

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
Escola de Engenharia
Departamento de Engenharia de Estruturas

Tese de Doutorado

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO AO
CISALHAMENTO DE CONECTORES DE BARRAS DE AÇO
COM GANCHOS EM VIGAS MISTAS DE MADEIRA
LAMINADA COLADA E CONCRETO

Eng^a Eliene Pires Carvalho
Orientador: Prof. Dr. Edgar V. Mantilla Carrasco

Belo Horizonte
Maio de 2008

“O que sabemos é uma gota, o que ignoramos é um oceano.”

(Isaac Newton)

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todas as pessoas que colaboraram para esta pesquisa.

Ao meu querido Gabriel, aos meus pais Vitória e Joaquim e à minha irmã Geisy.

Ao Prof. Dr. Edgar Vladimiro Mantilla Carrasco, que me proporcionou esta grande oportunidade.

Ao Prof. Dr. Nilson Tadeu Mascia da UNICAMP/ FEC - Departamento de Estruturas, pelos importantes comentários e orientações para a elaboração da tese.

A todos os professores do departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG.

À colega Ana Lúcia Crespo Oliveira, pela ajuda com materiais de pesquisa.

Aos colegas Augusto, Edna, Fernanda, Paulo, Eduardo, Jamile, Adriana, Rodrigo Caldas, Igor, Antônio Jr., Daniel, Victor, Karina, Luciana, Alexander, Luizmar e Gisele.

À Pró-Reitoria de Pesquisas da UFMG, FAPEMIG, FINEP e CNPQ, pelo apoio financeiro.

À Lafarge Concreto, especialmente ao Engenheiro Carlos Junior de Resende, pela definição do traço do concreto e pela doação de todos os materiais utilizados.

À Borden Química Indústria e Comércio Ltda pela doação do adesivo utilizado na fabricação das vigas de madeira laminada colada.

À Tubolit Ltda pela doação dos adesivos utilizados para ancoragem dos conectores.

Aos Técnicos Erick, Frederico e Geraldo pelo grande apoio na preparação e execução dos ensaios.

À ESMAD pela fabricação das vigas de madeira laminada colada.

Às queridas Inês, Iracema, Lucíola, Patrícia e Alessandra, pela atenção e pelo carinho.

SUMÁRIO

Lista de Figuras	i
Lista de Tabelas	iv
Resumo	vi
Abstract	vii

1 Introdução	1
1.1 Considerações Preliminares	1
1.2. Justificativa do Estudo	6
1.3 Objetivos do Estudo	7
2 Revisão Bibliográfica	9
2.1 Estudos Experimentais sobre Estruturas Mistas de Madeira e Concreto	9
2.1.1 Considerações sobre os ensaios de cisalhamento	35
2.2 Expressões Teóricas para o Cálculo da Resistência e do Módulo de Deslizamento de Conectores Tipo Pino, em Estruturas Mistas de Madeira-Concreto	37
2.2.1 Considerações sobre os Modelos Teóricos	44
3 Materiais e Métodos	45
3.1 Materiais	45
3.2 Metodologia de Pesquisa	47
3.2.1 Ensaio de Arrancamento na Madeira	47
3.2.2 Ensaio de Arrancamento no Concreto	51
3.2.3 Ensaio de Cisalhamento	53
3.2.3.1 Definição dos Corpos de Prova e Planejamento dos Ensaio	53
3.2.3.2 Confeção dos Corpos de Prova	59
3.2.4 Ensaio de Flexão de Modelos de Vigas Mistas	66
3.2.5 Ensaio de Caracterização dos Materiais	75

4 Apresentação e Análise dos Resultados	76
4.1 Caracterização dos Materiais	76
4.2 Definição dos Comprimentos de Ancoragem das Barras de Aço no CP de Cisalhamento	77
4.2.1 Ensaios de Arrancamento na Madeira	78
4.2.1.1 Estudo do Desempenho de Adesivos Estruturais	78
4.2.1.2 Estudo da Influência do Diâmetro do Furo na Resistência ao Arrancamento	83
4.2.2 Ensaios de Arrancamento no Concreto	89
4.2.3 Considerações Finais sobre a Definição dos Comprimentos de Ancoragem das Barras de Aço no CP de Cisalhamento	92
4.3 Resultados dos Ensaios de Cisalhamento	93
4.3.1 Resistência da Ligação	95
4.3.2 Rigidez da Ligação	102
4.3.3 Considerações sobre os Ensaios de Cisalhamento	107
4.4 Resultados dos Ensaios de Flexão de Vigas Mistas	107
4.4.1 Caracterização dos Materiais	107
4.4.2 Determinação da Rigidez da Conexão na Flexão	108
5 Avaliações Teóricas da Resistência e da Rigidez dos conectores	115
5.1 Capacidade Resistente do Elemento de Ligação	115
5.1.1 Expressões Propostas pelo EUROCODE 5–parte 1 (draft final)	115
5.1.2 Expressões Propostas por CECCOTI (1995)	119

5.1.3 Expressões Propostas pelo EUROCODE 5–parte 1 (draft final 2003) para Ligações entre Peças de Madeira e Chapas Finas de Aço	121
5.1.4 Comparações entre os Valores Teóricos e Experimentais	122
5.2 Módulo de Deslizamento da Ligação	124
6 Conclusões	127
7 Recomendações e Sugestões para Pesquisas Futuras	130
7.1 Recomendações	130
7.2 Sugestões para Pesquisas Futuras	131
8 Bibliografias e Referências	133
9 Anexos	140
9.1 Dimensionamento de vigas mistas madeira-concreto segundo o EUROCODE 5	141
9.2 Avaliações Estatísticas dos Resultados Experimentais	144

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1. 1– Igreja de madeira mais antiga da Noruega, em Urnes (século 12).	1
FIGURA 1. 2 - Templo de Todaiji (Japão).....	2
FIGURA 1. 3– Ponte Vihantasalmi (Finlândia)	2
FIGURA 1. 4 – Construção de ponte de MLC – Campus São Carlos - SP.....	3
FIGURA 1. 5 – Residência em Nova Lima (BRASIL)	3
FIGURA 1. 6 – Viga concreto-madeira ação composta parcial - CECCOTTI (1995)....	4
FIGURA 1. 7 – Módulo de deslizamento -MASCIA e SORIANO (2004).....	5
FIGURA 1. 8– Corpo de prova para ensaio de cisalhamento.....	6
FIGURA 2. 1– Caracterização do conector -TURRINI e PIAZZA (1983).....	10
FIGURA 2. 2– Ensaio de cisalhamento – AHMADI e SAKA (1993).....	11
FIGURA 2. 3– Corpos de prova para o ensaio de cisalhamento - SOUZA (1997).....	11
FIGURA 2. 4– (P) ensaios <i>Push-out</i> ; (S) ensaios de cisalhamento puro-	12
FIGURA 2. 5 – Corpo de prova – SORIANO (2001)	12
FIGURA 2. 6– Corpos de prova para o ensaio - MUNGWA et al (1998)	13
FIGURA 2. 7 – Corpos de prova utilizados nos ensaios de FAUST e SELLE (1999) .	14
FIGURA 2. 8 – Confinamento do concreto- WEAVER (1999).....	14
FIGURA 2. 9 – Corpo de prova - BENÍTEZ (2000) - (medidas em mm).....	15
FIGURA 2. 10 - Corpo de prova - OLIVEIRA (1999) – (medidas em mm)	15
FIGURA 2. 11 – Corpo de prova – BATHON e GRAF (2000).....	16
FIGURA 2. 12 - Corpo de prova – CLOUSTON et al (2004).....	17
FIGURA 2. 13– Ensaio de cisalhamento- GUTKOWSKI et al (2001).....	17
FIGURA 2. 14 – Detalhe do corpo de prova - NICOLAS (2001).....	18
FIGURA 2. 15 – Corpos de prova – MATTHIESEN e SEGUNDINHO (2002).....	19
FIGURA 2. 16 – Corpos de prova - medidas em mm – HOLSCHEMACHER (2002).20	
FIGURA 2. 17 – Corpos de prova – HEIDUSCHKE e KASAL (2003).....	21
FIGURA 2. 18 – Conectores utilizados por BRANCO (2003)	21
FIGURA 2. 19 – Modelo e dimensões do corpo de prova (mm) – BRANCO (2003) ..	22
FIGURA 2. 20 – Corpos de prova - medidas em cm – PIGOZZO (2004).....	23
FIGURA 2. 21 – Corpos de prova - CECCOTTI et al (2006).....	24
FIGURA 2. 22 – Tipos de corpos de prova adotados para ensaios de cisalhamento	36
FIGURA 2. 23 – Modos de ruptura para ligações entre peças de madeira.....	37
FIGURA 2. 24– Modos de ruptura das ligações madeira-concreto – BRANCO (2003)39	
FIGURA 2. 25 – Modos de ruptura para ligações madeira-madeira - DIAS (2005)...	40
FIGURA 2. 26 – Modos de ruptura para ligações madeira-aço–DIAS (2005)	41
FIGURA 3. 1– Corpo de prova de MLC para os ensaios de arrancamento	48
FIGURA 3. 2– Condicionamento dos CPs para o ensaio de arrancamento	49
FIGURA 3. 3 – Acessório para o ensaio e transdutores de deslocamento	49
FIGURA 3. 4 – Colagem das barras de aço nos CPs de MLC	50
FIGURA 3. 5 – Detalhe dos corpos-de-prova para o ensaio de arrancamento.....	51
FIGURA 3. 6 – Corpos de prova de concreto para os ensaios de arrancamento.....	52
FIGURA 3. 7 – Acessório para o ensaio de arrancamento	52
FIGURA 3. 8 – Detalhe para ancoragem do conector no concreto	54

FIGURA 3. 9 – Modelos para o desenvolvimento dos corpos de prova de referência .	55
FIGURA 3. 10 – Corpos de prova para os conectores de 8 mm.....	56
FIGURA 3. 11– Corpos de prova para os conectores de 10 mm.....	57
FIGURA 3. 12– Corpos de prova para os conectores de 12.5 mm.....	58
FIGURA 3. 13 – Forma dos conectores de cisalhamento.....	59
FIGURA 3. 14– Posicionamento dos transdutores do aparelho de ultra-som na tábua..	60
FIGURA 3. 15 - Corpo de prova para ensaio de cisalhamento (<i>push-out</i>).....	61
FIGURA 3. 16 – Colagem dos conectores na madeira.....	63
FIGURA 3. 17 – Fixação de camada plástica na madeira.....	63
FIGURA 3. 18 – Armadura para os corpos de prova	63
FIGURA 3. 19 – Confeção das formas	64
FIGURA 3. 20 – CP’s para os ensaios de cisalhamento - cura sem condicionamento .	65
FIGURA 3. 21 – Ensaio de cisalhamento - Corpos de prova tipos A e B.....	65
FIGURA 3. 22 – Ensaio de cisalhamento - Corpo de prova tipo C.....	65
FIGURA 3. 23 – Viga mista com 2 conectores de 8,0 mm	67
FIGURA 3. 24 – Vigas mistas com 4 e 8 conectores de 8,0 mm	68
FIGURA 3. 25 – Vigas mistas com 2 e 4 conectores de 10,0 mm	69
FIGURA 3. 26 – Vigas mistas com 2 e 4 conectores de 12,5 mm	70
FIGURA 3. 27– Modelo de treliça para armadura transversal –	71
FIGURA 3. 28– Superfície típica de falha ao cisalhamento – QUEIROZ et al (2001)..	71
FIGURA 3. 29 – Fixação dos conectores nas vigas mistas	72
FIGURA 3. 30 – Formas e armaduras das vigas mistas	72
FIGURA 3. 31 – Esquema de apoio e de carregamento das vigas	73
FIGURA 3. 32 – Detalhe da medição do deslizamento relativo de extremidade	74
FIGURA 3. 33 – Medição do deslizamento relativo no alinhamento do conector.....	74
FIGURA 3. 34 – Detalhe dos extensômetros	75
FIGURA 4. 1 – Definição dos comprimentos de ancoragem nos CPs de cisalhamento	78
FIGURA 4. 2– <i>Dotplots</i> : Força de arrancamento x Tipo de adesivo	79
FIGURA 4. 3–Curva Força x deslizamento relativo - adesivo epóxi 5100.....	80
FIGURA 4. 4–Curva Força x deslizamento relativo - adesivo MFM	81
FIGURA 4. 5 – Curva Força x deslizamento relativo - adesivo ME.....	81
FIGURA 4. 6– Curva Força x deslizamento relativo - adesivo A313	81
FIGURA 4. 7 – Modo de ruptura dos CPs com Adesivo epóxi 5100.....	82
FIGURA 4. 8 – Modo de ruptura dos CPs com Adesivo MFM.....	82
FIGURA 4. 9 – Modo de ruptura dos CPs com Adesivo Massa epóxi	83
FIGURA 4. 10 – Modo de ruptura dos CPs com Adesivo A313.....	83
FIGURA 4. 11 – <i>Dotplots</i> : Força de arrancamento x Diâmetro do furo	85
FIGURA 4. 12 – Curva Força x deslizamento relativo – Φ furo =11,0 mm	86
FIGURA 4. 13 – Curva Força x deslizamento relativo - Φ furo =12,0 mm.....	86
FIGURA 4. 14 – Curva Força x deslizamento relativo - Φ furo =13,0 mm.....	86
FIGURA 4. 15 –Curva Força x deslizamento relativo – Φ furo 14,0 mm	87
FIGURA 4. 16 – Modo de ruptura do CP1– Φ furo=12,0 mm.....	87
FIGURA 4. 17 – Modos de ruptura dos CPs 2,3 e 4 - Φ furo=12,0 mm.....	88
FIGURA 4. 18 – Modos de ruptura dos CPs 1 e 3 - Φ furo=13,0 mm.....	88
FIGURA 4. 19 - Modos de ruptura dos CPs 2,3 e 4 - Φ furo=14,0 mm.....	89
FIGURA 4. 20– Curva Força x deslizamento relativo - barras de aço retas	90
FIGURA 4. 21– Curva Força x deslizamento relativo - barras de aço c/ gancho	90

FIGURA 4. 22 - Arrancamento de barras de aço em CPs de concreto.....	91
FIGURA 4. 23 - CP de concreto serrado, após a ruptura	91
FIGURA 4. 24 - Arrancamento de barra de aço, com gancho, em CP de concreto	91
FIGURA 4. 25 - CP de concreto após a ruptura	91
FIGURA 4. 26 – Ancoragem do conector na laje mista de concreto e MLC.....	93
FIGURA 4. 27 – Resistências das ligações x Tipos de CPs.....	95
FIGURA 4. 28 – <i>Dotplots</i> : Resistência ao cisalhamento x tipo de CP.....	96
FIGURA 4. 29– Modo de ruptura para os CPs tipos A e B – conectores de 8 mm.....	97
FIGURA 4. 30– Fissuração do concreto nos CPs tipo A – conectores de 8 mm	97
FIGURA 4. 31 – Modo de ruptura dos CPs tipo C – conectores de 8 mm.....	98
FIGURA 4. 32– Fissuração do concreto nos CPs tipo C – conectores de 8,0 mm.....	98
FIGURA 4. 33– Modo de ruptura dos CPs tipo A – conectores de 10 mm e 12,5 mm .	98
FIGURA 4. 34 – Fissuração do concreto nos CPs tipo A – conectores de 10 mm	99
FIGURA 4. 35– Fissuração do concreto nos CPs tipo A – conectores de 12,5 mm	99
FIGURA 4. 36– Ruptura na linha de cola – conectores de 12,5 mm	99
FIGURA 4. 37– Modo de ruptura dos CPs tipo C – conectores de 10 mm.....	100
FIGURA 4. 38– Fissuração do concreto nos CPs tipo C – conectores de 10,0 mm.....	100
FIGURA 4. 39– Fissuração do concreto nos CPs tipo C – conectores de 12,5 mm.....	100
FIGURA 4. 40– Fissuração do concreto nos CPs tipo C.....	101
FIGURA 4. 41– Modo de ruptura dos CPs.....	101
FIGURA 4. 42– Curva Carga-Deslizamento (v) idealizada – EN 26891	102
FIGURA 4. 43– Curvas Carga x Deslizamento - conectores de 8,0 mm	104
FIGURA 4. 44– Curvas Carga x Deslizamento - conectores de 10,0 mm	105
FIGURA 4. 45– Curvas Carga x Deslizamento s - conectores de 12,5 mm.....	106
FIGURA 4. 46– Deformações nas seções transversais das vigas.....	109
FIGURA 4. 47 – Esquema de carregamento e localização dos extensômetros.....	109
FIGURA 4. 48 –Força no conector x deslizamento relativo – 2 Conectores de 8,0 mm	110
FIGURA 4. 49 –Força no conector x deslizamento relativo – 8 Conectores de 8,0 mm	111
FIGURA 4. 50 - Força no conector x deslizamento relativo – 2 Conectores de 10,0 mm	112
FIGURA 4. 51 - Força no conector x deslizamento relativo – 2 Conectores de 12,5 mm	112
FIGURA 4. 52 - Força no conector x deslizamento relativo – 4 Conectores de 12,5 mm	113
FIGURA 5. 1– Modos de ruptura para ligações entre peças de madeira.....	116
FIGURA 5. 2 – Modos de ruptura para peças de madeira e aço EUROCODE 5.....	121
FIGURA 5. 3 – Modo de Ruptura dos CPs de concreto e MLC	124
FIGURA 5. 4 - Modo de ruptura para peças de madeira e chapas finas de aço	124
FIGURA 7. 1- Dimensões mínimas para o CP de cisalhamento	131

LISTA DE TABELAS

TABELA 2. 1 – Características de ensaios de ligações realizados por diversos pesquisadores – folha 1/10.....	25
TABELA 3. 1 – Características do Traço do Concreto	46
TABELA 3. 2 – Planejamento dos ensaios de arrancamento – Estudo dos adesivos.....	48
TABELA 3. 3 – Planejamento dos ensaios de arrancamento – estudo dos diâmetros ...	50
TABELA 3. 4– Planejamento dos ensaios de arrancamento em CPs de concreto	51
TABELA 3. 5 – Planejamento dos ensaios de cisalhamento.....	59
TABELA 3. 6 – Vigas utilizadas para confecção dos CPs de cisalhamento	62
TABELA 3. 7 – Dados das concretagens dos CPs de cisalhamento	64
TABELA 4. 1 –Propriedades Mecânicas das barras de aço - Valores Médios	76
TABELA 4. 2 – Propriedades físicas e mecânicas da madeira - CPs de cisalhamento..	77
TABELA 4. 3- Umidade e densidade da madeira – estudo dos adesivos	78
TABELA 4. 4– Resistência ao arrancamento de barras de aço (kN)– estudo dos adesivos	79
TABELA 4. 5 Umidade e densidade da madeira – estudo do diâmetro do furo	84
TABELA 4. 6 – Resistência ao arrancamento de barras de aço (kN)	84
TABELA 4. 7 – Resistência ao arrancamento de barras de aço no concreto (kN).....	89
TABELA 4. 8 – Valores de resistências médias ao arrancamento (kN).....	92
TABELA 4. 9 – Propriedades dos concretos utilizados nos CPs de cisalhamento	94
TABELA 4. 10 – Resistências máximas (kN) - ensaios de cisalhamento	95
TABELA 4. 11 – Módulo de deslizamento (k_s) por conector - (kN/mm)	102
TABELA 4. 12 – Características mecânicas do concreto utilizado nas vigas mistas...	108
TABELA 4. 13 – Teores médios de umidade e características mecânicas da madeira, na direção paralela às fibras.....	108
TABELA 4. 14 – Módulo de deslizamento (k) por conector - (kN/mm)	113
TABELA 5. 1 –Resistência dos conectores – Modelo madeira-madeira - EUROCODE 5	118
TABELA 5. 2 –Resistência dos conectores – Modelo madeira-madeira – DIAS (2005)	119
TABELA 5. 3 – Resistência dos conectores – CECCOTI (1995).....	120
TABELA 5. 4 – Resistência dos conectores – Madeira - chapas finas - EUROCODE 5	122
TABELA 5. 5– Resistência dos conectores -Valores Experimentais x valores teóricos	123
TABELA 5. 6 –Valores Experimentais x valores teóricos (k_s)	125

RESUMO

O principal objetivo deste trabalho foi propor um corpo de prova de referência para o ensaio de cisalhamento de conectores tipo pinos, em estruturas mistas de madeira e concreto armado. Para isto, foram executados ensaios de arrancamento de barras de aço em CPs de madeira, arrancamento de barras de aço em CPs de concreto, ensaios de cisalhamento e de flexão em vigas mistas. Os ensaios de arrancamento foram executados com as seguintes finalidades: definir qual adesivo seria adotado para a colagem dos conectores, avaliar a influência do diâmetro do furo na resistência ao arrancamento da barra na madeira e comparar as resistências ao arrancamento das barras de aço no concreto e na madeira. Os ensaios de cisalhamento (*push-out*) foram executados para se avaliar a influência da configuração do corpo de prova (concreto-madeira-concreto CMC ou madeira-concreto-madeira MCM) nos resultados de resistência e de módulo de deslizamento do conector. Também comparou-se o comportamento dos conectores, nos ensaios de cisalhamento, com o comportamento dos mesmos nos ensaios de flexão de vigas mistas. Além disto, os valores experimentais de resistência e de módulo de deslizamento da conexão foram comparados com valores teóricos, calculados segundo expressões propostas por normas técnicas e por alguns pesquisadores. Os conectores utilizados foram barras de aço nervuradas de 8,0, 10,0 e 12,5 mm tipo CA-50 e a madeira utilizada foi laminada colada de *Eucalyptus Grandis*. Os adesivos adotados foram à base de resina epóxi com as seguintes denominações: Scuna 5100, Scuna massa para filetagem com microfibra vegetal (MFM), massa epóxi de dois componentes (ME) e adesivo epóxi de dois componentes A313. Os concretos foram dosados para uma resistência característica à compressão (f_{ck}) de 25 MPa, aos 28 dias de idade, e possuíram uma armadura composta por barras de aço CA-50, com diâmetros de 6,3 mm. Nos ensaios de arrancamento, os resultados indicaram que o adesivo 5100 apresentou o melhor desempenho e que as variações adotadas para o diâmetro do furo não mostraram influência significativa no valor da resistência ao arrancamento. Além disto, as barras coladas na madeira, utilizando-se os adesivos 5100, MFM e ME, apresentaram maior resistência ao arrancamento que as barras ancoradas no concreto. Nos ensaios de cisalhamento, a configuração do CP (MCM ou CMC)

influenciou nos valores de resistência e de módulo de deslizamento de um mesmo conector. Nos ensaios de flexão, os valores de módulo de deslizamento da conexão foram muito diferentes daqueles determinados nos ensaios de cisalhamento. Uma aproximação razoável, entre os valores teóricos e experimentais de resistência da conexão, foi obtida adotando-se o modelo teórico para peças de madeira e chapas finas de aço, proposto pelo EUROCODE 5. Quanto ao módulo de deslizamento da conexão, também foi obtida uma boa aproximação entre os valores experimentais e os teóricos. O corpo de prova que melhor representou os valores de resistência e de rigidez, experimentais e teóricos, das ligações estudadas, foi do tipo CMC. No entanto, as características geométricas desse CP respeitaram as disposições mínimas, prescritas nas normas de projeto, para possibilitar a avaliação do comportamento do conector, sem a ruptura prematura do concreto ou da madeira.

Palavras-chave: ligações em madeira-concreto, barras coladas, ensaios de arrancamento, ensaios de cisalhamento, ensaios de flexão e madeira laminada colada.

ABSTRACT

The main objective of this work was to propose a reference specimen for the push-out test of rod-type fasteners in timber-concrete connections. The following experimental tests have been performed in order to achieve the goals of this research: pull-out tests of bonded-in steel rods in wood specimens, pull-out tests of bonded-in steel rods in concrete specimens, push-out tests and bending tests in timber-concrete composite beams. The pull-out tests were executed with the following objectives: to define what adhesive would be adopted for the glue-in rods, to evaluate influence of the hole diameter in the pull-out strength, and to compare the pull-out strength of bonded-in steel rods in concrete and wood. The push-out tests were performed to evaluate the influence of the form and dimensions of the test specimens (concrete-wood-concrete CWC or wood-concrete-wood WCW) on the results of the connection strength and on the connection slip modulus. The main purpose of the bending tests was to evaluate the behaviour of the bonded-in steel rods in mixed beams and to compare it to the rod behavior in the push-out tests through the slip modulus. Furthermore, the experimental values obtained for the connection strength and slip modulus were compared with analytical results, calculated using the formulae suggested by technical standards and by some researchers. The connection system was constructed using 8,0, 10,0 and 12,5 mm diameter corrugated bars made of steel CA50 and Eucalyptus Grandis glulam. The types of adopted adhesive were based on epoxy resin denominated: Scuna 5100, Scuna mass for filleting with microfibre plant (MFM), epoxy mass of two components (ME) and epoxy adhesive of two components A313. The concrete mix was dosed to present a compressive characteristic resistance (f_{ck}) of 25 MPa, at 28 days of age, and had a steel reinforcement mesh composed of 6,0 mm diameter corrugated bars made out of steel CA50. In the pull-out tests the results indicated that the adhesive Scuna 5100 showed the best performance and that the variations adopted for the diameter of the hole showed no significant influence on the value of the pull-out strength. In addition, the bonded-in steel rods in wood, using the adhesive Scuna 5100, MFM and ME showed greater pull-out strength than the bar anchored in concrete. In the push-out tests, the form and dimensions of test specimens (WCW or CWC) had influence on the joints strength and on the slip modulus of joints. In bending tests, the values of the connections slip

modulus were quite different from those determined in push-out tests. A reasonable approximation, between the experimental and analytical results for the connection resistance, was obtained by adopting the theoretical models for steel-to-timber connections proposed through the formulae suggested by EUROCODE 5. For the connection slip modulus, a good approximation between experimental and analytical results was also obtained. The specimen that best represented the connection strength and the connection slip modulus, experimental and theoretical, was the CWC. However, the geometric features that CP respected the minimum provisions, prescribed in the standards of design, to enable it to be assessed the performance of the connector, without premature rupture of the concrete or wood.

Keywords: timber concrete connections, bonded-in steel rods, pull-out tests, push-out tests, bending tests and glulam.

1

INTRODUÇÃO

1.1 – Considerações Preliminares

Sistemas construtivos de madeira estão presentes em vários países do mundo. Eles constituem desde pequenas casas e estruturas provisórias, até grandes obras como restaurantes, auditórios, pontes, coberturas, entre outras que são verdadeiras obras de arte. A sua grande durabilidade pode ser demonstrada com exemplos tais como algumas igrejas da Noruega, com mais de 800 anos, ou o Templo de Todaiji, no Japão, construído no ano de 1708 (BRANCO, 2003).



FIGURA 1. 1– Igreja de madeira mais antiga da Noruega, em Urnes (século 12).

Fonte: <http://fiveprime.org/hivemind/Tags/stavkirke>



FIGURA 1. 2 - Templo de Todaiji (Japão)

Fonte: <http://www.nippobrasil.com.br/3.turismo/377.shtml>

A madeira também tem sido utilizada para a construção de estruturas mistas. As seções compostas por materiais diferentes adquiriram uma grande importância, uma vez que os engenheiros têm buscado aproveitar as melhores características de cada material e o seu bom comportamento em conjunto. Nas seções compostas de concreto e madeira, o concreto oferece excelente resistência à compressão, aumenta a rigidez da estrutura e a proteção da madeira contra a ação do meio ambiente (YTTRUP, 2005). Um exemplo é a ponte Vihantasalmi, localizada na Finlândia, com comprimento total de 168 metros.



FIGURA 1. 3– Ponte Vihantasalmi (Finlândia)

Fonte: http://www.rantakokko-co.com/Vihantasalmen_bridge.htm

No Brasil, podem ser citadas as pontes de madeira construídas no estado de São Paulo. O aumento da eficiência e da durabilidade das pontes foi obtido com o desenvolvimento de novas técnicas e com tratamento da madeira. Entre as técnicas adotadas, pode-se

citar a utilização de estrutura mista com tabuleiro de concreto e vigas de pinus e eucalipto, provenientes de reflorestamento (AGÊNCIA FAPESP, 2004).



FIGURA 1. 4 – Construção de ponte de MLC – Campus São Carlos - SP

Fonte: <http://www.eesc.usp.br/ibramem/fotos.htm>

Também pode ser citado, no Brasil, o uso de estruturas mistas para a construção de residências, como mostrado na FIG. 1.5. Nesta residência, construída no município de Nova Lima (Brasil), a laje de concreto é suportada por vigas de concreto e de madeira laminada colada.



FIGURA 1. 5 – Residência em Nova Lima (BRASIL)

Fonte: <http://www.arcoweb.com.br/arquitetura/arquitetura129.asp>

Outro campo de aplicação para as estruturas mistas é o de recuperação das construções de madeira, principalmente nas edificações antigas. Para estes casos, os assoalhos poderiam ser utilizados como formas para a nova placa de concreto (TURRINI e PIAZZA, 1983) e (BATHON e GRAF, 2000).

O ponto principal para a boa performance do sistema composto é a conexão entre os dois materiais. Segundo BRANCO (2003), a capacidade resistente original da estrutura e sua rigidez à flexão poderão ser aumentadas, adotando-se uma ligação eficiente entre a placa de concreto e a viga de madeira.

O grau de ação composta entre a viga de madeira e a laje de concreto depende da rigidez da conexão e pode ser classificada como total ou parcial. No caso de ação composta total, quando a seção é submetida ao carregamento, não existem deslizamentos relativos entre os dois materiais. Por outro lado, se existirem deslizamentos relativos, o grau de ação composta é parcial e a rigidez da conexão (k) determina a distribuição de tensões ao longo da seção.

Um modelo de cálculo, que considera ação composta parcial, é citado por CECCOTTI (1995) e também pelo EUROCODE 5. Neste modelo a madeira, o concreto e a conexão são considerados linearmente elásticos e o comportamento básico é representado pela FIG. 1.6.

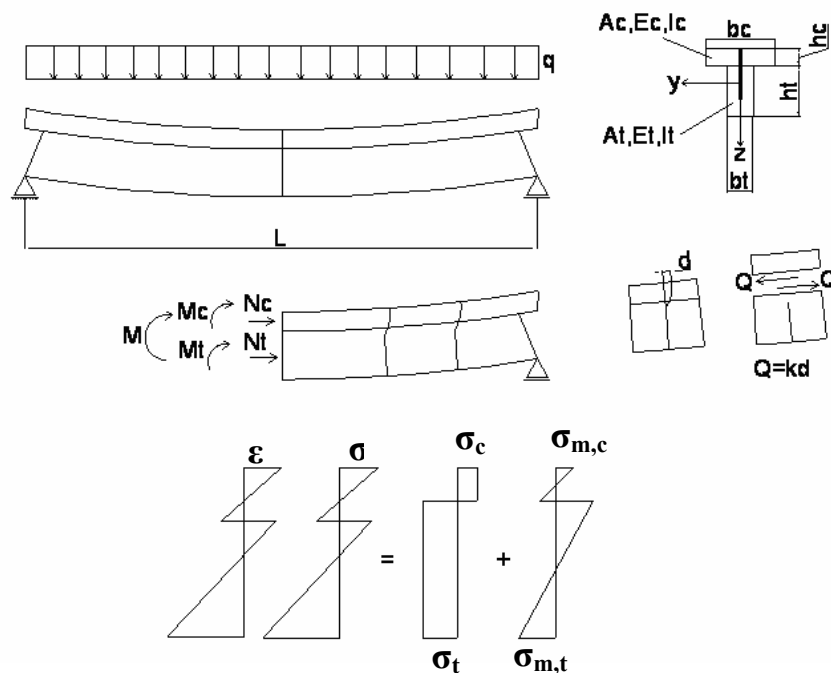


FIGURA 1. 6 – Viga concreto-madeira ação composta parcial - CECCOTTI (1995)

Onde:

A_c = área da seção de concreto;

E_c = módulo de elasticidade do concreto;

I_c = inércia da seção de concreto;

A rigidez da conexão (k) foi denominada módulo de deslizamento por conector e, segundo MASCIA e SORIANO (2004), ela quantifica a resistência oferecida contra o deslizamento relativo entre o concreto e a madeira, quando a estrutura é carregada. O módulo de deslizamento pode classificar-se em de serviço (k_{ser}), para o estado limite de serviço e último (k_u) para o estado limite último. O primeiro corresponde aos níveis de carregamentos iniciais e o segundo pode ser considerado como $k_u = 2/3 k_{ser}$ (FIG. 1.7).

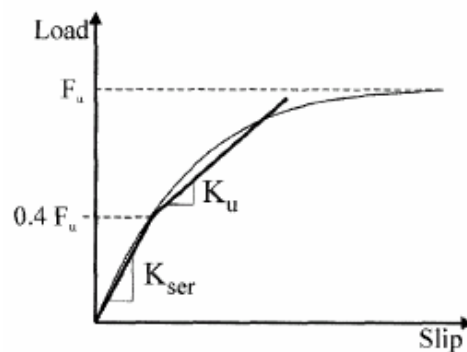


FIGURA 1. 7 – Módulo de deslizamento -MASCIA e SORIANO (2004)

O módulo de deslizamento de serviço (k_{ser}) e a resistência da conexão são parâmetros importantes para o dimensionamento das vigas mistas. Eles podem ser determinados através de ensaios de cisalhamento ou de expressões teóricas.

Atualmente, não existe um ensaio de cisalhamento padrão para estruturas mistas de madeira e concreto. Normalmente, os pesquisadores utilizam normas tais como a EN 26891, o EUROCODE 4 e a NBR 7190, com algumas adaptações. Como consequência, os critérios adotados geram dificuldades para a comparação entre resultados de diferentes pesquisas e criam dúvidas quanto às dimensões e posições dos componentes, armaduras utilizadas nas peças de concreto, formato do corpo de prova, forma de solicitação e obtenção dos resultados (FIG. 1.8).

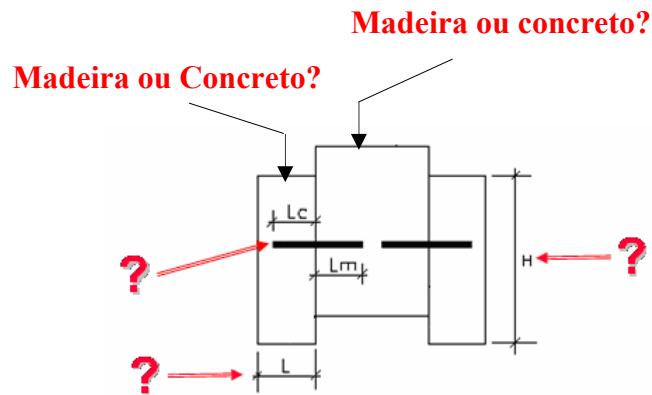


FIGURA 1. 8– Corpo de prova para ensaio de cisalhamento

Com relação às expressões teóricas, O EUROCODE 5-parte 2 (draft 2003) especifica que a resistência das ligações e o módulo de deslizamento (k_{ser}), para as seções mistas, poderão ser calculados utilizando-se as mesmas expressões para ligações entre peças de madeira mas, os valores obtidos deverão ser aumentados, respectivamente, em 20% e 100%. No entanto, alguns pesquisadores ressaltaram que as expressões propostas não apresentavam valores próximos aos obtidos em trabalhos experimentais. Eles também propuseram algumas equações e citaram a importância do desenvolvimento de trabalhos que resultem na elaboração de expressões mais adequadas para as estruturas mistas de madeira e concreto (OLIVEIRA (2001), BRANCO (2003), DIAS (2003) e CECCOTTI et al (2006)).

1.2 – Justificativa do estudo

No Brasil existem grandes reservas de madeira de reflorestamento, apesar disto, o preconceito e a falta de informação impedem o emprego desse material como elemento estrutural. O desenvolvimento e a divulgação de novas pesquisas podem mudar esta realidade, além de tornar as especificações de projeto e execução mais completas e atualizadas.

A norma NBR 7190 (1997) deu passos importantes em direção à modernização, mas ainda existe muito a se fazer, principalmente com relação às estruturas mistas de madeira e concreto, para as quais ela não apresenta nenhuma regulamentação. Portanto, são relevantes as pesquisas que visem o estudo destas estruturas e que contribuam para o desenvolvimento de critérios para seu dimensionamento.

A definição de procedimentos para a execução de ensaios de cisalhamento, principalmente quanto às características do corpo de prova, forma de solicitação e obtenção dos resultados, resultará em contribuições significativas, como citado por PIGOZZO (2004). Isto pode ser confirmado no trabalho de JOHNSON e ANDERSON (1993) que descreveram a importância da determinação do ensaio de cisalhamento padrão para as estruturas mistas de aço e concreto. Eles citaram que antes da padronização pelo EUROCODE 4, existiam muitas dispersões nos resultados por causa de diferenças nos corpos de prova, nos métodos de lançamento do concreto e nos métodos de ensaio.

1.3 – Objetivos do estudo

Dentro do contexto apresentado, os objetivos deste trabalho são:

- Propor um corpo de prova de referência para o ensaio de cisalhamento de conectores tipo pinos, em estruturas mistas de madeira laminada colada e concreto armado.
- Comparar os valores de módulo de deslizamento, obtidos nos ensaios de cisalhamento de ligações, com os valores obtidos nos ensaios de flexão de vigas mistas.
- Avaliar os modos de ruptura das conexões, obtidos nos ensaios de cisalhamento, e comparar os valores experimentais de resistência da conexão com valores

teóricos, calculados segundo as expressões propostas pelo EUROCODE 5–parte 1 (draft final 2003), por DIAS (2005) e por CECCOTI (1995).

- Comparar os valores experimentais do módulo de deslizamento das conexões, obtidos nos ensaios de cisalhamento, com valores teóricos calculados segundo as prescrições indicadas no EUROCODE 5–parte 2 (draft 2003) e nos trabalhos de BRANCO (2003) e CECCOTTI et al (2006).

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Diversas pesquisas têm sido realizadas com o objetivo de aprimorar as técnicas de execução e as normas de projeto destinadas a estruturas mistas de madeira e concreto. Elas também têm proporcionado contribuições significativas para o estudo e/ou desenvolvimento de novos conectores, em busca de viabilidade, segurança, facilidade de execução e baixo custo. Algumas dessas contribuições serão citadas na revisão de literatura que se segue e, de acordo com os objetivos desta pesquisa, serão enfatizados os ensaios de cisalhamento em estruturas mistas e a aplicação de modelos teóricos para o cálculo da resistência e da rigidez de conectores tipo pino.

2.1 – Estudos experimentais sobre estruturas mistas de madeira e concreto

TURRINI e PIAZZA (1983) propuseram uma técnica de reforço baseada na construção de lajes de concreto conectadas a vigas de madeira, utilizando-se vergalhões de aço, colados com resina epóxi. Essa técnica se tornou largamente utilizada na Itália, por apresentar boa performance e fácil execução, além de não alterar significativamente as

características da estrutura existente. Para avaliar o comportamento da ligação proposta, foram executados ensaios de cisalhamento e arrancamento. É importante ressaltar que o comprimento de ancoragem do vergalhão (L) só influenciou nos resultados dos ensaios de cisalhamento para valores inferiores a $8d$ (diâmetro do vergalhão) e que foi recomendado como limite prático $L \geq 10d$ (FIG. 2.1).

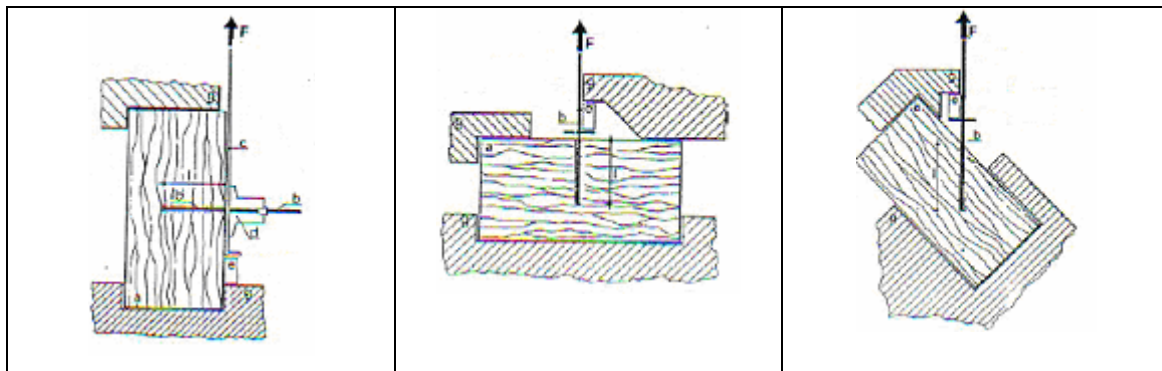


FIGURA 2. 1– Caracterização do conector -TURRINI e PIAZZA (1983)

No Golfo Pérsico, devido à agressividade do meio ambiente para as estruturas de concreto armado, os construtores começaram a utilizar pisos compostos com lajes de concreto e vigas de madeira, sem nenhum tipo de conector de cisalhamento. AHMADI e SAKA (1993), realizaram uma pesquisa para verificar o ganho de resistência e rigidez nos sistemas usuais, se fossem utilizados pregos como conectores. Eles realizaram ensaios de cisalhamento e de flexão em vigas mistas. Nos ensaios de cisalhamento (FIG.2.2) os resultados mostraram que, para se obter uma suficiente resistência, o comprimento de ancoragem do pino deve ser, no mínimo, igual a $11d$. Também foi verificado que não existiram diferenças significativas entre os valores obtidos com penetrações de $11d$ e $15d$. A partir dos resultados dos ensaios de flexão, os autores concluíram que é possível, através do uso de sistemas compostos, aumentar a rigidez e a capacidade de carga dos pisos.

