

200206809

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL
SEÇÃO CIRCULANTE

ESTUDO DE LIGAÇÕES EM ESTRUTURAS MISTAS DE CONCRETO-MADEIRA

ELIAS ANTONIO NICOLAS

CAMPINAS

2001

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

ESTUDO DE LIGAÇÕES EM ESTRUTURAS MISTAS DE
CONCRETO-MADEIRA

ELIAS ANTONIO NICOLAS

ORIENTADOR : NILSON TADEU MASCIA

Dissertação de mestrado apresentada à
Comissão de Pós-Graduação da Faculdade de
Engenharia Civil da Universidade Estadual de
Campinas, como parte dos requisitos, para a
obtenção do título de Mestre em Engenharia
Civil, na área de concentração de Estruturas.

CAMPINAS, SP
2001

Atesto que esta é a versão definitiva da dissertação/tese.	
Prof. Dr.	<i>Nilson Tadeu Mascia</i>
Matrícula:	21410-8

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**ESTUDO DE LIGAÇÕES EM ESTRUTURAS MISTAS DE
CONCRETO-MADEIRA**

ELIAS ANTONIO NICOLAS

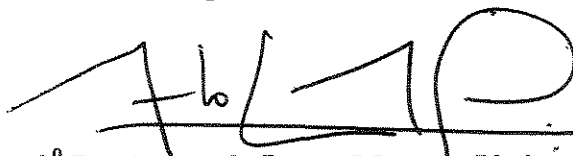
Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca examinadora, constituída por:



Prof.^o Dr. Nilson Tadeu Mascia

Presidente e Orientador

Faculdade de Engenharia Civil -UNICAMP



Prof.^o Dr. Armando Lopes Moreno Júnior

Faculdade de Engenharia Civil -UNICAMP



Prof.^o Dr. Antonio Alves Dias

Escola de Engenharia de São Carlos - USP

CAMPINAS, 10 de Agosto de 2001

UNIDADE NU
 N.º CHAMADA: T/UNICAMP
N543e
 V. 47635
 T. 837/02
 PREL. 12\$ 11,00
 DATA 07-02-02
 N.º CPD

CM00163768-1

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
 BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

N543e Nicolas, Elias Antonio
 Estudo de ligações em estruturas mistas de concreto-
 madeira / Elias Antonio Nicolas.--Campinas, SP: [s.n.],
 2001.

Orientador: Nilson Tadeu Mascia.
 Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de
 Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

1. Construção mista. 2. Juntas (Engenharia). 3.
 Ligações parafusadas. I. Mascia, Nilson Tadeu. II.
 Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de
 Engenharia Civil. III. Título.

DEDICATÓRIA

Aos meus pais Georges Nicolas e Rosa Ackel Nicolas.

AGRADECIMENTOS

Meus agradecimentos a todos aqueles que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho e, em especial:

Ao Prof.º Nilson Tadeu Mascia, pela orientação e amizade no decorrer deste trabalho.

Ao Prof.º Flávio de Oliveira Costa, pelos ensinamentos de concreto armado.

À CAPES - Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, pela concessão da bolsa de estudo.

A FAPESP - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, pelo auxílio financeiro à pesquisa.

Aos amigos da UNICAMP: André S. Fugimoto, Carlos F. Cortes, Edivaldo P. A. Jr, Everaldo Bonaldo, Fernanda O.D.A. Nascimento, Fernando Coelho, Jeferson Cassiano, Júlio Soriano, Leandro Vanalli, Márcia Telesi, Nagib A. E. B. Gosn, Newton D. Santos, Rafael Alves de Souza, Renata Ottina Ramos, Renato Frota de Souza Jr, Rodrigo Ribeiro Paccola.

Aos professores e funcionários da Unicamp - Universidade Estadual de Campinas, pelos ensinamentos transmitidos e pela convivência.

Aos meus pais Georges Nicolas e Rosa Ackel Nicolas, e aos meus irmãos: Guto, Valéria, Samira, Mônica, por todo apoio.

EPÍGRAFE

"Qualquer missão, em qualquer lugar, a qualquer hora, de qualquer maneira."

SUMÁRIO

	Página
Folha de Aprovação	iii
Dedicatória	iv
Agradecimentos	v
Epígrafe	vi
Sumário	vii
Lista de Figuras	ix
Lista de Símbolos	xi
Resumo	xv
1 Introdução	1
1.1 Conteúdo do trabalho	4
2 Objetivos	7
3 Revisão Bibliográfica	9
3.1 Estruturas Mistas	9
3.2 Sistemas de Conexão	13
3.3 Tipos de Conectores	19
3.4 Comportamento mecânico dos conectores	22
3.4.1 Conectores flexíveis - pregos e parafusos	22
3.4.1.1 Pré-furação das ligações pregadas	28
3.4.1.2 Profundidade de penetração dos pregos	29
3.4.2 Conectores rígidos - cola	30
3.5 Modelos de corpos-de-prova para determinação do módulo de deslizamento	31

dos conectores	
3.6 Módulo de deslizamento dos conectores (K)	35
3.7 Concreto	39
3.8 Madeira	41
3.9 Teoria das vigas mistas submetidas à flexão	42
3.10 Dimensionamento de uma viga T mista	54
3.11 Valores do módulo de deslizamento	57
4 Metodologia experimental	65
5 Resultados obtidos e sua análise	73
6 Conclusões	87
Anexo A - Método da seção transformada	91
Anexo B - Figuras dos materiais e corpos-de-prova	93
Referências Bibliográficas	99
Abstract	xvi

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1.1 - Exemplo de um piso concreto-madeira utilizado, na Europa, em construções de alvenaria.	página 9
Figura 3.1.2 - Pontes utilizadas em várias regiões da Austrália.	11
Figura 3.1.3 - Comparação de diferentes sistemas de piso.	11
Figura 3.2.1 - Flecha em uma viga mista.	14
Figura 3.2.2 - Flecha x carga de uma viga mista.	14
Figura 3.2.3 - Seção transversal de um sistema de piso com conectores.	15
Figura 3.2.4 - Carga x flecha em um piso madeira-concreto.	16
Figura 3.2.5 - Influência do grau de conexão, nas tensões, em uma seção T mista.	16
Figura 3.2.6 - Relação entre a carga e o número de conectores.	17
Figura 3.3.1 - Diversos sistemas de conectores.	19
Figura 3.3.2 - Conectores usuais em madeira.	21
Figura 3.3.3 - Placa com dentes estampados.	21
Figura 3.4.1.1 - Parâmetros da curva Força x Deslizamento.	25
Figura 3.4.1.2 - Distribuição de esforços e deformações num prego.	26
Figura 3.4.1.3 - Pregos sobre uma fundação sólida.	27
Figura 3.5.1 - Um possível arranjo para determinar o comportamento carga x deslizamento de um sistema de conexão.	32
Figura 3.5.2 - Disposição dos parafusos em corpos de prova.	33
Figura 3.5.3 - Corpo de prova.	33
Figura 3.5.4 - Corpo de prova de cisalhamento de aço-concreto.	34
Figura 3.5.5 - Corpos de prova de cisalhamento de concreto-madeira.	35

Figura 3.6.1 - Curva experimental carga x deslizamento de ligações sob tração paralela às fibras.	37
Figura 3.6.2 - Carga em função do deslocamento para vários tipos de ligação.	38
Figura 3.7.1 - Curva carga x deslizamento para concreto normal e leve.	40
Figura 3.9.1 - Elemento diferencial de uma viga mista com carregamento transversal uniformemente distribuído.	42
Figura 3.9.2 - Elemento diferencial de uma viga mista na condição deformada	45
Figura 3.9.3 - Elemento de madeira e esforços atuantes.	50
Figura 3.10.1 - Seção transversal de uma viga "T" e tensões normais	54
Figura 3.11.1 - Conector tipo INSA-HILTI para concreto-madeira.	59
Figura 4.1 - Corpo-de-prova para determinação do módulo de deslizamento com 4 conectores. Modelo utilizado no 1º ensaio.	66
Figura 4.2 - Corpo-de-prova para determinação do módulo de deslizamento com 2 conectores. Modelo utilizado no 1º ensaio.	66
Figura 4.3 - Corpo-de-prova para determinação do módulo de deslizamento com 4 conectores. Modelo utilizado no 2º e 3º ensaio.	67
Figura 4.4 - Corpos-de-prova antes da concretagem.	68
Figura 4.5 - Ensaio do corpo de prova.	69
Figura A.1 - Seção real e seção transformada.	91
Figura B.1 - Modo de ruptura : ligação com adesivo epóxi.	93
Figura B.2 - Modo de ruptura : ligação com adesivo epóxi.	94
Figura B.3 - Modo de ruptura : ligação com pregos.	94
Figura B.4 - Modo de ruptura : ligação com pregos.	95
Figura B.5 - Modo de ruptura: ligação com parafuso (9,525 mm).	95
Figura B.6 – Arrancamento do concreto na região do conector metálico	96
Figura B.7 – Conectores 12,7 mm, 9,525 mm, 6,58 mm deformados após a carga de ruptura em comparação com conectores novos.	96
Figura B.8 – Conectores após a ruptura do concreto	97
Figura B.9 – Tela metálica usada no concreto.	97

LISTA DE SÍMBOLOS

ε_c : deformação no c.g. do concreto

ε_w : deformação no c.g. da madeira

$\varepsilon_{10\%}$: deformação específica medida no corpo de prova, correspondente à tensão $\sigma_{10\%}$

$\varepsilon_{50\%}$: deformação específica medida no corpo de prova, correspondente à tensão $\sigma_{50\%}$

$\bar{\phi}_s$: fluxo de cisalhamento que surge na interface dos materiais.

$\Delta \ell_w$: variação no comprimento da madeira

$\Delta \ell_c$: variação no comprimento do concreto

ρ : densidade característica da madeira

δ : deslizamento da ligação

ψ : flecha

$\Psi_{\text{adicional}}$: flecha adicional

σ_{wbi} : Tensão normal na borda inferior da seção madeira

σ_{cbs} : Tensão normal na borda superior da seção de concreto

σ_{ccg} : Tensão normal no c.g. da seção de concreto

σ_{wcg} : Tensão normal no c.g. da seção de madeira

$\sigma_{10\%}$: tensão de compressão correspondente a 10%

$\sigma_{50\%}$: tensão de compressão correspondentes a 50%

A : área da seção transversal da viga

A_c : área da seção transversal do concreto
 A_w : área da seção transversal de madeira
 b_c : largura da mesa de concreto
 b_w : largura da alma de madeira
 d : diâmetro do conector
 d_0 : diâmetro do furo
 d_{ef} : diâmetro efetivo do prego
 d_c : distância do centro de gravidade da seção de concreto até o centro de gravidade seção global
 d_w : distância do centro de gravidade da seção de madeira até o centro de gravidade seção global
 e : espaçamento entre os conectores em relação ao centro do corpo de prova
 E : módulo de elasticidade do prego
 E_c : módulo de deformação longitudinal do concreto
 E_{c0} : módulo de elasticidade à compressão paralelo às fibras.
 E_ℓ : módulo de elasticidade da madeira
 $E_{u\%}$: rigidez referente a um teor $U\%$ de umidade.
 E_w : módulo de elasticidade da madeira
 $E_{0,w,médio}$: módulo de elasticidade médio do concreto.
 E_{12} : rigidez referente ao teor de umidade igual a 12%
 EI_{ef} : rigidez à flexão efetiva
 EI_{rig} : rigidez à flexão de um sistema rígido
 $(EI)_0$: rigidez à flexão para a seção não composta (sem conexão)
 f_c : resistência do concreto
 f_{cu} : resistência do concreto aos 28 dias
 f_{c0} : resistência a compressão paralela às fibras
 f_{cm} : resistência média à compressão
 f_{ed} : resistência de cálculo de embutimento.
 $f_{u\%}$: resistência referente ao teor de umidade igual a $U\%$
 f_{yd} : resistência de escoamento do pino metálico

f_{yk} : resistência nominal característica de escoamento
 f_{12} : resistência referente ao teor de umidade igual a 12%
 $\bar{F}$: força admissível do conector.
 $F_{c0,m\acute{a}x}$: máxima força de compressão aplicada ao corpo-de-prova
 h_c : altura da mesa de concreto
 h_w : altura da alma de madeira
 I_{ef} : momento de inércia efetivo
 I_c : momento de inércia do concreto em relação ao seu c.g.
 I_w : momento de inércia da madeira em relação ao seu c.g.
 K : módulo de deslizamento da ligação
 $\bar{K}$: módulo de deslizamento equivalente da ligação
 k' : coeficiente que é função das propriedades geométricas e elásticas dos materiais, comprimento longitudinal da viga (ℓ), espaçamento dos conectores (s), e do módulo de deslizamento do conector (K).
 l : comprimento do conector
 ℓ_c : comprimento do concreto
 ℓ_w : comprimento da madeira
 lp : profundidade de penetração do prego na madeira
 m_i : massa inicial da madeira
 m_s : massa da madeira seca
 M : momento fletor que atua na seção mista
 M_c : momento fletor no concreto
 M_w : momento fletor na madeira
 n_c : razão modular
 N : número de conectores necessários a conexão parcial
 N_c : esforço normal no concreto
 N_f : número de conectores necessários a conexão total
 N_w : esforço normal na madeira
 P : carga concentrada
 P_0 : interseção do módulo tangente último com o eixo das ordenadas

P_1 : módulo tangente último
 q : carregamento genérico que atua na viga
 r : distância entre o c.g. do concreto e o c.g. da madeira
 R_k : capacidade de carga característica do prego
 $R_{vd,1}$: valor de cálculo da resistência de um pino
 s : espaçamento entre conectores
 S_c : momento estático da seção de concreto
 S_w : momento estático da seção de madeira
 t : espessura convencional da madeira
 u : deslizamento relativo na interface dos materiais
 u_w : deslocamento horizontal do c.g. da madeira
 u_c : deslocamento horizontal do c.g. do concreto.
 U : teor de umidade da madeira
 v : linha elástica da viga
 V : esforço cortante que atua na seção mista
 V_c : esforço cortante no concreto
 V_{max} : força cortante máxima que atua na viga.
 V_w : esforço cortante na madeira
 $\bar{y}$: distância da borda superior de concreto até o c.g. da seção global
 y_c : distância do c.g. do concreto até a c.g. da seção
 $\bar{y}_c$: distância do c.g. do concreto até a borda superior da seção
 y_w : distância do c.g. do madeira até a c.g. da seção
 $\bar{y}_w$: distância do c.g. da madeira até a borda superior da seção
 W : carga de projeto suportada pela estrutura
 W_a : carga última calculada pela teoria plástica para a viga atuando isolada
 W_f : carga última calculada pela teoria plástica
 W_g : carga de projeto suportada pela viga atuando sozinha

RESUMO

NICOLAS, Elias Antonio. **Estudo de Ligações em Estruturas Mistas de Concreto-Madeira**. Campinas: Faculdade de Engenharia Civil-UNICAMP, 2001. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP, 2001.

