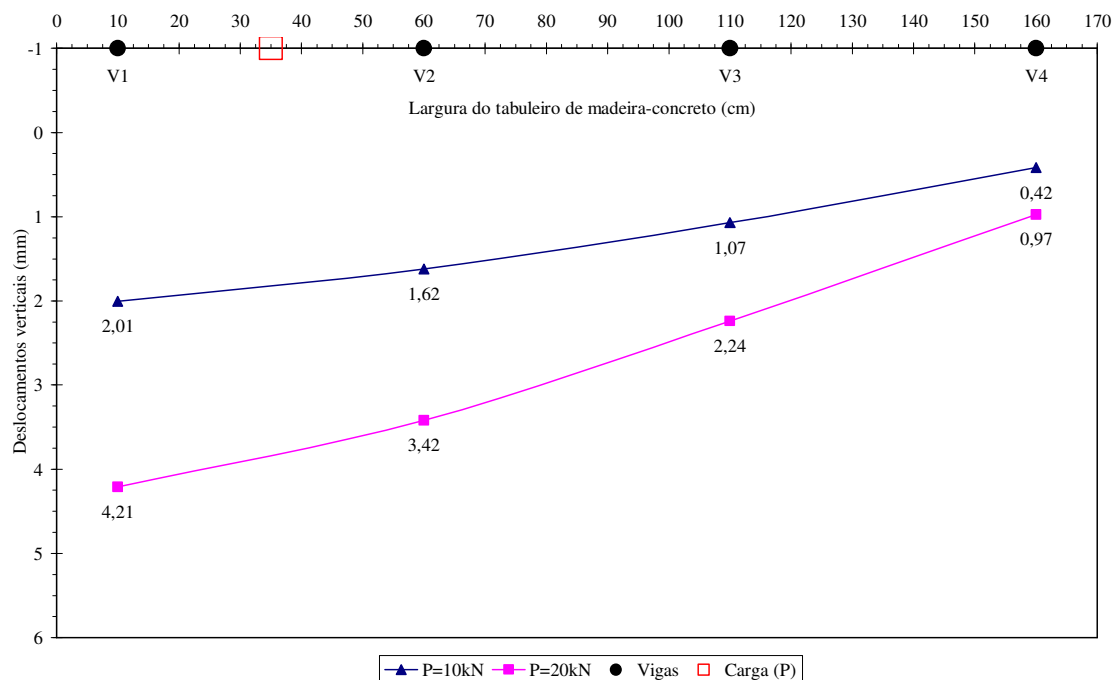


Figura 6.25 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento pontual entre as vigas 1 e 2

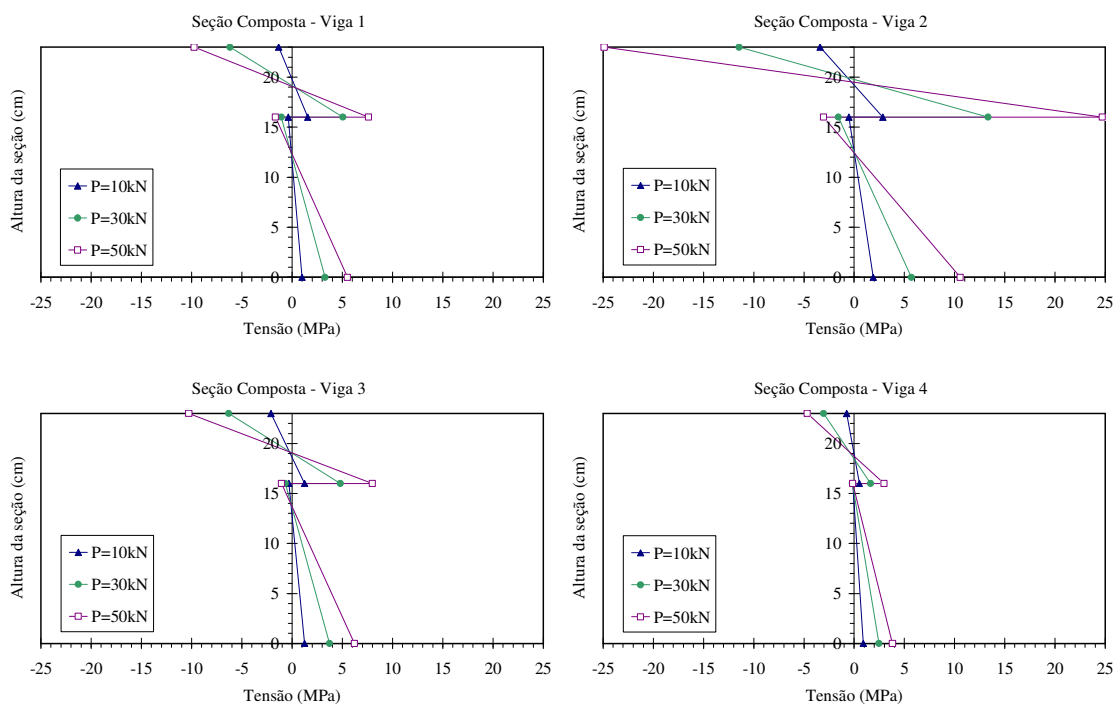
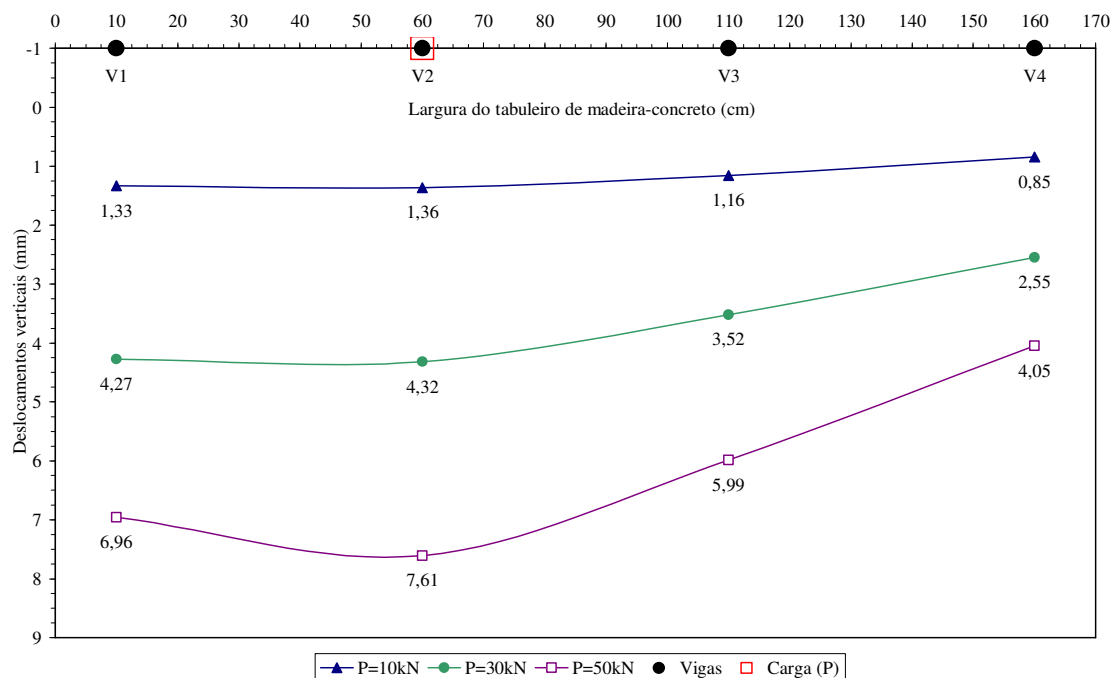


Figura 6.26 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento pontual na viga 2

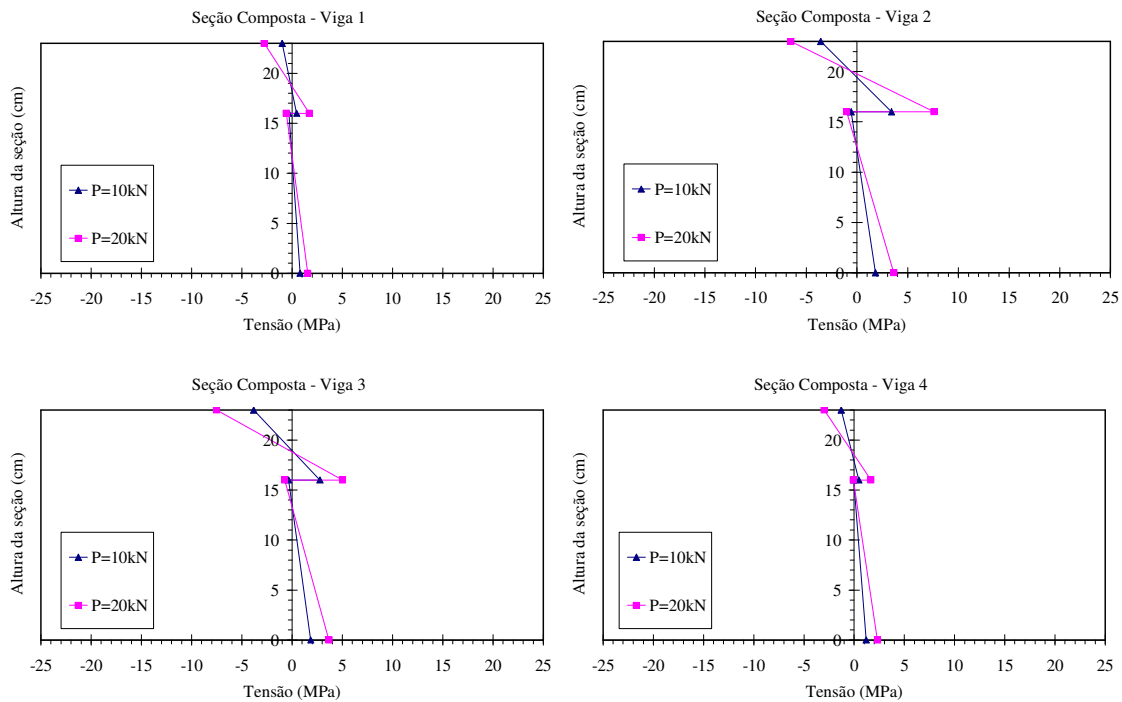
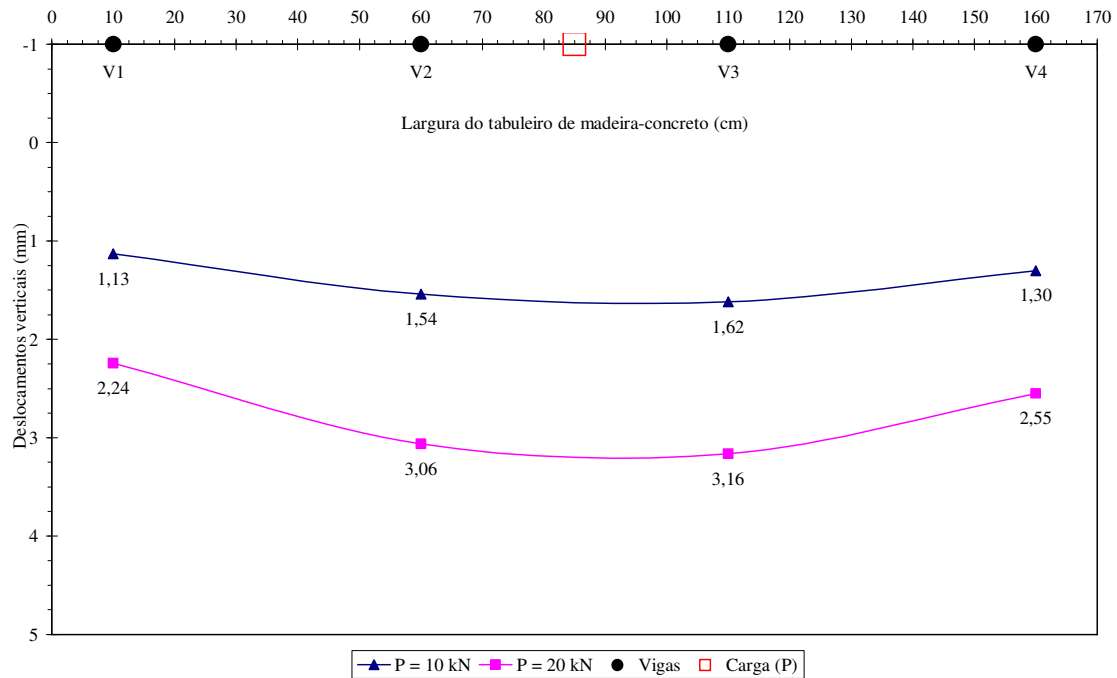


Figura 6.27 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento pontual entre as vigas 2 e 3