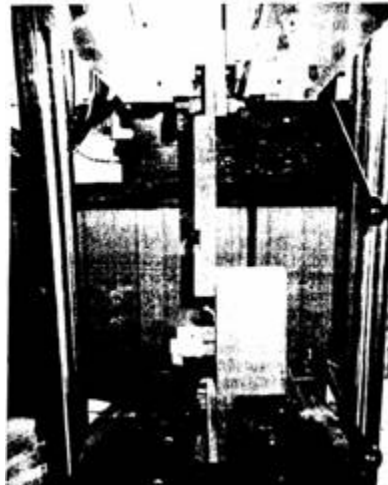


FIGURA 2. 2– Ensaio de cisalhamento dos conectores – AHMADI e SAKA (1993)

O comportamento de conectores tipo cavilhas e cantoneiras metálicas, em ensaios de cisalhamento, foi verificado por SOUZA (1997). Os resultados indicaram que a resistência cisalhante foi aproximadamente proporcional à seção transversal do conector tipo cavilha. O ponto crítico na ligação, com a utilização de conectores tipo chapa metálica, foi a pré-furação, uma vez que ela reduziu a resistência ao cisalhamento.

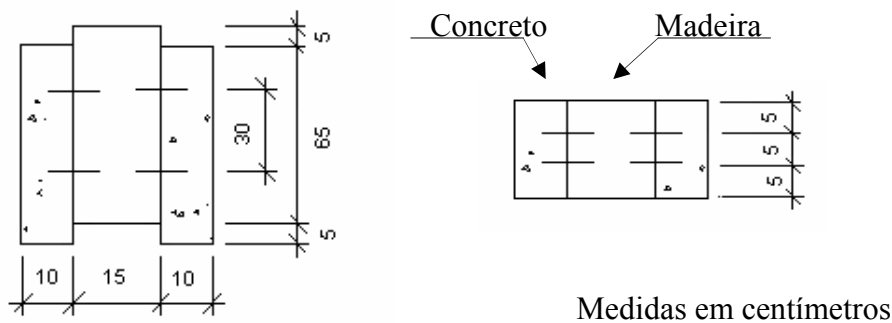


FIGURA 2. 3– Corpos de prova para o ensaio de cisalhamento - SOUZA (1997)

CAPRETTI et al (1998) começaram a estudar a influência das características do corpo de prova nos resultados de ensaios de cisalhamento. Os modelos adotados foram: o ensaio *push-out* (tipo P) e o de cisalhamento puro (tipo S), mostrados na FIG. 2.4. Os conectores foram barras de aço nervuradas de 12,0 e 16,0 mm, inseridas na madeira e coladas com o uso de adesivo epóxi. Os corpos de prova foram confeccionados com placas de concreto com 4,0 e 8,0 cm de espessura e peças de madeira maciça.

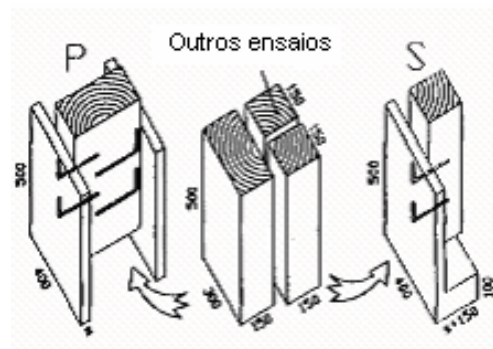


FIGURA 2. 4– (P) ensaios *Push-out*; (S) ensaios de cisalhamento puro-
CAPRETTI et al (1998).

Os ensaios *push-out* (P) produziram valores, de resistência e de rigidez das ligações, levemente menores, quando comparados aos ensaios de cisalhamento puro (S). Eles também foram considerados mais simples e tradicionais e são, normalmente, adotados em estudos de conectores para vigas mistas de aço e concreto.

SORIANO (2001) avaliou a questão do número de pinos que devem ser utilizados, no corpo de prova de cisalhamento. Ele concluiu que CPs com quatro pinos apresentam uma menor dispersão nos valores de módulo de deslizamento da ligação (FIG. 2.5). O autor também citou que a aplicação de uma camada de tinta a óleo, nas superfícies de contato madeira-concreto, influenciou pouco nos resultados dos ensaios de cisalhamento.

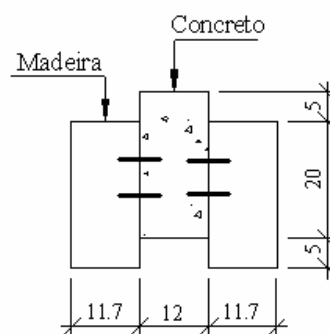


FIGURA 2. 5 – Corpo de prova – SORIANO (2001)

O desenvolvimento de um novo conector denominado INSA-HILTI, com o objetivo de melhorar a eficiência do sistema composto, foi abordado no trabalho de MUNGWA et

al (1998). Eles realizaram ensaios de cisalhamento de acordo com as prescrições do EUROCODE 4 (1992), para estruturas de aço-concreto (FIG. 2.6). Segundo os autores, o conector mostrou resistência, rigidez inicial e grande utilidade. Eles também citaram que o ensaio *push-out* subestima a rigidez dos conectores e é muito conservativo, devido à combinação de cisalhamento e flexão.

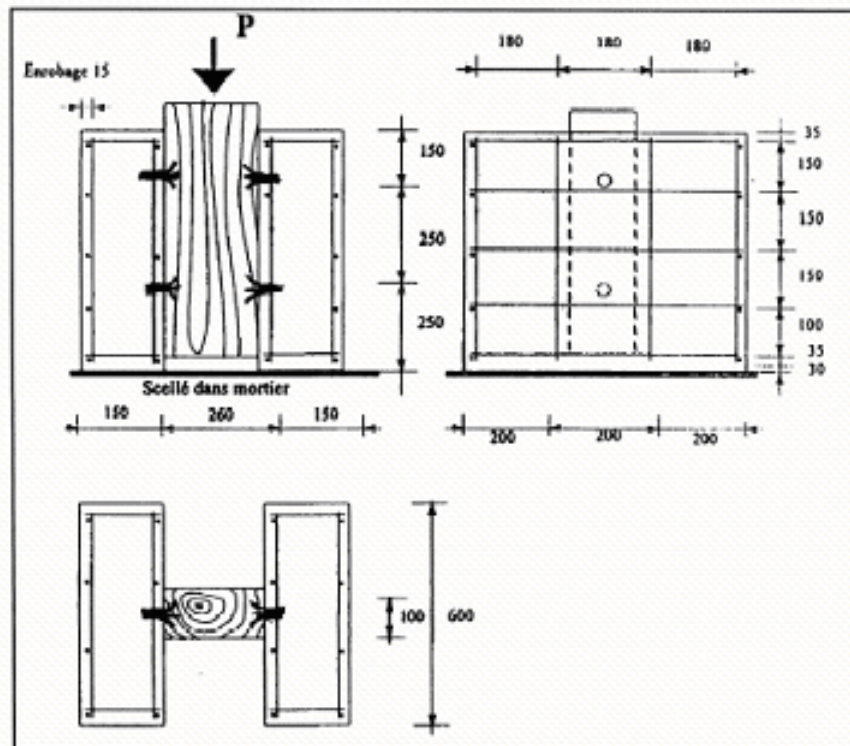


FIGURA 2. 6– Corpos de prova para o ensaio - MUNGWA et al (1998)

FAUST e SELLE (1999) estudaram o comportamento de conectores tipo parafusos auto-atarrachantes, em estruturas de madeira e concreto com agregado leve. Os resultados dos ensaios de cisalhamento (FIG. 2.7) indicaram que a menor resistência à tração do concreto leve favoreceu a ruptura local na área dos conectores, diminuindo a resistência da ligação, quando comparada a resultados de ensaios com concreto comum. Contudo, para o caso de reabilitação de estruturas existentes, o uso de concreto com agregado leve pode ser ainda vantajoso. O comportamento específico deve, entretanto, ser considerado no dimensionamento.

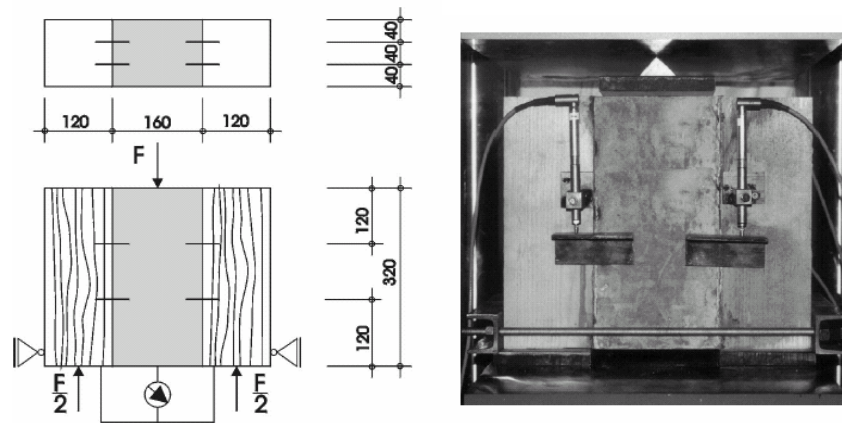


FIGURA 2. 7 – Corpos de prova utilizados nos ensaios de FAUST e SELLE (1999)

Barras de aço, coladas com resina epóxi, foram utilizadas como conectores de cisalhamento, no trabalho de WEAVER (1999). O objetivo principal de sua pesquisa foi escolher um método de conexão eficiente entre vigas de MLC e lajes de concreto, para o projeto de uma ponte no estado do Maine (EUA). Durante os ensaios de cisalhamento, o concreto ficou susceptível à fissuração prematura, devido à ausência de armadura. Este problema foi amenizado por meio da instalação de uma placa de aço, fixada com parafusos e porcas, conforme pode ser visto na FIG. 2.8.



FIGURA 2. 8 – Confinamento do concreto- WEAVER (1999)

Depois que o concreto foi confinado, a ruptura do corpo de prova passou a ser por esmagamento na madeira e flexão nas barras de aço, tanto para os ensaios estáticos, quanto para os dinâmicos. Verificou-se que o desempenho das barras de aço, como elementos de ligação, foi muito bom e que elas se mostraram aptas a resistirem a grandes forças de cisalhamento, mesmo depois de vários ciclos de carregamento. Além disto, as barras possuem um custo relativamente baixo, podem ser encontradas

facilmente e sua técnica de fixação na madeira é simples. Ressaltou-se, também, a importância do desenvolvimento de padrões para os ensaios de peças compostas de madeira e concreto.

Uma análise comparativa entre o desempenho de conectores tipo pinos de aço lisos, anéis metálicos e perfis I foi realizada por BENITEZ (2000). Nos ensaios de cisalhamento (FIG. 2.9), as ligações com anéis metálicos e com perfis I apresentaram ação composta total, com grande rigidez inicial e boa ductilidade. O pior desempenho foi obtido pelo pino liso, que propiciou a ruptura localizada do concreto.

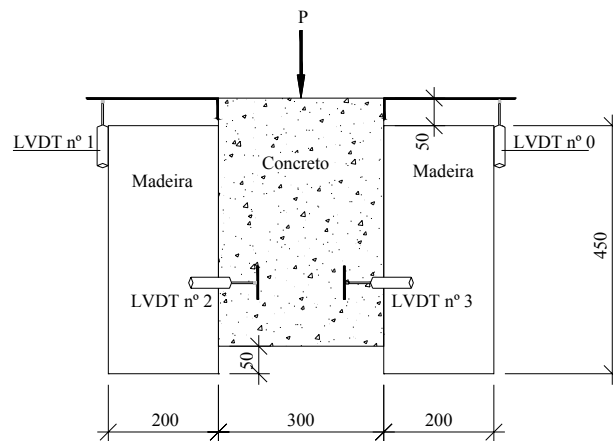


FIGURA 2. 9 – Corpo de prova - BENÍTEZ (2000) - (medidas em mm)

OLIVEIRA (1999) avaliou o comportamento de conectores tipo chapa metálica com dentes estampados, em ensaios de cisalhamento e de flexão. Os corpos de prova utilizados para os ensaios de cisalhamento são mostrados na FIG. 2.10.

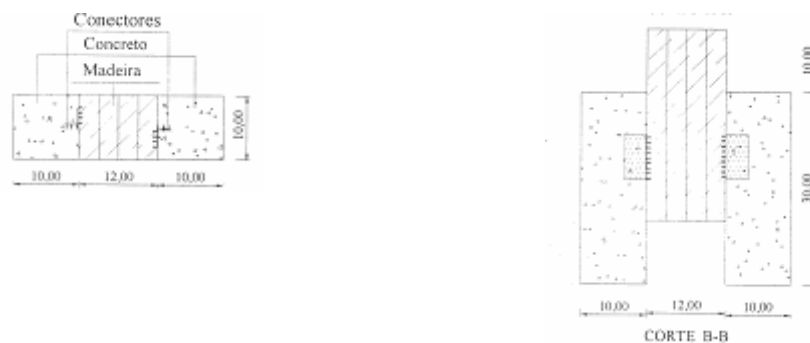


FIGURA 2. 10 - Corpo de prova - OLIVEIRA (1999) – (medidas em mm)

Segundo o autor, os conectores apresentaram um bom comportamento quanto à transferência dos esforços atuantes na interface madeira-concreto. Ele também salientou que, nos ensaios de flexão, não houve separação vertical entre a viga de madeira e a laje de concreto.

BATHON e GRAF (2000) pesquisaram um conector composto por malha de aço, inserida na madeira e colada com o uso de adesivo. Nos ensaios de cisalhamento e de flexão em vigas, o sistema de conexão apresentou uma grande resistência e rigidez, bem como facilidade de execução. O deslizamento relativo entre os materiais foi praticamente desprezível, indicando que o dimensionamento de vigas mistas, com esse tipo de conector, pode ser feito através de métodos simples, como o das seções transformadas. Ressalta-se que, neste estudo, foi adotado o CP denominado por CAPRETTI et al (1998) de cisalhamento puro (FIG. 2.11).

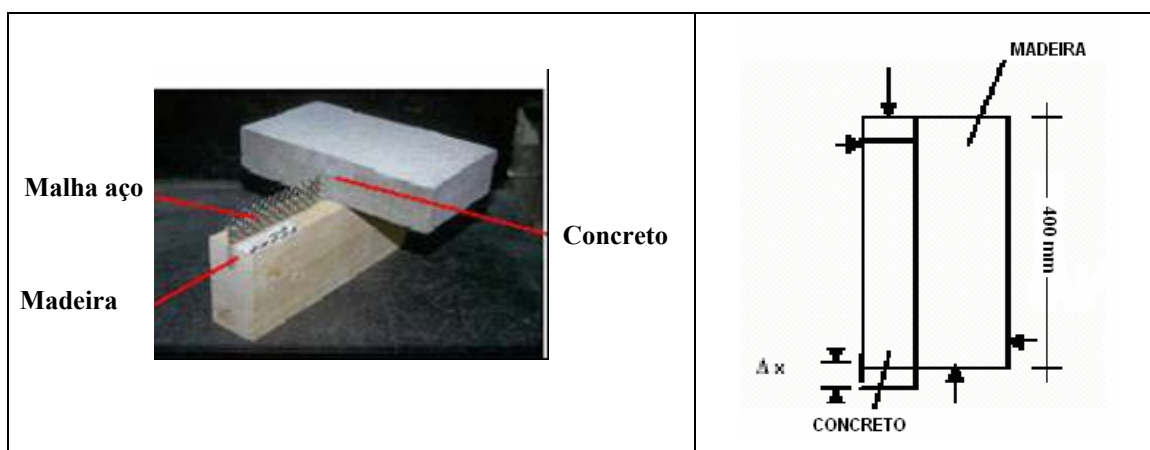


FIGURA 2. 11 – Corpo de prova – BATHON e GRAF (2000)

Um sistema de ligação com malha de aço colada foi também pesquisado por CLOUSTON et al (2004). O objetivo principal da pesquisa foi avaliar o desempenho desse tipo de conector. Numa primeira fase do programa foram executados ensaios de cisalhamento, para avaliar o comportamento de 5 tipos de adesivos (FIG. 2.12). Segundo a autora, como não existe nenhum padrão para o estudo das seções compostas MLC-concreto, foi utilizada como guia geral a ASTM D 5652. Em seguida, o adesivo de melhor desempenho foi escolhido para a confecção de vigas mistas, que seriam

submetidas a ensaios de flexão. Os resultados indicaram que o sistema proposto apresentou excelente desempenho, indicando ação composta total.

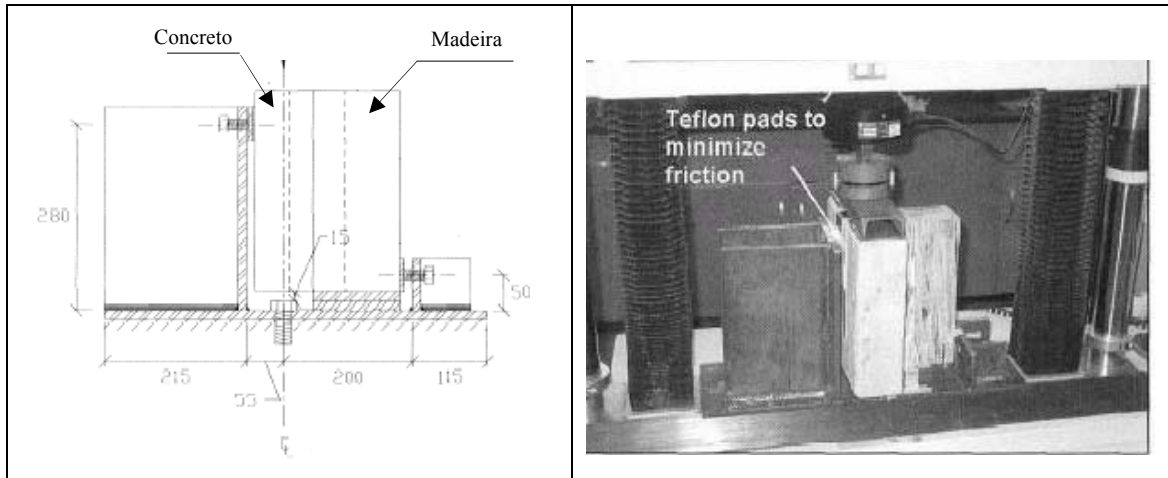


FIGURA 2. 12 - Corpo de prova – CLOUSTON et al (2004)

GUTKOWSKI et al (2001) estudaram ligações feitas com entalhes na peça de madeira e parafusos Hilti (FIG. 2.12). O trabalho incluiu ensaios de arrancamento, de cisalhamento e de flexão. Nos ensaios de arrancamento foi avaliada a eficiência de dois adesivos, utilizados para fixação dos conectores: um à base de metacrilato de uretano (Hilti) e outro à base de fenol-resorcinol (Borden). Os resultados desses ensaios indicaram o melhor desempenho do adesivo fenol-resorcinol. Nos ensaios de cisalhamento foi avaliado o comportamento da ligação proposta, através da curva carga-deslizamento. Para esses ensaios foi utilizado o aparato mostrado na FIG. 2.13. Nos ensaios de flexão foi analisado o grau de ação composta obtido pela estrutura mista que, segundo os autores, apresentou valores médios de 67,2% para vigas e 92,2% para painéis retangulares.

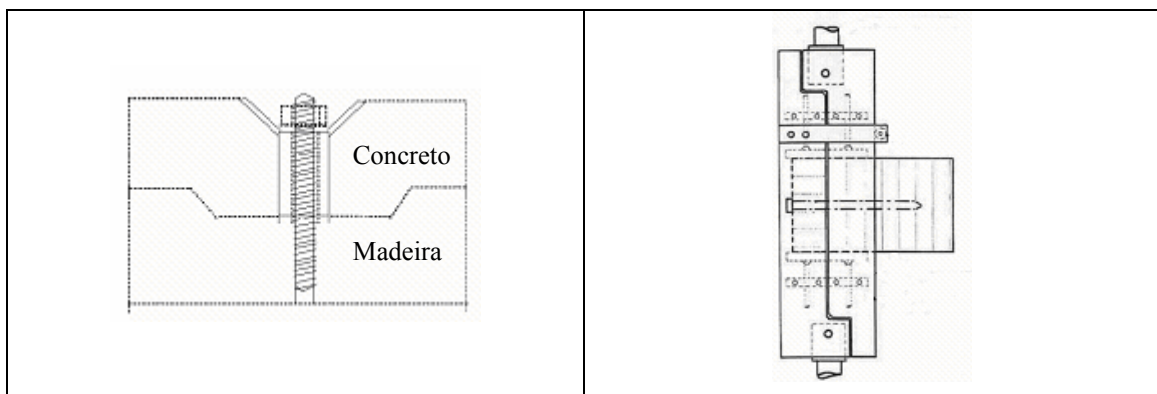


FIGURA 2. 13– Ensaio de cisalhamento- GUTKOWSKI et al (2001)

NICOLAS (2001) estimou o módulo de deslizamento de conectores tipo pregos e parafusos, através de ensaios de cisalhamento (FIG. 2.14). Para evitar que a madeira absorvesse a água do concreto, foi aplicada uma camada de tinta esmalte sintético em suas faces. Também foi utilizada uma armadura na parte de concreto para combater a sua fissuração. O sistema de ligação apresentou uma ruptura dúctil, com formação de fissuras durante o carregamento. Também foi verificado que o aumento do diâmetro do conector produziu um aumento significativo no valor do módulo de deslizamento. É importante ressaltar que o autor considerou a confecção do corpo de prova rápida e fácil. Ele também salientou que o CP foi muito estável no momento do carregamento.

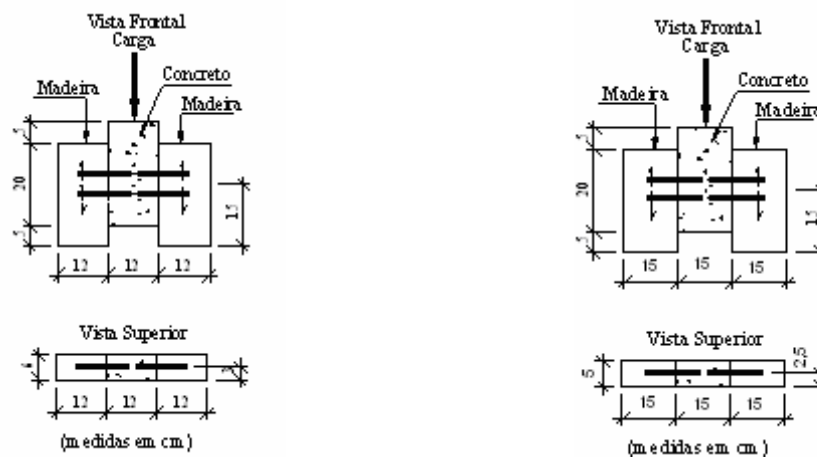


FIGURA 2. 14 – Detalhe do corpo de prova - NICOLAS (2001)

Um novo estudo comparativo empregando-se pregos, parafusos e barras de aço, foi desenvolvido por MATTHIESEN e SEGUNDINHO (2002). Eles utilizaram os corpos de prova mostrados na FIG. 2.15 e, nas peças de concreto, também adotaram armaduras para combater a fissuração. Os resultados indicaram que as barras de aço possuem excelente capacidade de carga e grande rigidez.

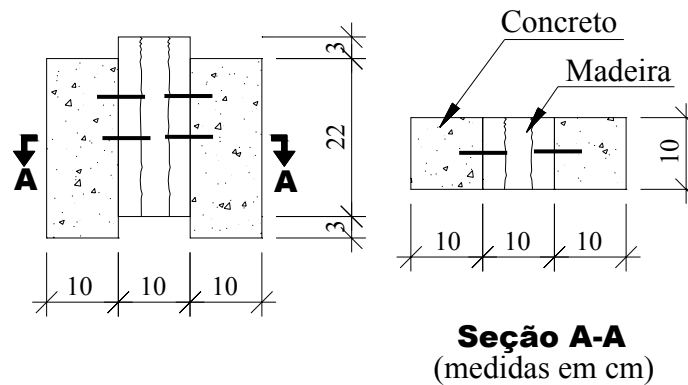


FIGURA 2. 15 – Corpos de prova – MATTHIESEN e SEGUNDINHO (2002)

Com os objetivos de reduzir a espessura da laje, no sistema composto, e facilitar o processo construtivo, HOLSCHMACHER et al (2002) propuseram a substituição da armadura convencional pela adição de fibras de aço ao concreto. Para avaliar a técnica proposta, inicialmente executaram ensaios de cisalhamento em três séries de corpos de prova. Os CPs da série 1 e 2 apresentavam as características mostradas na FIG. 2.16 (a), a única diferença era que para a série 1 foi adotado concreto sem adição de fibras de aço. Os CPs da série 3 apresentavam as características mostradas na FIG. 2.16 (b). Os elementos de ligação foram parafusos auto-atarachantes. Os resultados mostraram que a adição de fibras ao concreto torna o comportamento da ligação mais dúctil. Observou-se, também, que o detalhe construtivo proposto para os CPs da série 2, parecidos com entalhes na fôrma de madeira, aumentou, significativamente, a rigidez e resistência da ligação. Posteriormente, os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento foram utilizados para o dimensionamento do reforço do piso de uma edificação, segundo o EUROCODE 5. A estrutura reforçada foi submetida à prova de carga e concluiu-se que a técnica de reforço foi eficiente e aumentou, de forma significativa, a rigidez à flexão do piso existente.

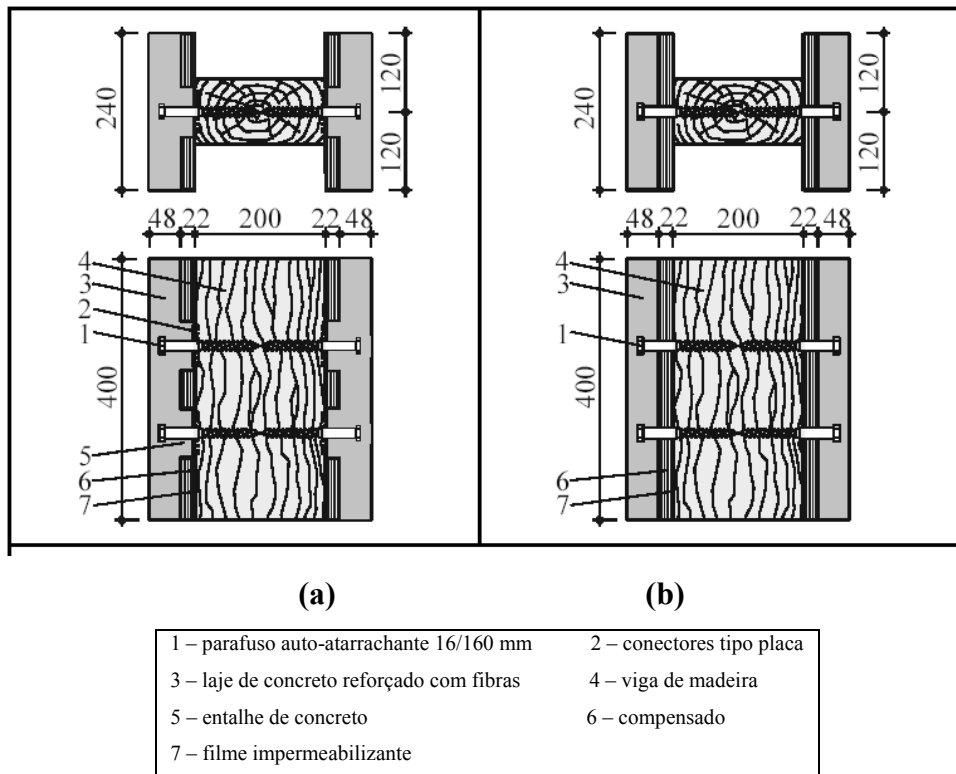


FIGURA 2. 16 – Corpos de prova - medidas em mm – HOLSCHMACHER (2002).

HEIDUSCHKE e KASAL (2003) também utilizaram concreto com adição de fibras de aço, em sistemas compostos de madeira-concreto. A ligação entre os dois materiais foi proporcionada por entalhes na madeira, posteriormente preenchidos com o concreto. O programa experimental foi composto por ensaios de cisalhamento e de flexão em vigas. As curvas carga-deslizamento mostraram que existiu deslizamento relativo entre os materiais, caracterizando uma interação composta parcial. Segundo os autores, o sistema foi considerado viável e o seu processo construtivo mais simples e barato que os usuais, feitos com conectores metálicos.

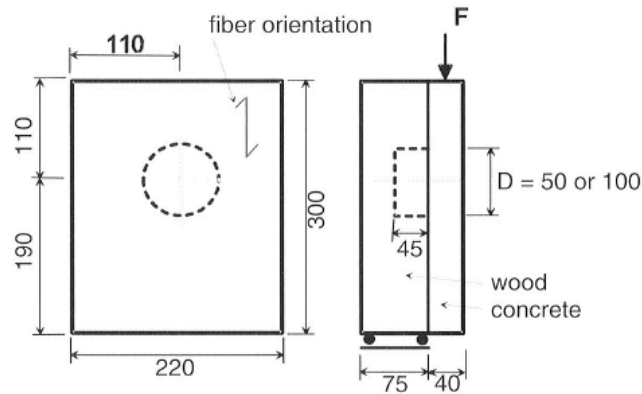


FIGURA 2. 17 – Corpos de prova – HEIDUSCHKE e KASAL (2003)

BRANCO (2003) avaliou o comportamento de ligações com pregos, parafusos e conectores Tecnaria® (FIG. 2.18). O conector Tecnaria® apresentou maior capacidade resistente e maior rigidez. O parafuso SFS mostrou um aumento significativo de resistência, quando comparado ao prego.

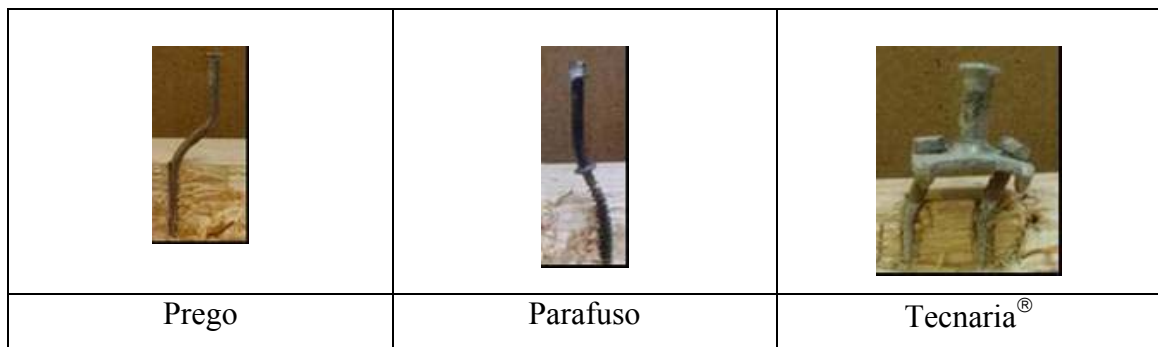


FIGURA 2. 18 – Conectores utilizados por BRANCO (2003)

O autor salientou que os modelos de corpos de prova adotados produziram valores homogêneos de resistência e rigidez dos conectores (FIG. 2.19).

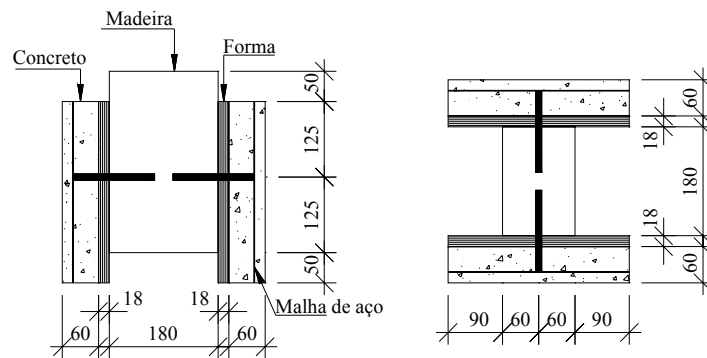


FIGURA 2. 19 – Modelo e dimensões do corpo de prova (mm) – BRANCO (2003)

PIGOZZO (2004) avaliou a técnica de seções compostas por madeira roliça e concreto, com conectores tipo barras de aço coladas em “X”. Em seu programa experimental foram executados estudos de arrancamento e de cisalhamento. Os tabuleiros mistos também foram submetidos à análise de desempenho, por meio de provas de carga. Nos estudos de arrancamento foram utilizados três tipos de resinas epóxi e uma resina poliuretana de óleo de mamona. As resinas epóxi apresentaram bom comportamento, com ruptura, na maioria dos ensaios, por perda de adesão com a barra de aço. A resina poliuretana mostrou um desempenho inferior. Nos ensaios de cisalhamento, os CPs foram formados com uma viga roliça na parte central e duas lajes de concreto nas extremidades. Os modelos possuíam 4 e 2 conectores, constituídos de barras de aço coladas, de 8,0 mm e 12,5 mm de diâmetro. Também foram utilizadas armaduras nas lajes de concreto.

Observou-se que os conectores do modelo A (FIG. 2.20) apresentaram valores de resistência e rigidez maiores que os dos modelos C e D. Os conectores do modelo D não foram considerados economicamente viáveis porque eles apresentaram os menores valores de resistência. Segundo o autor, a formação de rótulas plásticas nos conectores deste modelo, limitou a resistência do CP.

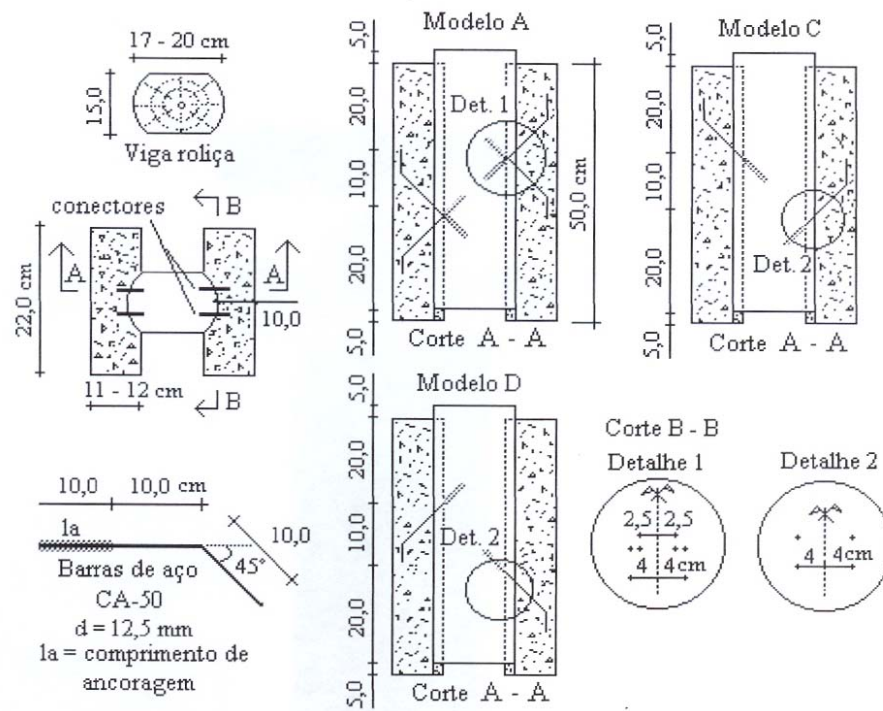


FIGURA 2. 20 – Corpos de prova - medidas em cm – PIGOZZO (2004)

O comportamento de vigas mistas à flexão, sob cargas de longa duração, foi avaliado por CECCOTTI et al (2006). O sistema de ligação entre a MLC e o concreto foi constituído por barras de aço, coladas com adesivo epoxy. As vigas foram dimensionadas utilizando-se as expressões do EUROCODE 5, inclusive para o cálculo da resistência e rigidez do conector utilizado. O carregamento foi aplicado durante 5 anos e, posteriormente, as vigas foram rompidas. Os ensaios de cisalhamento foram executados com CPs cortados das vigas, para a determinação experimental das propriedades da ligação (FIG. 2.21). Durante os ensaios de ruptura, os sistemas compostos mostraram um comportamento muito rígido. Os modos de ruptura foram por tração na MLC, de forma frágil e sem nenhuma plastificação do sistema de ligação. Segundo os autores, a conexão tem que ser rígida o suficiente para atingir uma boa ação composta mas, para aumentar a ductilidade estrutural e permitir a plastificação, ela não deverá ser tão rígida. Também foi salientado que as expressões propostas pelo EUROCODE 5 subestimaram a rigidez e a resistência das ligações.

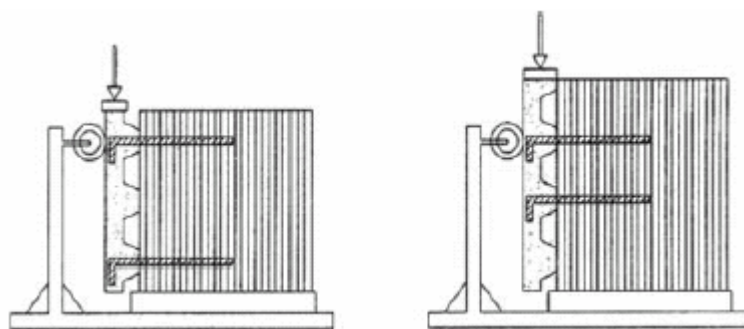


FIGURA 2. 21 – Corpos de prova - CECCOTTI et al (2006)

A TAB. 2.1 mostra um resumo com as características dos corpos de prova e os resultados dos ensaios de ligações, realizados pelos pesquisadores citados. Para facilitar comparações, a tabela foi organizada por tipo de conector.

TABELA 2. 1 – Características de ensaios de ligações realizados por diversos pesquisadores – folha 1/10

Autor (es)	Madeira				Concreto		Elemento de ligação				F_{LIG} (kN) por conector	Modos Ruptura	CP para ensaio da ligação	
	Tipo	$f_{co,m}$ (MPa)	$E_{co,m}$ (MPa)	ρ (kgf/m ³)	$f_{c,m}$ (MPa)	$E_{c,m}$ (MPa)	Tipo	Φ (mm)	Lm (mm)	Lc (mm)	K_{ser} (kN/mm) p/ conector			
1	FAUST e SELLE (1999)	S10	21,0	11000	420	22,5	12700	Parafuso	6,1	78	78	7,90	Esmagamento do concreto e flexão dos pinos	
												20,14		
	FAUST e SELLE (1999)	S10	21,0	11000	420	22,5	12700	Parafuso	5,9	78	78	12,67	Esmagamento do concreto	
												16,54		

Obs: A metodologia adotada para o ensaio foi a EN 26 891.

Foi utilizado concreto com agregado leve, densidade de 1250 kgf/m³.

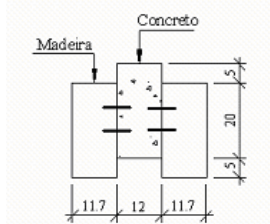
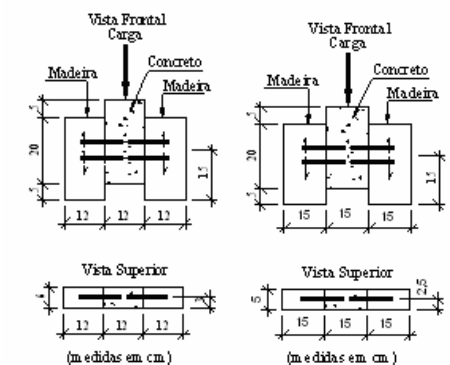
TABELA 2. 1– Características de ensaios de ligações realizados por diversos pesquisadores – folha 2/10

Autor (es)	Madeira				Concreto		Elemento de ligação				F _{LIG} (kN) por conector	Modos Ruptura	CP para ensaio da ligação	
	Tipo	f _{co,m} (MPa)	E _{co,m} (MPa)	ρ (kgf/m ³)	f _{c,m} (MPa)	E _{c,m} (MPa)	Tipo	Φ (mm)	Lm (mm)	Lc (mm)	K _{ser} (kN/mm) p/ conector			
2	HOLSCHEMA CHER et al (2002)	S10	21,0	11000	420	20 a 25	30000	Parafuso	16,0	100	60	15,2 14,6	Esmagamento do concreto	SÉRIE 1
	HOLSCHEMA CHER et al (2002)	S10	21,0	11000	420	20 a 25	30000	Parafuso	16,0	100	60	19,3 40,6	Esmagamento do concreto	SÉRIE 2
	HOLSCHEMA CHER et al (2002)	S10	21,0	11000	420	20 a 25	30000	Parafuso	16,0	100	60	11,0 9,10	Esmagamento do concreto	SÉRIE 3

Obs: Nos CPs das **SÉRIE 2 e 3** foi utilizado concreto com adição de fibras de aço.

A metodologia adotada para o ensaio foi a EN 26 891.

TABELA 2.1 – Características de ensaios de ligações realizados por diversos pesquisadores – folha 3/10

Autor (es)		Madeira				Concreto		Elemento de ligação				F _{LIG} (kN) por conector	Modos Ruptura	CP para ensaio da ligação
		Tipo	f _{co,m} (MPa)	E _{co,m} (MPa)	ρ (kgf/m ³)	f _{c,m} (MPa)	E _{c,m} (MPa)	Tipo	Φ (mm)	Lm (mm)	Lc (mm)	K _{ser} (kN/mm) p/ conector		
3	SORIANO (2001)	Cupiúba	59,10	14928	*	22,0	23500	Prego	5,4	*	*	8,3	*	
												6,01		
4	NICOLAS E MASCIA (2002)	Cupiúba	53,32	15220	*	22,74	21760	Prego	5,4	75	35	7,7	Esmagamento do concreto, com flexão dos pinos; a madeira permaneceu intacta.	
								Prego	6,6	80	40	7,7		
								Parafuso	9,5	80	40	11,10		
								Parafuso	12,7	80	40	9,1		
								Parafuso	12,7	80	40	14,51		

Obs: Em 3 e 4, a metodologia adotada para o ensaio foi a EN 26 891.