Esta pesquisa se refere ao estudo do comportamento mecânico de conectores empregados em estruturas mistas de concreto e madeira, estruturas estas normalmente utilizadas em construções civis tais como pontes, pisos e coberturas residenciais.

Neste sentido, foi realizado um estudo teórico-experimental sobre os conectores onde se determinou o valor do módulo de deslizamento (K) através de curvas cargas x deslizamento obtidas a partir ensaios de laboratório.

Os corpos-de-prova foram moldados simetricamente, com um elemento central de concreto unido por meio de conectores a dois elementos laterais de madeira. Foram utilizados pregos e parafusos como conectores discretos e cola epóxi como conector contínuo.

A partir da análise dos resultados obtidos, pode-se constatar que as ligações com prego e parafusos apresentaram deslocamentos relativos entre as partes de concreto e madeira bastante significativos, enquanto que na ligação por epóxi, estes deslocamentos foram pequenos.

Neste contexto, o comportamento mecânico das ligações pregadas ou parafusadas pode ser considerado como flexível e das ligações coladas como rígido.

Palavras chaves : *estrutura mista, concreto-madeira, conector, módulo de deslizamento.*

ABSTRACT

NICOLAS, ElíasAntonio. **Estudo de Ligações em Estruturas Mistas de Concreto-Madeira.** Campinas: Faculdade de Engenharia Civil-UNICAMP, 2001. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP, 2001.

This research is related to the study of the mechanical behavior of connectors used in concrete-timber composed structures, that are normally used in civil buildings such as bridges, floors and coverings.

In this direction, a theoretical-experimental study was carried out on the connectors where it was determined the value of the slip modulus (K) by means of load-slip curves obtained from laboratory tests.

The specimens were molded simmetrically, with a central element of concrete joined by connectors to two lateral elements of timber. Nails and screws were used as discrete connectors and epoxi glue as continuos ones.

From the analysis of the obtained results it can be evidenced that connection with nails and screws were presented relative slip between the parts of concrete and timber sufficiently significant, while that in the connection epoxi, these slips were small.

Is this context, the mechanical behavior of nailed or screwed connection can be considered as flexible and of glued one as rigid.

Keywords : *composed structure, timber-concrete, connector, slip modulus.*

1 INTRODUÇÃO

De um modo geral, as estruturas mistas em concreto e madeira tem como característica mecânica a união das qualidades mecânicas da madeira, que atua resistindo aos esforços de tração e do concreto, que resiste aos esforços de compressão.

Esse tipo de estrutura tem sido utilizado tanto na recuperação de obras antigas quanto na execução de novas construções, como, por exemplo, em pontes, pisos e coberturas residenciais, cais, plataformas, e passarelas.

As estruturas mistas em concreto e madeira são encontradas em diversos países da Europa, algumas regiões dos Estados Unidos, na Austrália, e na região do Golfo Pérsico. No Brasil, a utilização dessas estruturas é recente, e vem sendo intensificada, principalmente em obras de recuperação e em pontes de estradas vicinais.

O uso das estruturas mistas se deve às diversas vantagens apresentadas sobre os outros tipos de estrutura utilizadas para o mesmo fim. As vantagens das estruturas concreto-madeira em relação às estruturas de concreto armado são: menor peso próprio, maior facilidade e rapidez de execução e menor custo. Já em relação às estruturas de madeiras as vantagens são: maior capacidade de carga, maior rigidez, melhor eficiência contra a propagação do fogo e melhor isolamento acústico. Além dessas vantagens, outro fator importante que garante uma vida útil longa às estruturas em concreto e madeira é que o concreto proporciona uma proteção adequada da madeira contra a ação direta da umidade e da abrasão.

Sendo a madeira um recurso natural renovável, sua utilização em estruturas mistas se torna bastante viável, principalmente se forem utilizadas espécies de reflorestamento, como o *pinus* e o eucalipto.

Por todos as características apresentadas, pode-se perceber que a combinação do concreto e da madeira em diversos tipos de estruturas é uma solução alternativa, em relação à obras em concreto armado e aço, principalmente em regiões onde a madeira é facilmente encontrada.

Para a união do concreto e da madeira, numa estrutura mista, são utilizados conectores, que além de evitar a separação transversal dos materiais, transmitem a força de cisalhamento na interface de contato dos elementos. Os conectores podem ser rígidos ou flexíveis, dependendo do grau de interação das partes que compõe a estrutura mista.

A utilização de conectores flexíveis, numa estrutura mista, permite que ocorra um pequeno deslocamento na interface de contato dos materiais. No caso de utilização de conectores rígidos, o deslocamento ocorrido é tão pequeno, se comparado ao deslocamento provocado pelo conector flexível, que pode ser desprezado na análise mecânica das estruturas mistas.

Como exemplo de conector rígido temos as resinas epóxi utilizadas em reparos estruturais. Os pregos, parafusos, cavilhas e chapas metálicas são considerados conectores flexíveis.

As vantagens da utilização dos conectores, rígidos ou flexíveis, numa estrutura mista, em relação a mesma estrutura sem sistema de conexão são: redução na flecha da estrutura, aumento na capacidade de carga, rigidez mais elevada. Neste sentido é fundamental o conhecimento das propriedades mecânicas dos conectores. Uma dessas propriedades é o módulo de deslizamento do conector, que pode ser determinado através de testes em corpos de prova de cisalhamento.

Uma vez determinado o módulo de deslizamento dos conectores, e conhecendo-se os módulos de elasticidade da madeira e do concreto, assim como as resistências características dos dois materiais, torna-se possível dimensionar uma estrutura mista.

Neste contexto, este trabalho tem por objetivo, através de ensaios em corpos de prova de cisalhamento, analisar e comparar o comportamento mecânico dos conectores flexíveis (pregos e parafusos) e rígidos (epóxi) numa estrutura mista em concreto e madeira, assim como, estimar um valor para o módulo de deslizamento para cada tipo de conector estudado.

Deste modo, associado a outras pesquisas sobre o comportamento mecânico de vigas e painéis, de concreto e madeira, este estudo busca, também, divulgar para a comunidade técnico-científica aplicações dessas estruturas nas mais diversas modalidades da construção civil.

1.1 CONTEÚDO DO TRABALHO

Os objetivos do trabalho são descritos no **capítulo 2**. No **item 3.1** é apresentado alguns tipos de estruturas mistas de concreto-madeira e suas vantagens de utilização em relação a outros tipos de estruturas.

O **item 3.2** aborda o sistema de conexão, das estruturas mistas, que pode ser rígido ou flexível. No **item 3.3** é apresentado os diversos tipos de conectores existentes que podem ser usados tanto em estruturas de madeira como em estruturas mistas.

No **item 3.4** apresenta-se um estudo sobre o comportamento mecânico dos conectores flexíveis (pregos e parafusos) e dos conectores rígidos (cola).

Os modelos de corpos-de-prova de concreto-madeira utilizados nos ensaios de deslizamento relativo são apresentados no **item 3.5**.

No **item 3.6** se encontram as expressões para o cálculo do módulo de deslizamento da ligação (K).

O **item 3.7** relata a influência das propriedades mecânicas do concreto na determinação do módulo de deslizamento, enquanto que o **item 3.8** traz algumas considerações a respeito dos defeitos naturais e o ocorridos durante a secagem da madeira que podem influenciar nos resultados dos ensaios.

O **item 3.9** aborda a teoria das vigas mistas submetidas a flexão enquanto que no **item 3.10** é apresentado as expressões para a determinação do momento de inércia efetivo e do fluxo de cisalhamento da ligação.

No **item 3.11** são apresentados alguns valores do módulo de deslizamento obtidos em ensaios por diversos pesquisadores.

A metodologia para a realização dos ensaios dos corpos-de-prova e a caracterização dos materiais é mostrada no **capítulo 4**. Os resultados dos ensaios e as conclusões são apresentadas nos **capítulo 5** e **6** respectivamente.

2 OBJETIVOS

Os objetivos principais desta pesquisa são os seguintes:

- 1) Analisar o comportamento mecânico dos conectores flexíveis (pregos e parafusos) comparando com conectores rígidos (resina epóxi).
- 2) Realizar ensaios de laboratório em corpos-de-prova de cisalhamento de concreto madeira para a determinação da curva carga x deslizamento dos conectores utilizados em estruturas mistas de concreto-madeira.
- 3) Determinar o valor do módulo de deslizamento (K) e comparar com resultados de outros autores.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 ESTRUTURAS MISTAS

As estruturas mistas em concreto e madeira são largamente utilizadas em alguns países tais como, Itália, Suíça e Canadá, conforme descreve CECCOTTI (1995). Seu uso se deve principalmente, à união das qualidades do concreto, que atua somente resistindo às forças de compressão, e da madeira, que resiste aos esforços tanto de tração quanto de compressão. Dessa modo é possível obter uma estrutura eficiente, rígida e leve ao mesmo tempo.

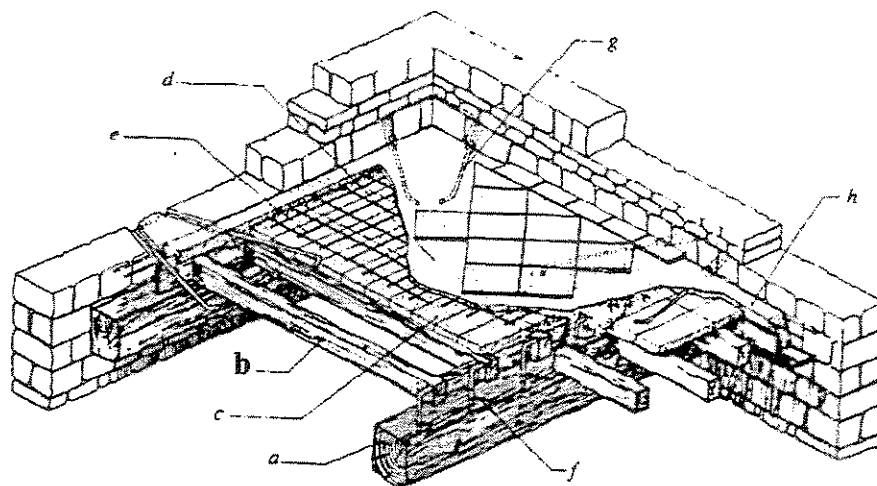


FIGURA 3.1.1 –Exemplo de um piso concreto-madeira utilizada, na Europa, em construções de alvenaria
(a) viga principal, (b) viga secundária, (c) tijolos, (d) concreto
(e) malha de aço, (f) conectores de aço, (g) ganchos, (h) vigota de concreto (cinta de amarração).
Fonte: CECCOTTI (1995), p.E13/2

Quando comparada com estruturas de concreto, as estruturas mistas em concreto e madeira apresentam menor peso próprio, proporcionando uma fundação mais leve e econômica; execução mais rápida, pois utiliza um número de fôrmas e escoras bem menor com custo inferior. Já em comparação com estruturas de madeira, as estruturas de concreto-madeira apresentam: melhor eficiência contra a propagação do fogo; capacidade de suporte de carga que pode atingir um valor duas vezes maior e rigidez, podendo alcançar um valor de três a quatro vezes maior.

Além das vantagens citadas acima, STEVANOVIC (1996), aponta outras como, por exemplo, melhores propriedades acústicas e térmicas, ao se comparar estruturas em concreto-madeira com estruturas somente em madeira. E cita que em relação às estruturas de aço-concreto, as estruturas em concreto-madeira, quando possuírem vigas aparentes, apresentarão melhores aspectos arquitetônicos.

SOUZA, MAGALHÃES & CHAHUD (1998) destacam que um dos motivos de utilização da madeira em estruturas mistas, principalmente as de concreto-madeira, é que dentre os materiais de construção estruturais a madeira é o único renovável e que sua produção exige um baixo consumo energético. Em comparação com o aço e o concreto, a madeira é mais leve e possibilita usinagem bem mais simples.

YTTRUP (2000) analisou diversas pontes de madeira e concreto construídas na Austrália e observou que a laje de concreto atua como uma espécie de cobertura para a madeira, protegendo as vigas de madeira da água de chuva. Consequentemente, a deterioração da madeira pelo contato com a água é reduzida. Como isso as pontes alcançam um tempo de vida útil de 2 a 3 vezes maior em relação às pontes de madeira. Na Figura 3.1.2 está apresentado 2 tipos de sistemas de piso utilizado em várias regiões da Austrália. As vigas que sustentam a laje de concreto podem ser tanto formadas por troncos de madeira, madeira serrada ou madeira laminada.

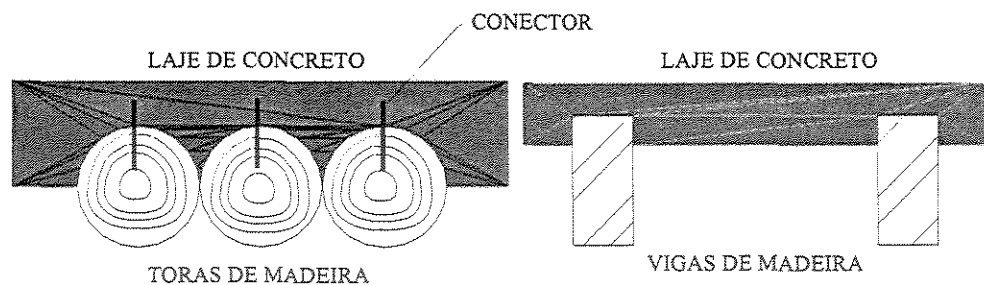


FIGURA 3.1.2 – Pontes utilizadas em várias regiões da Austrália.
Fonte: Adaptado de YTTRUP (2000)

Na Figura 3.1.3, NATTERER, HAMM & FAVRE (1996) fazem uma comparação entre 3 diferentes sistemas de piso submetidos a mesma carga acidental ($q = 2,5 \text{ kN/m}^2$), com respeito ao peso próprio da estrutura e ao isolamento acústico. Pode-se observar que a laje de piso de concreto apresenta peso próprio cada vez mais elevado, quando se aumenta o vão, sendo sempre maior que o valor da carga acidental. Já para a laje de piso em concreto e madeira, o peso próprio da estrutura somente supera o valor da carga acidental para vãos maiores que 5 metros. A laje de piso de madeira apresenta sempre peso próprio bem inferior a $2,5 \text{ kN/m}^2$, para vãos até 10 metros. Na análise do isolamento acústico, o sistema de piso que apresenta melhor desempenho é o de concreto, seguido do piso madeira/concreto.