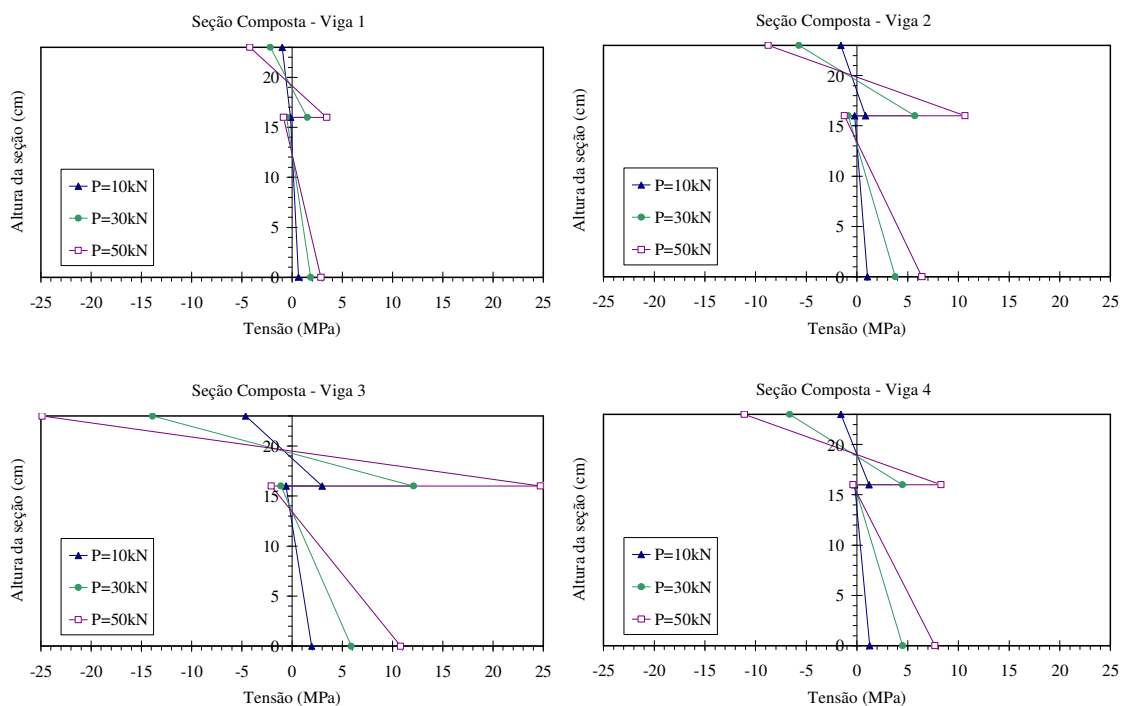
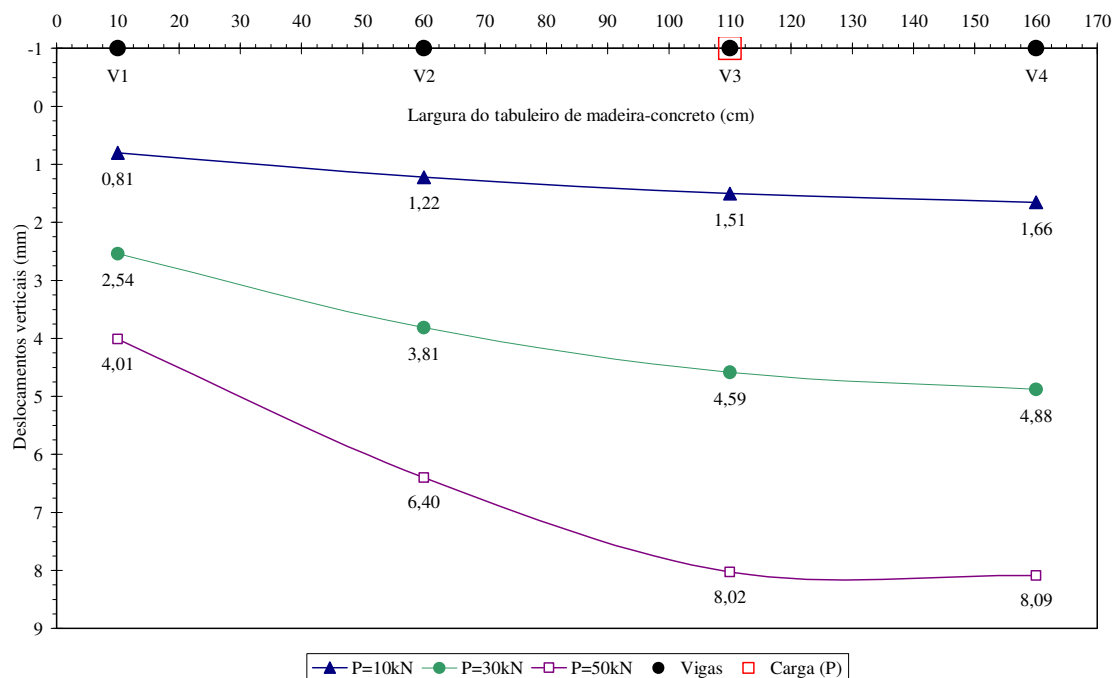


Figura 6.28 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento pontual na viga 3

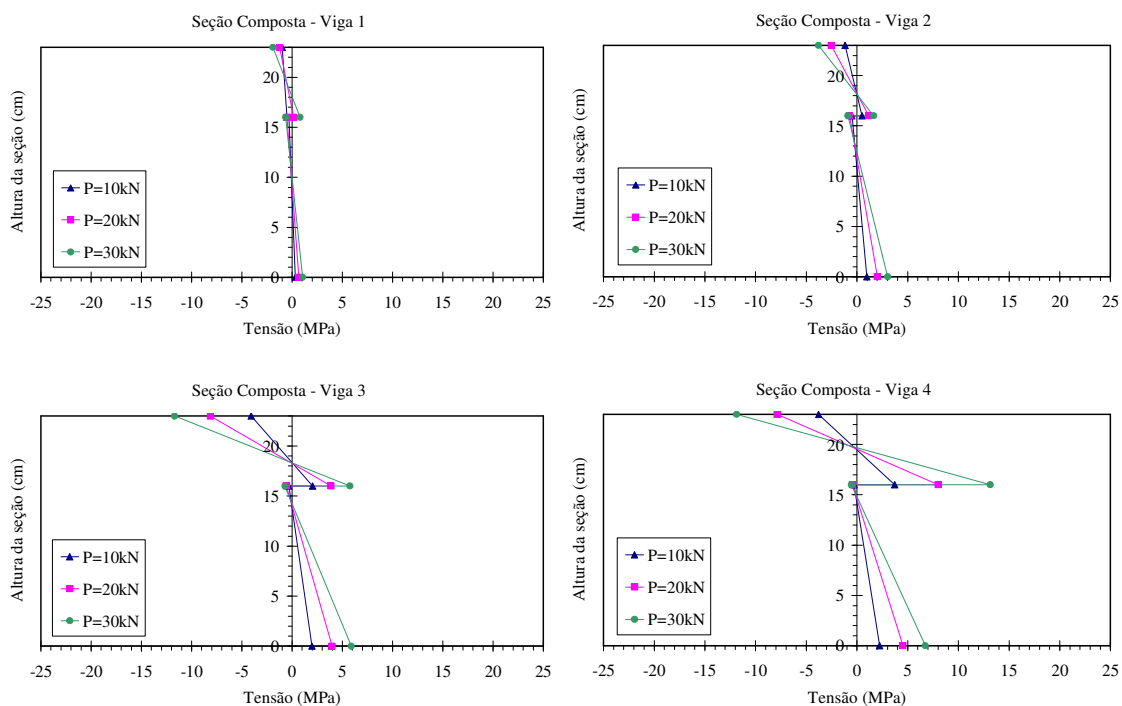
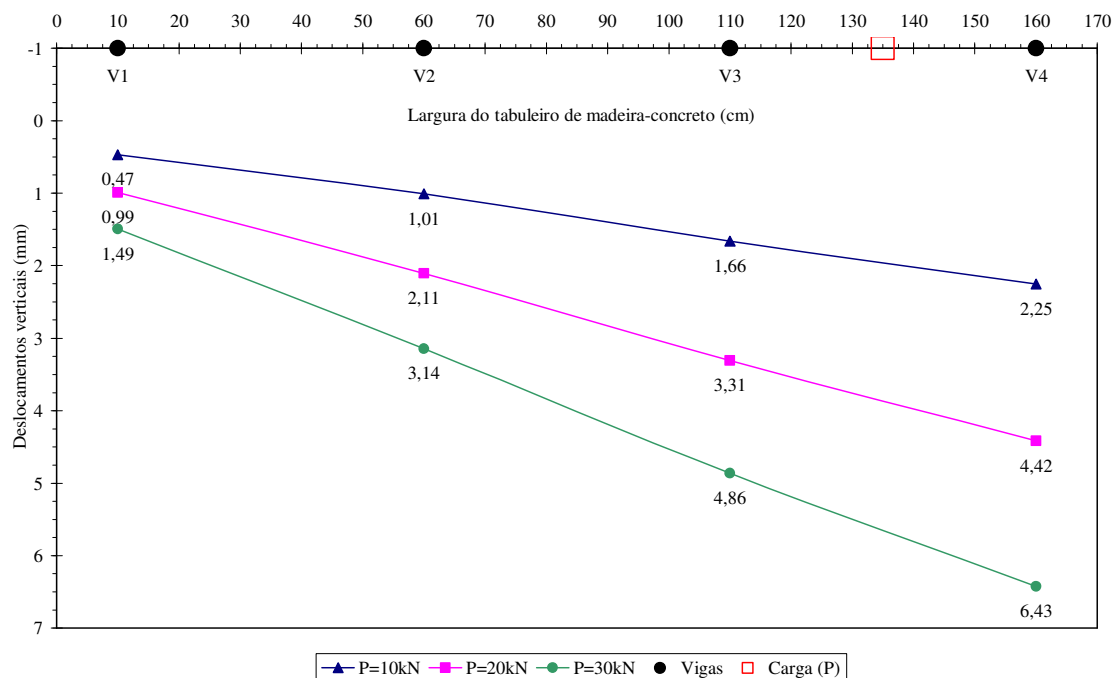


Figura 6.29 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento pontual entre as vigas 3 e 4

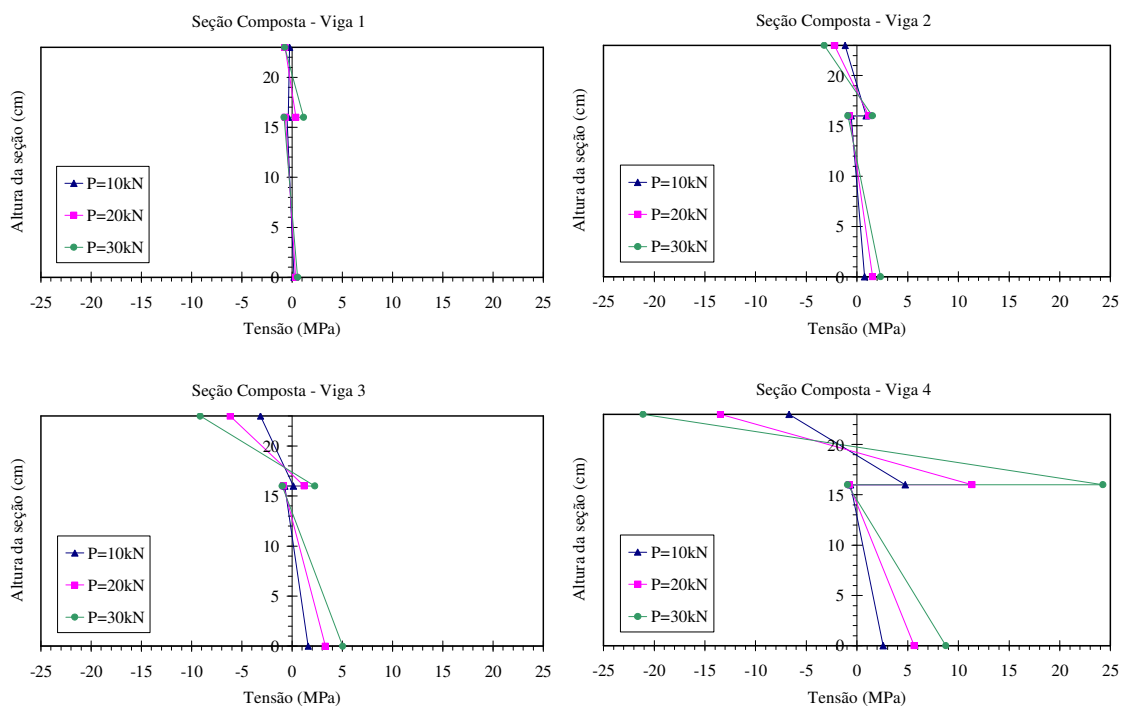
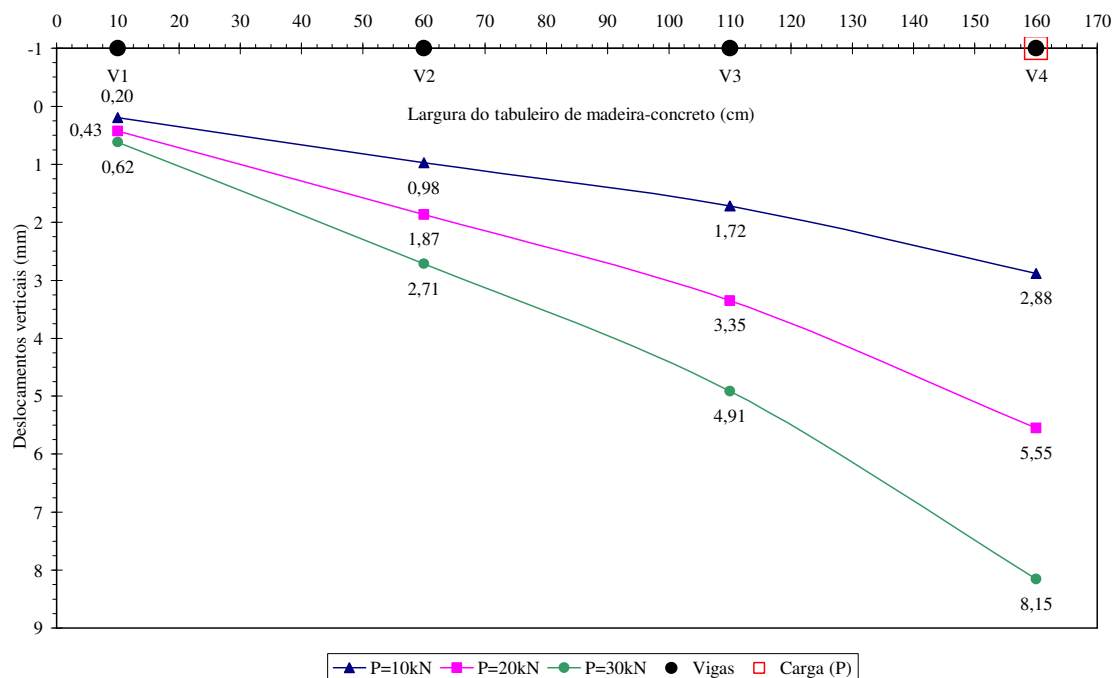


Figura 6.30 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento pontual na viga 4