* - Não especificado no trabalho.

TABELA 2.1 – Características de ensaios de ligações realizados por diversos pesquisadores – folha 4/10

Autor (es)		Madeira			Concreto		Elemento de ligação				F _{LIG} (kN) por conector	Modos Ruptura	CP para ensaio da ligação		
		Tipo	f _{co,m} (MPa)	E _{co,m} (MPa)	ρ (kgf/m ³)	f _{c,m} (MPa)	E _{c,m} (MPa)	Tipo	Φ (mm)	Lm (mm)	Lc (mm)			K _{ser} (kN/mm) p/ conector	
5	BRANCO (2003)	Pinho Bravo	18,0	12000	585	34,6	16200	Prego	6,0	80	80	7,48	Esmagamento da madeira, com flexão dos pinos		
								Parafuso	7,5	100	48	15,0			*
								Tecnaria	-	100	40	32,5			*
6	WEAVER (1999)	Southern Pine no 1	30,0	12240	*	34	-	Barra nerv.	25,0	200	130	96,75	esmagamento na madeira e flexão nas barras de aço		
												51,4			

Obs: Em **5**, a metodologia adotada para o ensaio foi a EN 26891.

Obs: Em **6**, a rigidez da ligação foi determinada a partir da inclinação do trecho linear da curva carga x deslizamento. Nos CPs de cisalhamento foram utilizadas chapas de aço e parafusos para confinar o concreto.

* - Não especificado no trabalho.

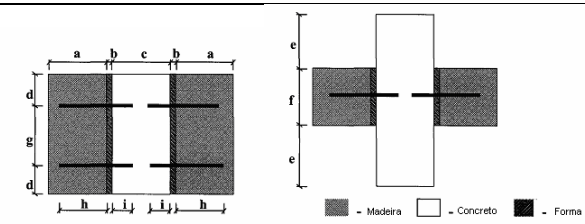
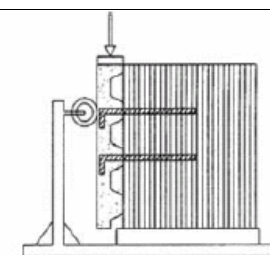
TABELA 2.1 – Características de ensaios de ligações realizados por diversos pesquisadores – folha 5/10

Autor (es)	Madeira				Concreto		Elemento de ligação				F _{LIG} (kN) por conector K _{ser} (kN/mm) p/ conector	Modos Ruptura	CP para ensaio da ligação
	Tipo	f _{co} (MPa)	E _{co,m} (MPa)	ρ (kgf/m ³)	f _{c,m} (MPa)	E _{c,m} (MPa)	Tipo	Φ (mm)	Lm (mm)	Lc (mm)			
7 PIGOZZO (2004)	Eucalipto citriodora	69,82	*	1030	26,0	*	Barra nerv.	8,0	7,6	20,0	41,5 47,4	esmagam.na madeira e flexão nas barras de aço	
	Eucalipto citriodora	71,01	*	1047	26,0	*	Barra nerv.	12,5	10,0	20,0	65,3 61,3	idem	
	Eucalipto citriodora	69,82	*	1030	26,0	*	Barra nerv.	8,0	7,6	20,0	31,2 42,53	idem	
	Eucalipto citriodora	71,01	*	1047	26,0	*	Barra nerv.	12,5	10,0	20,0	24,97 38,20	Idem	
	Eucalipto citriodora	69,82	*	1030	26,0	*	Barra nerv.	8,0	7,6	20,0	8,97 8,67	Idem	
	Eucalipto citriodora	71,01	*	1047	26,0	*	Barra nerv.	12,5	10,0	20,0	8,95 6,95	idem	

Obs: A resistência da ligação foi determinada de acordo com anexo c da NBR 7190 e o K_{ser} através da curva carga-deslizamento.

* - Não especificado no trabalho.

TABELA 2.1 – Características de ensaios de ligações realizados por diversos pesquisadores – folha 6/10

Autor (es)		Madeira				Concreto		Elemento de ligação				F _{LIG} (kN) por conector	Modos Ruptura	CP para ensaio da ligação
		Tipo	f _{co,m} (MPa)	E _{co,m} (MPa)	ρ (kgf/m ³)	f _{c,m} (MPa)	E _{c,m} (MPa)	Tipo	Φ (mm)	Lm (mm)	Lc (mm)	K _{ser} (kN/mm)		
8	DIAS (2005)	Spruce	*	*	454	46	34000	Barra lisa	10,0	100	40	5,65 3,80	formação de duas rótulas plásticas nas barras, com esmagamento da madeira e do concreto	
		Spruce	*	*	454	84	42000	Barra lisa	10,0	100	40	5,90 3,45		
		Spruce	*	*	454	27	15000	Barra lisa	10,0	100	40	4,63 3,63		
		Chestnut	*	*	566	46	34000	Barra lisa	10,0	100	40	6,55 7,63		
		Maritime pine	*	*	605	46	34000	Barra lisa	10,0	100	40	6,37 6,10		
		Spruce	*	*	454	46	34000	Barra lisa	8,0	80	40	3,40 2,87		
		Spruce	*	*	454	46	34000	Barra nerv.	10,0	120	60	17,15 8,55		
9	CECCOTTI et al (2006)	Spruce	21	10000	420	30,4	*	Barras nerv.	18,0	*	*	39,7 25,0	*	

Obs: Em 8 e 9, a metodologia adotada para o ensaio foi a EN 26 891. * - Não especificado no trabalho.

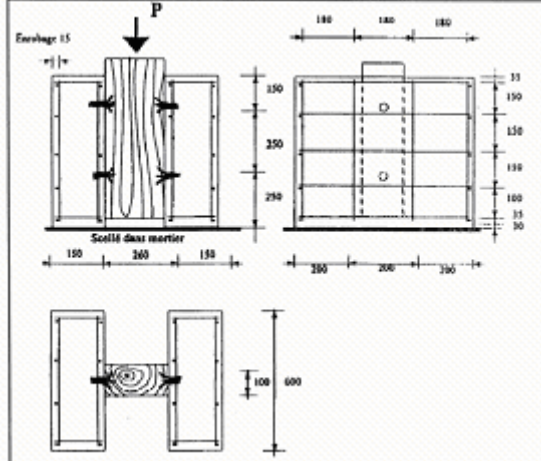
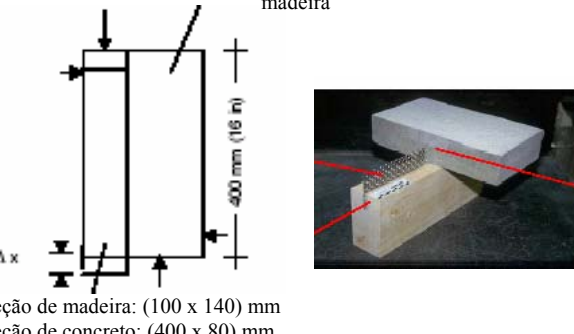
TABELA 2.1 – Características de ensaios de ligações realizados por diversos pesquisadores – folha 7/10

Autor (es)	Madeira			Concreto		Elemento de ligação				F _{LIG} (kN) por conector	Modos Ruptura	CP para ensaio da ligação		
	Tipo	f _{co,m} (MPa)	E _{co,m} (MPa)	ρ (kgf/m ³)	f _{c,m} (MPa)	E _{c,m} (MPa)	Tipo	Φ (mm)	Lm (mm)	Lc (mm)			K _{ser} (kN/mm)	
10	MATTHIESEN e SEGUNDINHO (2002)	Cupiúba	51,3	10524	838	41,7	39020	Prego	7,0	85	78	11,25	Esmagamento da madeira	<p>Seção A-A (medidas em cm)</p>
						35,6	42520	Parafuso	9,5	64	64	13,15		
						37,2	41210	Parafuso	12,5	64	64	17,85	Esmagamento da madeira	
												24,03	Esmagamento da madeira	
						33,1	38450	Barra nerv.	12,5	80	70	312,46		
11	BENITEZ (2000)	Dormentes de uma estrada de ferro antiga de Eucalyptus sideroylon e Eucalyptus microcarpa Maiden	79	24	1170	25,0	-	Pino aço liso	20,0	*	*	60,4	Esmagamento do concreto	
								Perfil I	*	*	*	172,1	Esmagamento do concreto	
												204,5	Esmagamento do concreto	
								Anel circular	*	*	*	115,5	Esmagamento do concreto e da madeira	

Obs: Em 10, a resistência da ligação foi determinada de acordo com anexo c da NBR 7190 (1997). O K_{ser} foi determinado de acordo com o item B.8.4 da NBR 7190 (1997).

* - Não especificado no trabalho.

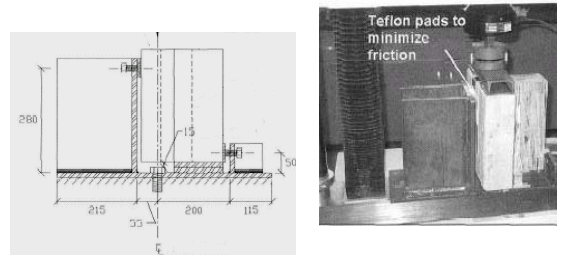

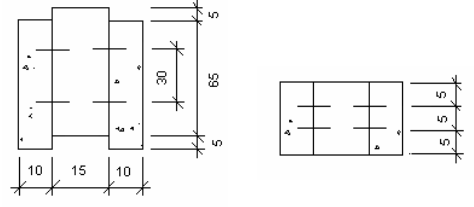
TABELA 2.1 – Características de ensaios de ligações realizados por diversos pesquisadores – folha 8/10

Autor (es)		Madeira				Concreto		Elemento de ligação			F_{LIG} (kN) por conector	Modos Ruptura	CP para ensaio da ligação	
		Tipo	$f_{co,m}$ (MPa)	$E_{co,m}$ (MPa)	ρ (kgf/m ³)	$f_{c,m}$ (MPa)	$E_{c,m}$ (MPa)	Tipo	Φ (mm)	Lm (mm)	Lc (mm)			K_{ser} (kN/mm)
12	MUNGWA et al (1998)	oak	*	10000	673	29,0	32000	INSA-HILTI	32	30	38	40,0	embutimento na madeira com rotação dos conectores, cisalhamento dos conectores na interface madeira e concreto e esmagamento do concreto	
												52,9		
13	BATHON e GRAF (2000)	*	*	*	*	*	*	Malha de aço	-	40	40	90,0	cisalhamento na seção de madeira e esmagamento no concreto	
												*		

Obs: Em 12, a metodologia adotada para o ensaio seguiu as prescrições do EUROCODE 4 e do EUROCODE 5.

* - Não especificado no trabalho.

TABELA 2.1 – Características de ensaios de ligações realizados por diversos pesquisadores – folha 9/10

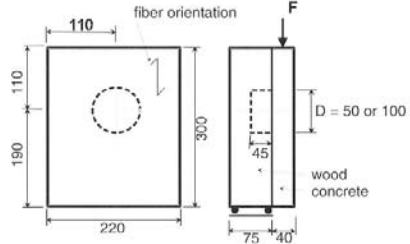
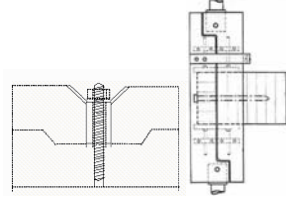
Autor (es)	Madeira				Concreto		Conector				F _{LIG} (kN) por conector	Modos Ruptura	CP para ensaio da ligação	
	Tipo	f _{co,m} (MPa)	E _{co,m} (MPa)	ρ (kg/m ³)	f _{c,m} (MPa)	E _{c,m} (MPa)	Tipo	Φ (mm)	Lm (mm)	Lc (mm)	K _{ser} (kN/mm)			
14	CLOUSTON et al (2004)	Southern pine	30,0	13800	*	22,0	27900	Malha de aço com espessura de 2,8 mm	-	45	55	52,05	Escoamento do conector	
												21,35		
15	OLIVEIRA (1999)	Eucalyptus Grandis	72,4	20983	804	17,40	*	Chapa com dentes estampados espessura de 1,35 mm	-	59	40	13,0	Escoamento do conector	
												91,84		
16	SOUZA (1997)	Paraju	85,0	27621	*	19,4	27118	Cavilhas	31,4	50,0	49,8	24,0	fissuração do concreto	
						19,4	27118	Cavilhas	19 x 30,2	50,0	49,8	17,0	fissuração do concreto	
						16,5	19900	Cantoneiras	19 x 27,7 x 1,9	Pino Φ 3,6 x 52,7	27,7	7,7	embutimento dos pinos na madeira.	

Obs: Em **14**, a metodologia adotada para o ensaio foi a ASTM D 5652.

Obs: Em **15**, o módulo de deslizamento foi calculado através da declividade da reta secante à curva carga-deslizamento, em seu trecho inicial.

* - Não especificado no trabalho.

TABELA 2.1 – Características de ensaios de ligações realizados por diversos pesquisadores – folha 10/10

Autor (es)		Madeira				Concreto		Conector				F _{LIG} (kN) por conector	Modos Ruptura	CP para ensaio da ligação
		Tipo	f _{co,m} (MPa)	E _{co,m} (MPa)	ρ (kgf/m ³)	f _{c,m} (MPa)	E _{c,m} (MPa)	Tipo	Φ (mm)	Lm (mm)	Lc (mm)	K _{ser} (kN/mm)		
17	HEIDUSCHKE e KASAL (2003)	Southern pine	*	12200	530	123,0	50000	entalhe	50	40	45	30,0	Cisalhamento do pino de concreto	
												*		
18	GUTKOWSKI et al (2001)	*	*	*	*	27,6	*	Entalhe e parafusos Hilti	12,0	38	67	82,0	Ruptura na madeira Ruptura no concreto	
												24,29		

Obs: Em 17 foi utilizado concreto reforçado com fibras de aço.

* - Não especificado no trabalho.

2.1.1 – Considerações sobre os ensaios de cisalhamento

Avaliando-se os dados apresentados na TAB. 2.1, podem ser citadas as considerações a seguir.

- Comparando-se os valores de resistência e de rigidez de ligações mistas com parafusos, de diâmetros iguais a 9,5 mm e 12,7 mm, em madeira do tipo cupiúba, verificou-se que os valores apresentados pelo pesquisador **10** foram significativamente maiores que aqueles obtidos pelo pesquisador **4**. As diferenças encontradas nas propriedades das ligações podem ter sido influenciadas pelas metodologias adotadas para os ensaios, embora o pesquisador **10** tenha utilizado um concreto mais resistente.

- Uma boa correlação foi verificada entre os valores determinados pelos pesquisadores **3** e **4**, para ligações feitas com pregos de 5,4 mm. Verifica-se que esses pesquisadores adotaram metodologias semelhantes.

- Diante das diferenças entre as propriedades dos materiais, utilizados pelos diversos autores, fica difícil citar outras comparações que considerem a influência da metodologia de ensaio nos valores de resistência e rigidez das ligações. Mas, devido à variedade de CP's de cisalhamento apresentados, ressalta-se a importância do desenvolvimento de padrões para os ensaios de peças compostas de madeira e concreto.

- Analisando-se os CP's de cisalhamento adotados, observa-se que a maioria dos pesquisadores utilizou um dos modelos mostrados na FIG. 2.22.

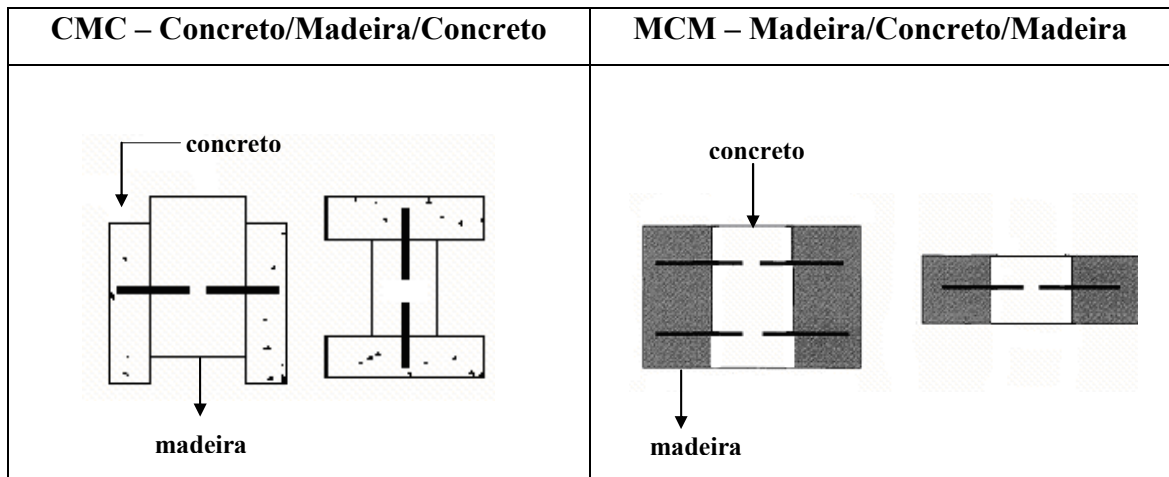


FIGURA 2. 22 – Tipos de corpos de prova adotados para ensaios de cisalhamento

O CP CMC é o que mais se aproxima do modelo padrão de ensaio *push-out*, muito utilizado nas estruturas mistas de aço-concreto. O CP MCM tem sido adotado pelos pesquisadores de estruturas de madeira e sua confecção é mais simples, com menor consumo de formas, armação e concreto. Logo, considera-se importante uma avaliação do comportamento destes dois modelos de corpos de prova, para o desenvolvimento de um padrão para o ensaio de cisalhamento.

2.2 – Expressões teóricas para o cálculo da resistência e do módulo de deslizamento de conectores tipo pino, em estruturas mistas de madeira-concreto

As expressões teóricas para o cálculo da resistência de conexões entre peças de madeira, feitas com pinos, são analíticas e baseadas em critérios de ruptura, conforme proposto por JOHANSEN (1949). Atualmente, o EUROCODE 5–parte 1 (draft final-2003) considera os modos de ruptura para ligações, com um único plano de cisalhamento, apresentados na FIG. 2.23. Eles estão relacionados ao esmagamento da madeira e à formação de rótulas plásticas no pino, e são representados pelas EQ. 2.1.

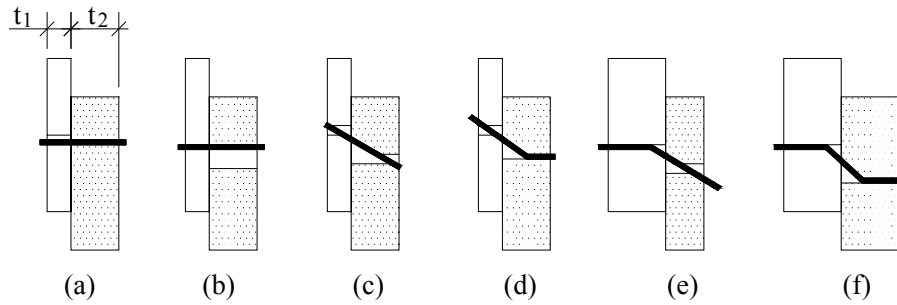


FIGURA 2. 23 – Modos de ruptura para ligações entre peças de madeira

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} (A) f_{h,1,k} \times t_1 \times d \\ (B) f_{h,2,k} \times t_2 \times d \\ (C) \frac{f_{h,1,k} \times t_1 \times d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right] + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2} - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ (D) 1,05 \frac{f_{h,1,k} \times t_1 \times d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,k}}{f_{h,1,k} \times d \times t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ (E) 1,05 \frac{f_{h,1,k} \times t_2 \times d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta) \times M_{y,k}}{f_{h,1,k} \times d \times t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ (F) 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2 \times M_{y,k} \times f_{h,1,k} \times d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad (2.1)$$

Sendo:

$F_{v,Rk}$ = valor característico da capacidade resistente do elemento de ligação, por plano de cisalhamento;

t_1 = menor valor entre as espessuras das peças de madeira;

t_2 = penetração do elemento de ligação;

d = diâmetro do elemento de ligação;

$f_{h,1,k}$ e $f_{h,2,k}$ = valores característicos da resistência ao esmagamento das madeiras;

$M_{y,k}$ = momento de escoamento do elemento de ligação;

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \text{ e}$$

$F_{ax,Rk}$ = resistência ao arrancamento característica do elemento de ligação.

Para conexões entre peças de madeira e concreto não existem expressões específicas. O EUROCODE 5-parte 2 (draft 2003) prescreve que, se os conectores forem pinos ou anéis, poderão ser utilizadas as mesmas expressões especificadas para ligações entre peças de madeira, adotando-se as propriedades da peça de madeira (para a madeira e para o concreto). Os valores obtidos deverão, entretanto, serem aumentados em 20%, para se obter a resistência da ligação mista.

Quanto ao módulo de deslizamento (k_{ser}), o EUROCODE 5-parte 2 (draft 2003) especifica que deve ser utilizada a equação 2.2. A consideração da seção mista deverá ser feita aumentando-se em 100% o valor obtido.

$$k_{ser} = \rho_m^{1,5} \frac{d}{23} \quad (2.2)$$

Sendo:

ρ_m = densidade média do membro de madeira em kg/m^3 ;

d = diâmetro do elemento de ligação em mm e

k_{ser} em N/mm.

Uma avaliação crítica dessas expressões foi feita por BRANCO (2003), a partir de ensaios de cisalhamento de conectores tipo prego, em peças mistas de madeira e

concreto. Segundo ele, as expressões teóricas subestimaram a resistência e o módulo de deslizamento das ligações estudadas.

Os ensaios realizados pelo autor mostraram que o concreto proporcionou um engastamento perfeito à parte do prego nele inserida (FIG. 2.24).

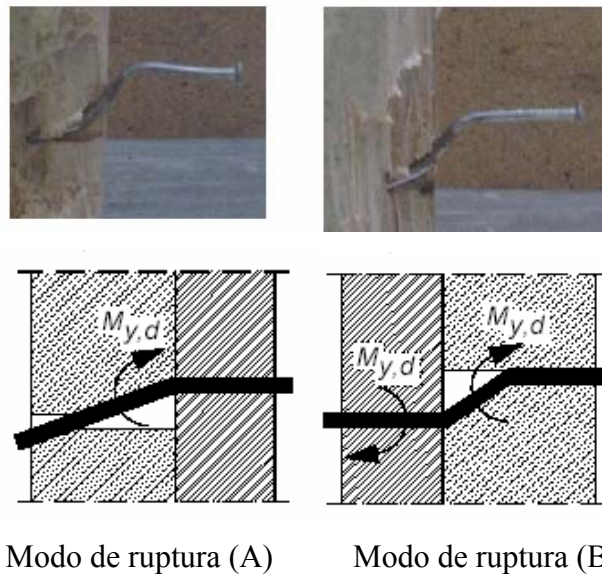


FIGURA 2. 24– Modos de ruptura das ligações madeira-concreto – BRANCO (2003)

Devido a este modo de ruptura, ele propôs que fossem utilizadas as expressões contidas no EUROCODE 5 (2001)-parte 1 APUD BRANCO (2003), para ligações entre madeira e chapa de aço espessa. Entretanto, os valores obtidos, através dessas expressões, deveriam ser modificados por um fator C_1 , igual a 1,15, para que eles se aproximassem dos resultados experimentais (EQ. 2.3).

$$R_k = 1,15 \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k} t_1 d \left[\sqrt{2 + \frac{5M_{y,k}}{f_{h,k} t_1^2 d}} - 1 \right] \quad (A) \\ 2,3 K_{cal} \sqrt{M_{y,k} f_{h,k} d} \quad (B) \end{array} \right\} \quad (2.3)$$

Sendo:

$f_{h,k}$ = valor característico da resistência ao esmagamento da madeira em N/mm^2 ;

t_1 = espessura do elemento de madeira ou penetração na madeira em mm;

d = diâmetro do elemento de ligação em mm;

$M_{y,k}$ = momento de escoamento do elemento de ligação em N.mm e

k_{cal} = fator que atende às forças axiais desenvolvidas pelo elemento de ligação.

Mas, segundo o autor, essas expressões poderão ser usadas somente nos casos em que o concreto apresente rigidez suficiente para que a ruptura não ocorra pelo seu esmagamento, mas pela plastificação do elemento de ligação.

Para o cálculo do módulo de deslizamento (k_{ser}), por plano de corte e por elemento de ligação, foi sugerida a expressão 2.4:

$$k_{ser} = 0,15 \times E_{co,m}^{0,9} \times d^{0,95} \quad (2.4)$$

Sendo:

$E_{co,m}$ = valor médio do módulo de elasticidade paralelo às fibras da madeira (N/mm²) e

d = diâmetro do elemento de ligação.

Ressaltou-se que, apesar das expressões propostas terem sido validadas por resultados experimentais, elas possuem como base um número pouco significativo de ensaios e devem servir como indicações a serem confirmadas em futuros desenvolvimentos.

Segundo DIAS (2005), para as ligações madeira-concreto, dos 6 modos de ruptura apresentados pelo EUROCODE (FIG. 2.23), somente ocorreram os 3 modos mostrados na FIG. 2.25, devido às restrições promovidas pelo concreto.

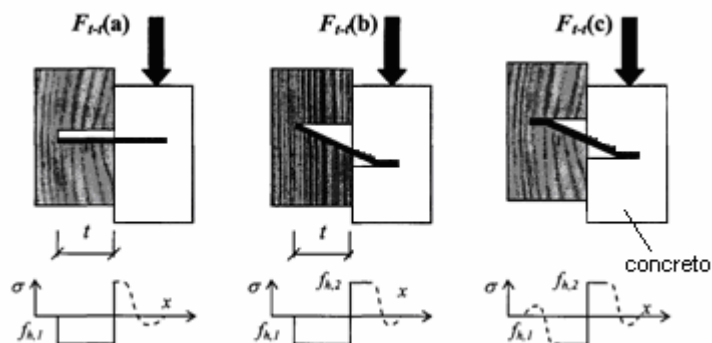


FIGURA 2. 25 – Modos de ruptura para ligações madeira-concreto - DIAS (2005)

De acordo com o autor, a principal limitação desse modelo de madeira-madeira, para avaliar o comportamento concreto-madeira, é a consideração do comportamento elasto-plástico perfeito para ambos os materiais. A plasticidade no concreto é limitada e ele mostra um comportamento frágil, usualmente resultante em esmagamento. O modelo também assume que o comprimento total do pino, em contato com o concreto, contribui para a resistência ao cisalhamento da ligação, mesmo depois do início do esmagamento. Na realidade, os resultados experimentais mostraram que o concreto sob o pino é danificado, diminuindo sua resistência. Uma alternativa é considerar o comportamento do concreto como completamente rígido, e adotar os modelos para ligações entre peças de aço espessas e madeira. Neste caso, três diferentes modos de ruptura podem ser citados, conforme FIG. 2.26 e equações 2.5 a 2.7:

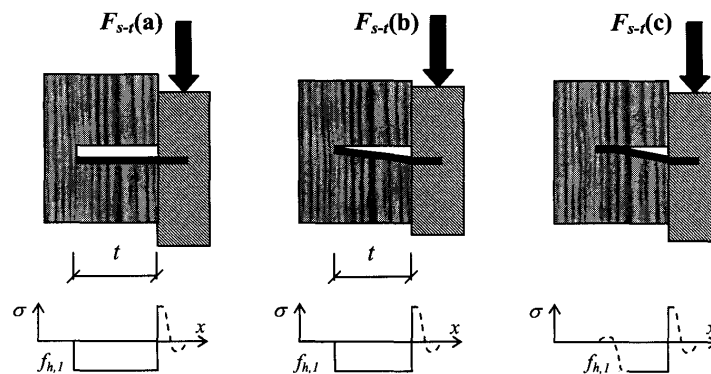


FIGURA 2. 26 – Modos de ruptura para ligações madeira-aço–DIAS (2005)

$$F(a) = f_{h,l}td \quad (2.5)$$

$$F(b) = f_{h,l}td \left[\sqrt{2 + \frac{4M_y}{f_{h,l}dt^2}} - 1 \right] \quad (2.6)$$

$$F(c) = \sqrt{4M_y f_{h,l}d} \quad (2.7)$$

Onde:

t = espessura da peça de madeira ou comprimento de penetração do pino;

d = diâmetro do pino;

$f_{h,l}$ = resistências ao esmagamento da peça de madeira e

M_y = momento de escoamento do elemento de ligação.

Porém, segundo o autor, a consideração de engastamento perfeito do pino, no concreto, não representa totalmente a realidade, uma vez que sempre existe algum dano localizado. O uso desses modelos desconsidera esses fenômenos, superestimando a capacidade resistente do concreto.

Diante das considerações apontadas, DIAS (2005) desenvolveu um estudo com objetivo de comparar os resultados teóricos, calculados a partir dos modelos propostos, com resultados experimentais. Ele executou ensaios de cisalhamento de acordo com a EN 26891(1991) e utilizou barras de aço de 8,0 e 10,0 mm de diâmetro.

O autor concluiu que o modelo aço-madeira foi o que apresentou resultados mais próximos aos experimentais. Além disto, Os pinos mostraram uma grande capacidade de deformação plástica, para todas as amostras. O modo de ruptura foi caracterizado pelo escoamento das barras de aço em dois pontos, com a formação de duas rótulas plásticas e esmagamento da madeira. Não foi observado nenhum movimento axial do pino com relação ao concreto e à madeira.

Os danos que o pino provocou no concreto com alta resistência foram pequenos e podem ser considerados desprezíveis, quando comparados com os danos na madeira. Nestes casos, o concreto atuou como um engaste perfeito e o esmagamento da madeira apresentou uma importância muito maior. Também foi observado que a influência da densidade da madeira é muito mais significativa para os valores de módulo de deslizamento, afetando menos a resistência da ligação.

Outras equações, propostas por CECCOTI (1995), são utilizadas até os dias atuais, como citado no trabalho de MATTHIESEN et al (2007). Elas também representam a resistência de conectores tipo pino e são baseadas em possíveis modos de ruptura da conexão: compressão localizada do concreto, ruptura da barra de aço por cisalhamento e ruptura da madeira, considerando-se o concreto como uma placa fina de aço (EQ. 2.8 a 2.10).

a) Compressão localizada do concreto:

$$R_d = 0,23 d^2 \sqrt{f_{ck} \frac{E_{cm}}{\gamma_v}} \quad (2.8)$$

Sendo:

d = diâmetro do pino;

f_{ck} = resistência característica do concreto;

γ_v = coeficiente de segurança do material e

E_{cm} = valor médio do módulo de elasticidade do concreto.

b) ruptura da barra de aço por cisalhamento:

$$R_d = 0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} \quad (2.9)$$

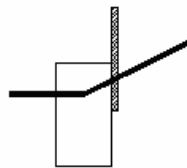
Sendo:

d = diâmetro da barra;

f_{yd} = tensão de escoamento do material do conector e

γ_v = coeficiente de segurança do material.

c) ruptura da madeira, considerando-se o concreto como uma placa fina de aço:



$$R_d = 1,5 \sqrt{2 M_{y,d} f_{h,2,d} d} \quad (2.10)$$

Sendo:

d = diâmetro da barra;

$M_{y,d}$ = momento de escoamento de cálculo de uma barra $(0,8 f_y \frac{(d)^3}{6})$ e

$f_{h,2,d}$ = resistência de embutimento de cálculo paralela às fibras da madeira.

Quanto ao módulo de deslizamento do conector, CECCOTTI et al (2006) também salientaram que as expressões, citadas pelo EUROCODE 5, subestimam os valores e recomendaram que esta propriedade seja avaliada através de ensaios. Na ausência de ensaios, eles sugeriram a expressão proposta por TURRINI e PIAZZA (1983):

$$k_{ser} = 0,16E_{cm}d \quad (2.11)$$

Sendo:

E_{cm} = módulo de elasticidade da madeira e

d = diâmetro da barra.

2.2.1 – Considerações sobre os modelos teóricos

Avaliando-se os trabalhos citados na revisão bibliográfica, pode-se salientar que não existe, ainda, um consenso sobre os modelos teóricos que devem ser adotados para o dimensionamento de ligações entre peças de concreto e madeira.

É importante ressaltar que a alta densidade de algumas madeiras brasileiras pode contribuir para que, na ligação mista, o concreto sofra danos significativos e os pinos não fiquem completamente engastados nele. Caso esse comportamento ocorra, provavelmente os modelos analíticos madeira-placa de aço espessa serão inadequados. Salienta-se, também, que poderão ocorrer modos de ruptura que se aproximem mais do modelo madeira-placa de aço fina, como proposto por CECCOTTI (1995).

Diante dessas questões, considerou-se importante comparar os comportamentos teóricos e experimentais de ligações mistas. Portanto, neste trabalho, a resistência teórica da ligação será calculada segundo os modelos propostos pelo EUROCODE 5–parte 1 (draft final-2003), por DIAS (2005) e por CECCOTTI (1995). A rigidez teórica da ligação será avaliada considerando-se as expressões propostas pelo EUROCODE, por BRANCO (2003) e por CECCOTTI et al (2006). Posteriormente, os valores teóricos serão comparados aos valores experimentais. Salienta-se que esse estudo pode trazer contribuições importantes para a adoção de modelos analíticos que tratem de ligações mistas feitas com madeiras brasileiras.

3

MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo serão descritos os materiais e a metodologia adotados para esta pesquisa.

3.1 – Materiais

Os conectores adotados foram barras de aço coladas, devido ao seu bom desempenho, conforme citado por TURRINI e PIAZZA (1983), CAPRETTI et al (1998), WEAVER (1999), SERRANO (2001), MATTHIESEN e SEGUNDINHO (2002), PIGOZZO (2004), DIAS (2005) e CECCOTTI et al (2006). As barras foram do tipo CA-50, com diâmetros iguais a 8,0, 10,0 e 12,5 mm. Para a armadura das lajes de concreto também foram utilizadas barras de aço CA-50 com diâmetro de 6,3 mm.

O concreto foi dosado para uma resistência característica à compressão (f_{ck}) de 25 MPa, aos 28 dias de idade. Este valor de resistência foi escolhido por ser adotado, com frequência, nas obras usuais. O seu traço foi especificado pelo fabricante de concreto usinado – LAFARGE¹, conforme indicado na TAB. 3.1.

¹ LAFARGE – Empresa fabricante de cimento, concreto, agregados e gesso.

TABELA 3. 1 – Características do Traço do Concreto

Traço (em peso) Cimento: areia: pó pedra: brita 0	Cimento (kg/m ³)	Fator a/c	Superplastificante/ Cimento (%)	“Slump” (cm)
1 : 2,32 : 0,67 : 3,15	299	0,68	0,3	15

No traço foi empregada areia média artificial, com massa específica real de 2 690 kg/m³ e pó de pedra com massa específica real de 2 720 kg/m³. Utilizou-se, também, brita zero calcárea, com massa específica real de 2 690 kg/m³, cimento CP III RS 40 e aditivo superplastificante Chrysoplast 213¹.

A madeira utilizada foi do tipo laminada colada (MLC) de *Eucalyptus Grandis*.

Os adesivos utilizados para a ancoragem dos conectores foram à base de resina epóxi, com as seguintes denominações : Scuna 5100, Scuna massa para filetagem, massa epóxi de dois componentes e adesivo A313². As características desses adesivos estão descritas abaixo.

Segundo o site do fabricante, o adesivo Scuna 5100 é uma resina epóxi de baixa viscosidade, bicomponente, para colagem, impregnação e laminação, em construção de sistemas compostos com: fibra de vidro, fibra de carbono, kevlar, madeira, espumas diversas e isopor. Scuna massa para filetagem é um adesivo epóxi com adição de microfibras vegetal. Ele é composto por dois componentes de alta tixotropia, para colagem de painéis, filetagem e calafetagem em superfícies de madeira. A massa epóxi de dois componentes é um adesivo de alta tixotropia para colagem de painéis, filetagem e calafeto em superfícies de madeira, aço e fibra de vidro. O Adesivo A313 é um epóxi bicomponente para reparos variados.

¹ Fabricado pela Chryso.

² Todos os adesivos foram fabricados pela Tubolit Indústria e Comércio Ltda.

3.2 – Metodologia de pesquisa

Para esta pesquisa foram realizados ensaios de arrancamento de barras de aço em CPs de madeira, arrancamento de barras de aço em CPs de concreto, ensaios de cisalhamento e de flexão em vigas mistas. Também foram realizados ensaios de caracterização dos materiais.

Os ensaios de arrancamento foram realizados com os seguintes objetivos: definir qual adesivo seria adotado para a colagem dos conectores, avaliar a influência do diâmetro do furo na resistência ao arrancamento da barra na madeira e comparar as resistências ao arrancamento das barras de aço no concreto e na madeira, com a finalidade de evitar o *up-lift*¹, devido a uma ancoragem insuficiente do conector.

Os ensaios de cisalhamento dos conectores (*push-out*) foram executados com o objetivo de avaliar a influência do tipo de corpo de prova (CMC ou MCM) nos resultados de resistência e de rigidez do conector.

Os ensaios de flexão foram realizados com o objetivo de comparar o comportamento dos conectores nas vigas mistas com o comportamento dos mesmos nos ensaios de cisalhamento, levando-se em consideração o parâmetro de rigidez da conexão.

3.2.1 – Ensaios de arrancamento na madeira

Os ensaios de arrancamento na madeira foram realizados seguindo-se as prescrições da ASTM-D 1761(1994).

Na primeira etapa dos ensaios, comparou-se o desempenho ao arrancamento de quatro tipos de adesivos: Scuna 5100, Scuna massa para filetagem (MFM), massa epóxi (ME) e adesivo A313. O planejamento foi feito de acordo com a TAB. 3.2.

¹ *up-lift*: separação entre a madeira e o concreto quando a estrutura estiver sob carregamento.

TABELA 3. 2 – Planejamento dos ensaios de arrancamento – Estudo dos adesivos

Resposta pesquisada	Fator	Níveis do fator	Nº de repetições (N)
Resistência ao arrancamento	Tipo de adesivo	5100	6
		MFM	6
		ME	6
		A313	6

As dimensões dos CPs foram iguais a (80 x 80 x 200) mm, com barras de aço do tipo CA-50 e diâmetros nominais de 10,0 mm. Os comprimentos de ancoragem foram iguais a 10 vezes o diâmetro das barras (FIG. 3.1), como recomendado pelo EUROCODE 5–PARTE 2 (Draft 2003).

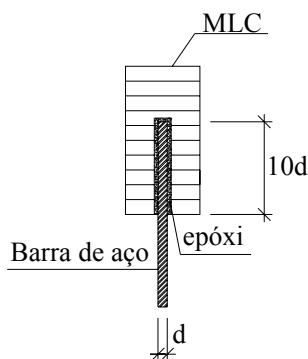


FIGURA 3. 1– Corpo de prova de MLC para os ensaios de arrancamento

Os furos, nos CPs de madeira, foram feitos utilizando-se furadeira industrial, com diâmetros médios de 11,0 mm.

Os adesivos estruturais foram preparados e utilizados conforme as orientações do fabricante. Após a mistura, eles foram aplicados nas extremidades das barras, com espátula. Também foram aplicados nos CPs de madeira, até o preenchimento da metade dos volumes dos furos. Todas as barras foram inseridas com a ajuda de um martelo.

Após a colagem, os CPs foram condicionados à temperatura de $(20 \pm 2)^\circ \text{C}$ e umidade relativa de $(65 \pm 5)\%$, até a data do ensaio de arrancamento (FIG. 3.2).



FIGURA 3. 2– Condicionamento dos CPs para o ensaio de arrancamento

Os ensaios foram executados na máquina universal DL30000, da marca EMIC, com capacidade para 300 kN, calibrada por laboratório acreditado na RBC¹. Também foi utilizado o acessório para o ensaio de arrancamento, fabricado especificamente para estes ensaios, conforme mostrado na FIG. 3.3. O deslizamento relativo, entre a barra de aço e o corpo de prova de madeira, foi medido através de dois transdutores de deslocamento, com curso de 50 mm.



FIGURA 3. 3 – Acessório para o ensaio e transdutores de deslocamento

As leituras de carga e deslizamento foram feitas utilizando-se o sistema de aquisição de dados da máquina universal, conectado a um microcomputador. Todos os ensaios foram automatizados com o uso de um script (ou programa), o que possibilitou sua execução com controle de deslocamentos. A velocidade adotada foi de 2,55 mm/min.

¹ RBC: *Rede Brasileira de Calibração, com padrões rastreáveis a padrões internacionais.*

Na segunda etapa, pesquisou-se a influência do diâmetro do furo na resistência ao arrancamento, utilizando-se o adesivo que mostrou o melhor desempenho na primeira etapa. Os ensaios foram planejados de acordo com a TAB.3.3.

TABELA 3. 3 – Planejamento dos ensaios de arrancamento – estudo dos diâmetros

Resposta pesquisada	Fator	Níveis do fator	Nº de repetições (N)
Resistência ao arrancamento	Diâmetro do furo	12,0 mm	5
		13,0 mm	
		14,0 mm	

As características dos CPs foram iguais às utilizadas na primeira etapa.

A colagem das barras foi executada com o adesivo epóxi Scuna 5100, aplicado na extremidade da barra, com espátula. Também foi aplicado no CP de madeira, até o preenchimento da metade do volume do furo. Para o diâmetro de 11,0 mm, as barras foram inseridas com a ajuda de um martelo. Para os demais diâmetros, elas foram centralizadas e apumadas utilizando-se linha de Nylon e pregos, fixados nas laterais dos CPs, conforme mostrado na FIG. 3.4.