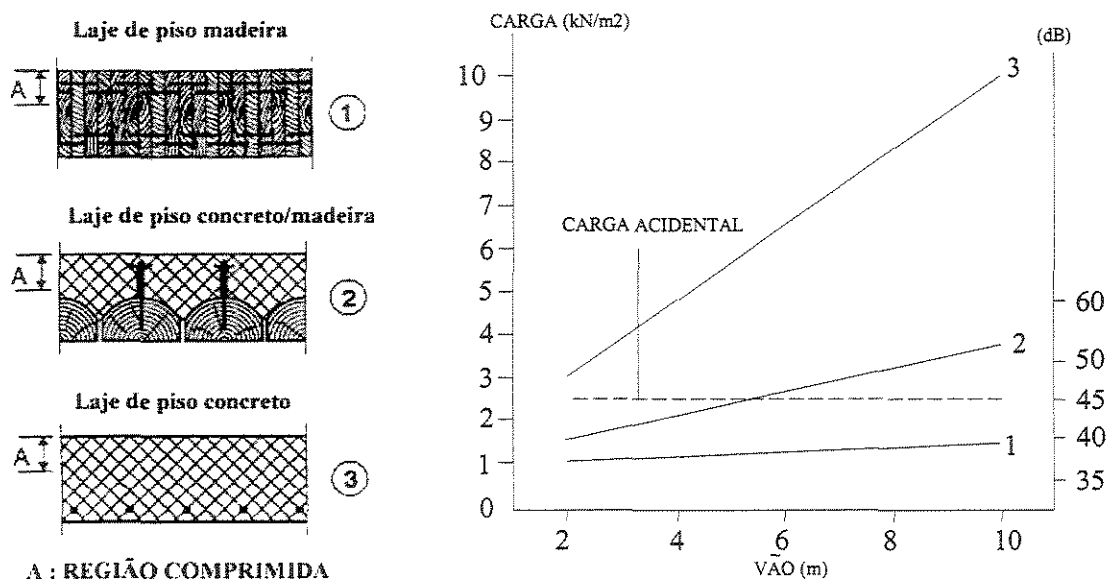


FIGURA 3.1.3 – Comparação de diferentes sistemas de piso
Fonte: NATTERER, HAMM & FAVRE (1996), p.3-434.

ALVIM et al (2000) destacam que a utilização de sistemas estruturais mistos de madeira e concreto vem se tornando comum nos últimos anos em face da necessidade de um melhor aproveitamento das características de resistência e rigidez das espécies de madeiras, somadas aos aspectos da madeira ser um material renovável. Tem se verificado que a associação do concreto e da madeira resulta em elementos com excelentes características arquitetônicas e estruturais, além de permitir uma automação do sistema construtivo.

As estruturas mistas em concreto-madeira também são utilizadas com sucesso em pontes, construções industriais, residenciais e esportivas, conforme aponta STEVANOVIC (1996). Sua aplicação se faz tanto em obras novas quanto em recuperações de obras antigas, como por exemplo em recuperação de pisos e pontes de madeira em estado avançado de deterioração.

MAGALHÃES & CHAHUD (1998) destacam a utilização das estruturas mistas em reformas de obras do século passado, localizadas principalmente em Minas Gerais. Algumas dessas obras foram executadas com tábuas de madeira apoiadas em vigas de madeira; atualmente essas construções necessitam de recuperação devido ao estado precário das tábuas do piso, apesar das vigas se encontrarem intactas. Um dos meios de recuperação consiste na substituição do piso por uma laje de concreto devidamente conectada às vigas de madeiras por meio de conectores metálicos.

Segundo RICHART & WILLIAMS (1943) as estruturas em madeira-concreto foram usados com sucesso em pontes de estradas, coberturas de hangares, cais, prédios e plataformas. Esse tipo de estrutura é normalmente utilizada em regiões onde a madeira é facilmente encontrada. Várias pontes foram construídas nos Estados Unidos, nos estados do Oregon e Flórida, e também em vários estados do Canadá.

AHMADI & SAKA (1993) relatam que na região do Golfo Pérsico, os construtores são inclinados a utilizarem estruturas mistas de concreto-madeira ao invés de estruturas em concreto armado, pois a região apresenta grandes variações de temperatura e umidade, além de um excesso de sais agressivos na atmosfera. Sob essas condições violentas, as estruturas em concreto armado

tem sua vida útil bastante reduzida, onde a corrosão do aço causa a deterioração prematura do concreto. Deste modo, a solução encontrada foi a utilização das estruturas mistas, como as utilizadas em pisos das residências, onde a laje de concreto é sustentada por vigotas de madeira.

3.2 SISTEMAS DE CONEXÃO

O sistema de conexão é o responsável pela união de materiais diferentes em estruturas de seção mista, como por exemplo, em vigas “T” de concreto-madeira, ou em estruturas de um único material, de seção composta, como vigas “T” ou “I” de madeira.

Segundo GIRHAMMAR & GOPU (1993) a função da conexão é transmitir as forças de cisalhamento entre os elementos da estrutura, a fim de desenvolver uma interação, e prevenir a separação transversal dos componentes.

O sistema de conexão pode ser rígido ou flexível, de acordo com o grau de interação com as partes que compõe a seção transversal da estrutura mista. Essa interação, por sua vez, pode ser total ou parcial.

De acordo com GIRHAMMAR & GOPU (1993), os conectores rígidos que permitem um grau de interação total abrangem os adesivos rígidos; os conectores flexíveis que permitem um grau de interação parcial abrangem os pregos, parafusos e cavilhas.

WRIGHT (1990) relata que em vigas de seção mista, onde há interação parcial (sistema de ligação flexível), a deformação dos conectores acarreta um deslocamento adicional ($\psi_{\text{adicional}}$), conforme a Figura 3.2.1.b, em relação ao deslocamento (ψ) na viga com interação total (sistema de ligação rígida), de acordo com a Figura 3.2.1.a.

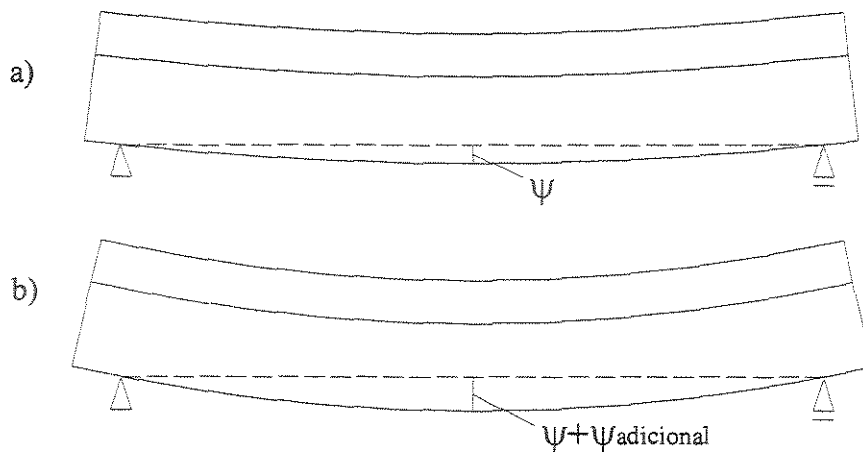


FIGURA 3.2.1 – Flecha em uma viga mista: a) interação total, b) interação parcial.

Fonte: WRIGHT (1990), p. 51.

A Figura 3.2.2 ilustra a curva carga x flecha para uma viga composta com interação parcial. No estágio inicial o comportamento é aproximadamente linear, as cargas nos conectores são pequenas e o comportamento do conector também é linear. Conforme a carga aumenta, a deformação dos conectores começa a atingir valores elevados, não podendo ser mais desprezada. Aumentando ainda mais a carga os conectores começam a sofrer deformação plástica, então a viga atinge um estado limite último.

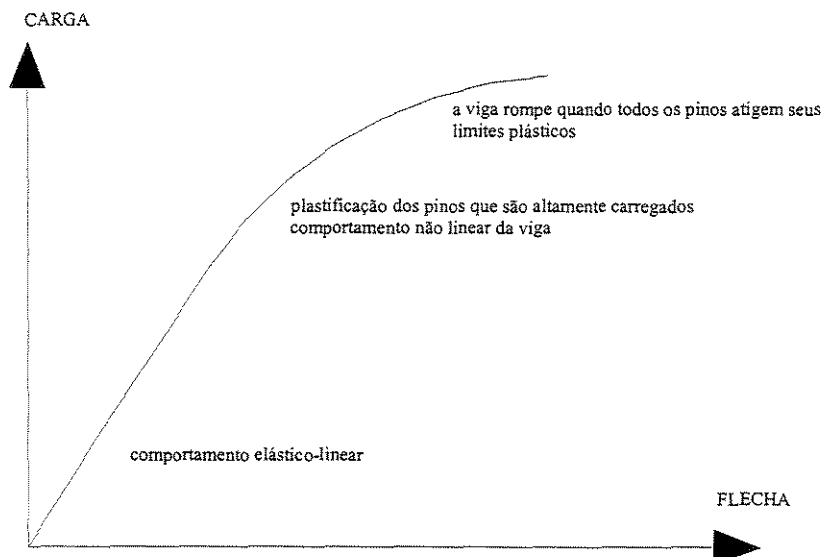


FIGURA 3.2.2 – Flecha x carga de uma viga mista

Fonte: WRIGHT (1990), p. 52.

AHMADI & SAKA (1993) realizaram testes em uma estrutura mista de concreto madeira, utilizada tradicionalmente como sistema de piso em Bahrain. Estes testes tinham finalidade de verificar a influência da utilização de conectores no sistema de piso. Foram utilizados 3 tipos de conectores (tipos 1, 2 e 3). O comprimento dos conectores era: tipo 1 = 150 mm, tipo 2 = 100 mm, tipo 3 = 125 mm, o espaçamento adotado foi de 100 mm e a profundidade de penetração do conector na madeira foi de 11 vezes o diâmetro do conector. A Figura 3.2.3 representa o sistema de piso com a utilização de conectores.

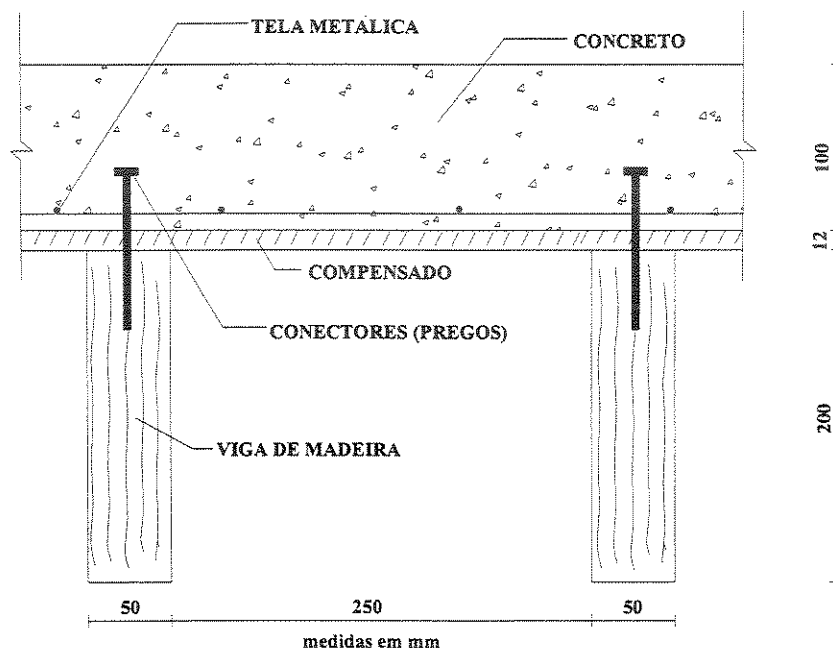


FIGURA 3.2.3 – Seção transversal de um sistema de piso com conectores.
Fonte: AHMADI & SAKA(1995),p.3116

Na Figura 3.2.4 está representado o gráfico carga x flecha no meio do vão para o sistema de piso da Figura acima. Dos resultados dos testes observou-se que a capacidade de carga última da estrutura dobrou em relação ao mesmo sistema sem conectores. A carga última média para o sistema com conectores foi de 100 kN, enquanto que para o sistema sem conexão, a carga última foi de 55 kN. Com a utilização dos conectores, houve redução no valor da flecha.

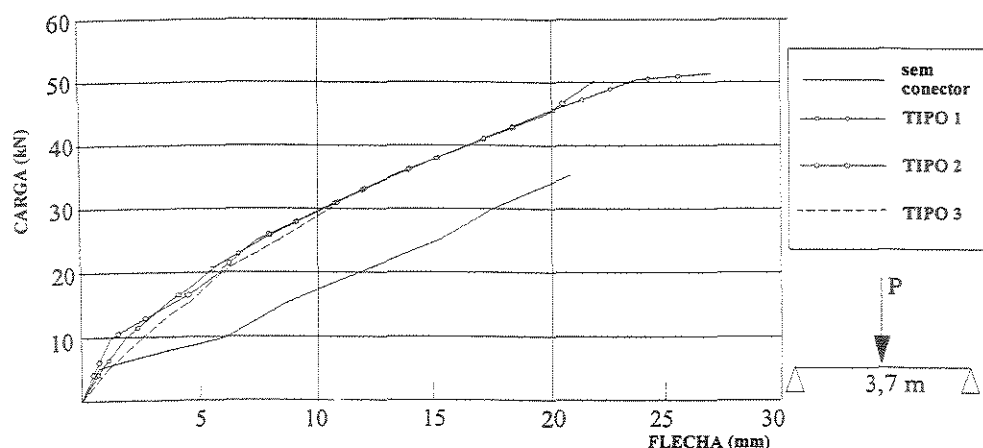


FIGURA 3.2.4 – Carga x flecha em um piso madeira-concreto.
Fonte: AHMADI & SAKA(1995),p.3119

No caso de uma viga mista sem a ligação entre a mesa e a alma, ou seja, sem a utilização de conectores, ocorrerão deslizamentos longitudinais na interface do dois elementos. Nesse caso, os elementos constituintes da seção deformam-se independentemente, surgindo assim duas linhas neutras, conforme mostrado na Figura 3.2.5 a. Quando os conectores promovem uma interação completa entre os elementos, eliminando os deslizamentos, a estrutura apresenta apenas uma linha neutra, conforme Figura 3.2.5 b. Existe uma situação intermediária em que ocorre um pequeno deslizamento relativo entre os dois elementos, ocorrendo nesse caso uma interação parcial, conforme Figura 3.2.5 c.

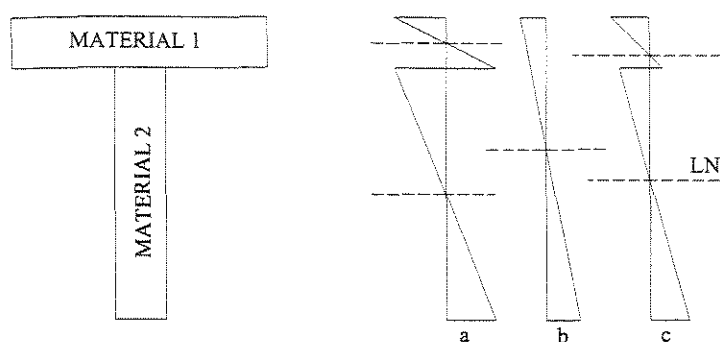


FIGURA 3.2.5 – Influência do grau de conexão, nas tensões, em uma seção T mista.