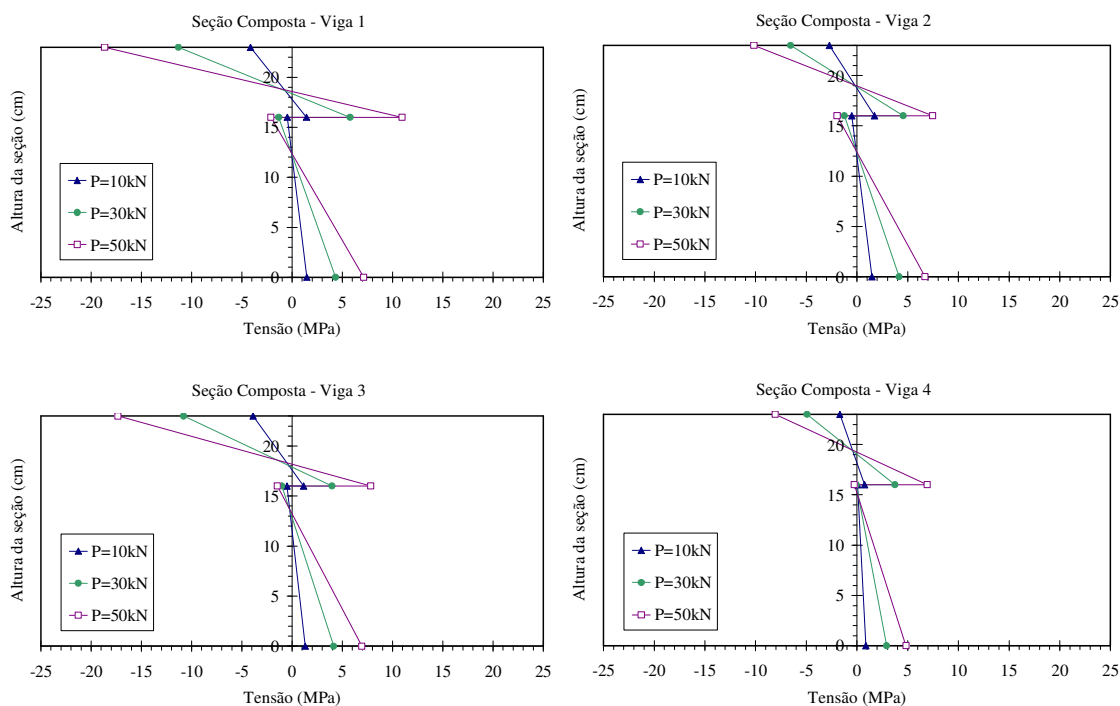
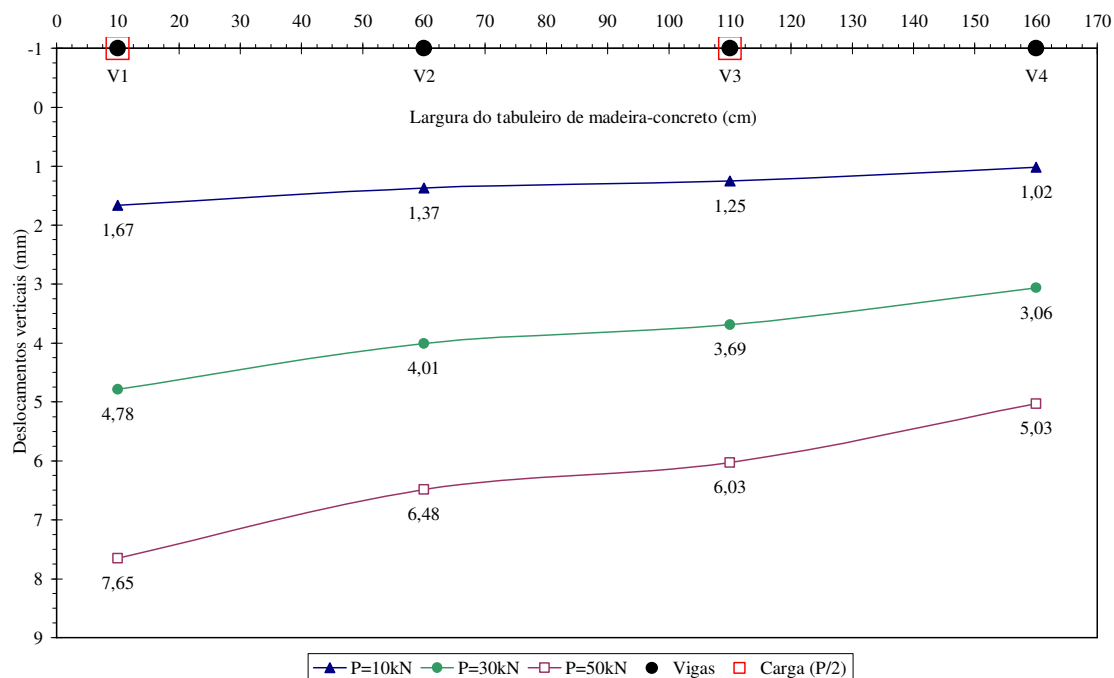


Figura 6.31 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento simulando trem-tipo nas vigas 1 e 3

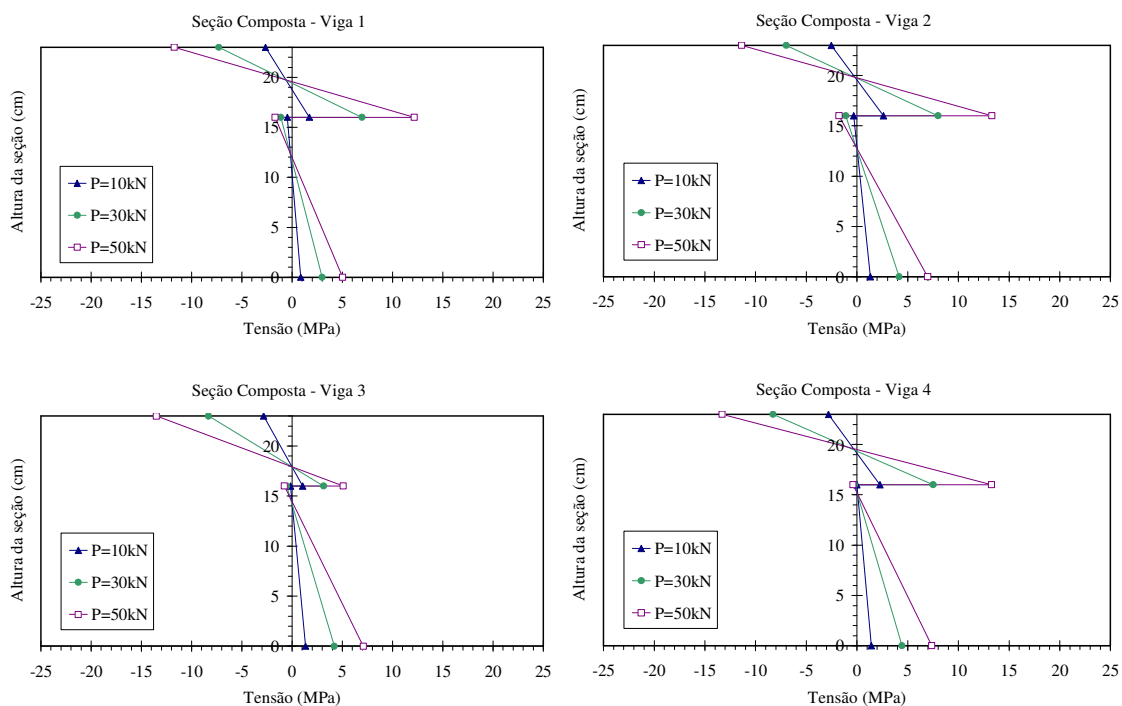
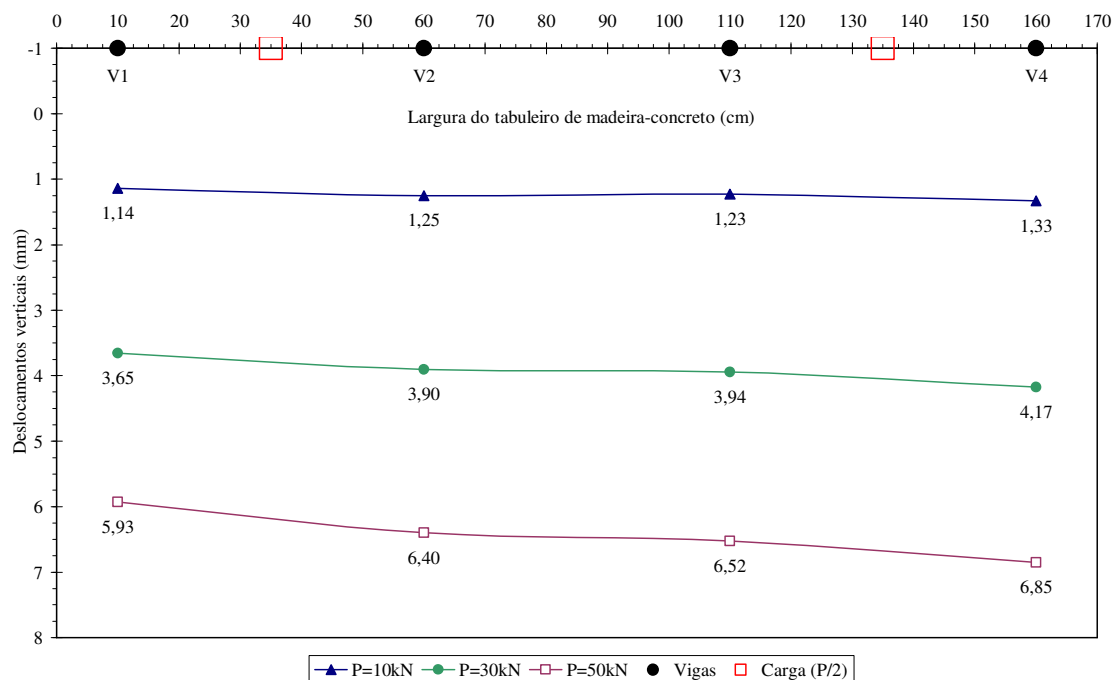


Figura 6.32 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento simulando trem-tipo entre as vigas 1 e 3 e entre 3 e 4

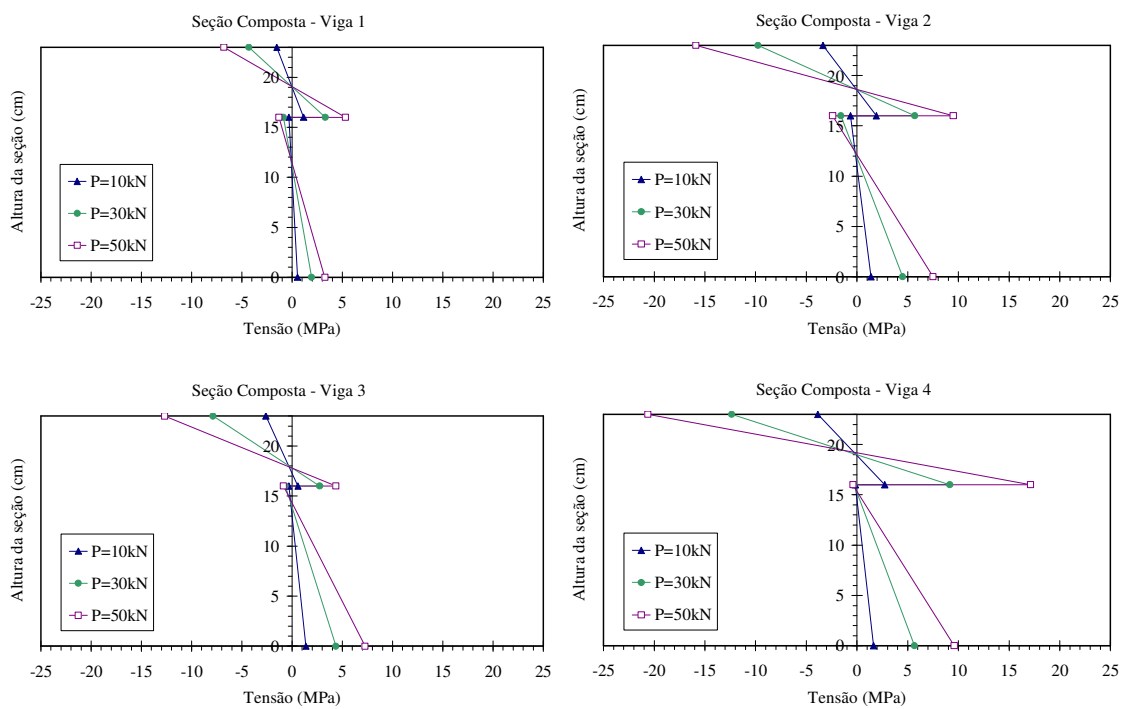
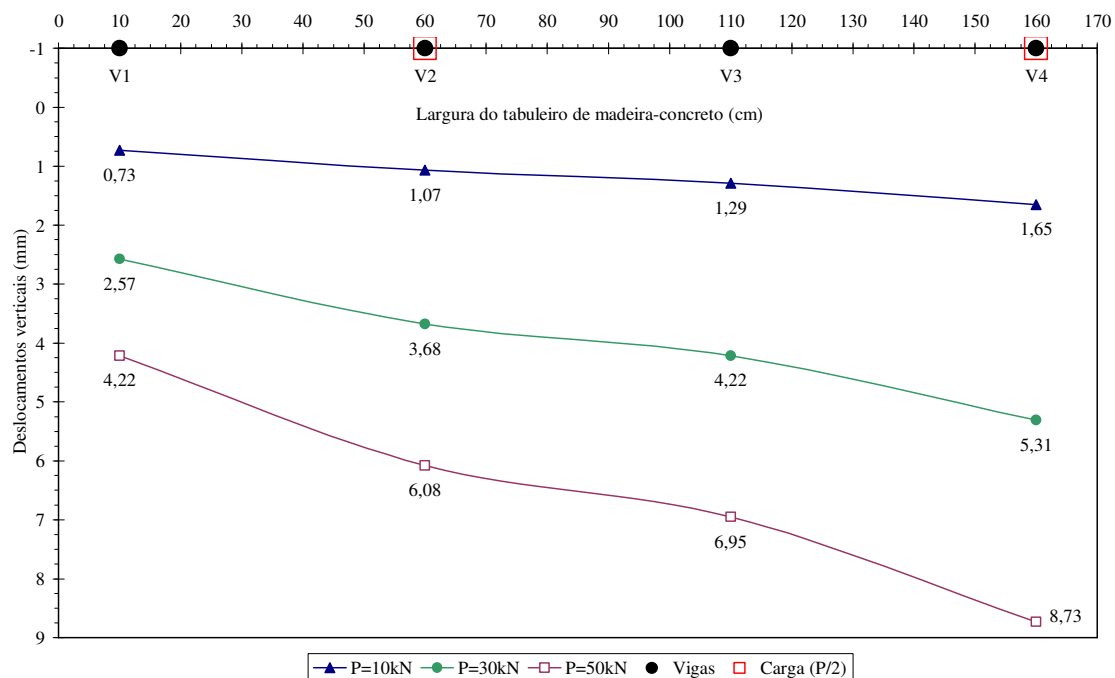


Figura 6.33 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para carregamento simulando trem-tipo nas vigas 2 e 4