FIGURA 3. 4 – Colagem das barras de aço nos CPs de MLC

Após a colagem, os CPs foram condicionados à temperatura de $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$ e umidade relativa de $(65 \pm 5)\%$, para a cura completa do adesivo (FIG. 3.5).



FIGURA 3. 5 – Detalhe dos corpos-de-prova para o ensaio de arrancamento

Os ensaios foram executados utilizando-se o mesmo procedimento e os mesmos equipamentos adotados na primeira etapa, referente ao estudo do desempenho dos adesivos.

3.2.2 – Ensaios de arrancamento no concreto

Os ensaios de arrancamento no concreto foram realizados seguindo-se as prescrições da RILEM/RC 6 (1978). Eles foram executados com o objetivo de avaliar se a presença de um gancho no conector poderia influenciar, de forma significativa, a sua resistência ao arrancamento. O planejamento dos ensaios foi feito conforme mostrado na TAB. 3.4.

TABELA 3. 4– Planejamento dos ensaios de arrancamento em CPs de concreto

Resposta pesquisada	Fatores	Níveis dos fatores	Nº de repetições (N)
Resistência ao arrancamento	Forma da barra	Reta	3
		Com gancho	

Os CPs cilíndricos, com dimensões de (10 x 20) cm, foram compostos com concreto e barras de aço tipo CA-50. Os diâmetros nominais das barras foram iguais a 10,0 mm e os seus comprimentos de ancoragem foram iguais a 50 mm. A FIG. 3.6 mostra as características dos CPs com barras retas e com ganchos.

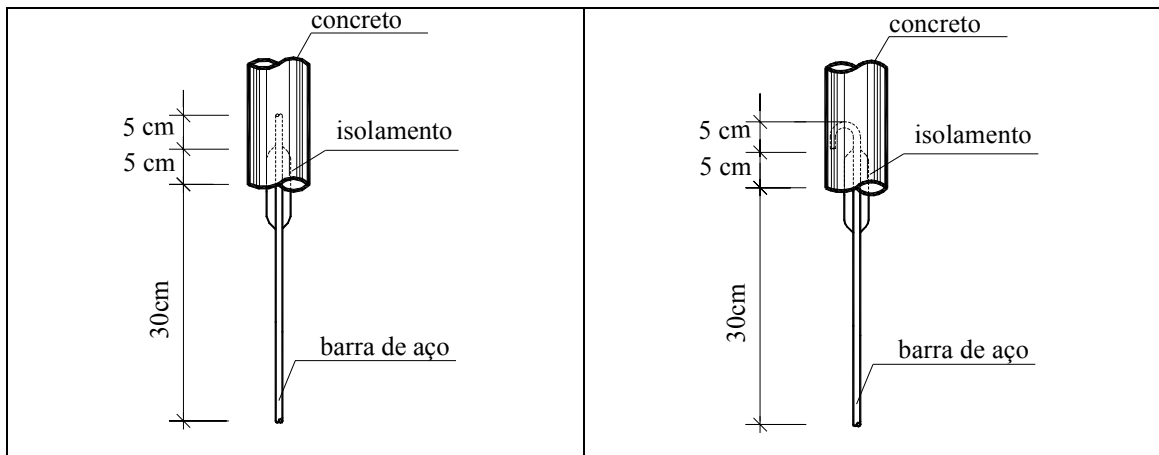


FIGURA 3. 6 – Corpos de prova de concreto para os ensaios de arrancamento

Após a concretagem, os CPs foram estocados, à temperatura ambiente, até a idade de 28 dias.

Para a execução dos ensaios foi utilizada a máquina universal DL30000, da marca EMIC, com capacidade de 300 kN. Também foi utilizado o acessório para o ensaio de arrancamento, mostrado na FIG. 3.7. O deslizamento relativo entre a barra de aço e o corpo de prova de concreto foi medido através de dois transdutores de deslocamento, com curso de 50 mm.



FIGURA 3. 7 – Acessório para o ensaio de arrancamento

As leituras de carga e deslizamento foram feitas utilizando-se o sistema de aquisição de dados da máquina universal, conectado a um microcomputador. A velocidade adotada para o ensaio foi de 1 mm/min.

3.2.3 – Ensaios de cisalhamento do conector

3.2.3.1 – Definição dos corpos de prova e planejamento dos ensaios

Na definição da geometria dos CPs de cisalhamento foram consideradas as disposições construtivas que são prescritas nas normas de projeto, uma vez que esses CPs devem representar a ligação na viga mista. Mesmo que os CPs sejam utilizados simplesmente para obtenção de parâmetros, tais como a resistência ou o módulo de deslizamento do conector, é importante respeitar certas características, para que a sua ruptura não seja prematura. Alguns pesquisadores já fizeram considerações importantes sobre estas características do CP, tais como: o comprimento mínimo de ancoragem do conector na madeira $> 10\Phi$ (TURRINI e PIAZZA (1983), AHMADI e SAKA (1993)); o número mínimo de 4 conectores (SORIANO (2001)) e a utilização de armadura na parte de concreto (WEAVER (1999), NICOLAS (2001), MATTHIESEN e SEGUNDINHO (2002)).

As espessuras adotadas para as lajes de concreto, nos CPs de cisalhamento, foram iguais a 7,0 cm e 10,0 cm. Segundo a NBR 6118 (2003), no caso de edificações, a espessura mínima para lajes maciças é de 5,0 cm para a cobertura, e 7,0 cm para o piso. Além disto, usualmente as lajes maciças são boas soluções até espessuras de 15 cm.

O comprimento de embutimento adotado para o conector no concreto foi, no mínimo, igual a 4 vezes o seu diâmetro, de acordo com a NBR 8800 (1986). Essa prescrição é importante para garantir que os conectores apresentem comportamento dúctil. Ainda, segundo esta norma, o cobrimento de concreto acima da face superior, de qualquer conector, não poderá ser inferior ao cobrimento especificado pela NBR 6118 para armadura da laje menos 5 mm, nem a 10 mm.

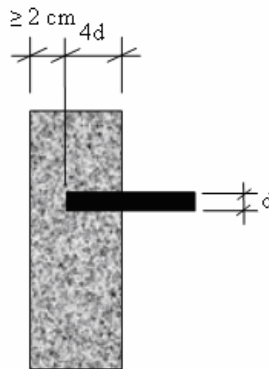


FIGURA 3. 8 – Detalhe para ancoragem do conector no concreto

No caso da madeira, o comprimento de ancoragem adotado para o conector foi igual ao maior dos valores apresentados na EQ. 3.1, conforme prescrito pelo EUROCODE 5–PARTE 2 (Draft 2003).

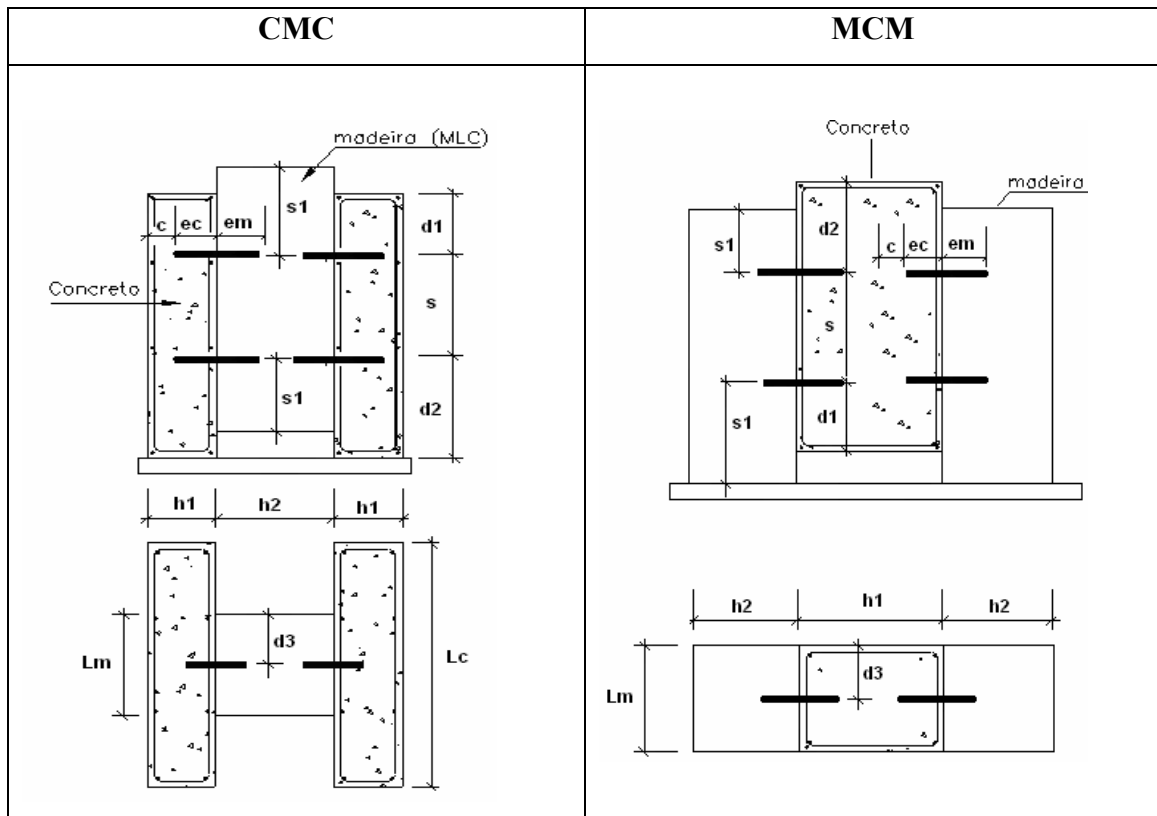
$$l_{a,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,5 d^2 \\ 10 d \end{array} \right\} \quad (3.1)$$

Onde: $l_{a,\min}$ = comprimento de ancoragem mínimo (mm) e d = diâmetro da barra (mm).

Os espaçamentos entre os conectores respeitaram as prescrições do EUROCODE 5–parte 1 (draft final-2003). Também foi considerado o cobrimento lateral mínimo de concreto igual a 25 mm, segundo a NBR 8800 (1986).

Os elementos de ligação foram localizados em 2 níveis porque, de acordo com JOHNSON e ANDERSON (1993), isto melhora a redistribuição de carga. Além disto, a resistência média do conector pode ser calculada utilizando-se, no mínimo, quatro conectores. SORIANO (2001) também salientou que corpos de prova com quatro pinos apresentaram uma pequena dispersão nos valores obtidos para o módulo de deslizamento.

Considerando-se as especificações citadas, foram definidas as dimensões mínimas para os CPs tipo CMC e MCM, como mostrado na FIG 3.9.

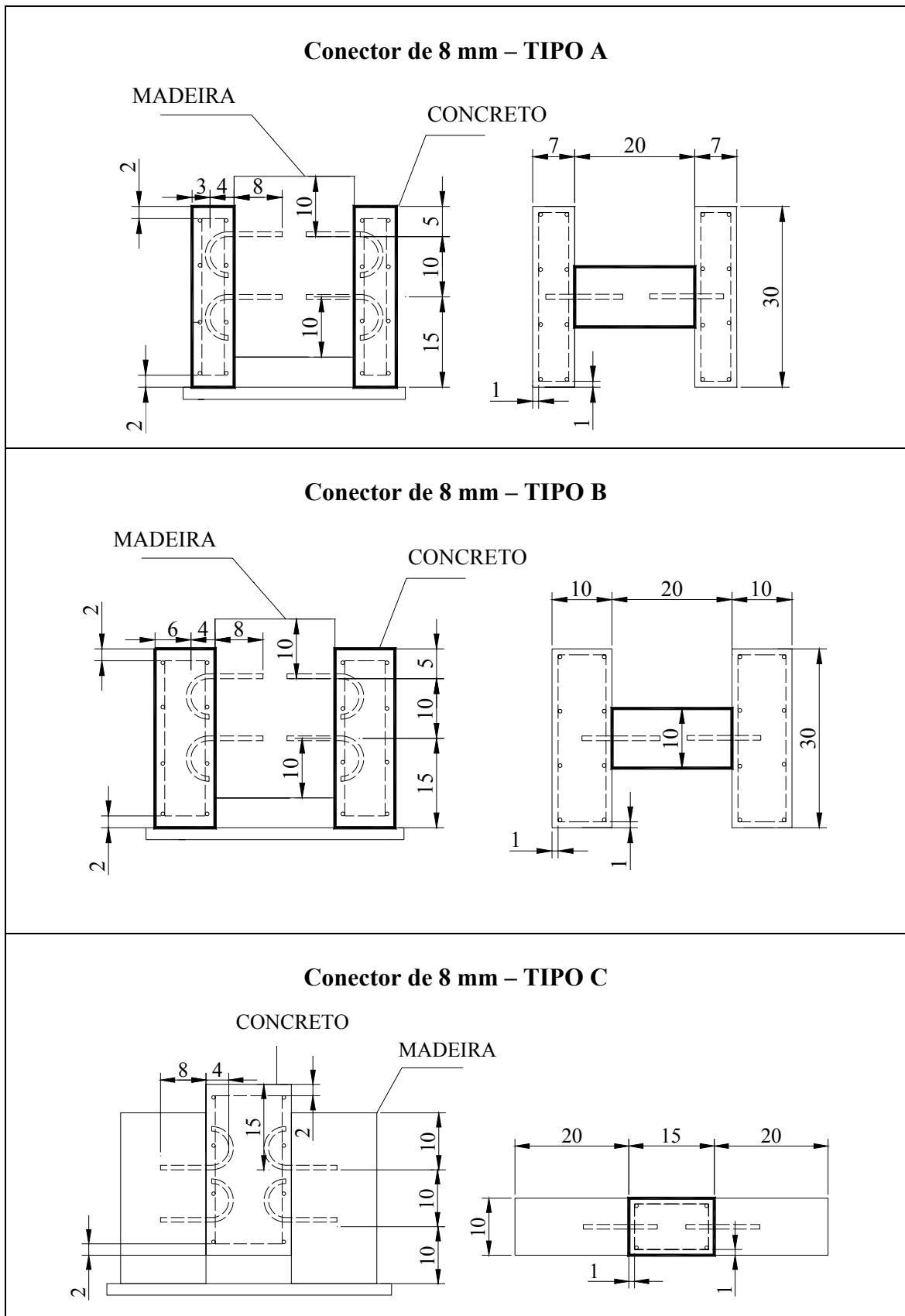


TIPO	c	ec	em	s1	d1	s
CMC	≥ 2,0 cm	4 Φ	10Φ	≥ máx (7Φ; 80 mm)	≥ 2,5 cm	5 Φ ≤ s ≤ 20 Φ
MCM	≥ 2,0 cm	4 Φ	10Φ	≥ máx (7Φ; 80 mm)	≥ 2,5 cm	5 Φ ≤ s ≤ 20 Φ

TIPO	d2	h1	h2	d3
CMC	≥ 2,5 cm	$h1 \geq \{5cm \text{ ou } (c + ec)\}$	$(2 \times em) + s$	≥ 3 Φ
MCM	≥ 2,5 cm	$2x (ec + c)$	$(em) + s$	≥ 3 Φ

FIGURA 3. 9 – Modelos para o desenvolvimento dos corpos de prova de referência

A partir dessas dimensões mínimas, foram definidos os CPs adotados para o estudo, de acordo com as FIG. 3.10 a 3.12.



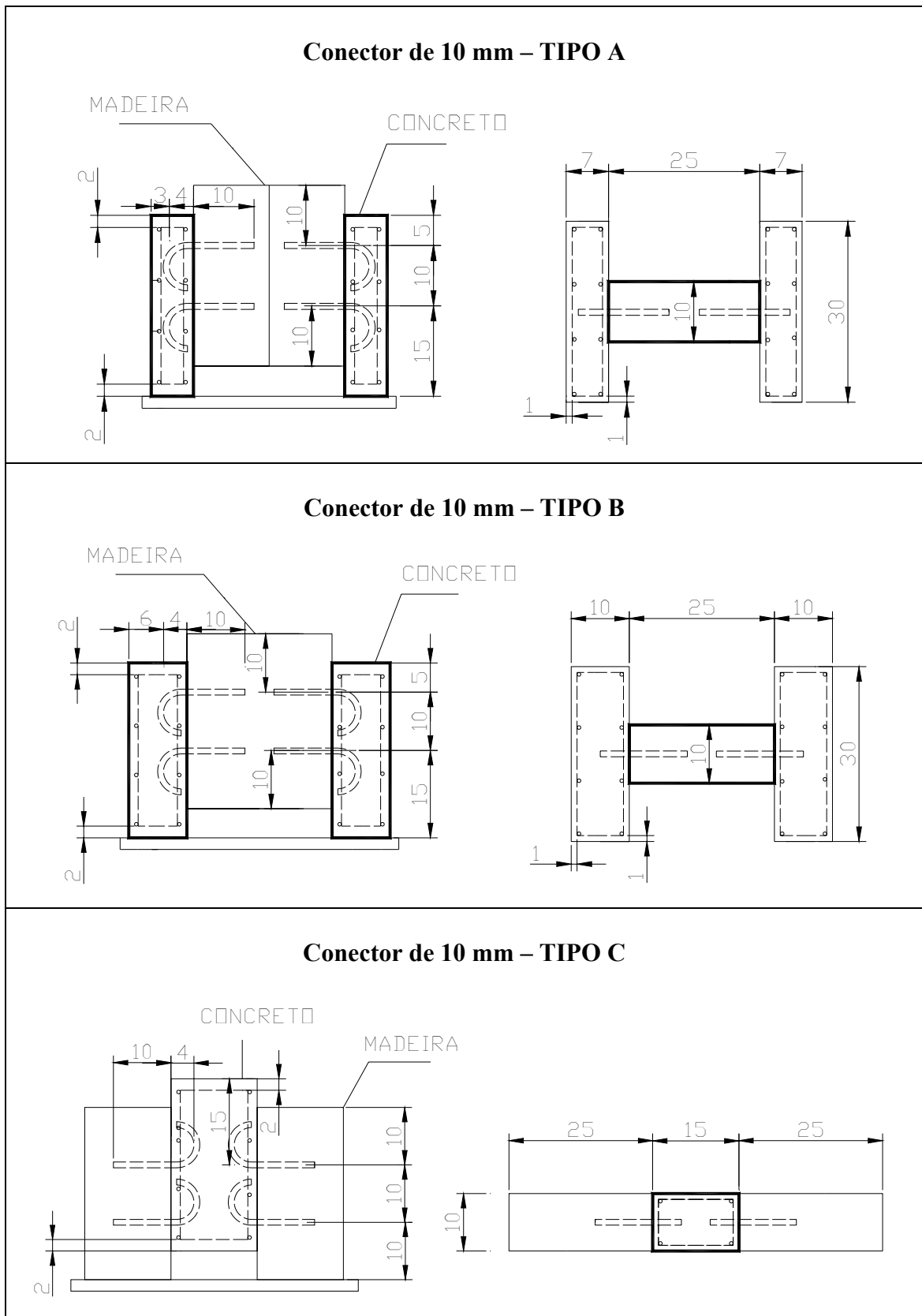


FIGURA 3. 11– Corpos de prova para os conectores de 10 mm

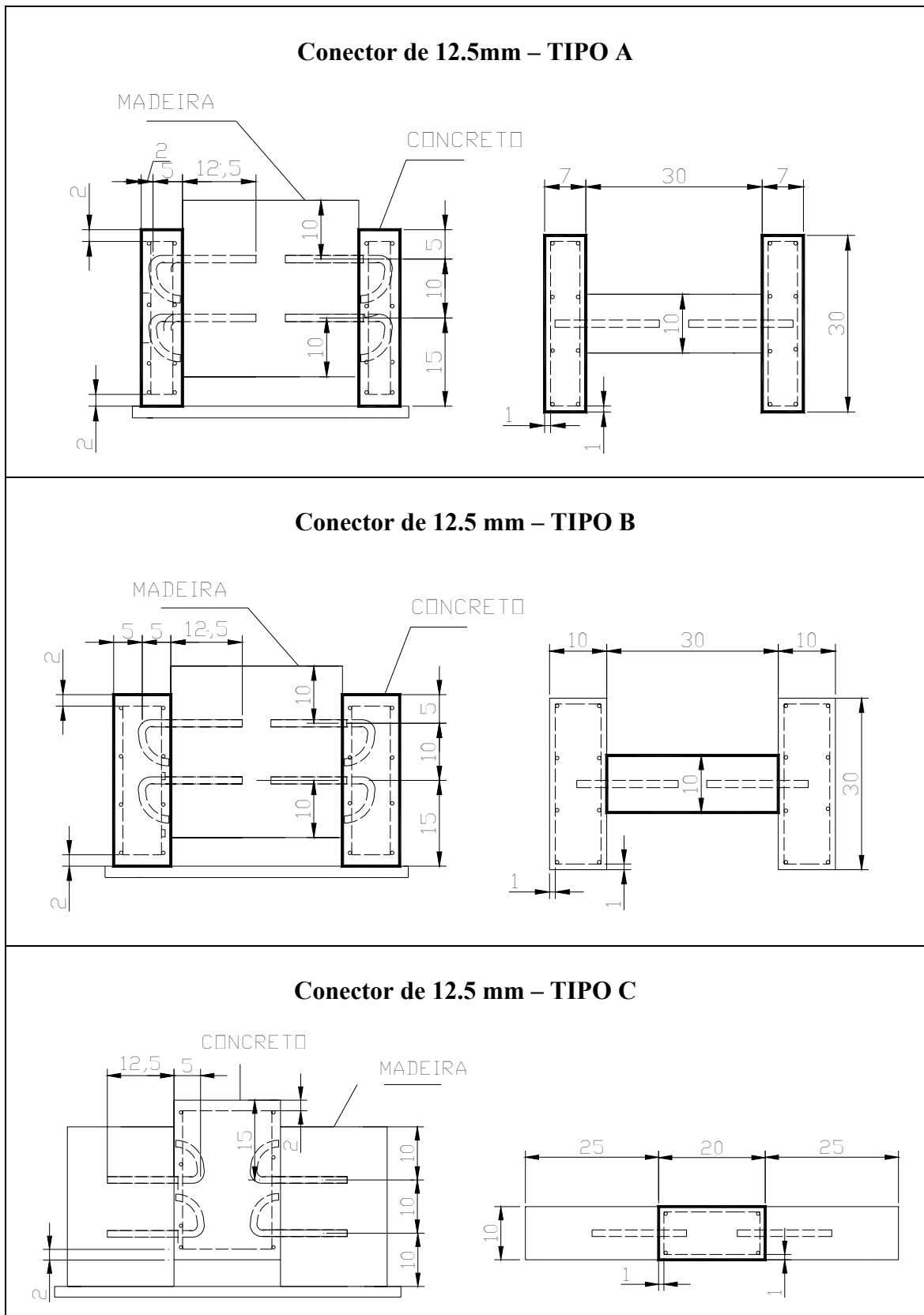


FIGURA 3. 12– Corpos de prova para os conectores de 12.5 mm

Em todos os corpos de prova foi adotada uma armadura no concreto, com diâmetro igual a 6,3 mm, para evitar problemas de fissuração prematura.

Os conectores utilizados foram barras de aço tipo CA50, dobradas em forma de gancho (FIG. 3.13), com diâmetros iguais a 8,0, 10 e 12,5 mm.



FIGURA 3. 13 – Forma dos conectores de cisalhamento

O planejamento dos ensaios foi feito conforme descrito na TAB. 3.5.

TABELA 3. 5 – Planejamento dos ensaios de cisalhamento

Respostas pesquisada	Fatores	Níveis dos fatores	Nº de repetições (N)
Resistência do conector Rigidez do conector	Configuração do CP	Tipo A	4
		Tipo B	
		Tipo C	
	Diâmetro do conector	8,0 mm	
		10,0 mm	
		12,5 mm	

3.2.3.2 – Confeção dos corpos de prova

As vigas de MLC foram fabricadas com tábuas de *Eucalyptus Grandis*, com espessura média de 3,25 cm, produzidas pela Aracruz Celulose. O procedimento de seleção iniciou-se pela avaliação visual das tábuas e exclusão das peças com rachaduras, nós ou fibras retorcidas. Em seguida, as tábuas foram identificadas com números seqüenciais e foram determinados a densidade de campo e o tempo de propagação de ondas ultra-

sônicas para cada uma delas, com a finalidade de classificá-las segundo o seu módulo de elasticidade dinâmico.

A densidade de campo foi avaliada através da massa e do volume de cada tábua, utilizando-se, respectivamente, balança, trena e paquímetro. Os tempos de propagação das ondas ultra-sônicas foram medidos com aparelho de ultra-som Sylvatest, com transdutores de 30 kHz, posicionados conforme FIG. 3 14. Para cada tábua, foram feitas duas leituras, uma à direita e outra à esquerda da linha central.

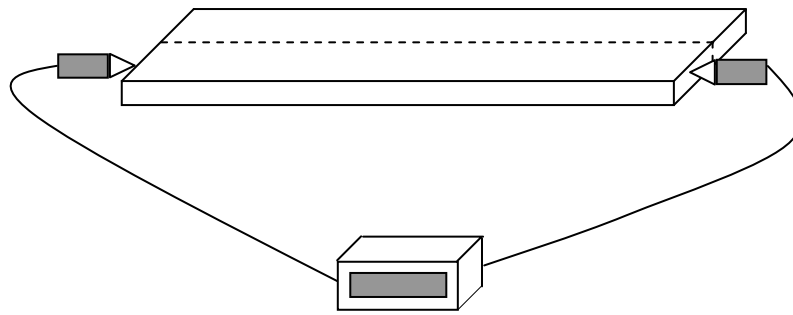


FIGURA 3. 14– Posicionamento dos transdutores do aparelho de ultra-som na tábua

O módulo de elasticidade dinâmico de cada lâmina foi determinado utilizando-se a equação de Christoffel :

$$E_{d0} = v_{cp}^2 \rho_{ap,campo} \quad (3.2)$$

Nesta equação:

E_{do} = módulo de elasticidade dinâmico paralelo às fibras em N/m²;

$\rho_{ap,campo}$ = densidade aparente de campo em kg/m³ e

v_{cp} = velocidade média de propagação do pulso ultra-sônico em m/s, medida ao longo da tábua.

O posicionamento das tábuas, nas vigas de MLC, foi escolhido a partir de dois critérios: as dimensões exigidas para as vigas e os valores dos módulos de elasticidade dinâmicos.

Desta forma foram combinadas, numa mesma viga, tábuas com dimensões aproximadamente iguais e com pequenas variações nos valores dos módulos de elasticidade. Com isto, buscou-se homogeneizar, principalmente, a região onde seriam fixados os conectores para os ensaios de cisalhamento (FIG. 3.15).

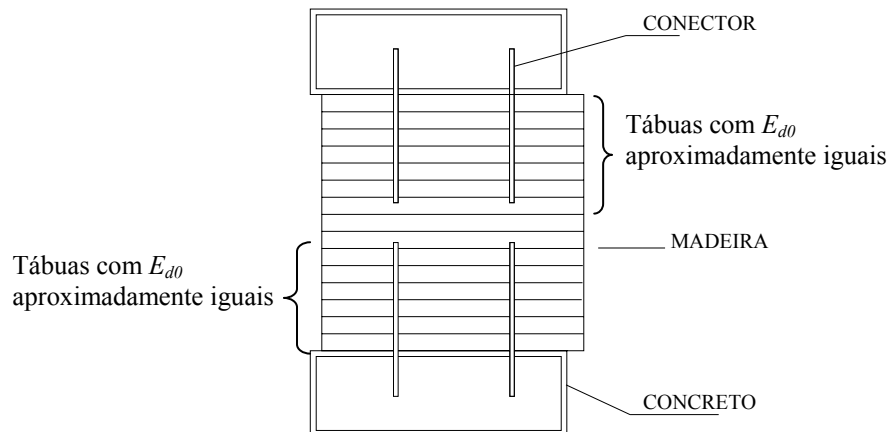
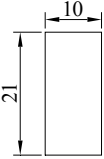
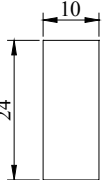
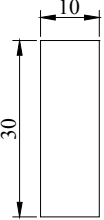


FIGURA 3. 15 - Corpo de prova para ensaio de cisalhamento (*push-out*)

A fabricação das vigas iniciou-se pelo aplainamento e desengrosso das tábuas, para uniformização de suas larguras e espessuras, respectivamente. Em seguida, as lâminas foram coladas utilizando-se o adesivo CASCOPHEN RS-216-M, à base de resina Resorcinol-fenol-formaldeído, fabricada pela Borden Química Indústria e Comércio Ltda.

Ao todo foram fabricadas 11 vigas: 6 foram utilizadas para a confecção dos CP's de cisalhamento e 5 para a confecção dos modelos de vigas mistas. Na TAB. 3.6 são mostradas as dimensões das vigas adotadas para a fabricação dos CP's de cisalhamento.

TABELA 3. 6 – Vigas utilizadas para confecção dos CPs de cisalhamento

Vigas	Øconector (mm)
Vigas 1 e 2 	8
Vigas 5 e 6 	10
Vigas 8 e 11 	12,5

Depois de serradas, as partes de madeira foram furadas, utilizando-se furadeira industrial, com diâmetros médios de 9,0, 11,0 ou 13,5 mm, de acordo com o conector considerado.

Os conectores foram lixados, limpos e colados nas peças de madeira, utilizando-se o adesivo epóxi Scuna 5100 (FIG. 3.16). Todas as barras foram inseridas com a ajuda de um martelo.



FIGURA 3. 16 – Colagem dos conectores na madeira

Para diminuir a aderência entre as superfícies do concreto e da madeira, foi utilizado um filme plástico, conforme mostrado na FIG. 3.17. Esse filme também foi fixado com o objetivo de proteger a madeira contra a infiltração da água proveniente do concreto.

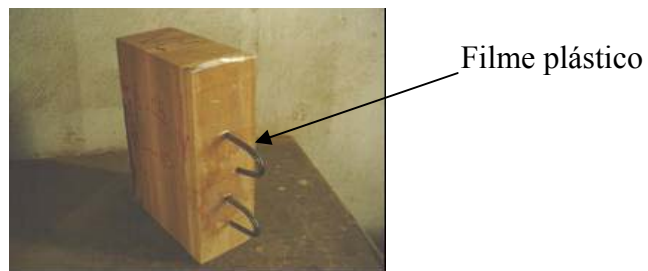


FIGURA 3. 17 – Fixação de camada plástica na madeira

As armaduras e os espaçadores utilizados são mostrados na FIG. 3.18.

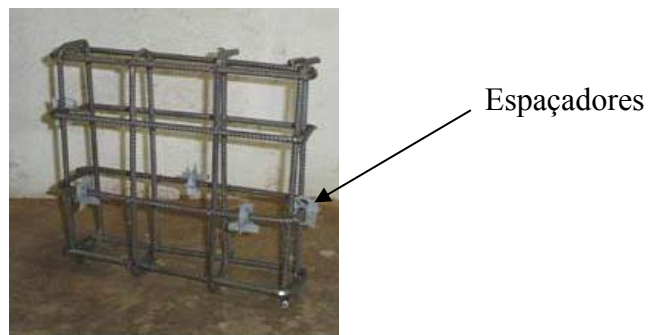


FIGURA 3. 18 – Armadura para os corpos de prova

A fabricação das formas foi iniciada após a cura do adesivo, com a finalidade de evitar a formação de fissuras no mesmo ou o deslocamento do conector, devido à manipulação do CP (FIG. 3.19).

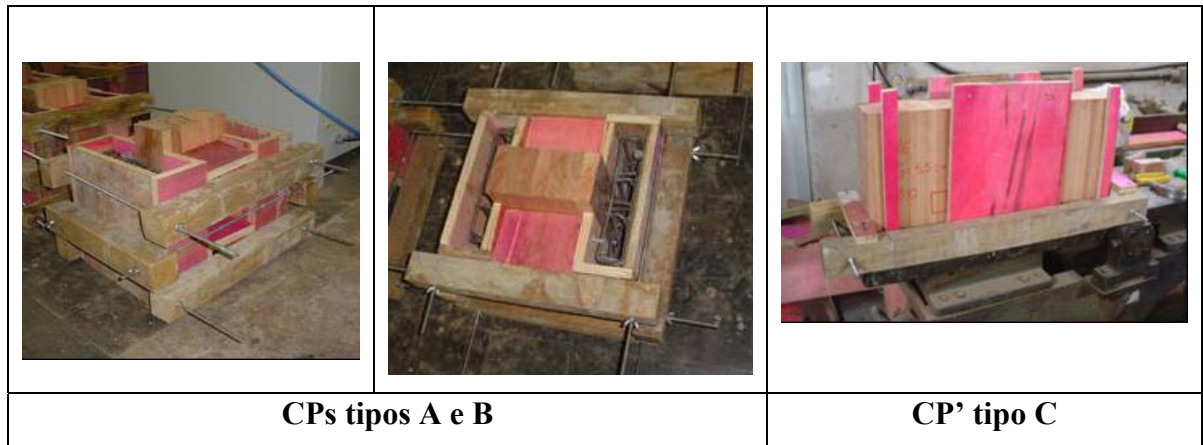


FIGURA 3. 19 – Confeção das formas

As concretagens foram realizadas em grupos de 6 CPs, sendo 2 do tipo A, 2 do tipo B e 2 do tipo C, com o mesmo diâmetro de conector. Para cada uma das concretagens foram determinados os valores dos “slumps”, apresentados na TAB. 3.7. Para a determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade do concreto foram moldados CPs cilíndricos de (10 x 20) cm.

TABELA 3. 7 – Dados das concretagens dos CPs de cisalhamento

Data da concretagem	Slump (cm)	Φ do conector (mm)
14/03/07	8	8
21/03/07	10	8
29/03/07	12	10
03/04/07	15	10
03/05/07	13	12,5
17/05/07	10	12,5

O concreto foi lançado manualmente dentro das fôrmas de madeira e, em seguida, vibrado utilizando-se um vibrador de agulha.

Depois de desformados, os CPs foram estocados para a cura (FIG. 3.20)

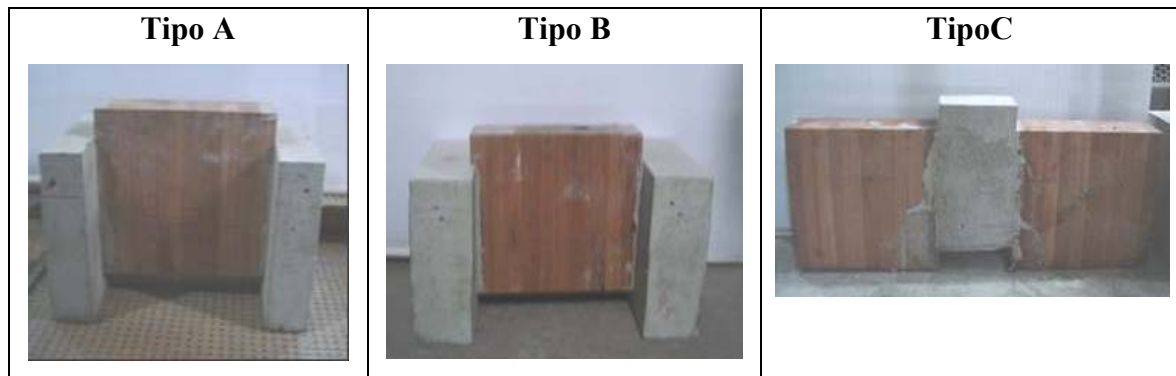


FIGURA 3. 20 – CP's para os ensaios de cisalhamento - cura sem condicionamento

Para a execução dos ensaios foi utilizada a máquina universal DL30000 da EMIC, com capacidade para 300 kN. O deslizamento relativo entre a madeira e o concreto foi medido utilizando-se dois transdutores de deslocamento, com curso de 50 mm. Os transdutores foram fixados em duas faces opostas dos CPs, conforme mostrado nas FIG. 3.21 e 3.22.



FIGURA 3. 21 – Ensaio de cisalhamento - Corpos de prova tipos A e B

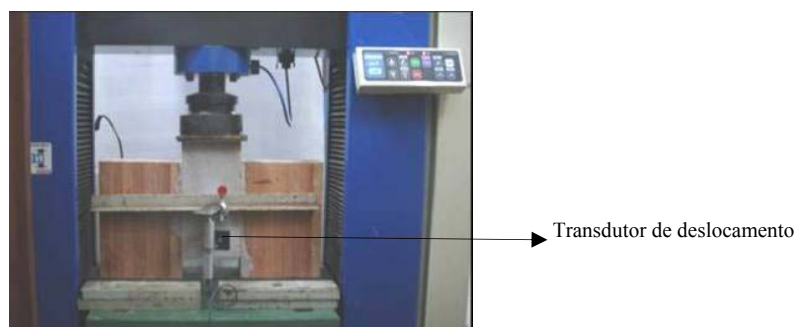


FIGURA 3. 22 – Ensaio de cisalhamento - Corpo de prova tipo C

A aplicação de carga foi feita de acordo com o diagrama estabelecido pela NBR 7190 (1997). A resistência estimada (F_{est}) foi determinada através do ensaio de um CP, de cada amostra em estudo. As leituras de carga e deslizamento foram feitas utilizando-se o sistema de aquisição de dados da DL30000, conectado a um microcomputador. A velocidade adotada para o ensaio foi de 1,0 mm/min.

A resistência da ligação e o módulo de deslizamento foram calculados seguindo-se as especificações da EN 26891 (1991), aplicável a todos os tipos de elementos de ligação.

3.2.4 – Ensaio de flexão de modelos de vigas mistas

Para os ensaios de flexão, foram confeccionados sete modelos de vigas mistas, sendo três com conectores de 8,0 mm, dois com conectores de 10,0 mm e dois com conectores de 12,5 mm.

As vigas com conectores de 8,0 mm foram fabricadas com dois, quatro e oito conectores, respectivamente, conforme mostrado nas FIG. 3.23 e 3.24. As vigas com conectores de 10,0 e 12,5 mm foram fabricadas com dois e quatro conectores, conforme mostrado nas FIG. 3.25 e 3.26.