Segundo CRISINEL (1990), o EUROCODE 4 define como conexão total a que ocorre quando um número suficiente de conectores é utilizado para transmitir toda força de cisalhamento entre os elementos; já para a conexão parcial, recomenda que a mesma deve ser usada ao longo do vão da viga, se a carga última de projeto for menor que a carga suportada pela viga se

houvesse conexão total, e estabelece um grau de interação maior ou igual a 50% para vãos da viga não excedentes de 20 metros.

Através de ensaios em vigas mistas de aço e concreto CRISINEL (1990) fez algumas considerações sobre a conexão parcial proporcionada pelos conectores flexíveis:

- a conexão parcial deve ser utilizada quando a viga de aço ou a laje de concreto, ou ambas, tem dimensões bem maiores que aquelas que seriam necessárias para suportar o carregamento externo; ou quando a ação conjunta entre a viga e a laje existe somente para reduzir a flecha na estrutura e não para aumentar a capacidade de carga, que é assegurada inteiramente pela viga. Nesse caso, o grau de conexão pode ser bem pequeno, da ordem de 20%, desde que se garanta que não ocorrerá excessivo deslizamento dos conectores pela aplicação da carga. Alguns resultados confirmam que para vãos de até 15 metros, o grau de conexão pode ser próximo de 25% sem o risco de segurança da construção. Já o valor apresentado no EUROCODE 4 (grau de interação maior ou igual a 50% para vão máximo de 20 metros) é muito conservativo e limita as aplicações da conexão parcial, que são primeiramente aplicadas para reduzir as flechas das vigas.

A curva que mostra a relação entre a carga aplicada e o número de conectores flexíveis utilizados está representada na Figura 3.2.6 pela curva AB, que varia de 0 (sem conexão) até N_f (conexão total). Já a reta CB é uma simplificação da curva AB; as retas EB e DB são utilizadas para conectores rígidos com e sem escoramento das vigas durante a construção da estrutura, respectivamente. As curvas indicam o valor da carga última na viga mista de acordo com o grau de conexão.

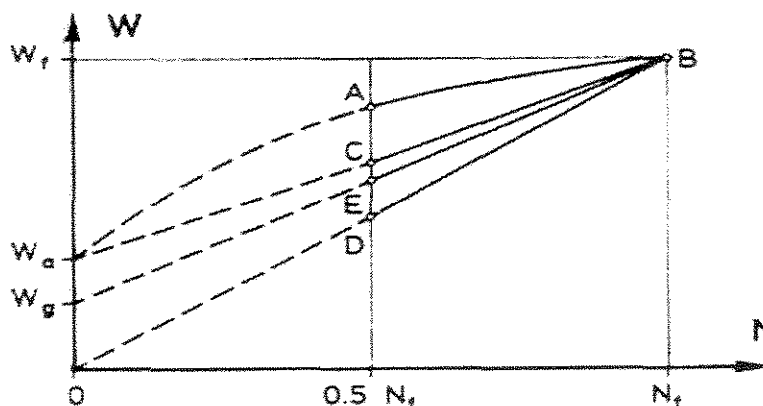


FIGURA 3.2.6 – Relação entre a carga e o número de conectores
Fonte: CRISINEL (1990),p.84

onde:

N : número de conectores necessários a conexão parcial, a ser determinado

N_f : número de conectores necessários a conexão total

W : carga de projeto suportada pela estrutura

W_f : carga última calculada pela teoria plástica

W_a : carga última calculada pela teoria plástica para a viga atuando isolada

W_g : carga de projeto suportada pela viga atuando sozinha

O número de conectores requeridos para uma conexão parcial pode ser encontrado através da expressão 3.2.1:

$$N = N_f \frac{W - W_a}{W_f - W_a} \quad (3.2.1)$$

Enquanto que o número de conectores requeridos para uma conexão rígida, sem escoramento das vigas durante a concretagem da laje, pode ser definido pela expressão 3.2.2.

$$N = N_f \frac{W}{W_f} \quad (3.2.2)$$

Já o número de conectores de uma conexão rígida, com escoramento das vigas durante a concretagem da laje, é obtido da expressão 3.2.3.

$$N = N_f \frac{W - W_g}{W_f - W_g} \quad (3.2.3)$$

O grau de conexão parcial tem uma influência significativa na flecha de uma viga composta. No estado limite de serviço e para graus de conexão parcial maiores que 50%, a flecha adicional (ψ_{desl}) devido a conexão parcial pode ser desprezada.

O grau de interação que pode ser obtido num sistema composto madeira-concreto depende da eficiência da transferência do fluxo de cisalhamento entre o concreto e a madeira, pequenos deslizamentos entre os elementos provocam uma redução na ação composta.

3.3 TIPOS DE CONECTORES

Na Figura 3.3.1 são apresentados alguns sistemas de conexão utilizados em estruturas mistas em concreto e madeira.

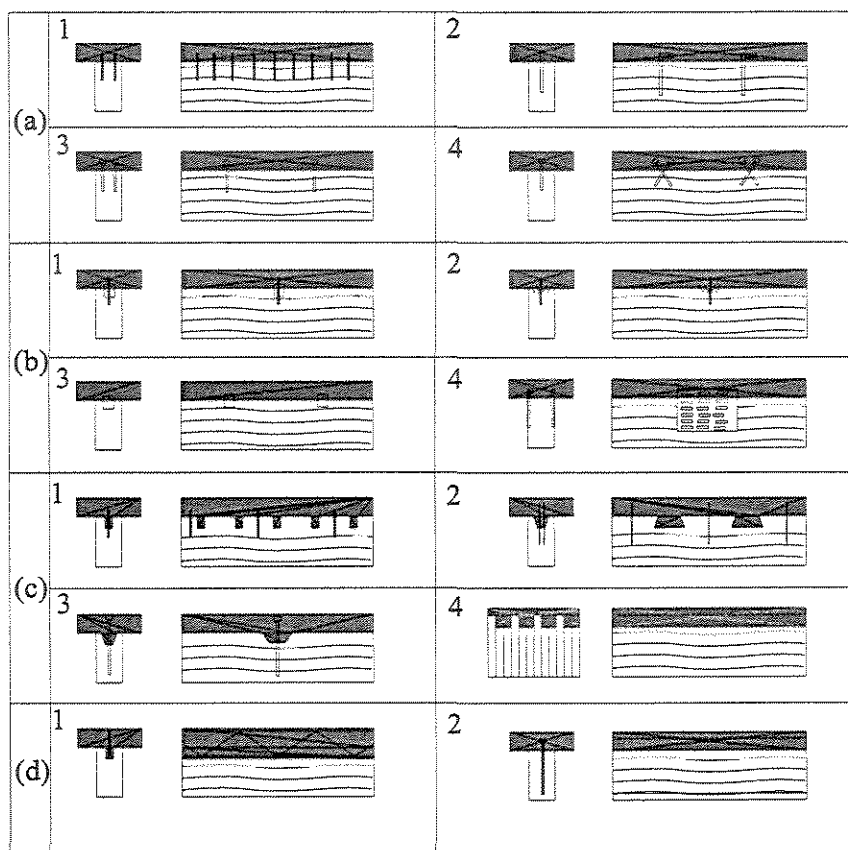


FIGURA 3.3.1 - Diversos sistemas de conectores

(a1) pregos, (a2) barras de aço coladas, (a3/4) parafusos, (b1/2) anel partido e placas dentada respectivamente, (b3) tubos de aço, (b4) placas metálicas com dentes estampados, (c1) furos redondos na madeira e conectores para prevenir a separação, (c2) endentação quadrada conectores, (c3) endentação de forma de cálice e barra de aço protendida, (c4) pranchas de madeira pregadas e placas de aço dispostas em fendas na altura das pranchas, (d1) treliça de aço colada na madeira, (d2) placa de aço colada na madeira.

Fonte: CECCOTTI (1995), p. 3.

Numa comparação entre os sistemas de conexão (a,b,c,d), CECCOTTI (1995) afirma serem os sistemas do tipo “d” os que apresentam maior rigidez em relação aos outros, chegando a valores de até 100% de rigidez à flexão efetiva (EI_{ef}) em relação a rigidez à flexão de um sistema perfeitamente rígido (EI_{rig}). Já o sistema do tipo “a” apresenta a relação EI_{ef} / EI_{rig} em torno de 50%. Em ordem decrescente de rigidez estão os sistemas “d”, “c”, “b” e “a”.

As estruturas que utilizam os tipos de conexão “a”, “b”, “c” são consideradas semi-rígidas, permitindo deslizamentos entre os elementos, o que não ocorre com os sistemas do tipo “d”.

SOUZA(1997) realizou testes em corpos-de-prova de cisalhamento utilizando vários tipos de conectores (pinos metálicos, cavilhas de seção circular, cavilhas de seção retangular, cantoneira), desses testes algumas conclusões foram apontadas:

- a) o conector tipo cavilha apresentou maior rigidez em relação aos outros conectores ensaiados;
- b) o deslizamento relativo do corpo de prova executado com cavilha de seção retangular foi 63% maior que o deslizamento relativo do corpo de prova executado com cavilha de seção circular;
- c) a ruptura dos conectores tipo cavilha foi caracterizada pelo esmagamento da base do corpo de prova e pela ruptura do concreto na região do conector;
- d) a ruptura dos conectores tipo cantoneira foi caracterizada pelo embutimento do prego na madeira e pela ruptura do concreto na região próxima à cantoneira;
- e) a ruptura dos conectores tipo pino, foi caracterizada pelo arrancamento do conector da madeira.

Segundo a NBR-7190 (1997), as ligações mecânicas das peças de madeira podem ser feitas por meio de pinos metálicos, cavilhas e conectores. Os pinos metálicos podem ser pregos ou parafusos, enquanto as cavilhas são pinos de madeira torneados. Os conectores podem ser constituídos por anéis metálicos ou por chapas metálicas com dentes estampados.

Já as ligações de diferentes peças estruturais podem ser executadas pelos meios usuais das ligações das peças de madeira ou pelo emprego de elementos intermediários de aço. A

segurança desses elementos intermediários de aço deve ser verificada de acordo com a NBR 8801 (1986) – Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios.

Alguns tipos de conectores utilizados usualmente em madeiras estão representados na Figura 3.3.2 e 3.3.3, e também podem ser utilizados em estruturas mistas.

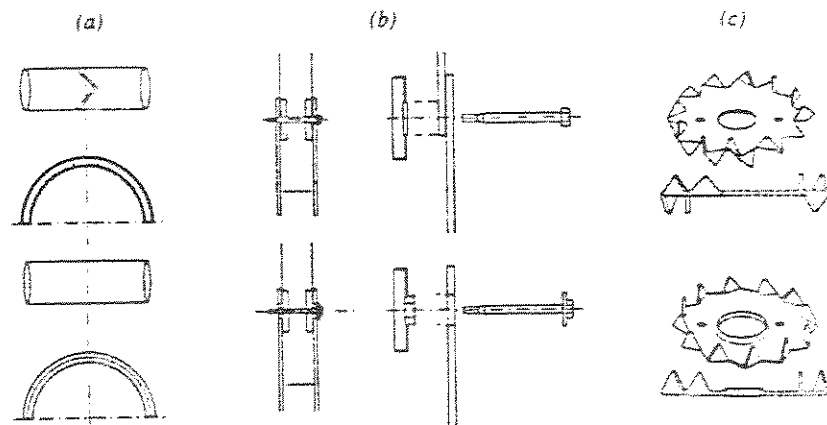


FIGURA 3.3.2 – Conectores usuais em madeira
(a) anéis-partido, (b) placas de cisalhamento,
(c) placas dentadas
Fonte: RACHER(1995),p.C1/4

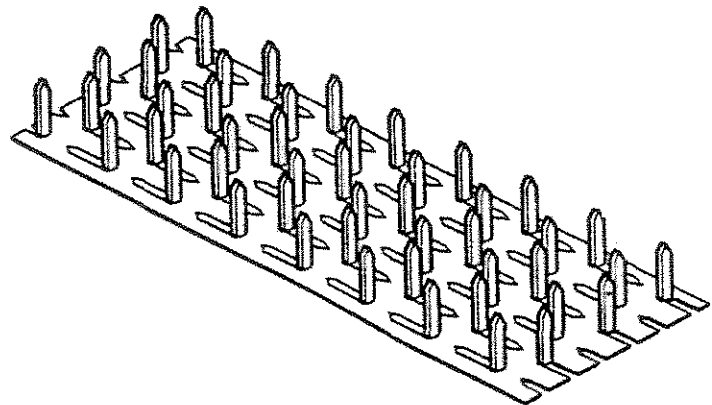


FIGURA 3.3.3 – Chapa metálica com dentes estampados.

Os pinos metálicos como pregos e parafusos são os tipos mais comuns de conectores, segundo RACHER(1995). Há vários tipos de pinos metálicos que podem ser usados com conectores, sendo que a escolha de qual é o mais conveniente se baseia na sua capacidade de resistir ao cisalhamento, custo de instalação e resistência a corrosão.

Outro tipo de conector utilizado é a resina epóxi, muito usada em reparos estruturais. PINCUS (1969) utilizou a cola como conector em vigas T de madeira e concreto, citando algumas características favoráveis, como, por exemplo, processo de cura rápido, boa adesão, resistência mecânica e química elevada.

3.4 COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS CONECTORES

Conforme já discutido anteriormente, os conectores podem ser divididos em dois tipos: flexíveis e rígidos. Os conectores flexíveis abrangem os pregos, parafusos, enquanto que a cola é considerada como conector rígido.

3.4.1 CONECTORES FLEXÍVEIS - PREGOS E PARAFUSOS

A carga por conector não pode ser medida diretamente em um teste na viga, conforme relata SLUTTER & DRISCOLL (1965), por isso os pesquisadores usam outros tipos de testes em corpos-de-prova para avaliar as propriedades dos conectores. Esses testes geram uma curva carga x deslizamento, assim como indicam o valor da máxima carga suportada pelos conectores.

De acordo com a BS-5400 (1979) a resistência nominal de um conector deve ser determinada por testes de compressão em corpos de prova. Pelo menos 3 testes devem ser feitos e a resistência nominal P_u deve ser determinada como o menor valor $\frac{f_{cu} \times P}{f_c}$ dos resultados dos testes, onde P é a carga de ruptura dos conectores, f_c é a resistência do concreto no período do ensaio e f_{cu} é a resistência característica do concreto aos 28 dias. A razão de aplicação da carga no corpo de prova deve ser uniforme e tal que a ruptura não ocorrerá em menos de 10 minutos.

Através de testes de conectores (pinos metálicos) de diâmetros diferentes em corpos-de-prova de aço-concreto, OLLGAARD et al (1971) constataram que a resistência ao cisalhamento dos mesmos é proporcional a área da seção transversal.