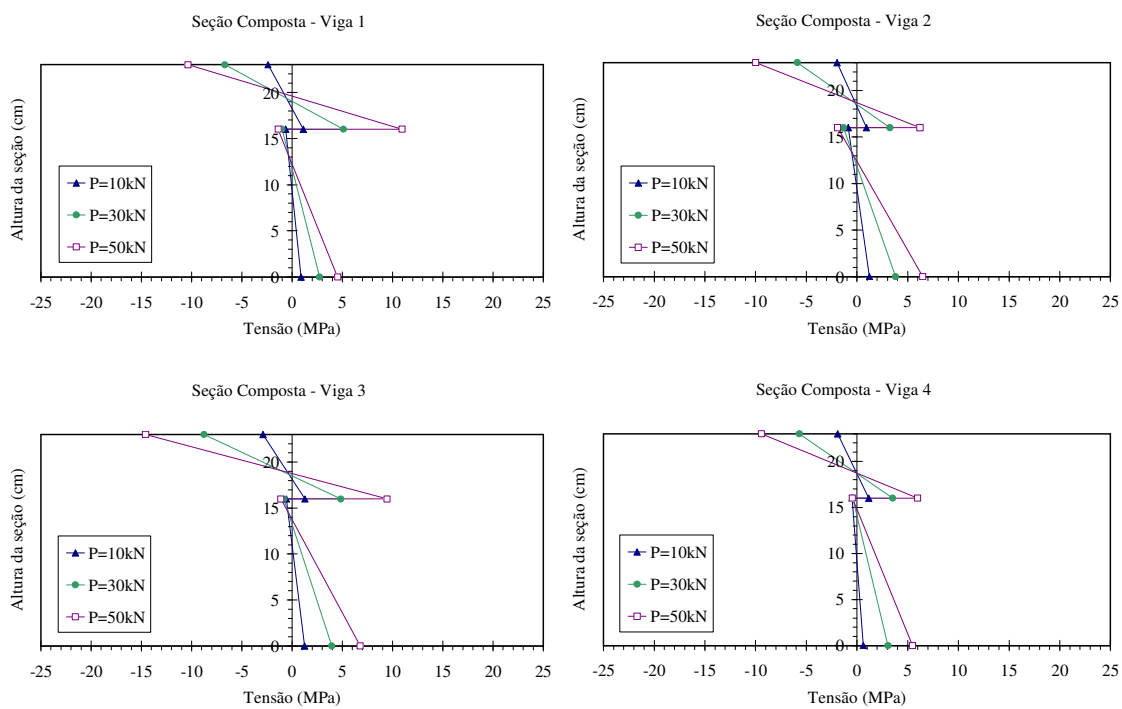
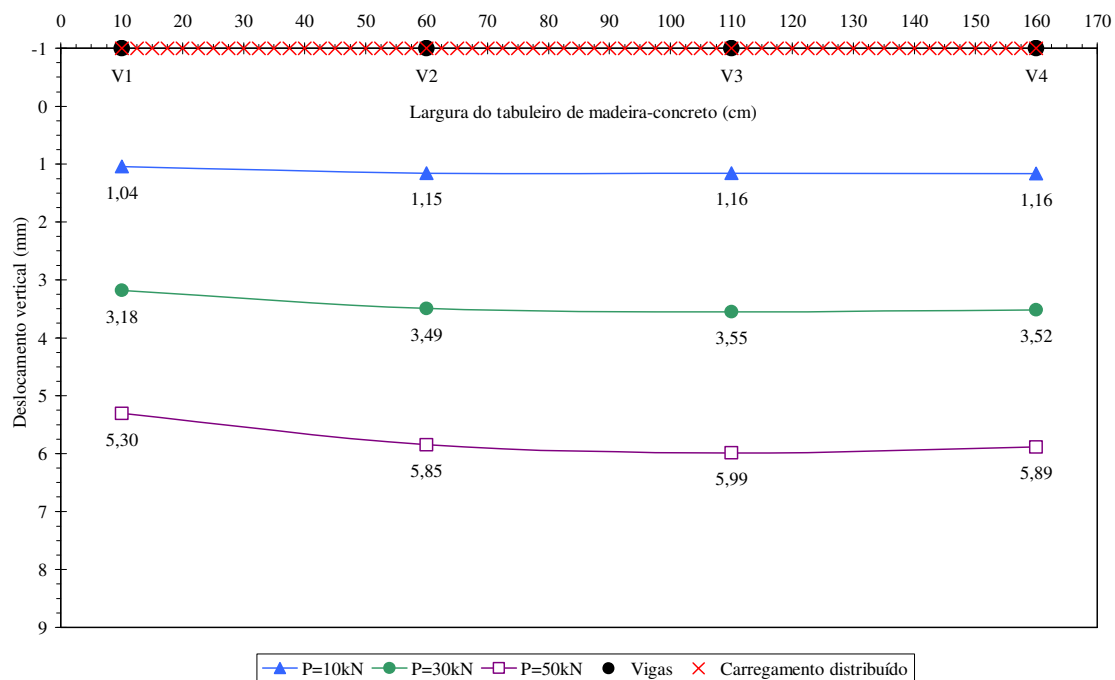


Figura 6.34 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento distribuído

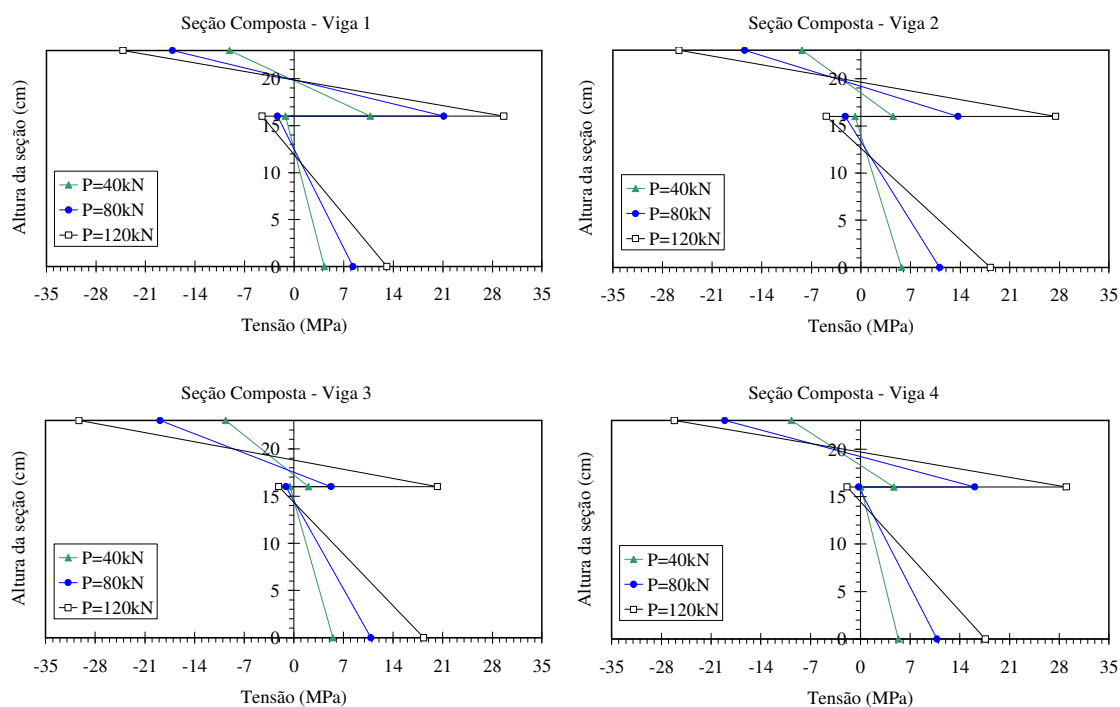
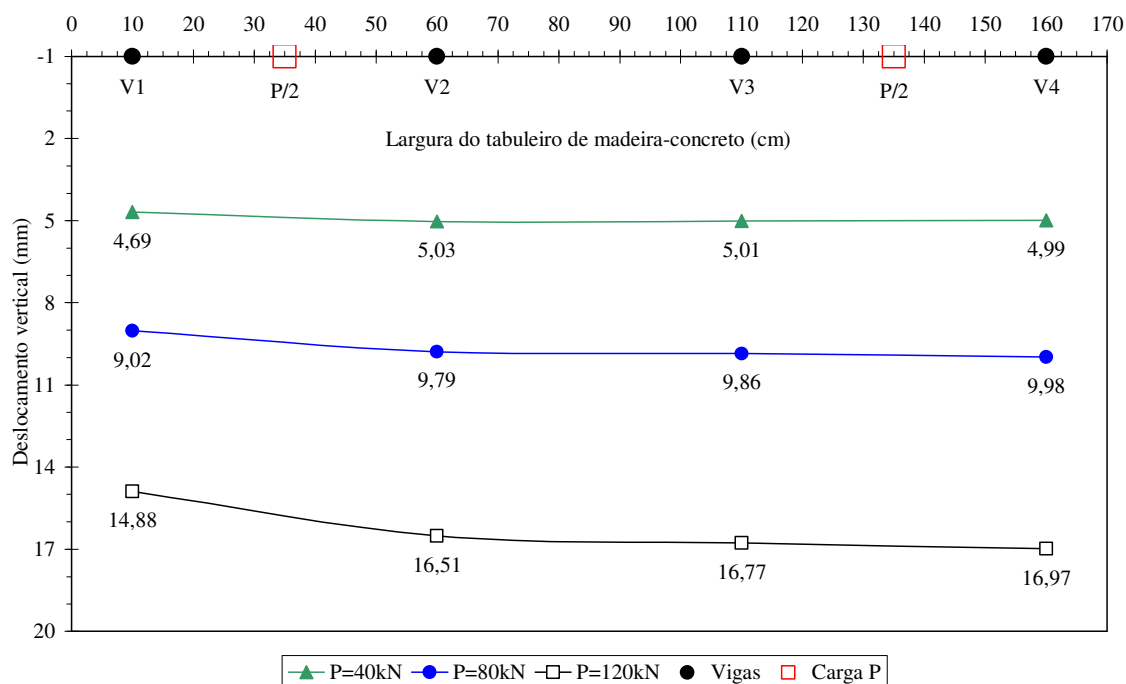


Figura 6.35 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro de madeira-concreto para o carregamento de trem-tipo que o levou a ruptura

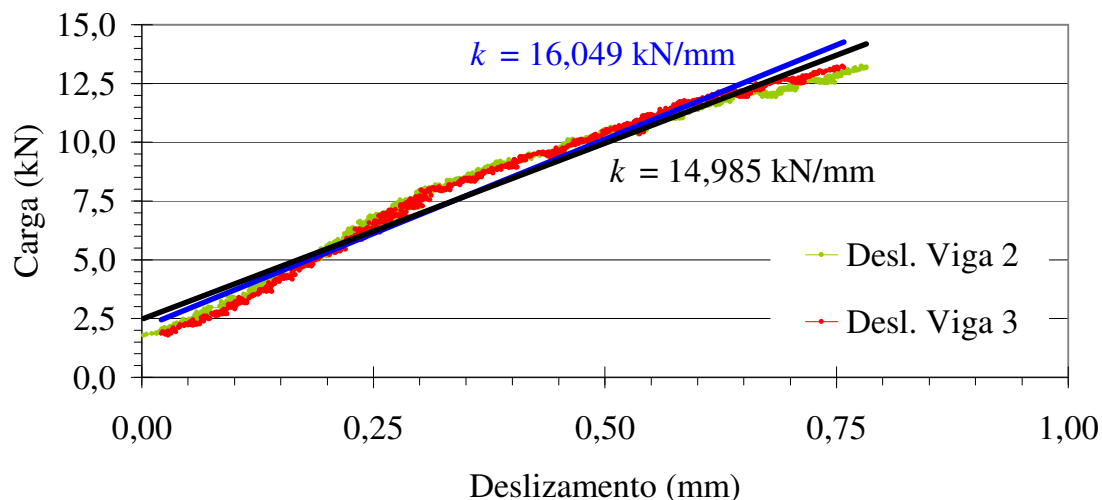


Figura 6.36 – Deslizamento x carga (força) no conector para o tabuleiro de madeira-concreto submetido ao carregamento de trem-tipo utilizado na ruptura

6.8 Discussões

Analisando os gráficos das cargas pontuais das Figura 6.24 a Figura 6.30, verifica-se que a mesa de concreto contribui distribuindo os esforços em toda a seção transversal do tabuleiro de madeira-concreto. Nos ensaios simulando o trem-tipo, mostrados nas Figura 6.31 a Figura 6.33, observa-se que o tabuleiro de madeira-concreto, apresentou deslocamentos verticais bem próximos.

Quando fez-se à comparação da rigidez efetiva do tabuleiro de madeira-concreto supondo que ele não tenha sistema de ligação, em relação ao mesmo tabuleiro empregando sistema de ligação, verificou-se que a rigidez desse aumentou em 3,2 vezes. Resultados esses verificados com os valores das Tabela 2, Tabela 33 e Tabela 34 e com os valores da Figura 6.34.

A verificação da máxima carga P_k para uma seção T do tabuleiro de madeira-concreto, calculado pelo Eurocode 5 (1993), mostrou-se semelhante ao resultado experimental encontrado, ver Figura 6.35.

Na Figura 6.36, onde tem-se o gráfico carga x deslizamento do conector, foi possível obter o módulo de deslizamento k experimental da ligação do tabuleiro de madeira-concreto nas vigas

2 e 3. O módulo de deslizamento k encontrado experimentalmente é inferior a aquele obtido pelo Eurocode 5 (1993).

7 MODELO NUMÉRICO

Nesse capítulo foram estudados três modelos numéricos através do programa de análise estrutural SAP2000®. A análise estrutural desse tabuleiro misto de madeira e concreto fez-se numericamente através do Método dos Elementos Finitos (MEF), utilizando-se o programa SAP2000®, para fazer o levantamento dos deslocamentos verticais e das tensões normais. Dentro desse software encontram-se vários elementos estruturais, tais como Frames, Shells, Asolid e Solid. Para a confecção do modelo numérico computacional do tabuleiro misto de madeira e concreto utilizou-se o elemento de barra (Frame) para representar os pinos de aço, o elemento sólido (Solid) para representar os materiais madeira e concreto.

Para a solução dos problemas da Teoria da Elasticidade o Método dos Elementos Finitos (MEF) foi o primeiro método direto geral, embora numérico. Esse método baseia-se na transformação em sistemas de equações lineares as equações diferenciais que governam problemas em domínios contínuos. No caso dos problemas de análise estrutural, as equações de equilíbrio, as relações deformações-deslocamentos e as equações constitutivas dos materiais. Para tanto o domínio é dividido em um número finito de parâmetros. No Método dos Elementos Finitos (MEF), o domínio correspondente à estrutura supõe-se com efeito decomposto em subdomínios, ditos elementos finitos, dentro de cada um dos qual o campo elástico se exprime como combinação linear de um número finito de campos elementares ou modos elementares de deformação.

Mediante a discretização de cada material que compõe a seção mista, é possível modelar a estrutura pelo Método dos Elementos Finitos (MEF). GUTKOWSKI & CHEN (1996), empregaram essa técnica para a análise do comportamento de vigas mistas de madeira e concreto, comparando resultados experimentais e valores obtidos através de um programa computacional de forma a verificar o grau de interação entre a mesa e a alma da estrutura.

Por meio da modelagem pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) torna-se possível representar o sistema de ligação discreto, isto é, os conectores metálicos podem ser representados diretamente por elementos de barra, com suas respectivas propriedades mecânicas e geométricas. Além dessa representação dos conectores como elementos

discretos, torna-se possível trabalhar com a não-linearidade do material, conforme WRIGHT (1990).