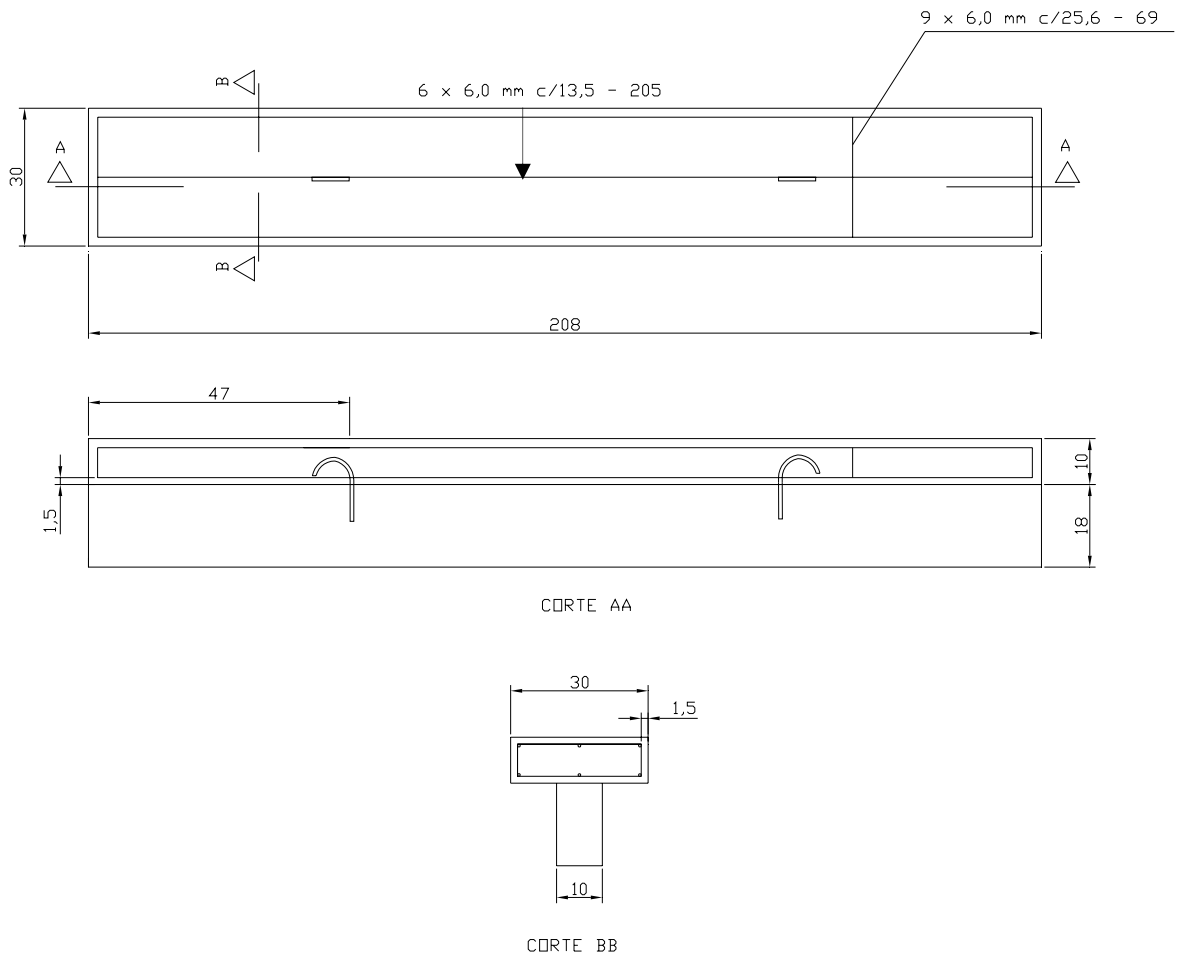


FIGURA 3.23 – Viga mista com 2 conectores de 8,0 mm

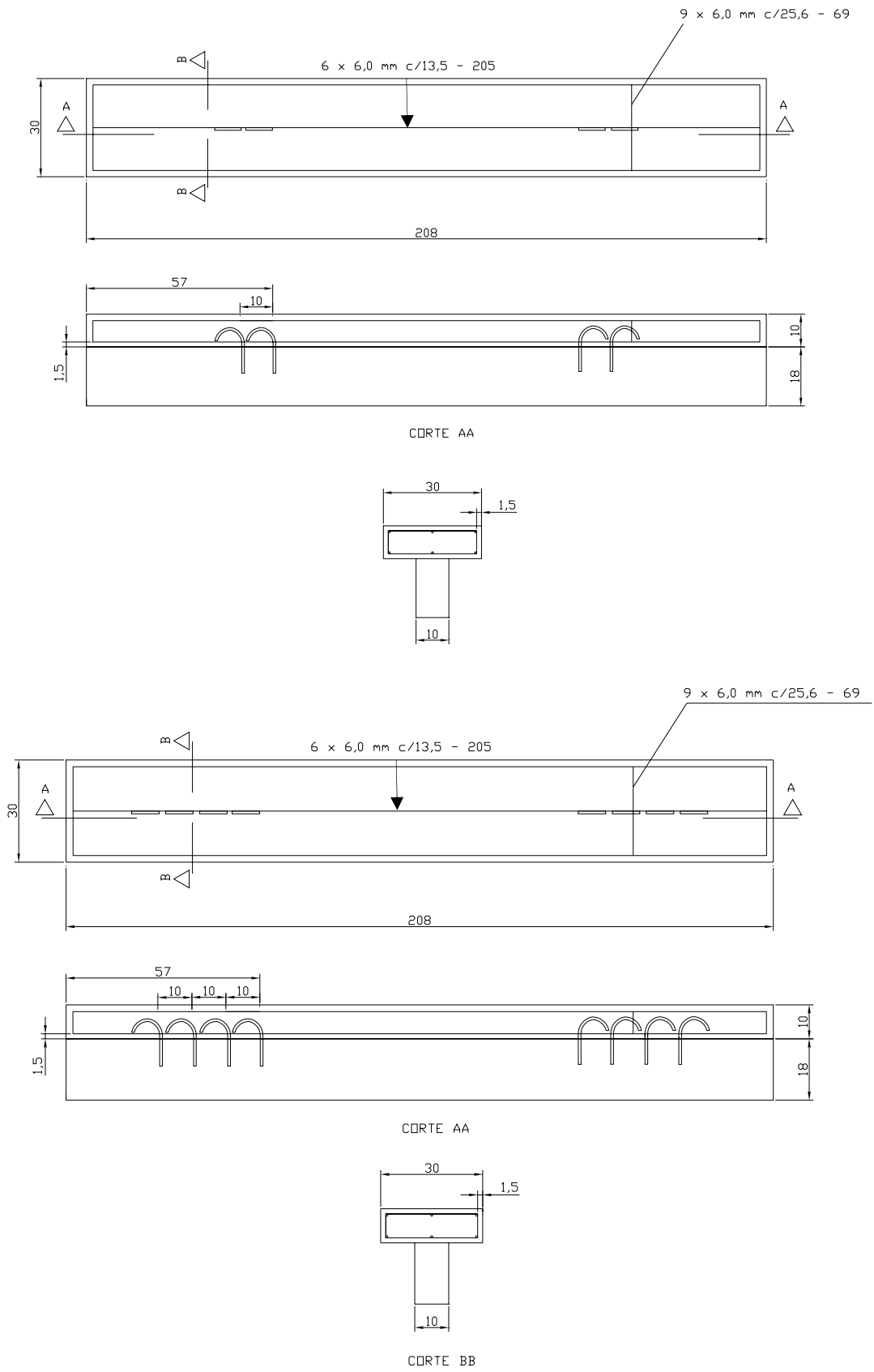


FIGURA 3. 24 – Vigas mistas com 4 e 8 conectores de 8,0 mm

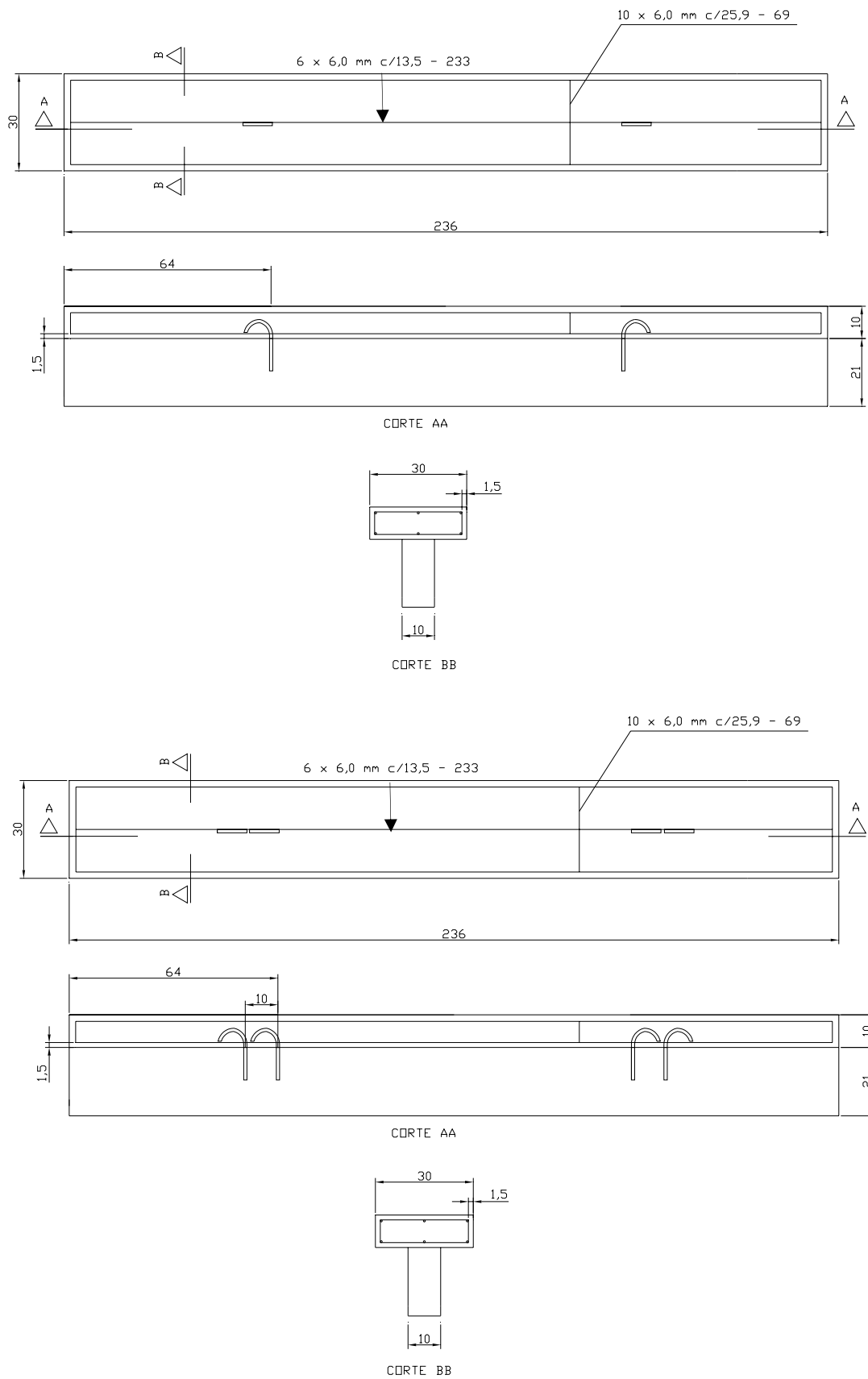


FIGURA 3.25 – Vigas mistas com 2 e 4 conectores de 10,0 mm

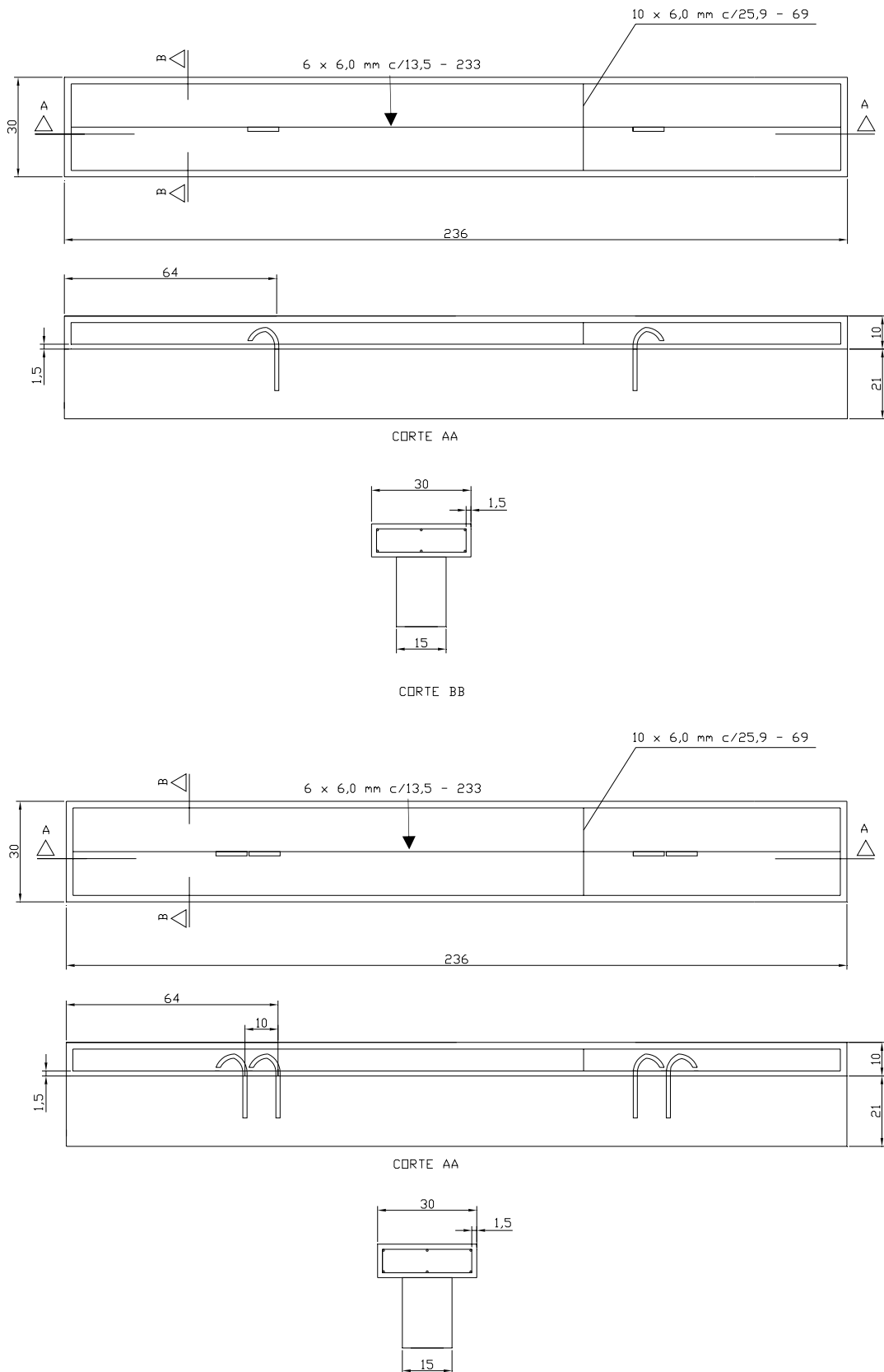


FIGURA 3. 26 – Vigas mistas com 2 e 4 conectores de 12,5 mm

As armaduras transversais foram determinadas com base no critério citado por QUEIROZ et al (2001). Segundo estes autores, as armaduras devem resistir às tensões provocadas pelas forças de cisalhamento, transferidas pelos conectores na interface de vigas mistas aço-concreto (FIG. 3.27).

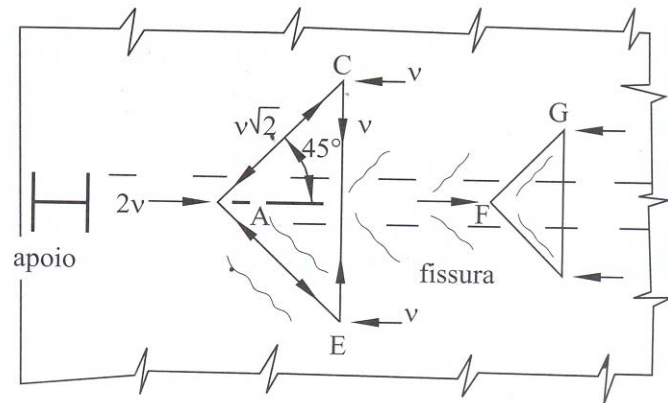


FIGURA 3. 27– Modelo de treliça para armadura transversal –
JOHNSON (1994) APUD QUEIROZ et al (2001)

Essas armaduras, por unidade de comprimento da viga, não devem ser inferiores a 0,2% da área média de cisalhamento do concreto, calculada conforme as superfícies mostradas na FIG.3.28.

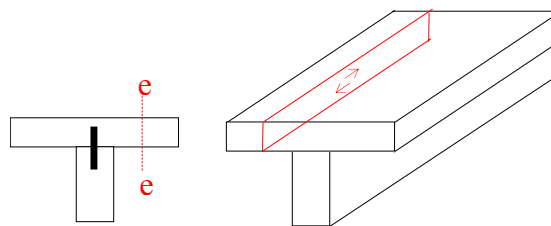


FIGURA 3. 28– Superfície típica de falha ao cisalhamento – QUEIROZ et al (2001)

Com relação às armaduras longitudinais, foi verificada a taxa mínima de flexão para vigas de concreto (0,15%.Ac), estabelecida pela NBR 6118 (2003).

A confecção das vigas mistas iniciou-se com o corte das vigas de madeira nas dimensões mostradas nas FIG. 3.23 a 3.26. Posteriormente, elas foram posicionadas para a fabricação das formas e fixação do filme plástico.

Após a confecção das formas, as vigas de madeira foram furadas, utilizando-se furadeira manual, com diâmetros médios de 9,0, 11,0 ou 13,5 mm, de acordo com o conector considerado. Em seguida, os conectores foram lixados, limpos e colados nas peças de madeira, utilizando-se o adesivo epóxi Scuna 5100 (FIG. 3.29). Posteriormente, foram posicionados as armaduras e os espaçadores (FIG. 3.30).



FIGURA 3. 29 – Fixação dos conectores nas vigas mistas

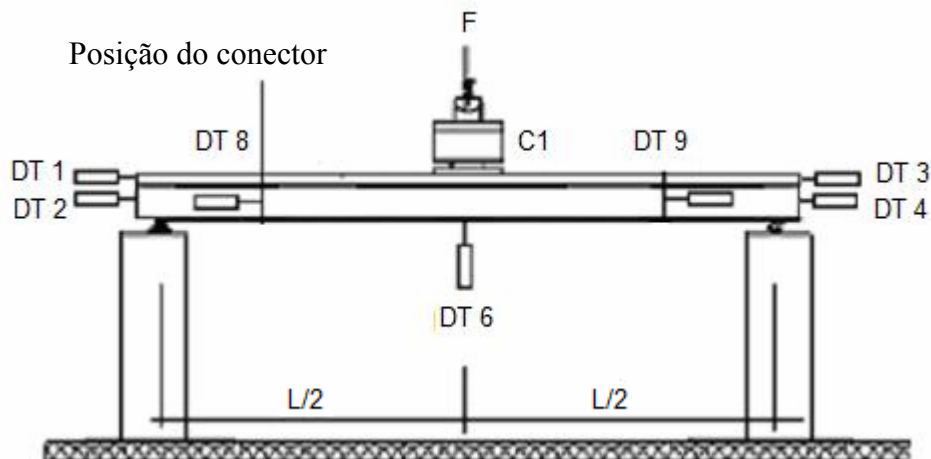


FIGURA 3. 30 – Formas e armaduras das vigas mistas

O concreto foi lançado manualmente dentro das formas de madeira e vibrado com um vibrador de agulha. Para a determinação da resistência à compressão e do módulo de elasticidade do concreto foram moldados corpos-de-prova cilíndricos de (10 x 20) cm.

O controle da cura do concreto foi iniciado imediatamente, através da cobertura do mesmo com embalagens de cimento vazias e umedecidas.

Os ensaios de flexão das vigas mistas foram executados com a idade mínima do concreto igual a 28 dias, seguindo o esquema indicado na FIG. 3.31.



DTs 1 a 6 – transdutores de deslocamento para medida dos deslizamentos relativos

DT 7 – transdutor de deslocamento para medida da flecha

C1 – célula de carga.

FIGURA 3. 31 – Esquema de apoio e de carregamento das vigas

O carregamento foi aplicado por meio de um cilindro hidráulico com capacidade de 1000 kN. A leitura do carregamento foi feita utilizando-se célula de carga, com capacidade de 100 kN.

As flechas e os deslizamentos relativos foram medidos utilizando-se transdutores de deslocamento (DTs), marca Kyowa, com cursos de 100 mm e 20 mm e sensibilidade de 0,01 mm. Nas FIG. 3.32 e 3.33 são mostrados detalhes dos DTs para medição dos deslizamentos relativos na extremidade da viga e na posição do conector.



FIGURA 3. 32 – Detalhe da medição do deslizamento relativo de extremidade



FIGURA 3. 33 – Medição do deslizamento relativo no alinhamento do conector

As deformações no concreto e na madeira foram obtidas utilizando-se extensômetros elétricos, instalados próximos ao alinhamento do conector, conforme mostrado na FIG. 3.34.

As leituras foram feitas com o sistema de aquisição de dados ADS 2000, fabricado pela LYNX, acoplado a um microcomputador.



FIGURA 3. 34 – Detalhe dos extensômetros

O carregamento foi aplicado de forma gradual, sendo feitas leituras de deslocamentos e deformações. O ensaio terminou quando foi atingida a capacidade da célula de carga (100 kN).

Posteriormente, foram executados os ensaios de caracterização do concreto e da madeira.

3.2.5 – Ensaio de caracterização dos materiais

A resistência à compressão do concreto foi avaliada por meio de ensaios de compressão uniaxial, executado de acordo com a NBR-5739 (1994). O módulo de elasticidade estático foi determinado segundo a NBR-8522 (2004). Para a avaliação das propriedades citadas, foram adotados corpos-de-prova cilíndricos de (10 x 20) cm.

As barras de aço, utilizadas como conectores, foram submetidas a ensaios de tração, executados de acordo com a NBR ISO 6892 da ABNT (2002).

A determinação das características físicas e mecânicas da madeira foi feita conforme prescrito no anexo B da NBR 7190 (1997).

4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios.

4.1 – Caracterização dos materiais

Os valores das propriedades mecânicas das barras de aço estão indicados na TAB. 4.1.

TABELA 4. 1 –Propriedades Mecânicas das barras de aço - Valores Médios

Propriedades mecânicas das barras de aço – Valores médios				
Diâmetro Φ (mm)	Aplicação	Tensão de escoamento f_{ym} (MPa)	Módulo de elasticidade E_{sm} (GPa)	Tipo do diagrama
8,0	conectores	667,4	214,0	com patamar
10,0	conectores	627,1	203,6	com patamar
12,5	conectores	560,5	192,8	com patamar

Os valores das propriedades mecânicas dos concretos estão descritos nos itens referentes aos ensaios de arrancamento, cisalhamento e flexão de vigas mistas.

As características físicas e mecânicas da madeira, utilizada na confecção dos CPs de cisalhamento, estão mostrados nas TAB. 4.2.

TABELA 4. 2 – Propriedades físicas e mecânicas da madeira - CPs de cisalhamento

Viga	U%	ρ (kg/m ³)	$f_{co,m}$ (MPa)	$E_{co,m}$ (MPa)	$f_{eo,m}$ (MPa)	$f_{v,m}$ (MPa)	$f_{va,m}$ (MPa)	$f_{wt90,m}$ (MPa)	$f_{wt90a,m}$ (MPa)
1	10,61	923,61	56,43	14200	133,13	13,47	10,09	5,45	4,11
2	10,62	849,99	81,81	24310	125,95	13,24	10,27	5,24	4,97
5	10,98	925,74	78,63	22330	77,64	8,91	10,88	5,95	5,43
6	10,41	753,08	74,88	20590	68,57	10,09	9,32	4,86	4,39
9	11,13	839,77	69,31	19700	68,89	12,53	9,96	4,73	4,13
11	10,69	889,00	70,06	24320	52,66	9,46	13,56	4,69	4,55

Sendo:

U% = Teor de umidade médio;

ρ = densidade média;

$f_{co,m}$ = Resistência média à compressão;

$E_{co,m}$ = Módulo de elasticidade médio;

$f_{eo,m}$ = Resistência média ao embutimento;

$f_{v,m}$ = Resistência média ao cisalhamento na madeira;

$f_{va,m}$ = Resistência média ao cisalhamento no adesivo;

$f_{wt90,m}$ = Resistência à tração na madeira e

$f_{wt90a,m}$ = Resistência à tração no adesivo.

4.2 – Definição dos comprimentos de ancoragem das barras de aço no CP de cisalhamento

Para definir os comprimentos de ancoragem das barras de aço nos CP's de cisalhamento (FIG. 4.1) foram executados ensaios de arrancamento em madeira e em concreto. Na madeira esses ensaios também foram executados com os seguintes objetivos: escolher o adesivo estrutural e o diâmetro do furo, para inserção da barra de aço, que seriam adotados nos CP's de cisalhamento.

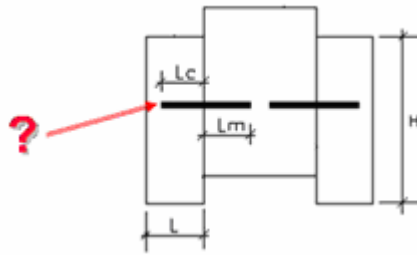


FIGURA 4. 1 – Definição dos comprimentos de ancoragem nos CPs de cisalhamento

4.2.1 – Ensaio de arrancamento na madeira

4.2.1.1 – Estudo do desempenho de adesivos estruturais

As propriedades da madeira utilizada na confecção dos CPs de arrancamento, para o estudo do desempenho dos adesivos estruturais, são mostradas na TAB. 4.3.

TABELA 4. 3- Umidade e densidade da madeira – estudo dos adesivos

CPs	Propriedades da madeira	
	U (%)	ρ (kg/m ³)
Adesivo 5100	10,86	823,69
Adesivo MFM	10,48	793,40
Adesivo ME	10,89	792,93
Adesivo A313	10,76	867,01

Sendo:

U% = teor de umidade médio e

ρ = densidade média.

Os resultados dos ensaios de arrancamento são apresentados na TAB. 4.4.

TABELA 4. 4– Resistência ao arrancamento de barras de aço (kN)– estudo dos adesivos

CP	Tipo de adesivo			
	5100	MFM	ME	A313
1	50,54	36,05	42,62	20,23
2	47,14	46,53	46,81	18,78
3	48,67	39,36	35,19	22,02
4	49,75	42,74	41,10	23,22
5	39,13	-	39,45	18,03
6	47,43	41,87	39,21	18,16
Média (\bar{x})	47,11	41,31	40,73	20,07
Desvio padrão (s)	4,12	3,91	3,88	2,16

O resultado de um dos CPs, colado com o adesivo MFM, foi desprezado devido à problemas durante a execução do ensaio.

O gráfico dotplots (FIG.4.2) mostra a distribuição dos valores da força de arrancamento, por tipo de adesivo. Os traços horizontais representam as médias de cada amostra.

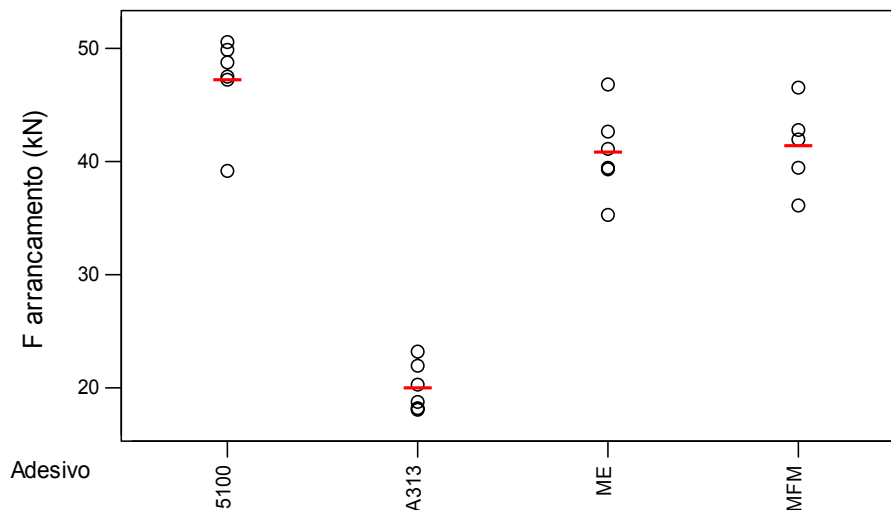


FIGURA 4. 2– Dotplots: Força de arrancamento x Tipo de adesivo

Com o objetivo de verificar se houve diferença entre os tipos de adesivo, quanto à resistência ao arrancamento, foi realizada uma análise de variância simples (ANOVA) simples seguida de teste de Tukey ($p < 0,05$). O pressuposto de que os dados provêm de populações normais foi verificado através da análise gráfica dos erros aleatórios e a

homogeneidade das variâncias foi avaliada através do teste de Bartlett ($p < 0,05$). Todas as análises estatísticas foram executadas no programa MINITAB 14. Os resultados obtidos e as descrições teóricas destas análises encontram-se no APÊNDICE A.

A ANOVA simples e o teste de Tukey indicaram diferenças entre os exemplares ($F_{3,19} = 64,95$, $p < 0,05$). O adesivo 5100 apresentou maior resistência média ($47,11 \pm 4,33$) com relação aos adesivos A313 ($20,07 \pm 2,26$) e ME ($40,73 \pm 4,07$). Porém, ele não mostrou diferenças significativas com relação ao MFM ($41,31 \pm 4,85$). O adesivo A313 apresentou o menor valor de resistência média. Não foram verificadas diferenças significativas entre as resistências médias dos adesivos ME e MFM.

As curvas obtidas nos ensaios de arrancamento, representativas das forças e dos deslizamentos relativos, são mostradas nas FIG. 4.3 a 4.6.

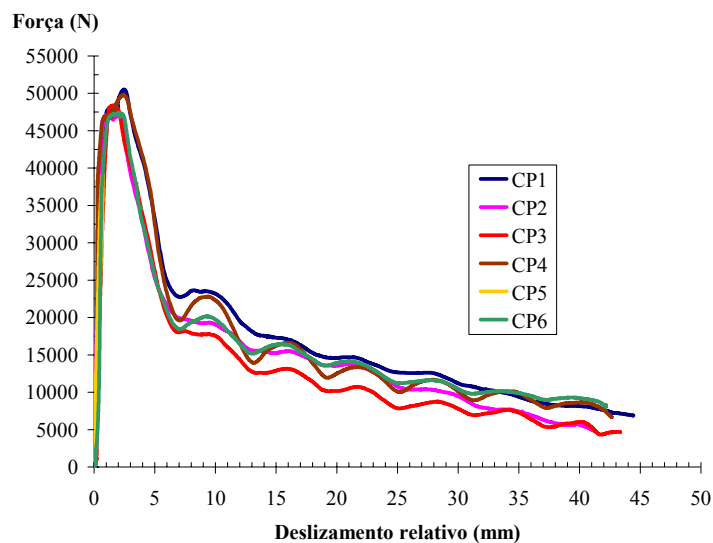


FIGURA 4. 3–Curva Força x deslizamento relativo - adesivo epóxi 5100

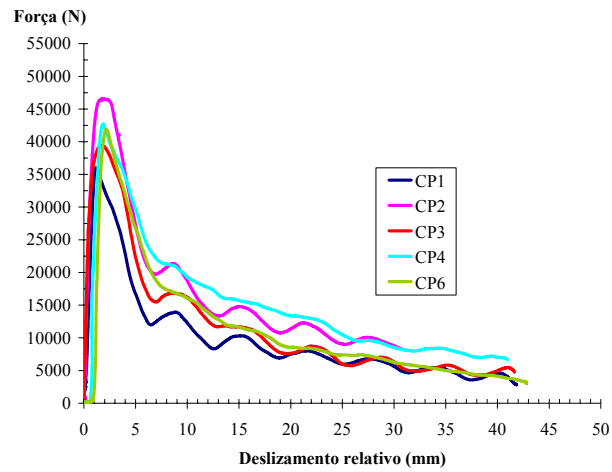


FIGURA 4. 4–Curva Força x deslocamento relativo - adesivo MFM

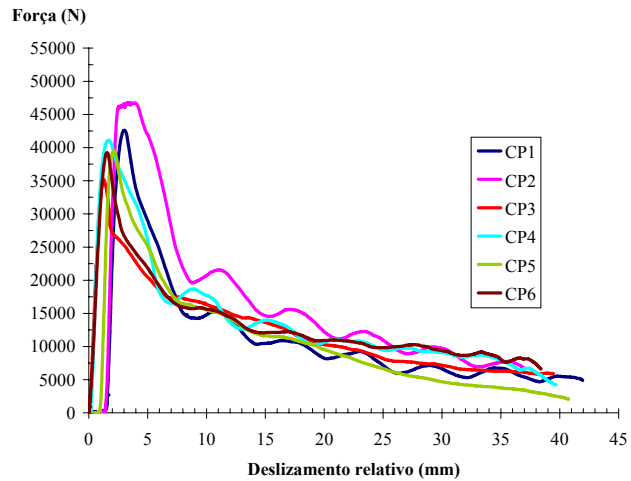


FIGURA 4. 5 – Curva Força x deslocamento relativo - adesivo ME

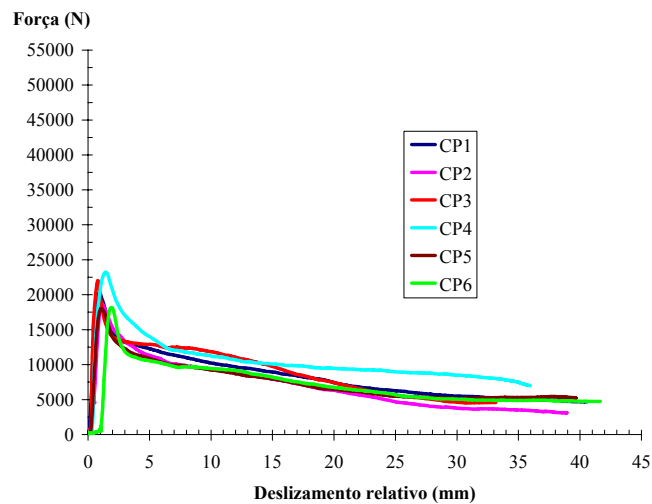


FIGURA 4. 6– Curva Força x deslocamento relativo - adesivo A313

Conforme pode ser visto nas FIG. 4.3 a 4.6, os CPs com adesivo epóxi 5100 mostraram uma maior rigidez, até a carga máxima, quando comparados aos CPs das demais amostras. Também verificou-se que os CPs, com exceção dos elementos com adesivo A313, mostraram um comportamento caracterizado por ciclos de ganho e perda de resistência, nos trechos finais das curvas, indicando rupturas sucessivas da aderência nas nervuras da barra de aço.

O modo de ruptura dos CPs com epóxi 5100, MFM e ME foi por esmagamento do adesivo e sua perda total da aderência com a barra de aço. Observou-se, também, que parte do adesivo permaneceu dentro do furo, fortemente aderido à madeira (FIG. 4.7 a 4.9).



FIGURA 4. 7 – Modo de ruptura dos CPs com Adesivo epóxi 5100

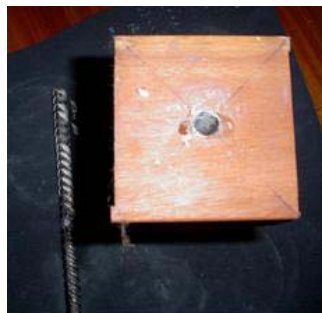


FIGURA 4. 8 – Modo de ruptura dos CPs com Adesivo MFM



FIGURA 4. 9 – Modo de ruptura dos CPs com Adesivo Massa epóxi

Todos os CPs, colados com adesivo A313, após a ruptura, apresentaram a perda total da aderência do adesivo com a barra de aço e com as paredes do furo. Como pode ser visto na FIG. 4.10, o A313 formou uma película deformável em torno da barra de aço.



FIGURA 4. 10 – Modo de ruptura dos CPs com Adesivo A313

Diante dos resultados apresentados, o adesivo 5100 foi escolhido para a ancoragem das barras, nos ensaios subseqüentes. Vale ressaltar, também, que a utilização desse adesivo foi menos trabalhosa devido à sua fluidez e facilidade de aplicação.

4.2.1.2 – Estudo da influência do diâmetro do furo na resistência ao arrancamento

As propriedades da madeira utilizada na confecção dos CPs, para o estudo da influência do diâmetro do furo na resistência ao arrancamento, são mostradas na TAB. 4.5.

TABELA 4. 5 Umidade e densidade da madeira – estudo do diâmetro do furo

CPs	Propriedades da madeira	
	U (%)	ρ (kg/m ³)
Φ 11,0 mm	10,86	823,69
Φ 12,0 mm	10,64	745,18
Φ 13,0 mm	11,30	818,51
Φ 14,0 mm	10,70	829,48

Sendo:

Φ = diâmetro do furo na madeira;

U% = teor de umidade médio e

ρ = densidade média.

Os resultados obtidos no estudo da influência do diâmetro do furo na resistência ao arrancamento são apresentados na TAB. 4.6.

TABELA 4. 6 – Resistência ao arrancamento de barras de aço (kN)

CP	Diâmetros dos furos			
	11,0	12,0	13,0	14,0
1	50,54	50,33	48,26	51,90
2	47,14	48,45	48,63	53,29
3	48,67	46,25	43,51	51,83
4	49,75	46,75	51,87	56,11
5	47,43	48,25	47,81	54,86
Média (\bar{x})	48,71	48,01	48,02	53,59
Desvio padrão (s)	1,46	1,61	2,98	1,87

O gráfico *dotplots* (FIG.4.11) mostra a distribuição dos valores da força de arrancamento, por diâmetro do furo. Os traços horizontais representam as médias de cada amostra.

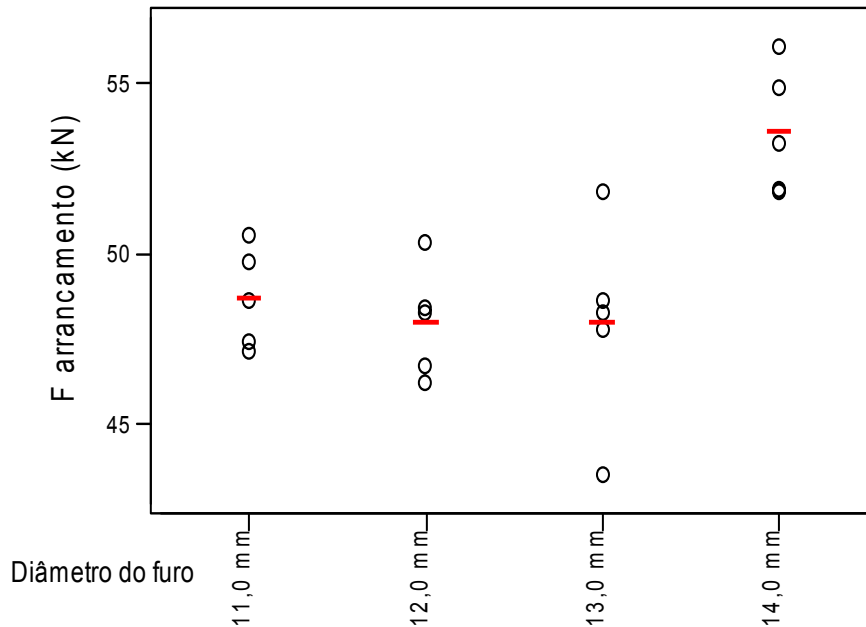
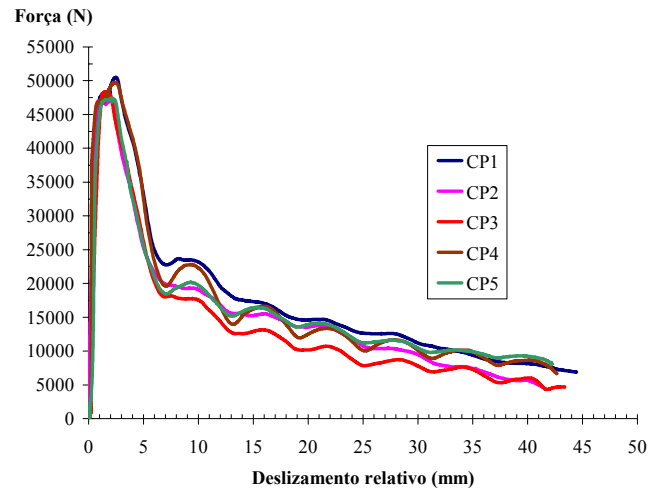
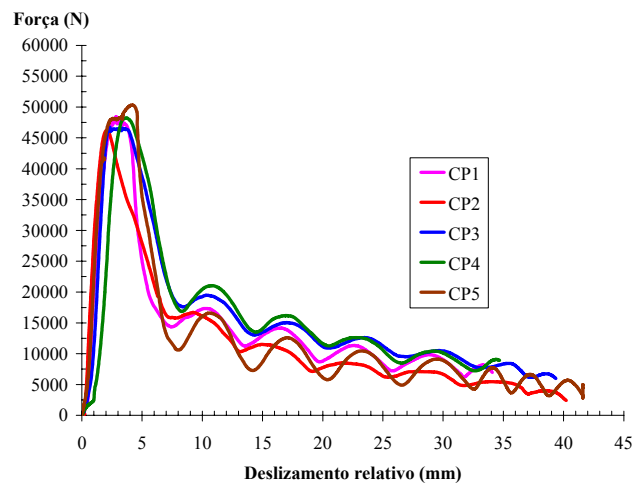
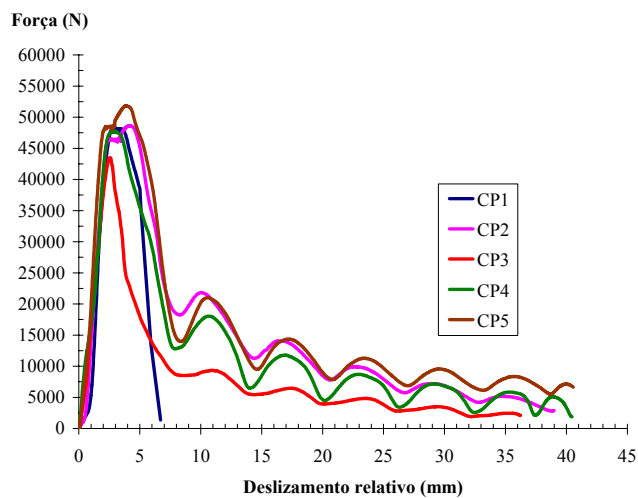


FIGURA 4. 11 – *Dotplots*: Força de arrancamento x Diâmetro do furo

A ANOVA simples e o teste de Tukey indicaram diferenças entre os exemplares ($F_{3,16} = 8,50$, $p < 0,05$). O furo de 14,0 mm apresentou maior resistência média ($53,59 \pm 2,32$) com relação aos demais furos. Não foram verificadas diferenças significativas entre as resistências médias dos furos de 11,0 mm ($48,71 \pm 1,81$), 12,0 mm ($48,01 \pm 1,99$) e 13,0 mm ($48,02 \pm 3,71$).

As curvas força x deslizamento relativo entre a barra e o CP de madeira são mostradas nas FIG. 4.12 a 4.15.

FIGURA 4. 12 – Curva Força x deslizamento relativo – Φ furo =11,0 mmFIGURA 4. 13 – Curva Força x deslizamento relativo - Φ furo =12,0 mmFIGURA 4. 14 – Curva Força x deslizamento relativo - Φ furo =13,0 mm

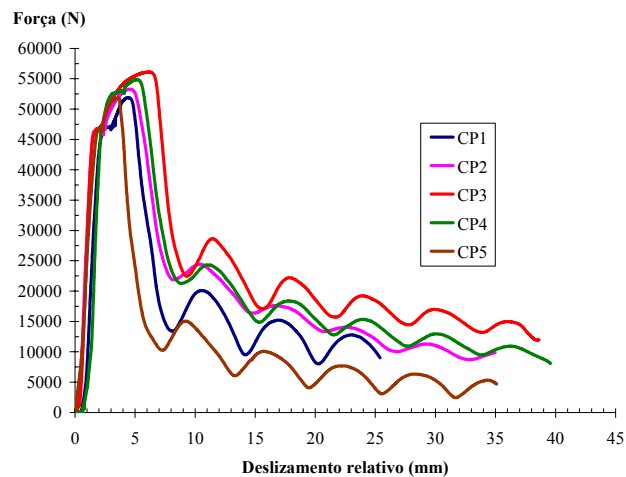


FIGURA 4. 15 –Curva Força x deslizamento relativo – Φ furo 14,0 mm

Observa-se, nas FIG. 4.12 a 4.15, que os CPs com furos de 11,0 mm de diâmetro apresentaram deslocamentos iniciais menores e uma maior rigidez até a carga máxima, quando comparados às demais amostras. Eles também apresentaram comportamentos mais homogêneos.

O modo de ruptura de todos os CPs, com furos de 11,0 mm, foi caracterizado pela perda da aderência do adesivo com a barra de aço.