Segundo o EUROCODE 5(1987), a capacidade de carga característica para conectores (pregos), submetidos a carregamento lateral, é determinado através da expressão 3.4.1.1:

$$R_k = K \cdot d^\beta \quad (3.4.1.1)$$

onde:

d = diâmetro do conector (prego) e os parâmetros K e β dependem do tipo do prego e de sua carga de escoamento, da espécie e densidade da madeira.

Para pregos circulares com a resistência característica à tração de pelo menos 600 MPa e diâmetros acima de 6,0 mm, os seguintes valores podem ser usados:

$$K = 6,0\sqrt{\rho} \text{ e } \beta = 1,60 \text{ (sem pré-furação)}$$

$$K = 7,5\sqrt{\rho} \text{ e } \beta = 1,60 \text{ (com pré-furação)}$$

onde ρ é a densidade característica da madeira em kg/m^3 .

De acordo com a NBR-7190 (1997), a resistência de 1 pino, correspondente a uma dada seção de corte entre duas peças de madeira, é determinada em função das resistências de embutimento f_{wed} das duas madeiras interligadas, da resistência de escoamento f_{yd} do pino metálico, do diâmetro d do pino e de uma espessura convencional t , tomada como a menor das espessuras de penetração do pino em cada um dos elementos ligados. O valor de cálculo da resistência de um pino correspondente a uma única seção de corte é determinado em função do parâmetro:

$$\beta = \frac{t}{d} \quad (3.4.1.2)$$

onde t é a espessura convencional da madeira e d o diâmetro do pino, estabelecendo-se como valor limite, a expressão 3.4.3:

$$\beta = 1,25 \sqrt{\frac{f_{yd}}{f_{ed}}} \quad (3.4.1.3)$$

sendo f_{yd} a resistência de cálculo ao escoamento do pino metálico, permitindo-se que ela seja admitida igual à resistência nominal característica de escoamento f_{yk} e f_{ed} a resistência de cálculo de embutimento.

O valor de cálculo de $R_{vd,1}$ da resistência de um pino, correspondente a uma única seção de corte, é dada pelas expressões 3.4.4 e 3.4.5 (determinada pela menor das resistências):

a) Embutimento na madeira:

$$\beta \leq \beta_{lim}$$

$$R_{vd,1} = 0,40 \frac{t^2}{\beta} f_{ed} \quad (3.4.1.4)$$

b) Flexão do pino:

$$\beta > \beta_{lim}$$

$$R_{vd,1} = 0,625 \frac{d^2}{\beta_{lim}} f_{yd} \quad \text{com } (\beta = \beta_{lim}) \quad (3.4.1.5)$$

tomando-se:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (3.4.1.6)$$

sendo $\gamma_s = 1,1$

Os pregos estruturais devem ser feitos de aço com resistência característica de escoamento f_{yk} de pelo menos 600 Mpa, e devem ter diâmetro mínimo de 3 mm. Recomenda-se que os parafusos estruturais tenham diâmetros não menores que 10 mm e resistência característica de escoamento f_{yk} de pelo menos 240 MPa.

WHEAT & CALIXTO (1994) apresentaram a expressão 3.4.1.7 para a curva carga (F) x deslizamento (Δ), conforme Figura 3.4.1.1, de uma ligação pregada.

$$F = (P_0 + P_1 \cdot \delta) \cdot \left(1 - e^{\left(\frac{-K \cdot \delta}{P_0} \right)} \right) \quad (3.4.1.7)$$

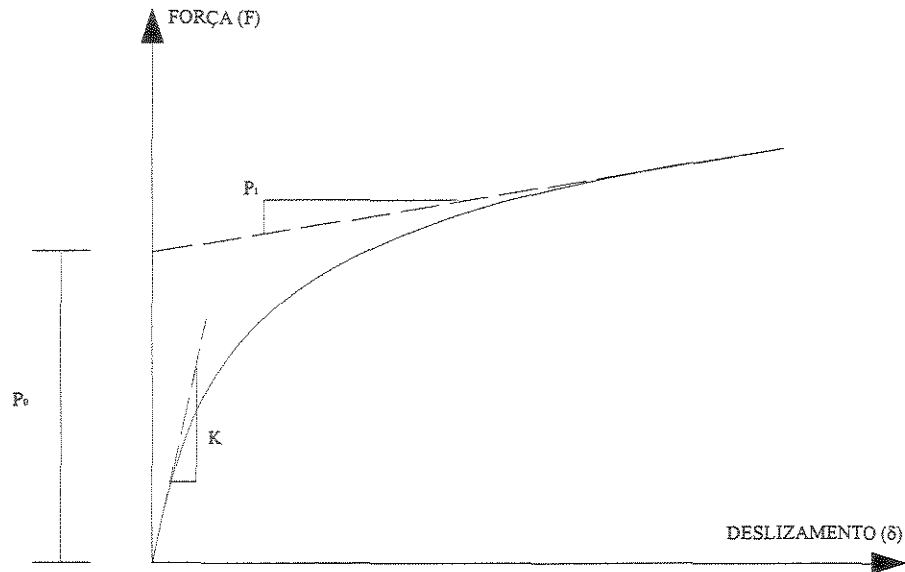


FIGURA 3.4.1.1 - Parâmetros da curva Força x Deslizamento

Fonte: WHEAT & CALIXTO (1994), p.1914

A expressão acima é composta de 3 parâmetros: K , P_0 , P_1 que representam respectivamente o módulo tangencial inicial, a interseção do módulo tangente último com o eixo das ordenadas e o módulo tangente último.

WILKINSON (1971), analisando as ligações pregadas entre peças de madeira, desenvolveu uma fórmula teórica para determinar a resistência lateral das ligações, expressão 3.4.1.8. A teoria considera o prego como sendo uma viga apoiada em uma fundação elástica, onde a deformação do prego é resistida por uma pressão proporcional ao deslocamento em qualquer ponto, tal que a pressão possa ser exercida tanto para cima quanto para baixo. A fundação foi suposta descontínua (não transmitindo força cortante), sendo que os momentos produzidos em vigas num estado sólido elástico, podem ser aproximados a uma fundação elástica, com o módulo de elasticidade multiplicado pela largura da viga e dividido pela profundidade efetiva da fundação. A equação abaixo dá a relação entre a carga aplicada e o

deslocamento para uma ligação entre dois elementos de madeira, considerando as propriedades da madeira e do prego. Essa relação só tem validade na fase elástica do material.

$$P = 0,0655 \cdot E^{1/4} \cdot (\alpha \cdot E\ell)^{3/4} \cdot d^{7/4} \cdot \delta \quad (3.4.1.8)$$

onde:

P: carga aplicada (N);

E : módulo de elasticidade do prego (N/cm²);

α : inverso da profundidade efetiva da fundação (cm⁻¹);

$E\ell$: módulo de elasticidade da madeira (N/cm²);

d: diâmetro do prego (cm);

δ : deslocamento da ligação (cm).

CARRASCO (1983) fez estudos em ligações de peças estruturais de madeira por pregos. Nestes estudos apresentou algumas teorias e suas fórmulas para determinação da capacidade de carga teórica dos pregos. Na Figura 3.4.1.2 estão representados os esforços e a deformação de um prego, que serve como conector entre 2 peças de madeira.

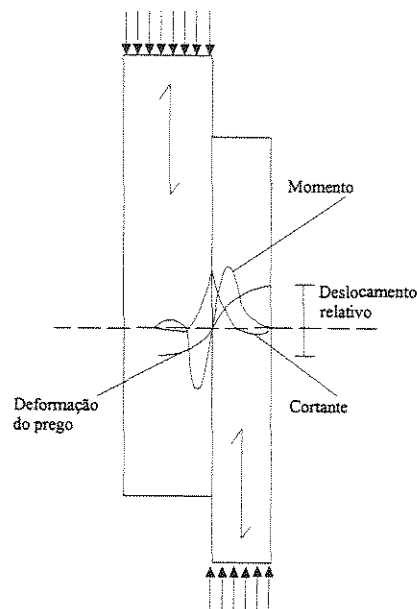


FIGURA 3.4.1.2 - Distribuição de esforços e deformação num prego
Fonte: CARRASCO (1983), p.24

O cálculo da capacidade do prego foi feito considerando-o sobre uma fundação sólida, conforme Figura 3.4.1.3.

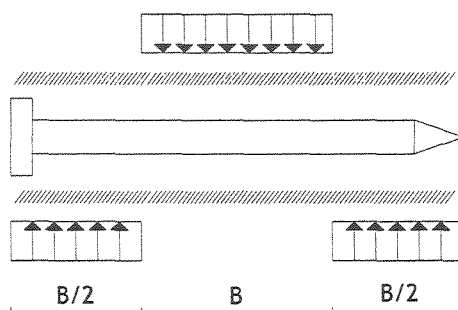


FIGURA 3.4.1.3 - Pregos sobre uma fundação sólida
Fonte: CARRASCO (1983), p.25

Neste contexto, o prego é considerado como uma viga rígida apoiada sobre uma fundação sólida, onde o prego transmitirá um esforço equivalente a:

$$F = \beta \cdot \left(\frac{B}{2} \cdot d \right)^a \cdot \sigma_r^b \quad (3.4.1.9)$$

onde :

F : capacidade do prego;

σ_r : tensão de ruptura da madeira;

d : diâmetro do prego;

B : menor espessura da ligação ou comprimento de penetração ;

β : constante que depende da relação (B, d, σ_r) e do coeficiente de segurança;

a, b : coeficiente de correlação múltipla.

Por outro lado, a norma alemã (DIN-1052) adotou, para madeira macia, a equação 3.4.1.10, aplicável a ligações com o mínimo de 4 pregos cravados sem pré-furação, para cálculo da capacidade de carga dos pregos:

$$F = \frac{5000 \cdot d^2}{1 + d} \quad (3.4.1.10)$$

F: capacidade do prego em N;
d: diâmetro do prego em cm.

No caso de pré-furação, os esforços admissíveis podem ser aumentados de 25%. Para madeira dura, os pregos devem ser instalados sempre com pré-furação, e os esforços valem 150% dos valores obtidos acima.

3.4.1.1 PRÉ-FURAÇÃO DAS LIGAÇÕES PREGADAS

Afim de evitar que os conectores (pregos e parafusos) provoquem o fendilhamento na madeira, a NBR-7190 (1997) recomenda que seja feita a pré-furação das ligações:

Pré-furação das ligações pregadas:

Em uniões pregadas será obrigatoriamente feita a pré-furação da madeira, com diâmetro d_0 não maior que o diâmetro d_{ef} do prego, com os valores usuais:

Coníferas $d_0 = 0,85 d_{ef}$

Dicotilêdonias $d_0 = 0,98 d_{ef}$

onde d_{ef} é o diâmetro efetivo dos pregos a serem usados.

Pré-furação das ligações parafusadas:

Para que as ligações parafusadas sejam consideradas rígidas, a pré-furação deve ser feita com diâmetro d_0 não maior que o diâmetro d do parafuso acrescido de 0,5 mm. Caso sejam empregados diâmetros d_0 maiores, a ligação deve ser considerada deformável.

No que se refere à destruição das fibras da madeira, ensaios experimentais e estudos micrográficos provam que a penetração do prego na madeira não causa efetivamente uma destruição das fibras e sim a separação transversal das mesmas, permanecendo geralmente intactas as linhas resistentes das fibras. Ainda pode-se citar que a pré-furação com broca produz destruição da fibra, pois no instante de furar é retirado tecido lenhoso. Ensaios feitos por

CARRASCO (1983) mostram que a partir do diâmetro do prego igual à 3,9 mm, torna-se necessário a pré-furação, mas somente como precaução contra o fendilhamento da madeira ou entortamento do prego.

Os espaçamentos mínimos recomendados pela NBR-7190 (1997) para ligações com pinos (pregos com pré-furação, parafusos e cavilhas) são os seguintes:

- a) entre o centro de dois pinos situados em uma mesma linha paralela à direção das fibras: pregos, cavilhas e parafusos ajustados $6d$; parafusos $4d$;
- b) do centro do último pino à extremidade de peças tracionadas: $7d$;
- c) do centro do último pino à extremidade de peças comprimidas: $4d$;
- d) entre os centros de dois pinos situados em duas linhas paralelas à direção das fibras, medido perpendicularmente às fibras : $3d$;
- e) do centro de qualquer pino à borda lateral da peça, medido perpendicularmente às fibras, quando o esforço transmitido for paralelo às fibras: $1,5d$;
- f) do centro de qualquer pino à borda lateral da peça, medido perpendicularmente às fibras, quando o esforço transmitido for normal às fibras, do lado onde atuam tensões de tração normal: $1,5 d$;
- g) do centro de qualquer pino à borda lateral da peça, medido perpendicularmente às fibras, quando o esforço transmitido for normal às fibras, do lado onde atuam tensões de compressão normal: $4d$.

3.4.1.2 PROFUNDIDADE DE PENETRAÇÃO DOS PREGOS

A NBR-7190 (1997) indica que nas ligações pregadas, a penetração em qualquer uma das peças ligadas não deve ser menor que a espessura da peça mais delgada. Caso contrário, o prego será considerado não resistente. Em ligações localizadas, a penetração da ponta do prego na peça de madeira mais distante de sua cabeça deve ser de pelo menos 12 vezes o diâmetro ou igual à espessura dessa peça.

AHMADI & SAKA (1993) realizaram ensaios, para determinação da resistência dos pregos, variando a profundidade de penetração do prego na madeira de 8d, 11d e 15 d, onde d é o diâmetro do prego. Concluíram que não há diferença significativa na resistência ao se utilizar 11d ou 15d. Portanto a profundidade recomendada é de 11d.

A norma DIN 1052/73, item 11.3.4, afirma que para se ter o completo desenvolvimento do esforço no prego é necessário que a ponta do prego penetre na madeira mais distante de sua cabeça pelo menos 12 vezes o diâmetro.

3.4.2 CONECTORES RÍGIDOS - COLA

De acordo com DE PAULA (1983) a ligação por adesivos tem como característica principal a distribuição dos esforços em áreas relativamente grandes, resultando em pequenas deformações e tensões mais baixas.

FERREIRA et al (1989) apresentam as principais vantagens encontradas na utilização de adesivos em ligações :

- a) A distribuição dos esforços em áreas mais amplas torna possível a obtenção de ligações mais leves e mais resistentes. Evita assim o uso de materiais de junção mecânica, muitas vezes com má adequação estética, deixando rugosidade e ressaltos superficiais;
- b) A linha adesiva pode ser uma barreira contra a umidade;
- c) Os adesivos permitem unir materiais não semelhantes;
- d) A execução de ligações por adesivos, pode ser mais rápida.