7.1 Elementos de barra (Frame)

Esse tipo de elemento usa em geral, uma formulação tridimensional a qual inclui seis graus de liberdade, três rotações e três translações. Esse elemento é determinado segundo uma linha conectada a dois nós em suas extremidades. Cada elemento tem seu próprio sistema local de coordenadas para ser usado quando temos que definir as propriedades das seções, os carregamentos e as respostas. Nesses elementos podemos selecionar de forma parcial ou total os efeitos da rigidez que podem ocorrer nas junções (nós).

7.2 Elementos de Sólido (Solid)

É usado para modelar estruturas sólidas tridimensionais, uma vez que, é baseado em uma formulação isoparamétrica que inclui nove modos de flexão incompatíveis opcionais. O modo de flexão incompatível mostra significativamente o comportamento à flexão do elemento se a geometria deste for de forma retangular. Será mostrado um comportamento improvisado mesmo se a geometria do elemento não for retangular. O sistema local de coordenadas é idêntico ao sistema global, sendo o sistema local usado para definir as propriedades do material, as cargas, e as reações. São permitidas propriedades anisotrópicas do material. Para o elemento sólido é usado um esquema de integração numérica do tipo $2 \times 2 \times 2$.

7.3 Simulação em Elementos Finitos para Análise Linear do Tabuleiro de Madeira-Concreto

Para se fazer a modelagem do tabuleiro de madeira-concreto idealizou-se alguns modelos, e nesses foram feitas considerações de modo que os resultados numéricos das discretizações da laje de concreto, do pino de aço e das vigas de madeira, refletissem da melhor maneira

possível o comportamento estrutural obtido experimentalmente. Na modelagem mostrada nas Figura 7.1 e Figura 7.2 do tabuleiro de madeira-concreto fizeram-se algumas considerações:

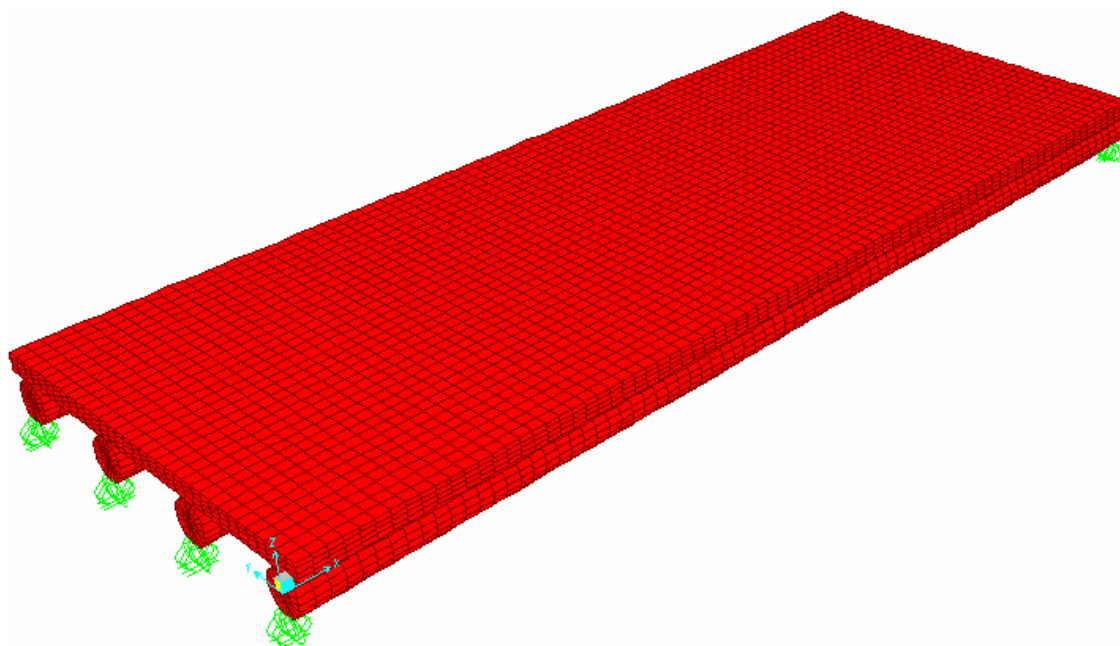


Figura 7.1 – Vista em três dimensões da parte superior do tabuleiro de madeira-concreto

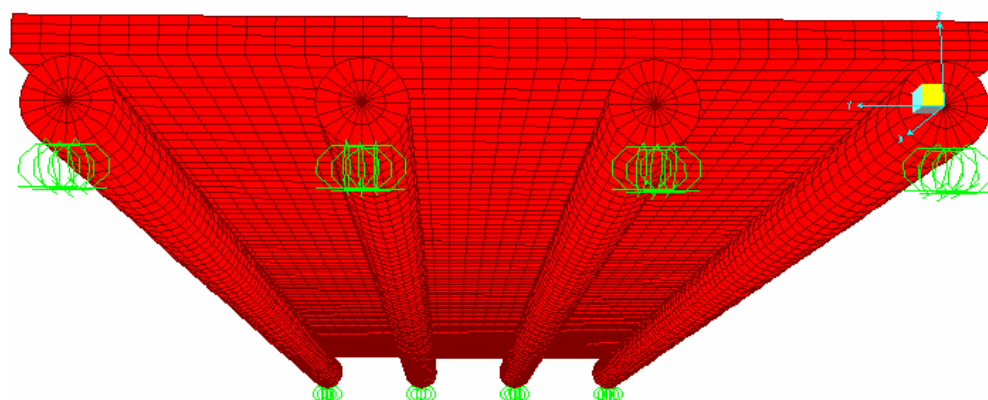


Figura 7.2 – Vista em três dimensões da parte inferior do tabuleiro de madeira-concreto

1ª) As translações dos nós dos apoios nas extremidades das vigas de madeira foram restringidas nas três direções e as rotações em torno dos eixos principais foram liberadas, ver Figura 7.3;

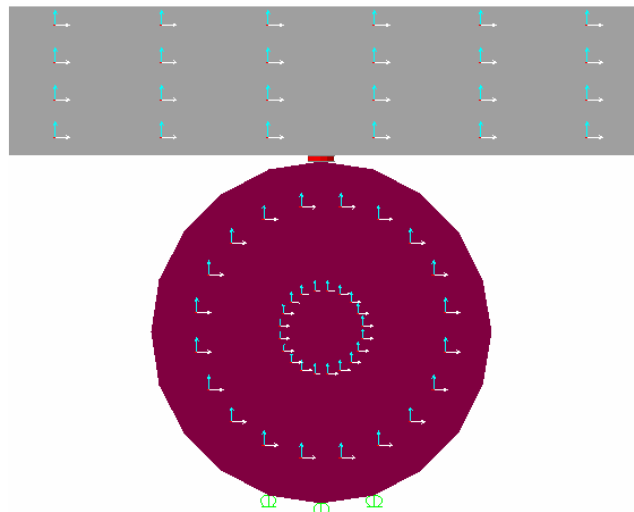


Figura 7.3 – Seção transversal com eixos principais e apoios nas vigas de madeira

2ª) A simulação das cargas de trem-tipo foi aplicada no nó onde se encontra os sólidos da laje, mesmo lugar onde foram colocadas as cargas no ensaio experimental;

3ª) Coeficiente de Poisson para o concreto foi considerado igual a 0,20;

4ª) Coeficiente de Poisson para a madeira foi considerado igual 0,30, mesmo sendo esse um material ortotrópico, na modelagem o consideramos como um material isotrópico;

5ª) Dimensões da laje de concreto igual (400x170x7 cm) e foi discretizada em 10880 elementos de sólidos com dimensões (50x50x17,5 mm), ver Figura 7.4;

6ª) Dimensões das quatro vigas de madeira igual a 400 cm de comprimento por 16 cm de diâmetro e foi discretizada em 12800 elementos de sólido cada um com comprimento de 50 mm, altura de 40 mm e feito em um de um ângulo de 18° de rotação, ver Figura 7.4;

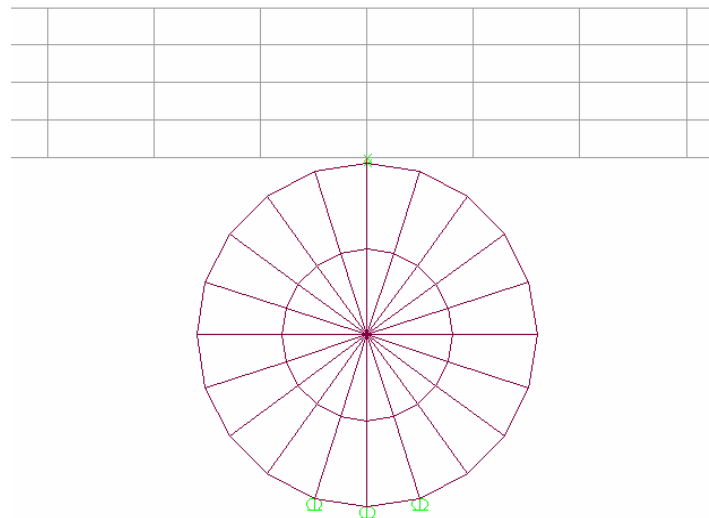


Figura 7.4 – Seção transversal com os elementos do tabuleiro misto discretizados

7ª) Para se fazer a ligação entre a laje de concreto e as vigas de madeira, simulou-se uma barra com o elemento de Frame com comprimento de 2,5 mm e diâmetro de 12,5 mm, ligando os nós dos sólidos como mostrado na Figura 7.4. Para esses nós ligados por essas barras permitiu-se apenas a translação no sentido perpendicular ao tabuleiro misto de madeira-concreto e rotação em torno do eixo perpendicular ao sentido longitudinal;

6ª) Os deslocamentos verticais e as tensões normais foram extraídos da seção central do tabuleiro misto de madeira-concreto mostrada na Figura 7.5, reproduzindo o mais fielmente possível os mesmos locais de onde foram obtidos os resultados experimentais do tabuleiro misto de madeira-concreto.

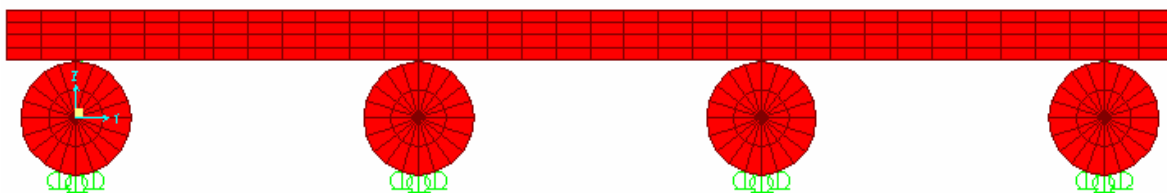


Figura 7.5 – Seção transversal do tabuleiro misto de madeira-concreto discretizado em elementos finitos

7.3.1 Primeiro Modelo – SAP2000®

Na primeira situação de cálculo foi adotado um módulo de elasticidade do concreto de acordo com as Equações 45 e 46 do Capítulo 3, e mantiveram-se as mesmas características para a madeira e os pinos. Os resultados desse primeiro modelo estão representados nas Figura 7.6 a Figura 7.8, e Figura 7.12.

Tipo de carga aplicada: Trem-tipo de 120 kN (60 kN por roda);

Localização do trem-tipo: Entre as vigas 1–2 e 3–4;

Módulo de Elasticidade do Concreto: 24665,44 MPa;

Módulo de Elasticidade da Madeira: 13592,80 MPa.

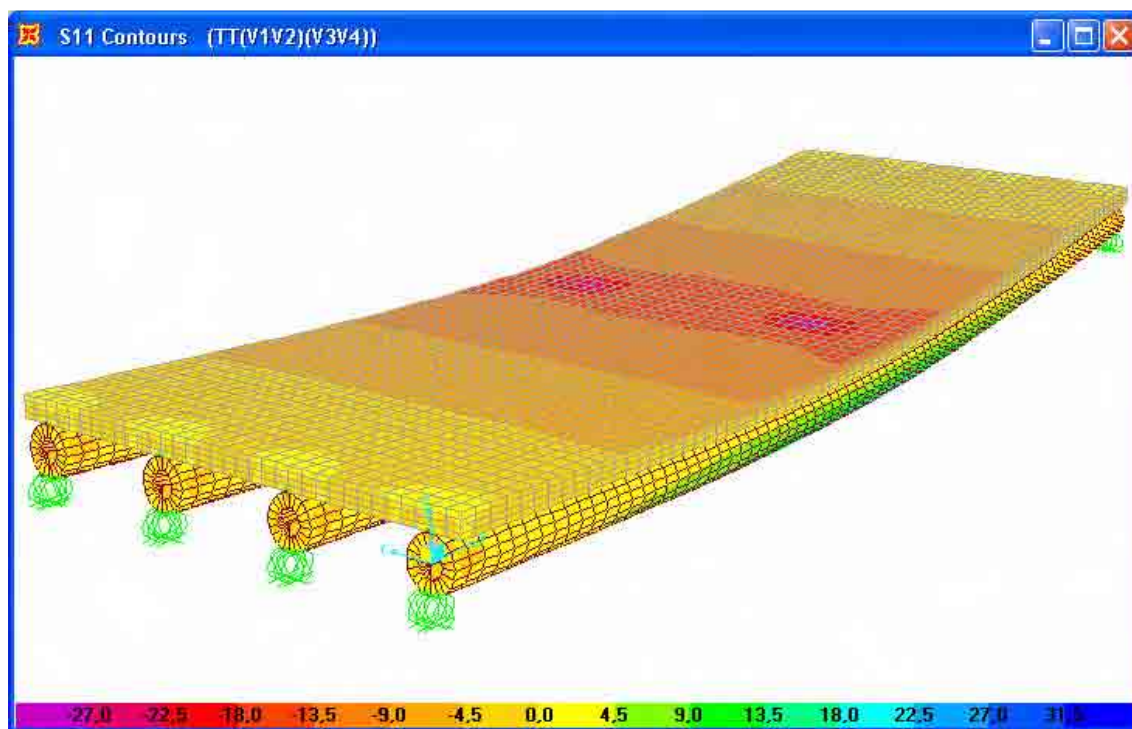


Figura 7.6 – Vista da deformada do tabuleiro misto de madeira-concreto – Trem-tipo – Vigas 1–2 e 3–4