Os modos de ruptura dos CPs, com furos de 12,0 mm, são mostrados nas FIG. 4.16 e 4.17. No CP1 foi observado o aparecimento de rachaduras na madeira e perda total da aderência do adesivo com a barra de aço.



FIGURA 4. 16 – Modo de ruptura do CP1– Φ furo=12,0 mm

Os corpos-de-prova 2, 3 e 4 apresentaram modos de ruptura semelhantes ao CP 1, porém, não foram observadas rachaduras na madeira.



FIGURA 4. 17 – Modos de ruptura dos CPs 2,3 e 4 - Φ furo=12,0 mm

O CP 1, com furo de 13,0 mm de diâmetro, apresentou uma queda brusca da capacidade de carga, provocada pelo aparecimento de grandes rachaduras durante o ensaio. No CP 3 também foram verificadas rachaduras na madeira e perda da aderência do adesivo com a barra de aço (FIG. 4.18).



FIGURA 4. 18 – Modos de ruptura dos CPs 1 e 3 - Φ furo=13,0 mm

Os corpos-de-prova 2 e 4 apresentaram modos de ruptura caracterizados pela perda da aderência do adesivo com a barra de aço, sem rachaduras na madeira.

O CP 1, com furos de 14,0 mm de diâmetro, apresentou rachaduras na madeira e perda total da aderência do adesivo com a barra de aço. Os CPs 2, 3 e 4 apresentaram modos de ruptura semelhantes ao CP 1, porém, sem o aparecimento de rachaduras (FIG. 4.19).



FIGURA 4. 19 - Modos de ruptura dos CPs 2,3 e 4 - Φ furo=14,0 mm

Avaliando-se os resultados apresentados, verificou-se que as variações adotadas para o diâmetro do furo mostraram uma influência pouco significativa no valor da resistência ao arrancamento. Apenas o diâmetro de 14,0 mm indicou um pequeno ganho de resistência mas, a instalação das barras nestes furos maiores foi mais trabalhosa, devido à necessidade da utilização de acessórios para o seu correto posicionamento e alinhamento vertical. Assim, serão adotados, para os ensaios posteriores, furos 1,0 mm maiores que os diâmetros nominais das barras, considerando-se, também, os diâmetros comerciais disponíveis para as brocas. Vale ressaltar que estas conclusões se aplicam apenas aos ensaios realizados com o adesivo epóxi 5100.

4.2.2 – Ensaios de arrancamento no concreto

Os resultados dos ensaios de arrancamento das barras de aço em CPs de concreto são apresentados na TAB. 4.7.

TABELA 4. 7 – Resistência ao arrancamento de barras de aço no concreto (kN)

CP	Características das barras	
	Φ 10,0 reta	Φ 10,0 gancho
1	15,87	37,07
2	15,98	30,91
3	16,43	-
Média (\bar{x})	16,09	33,99

O CP 3, com gancho, foi desprezado devido a problemas durante a execução do ensaio.

A resistência média à compressão do concreto foi igual a 26,87 MPa.

Como as amostras foram constituídas por um número pequeno de exemplares, o tratamento estatístico gerou resultados pouco consistentes. Portanto, as conclusões serão apenas indicativas e baseadas nos resultados de resistência média.

Os comportamentos apresentados pelos CPs são mostrados nas FIG. 4.20 e 4.21.

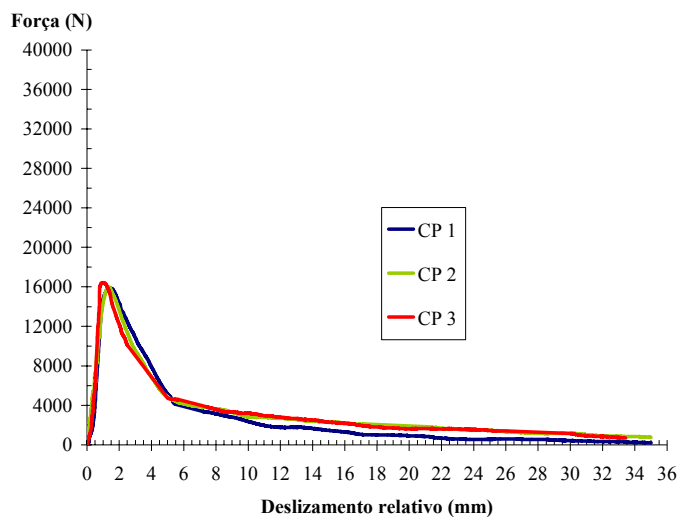


FIGURA 4. 20– Curva Força x deslizamento relativo - barras de aço retas

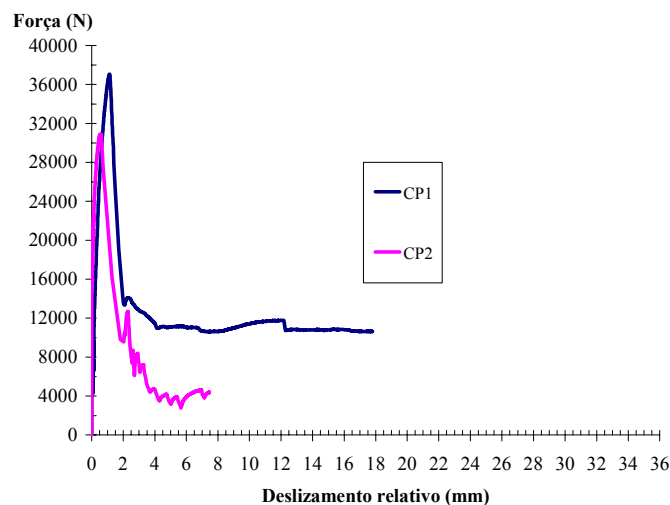


FIGURA 4. 21– Curva Força x deslizamento relativo - barras de aço c/ gancho

O modo de ruptura de todos os CPs, com barras retas, foi caracterizado por cisalhamento entre o concreto e a barra de aço. Também foi verificado o esmagamento do concreto entre as nervuras das barras (FIG. 4.22 e 4.23).



FIGURA 4. 22 - Arrancamento de barras de aço em CPs de concreto



FIGURA 4. 23 - CP de concreto serrado, após a ruptura

Os ensaios das barras com ganchos apresentaram um comportamento geral menos homogêneo. Na ruptura foram observados o aparecimento de fissuras no CP de concreto e a abertura do gancho (FIG. 4.24 e 4.25).



FIGURA 4. 24 - Arrancamento de barra de aço, com gancho, em CP de concreto




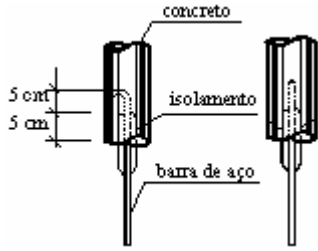

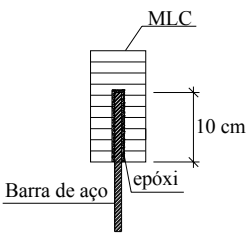
FIGURA 4. 25 - CP de concreto após a ruptura

Os resultados indicaram que a adoção de ganchos nas barras de aço aumentou a resistência ao arrancamento e, portanto, eles serão adotados para a confecção dos CPs para os ensaios subsequentes.

4.2.3 – Considerações finais sobre a definição dos comprimentos de ancoragem das barras de aço no CP de cisalhamento

Como citado, considerou-se importante que a resistência ao arrancamento do conector na madeira fosse, no mínimo, igual à resistência ao arrancamento no concreto, para se evitar o *up-lift*¹ devido a uma ancoragem insuficiente do conector. Assim, as resistências foram comparadas, conforme mostrado na TAB. 4.8.

TABELA 4. 8 – Valores de resistências médias ao arrancamento (kN)

CONCRETO		MADEIRA			
					
Forma da barra		Tipos de adesivos			
Retas	Com gancho	5100	MFM	ME	A313
16,09	33,99	47,11	41,31	40,73	20,07

Sendo:

5100 – adesivo epóxi scuna 5100;

MFM - massa para filetagem com microfibras vegetal;

ME - massa epóxi de dois componentes e

A313 - adesivo epóxi de dois componentes A313.

¹ *up-lift*: separação entre a madeira e o concreto quando a estrutura estiver sob carregamento.

Como o número de CPs de concreto foi pequeno, não foi dado tratamento estatístico para as comparações entre os exemplares. Mas, os valores médios dos resultados das amostras indicam que: as barras coladas com os adesivos 5100, MFM e ME apresentaram maior resistência ao arrancamento que as barras com ganchos, ancoradas no concreto.

Com esses resultados, foram definidos os comprimentos de ancoragem e a forma dos conectores mostrados na FIG. 4.26.

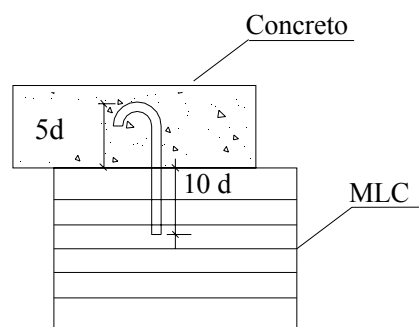


FIGURA 4. 26 – Ancoragem do conector na laje mista de concreto e MLC

A adoção do gancho também foi devida às limitações impostas pelas espessuras das lajes usuais. Como pode ser visto na TAB. 4.8, se fossem utilizadas barras retas no concreto, seria necessário um maior comprimento de ancoragem para que a resistência ao arrancamento fosse próxima à resistência ao arrancamento na madeira.

Deve-se ressaltar que o desempenho do adesivo A313 não atendeu ao requisito de resistência de arrancamento mínima igual à do concreto. Portanto, no caso da utilização de novos adesivos, recomenda-se a realização de ensaios de arrancamento para a definição dos comprimentos de ancoragem das barras no concreto e na madeira.

4.3 – Resultados dos ensaios de cisalhamento

Os valores de resistência média à compressão (f_{cm}) e o módulo de elasticidade médio (E_m) dos concretos, utilizados na confecção dos CPs de cisalhamento, estão resumidos na TAB. 4.9.

TABELA 4. 9 – Propriedades dos concretos utilizados nos CPs de cisalhamento

CP	Data da concretagem	Data do ensaio	f_{cm} (MPa)	E_m (GPa)
Φ 8 A V1 -1	14/03/07	20/07/07	26,02	20,78
Φ 8 A V1 -2	14/03/07	24/07/07		
Φ 8 B V1 -1	14/03/07	12/07/07		
Φ 8 B V1 -2	14/03/07	17/07/07		
Φ 8 C V1 -1	14/03/07	18/07/07		
Φ 8 C V1 -2	14/03/07	31/08/07		
Φ 8 A V2 -1	21/03/07	20/07/07	29,58	23,83
Φ 8 A V2 -2	21/03/07	24/08/07		
Φ 8 B V2 -1	21/03/07	12/07/07		
Φ 8 B V2 -2	21/03/07	25/08/07		
Φ 8 C V2 -1	21/03/07	18/07/07		
Φ 8 C V2 -2	21/03/07	19/07/07		
Φ 10 A V5 -1	29/03/07	17/07/07	22,09	20,14
Φ 10 A V5 -2	29/03/07	18/07/07		
Φ 10 B V5 -1	29/03/07	24/07/07		
Φ 10 B V5 -2	29/03/07	23/07/07		
Φ 10 C V5 -1	29/03/07	17/07/07		
Φ 10 C V5 -2	29/03/07	31/08/07		
Φ 10 A V6 -1	03/04/07	19/07/07	27,76	25,99
Φ 10 A V6 -2	03/04/07	25/07/07		
Φ 10 B V6 -1	03/04/07	30/08/07		
Φ 10 B V6 -2	03/04/07	30/08/07		
Φ 10 C V6 -1	03/04/07	13/07/07		
Φ 10 C V6 -2	03/04/07	30/08/07		
Φ 12,5 A V9 -1	03/05/07	12/07/07	21,71	21,60
Φ 12,5 A V9 -2	03/05/07	25/07/07		
Φ 12,5 B V9 -1	03/05/07	20/07/07		
Φ 12,5 B V9 -2	03/05/07	24/07/07		
Φ 12,5 C V9 -1	03/05/07	18/07/07		
Φ 12,5 C V9 -2	03/05/07	23/07/07		
Φ 12,5 A V11 -1	17/05/07	23/07/07	23,15	23,20
Φ 12,5 A V11 -2	17/05/07	23/07/07		
Φ 12,5 B V11 -1	17/05/07	13/07/07		
Φ 12,5 B V11 -2	17/05/07	13/07/07		
Φ 12,5 C V11 -1	17/05/07	20/07/07		
Φ 12,5 C V11 -2	17/05/07	19/07/07		

4.3.1 – Resistência da ligação

Os valores das forças máximas, obtidos nos ensaios de cisalhamento, são apresentados na TAB. 4.10.

TABELA 4. 10 – Resistências máximas (kN) - ensaios de cisalhamento (4 conectores)

CP	Tipo do CP								
	Φ 8 A	Φ 8 B	Φ 8 C	Φ 10 A	Φ 10 B	Φ 10 C	Φ 12,5 A	Φ 12,5 B	Φ 12,5 C
CP 1	91,96	85,30	65,95	123,84	119,34	70,24	132,79	139,92	80,07
CP 2	87,01	87,23	63,69	137,22	119,90	68,48	130,09	122,65	85,18
CP 3	95,54	105,31	64,89	105,93	112,04	71,42	121,79	146,33	85,63
CP 4	103,11	97,07	75,38	118,58	124,66	59,69	136,15	147,32	72,49
Média (\bar{x})	94,40	93,73	67,48	121,39	118,99	67,46	130,20	139,06	80,84
Desvio padrão (s)	6,78	9,28	5,38	12,96	5,21	5,31	6,13	11,42	6,11

Na FIG. 4.27 são mostrados os valores de resistência média dos conectores de 8,0, 10,0 e 12,5 mm, para cada tipo de CP de cisalhamento. Observa-se que, para os CPs tipo A e B, aumentado-se o diâmetro do conector, aumenta-se a resistência ao cisalhamento. No caso dos CPs tipo C, a variação no diâmetro do conector não apresentou o mesmo comportamento.

Resistência (kN)

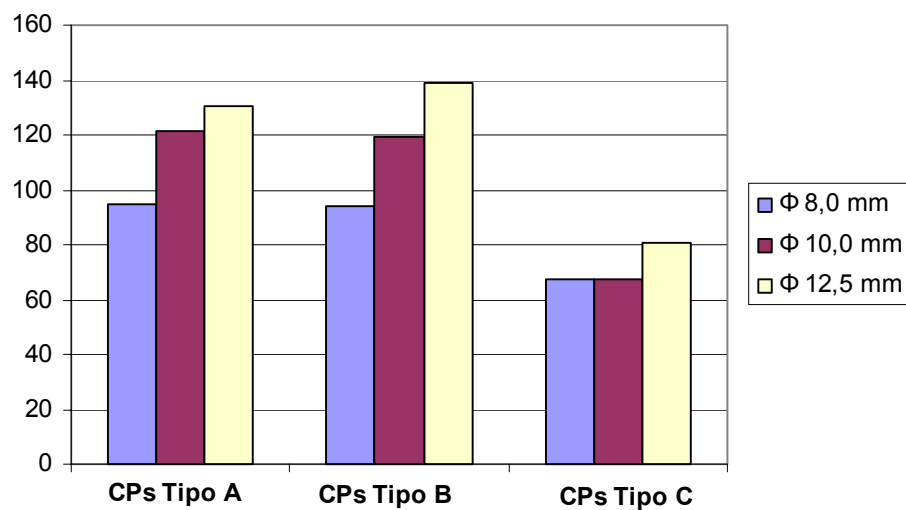


FIGURA 4. 27 – Resistências das ligações x Tipos de CPs

O gráfico dotplots (FIG. 4.28) mostra a distribuição dos valores de resistência ao cisalhamento, por tipo de CP e por diâmetro do conector. As barras horizontais representam as médias de cada amostra.

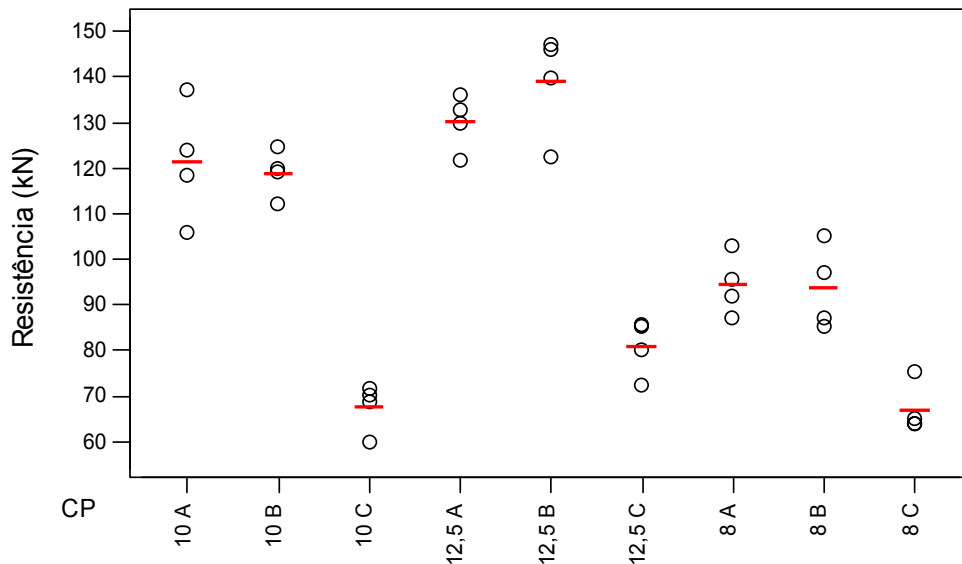


FIGURA 4. 28 – *Dotplots*: Resistência ao cisalhamento x tipo de CP

A ANOVA e o teste de Tukey indicaram diferenças entre os exemplares com conectores de 8,0 mm ($F_{2,9} = 17,61$, $p < 0,05$). Os CPs $\Phi 8C$ mostraram os menores valores de resistência média ($67,48 \pm 8,51$). Não foram verificadas diferenças significativas entre os CPs $\Phi 8A$ ($94,40 \pm 10,78$) e $\Phi 8B$ ($93,73 \pm 14,77$).

Para os conectores de 10,0 mm também foram verificadas diferenças entre os exemplares ($F_{2,9} = 49,91$, $p < 0,05$). Os CPs $\Phi 10C$ mostraram os menores valores de resistência média ($67,46 \pm 8,46$). Não foram verificadas diferenças significativas entre os CPs $\Phi 10A$ ($121,39 \pm 20,61$) e $\Phi 10B$ ($118,99 \pm 8,29$).

O mesmo ocorreu entre os exemplares com conectores de 12,5 mm ($F_{2,9} = 57,51$, $p < 0,05$), onde os CPs $\Phi 12,5 C$ mostraram os menores valores de resistência média ($80,84 \pm 9,72$) e não foram verificadas diferenças significativas entre os CPs $\Phi 12,5 A$ ($130,20 \pm 9,75$) e $\Phi 12,5 B$ ($139,06 \pm 18,17$).

Os modos de ruptura dos CPs tipos A e B, para conectores de 8,0 mm, foram caracterizados por flexão do conector, com a formação de duas rótulas plásticas, sendo uma na madeira e outra no concreto. Também foi verificado o esmagamento da madeira na região do furo (FIG. 4.29).



FIGURA 4. 29– Modo de ruptura para os CPs tipos A e B – conectores de 8 mm

Durante os ensaios, foram verificadas fissuras nas lajes de concreto, na região dos conectores (FIG. 4.30), principalmente para os CPs tipo A. A madeira não apresentou fissuras.



FIGURA 4. 30– Fissuração do concreto nos CPs tipo A – conectores de 8 mm

Os CPs tipo C apresentaram ruptura caracterizada por flexão dos conectores, com a formação de uma rótula plástica, e esmagamento da madeira na região dos furos (FIG. 4.31). O concreto mostrou uma fissuração mais significativa, como pode ser visto na FIG. 4.32.



FIGURA 4. 31 – Modo de ruptura dos CPs tipo C – conectores de 8 mm



FIGURA 4. 32– Fissuração do concreto nos CPs tipo C – conectores de 8,0 mm

Os modos de ruptura dos CPs tipo A, com conectores de 10,0 mm e 12,5 mm, também foram caracterizados por flexão do conector, com a formação de uma rótula plástica na madeira e fissuração do concreto. Também foi verificado o esmagamento da madeira na região do furo (FIG. 4.33).



FIGURA 4. 33– Modo de ruptura dos CPs tipo A – conectores de 10 mm e 12,5 mm

Durante os ensaios, foram observadas fissuras nas lajes de concreto na região dos conectores, conforme mostrado nas FIG. 4.34 e 4.35. Todos os CPs tipo A, com

conectores de 12,5 mm, e o CP 10A V5 2 apresentaram rachaduras na madeira, como também pode ser visto na FIG. 4.35.



FIGURA 4. 34 – Fissuração do concreto nos CPs tipo A – conectores de 10 mm



FIGURA 4. 35– Fissuração do concreto nos CPs tipo A – conectores de 12,5 mm

Os CPs tipo B, com conectores de 10,0 mm e 12,5 mm, apresentaram rupturas semelhantes às do tipo A, porém, apenas os CPs 12,5 B V11 1, 12,5 B V11 2, 12,5 B V9 1 e 10 B V5 2 mostraram rachaduras na madeira. Salienta-se que o CP 12,5 B V9 1 fissurou na linha de cola (FIG. 4.36).

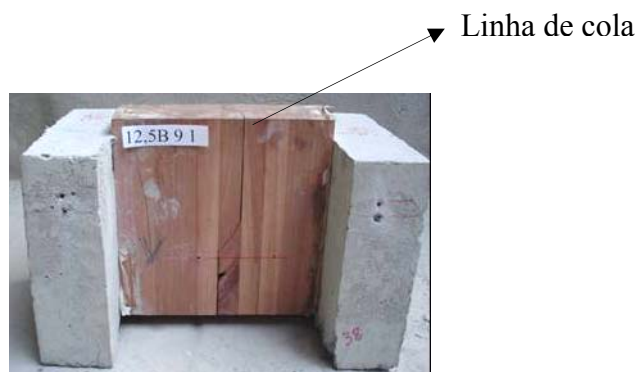


FIGURA 4. 36– Ruptura na linha de cola – conectores de 12,5 mm

Os modos de ruptura dos CPs tipo C, com conectores de 10,0 e 12,5 mm, também foram caracterizados por esmagamento do concreto, flexão dos conectores, com a formação de uma rótula plástica e esmagamento da madeira na região dos furos, como mostrado nas figuras 4.37 a 4.39.



FIGURA 4. 37– Modo de ruptura dos CPs tipo C – conectores de 10 mm



FIGURA 4. 38– Fissuração do concreto nos CPs tipo C – conectores de 10,0 mm



FIGURA 4. 39– Fissuração do concreto nos CPs tipo C – conectores de 12,5 mm

Avaliando-se os resultados apresentados, verificou-se que a configuração adotada para o CP de cisalhamento (CMC ou MCM) pode influenciar no valor de resistência do conector. Nos CPs tipos A e B foi verificado que, aumentando-se o diâmetro do

conector, a resistência ao cisalhamento também aumenta, conforme mostrado na FIG. 4.27. Por outro lado, nos CPs tipo C não foi evidenciado um ganho significativo de resistência com o aumento do diâmetro do conector. Isto indica que neste tipo de CP outros fatores podem ter influenciado no resultado.

Ressalta-se também que, em geral, os CPs tipo C, apresentaram as menores resistências para os conectores e, durante os ensaios, mostraram grande fissuração dos núcleos de concreto. Essa fissuração foi provocada pelo posicionamento dos quatro conectores numa mesma região, com conseqüente concentração de tensões, o que contribuiu para a queda na resistência (FIG. 4.40).



FIGURA 4. 40– Fissuração do concreto nos CPs tipo C

Ainda pode-se citar que as ligações apresentaram ductilidade para todos os CPs, em conseqüência da plastificação localizada na madeira e do escoamento do conector (FIG.4.41).

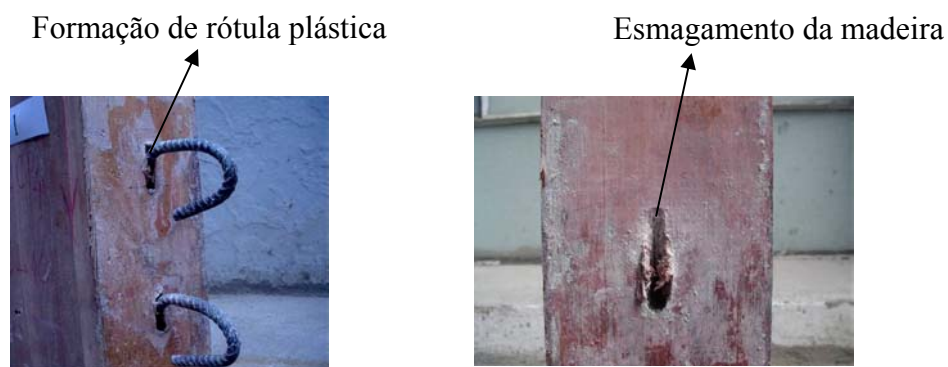


FIGURA 4. 41– Modo de ruptura dos CPs

4.3.2 – Rigidez da ligação

Os valores de rigidez das ligações foram avaliados através dos módulos de deslizamento (k_s), obtidos a partir de regressões nos trechos lineares das curvas carga-deslizamento, entre os pontos $0,1 F_{est}$ e $0,4 F_{est}$ (FIG. 4.42).

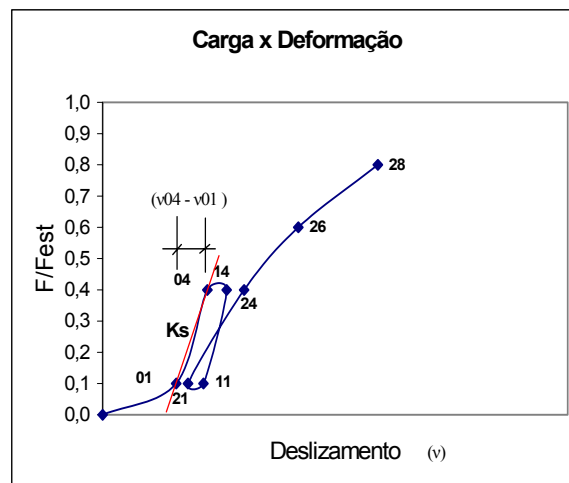


FIGURA 4. 42– Curva Carga-Deslizamento (v) idealizada – EN 26891

Os resultados obtidos estão descritos na TAB. 4.11.

TABELA 4. 11 – Módulo de deslizamento (k_s) por conector - (kN/mm)

CP	Tipo								
	Φ 8 A	Φ 8 B	Φ 8 C	Φ 10 A	Φ 10 B	Φ 10 C	Φ 12,5 A	Φ 12,5 B	Φ 12,5 C
CP 1	7,69	8,26	18,16	11,77	8,92	23,57	8,98	21,61	30,67
CP 2	7,37	7,12	16,87	9,40	6,89	36,08	12,66	13,34	20,82
CP 3	7,62	9,90	11,62	12,36	8,47	34,59	10,28	21,50	93,67
CP 4	8,20	8,97	13,06	11,55	10,97	32,57	13,63	22,88	62,36
\bar{x}	7,72	8,56	14,93	11,27	8,81	31,70	11,39	19,83	51,88
s	0,35	1,17	3,09	1,29	1,68	5,61	2,13	4,37	33,02

Sendo:

\bar{x} = média da amostra e

s = desvio padrão da amostra.

Analisando-se os valores apresentados na TAB. 4.11, verificou-se que as amostras não atenderam o pressuposto de homogeneidade das variâncias, avaliado pelo teste de Bartlett e, como elas foram constituídas de um número pequeno de exemplares, o tratamento estatístico gerou resultados pouco consistentes. Portanto, as conclusões relacionadas à rigidez da ligação serão apenas indicativas e baseadas nos resultados médios.

Desta forma, os resultados médios indicaram que a configuração adotada para o CP de cisalhamento (CMC ou MCM) pode influenciar no valor da rigidez da ligação.

As curvas carga x deslizamento relativo, correspondentes aos ensaios de cisalhamento, são mostradas nas FIG. 4.43 a 4.45.

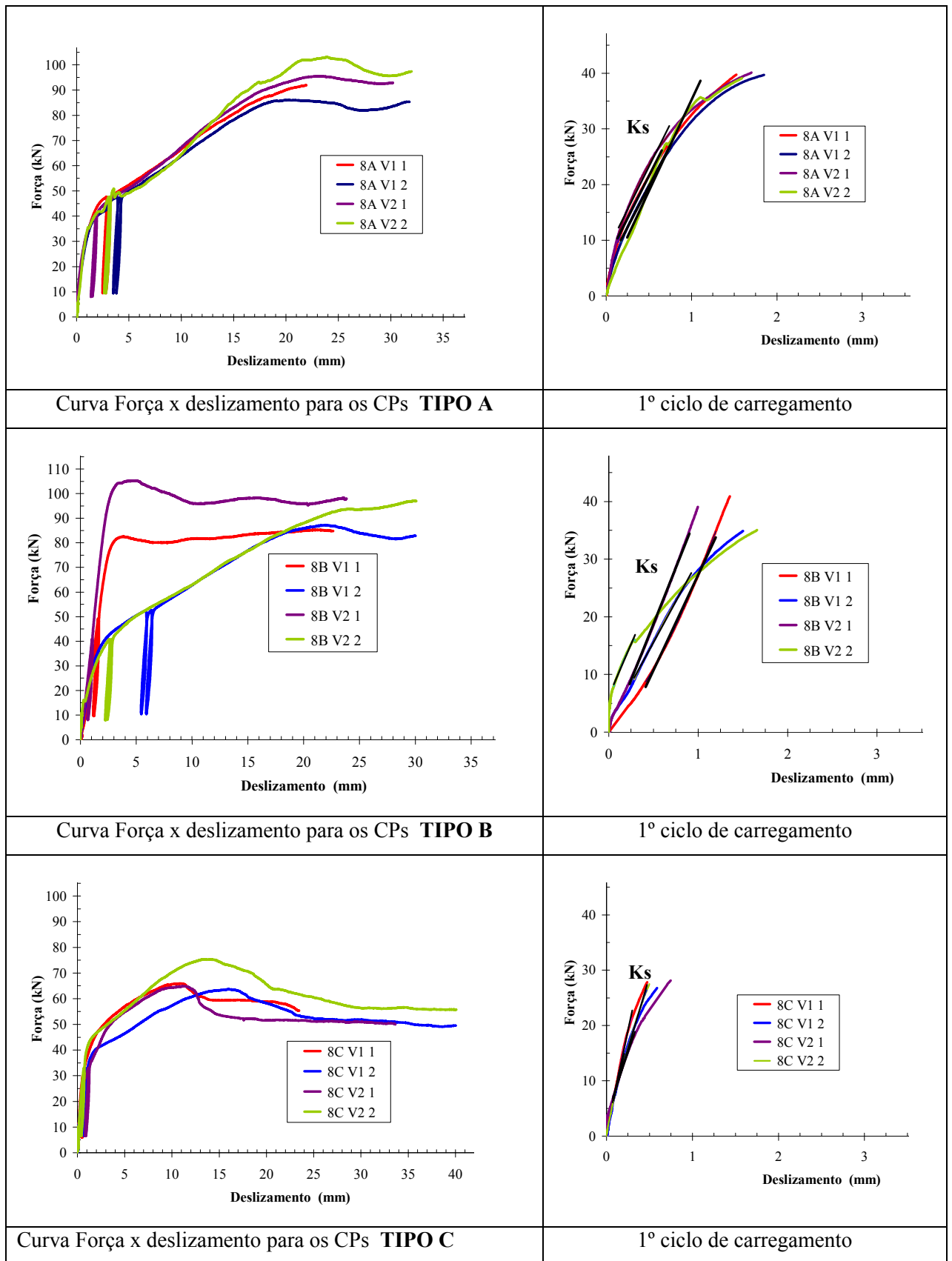


FIGURA 4. 43– Curvas Carga x Deslocamento - conectores de 8,0 mm

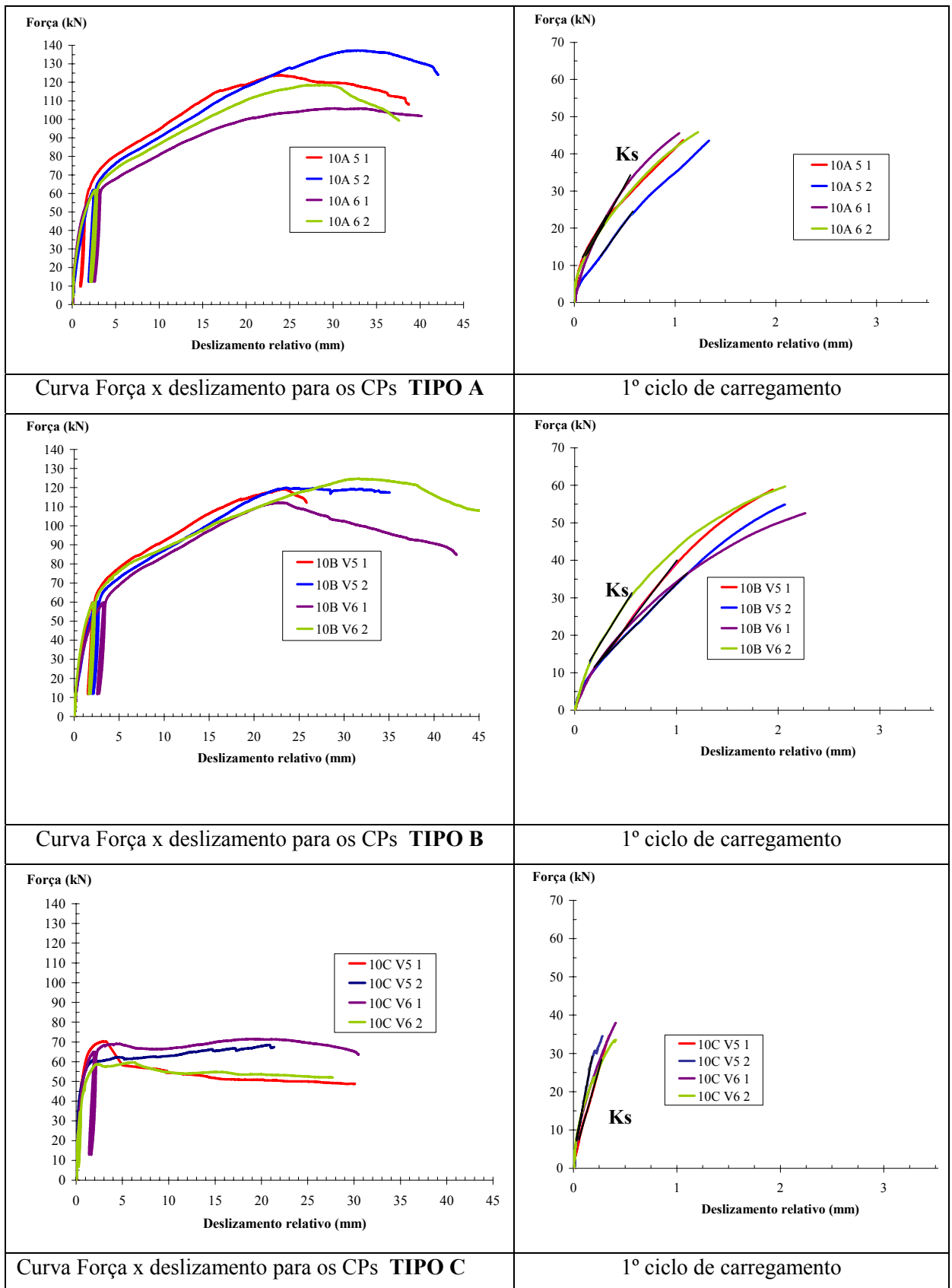


FIGURA 4. 44- Curvas Carga x Deslizamento - conectores de 10,0 mm

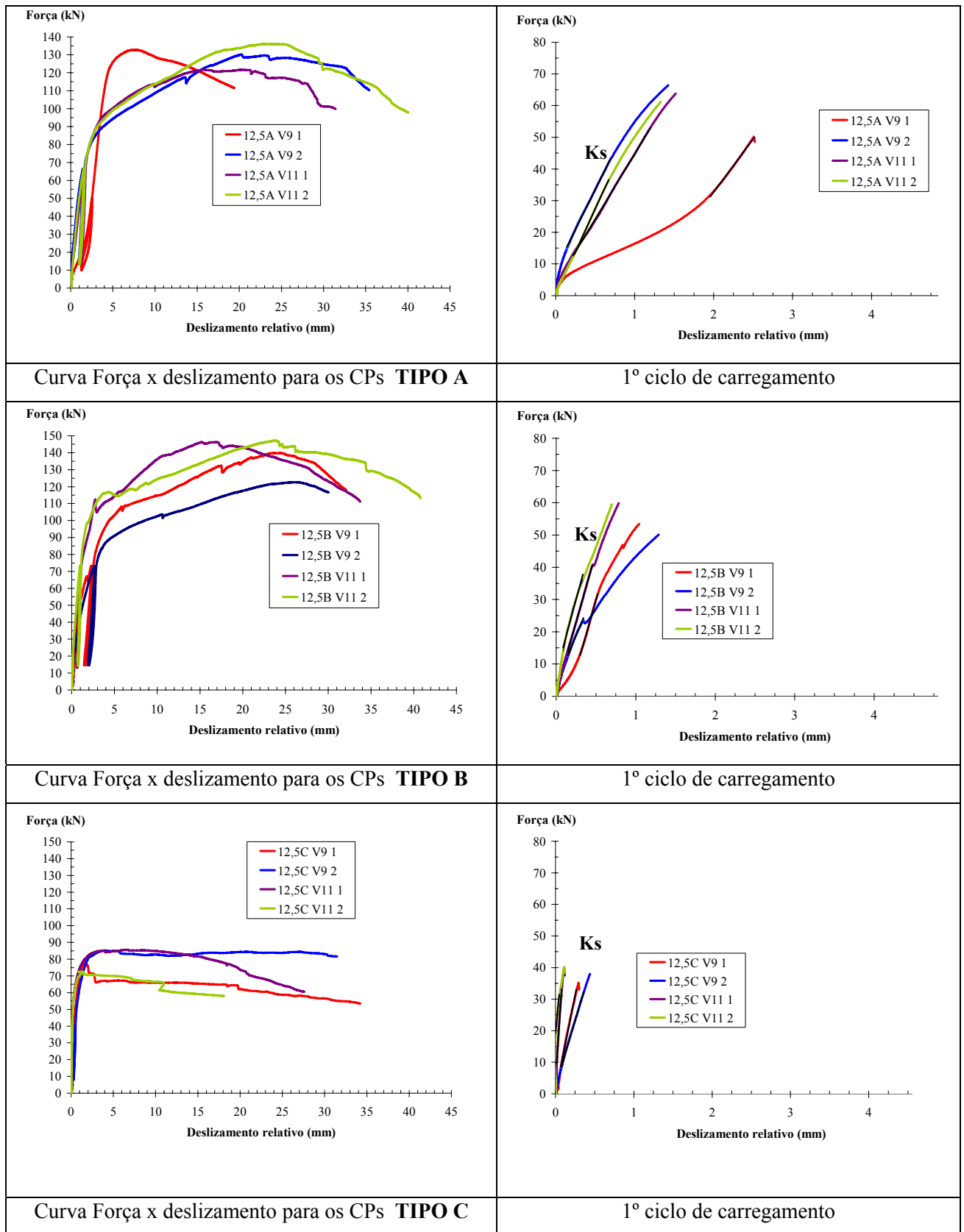


FIGURA 4. 45– Curvas Carga x Deslocamento s - conectores de 12,5 mm

Salienta-se que, conforme mostrado nas FIG. 4.43 a 4.45, todos os CPs apresentaram capacidade de deformação, indicando ductilidade, nos níveis mais altos de carregamento. Esse comportamento foi devido à formação de rótulas plásticas nos conectores e à plastificação localizada da madeira, originada do esmagamento da mesma na região de apoio do conector.

4.3.3 – Considerações sobre os ensaios de cisalhamento

Os resultados apresentados indicaram que a configuração do CP (MCM ou CMC) influenciou nos valores de resistência e de rigidez de uma mesma ligação, considerando-se as características dos materiais utilizados.

Quanto à resistência das ligações, os CPs tipos A e B mostraram um comportamento mais coerente, uma vez que, aumentado-se o diâmetro do conector foi verificado um aumento na resistência da ligação. Por outro lado, os CPs tipo C não apresentaram resultados satisfatórios. Nestes CPs, a resistência da ligação foi influenciada pelo estado de tensões originado da localização dos quatro conectores numa mesma região do concreto.

Quanto à rigidez das ligações, em geral, os valores obtidos para um mesmo diâmetro de conector apresentaram uma grande variação. Esse comportamento foi verificado principalmente nos CPs tipo C.

4.4 – Resultados dos Ensaios de flexão de vigas mistas

4.4.1 – Caracterização dos materiais

Os resultados dos ensaios de caracterização do concreto e da madeira, utilizados para confecção das vigas mistas, estão resumidos nas tabelas 4.12 e 4.13, respectivamente.

TABELA 4. 12 – Características mecânicas do concreto utilizado nas vigas mistas

Viga	Resistência média à compressão (MPa)	Módulo de elasticidade médio (MPa)
Conectores de 8,0mm	30,9	25161,2
Conectores de 10,0mm	31,0	27151,5
Conectores de 12,5mm	32,4	26679,5

TABELA 4. 13 – Teores médios de umidade e características mecânicas da madeira, na direção paralela às fibras

Viga	U %	Resistência média à compressão (MPa)	Módulo de elasticidade médio (MPa)
Conectores de 8,0mm	10,80	67,7	24780,0
Conectores de 10,0mm	10,95	62,6	18249,5
Conectores de 12,5mm	10,65	67,5	19748,8

4.4.2 – Determinação da rigidez da conexão na flexão

Visando comparar o comportamento dos conectores nas vigas mistas com o comportamento dos mesmos nos ensaios de cisalhamento, foram realizadas as análises a seguir, levando-se em consideração o módulo de deslizamento da conexão (k).