Na obtenção da máxima resistência e rigidez de uma ligação adesiva, NEIVA et al (1989) indicam que a linha de cola deve ser tão delgada quanto possível, sem chegar a faltar adesivo para a adesão. As razões que demonstram a conveniência das películas delgadas são:

- a) Necessidade de uma força maior para deformar uma película delgada;

- b) A probabilidade do adesivo fluir ou cristalizar-se cresce com a espessura;
- c) As tensões internas do adesivo são razoavelmente proporcionais a espessura da película;
- d) Se o adesivo é rígido, uma película fina é mais resistente contra o fissuramento;
- e) Quanto maior o volume de adesivo, maior é a probabilidade do aparecimento de bolhas de ar, partículas sólidas ou algumas outras fontes de enfraquecimento.

A aplicação de pressão, antes da cura, produz uma melhor penetração do adesivo nos poros da madeira, eliminando as bolsas de ar existentes na interface adesivo-madeira, contribuindo também para a formação de uma película delgada, afim de obter uma ligação adesiva mais eficiente.

Um dos problemas apresentados por NEIVA et al (1989) em ligações utilizando adesivos é que a maioria das superfícies dos aderentes é rugosa, com saliências e poros. Portanto ao se colocar uma gota de adesivo nessa superfície, sem retirar o ar existente, a gota não se espalhará como em um aderente liso. Ocorre formações de bolsas de ar e, conseqüentemente, o adesivo não atinge o aderente e a ligação terá menor resistência. No entanto, nem sempre é desejável superfícies muito lisas, pois na ligações solicitadas à esforços de cisalhamento são convenientes superfícies rugosas, existindo maior área de contato e maior atrito entre as saliências da superfícies.

3.5 MODELOS DE CORPOS-DE-PROVA PARA DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE DESLIZAMENTO DOS CONECTORES

Devido a falta de uma norma específica para as estruturas mistas em concreto-madeira, as dimensões e a forma dos corpos de prova de cisalhamento, para determinação do módulo de deslizamento dos conectores, são determinadas em função da observação de ensaios feitos anteriormente por outros pesquisadores.

As propriedades mecânicas dos conectores devem ser avaliadas por meio de testes que reproduzam o arranjo real no elemento estrutural, conforme descreve CECCOTTI(1995). Acrescenta ainda que para evitar a influência do número de conectores nos resultados dos testes, seu número não deve exceder de 2. Deste modo, não importa qual sistema de conexão é usado, o projetista será capaz de utilizar o valor correto do módulo de deslizamento. Como sugestão, apresenta o modelo da Figura 3.5.1.

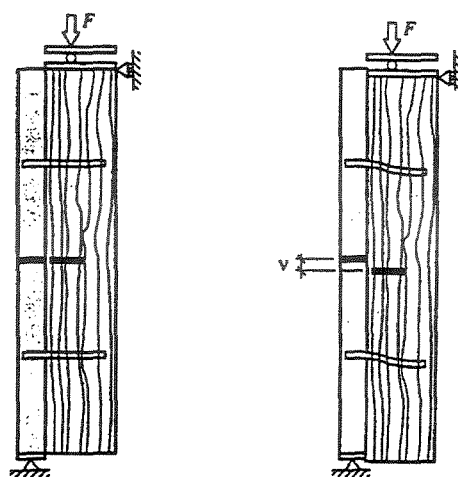


FIGURA 3.5.1 – Um possível arranjo para determinar o comportamento carga x deslizamento de um sistema de conexão.

Fonte: CECCOTTI (1995), p. 5.

RICHART & WILLIANS (1943) realizaram testes em corpos-de-prova, de concreto-madeira, variando o ângulo de inclinação dos conectores metálicos (parafusos), como mostra a Figura 3.5.2. Os parafusos tem diâmetro de 10 mm e comprimento de 110mm. O traço do concreto utilizado era de 1:2:3, e a resistência à compressão aos 7 dias foi de 15,9 Mpa.

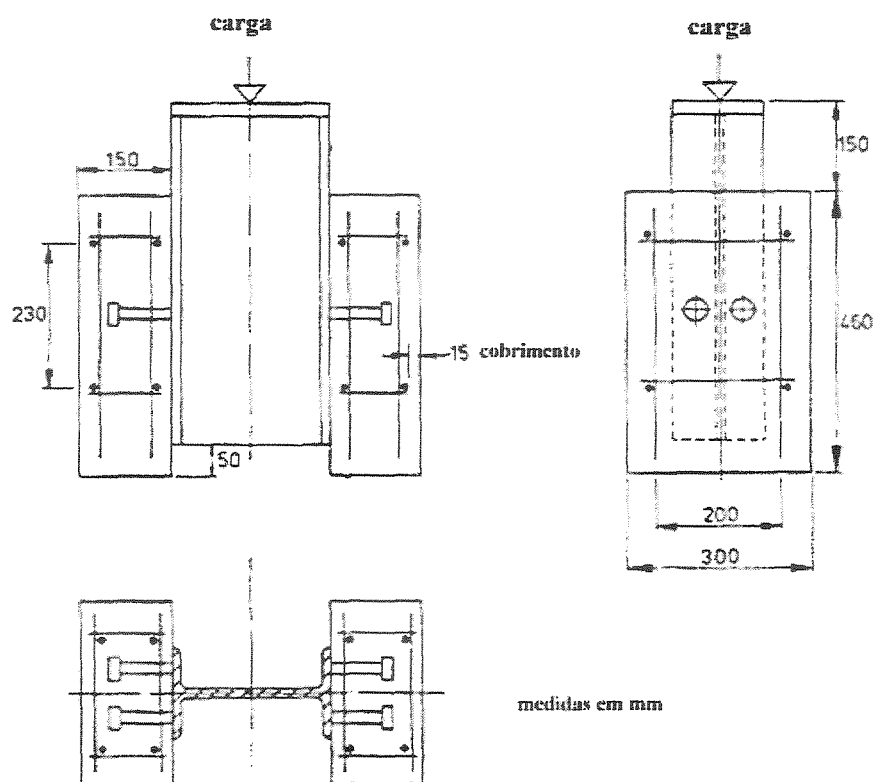


FIGURA 3.5.4 – Corpo de prova de cisalhamento, aço-concreto.
 Fonte: BS-5400 (1979), p.11.

SOUZA(1998) fez ensaios em corpos-de-prova de madeira-concreto, variando o tipo de conector utilizado. As dimensões dos corpos de prova considerando a largura efetiva e sem considerar a largura efetiva, estão representadas na Figura 3.5.5.

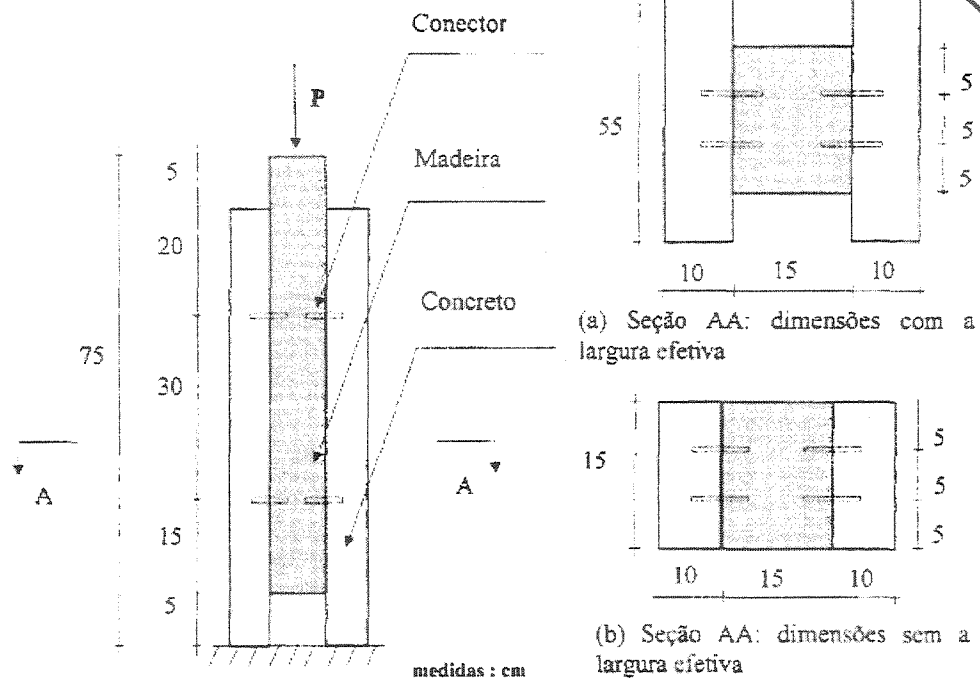


FIGURA 3.5.5 – Corpos de prova de cisalhamento de concreto-madeira.
Fonte: SOUZA (1998), p. 98.

3.6 MÓDULO DE DESLIZAMENTO DOS CONECTORES (K)

O valor do módulo de deslizamento de conectores pode ser determinado através de resultados de ensaios em corpos de prova de cisalhamento. Com a aplicação da carga no corpo-de-prova é medido o deslizamento relativo entre os elementos, com isso pode-se construir um gráfico carga x deslizamento.

Segundo GUTKOWSKI & CHEN (1996), módulo de deslizamento é definido com a inclinação da curva carga x deslizamento para testes de cisalhamentos, em escala real, dos materiais conectados. A relação é não linear, mas é frequentemente assumida como linear, afim de simplificar os cálculos.

De acordo com CAPRETTI & CECCOTTI (1996) o módulo de deslizamento de estruturas mistas, concreto-madeira, conectadas mecanicamente é a relação, equação 3.6.1, entre a força por unidade de conector (F) e o deslizamento (δ) ocorrido na interface dos 2 materiais.

$$K = \frac{F}{\delta} \quad (3.6.1)$$

No estado limite de serviço esse valor pode ser calculado como indica a equação 3.6.2.

$$K_{ser} = \frac{F_{40\%}}{\delta_{40\%}} \quad (3.6.2)$$

Já para o estado limite último, o valor vale:

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} \quad (3.6.3)$$

MATTHIESEN (2000) realizou ensaios de corpos de prova de cisalhamento, de concreto e madeira, utilizando parafusos como conectores. Para a determinação do módulo de deslizamento da ligação baseou-se no item B.8.4 da NBR-7190 (1997) que apresenta o procedimento para ensaio de compressão paralelas às fibras. Através das curvas carga x deslizamento, obtidas experimentalmente, obtêm-se o módulo de deslizamento K através da secante ao ponto de 10% e 50% da força de ruptura da ligação (F) e seu respectiva deslocamento (δ), como indicado na equação 3.6.4.

$$K = \frac{F_{50\%} - F_{10\%}}{\delta_{50\%} - \delta_{10\%}} \quad (3.6.4)$$

RACHER (1995) faz um estudo de vários tipos de ligações, utilizadas em peças de madeira, e apresenta um gráfico carga x deslizamento, Figura 3.6.1, para essas ligações. Em contraste com a ligação colada, que se apresenta como uma ligação rígida, estão os conectores

mecânicos que ocasionam grandes deformações, que devem ser consideradas no projeto estrutural.

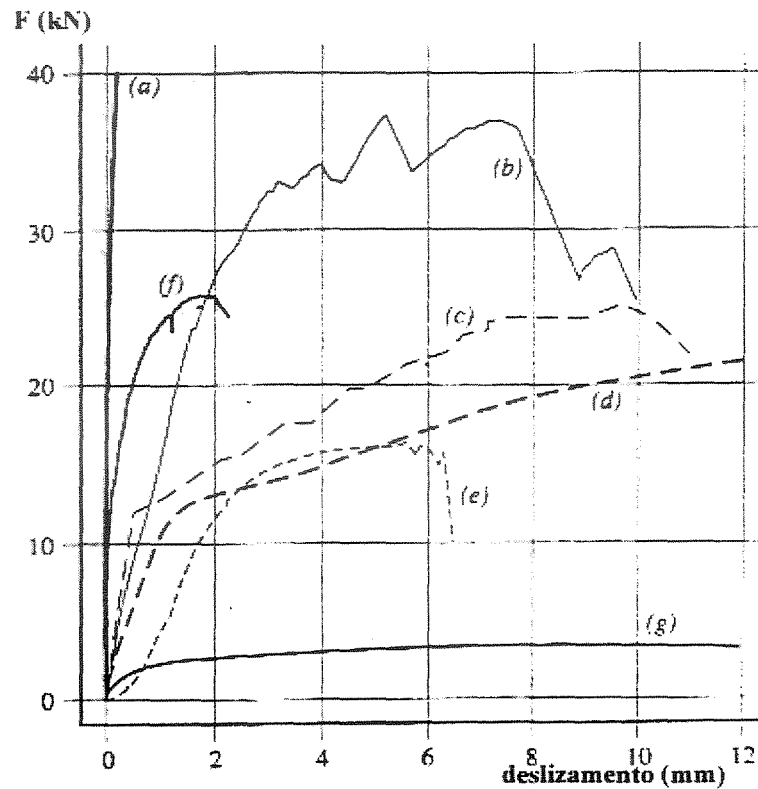


FIGURA 3.6.1 – Curva experimental carga x deslocamento de ligações sob tração paralela às fibras :

(a) ligações coladas ($12,5 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$), (b) anel-partido (100mm), (c) placa dentada (62 mm), (d) cavilhas (14mm), (e) parafuso de porca (14 mm), (f) chapa metálica com dentes estampados (10^4 mm^2), (g) prego (4,4mm)

Fonte: RACHER(1995), p.C1/5.

FERREIRA et al (1989) citam que a resistência, estabilidade e a vida de uma estrutura mista dependem em grande parte da resistência, rigidez e durabilidade das ligações. Para avaliar a rigidez da ligação, foram realizados testes em corpos de prova com vários tipos de conectores, conforme Figura 3.6.2.

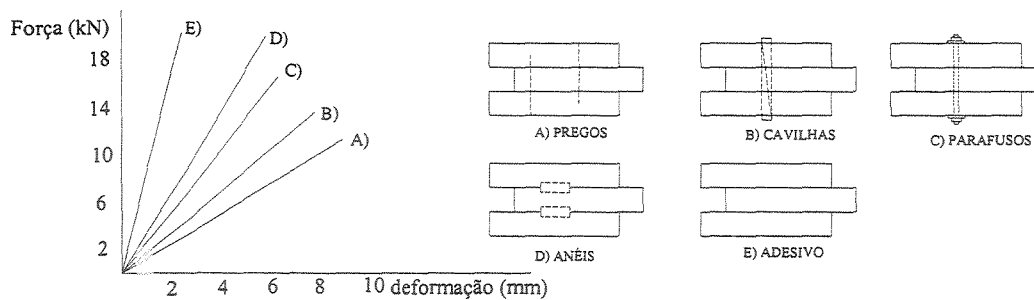


FIGURA 3.6.2 - Carga em função do deslocamento para vários tipos de ligação.

Fonte: FERREIRA et al (1989), p.46.

O EUROCODE apresenta as seguintes expressões empíricas que estimam os valores do módulo de deslizamento de serviço (estados limites de utilização):

- para conexões entre madeira-madeira (ou derivados):

$$K_{ser} = \frac{\rho_k^{1,5}}{20} \text{ segundo o EUROCODE 5} \quad (3.6.4)$$

onde:

ρ_k = valor característico da densidade da madeira, em kg/m^3 ;

d = diâmetro do prego, em mm.