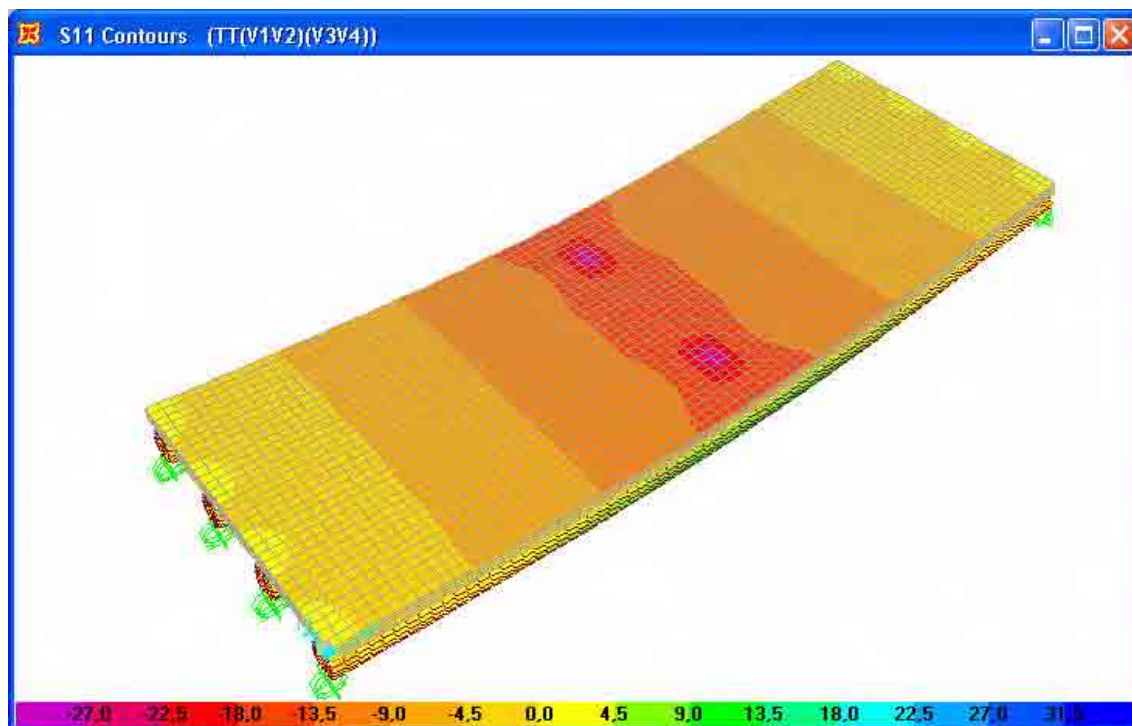


Figura 7.7 – Vista da parte superior das tensões normais do tabuleiro misto de madeira-concreto – Trem-tipo – Vigas 1-2 e 3-4

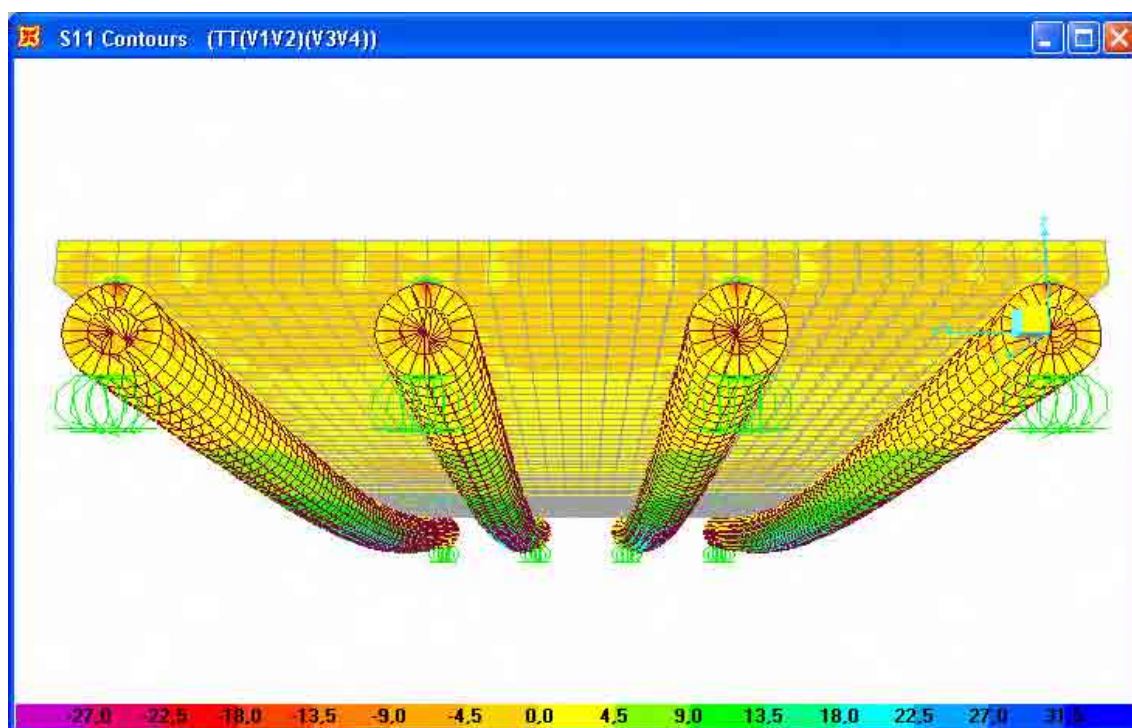


Figura 7.8 – Vista da parte inferior das tensões normais do tabuleiro misto de madeira-concreto – Trem-tipo – Vigas 1-2 e 3-4

7.3.2 Segundo Modelo – SAP2000®

Na segunda situação de cálculo usou-se o módulo de elasticidade do concreto de acordo com a primeira, e nessa situação reduziu-se o módulo de elasticidade da madeira para um módulo efetivo, obtido a partir da aplicação de um k_{mod} igual a 0,56 do módulo obtido experimentalmente na madeira. Os resultados desse segundo modelo estão representados nas Figura 7.8 a Figura 7.12.

Tipo de carga aplicada: Trem-tipo de 120 kN (60 kN por roda);

Localização do trem-tipo: Entre as vigas 1-2 e 3-4;

Módulo de Elasticidade do Concreto: 24665,44 MPa;

Módulo de Elasticidade da Madeira: 7611,97 MPa.

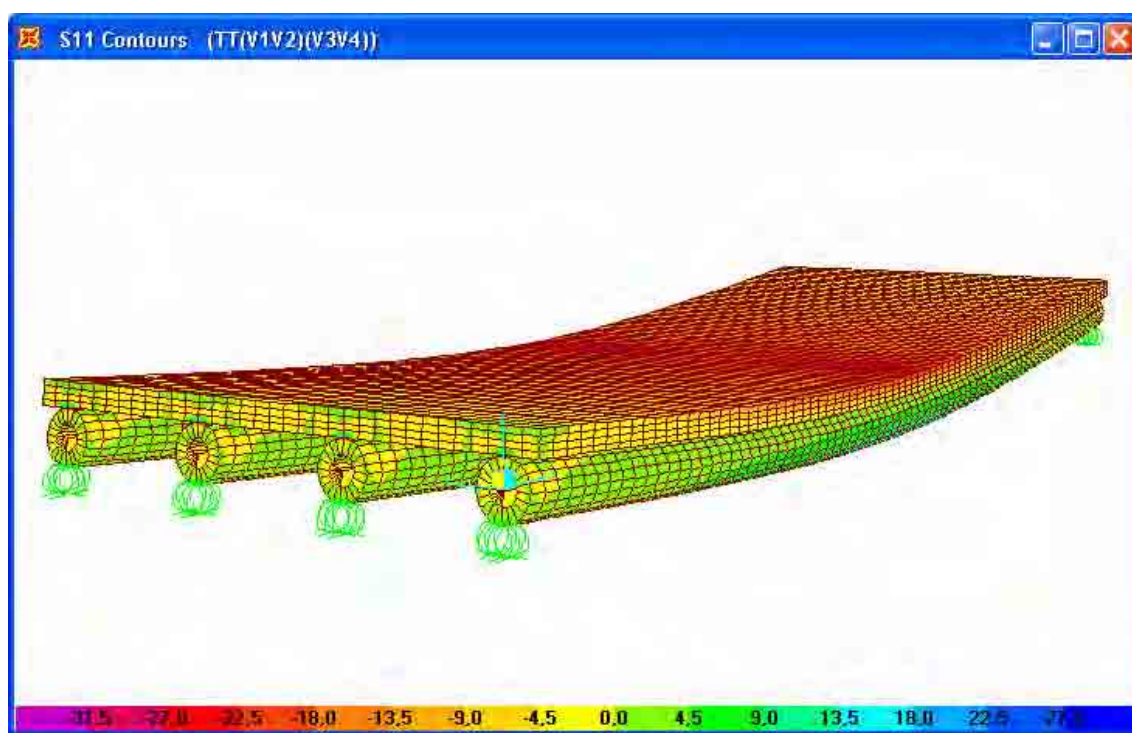


Figura 7.9 – Vista da deformada do tabuleiro misto de madeira-concreto – Trem-tipo – Vigas 1-2 e 3-4

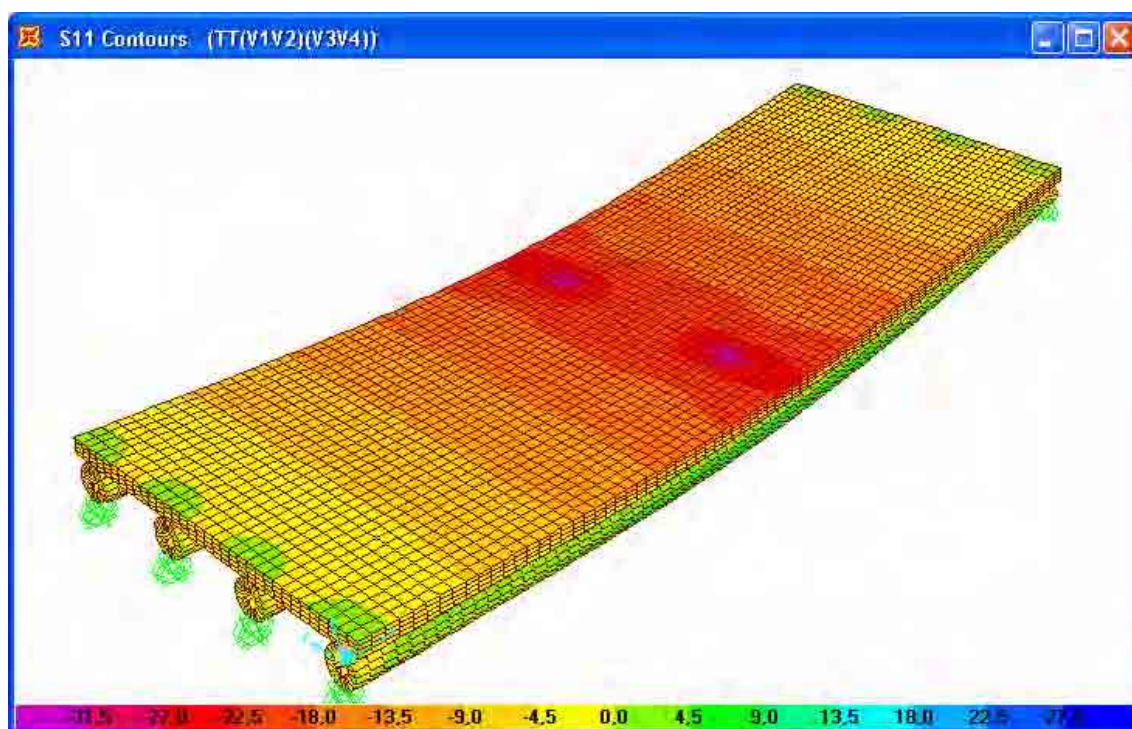


Figura 7.10 – Vista da parte superior das tensões normais do tabuleiro misto de madeira-concreto – Trem-tipo – Vigas 1-2 e 3-4

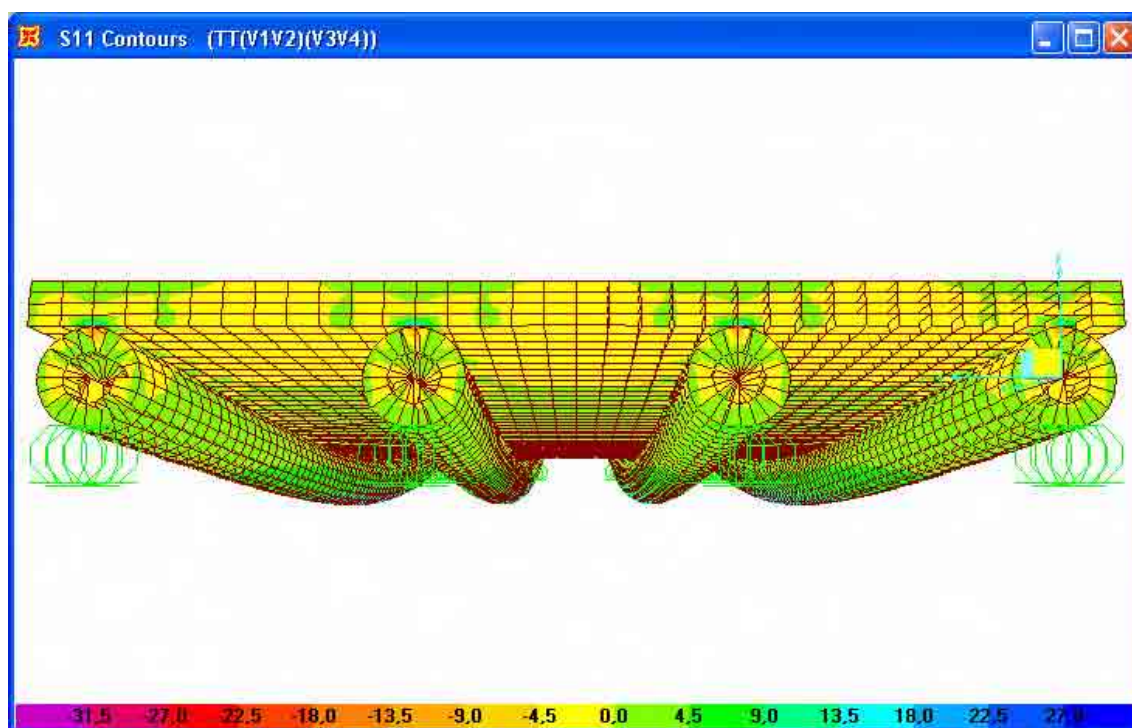


Figura 7.11 – Vista da parte inferior das tensões normais do tabuleiro misto de madeira-concreto – Trem-tipo – Vigas 1-2 e 3-4