Para o cálculo do módulo de deslizamento da conexão, nos ensaios de flexão, foram adotadas as seguintes hipóteses:

- as deformações (ϵ) e as tensões (σ) obtidas nas vigas mistas foram consideradas lineares;
- o comportamento das conexões foi considerado elástico e linear e
- o comportamento dos materiais (concreto e madeira) também foi considerado elástico e linear.

Além disto, admitiu-se que as deformações, na seção transversal, foram dependentes do número de conectores e se situaram entre dois limites: deformações sem conectores (ϵ_0) e deformações com ação composta total (ϵ_{100}), como mostrado na FIG. 4.46.

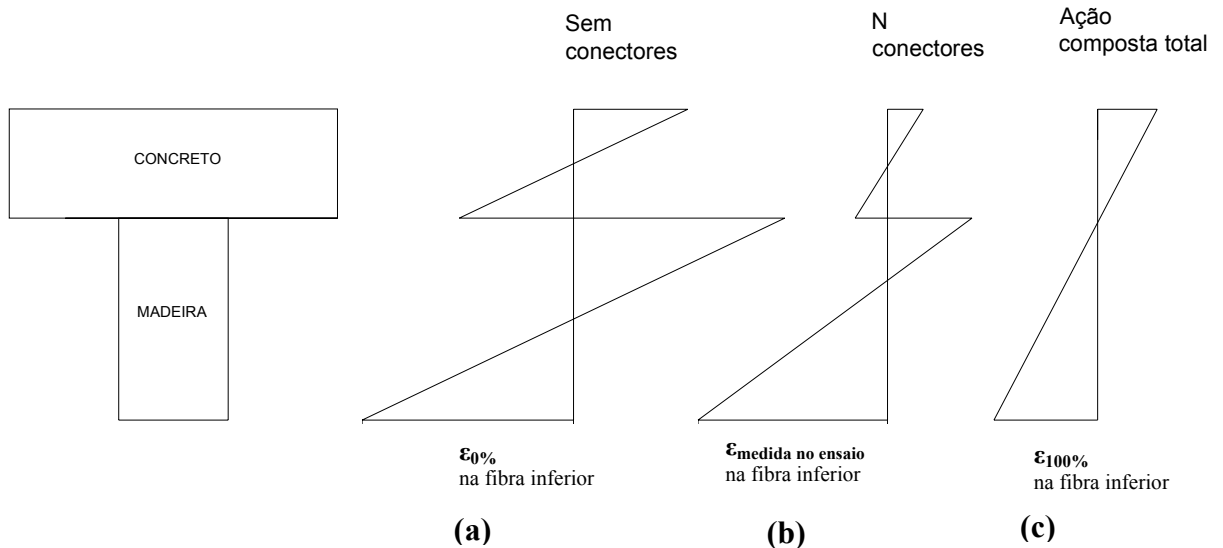


FIGURA 4. 46– Deformações nas seções transversais das vigas

Para a viga sem nenhum conector (FIG. 4.46 (a)), as deformações foram calculadas utilizando-se a teoria simples de vigas e a homogeneização da seção, com o objetivo de se determinar o quinhão de carga para cada elemento. No caso de ação composta total (FIG. 4.46 (c)), também foi utilizada a teoria simples de vigas, com homogeneização da seção, de forma a considerá-la única. Para as demais situações, foram adotadas as deformações medidas pelos extensômetros, nos ensaios de flexão, na seção localizada conforme mostrado na FIG. 4.47, próxima ao alinhamento do conector.

Localização dos extensômetros

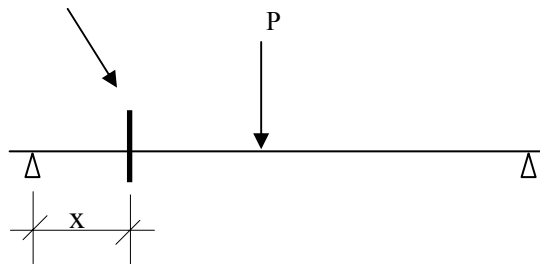


FIGURA 4. 47 – Esquema de carregamento e localização dos extensômetros

O módulo de deslizamento das conexões, no ensaio de flexão, foi determinado a partir de uma regressão linear no trecho mostrado na curva força no conector x deslizamento relativo entre a madeira e o concreto (FIG. 4.48).

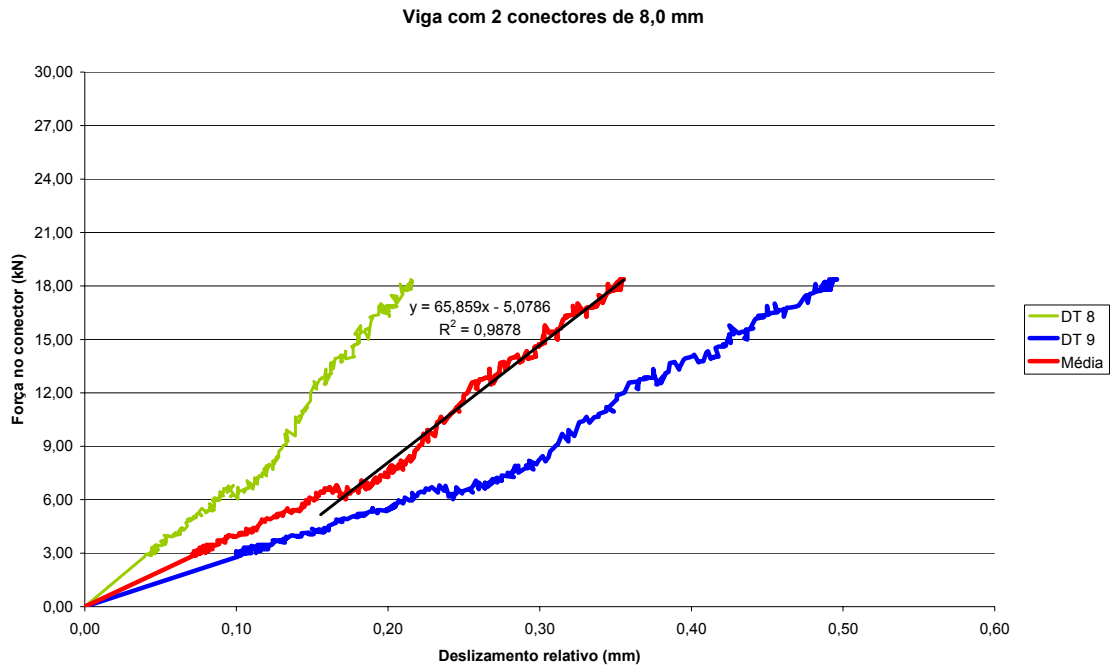


FIGURA 4. 48 –Força no conector x deslizamento relativo – 2 Conectores de 8,0 mm

Os valores de força no conector foram determinados utilizando-se as deformações na face inferior da madeira, de acordo com a EQ. 4.1.

$$F_{conector} = \frac{\alpha \cdot F}{n} \quad (4.1)$$

$$\alpha = \frac{\varepsilon_{0\%} - \varepsilon_{medida}}{\varepsilon_{0\%} - \varepsilon_{100\%}}$$

Sendo:

$F_{conector}$ = força em cada conector;

F = força de cisalhamento correspondente à ação composta total;

n = número de conectores no vão de cisalhamento considerado;

$\varepsilon_{0\%}$ = deformação calculada para a seção sem conectores;

$\varepsilon_{100\%}$ = deformação calculada para a seção com ação composta total e

ε_{medida} = deformação medida no ensaio com um número n de conectores.

Para o cálculo da força de cisalhamento correspondente à ação composta total adotou-se a EQ. 4.2.

$$F = \frac{VS}{\bar{I}} \times \frac{l}{2} \quad (4.2)$$

Sendo:

V = força cortante;

S = momento estático na interface concreto-madeira;

\bar{I} = momento de inércia da seção homogeneizada em relação ao eixo neutro, considerando-se ação composta total e

l = vão da viga.

Os deslizamentos relativos entre a madeira e o concreto (δ) foram medidos durante o ensaio.

Os resultados obtidos para os módulos de deslizamento das conexões, na flexão, são mostrados nas FIG. 4.48 a 4.52.

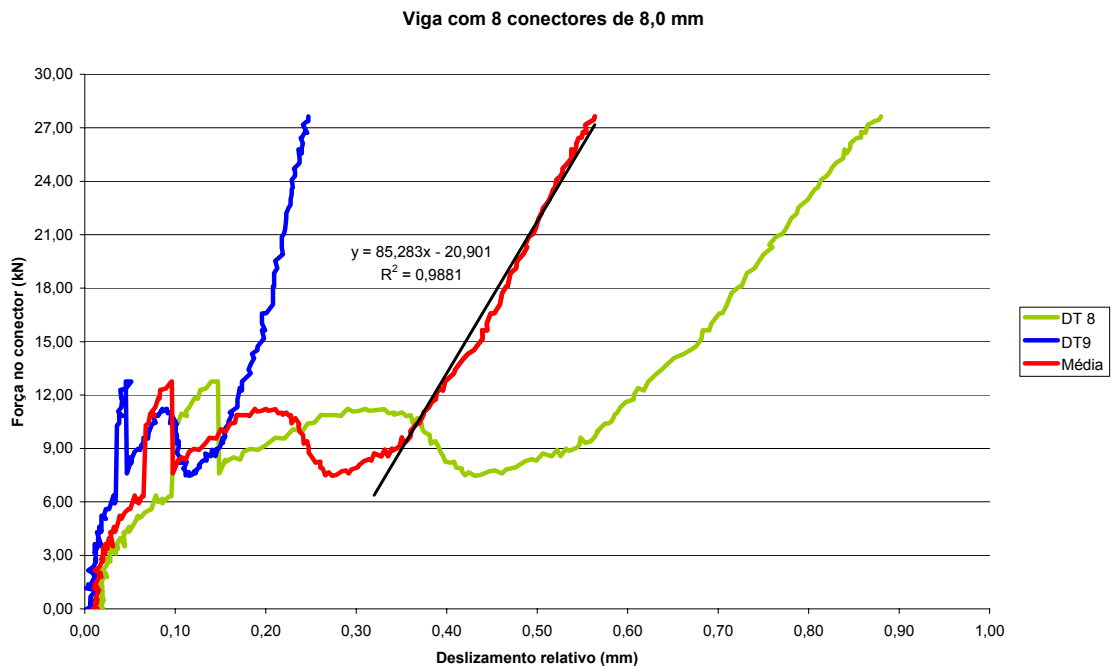


FIGURA 4. 49 –Força no conector x deslizamento relativo – 8 Conectores de 8,0 mm

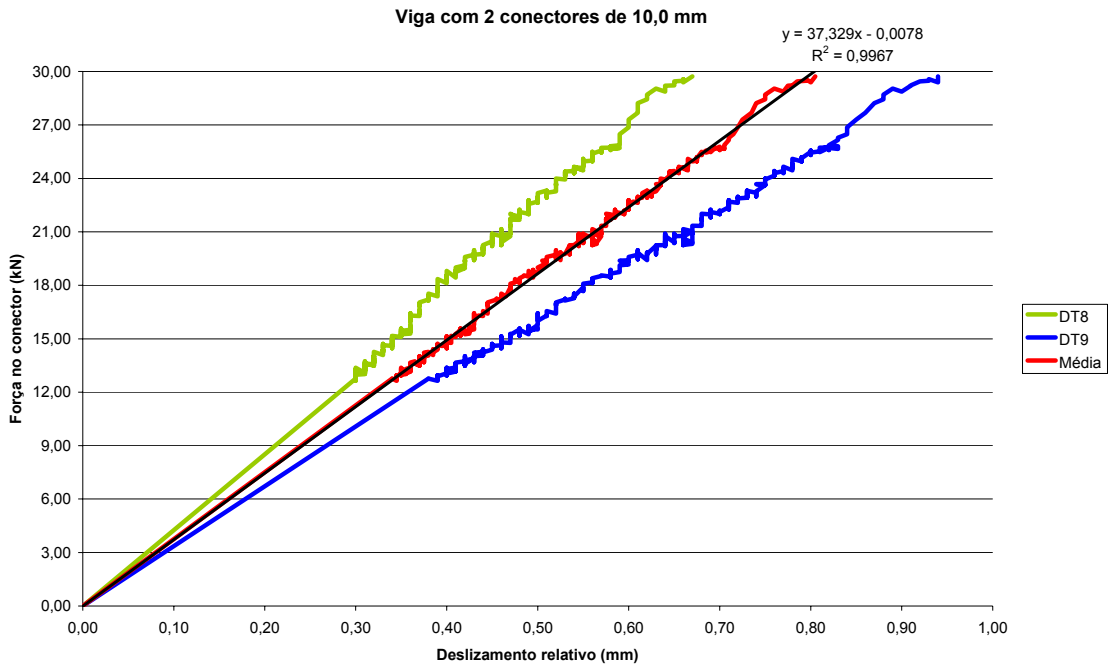


FIGURA 4. 50 - Força no conector x deslizamento relativo – 2 Conectores de 10,0 mm

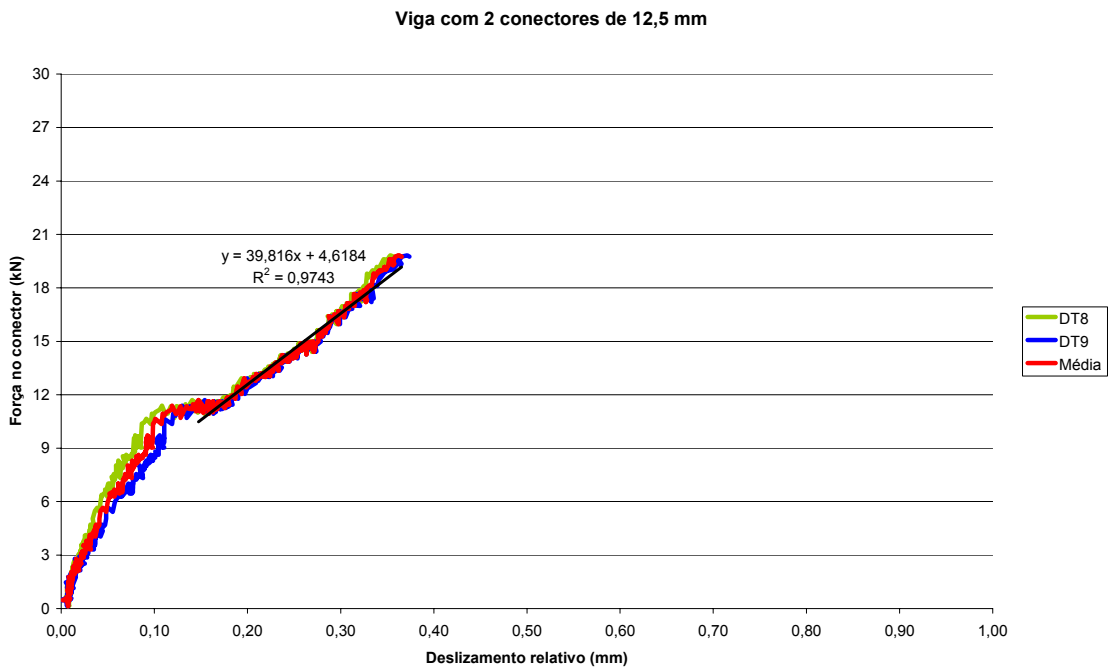


FIGURA 4. 51 - Força no conector x deslizamento relativo – 2 Conectores de 12,5 mm

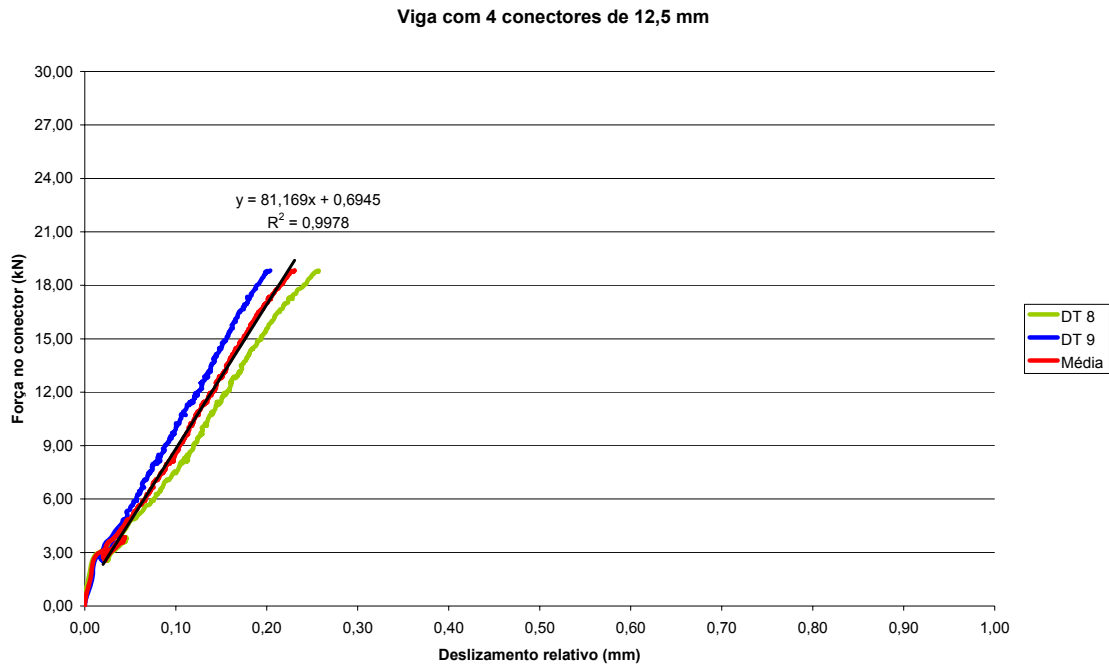


FIGURA 4. 52 - Força no conector x deslizamento relativo – 4 Conectores de 12,5 mm

Nas FIG. 4.48 e 4.50 os resultados experimentais, correspondentes aos trechos iniciais das curvas, não foram confiáveis, devido a perturbações no ensaio.

A TAB. 4.14 mostra uma comparação entre os valores dos módulos de deslizamentos obtidos nos ensaios de flexão e nos ensaios de cisalhamento.

TABELA 4. 14 – Módulo de deslizamento (k) por conector - (kN/mm)

	CP	Tipo								
		Φ 8 A	Φ 8 B	Φ 8 C	Φ 10 A	Φ 10 B	Φ 10 C	Φ 12,5 A	Φ 12,5 B	Φ 12,5 C
Cisalhamento	CP 1	7,69	8,26	18,16	11,77	8,92	23,57	8,98	21,61	30,67
	CP 2	7,37	7,12	16,87	9,40	6,89	36,08	12,66	13,34	20,82
	CP 3	7,62	9,90	11,62	12,36	8,47	34,59	10,28	21,50	93,67
	CP 4	8,20	8,97	13,06	11,55	10,97	32,57	13,63	22,88	62,36
	\bar{x}	7,72	8,56	14,93	11,27	8,81	31,70	11,39	19,83	51,88
	s	0,35	1,17	3,09	1,29	1,68	5,61	2,13	4,37	33,02
Flexão	k_2	65,86			37,33			39,82		
	k_4	-			-			81,17		
	k_8	85,28			-			-		

Sendo:

\bar{x} = média da amostra;

s = desvio padrão da amostra e

k_n = módulo de deslizamento, obtido no ensaio de flexão, utilizando-se vigas com n conectores.

Comparando-se os valores de módulo de deslizamento das conexões, apresentados na TAB. 4.14, podem ser citadas as considerações seguintes:

- a) Os valores obtidos nos ensaios de cisalhamento foram muito diferentes daqueles obtidos nos ensaios de flexão. Provavelmente isto foi devido às condições de contorno dos dois tipos de ensaios, que geram fenômenos físicos diferentes. Vale ressaltar que esses resultados contrariaram a expectativa de que existiria uma melhor aproximação, uma vez que os ensaios de cisalhamento são utilizados para a determinação de parâmetros de dimensionamento de vigas mistas.
- b) Os CP's tipo A e B apresentaram valores de módulo de deslizamento menores que os obtidos nos ensaios de flexão, o que indica que eles estão a favor da segurança.
- c) Os valores obtidos com os CP's tipo C apresentaram uma variação muito grande nos resultados e por isso não foram considerados confiáveis para a obtenção do módulo de deslizamento da conexão.

5

AVALIAÇÕES TEÓRICAS DA RESISTÊNCIA E DA RIGIDEZ DOS CONECTORES

Neste capítulo, os resultados de resistência e de módulo de deslizamento das conexões, obtidos nos ensaios de cisalhamento, serão comparados com resultados teóricos.

A resistência teórica será calculada utilizando-se as expressões propostas pelo EUROCODE 5–parte 1 (draft final 2003), por DIAS (2005) e por CECCOTI (1995). Para o cálculo do módulo de deslizamento dos conectores serão adotadas as prescrições indicadas no EUROCODE 5–parte 2 (draft 2003) e nos trabalhos de BRANCO (2003) e CECCOTTI et al (2006).

5.1 – Capacidade resistente do elemento de ligação

5.1.1 – Expressões propostas pelo EUROCODE 5–parte 1 (draft final 2003)

Como citado anteriormente, ainda não existem expressões específicas para o cálculo da resistência de conexões entre peças de madeira e concreto. Entretanto, o EUROCODE 5–parte 2 (draft 2003) prescreve que, se os conectores forem pinos ou anéis, poderão ser utilizadas as mesmas expressões especificadas para ligações entre peças de madeira,

adotando-se as propriedades da madeira para ambos os materiais. Os valores obtidos deverão ser aumentados em 20%, para a consideração da ligação mista.

Diante dessas considerações, para o cálculo da capacidade resistente das conexões estudadas, foram adotadas as EQ. 5.1, correspondentes aos modos de ruptura apresentados na FIG. 5.1.

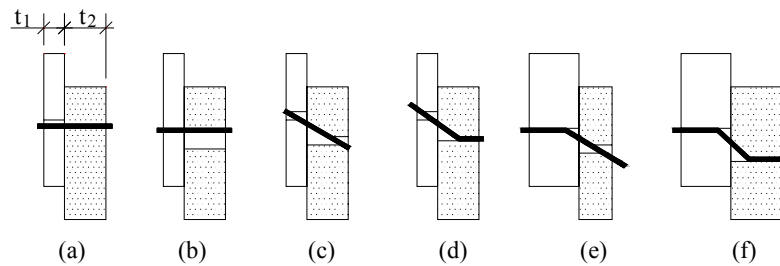


FIGURA 5. 1– Modos de ruptura para ligações entre peças de madeira
EUROCODE 5– parte 1 (draft final 2003)

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} (A) f_{h,1,k} \times t_1 \times d \\ (B) f_{h,2,k} \times t_2 \times d \\ (C) \frac{f_{h,1,k} \times t_1 \times d}{1+\beta} \left[\sqrt{\beta+2\beta^2 \left[1+\frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2 \right]} + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^2 - \beta \left(1+\frac{t_2}{t_1}\right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ (D) 1,05 \frac{f_{h,1,k} \times t_1 \times d}{2+\beta} \left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \frac{4\beta(2+\beta)M_{y,k}}{f_{h,1,k} \times d \times t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ (E) 1,05 \frac{f_{h,1,k} \times t_2 \times d}{1+2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \frac{4\beta(1+2\beta) \times M_{y,k}}{f_{h,1,k} \times d \times t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ (F) 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2 \times M_{y,k} \times f_{h,1,k} \times d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad (5.1)$$

Nas expressões acima:

$F_{v,Rk}$ = valor característico da capacidade resistente do elemento de ligação por plano de cisalhamento;

t_1 = menor valor entre as espessuras das peças de madeira;

t_2 = penetração do elemento de ligação;

d = diâmetro do elemento de ligação;

$f_{h,1,k}$ e $f_{h,2,k}$ = valores característicos da resistência ao esmagamento das madeiras;

$M_{y,k}$ = momento de escoamento do elemento de ligação;

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \text{ e}$$

$F_{ax,Rk}$ = resistência ao arrancamento característica do elemento de ligação.

O momento de escoamento dos conectores foi calculado utilizando-se a EQ. 5.2:

$$M_{yk} = f_y \frac{(d)^3}{6} \quad (5.2)$$

Sendo:

d = diâmetro do conector e

f_y = tensão de escoamento do material do conector.

Para todas as propriedades dos materiais foram utilizados valores médios, obtidos em ensaios de caracterização.

A resistência ao arrancamento do conector ($F_{ax,R}$) foi adotada como o menor entre os valores do concreto e da madeira, obtidos nos ensaios de arrancamento.

Os valores obtidos para a capacidade resistente dos elementos de ligação, correspondentes a cada modo de ruptura, são apresentados na TAB. 5.1.

TABELA 5. 1 –Resistência dos conectores – Modelo madeira-madeira - EUROCODE 5

CP	Propriedades dos materiais	Resistência - F_v (kN)					
	f_{hl} (MPa)	A	B	C	D	E	F
Φ 8 V1	133,13	51,12	85,20	61,32	29,84	46,87	25,39
Φ 8 V2	125,95	48,36	80,61	58,56	28,87	44,94	24,98
Φ 10 V5	77,64	37,27	77,64	56,00	26,35	44,11	27,78
Φ 10 V6	68,57	32,91	68,57	50,65	24,80	40,29	26,72
Φ 12,5 V9	68,89	51,67	107,64	73,70	32,62	57,23	34,66
Φ 12,5 V11	52,66	39,49	82,28	58,74	28,29	46,57	31,58

Onde:

f_{hl} = resistência da madeira ao esmagamento.

De acordo com os valores apresentados na TAB.5.1, a capacidade resistente dos conectores de 8,0 mm será definida pelo modo de ruptura F, com a formação de duas rótulas plásticas no conector. Para os conectores de 10,0 e 12,5 mm a ruptura prevista será de acordo com o modo D, caracterizado pela formação de uma rótula plástica no conector e pelo esmagamento do concreto.

Conforme sugerido por DIAS (2005), a resistência de cada conexão também foi calculada adotando-se as propriedades do concreto, para a peça correspondente. Os resultados obtidos são mostrados na TAB. 5.2.

TABELA 5. 2 – Resistência dos conectores – Modelo madeira-madeira – DIAS (2005)

CP	Propriedades dos materiais		Resistência - F_v (kN)					
	f_{h1} (MPa)	f_{h2} (MPa)	A	B	C	D	E	F
Φ 8 V1	26,02	133,13	8,33	85,20	29,30	13,70	28,81	15,74
Φ 8 V2	29,58	125,95	9,47	80,61	29,32	14,12	28,90	16,09
Φ 10 V5	22,09	77,64	8,84	77,64	30,17	15,02	29,57	18,25
Φ 10 V6	27,76	68,57	11,10	68,57	30,12	15,74	29,13	18,95
Φ 12,5 V9	21,71	68,89	13,57	107,64	39,57	18,06	38,61	22,61
Φ 12,5 V11	23,15	52,66	14,47	82,28	35,28	18,08	33,95	22,43

Onde:

f_{h1} = resistência do concreto à compressão e

f_{h2} = resistência da madeira ao esmagamento.

Os valores da TAB. 5.2 indicam que a capacidade resistente dos conectores será definida pelo modo de ruptura A, com esmagamento do concreto.

5.1.2 – Expressões propostas por CECCOTI (1995)

A previsão do modo de ruptura e da capacidade resistente dos elementos de ligação também foi feita utilizando-se as EQ. 5.3 a 5.5, propostas por CECCOTI (1995):

a) compressão localizada do concreto:

$$R_d = 0,23 d^2 \sqrt{f_{ck} \frac{E_{cm}}{\gamma_v}} \tag{5.3}$$

sendo:

d = diâmetro do conector;

f_{ck} = resistência característica do concreto;

γ_v = coeficiente de segurança do material e

E_{cm} = valor médio do módulo de elasticidade do concreto.

b) ruptura da barra de aço por cisalhamento:

$$R_d = 0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} \tag{5.4}$$

sendo:

d = diâmetro do conector;

f_{yd} = tensão de escoamento do material do conector e

γ_v = coeficiente de segurança do material.

a) ruptura da madeira, considerando-se o concreto como uma placa fina de aço:

$$R_d = 1,5 \sqrt{2 M_{y,d} f_{h,2,d} d} \tag{5.5}$$

sendo:

d = diâmetro do conector;

$M_{y,d}$ = momento de escoamento do conector e

$f_{h,2,d}$ = resistência de embutimento paralela às fibras da madeira.

Os coeficientes de segurança dos materiais foram desprezados para que os valores teóricos fossem comparados aos experimentais.

Os resultados obtidos são apresentados na TAB. 5.3.

TABELA 5. 3 – Resistência dos conectores – CECCOTI (1995)

CP	Propriedades dos materiais			Resistência - R (kN) - Modos de Ruptura		
	f_{cm} (MPa)	E_{cm} (MPa)	f_{h2} (MPa)	G	H	I
Φ 8 V1	26,02	20780,0	133,13	10,82	26,82	16,52
Φ 8 V2	29,58	23830,0	125,95	12,36	26,82	16,07
Φ 10 V5	22,09	20140,0	77,64	15,34	39,38	19,11
Φ 10 V6	27,76	25990,0	68,57	19,54	39,38	17,96
Φ 12,5 V9	21,71	21600,0	68,89	24,61	54,99	26,59
Φ 12,5 V11	23,15	23200,0	52,66	26,34	54,99	23,25

Sendo:

G = modo de ruptura por compressão localizada do concreto;

H = ruptura da barra de aço por cisalhamento;

I = ruptura da madeira, considerando-se o concreto como uma placa fina de aço;

Os valores da TAB. 5.3 indicam que a capacidade resistente dos conectores, para a maioria dos CPs, será definida pelo modo de ruptura G, caracterizado por compressão localizada do concreto. Apenas para o diâmetro de 10mm, em ligações com a viga 6, e para o diâmetro de 12,5 mm, em ligações com a viga 11, a ruptura será por esmagamento da madeira, considerando-se o concreto como uma placa fina de aço.

5.1.3 – Expressões propostas pelo EUROCODE 5–parte 1 (draft final 2003) para ligações entre peças de madeira e chapas finas de aço

Além dos modelos apresentados, também foram avaliados os modos de ruptura para peças de madeira e chapas finas de aço, conforme o EUROCODE 5– parte 1 (draft final 2003), mostrados na FIG. 5.2 e nas EQ. 5.6.

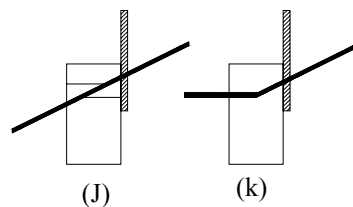


FIGURA 5. 2 – Modos de ruptura para peças de madeira e aço EUROCODE 5

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4 f_{h,k} \times t_1 \times d \quad (J) \\ 1,15 \times \sqrt{2 \times M_{y,Rk} \times f_{h,k} \times d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (K) \end{array} \right\} \quad (5.6)$$

Onde:

$f_{h,k}$ = valor característico da resistência ao esmagamento da madeira;

t_1 = espessura do elemento de madeira ou a penetração na madeira;

d = diâmetro do elemento de ligação;

$M_{y,Rk}$ = momento de escoamento do elemento de ligação e

$F_{ax,Rk}$ = resistência ao arrancamento característica do elemento de ligação.

Os valores obtidos para cada modo de ruptura são mostrados na TAB. 5.4.

TABELA 5. 4 – Resistência dos conectores – Madeira - chapas finas - EUROCODE 5

CP	Propriedades dos materiais	Resistência - $F_{v,R}$ (kN)	
	f_h (MPa)	J	K
Φ 8 V1	133,13	34,081	21,163
Φ 8 V2	125,95	32,243	20,817
Φ 10 V5	77,64	31,06	23,15
Φ 10 V6	68,57	27,43	22,27
Φ 12,5 V9	68,89	43,06	28,88
Φ 12,5 V11	52,66	32,91	26,32

Os valores da TAB. 5.4 indicam que a capacidade resistente dos conectores foi definida pelo modo de ruptura K, com esmagamento da madeira e formação de rótula plástica no conector.

5.1.4 – Comparações entre os valores teóricos e experimentais

Conforme pode ser visto nas TAB. 5.1 a 5.4, os valores de resistência de um mesmo conector e o modo de ruptura da ligação, previstos teoricamente pelos modelos citados, apresentaram diferenças. Portanto, eles serão comparados a valores experimentais, para se avaliar qual o modelo teórico melhor representou o comportamento de cada conector (TAB. 5.5).

TABELA 5. 5– Resistência dos conectores -Valores Experimentais x Valores Teóricos

CP	$F_{v,R}$ – Experimental (kN)	$F_{v,R}$ - Teórico (kN)			
		EUROCODE 5 MADEIRA-MADEIRA	DIAS (2005) CONCRETO-MADEIRA	CECCOTTI (1995)	MADEIRA – AÇO EUROCODE 5
Φ 8 A V1	22,37	25,39	8,33	10,82	21,16
Φ 8 B V1	21,57				
Φ 8 C V1	16,20				
Φ 8 A V2	24,83	24,98	9,47	12,36	20,82
Φ 8 B V2	25,29				
Φ 8 C V2	17,53				
Φ 10 A V5	32,63	26,35	8,84	15,34	23,15
Φ 10 B V5	29,90				
Φ 10 C V5	17,34				
Φ 10 A V6	28,06	24,80	11,10	17,96	22,27
Φ 10 B V6	29,59				
Φ 10 C V6	16,39				
Φ 12,5 A V9	32,86	32,62	13,57	24,61	28,88
Φ 12,5 B V9	32,82				
Φ 12,5 C V9	20,66				
Φ 12,5 A V11	32,24	28,29	14,47	23,25	26,32
Φ 12,5 B V11	36,71				
Φ 12,5 C V11	19,76				

$F_{v,R}$ = capacidade resistente do elemento de ligação por plano de cisalhamento;

Avaliando-se os resultados apresentados na TAB. 5.5, verificou-se que os modelos que mais se aproximaram dos resultados experimentais, para os CPs tipos A e B, foram o de madeira-madeira e o de madeira-placa fina de aço, propostos pelo EUROCODE 5. Contudo, esses modelos superestimaram a capacidade de carga das conexões, para os CPs tipo C. Observa-se que os valores obtidos com o modelo madeira-madeira foram multiplicados por 1,2, conforme prescrito no EUROCODE 5-parte 2 (draft 2003).

Diante dessas considerações, pode-se ressaltar que os CP's tipos A e B representaram melhor os fenômenos físicos relacionados à resistência dos conectores.

Quanto aos modos de ruptura, o modelo para peças de madeira e aço foi o que mais se aproximou dos resultados experimentais, como pode ser visto nas FIG. 5.3 e 5.4.



FIGURA 5.3 – Modo de Ruptura dos CPs de concreto e MLC

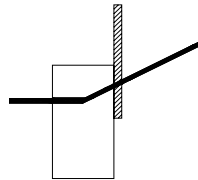


FIGURA 5.4 - Modo de ruptura para peças de madeira e chapas finas de aço

5.2 – Módulo de deslizamento da ligação

Quanto ao módulo de deslizamento (k_{ser}), foram adotadas as prescrições indicadas no EUROCODE 5-parte 2 (draft 2003) e nos trabalhos de BRANCO (2003) e CECCOTTI et al (2006).

De acordo com o EUROCODE 5-parte 2 (draft 2003), o módulo de deslizamento da ligação pode ser calculado utilizando-se a EQ. 5.7:

$$k_{ser} = \rho_m^{1,5} \frac{d}{23} \times 2 \quad (5.7)$$

Sendo:

k_{ser} = módulo de deslizamento em N/mm;

ρ_m = densidade média da peça de madeira em kg/m^3 e d = diâmetro do conector em mm

BRANCO (2003) e CECCOTTI et al (2006) apresentaram, respectivamente, as EQ. 5.8 e 5.9:

$$k_{ser} = 0,15 \times E_{0,mean}^{0,9} \times d^{0,95} \tag{5.8}$$

$$k_{ser} = 0,16 \times E_{o,mean} \times d \tag{5.9}$$

Sendo:

$E_{0,mean}$ = valor médio do módulo de elasticidade paralelo às fibras da madeira (N/mm²) e

d = diâmetro do elemento de ligação.

Na TAB. 5.6 são mostrados os valores experimentais e os teóricos, calculados a partir das EQ. 5.7 a 5.9, utilizando-se valores médios das propriedades físicas e mecânicas das vigas de MLC.

TABELA 5. 6 –Valores Experimentais x valores teóricos (k_s)

CP	k_s – Experimental (kN/mm)	k_s - Teórico (kN/mm)		
		EUROCODE 5	BRANCO (2003)	CECCOTTI et al (2006)
Φ 8 A V1	7,53	19,52	5,90	18,18
Φ 8 B V1	7,69			
Φ 8 C V1	17,51			
Φ 8 A V2	7,91	17,24	9,58	31,12
Φ 8 B V2	9,43			
Φ 8 C V2	12,34			
Φ 10 A V5	10,58	24,50	10,97	35,73
Φ 10 B V5	7,90			
Φ 10 C V5	29,82			
Φ 10 A V6	11,95	17,96	10,19	32,94
Φ 10 B V6	9,72			
Φ 10 C V6	33,58			
Φ 12,5 A V9	10,82	26,46	12,11	39,40
Φ 12,5 B V9	17,47			
Φ 12,5 C V9	25,74			
Φ 12,5 A V11	11,95	28,80	14,63	48,64
Φ 12,5 B V11	22,19			
Φ 12,5 C V11	78,01			

k_s - Módulo de deslizamento por conector.

Os resultados da TAB. 5.6 mostram que existiu uma boa aproximação entre os valores experimentais, obtidos com os CPs tipos A e B, e os teóricos, calculados utilizando-se a EQ. 5.8, proposta por BRANCO (2003).

6

CONCLUSÕES

De acordo os objetivos propostos e as análises apresentadas nos capítulos anteriores, chegou-se às seguintes conclusões neste trabalho:

- Conclusões quanto aos ensaios de arrancamento:

- o adesivo epóxi Scuna 5100 foi o que apresentou melhor desempenho nos ensaios de arrancamento de barras de aço em CPs de MLC;
- as variações adotadas para o diâmetro do furo mostraram uma influência pouco significativa no valor da resistência ao arrancamento, para barras coladas com o adesivo 5100;
- as barras coladas na MLC com os adesivos epóxi Scuna 5100, Scuna massa para filetagem (MFM) e massa epóxi (ME) apresentaram maior resistência ao arrancamento que as barras ancoradas no concreto.

- Conclusões quanto aos ensaios de cisalhamento:

- a configuração adotada para o CP de cisalhamento (Concreto-Madeira-Concreto - CMC ou Madeira-Concreto-Madeira- MCM) tem influência sobre os valores de resistência e de módulo de deslizamento do conector;
- os CPs tipos A e B (CMC) mostraram um comportamento mais coerente, uma vez que, aumentado-se o diâmetro do conector foi verificado um aumento na resistência da ligação;
- os CPs tipo C (MCM) não apresentaram resultados satisfatórios de resistência dos conectores, uma vez que esta propriedade foi influenciada pelo estado de tensões originado da localização dos quatro conectores numa mesma região do concreto;
- os CPs tipo C também apresentaram grandes variações nos valores de módulo de deslizamento dos conectores e, portanto, não foram considerados confiáveis para a obtenção deste parâmetro.

- Conclusões quanto aos ensaios de flexão:

- os valores de módulo de deslizamento das ligações, obtidos nos ensaios de flexão, foram muito diferentes daqueles obtidos nos ensaios de cisalhamento;
- os valores de módulo de deslizamento obtidos nos ensaios de flexão foram maiores que os obtidos adotando-se os CP's de cisalhamento tipos A e B (CMC), o que indica que esses CPs estão a favor da segurança.

- Conclusões quanto aos modelos teóricos:

- o modelo teórico madeira-placa fina de aço, proposto pelo EUROCODE 5–parte 1 (draft final 2003) apresentou valores com boa aproximação dos resultados experimentais, para os CPs tipos A e B;

- o modelo teórico proposto por BRANCO (2003), para o cálculo do módulo de deslizamento da conexão, também apresentou valores com boa aproximação dos resultados experimentais para os CPs tipos A e B.

Finalmente, pode-se concluir que o corpo de prova que melhor representou os valores de resistência e de rigidez, experimentais e teóricas, das ligações estudadas, foi o do tipo CMC. Portanto, sugere-se que este tipo de CP seja utilizado como referência para os ensaios de cisalhamento em estruturas mistas de madeira e concreto. No entanto, as suas características geométricas, devem respeitar as disposições mínimas, prescritas nas normas de projeto, para que seja possível avaliar o comportamento do conector, sem ruptura prematura do concreto ou da madeira.

Vale ressaltar que as conclusões apresentadas estão relacionadas às características dos experimentos desenvolvidos neste trabalho, que serão citadas a seguir:

- as madeiras foram do tipo laminada colada (MLC) de *Eucalyptus Grandis*;
- os concretos foram dosados para uma resistência característica à compressão (f_{ck}) de 25 MPa, aos 28 dias de idade, e possuíram uma armadura composta por barras de aço CA-50, com diâmetros de 6,3 mm;
- os conectores foram barras de aço do tipo CA-50, com diâmetros iguais a 8,0, 10,0 e 12,5 mm;
- os adesivos utilizados foram compostos por resina epóxi e
- os carregamentos aplicados foram estáticos, crescentes e de curta duração.