A expressão foi utilizada em FERREIRA & ALMEIDA (1997).

Para os casos em que os materiais conectados possuírem densidades diferentes, deve-se considerar uma densidade característica equivalente dada por:

$$\rho_k = \sqrt{\rho_{k1} \cdot \rho_{k2}} \quad (3.6.5)$$

onde:

ρ_k = valor característico da densidade equivalente, em kg/m^3 ;

ρ_{k1} = valor característico da densidade da madeira 1, em kg/m³;

ρ_{k2} = valor característico da densidade da madeira 2, em kg/m³.

- para conexões entre aço-concreto ou madeira-concreto:

$$K_{ser} = 0,125 \cdot d \cdot E_{0,w,médio} \text{ segundo o EUROCODE 4}$$

onde:

$E_{0,w,médio}$ = módulo de elasticidade médio da madeira.

A expressão foi utilizada por CECCOTTI (1995).

3.7 CONCRETO

Neste item serão apresentadas algumas considerações sobre o concreto utilizado em estruturas mistas.

De um modo geral, a resistência do concreto (f_{ck}), o módulo de elasticidade (E) e o tipo de agregado utilizado tem influência significativa na determinação do módulo de deslizamento da ligação concreto-madeira.

OLLGAARD, SLUTTER & FISHER (1971) realizaram ensaios em corpos de prova de cisalhamento de aço-concreto. O elemento central do corpo de prova era constituído de um perfil I de aço ligado, por conectores metálicos (pinos), à 2 elementos laterais em concreto. Em alguns corpos de prova foi utilizado concreto normal, em outros foi utilizado concreto leve, isto é, utilizando-se agregados leves.

A curva carga x deslizamento para os corpos de prova com concreto leve e normal está representada na Figura 3.7.1. Pode-se observar que para a mesma carga, o corpo de prova com

concreto com agregado leve apresenta um deslizamento bem maior se comparado ao concreto normal.

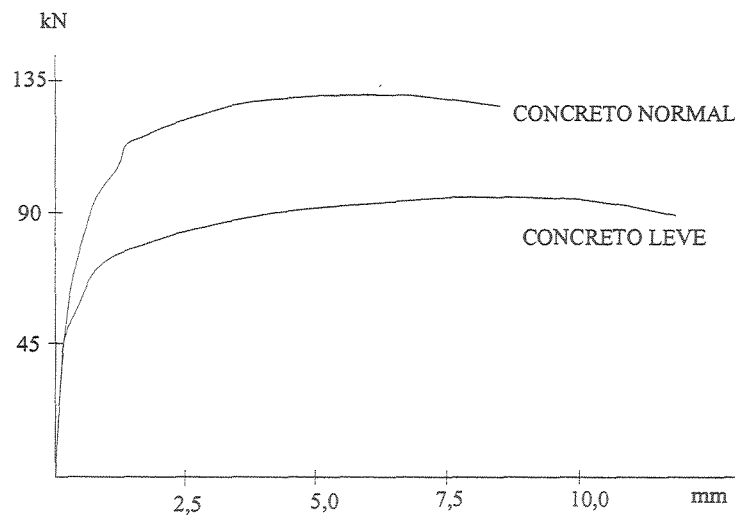


FIGURA 3.7.1 - Curva carga x deslizamento para concreto normal e leve.
Fonte : OLLGAARD, SLUTTER & FISHER (1971).

Ainda com relação aos testes de corpo de prova pode-se notar que as fissuras na laje de concreto ocorreram após a aplicação da carga correspondente ao estado limite último, e foram observados 2 modos de separação entre os elementos:

- a) Os conectores se separaram da viga de aço e permaneceram cravados na laje de concreto.
- b) O concreto rompeu na região em que os conectores estavam fixados.

Em muitos testes ambos os tipos de ruptura ocorreram, e os conectores foram arrancados da laje juntamente com uma lasca de concreto.

Outras conclusões evidenciadas nos testes foram:

- a) As fissuras na laje de concreto foram mais numerosas e com aberturas de fissuras maior no concreto leve em relação ao concreto normal.
- b) A forma deformada dos conectores foi diferente para cada tipo de concreto, leve e normal, utilizados nos testes.
- c) A influência do tipo de agregado é refletida no módulo de elasticidade, que por sua vez influência no valor da carga última dos conectores.

GUTKOWSKI & CHEN (1996) realizaram testes em corpos de prova de madeira e concreto e observaram que a resistência do concreto tem grande influência na determinação do módulo de deslizamento da conexão, embora tal resistência não seja a única variável. O tipo de prego também influencia no valor do módulo K.

3.8 MADEIRA

Assim como no concreto utilizado em estrutura mista concreto-madeira, em que o tipo de agregado utilizado, a resistência à compressão e outros fatores influenciam no valor do módulo de deslizamento da ligação, também, podem-se destacar algumas características presentes na madeira que provocam variações no módulo de deslizamento da ligação.

Um dos fatores que provoca alterações na resistência da madeira é a umidade. A quantidade de água contida na madeira exerce grande influência nas suas propriedades. Após o corte, começa a haver perda de água, e a umidade da madeira tende a um nível de equilíbrio com a umidade do ambiente em que se encontra. A partir de um determinado ponto de perda de umidade, a madeira sofre retração (redução de suas dimensões) e um aumento de resistência mecânica.

A redução de dimensões por perda de umidade se dá diferentemente nas 3 direções principais da madeira (axial, radial e tangencial), acarretando retração volumétrica. A diferença entre as retrações axial, radial e tangencial provoca a maior parte dos defeitos durante a secagem da madeira, tais como rachaduras, fendas e empenamentos.

Esses defeitos ocorridos durante a secagem, somados aos defeitos naturais (nós, desvio de veios, deslocamento entre fibras), interferem decisivamente na resistência da madeira conforme cita FURIATI (1983). Os nós, por exemplo, interrompem a direção das fibras, o que provoca redução considerável da resistência à compressão e à tração, na proporção da largura que eles ocupam na peça de madeira. As fendas reduzem a resistência ao cisalhamento em peças solicitadas à flexão, além de contribuírem para o rápido apodrecimento da madeira.

Portanto os defeitos ocorridos durante a secagem juntamente com os defeitos naturais da madeira podem causar grandes alterações na determinação do módulo de deslizamento da ligação.

3.9 - TEORIA DE VIGAS MISTAS SUBMETIDAS À FLEXÃO

Para entender a importância da influência do módulo de deslizamento no comportamento mecânico das vigas mistas são apresentados neste item as considerações básicas sobre a teoria destas vigas.

Considere os diagramas de corpo livre de um elemento diferencial dx , representado na Figura 3.9.1 (condição indeformada), de uma viga mista sujeita ao carregamento transversal q de acordo com GIRHAMMAR e GOPU (1993).

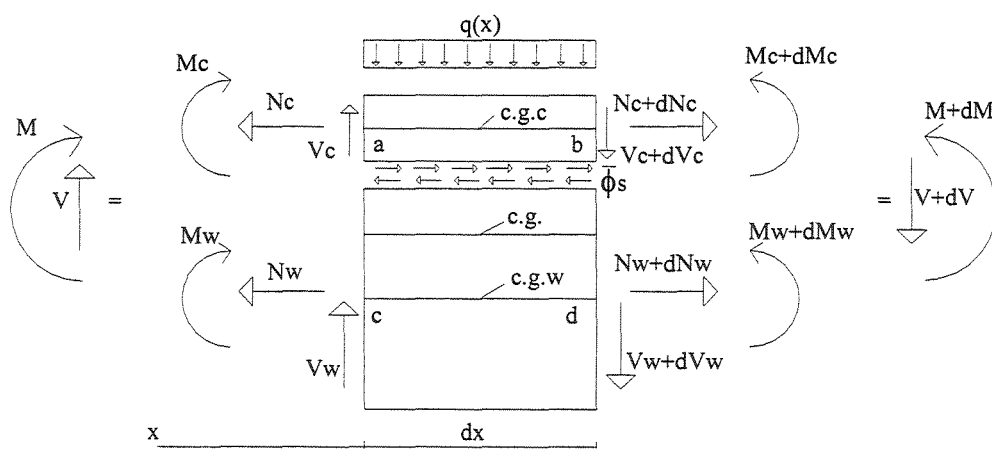


FIGURA 3.9.1 - Elemento diferencial de uma viga mista com carregamento transversal uniformemente distribuído.

Fonte: GIRHAMMAR e GOPU (1993), p.1267.

Do equilíbrio do elemento, tem-se as seguintes equações:

$$V' = -q \quad (3.9.1)$$

$$M' = V \quad (3.9.2)$$

$$M'' = -q \quad (3.9.3)$$

onde:

q = carregamento genérico que atua na viga;

V = esforço cortante que atua na seção mista;

M = momento fletor que atua na seção mista.

Considerando-se a equivalência entre as ações internas e externas da Figura 3.9.1 do lado esquerdo dos diagramas de corpo livre, tem-se:

$$0 = N_c + N_w \quad (3.9.4)$$

$$V = V_c + V_w \quad (3.9.5)$$

$$M = M_c + M_w - N_c \cdot r \quad (3.9.6)$$

onde:

N_c = esforço normal no concreto;

N_w = esforço normal na madeira;

V_c = esforço cortante no concreto;

V_w = esforço cortante na madeira;

M_c = momento fletor no concreto;

M_w = momento fletor na madeira;

r = distância entre o c.g. do concreto e o c.g. da madeira.

Da hipótese adotada para o conector, obtém-se o módulo de deslizamento e módulo de deslizamento equivalente:

$$K = \frac{F_s}{u} \quad (3.9.7)$$

$$\bar{K} = \frac{K}{s} = \frac{\bar{\phi}_s}{u} \quad (3.9.8)$$

onde:

K = módulo de deslizamento da ligação;

$\bar{K}$ = módulo de deslizamento equivalente da ligação;

u = deslizamento relativo na interface dos materiais;

F_s = esforço no conector;

s = espaçamento entre conectores;

$\bar{\phi}_s$ = fluxo de cisalhamento que surge na interface dos materiais.

Do equilíbrio de forças horizontais dos elementos de madeira e concreto tem-se:

$$N'_c = -\bar{\phi}_s = -\bar{K}u \quad (3.9.9)$$

$$N'_w = \bar{\phi}_s \quad (3.9.10)$$

Somando-se os momentos em torno dos pontos b e d da Figura 3.9.1 para o elemento de concreto e madeira, obtém-se respectivamente:

$$V_c = M'_c + \bar{\phi}_s \cdot r_c \quad (3.9.11)$$

$$V_w = M'_w + \bar{\phi}_s \cdot r_w \quad (3.9.12)$$

onde:

r_c e r_w : distância entre o c.g. do elemento até a interface de contato dos elementos.

Assumindo-se que a curvatura dos elementos é a mesma, e desprezando os efeitos de deformações por cisalhamento e encurtamento do eixo da barra, tem-se:

$$v'' = v''_c = v''_w = -\frac{M_c}{E_c \cdot I_c} = -\frac{M_w}{E_w \cdot I_w} \quad (3.9.13)$$

onde:

v = linha elástica da viga;

E_c = módulo de deformação longitudinal do concreto;

E_w = módulo de elasticidade da madeira;

I_c = momento de inércia do concreto em relação ao seu c.g.;

I_w = momento de inércia da madeira em relação ao seu c.g.;

Combinando-se as equações 3.9.6 e 3.9.13 obtém-se:

$$M_c = M - M_w + N_c \cdot r \quad (3.9.14)$$

$$M_c = M - \frac{E_w \cdot I_w}{E_c \cdot I_c} \cdot M_c + N_c \cdot r \quad (3.9.15)$$

$$(E_c \cdot I_c) \cdot M_c = (E_c \cdot I_c) \cdot M - (E_w \cdot I_w) \cdot M_c + (E_c \cdot I_c) \cdot N_c \cdot r \quad (3.9.16)$$

$$(E_c \cdot I_c + E_w \cdot I_w) \cdot M_c = (E_c \cdot I_c) \cdot M + (E_c \cdot I_c) \cdot N_c \cdot r \quad (3.9.17)$$

$$M_c = \frac{E_c \cdot I_c}{(EI)_0} \cdot (M + N_c \cdot r) \quad (3.9.18)$$

$$M_w = \frac{E_w \cdot I_w}{(EI)_0} \cdot (M + N_c \cdot r) \quad (3.9.19)$$

sendo:

$$(EI)_0 = E_c \cdot I_c + E_w \cdot I_w \quad (3.9.20)$$

que é a rigidez à flexão para a seção não composta (sem conexão).

A compatibilidade de deslocamentos na interface entre os dois materiais da Figura 3.9.2 (condição deformada da viga), conduz a um deslizamento entre as partes dado por:

$$u = u_w - u_c + v' \cdot r \quad (3.9.21)$$

onde:

u_w = deslocamento horizontal do c.g. da madeira;

u_c = deslocamento horizontal do c.g. do concreto.

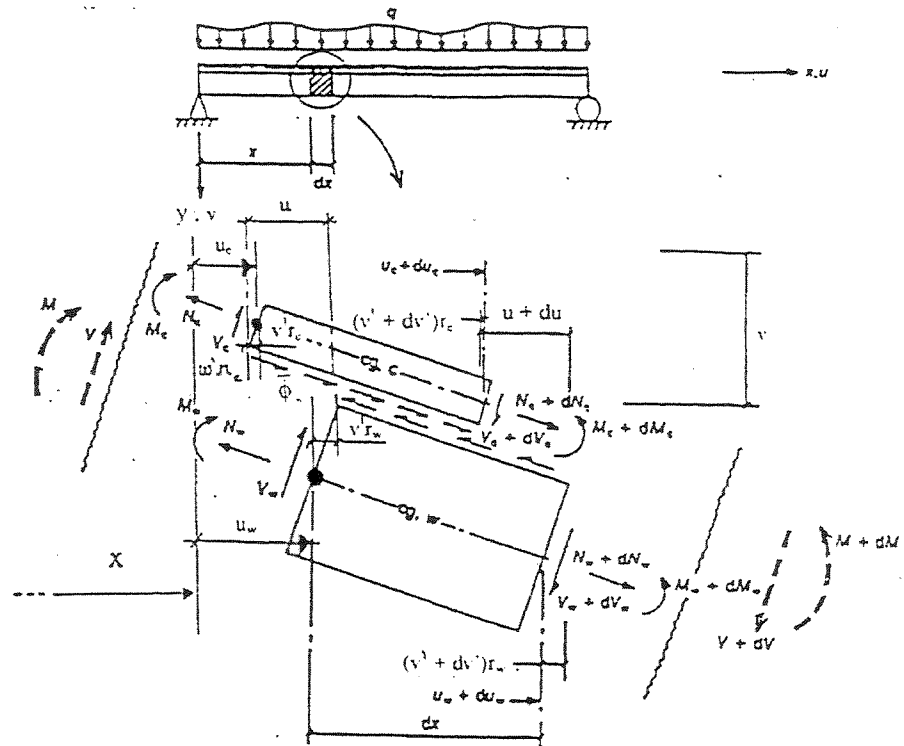


FIGURA 3.9.2 - Elemento diferencial de uma viga mista na condição deformada

Fonte: GIRHAMMAR e GOPU (1993), p.1273.