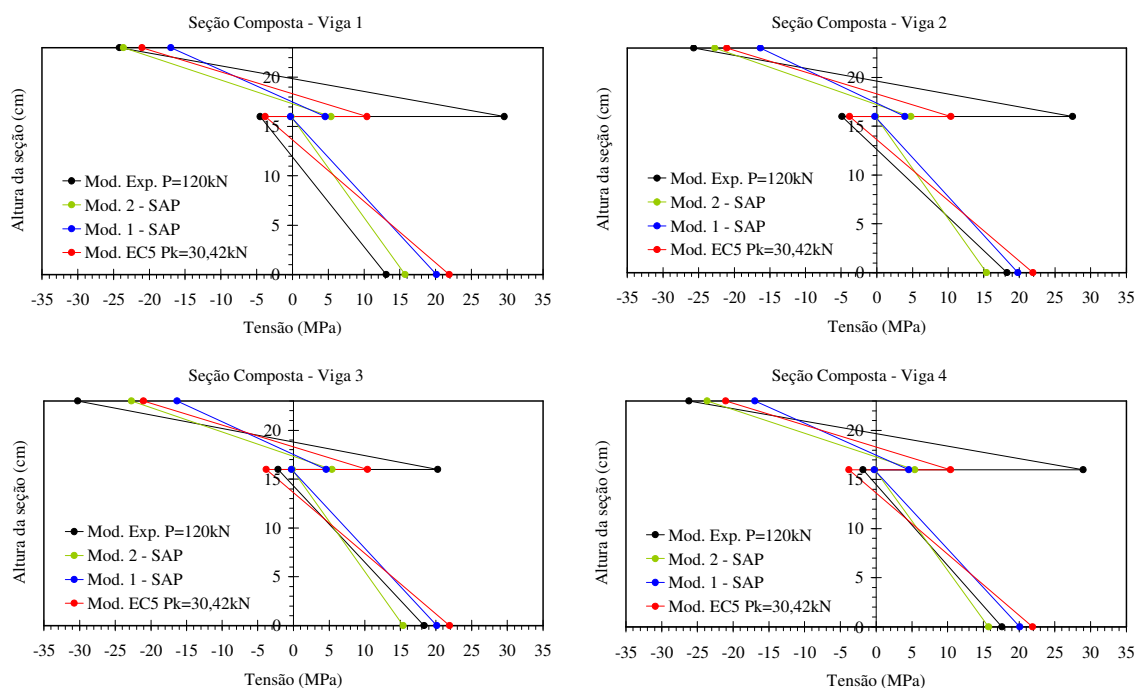
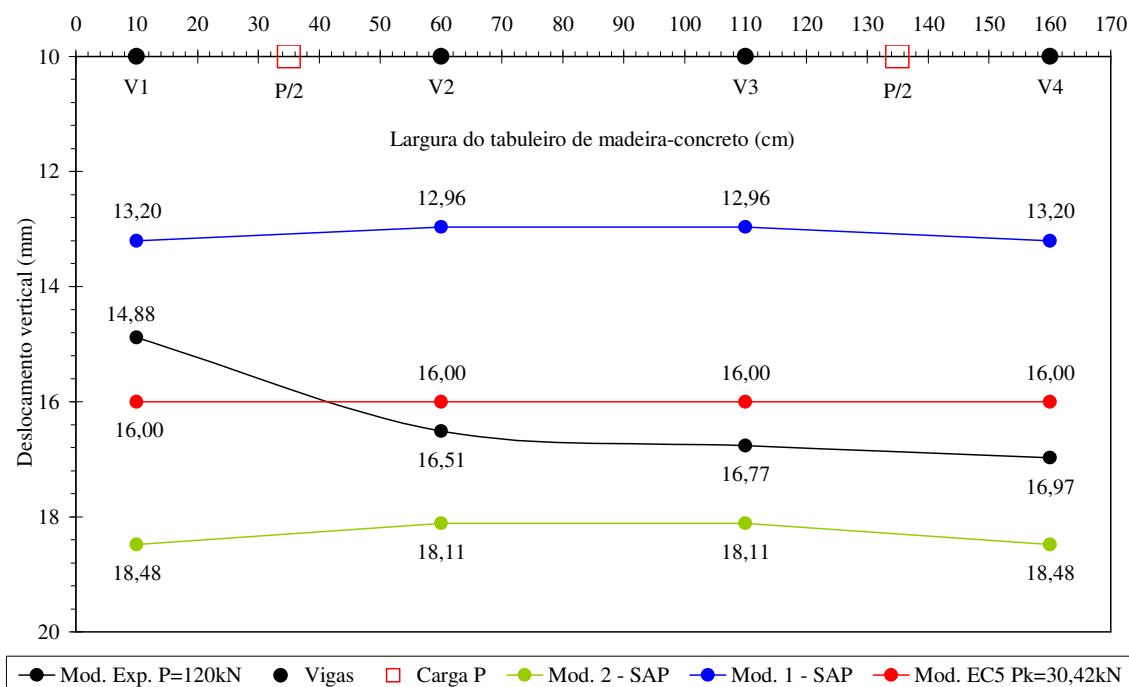


Figura 7.12 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro misto de madeira-concreto para o carregamento de trem-tipo experimental, valores obtidos pelo Eurocode 5 (1993) e SAP2000® – Trem-tipo – Vigas 1–2 e 3–4.

7.3.3 Terceiro Modelo – SAP2000®

No terceiro modelo numérico mantiveram-se as mesmas características dos materiais utilizados no primeiro modelo numérico. No entanto, o carregamento simulando o trem-tipo foi localizado sobre as vigas 1 e 3. Os resultados desse terceiro modelo estão representados nas Figura 7.13 a Figura 7.16.

Tipo de carga aplicada: Trem-tipo de 50 kN (25 kN por roda);

Localização do trem-tipo: Sobre vigas 1 e 3;

Módulo de Elasticidade do Concreto: 24665,44 MPa;

Módulo de Elasticidade da Madeira: 13592,80 MPa.

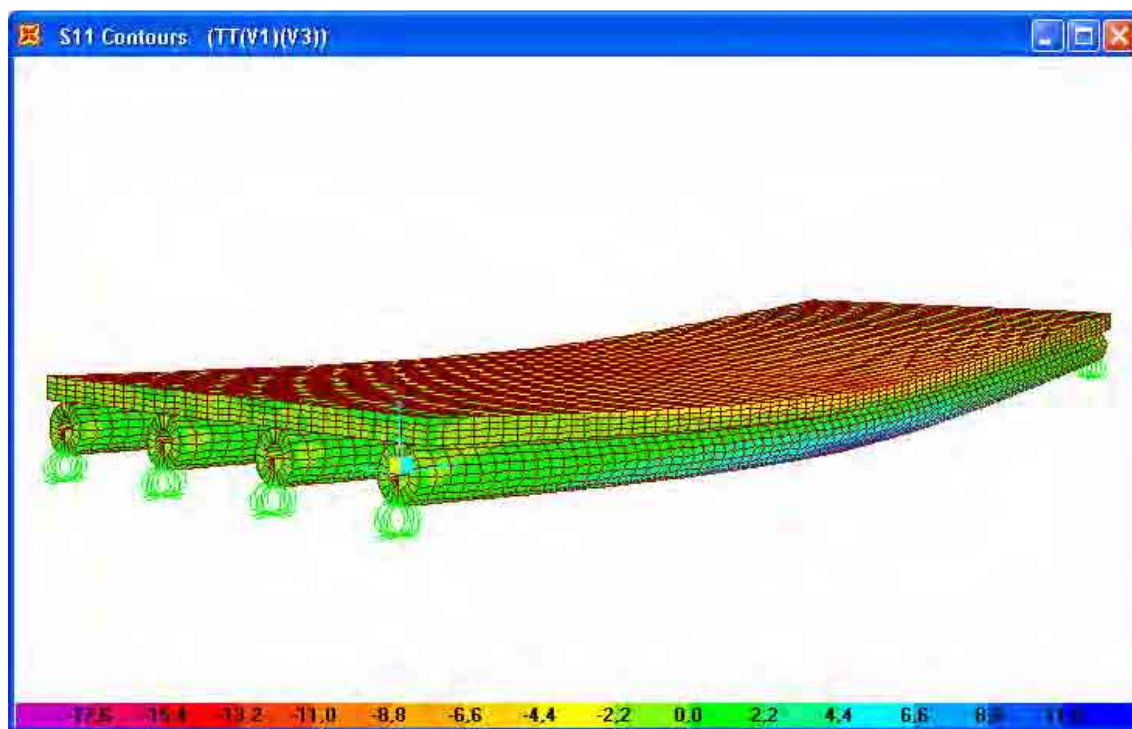


Figura 7.13 – Vista da deformada do tabuleiro misto de madeira-concreto – Trem-tipo – Vigas

1 e 3

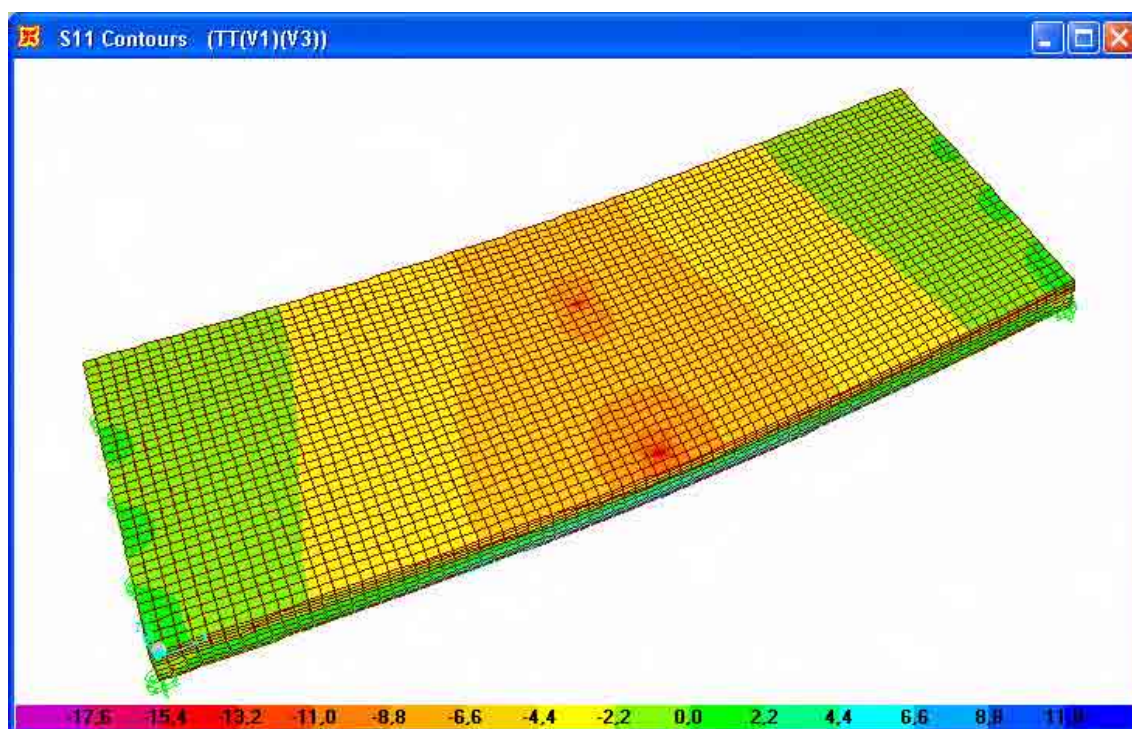


Figura 7.14 – Vista da parte superior das tensões normais do tabuleiro misto de madeira-concreto – Trem-tipo – Vigas 1 e 3

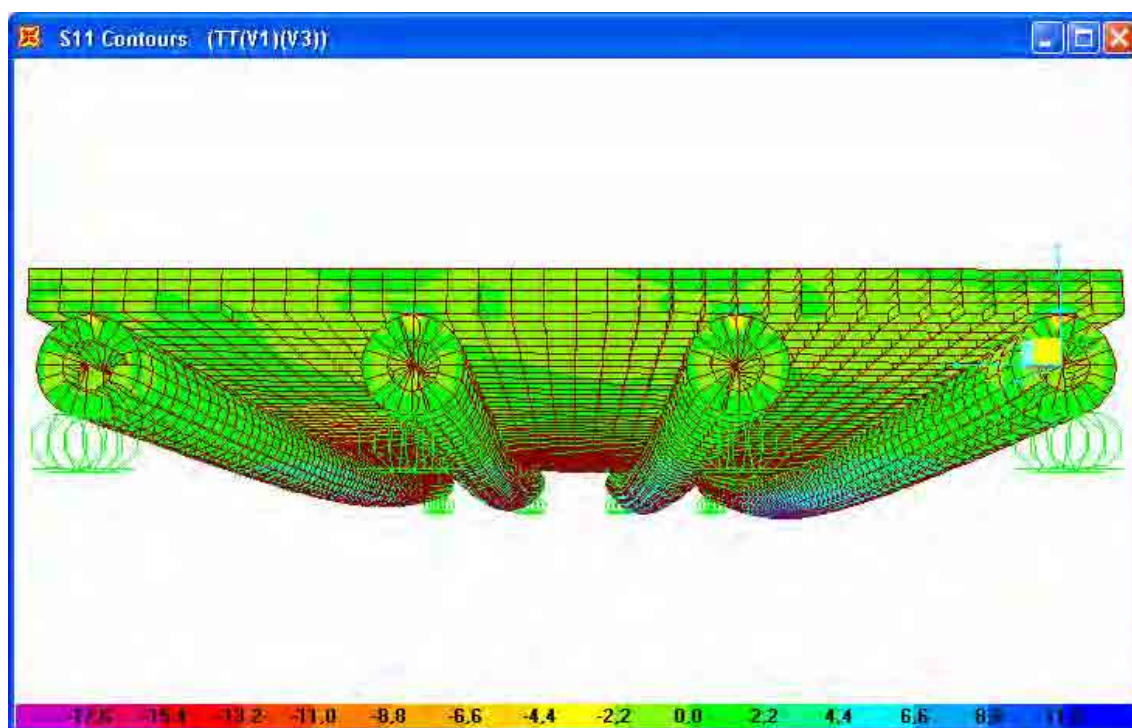


Figura 7.15 – Vista da parte inferior das tensões normais do tabuleiro misto de madeira-concreto – Trem-tipo – Vigas 1 e 3