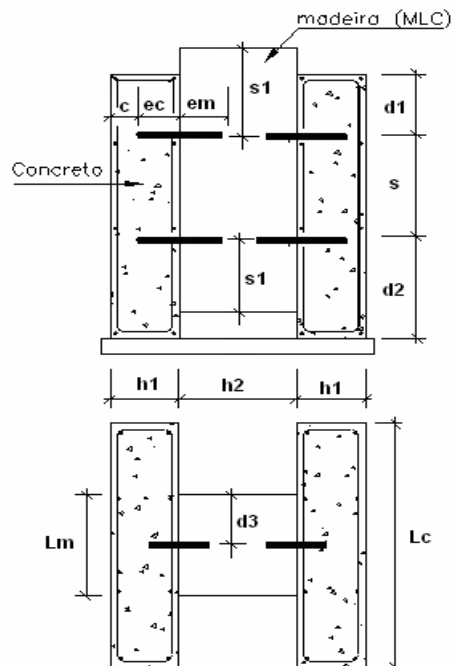
7

RECOMENDAÇÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

7.1 – Recomendações

Com base nas observações feitas ao longo da pesquisa, julgam-se necessárias as seguintes recomendações:

- Devido ao desempenho não satisfatório do adesivo A313, recomenda-se que, no caso da adoção de novos adesivos para ancoragem dos conectores, sejam realizados ensaios de arrancamento para a definição dos comprimentos de ancoragem das barras no concreto e na madeira.
- Para a confecção dos CP's de cisalhamento, recomenda-se as dimensões mínimas apresentadas na FIG. 7.1.



c	ec	em	s1	d1	s
$\geq 2,0$ cm	5Φ	10Φ	$\geq \text{máx} (7\Phi; 80 \text{ mm})$	$\geq 2,5$ cm	$5 \Phi \leq s \leq 20 \Phi$

d2	h1	h2	d3	Lc
$\geq 2,5$ cm	$h1 \geq \{5 \text{ cm ou } (c + ec)\}$	$(2 \times em) + s$	$\geq 3 \Phi$	$\leq \text{largura efetiva da laje}$

Φ = diâmetro do conector

FIGURA 7. 1- Dimensões mínimas para o CP de cisalhamento

7.2 – Sugestões para Pesquisas Futuras

Em função dos estudos e análises realizados, são feitas as seguintes sugestões para pesquisas futuras.

- Executar ensaios de arrancamento de barras de aço em madeira e em concreto, com o objetivo de se definir os comprimentos de ancoragem, em função do diâmetro do conector, da resistência do concreto, do tipo de madeira e do tipo de adesivo.

- Executar ensaios de cisalhamento em CPs de concreto e madeira para avaliar a influência da armadura nos resultados, com o objetivo de se definir uma taxa de armadura padrão.
- Avaliar a adequabilidade das expressões propostas para o cálculo da resistência e do módulo de deslizamento de conectores, através de comparações entre valores teóricos e experimentais, utilizando-se CPs compostos por outras espécies de madeiras brasileiras e por concretos com diferentes características mecânicas.
- Executar estudos com o objetivo de avaliar um corpo de prova padrão para o ensaio de cisalhamento, considerando-se outros tipos de conectores.

BIBLIOGRAFIAS E REFERÊNCIAS

AGÊNCIA FAPESP – Divulgando a cultura científica (2004)-<http://www.agencia.fapesp.br>

AHMADI, B. H. e SAKA, M. P. (1993) – *Behavior of composite timber-concrete floors-* Journal of Structural Engineering, Vol 119, N° 10, november, Paper N° 4953.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994) – ABNT. *NBR 5739 – Ensaio de Compressão de Corpos de prova Cilíndricos de Concreto – Método de Ensaio* – Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2004) – ABNT. *NBR 8522 – Concreto – Determinação do Módulo de Deformação Estática e Diagrama Tensão-Deformação – Método de Ensaio* – Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2002) – ABNT. *NBR ISO 6892– Materiais metálicos – Ensaio de tração à temperatura ambiente*– Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986) – ABNT. *NBR 8800– Projeto e execução de Estruturas de Aço de edifícios* –Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1997) – ABNT. *NBR 7190– Projeto de Estruturas de Madeira* –Rio de Janeiro.

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

ASTM-D 1761- Standard Test Methods for Mechanical Fasteners in Wood (1994) – Philadelphia

BATHON, L. A. , GRAF, M. (2000) – *A continuous wood-concrete-composite system* – World Conference on Timber Engineering (WCTE) – Canadá-
<http://timber.ce.wsu.edu/Resources/papers/toc.pdf>

BENÍTEZ, M. F. (2000) – *Development and testing of timber/concrete shear connectors* – Project engineer, Faculty of Engineering, Austrália – WCTE, Canadá.

BRANCO, J. M. G. (2003) – *Comportamento das ligações tipo cavilha em estruturas mistas madeira-betão* – Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Portugal.

CALIL JÚNIOR, C. (2006) – *Programa emergencial das pontes de madeira para o Estado de São Paulo: Quatro anos de atividades* – Anais das XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural, Campinas, SP, Brasil.

CAPRETTI, S. , CECCOTTI, A., SENNO, M. (1998) – *On the experimental determination of strength and deformation characteristics of timber-concrete composite joints* – 5^a World Conference on Timber Engineering (WCTE) – Montreux- Switzerland

CECCOTTI, A. (1995)–*Timber-Concrete Composite Structures* – Timber Engineering STEP/EUROFORTECH - E13/1-E13/12.

CECCOTI, A., FRAGIACOMO, M., GIORDANO, S. (2006)– *Long-term and collapse tests on a timber-concrete composite beam with glued-in connection* – Materials and Structures - 40: 15-25.

CLOUSTON, P., CIVJAN, S., BATHON L. (2004)– *Experimental behavior of a continuous metal connector for a wood-concrete composite system.* – Forest Products Journal – 01/jun

DIAS, A. (2003) – *Desempenho de ligadores tipo cavilha em lajes mistas madeira-betão* – 3º ENCORE (Encontro de Conservação e Reabilitação de Edifícios)-P.885-892.

DIAS, A. (2005) – *Mechanical behavior of timber-concrete joints* – Tese de doutorado – Universidade de Delft.

EN 26891 (1991) – Timber Structures – joints made with mechanical fasteners – General principles for the determination of strength and deformation characteristics, ISO 6891-1991.

EUROCODE 4 - (draft 2000) – *Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1-1 : General Rules and Rules for Buildings, Brussels.*

EUROCODE 5- partes 1 e 2 (drafts 2002 e 2003) – *Design of timber structures – General rules and rules for buildings, Brussels.*

FAUST, T e SELLE, R. (1999) – *Properties of composite joints of timber-LWAC composite structures-* LACER N°. 4 - LEIPZIG ANNUAL CIVIL ENGINEERING REPORT. University of Leipzig - Federal Republic of Germany.

GUTKOWSKI, R. M., THOMPSON, W. , BROWN, K. , ETOURNAUD, P. (2001) – Shear key for strengthening bridges – Colorado State University - http://www.ndsu.nodak.edu/ndsu/ugpti/MPC_Pubs/html/MPC01-126

HEIDUSCHKE, A., KASAL, B. (2003) – *Composite cross sections with high performance fiber reinforced concrete and timber* - Forest Products Journal, 2003 (Vol. 53) (No. 10) 74-78.

HOLSCHEMACHER, K., KLOTZ, S. e WEIBE, D. (2002) – *Application of steel fibre reinforced concrete for timber-concrete composite constructions* - LACER No. 7 - LEIPZIG ANNUAL CIVIL ENGINEERING REPORT. University of Leipzig - Federal Republic of Germany-http://aspdin.wifa.uni-leipzig.de/institut/lacer/lacer07/107_16.pdf

JOHANSEN, K. W. (1949) – *Theory of timber connections*– Internacional Association for Bridge and Structural Engineering. 9 , p. 249-262.

JOHNSON , R. P. e ANDERSON, D. (1993) – *Designers' handbook to Eurocode 4- Part 1.1: Design of composite steel and concrete structures* – London

MASCIA, N. T., SORIANO J. (2004) – *Benefits of timber-concrete composite action in rural bridges* – Materials and Structures– volume 37/number 2/March, p. 122-128.

MATTHIESEN, J. A., e SEGUNDINHO P., J. A. (2002) – *Estudo de pinos de aço na ligação madeira-concreto* – VIII Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira (EBRAMEM) – Uberlândia- MG.

MATTHIESEN, J. A., MORAES, V. M. e SOUZA, C. R. (2007) – Aumento da capacidade de carga de pontes de madeira – Revista Técnica – Edição 126 – setembro - www.revistatechne.com.br

MUNGWA, M.S., JULLIEN, J.F., FOUJNET, A. e HENTGES, G. (1998) - *A new shear connector for wood-concrete composite structures* - 5^a World Conference on Timber Engineering (WCTE) – Montreux- Switzerland.

NETO , B. B., SCARMINIO, I.S. e BRUNS, R. E. (2002) – *Como Fazer Experimentos – Pesquisa e desenvolvimento na ciência e na indústria* – 2^a Edição – Editora Unicamp.

NICOLAS, E. A. (2001) – *Estudo de Ligações estruturas mistas de concreto-madeira* – Dissertação de Mestrado – Universidade Estadual de Campinas – Campinas-SP, Brasil.

NICOLAS, E. A., e MASCIA N., T. (2002) – *Estudo de Ligações em corpos de prova de concreto-madeira* – VIII Encontro Brasileiro em Madeiras e em Estruturas de Madeira (EBRAMEM) – Uberlândia- MG.

OLIVEIRA, S. V. (1999) – *Vigas compostas de madeira laminada colada e concreto, solidarizadas por chapas metálicas com dentes estampados* – Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da UFMG – Minas Gerais, Brasil.

OLIVEIRA, A. L. C. (2001) – *Contribuição para Análise de Vigas Mistas de Madeira Laminada Colada e Concreto* – Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da UFMG – Belo Horizonte-MG, Brasil.

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

QUEIROZ, G., PIMENTA, R. J., MATA, L.A.C. (2001) – *Elementos das Estruturas Mistas Aço-Concreto* – Editora O Lutador - Belo Horizonte, MG – Brasil.

RILEM/CEB/FIP RC 6 – *Bond Test reinforcing steel – Pull-out test* (1978)- International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures.

SERRANO, E. (2001) – *Glued-in rods for timber structures - a 3D model and finite element parameter studies* – International Journal of Adhesion & Adhesives 21 (2): 115-127, april.

SERRANO, E. (2001) – *Glued-in rods for timber structures - An experimental study of softening behaviour* – Materials and Structures 34 (238): 228-234, may.

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

SOUZA, A. J. (1997) – *Análise experimental do comportamento de conectores entre madeira e concreto em corpos de prova de cisalhamento: efeitos da variação do tipo de conector* – Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da UFMG – Minas Gerais, Brasil.

TURRINI, G., PIAZZA, M. (1983) – *Uma técnica di recupero statico dei solai in legno* – RECUPERARE ANNO 2 N. 5 MAGGIO-GIUGNO.

WEAVER, C. A (1999) – *Behavior of FRP-reinforced glulam-concrete composite bridge girders* – Tese de doutorado – Universidade do Maine.

YTTRUP, P. J. (2005) – *Concrete enhanced timber- Timber Building in Austrália* – <http://oak.arch.utas.edu.au/research/concrete.asp>

ANEXOS

9

ANEXOS

9.1 – Dimensionamento de vigas mistas madeira-concreto segundo o EUROCODE 5

O EUROCODE 5–parte 1 (draft final 2003) apresenta as expressões 9.1 a 9.10 para o dimensionamento da viga mista mostrada na FIG. 9.1.

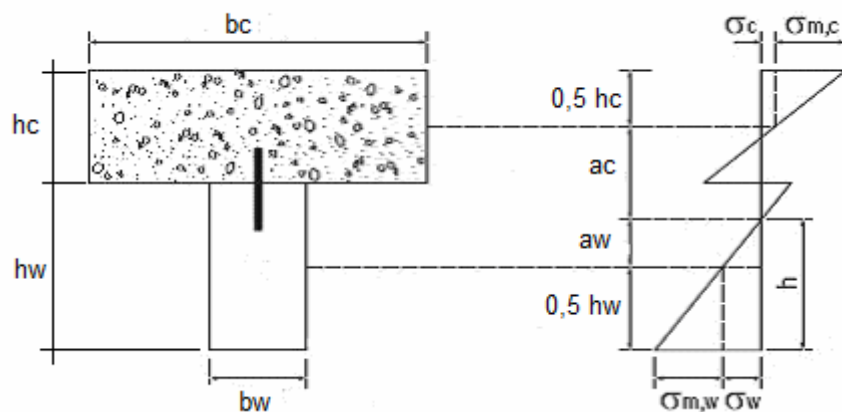


FIGURA 9.1 – Distribuição de tensões na seção mista madeira-concreto

No modelo adotado, a madeira, o concreto e a conexão são considerados linearmente elásticos. Além disto, considera-se o deslizamento relativo entre os dois materiais, caracterizado por um grau de ação composta parcial.

- y_c = fator parcial da mesa:

$$y_c = \left[\frac{1 + \pi^2 E_c A_c s}{kL^2} \right]^{-1} \quad (9.1)$$

sendo:

E_c = módulo de elasticidade do concreto;

$A_c = b_c \times h_c$;

s = espaçamento entre os conectores;

k = módulo de deslizamento dos conectores e

L = vão efetivo da viga:

sendo L = vão livre, para vigas biapoiadas; $L = 0,8$.vão livre, para vigas contínuas e $L = 2$. vão livre, para vigas em balanço.

- a_w = distância do centro de gravidade da peça de madeira à linha neutra do sistema:

$$a_w = \frac{y_c E_c A_c (h_c + h_w)}{2[y_c E_c A_c + Y_w E_w A_w]} \quad (9.2)$$

sendo:

E_w = módulo de elasticidade da madeira;

$A_w = b_w \times h_w$ e y_w = fator parcial da alma = 1.

- a_c = distância do centro de gravidade da peça de concreto à linha neutra do sistema:

$$a_c = \frac{(h_c + h_w)}{2} - a_w \quad (9.3)$$

- $(EI)_{ef}$ = rigidez efetiva:

$$(EI)_{ef} = E_c I_c + y_c E_c A_c a_c^2 + E_w I_w + y_w E_w A_w a_w^2 \quad (9.4)$$

sendo:

$$I_c = \frac{b_c h_c^3}{12} \quad \text{e} \quad I_w = \frac{b_w h_w^3}{12}.$$

- Tensões normais:

$$\sigma_c = y_c E_c a_c \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad (9.5)$$

$$\sigma_{m,c} = 0,5 E_c h_c \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad (9.6)$$

$$\sigma_w = y_w E_w a_w \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad (9.7)$$

$$\sigma_{m,w} = 0,5 E_w h_w \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad (9.8)$$

sendo:

M = momento fletor na seção considerada;

σ_c = tensão normal no centróide da área de concreto devido à força normal;

σ_w = tensão normal no centróide da área de madeira devido à força normal;

$\sigma_{m,c}$ = tensão normal na borda superior da área de concreto devido ao momento fletor e

$\sigma_{m,w}$ = tensão normal na borda inferior da área de madeira devido ao momento fletor.

- Tensões de cisalhamento:

$$\tau_{w,max} = 0,5 E_w b_w h^2 \frac{V}{b_w (EI)_{ef}} \quad (9.9)$$

sendo:

V = força de cisalhamento na seção considerada e

$\tau_{w,max}$ = tensão máxima de cisalhamento no centro de gravidade do sistema

(altura h, na FIG. 9.1).

- Força nos conectores:

$$F = \frac{y_c E_c A_c a_c s V}{(EI)_{ef}} \quad (9.10)$$

sendo:

F = força de cisalhamento no plano dos conectores, em uma seção.

9.2 – Avaliações estatísticas dos resultados experimentais

As avaliações estatísticas dos dados, pertencentes ao programa experimental desta pesquisa, foram feitas utilizando-se análises de variâncias simples (one-way ANOVA) e análises de comparações múltiplas (método de Tuckey), executadas no programa MINITAB 14.

A ANOVA testa a hipótese de que as médias de várias populações são iguais e é utilizada para comparar grupos de observações independentes. Considera-se que os valores de cada observação e os erros aleatórios, associados a eles, provêm de populações normais com a mesma variância.

Hipóteses a testar:

$$\begin{aligned} H_0 : \mu_1 = \mu_2 = \dots = \mu_g = \mu; \\ H_1 : \mu_i \neq \mu \text{ pelo menos para um } i. \end{aligned} \quad (9.11)$$

Modelo:

$$\begin{aligned} y_{ij} = \mu_i + \varepsilon_{ij}, \quad \varepsilon_{ij} \approx N(0, \sigma) \\ Y_{ij} \approx N(\mu_i, \sigma) \end{aligned} \quad (9.12)$$

Nestas expressões:

μ_i = média de cada grupo;

μ = média de todos os grupos;

y_{ij} = observações, onde $i = 1, \dots, g$ identifica o grupo e $j = 1, \dots, n$ identifica a posição de cada observação dentro do seu grupo e

ε_{ij} = erro aleatório de cada observação.

Para testar estas hipóteses estima-se a variância (σ^2) da distribuição das observações individuais (y_{ij}) por dois métodos diferentes e comparam-se as estimativas. Um desses métodos não depende da veracidade de H_0 e outro sim. Se os grupos pertencerem a populações com a mesma média (H_0 verdadeiro), as duas estimativas deverão ser próximas, senão, deverão diferir significativamente.

O primeiro método consiste em estimar σ^2 , sem depender da veracidade de H_0 , calculando-se para cada grupo a variância amostral e tomando-se a média das várias estimativas que se obtém.

No segundo método, considera-se que as médias (μ_i) são todas iguais (H_0 verdadeiro) e, portanto, pode-se assumir que os grupos são amostras da mesma população. Desta forma, adotando-se a distribuição das médias amostrais (\bar{X}), a variância pode ser dada por:

$$\sigma_{\bar{x}}^2 = \frac{\sigma^2}{n} \quad (9.13)$$

Logo, a estimativa de σ^2 pode ser assumida como:

$$\sigma^2 = n\sigma_{\bar{x}}^2 \quad (9.14)$$

Dividindo-se a última estimativa de σ^2 pela primeira, deve-se obter um valor próximo de 1, se H_0 for verdadeiro e muito maior que 1, caso contrário.

Para o cálculo e comparação das estimativas de σ^2 , utilizam-se as EQ. 9.15 a 9.17. e os resultados são apresentados em uma tabela ANOVA.

$$\bar{y}_i = \frac{\sum_{j=1}^n y_{ij}}{n} \rightarrow \text{média de cada grupo de observações} \quad (9.15)$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum_{i=1}^g \sum_{j=1}^n y_{ij}}{ng} \rightarrow \text{média geral das observações} \quad (9.16)$$

$$\underbrace{\sum_{i=1}^g \sum_{j=1}^n (y_{ij} - \bar{Y})^2}_{SS_T} = n \underbrace{\sum_{i=1}^g (\bar{y}_i - \bar{Y})^2}_{SS_G} + \underbrace{\sum_{i=1}^g \sum_{j=1}^n (y_{ij} - \bar{y}_i)^2}_{SS_E} \quad (9.17)$$

Sendo:

SS_T = soma quadrática total;

SS_G = soma quadrática devida à variação das médias dos grupos e

SS_E = soma quadrática do erro aleatório.

As estimativas σ^2 são obtidas dividindo-se SS_E e SS_G pelos seus respectivos graus de liberdade e são denominadas MS_E e MS_G (EQ. 9.18).

Soma Quadrática	Nº de graus de liberdade
SS_T	$ng - 1$
SS_G	$g - 1$
SS_E	$g(n - 1)$

$$MS_E = \frac{SS_E}{g(n-1)} \quad e \quad MS_G = \frac{SS_G}{g-1} \quad (9.18)$$

A estatística do teste é mostrada na EQ. 9.19:

$$\frac{MS_G}{MS_E} \approx F_{g-1, g(n-1)} \quad (9.19)$$

Caso a razão entre as médias quadráticas supere o valor da distribuição F ($F_{g-1, g(n-1)}$), a hipótese nula deverá ser rejeitada.

A tabela ANOVA pode ser resumida conforme mostrado abaixo:

Fonte de variação	Soma quadrática	Graus de liberdade	Média quadrática	F_{obs}	p
Entre grupos	SS_G	$g - 1$	MS_G		
Dentro dos grupos	SS_E	$g(n - 1)$	MS_E		
Total	SS_T	$gn - 1$			

Sendo:

F_{obs} = é o valor observado da estatística de teste F e

P = é o p-value do teste.

O p-value (P) indica que as médias são significativamente diferentes se o seu valor for menor que um nível de significância (α) escolhido para o teste. O nível de significância refere-se à probabilidade de rejeitar a hipótese nula quando ela for verdadeira (<http://www2.mat.ua.pt/pessoais/AHall/Bioestat%C3%ADstica/ANOVA.pdf>).

O método de comparações de Tuckey foi executado após a ANOVA, para determinar quais médias diferiam umas das outras. Esse método é baseado no cálculo do intervalo de confiança para todos os pares de comparações, de tal forma que o conjunto de todos os intervalos tenha uma certa confiança, $1-\alpha$. No cálculo dos pares de comparações, ou seja, diferença entre duas médias, utiliza-se a teoria de combinações lineares de variáveis aleatórias.

Segundo NETO et al (2002), considerando-se y (EQ. 9.20) como uma combinação linear de x_1 e x_2 e estas como variáveis aleatórias com parâmetros populacionais (μ_1, σ_1^2) e (μ_2, σ_2^2) , pode-se definir y como uma nova variável aleatória, cuja distribuição depende das distribuições individuais de x_1 e x_2 .

$$y = a_1x_1 + a_2x_2 \quad (9.20)$$

Onde a_1 e a_2 são constantes.

Adotando-se N pares de valores (x_1, x_2) extraídos de suas respectivas populações, pode-se calcular um conjunto de N valores de y . O valor médio de y nesse conjunto será dado pelas EQ. 9.21 e 9.22.

$$\bar{y} = \frac{1}{N} \sum y = \frac{1}{N} \sum (a_1x_1 + a_2x_2) = a_1 \left(\frac{1}{N} \sum x_1 \right) + a_2 \left(\frac{1}{N} \sum x_2 \right) \quad (9.21)$$

$$\bar{y} = a_1\bar{x}_1 + a_2\bar{x}_2 \quad (9.22)$$

Estas equações mostram que a média amostral da combinação linear é a combinação linear das médias de cada variável. Analogamente, a variância da combinação linear pode ser dada pela EQ. 9.23.

$$s_y^2 = \frac{1}{N-1} \sum (y - \bar{y})^2 = \frac{1}{N-1} \sum (a_1x_1 + a_2x_2 - a_1\bar{x}_1 - a_2\bar{x}_2)^2 \quad (9.23)$$

Desenvolvendo-se a EQ. 9.23 obtêm-se a expressão para o cálculo da variância amostral da combinação linear:

$$s_y^2 = a_1^2 s_1^2 + a_2^2 s_2^2 + 2a_1 a_2 s_1 s_2 r(x_1, x_2) \quad (9.24)$$

Onde:

s_1^2 e s_2^2 = variâncias de x_1 e x_2 e

$r(x_1, x_2)$ = coeficiente de correlação entre x_1 e x_2 .

Adotando-se o mesmo raciocínio, determinam-se expressões análogas para os parâmetros populacionais da combinação linear: (μ) média e (σ^2) variância:

$$\mu_y = \sum_i a_i \mu_i \quad (9.25)$$

$$\sigma_y^2 = \sum_i a_i^2 \sigma_i^2 + 2 \sum_i \sum_{j>i} a_i a_j \sigma_i \sigma_j \rho(x_i, x_j) \quad (9.26)$$

Onde:

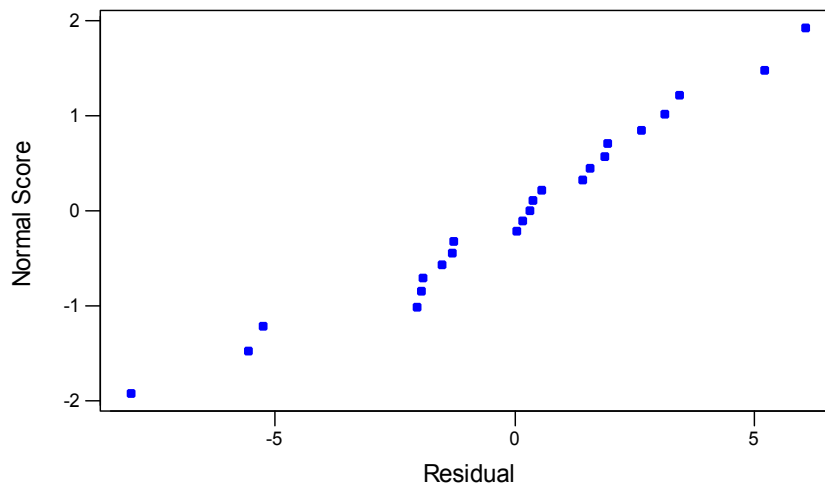
$y = \sum_i a_i x_i$ e

(μ_i, σ_i^2) = média e variância populacionais da variável aleatória x_i .

A variância populacional das observações individuais (σ^2) pode ser determinada a partir da variância amostral s^2 .

Como citado, a ANOVA simples assume que os dados provêm de populações normais e que as diferentes populações têm a mesma variância. Logo, estas considerações foram avaliadas.

O pressuposto de que os dados provêm de populações normais foi verificado através da análise gráfica dos erros aleatórios (diferenças entre os valores observados e suas respectivas médias amostrais). No gráfico de probabilidade normal, se os pontos mostrarem a tendência da formação de uma linha reta significa que os erros são, aproximadamente, normalmente distribuídos como mostrado na figura abaixo:



O pressuposto de homogeneidade das variâncias foi avaliado adotando-se o teste de Bartlett, executado no MINITAB 14. Nesse teste a hipótese nula é a de que as variâncias populacionais, das amostras estudadas, são iguais. No resultado do teste, o parâmetro p-value indica que as variâncias são significativamente diferentes se o seu valor for menor que um nível de significância (α) escolhido. As hipóteses a testar são:

$$\begin{aligned}
 H_0 : & \sigma_1 = \sigma_2 = \dots = \sigma_k \\
 H_1 : & \sigma_i \neq \sigma_j \quad \text{pelo menos para um par } (i, j)
 \end{aligned}
 \tag{9.27}$$

Estatística do teste:

$$T = \frac{(N - k) \ln s_p^2 - \sum_{i=1}^k (N_i - 1) \ln s_i^2}{1 + (1/(3(k-1))) \left(\left(\sum_{i=1}^k 1/(N_i - 1) \right) - 1/(N - k) \right)}$$

$$s_p^2 = \sum_{i=1}^k (N_i - 1) s_i^2 / (N - k)$$

Sendo:

s_i^2 = variância de cada grupo;

N = número total de observações;

N_i = número de observações de cada grupo;

K = número de grupos;

s_p^2 = é a variância ponderada.

As variâncias são consideradas diferentes se $T > \chi_{(\alpha, k-1)}^2$, onde $\chi_{(\alpha, k-1)}^2$ é o valor crítico superior da distribuição qui-quadrado com $k - 1$ graus de liberdade e nível de significância α .

(<http://www.itl.nist.gov/div898/handbook/eda/section3/eda357.htm>)

APUD

SNEDECOR, GEORGE W. AND COCHRAN, WILLIAM G. (1989), Statistical Methods, Eighth Edition, Iowa State University.

AVALIAÇÕES ESTATÍSTICAS DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

ESTUDO DO ADESIVO ESTRUTURAL – ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

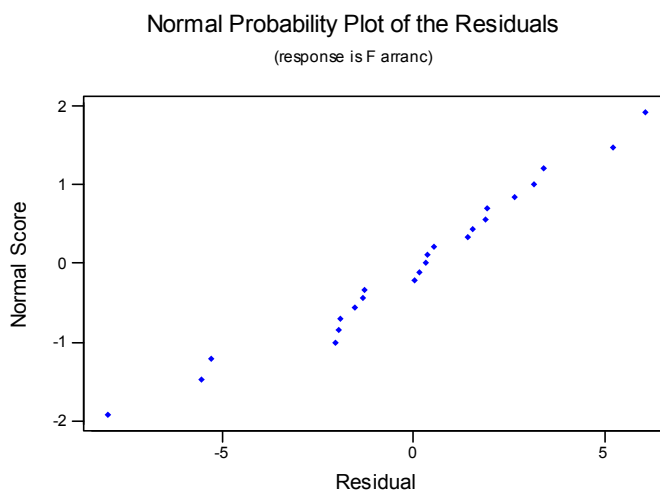
Test for Equal Variances

Response F arrancamen
 Factors Adesivo
 ConfLvl 95,0000

Bartlett's Test (normal distribution)

Test Statistic: 2,057
 P-Value : 0,561

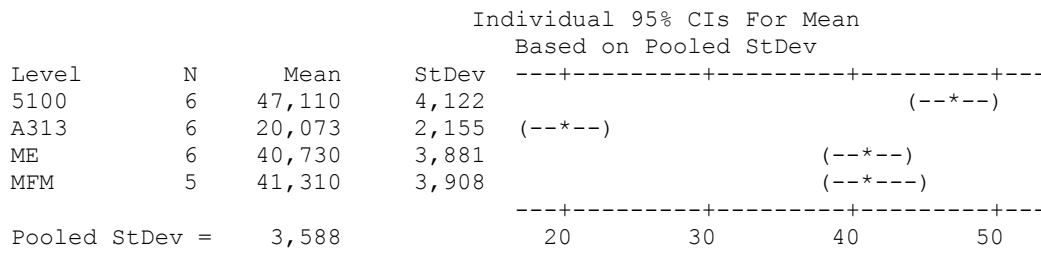
Nos resultados apresentados, o alto valor de P-value indica que não existem diferenças significativas entre as variâncias.



O gráfico mostrou a tendência dos pontos formarem uma linha reta, indicando que os erros são, aproximadamente, normalmente distribuídos.

One-way ANOVA: F arrancamento (kN) versus Adesivo

Analysis of Variance for F arranc					
Source	DF	SS	MS	F	P
Adesivo	3	2508,3	836,1	64,95	0,000
Error	19	244,6	12,9		
Total	22	2752,9			



Tukey's pairwise comparisons

Family error rate = 0,0500

Individual error rate = 0,0111

Critical value = 3,98

Intervals for (column level mean) - (row level mean)

	5100	A313	ME
A313	21,207 32,866		
ME	0,551 12,209	-26,486 -14,827	
MFM	-0,314 11,914	-27,351 -15,123	-6,694 5,534

ESTUDO DO DIÂMETRO DO FURO NA MADEIRA – ENSAIOS DE ARRANCAMENTO:

Test for Equal Variances

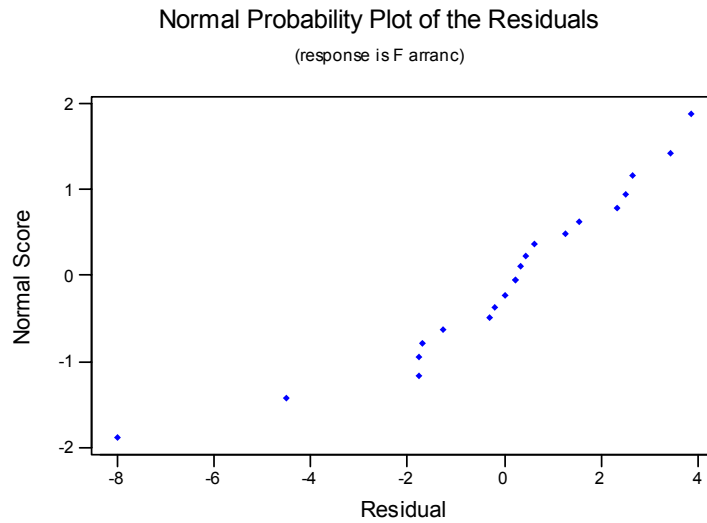
Response F arrancamen
Factors Diâmetro do
ConfLvl 95,0000

Bartlett's Test (normal distribution)

Test Statistic: 2,430

P-Value : 0,488

Nos resultados apresentados, o alto valor de P-value indica que não existem diferenças significativas entre as variâncias.



O gráfico mostrou a tendência dos pontos formarem uma linha reta, indicando que os erros são, aproximadamente, normalmente distribuídos.

One-way ANOVA: F arrancamento (kN) versus Diâmetro do furo

Analysis of Variance for F arranc

Source	DF	SS	MS	F	P
Diâmetro	3	109,16	36,39	8,50	0,001
Error	16	68,50	4,28		
Total	19	177,66			

Individual 95% CIs For Mean
Based on Pooled StDev

Level	N	Mean	StDev
11,0 mm	5	48,706	1,461
12,0 mm	5	48,006	1,606
13,0 mm	5	48,016	2,985
14,0 mm	5	53,598	1,871

Pooled StDev = 2,069

48,0 51,0 54,0

Tukey's pairwise comparisons

Family error rate = 0,0500
Individual error rate = 0,0113

Critical value = 4,05

Intervals for (column level mean) - (row level mean)

	11,0 mm	12,0 mm	13,0 mm
12,0 mm	-3,048 4,448		
13,0 mm	-3,058 4,438	-3,758 3,738	
14,0 mm	-8,640 -1,144	-9,340 -1,844	-9,330 -1,834

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA CONFIGURAÇÃO DO CP PARA OS CONECTORES DE 8,0 mm

Test for Equal Variances

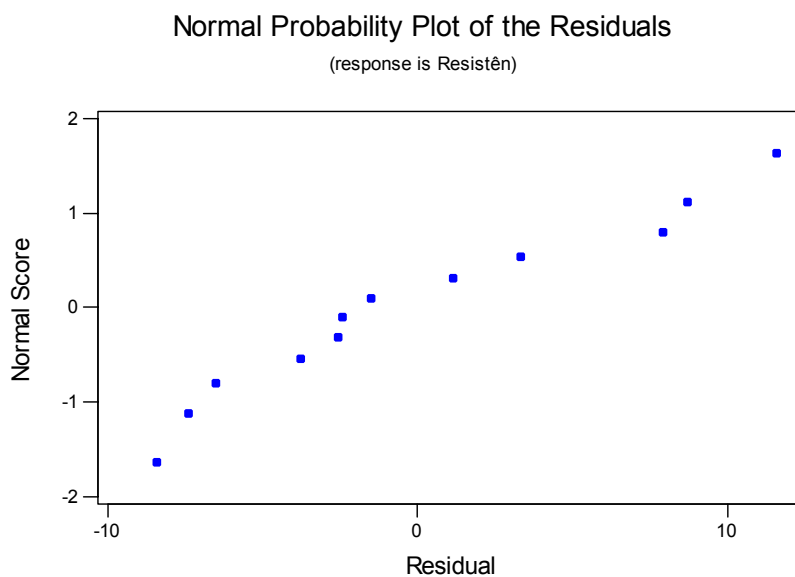
Test for Equal Variances

Response Resistência
 Factors Conector 8 m
 ConfLvl 95,0000

Bartlett's Test (normal distribution)

Test Statistic: 0,799
 P-Value : 0,671

Nos resultados apresentados, o alto valor de P-value indica que não existem diferenças significativas entre as variâncias.



O gráfico mostrou a tendência dos pontos formarem uma linha reta, indicando que os erros são, aproximadamente, normalmente distribuídos.

One-way ANOVA: Resistência versus Conector 8 mm

Analysis of Variance for Resistên					
Source	DF	SS	MS	F	P
Conector	2	1886,3	943,2	17,61	0,001
Error	9	482,1	53,6		
Total	11	2368,4			

Level	N	Mean	StDev	Individual 95% CIs For Mean Based on Pooled StDev
8 A	4	94,40	6,78	(-----*-----)
8 B	4	93,73	9,28	(-----*-----)
8 C	4	67,48	5,35	(-----*-----)
Pooled StDev = 7,32				60 72 84 96

Tukey's pairwise comparisons

Family error rate = 0,0500
Individual error rate = 0,0209

Critical value = 3,95

Intervals for (column level mean) - (row level mean)

	8 A	8 B
8 B	-13,78 15,13	
8 C	12,47 41,38	11,80 40,71

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA CONFIGURAÇÃO DO CP PARA OS CONECTORES DE 10,0 mm

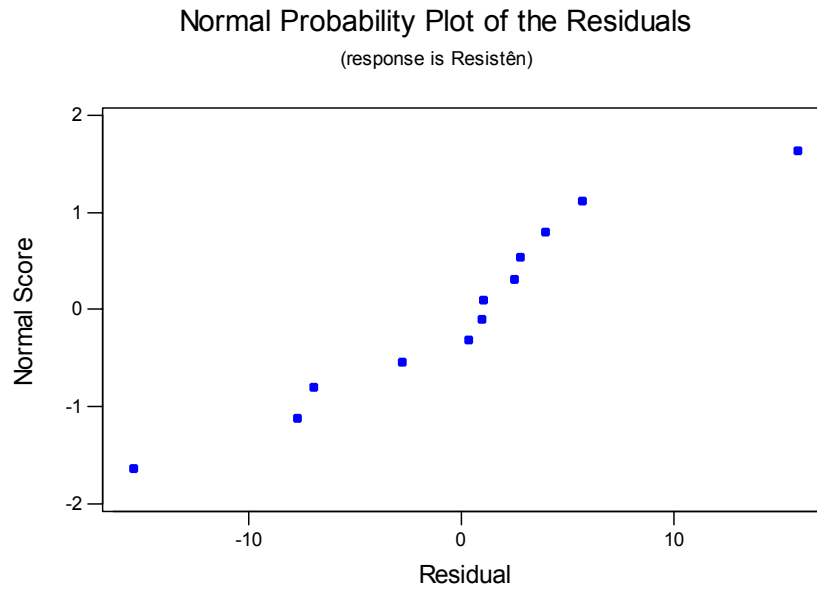
Test for Equal Variances

Response Resistência
Factors Conector 10
ConfLvl 95,0000

Bartlett's Test (normal distribution)

Test Statistic: 3,042
P-Value : 0,219

Nos resultados apresentados, o alto valor de P-value indica que não existem diferenças significativas entre as variâncias.



O gráfico mostrou a tendência dos pontos formarem uma linha reta, indicando que os erros são, aproximadamente, normalmente distribuídos.

One-way ANOVA: Resistência versus Conector 10 mm

Analysis of Variance for Resistên

Source	DF	SS	MS	F	P
Conector	2	7426,1	3713,0	49,91	0,000
Error	9	669,6	74,4		
Total	11	8095,7			

Individual 95% CIs For Mean
Based on Pooled StDev

Level	N	Mean	StDev
10 A	4	121,39	12,96
10 B	4	118,99	5,21
10 C	4	67,46	5,31

Pooled StDev = 8,63

Tukey's pairwise comparisons

Family error rate = 0,0500
Individual error rate = 0,0209

Critical value = 3,95

Intervals for (column level mean) - (row level mean)

	10 A	10 B
10 B	-14,63 19,44	
10 C	36,90 70,97	34,49 68,56

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA CONFIGURAÇÃO DO CP PARA OS CONECTORES DE 12,5 mm

Test for Equal Variances

Response Resistência
 Factors Conector 12,
 ConfLvl 95,0000

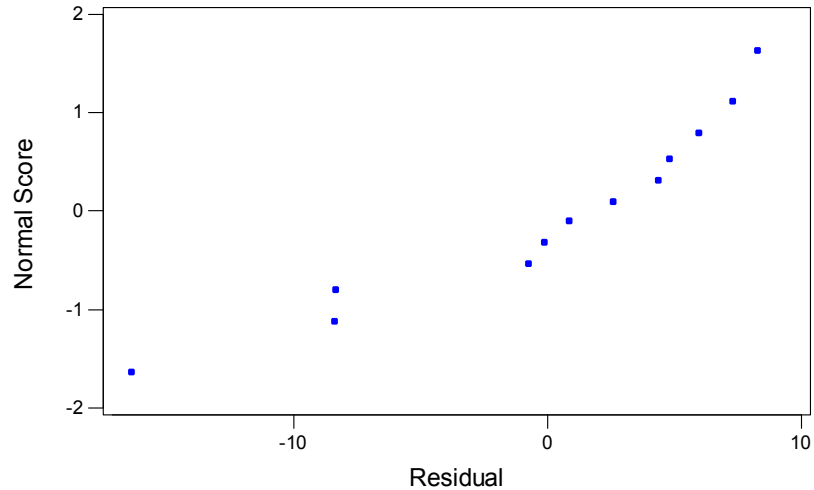
Bartlett's Test (normal distribution)

Test Statistic: 1,463
 P-Value : 0,481

Nos resultados apresentados, o alto valor de P-value indica que não existem diferenças significativas entre as variâncias.

Normal Probability Plot of the Residuals

(response is Resistên)



O gráfico mostrou a tendência dos pontos formarem uma linha reta, indicando que os erros são, aproximadamente, normalmente distribuídos.

One-way ANOVA: Resistência versus Conector 12,5 mm

Analysis of Variance for Resistên					
Source	DF	SS	MS	F	P
Conector	2	7872,2	3936,1	57,51	0,000
Error	9	616,0	68,4		
Total	11	8488,2			

Level	N	Mean	StDev	Individual 95% CIs For Mean Based on Pooled StDev
12,5 A	4	130,21	6,13	(---*---)
12,5 B	4	139,06	11,42	(---*---)
12,5 C	4	80,84	6,11	(---*---)
Pooled StDev = 8,27				75 100 125 150

Tukey's pairwise comparisons

Family error rate = 0,0500
 Individual error rate = 0,0209

Critical value = 3,95

Intervals for (column level mean) - (row level mean)

	12,5 A	12,5 B
12,5 B	-25,19 7,49	
12,5 C	33,03 65,70	41,88 74,55