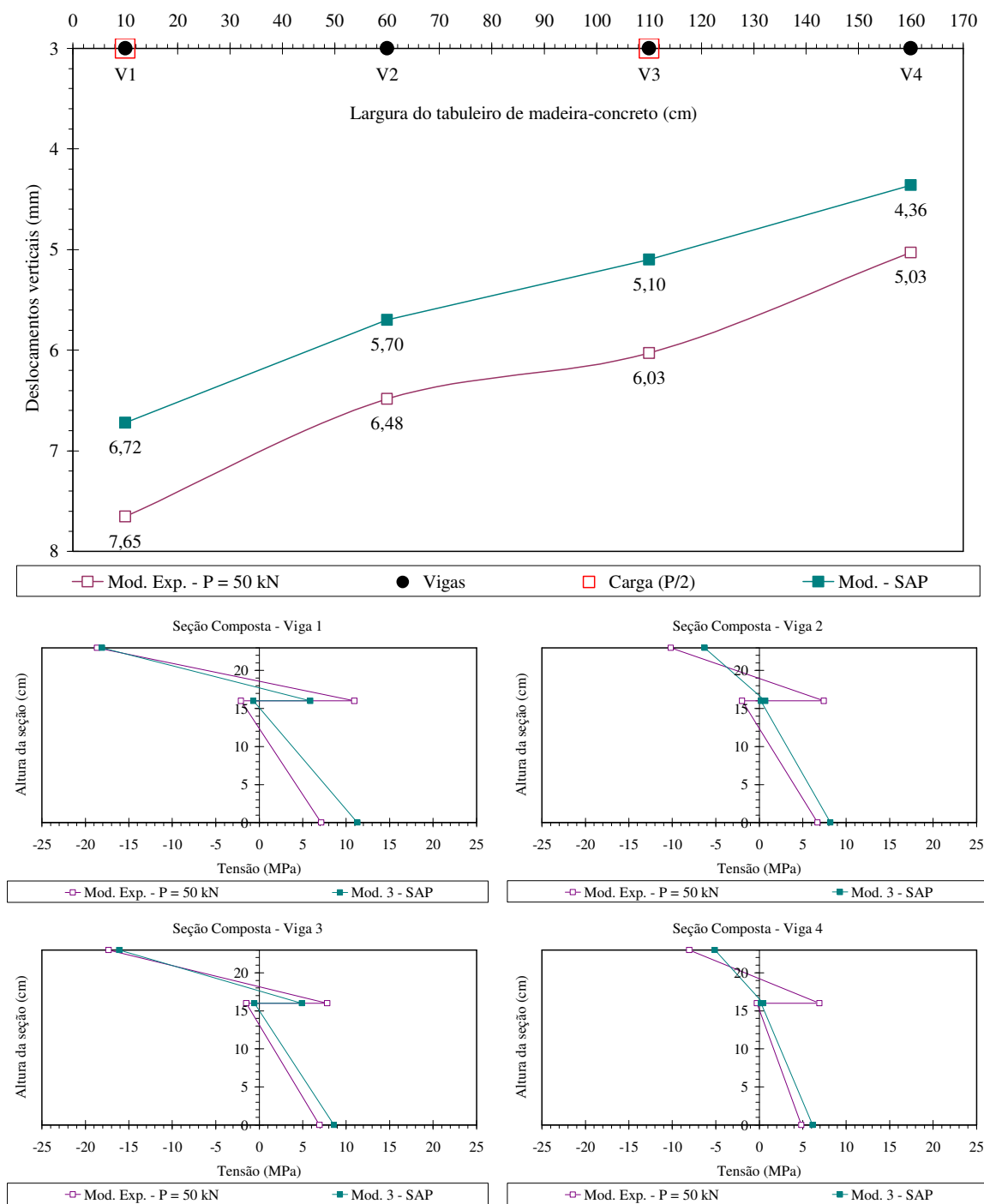


Figura 7.16 – Deslocamentos verticais e tensões normais no tabuleiro misto de madeira-concreto para o carregamento de trem-tipo experimental, valores obtidos pelo Eurocode 5 (1993) e SAP2000® – Trem-tipo – Vigas 1 e 3

7.4 Discussões

Os modelos numéricos propostos para representar o tabuleiro misto de madeira-concreto diferenciam-se pelo módulo de elasticidade que foi usado para representar a madeira e pela colocação do trem-tipo no tabuleiro misto.

No primeiro modelo tem-se o trem-tipo entre as vigas 1-2 e 3-4 e utilizou-se o módulo de elasticidade da madeira obtido experimentalmente no ensaio de flexão estática e o módulo de elasticidade do concreto obtido segundo a NBR 6118 (2003). Verificou-se graficamente pela Figura 7.12 que os resultados numéricos desse modelo foram inferiores aos resultados experimentais e teóricos, com esse apresentando uma rigidez superior para esse modelo.

No segundo modelo, onde também tem-se o trem-tipo localizado entre as vigas 1-2 e 3-4, usou-se o módulo de elasticidade efetivo da madeira, que foi obtido a partir do módulo de flexão estática, reduzido por um k_{mod} igual a 0,56, determinado pela NBR 7190 (1997) através de três fatores relacionados ao carregamento, umidade e categoria da madeira. Nesse modelo os resultados obtidos numericamente mostrados pela Figura 7.12 foram maiores e mais próximos dos valores reais e teóricos.

No modelo três usou-se os mesmos módulos de elasticidade do modelo um, mas o trem-tipo foi localizado sobre as vigas 1 e 3. Na análise numérica do modelo verifica-se que os valores estão bem próximos dos experimentais, mostrando que, para pequenos carregamentos onde o deslocamento vertical não alcança a flecha admissível os resultados numéricos tem uma proximidade muito boa dos teóricos.

É possível observar que os valores de tensão relacionados à tração no concreto, não correspondem aos valores teóricos, uma vez que os valores experimentais apresentam resultados muito elevados. Isso ocorreu porque os extensômetros foram colados diretamente no concreto e as micro fissuras resultaram em uma deformação muito alta nesses instrumentos. O correto teria sido a colagem do extensômetro na armadura longitudinal da laje.

8 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos nos ensaios de corpos-de-prova de compressão do tipo “push-out”, apresentaram módulos de deslizamento k superiores ao obtido pelo Eurocode 5 (1993). As vigas mistas de seção T e tabuleiro misto composto por vigas de madeira roliça, apresentaram módulos de deslizamento k bem próximos, mas esses valores são inferiores ao obtido pelo Eurocode 5 (1993).

Os resultados numéricos relacionados ao modelo onde utilizam o módulo de elasticidade do concreto igual 24665,44 MPa; e o módulo de elasticidade da madeira efetivo igual a 7611,97 MPa aplicado no SAP2000®, usando os elementos de sólidos, ficaram próximos dos resultados experimentais e teóricos. Desta forma conclui-se que o modelo numérico ajustado, pode representar o modelo e os esforços da estrutura mista. No modelo três onde utilizam o módulo de elasticidade do concreto igual 24665,44 MPa; e o módulo de elasticidade da madeira igual a 13592,80 MPa também apresentou resultados próximos do valor experimental, acredita-se que essa proximidade entre os resultados teóricos e experimentais são devido ao baixo carregamento aplicado no tabuleiro.

Verificou-se também que o comprimento de ancoragem do pino no concreto e na madeira foi suficiente para garantir a rigidez do material composto, nos três tipos de ensaios experimentais mesmo com carregamento próximo da ruptura.

Ao termino da pesquisa concluiu-se que a utilização do material composto madeira-concreto para a construção de pontes, pode ser aplicado utilizando-se a formulação do Eurocode 5 (1993) para obtenção da rigidez efetiva, e que a modelagem numérica utilizada nesse trabalho representou o comportamento estrutural desse tabuleiro misto de madeira-concreto.

Como sugestão para novos estudos sugere-se que sejam feitos ensaios de fadiga em estruturas mistas de madeira-concreto, pois desta forma será possível determinar se os pinos deverão ser colados ou não colados na madeira, e também determinar o tamanho mínimo de ancoragem do pino no concreto.

9 REFERÊNCIAS

AHMADI, B. H.; SAKA, M. P. Behavior of composite timber-concrete floors. **Journal of Structural Engineering – ASCE**, New York, v.119, n.10, p.3111-3130, 1993.

ALCÂNTARA SEGUNDINHO, P.G.; MATTHIESEN, J.A. Análise experimental de um modelo reduzido de uma ponte mista de madeira-concreto utilizando vigas de madeira roliça. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, 9, 2004, Cuiabá. **Anais...** Cuiabá: UFMT, 2004. (CD-ROM).

ALCÂNTARA SEGUNDINHO, P.G.; MATTHIESEN, J.A. Ligações em vigas mistas T de madeira-concreto utilizando pinos metálicos colados. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, 9, 2004, Cuiabá. **Anais...** Cuiabá: UFMT, 2004. (CD-ROM).

ALCÂNTARA SEGUNDINHO, P.G.; MATTHIESEN, J.A. Estudo de pinos de aço na ligação madeira-concreto. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, 8, 2002, Uberlândia. **Encontro...** Uberlândia: FECIV, 2002. (CD-ROM).

ALVIM, R. C.; ALMEIDA, P.A.O. Estudo paramétrico da rigidez efetiva dos pisos mistos de madeira e concreto. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURA DE CONCRETO, 5, 2003, São Paulo. **Anais...** São Paulo: EPUSP, 2003. (CD-ROM).

ALVIM, R. C.; VELOSO, L. A. C. M.; SOUZA JUNIOR, H. O.; ALMEIDA, P. A. Piso misto de madeira-concreto para uma edificação residencial. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, 7, 2000, São Carlos. **Anais...** São Carlos: EESC, 2000. (CD-ROM).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2003. 170p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 14931**: execução de estruturas de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7190**: projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro: ABNT, 1997. 107p.

BRANCO, J. M.; CRUZ, P. J. Lajes mistas de madeira-betão. **Engenharia Civil da Universidade do Minho**, Azurém, p.5-18, 2002.

CECCOTTI, A. Timber-concrete composite structures. In: BLASS, H. J.; AUNE, P.; CHOO, B. S. et al. **Timber engineering – STEP1**. Almere: Centrum Hout, 1995. (Lecture E13, The Netherlands)

CAPRETTI, S.; CECCOTTI, A. Service behaviour of timber – concrete composite beams: a 5-year monitoring and testing experience. **International Wood Engineering Conference**, New Orleans, v.3, p.443–449, 1996.

EUROPEAN PRESTANDARD, EUROCODE 5, Part 1–1, Design of timber structures: general rules and rules for buildings. Brussel: European Committee for Standardization, 1993, 110p. (ENV 1995–1–1)

FINNISH NATIONAL ROAD ADMINISTRATION – FINNRA. Nordic timber bridge project. **FINNRA-FimT2**, Finland, v.7, n.4, p.7-8, 1999.

GUTKOWSKI, R. M.; CHEN, T. M. Tests and analysis of mixed concrete-wood beams. **International Wood Engineering Conference**, New Orleans, v.3, p.436–442, 1996.

KREUZINGER, H. Mechanically jointed beams e columns. In: BLASS, H. J.; AUNE, P.; CHOO, B. S. et al. **Timber engineering STEP 1**. Almere: Centrum Hout, 1995. B11/1–B11/8. (Lecture B11, The Netherlands).

LINDEN, M. L. R.; BLASS, H. J. Timber-concrete composite floor systems. **International Wood Engineering Conference**, New Orleans, v.3, p.309–316, 1996.

MATTHIESEN, J. A. Estudo de vigas mistas T em concreto e madeira. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 30, 2002, Brasília, DF. **Anais...** Brasília, DF: UnB, 2002. (CD-ROM).

MATTHIESEN, J.A.; ALCÂNTARA SEGUNDINHO, P.G. Vigas mistas T de madeira-concreto com ligações de pinos de aço. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, 8, 2002, Uberlândia. **Encontro...** Uberlândia: FECIV, 2002. (CD-ROM).

MATTHIESEN, J. A. Contribuição ao estudo das estruturas mistas: estudo experimental de estruturas mistas de madeira e concreto interligadas por parafusos. Ilha Solteira, 2001. 84f. Tese (Livre-Docencia) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.

MATTHIESEN, J.A. Estudo da ligação madeira-concreto com parafusos auto-atarrachantes comerciais. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, 7, 2000, São Carlos. **Encontro...** São Carlos: USP/EESC, 2000. (CD-ROM).

MATTHIESEN, J.A. **Contribuição ao estudo das pontes de eucalipto citriodora.** São Carlos, 1988. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MUNGWA, M. S.; JULLIEN, J. F.; FOUJNET, A.; HENTGES, G. Experimental study of a composite wood-concrete beam with the INSA-Hilti new flexible shear connector. **Construction and Building Materials**, Reigate, v.13, p.371-382, 1999.

NATTERER, J. Tendencies in bridge construction. In: CONFERENCE ON TIMBER ENGINEERING, 5, 1998, Montreux. **Proceedings...** Lausanne: Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 1998. p.100–107.

NATTERER, J.; HAMM, J.; FAVRE, P. A. Composite wood-concrete floors for multi-story buildings. **International Wood Engineering Conference**, 1996, New Orleans, v.3, p.431–435, 1996.

NICOLAS, E. A. **Estudo de ligações em estruturas mistas de concreto madeira**. Campinas, 2001. 103f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil – Universidade Estadual de Campinas.

PIGOZZO, J. C. **Estudos e aplicações de barras de aço coladas, como conectores em lajes mistas de madeira e concreto para tabuleiros de pontes**. São Carlos, 2004. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SORIANO, J.; DINTEN, C. M.; TACITANO, M.; MASCIA, N. T. Análise teórico-experimental de uma viga de seção T em concreto-madeira. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, 6, 1998, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, 1998. v.4, p.283-294.

SORIANO, J.; MASCIA, N. T. Comportamento mecânico de ligações flexíveis em vigas mistas de concreto-madeira. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, 7, 2000, São Carlos. **Anais...** São Carlos: EESC, 2000. (CD-ROM).

SORIANO, J. **Estruturas mistas em concreto e em madeira: análise de vigas e painéis e aplicações na construção civil**. Campinas, 2001. Tese (Doutorado) – Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas.

SOUZA, A. J.; MAGALHÃES, L. N.; CHAHUD, E. Estudo da correlação entre o comportamento de corpos-de-prova de cisalhamento e vigas compostas madeira/concreto. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, 6, 1998, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, 1998. v.4, p.277–286.

SOUZA, C. R. **Utilização de estruturas mistas na recuperação da capacidade de cargas das pontes de madeira do Estado de Mato Grosso do Sul.** Ilha Solteira, 2004. 140f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.

STOJIC, D.; CVETKOVIC, R. Analysis of a composite timber-concrete structures according to the limite states: Design and innovate methods in coupling of a timber and concrete. **Architecture and Civil Engineering**, Lawrence, v.2, p.169-184, 2001.

STEVANOVIC, B. Elastically coupled timber-concrete beams. **International Wood Engineering Conference**, New Orleans, v.3, p.425–430, 1996.

TACITANO, M. **Análise de vigas de seção T em madeira-concreto com ligação semi-rígida.** Campinas, 2000. 193f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas.

TACITANO, E. G.; DEMARZO, M. A. Comportamento semi-rigido em estruturas mistas concreto-madeira. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERA ESTRUCTURAL, 29, 2000, Punta del Este. **Jornadas...** Punta del Este: S.n., 2000. (CD-ROM).

TAKAC, S. Experimental research of wood-concrete composite structures. **International Wood Engineering Conference**, New Orleans, v.3, p.299–303, 1996.

YTTRUP, P. J.; NOLAN, G. Performance of timber beam bridges in Tasmania. Disponível em: <<http://oak.arch.utas.edu.au/research/beam.asp>>. Acesso em: 24 jan. 2005.

YTTRUP, P. J. Concrete enhanced timber. **International Wood Engineering Conference**, New Orleans, v.3, p.304–308, 1996.