Diferenciando-se ambos os lados da equação 3.9.21 com relação a x , obtém-se as deformações:

$$\varepsilon = \varepsilon_w - \varepsilon_c + v'' \cdot r \quad (3.9.22)$$

para a equação 3.9.22, os valores de ε_c e ε_w são obtidos das expressões:

$$\varepsilon_w = \frac{\Delta \ell_w}{\ell_w} = \frac{N_w}{E_w \cdot A_w} \quad (3.9.23)$$

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta \ell_c}{\ell_c} = \frac{N_c}{E_c \cdot A_c} \quad (3.9.24)$$

onde:

ε_c = deformação no c.g. do concreto;

ε_w = deformação no c.g. da madeira;

A_c = área da seção transversal do concreto;

A_w = área da seção transversal da madeira;

$\Delta \ell_c$ = variação no comprimento do concreto;

ℓ_c = comprimento do concreto;

$\Delta \ell_w$ = variação no comprimento da madeira;

ℓ_w = comprimento da madeira.

Isolando-se u na equação 3.9.9 e diferenciando-se com relação a x obtém-se:

$$\varepsilon = -\frac{N''_c}{\bar{K}} \quad (3.9.25)$$

Das equações 3.9.13 e 3.9.18 tem-se que:

$$v'' = -\frac{(M + N_c \cdot r)}{(EI)_0} \quad (3.9.26)$$

Substituindo-se as equações 3.9.23, 3.9.24, 3.9.25 e 3.9.26 na equação 3.9.22 obtém-se:

$$-\frac{N''_c}{\bar{K}} = \frac{N_w}{E_w \cdot A_w} - \frac{N_c}{E_c \cdot A_c} - \frac{(M + N_c \cdot r)}{(EI)_0} \cdot r \quad (3.9.27)$$

rearranjando:

$$N''_c - \bar{K} \cdot \left(\frac{1}{E_w \cdot A_w} + \frac{1}{E_c \cdot A_c} + \frac{r^2}{(EI)_0} \right) \cdot N_c = \frac{\bar{K} \cdot r}{(EI)_0} \cdot M \quad (3.9.28)$$

ou:

$$N''_c - \alpha^2 \cdot N_c = \beta M \quad (3.9.29)$$

onde:

$$\alpha^2 = \bar{K} \cdot \left(\frac{1}{E_w \cdot A_w} + \frac{1}{E_c \cdot A_c} + \frac{r^2}{(EI)_0} \right) \quad (3.9.30)$$

$$\beta = \frac{\bar{K} \cdot r}{(EI)_0} \quad (3.9.31)$$

Diferenciando-se duas vezes a equação 3.9.26 com relação a x , tem-se:

$$v'''' = -\frac{M''}{(EI)_0} - \frac{N''_c}{(EI)_0} \cdot r \quad (3.9.32)$$

$$v'''' = -\frac{M''}{(EI)_0} - \frac{r}{(EI)_0} \cdot (\alpha^2 \cdot N_c + \beta M) \quad (3.9.33)$$

$$v'''' = -\frac{M''}{(EI)_0} - \frac{N_c \cdot r}{(EI)_0} \cdot \alpha^2 - \frac{\beta \cdot r}{(EI)_0} \cdot M \quad (3.9.34)$$

Isolando-se N_c na equação 3.9.26 e substituindo-o na expressão acima, tem-se:

$$v'''' = -\frac{M''}{(EI)_0} + \alpha^2 \cdot v'' + \frac{M}{(EI)_0} \cdot \alpha^2 - \frac{\beta \cdot r}{(EI)_0} \cdot M \quad (3.9.35)$$

$$v'''' - \alpha^2 \cdot v'' = -\frac{M''}{(EI)_0} + (\alpha^2 - \beta \cdot r) \cdot \frac{M}{(EI)_0} \quad (3.9.36)$$

A rigidez à flexão para a seção totalmente composta é dada por:

$$(EI)_\infty = (EI)_0 + \frac{E_c \cdot A_c \cdot E_w \cdot A_w}{E_c \cdot A_c + E_w \cdot A_w} \cdot r^2 \quad (3.9.37)$$

que pode ser escrita em função de α^2 e β :

$$(EI)_{\infty} = \frac{(EI)_0}{1 - \frac{\beta \cdot r}{\alpha^2}} \quad (3.9.38)$$

Desta forma a última parcela do termo da direita da equação 3.9.36 torna-se:

$$(\alpha^2 - \beta \cdot r) \cdot \frac{M}{(EI)_0} = (\alpha^2 - \beta \cdot r) \cdot \frac{M}{(EI)_{\infty} \cdot \left(1 - \frac{\beta \cdot r}{\alpha^2}\right)} = \alpha^2 \cdot \frac{M}{(EI)_{\infty}} \quad (3.9.39)$$

Portanto, obtém-se a equação diferencial que governa o fenômeno em termos da função deslocamento v :

$$v'''' - \alpha^2 \cdot v'' = -\frac{M''}{(EI)_0} + \alpha^2 \cdot \frac{M}{(EI)_{\infty}} \quad (3.9.40)$$

que tem como solução geral a transformada de Laplace:

$$v = a_1 \cdot \sinh(\alpha x) + a_2 \cdot \cosh(\alpha x) + a_3 \cdot x + a_4 + v_{sp} \quad (3.9.41)$$

E a solução particular é dada por:

$$v_{sp} = \int_0^x \{ \sinh[\alpha \cdot (x-s)] - (x-s) \} \cdot \left\{ \frac{M(s)}{(EI)_{\infty}} - \frac{M''(s)}{\alpha^2 \cdot (EI)_0} \right\} ds \quad (3.9.42)$$

Conhecida a solução v para um dado conjunto de condições de contorno, as solicitações internas para toda a seção e para a seção de cada elemento podem ser obtidas a partir das equações 3.9.4, 3.9.5, 3.9.6, 3.9.9 e 3.9.26:

$$M = \frac{(EI)_{\infty}}{\alpha^2} v'''' - (EI)_{\infty} \cdot v'' - \frac{(EI)_{\infty}}{\alpha^2 (EI)_0} \cdot q \quad (3.9.43)$$

$$V = \frac{(EI)_{\infty}}{\alpha^2} v'''' - (EI)_{\infty} \cdot v''' - \frac{(EI)_{\infty}}{\alpha^2 (EI)_0} \cdot q' \quad (3.9.44)$$

$$N_c = -\frac{M + (EI)_0 \cdot v''}{r} \quad (3.9.45)$$

$$N_w = \frac{M + (EI)_0 \cdot v''}{r} \quad (3.9.46)$$

$$\bar{\phi}_s = \frac{M' + (EI)_0 \cdot v'''}{r} = \frac{V + (EI)_0 \cdot v'''}{r} \quad (3.9.47)$$

$$M_c = -E_c \cdot I_c \cdot v'' \quad (3.9.48)$$

$$M_w = -E_w \cdot I_w \cdot v'' \quad (3.9.49)$$

$$V_c = M'_c + \bar{\phi}_s \cdot r_c \quad (3.9.50)$$

$$V_w = M'_w + \bar{\phi}_s \cdot r_w \quad (3.9.51)$$

O fluxo de cisalhamento $\bar{\phi}_s$ expresso na equação 3.9.47 também pode ser obtido diretamente da resolução de uma equação diferencial dada a seguir.

Sejam as expressões 3.9.29 e 3.9.9:

$$N''_c - \alpha^2 \cdot N_c = \beta M \quad (3.9.29)$$

$$N'_c = -\bar{\phi}_s \quad (3.9.9)$$

Diferenciando-se a equação 3.9.29 uma vez em relação a x e a equação 3.9.9 duas vezes em relação a x e substituindo-se na expressão anterior, obtém-se:

$$N'''_c - \alpha^2 \cdot N'_c = \beta M' \quad (3.9.52)$$

$$-\bar{\phi}_s'' - \alpha^2 \cdot (-\bar{\phi}_s) = \beta \cdot M' \quad (3.9.53)$$

$$\bar{\phi}_s'' - \alpha^2 \cdot \bar{\phi}_s = -\beta \cdot V \quad (3.9.54)$$

A solução da expressão 3.9.54 determina o fluxo de cisalhamento na interface em qualquer seção da viga.

Tensões normais e de cisalhamento

Conhecidos os esforços dados nas expressões 3.9.11, 3.9.12, 3.9.43 a 3.9.49 é possível determinar as tensões normais e de cisalhamento que atuam na seção mista, considerando-se cada elemento (madeira e concreto) com sendo uma viga isolada sujeita aos esforços já calculados:

Assim, as tensões normais na madeira e no concreto, considerando-se os materiais trabalhando separadamente, são dadas por:

$$\sigma_c(x, y) = \frac{M_c(x)}{I_c} \cdot y + \frac{N_c(x)}{A_c} \quad (3.9.55)$$

$$\sigma_w(x, y) = \frac{M_w(x)}{I_w} \cdot y + \frac{N_w(x)}{A_w} \quad (3.9.56)$$

onde:

y: distância entre o c.g. do elemento considerado até a fibra na qual se deseja determinar a tensão.

Para o cálculo das tensões de cisalhamento, observe-se a Figura 3.9.3:

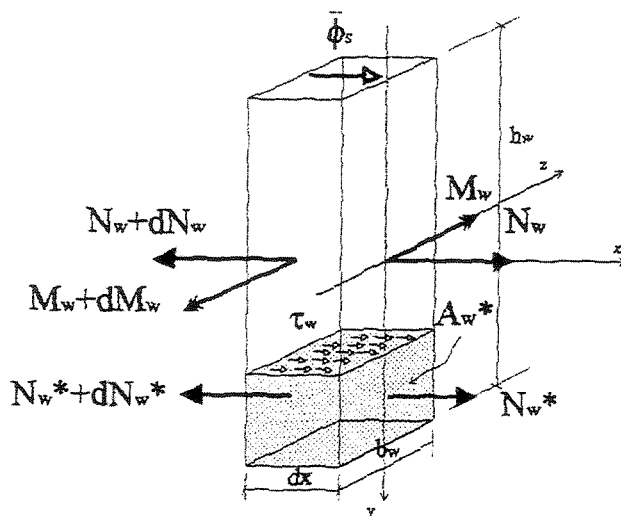


FIGURA 3.9.3 - Elemento de madeira e esforços atuantes.

Fonte: TACITANO (2000), p. 41.

A partir da Figura acima é possível escrever:

$$N_w^* = \int_{A_w^*} \sigma_w(x, y) \cdot dA_w^* \quad (3.9.57)$$

onde :

N_w^* : esforço normal resultante das tensões que atuam no elemento menor;

A_w^* : área da seção transversal do elemento menor.

$$N_w^* = \int_{A_w^*} \left(\frac{M_w}{I_w} \cdot y + \frac{N_w}{A_w} \right) dA_w^* \quad (3.9.58)$$

$$N_w^* = \frac{M_w}{I_w} \cdot \int_{A_w^*} y \cdot dA_w^* + \frac{N_w}{A_w} \cdot \int_{A_w^*} dA_w^* \quad (3.9.59)$$

$$N_w^* = \frac{M_w}{I_w} \cdot S_w^* + \frac{N_w}{A_w} \cdot A_w^* \quad (3.9.60)$$

onde:

S_w^* : momento estático da área A_w^* em relação as c.g. da seção da madeira.

Diferenciando-se a equação 3.9.60 em relação a x, e usando-se as expressões 3.9.10 e 3.9.12 obtém-se:

$$\frac{dN_w^*}{dx} = \left(V_w - \bar{\phi}_s \cdot r_w \right) \cdot \frac{S_w^*}{I_w} + \frac{dN_w}{dx} \cdot \frac{A_w^*}{A_w} \quad (3.9.61)$$

$$\frac{dN_w^*}{dx} = \frac{V_w \cdot S_w^*}{I_w} + \frac{\bar{\phi}_s \cdot A_w^*}{A_w} - \frac{\bar{\phi}_s \cdot S_w^*}{I_w} \cdot r_w \quad (3.9.62)$$

Do equilíbrio do elemento da Figura 3.9.3, na direção horizontal tem-se:

$$\sum N = 0 = N_w^* + dN_w^* - \tau_w \cdot dx \cdot b_w - N_w^* \quad (3.9.63)$$

$$\Rightarrow \tau_w \cdot b_w = \frac{dN_w^*}{dx} \quad (3.9.64)$$

τ_w : tensão de cisalhamento na seção de madeira;

b_w : largura da seção de madeira.

Substituindo-se 3.9.62 em 3.9.64 obtém-se:

$$\tau_w \cdot b_w = \frac{V_w \cdot S_w^*}{I_w} + \frac{\bar{\phi}_s \cdot A_w^*}{A_w} - \frac{\bar{\phi}_s \cdot S_w^*}{I_w} \cdot r_w \quad (3.9.65)$$

$$\tau_w \cdot b_w = \bar{\phi}_w = \frac{V_w \cdot S_w^*}{I_w} + \bar{\phi}_s \cdot \left(\frac{A_w^*}{A_w} - \frac{S_w^*}{I_w} \cdot r_w \right) \quad (3.9.66)$$

Portanto a expressão 3.9.67, permitir determinar as tensões de cisalhamento em qualquer ponto da seção de madeira.

$$\tau_w(x, y) = \bar{\phi}_w = \frac{V_w \cdot S_w^*}{b_w \cdot I_w} + \frac{\bar{\phi}_s}{b_w} \cdot \left(\frac{A_w^*}{A_w} - \frac{S_w^*}{I_w} \cdot r_w \right) \quad (3.9.67)$$

Analogamente, para a seção de concreto temos:

$$\tau_c(x, y) = \bar{\phi}_c = \frac{V_c \cdot S_c^*}{b_c \cdot I_c} + \frac{\bar{\phi}_s}{b_c} \cdot \left(1 - \frac{A_c^*}{A_c} - \frac{S_c^*}{I_c} \cdot r_c \right) \quad (3.9.68)$$

CASOS LIMITES

▪ Seção sem conexão

Este caso ocorre quando $\bar{\phi}_s = 0$ ou $K = 0$. As ações internas podem ser obtidas das equações 3.9.11, 3.9.12, e 3.9.45 à 3.9.49 observando que $v'' = -\frac{M}{(EI)_0}$:

$$N_{c,0} = 0$$

$$N_{w,0} = 0$$

$$\bar{\phi}_s = 0$$

$$M_{c,0} = \frac{E_c \cdot I_c}{(EI)_0} \cdot M$$

$$M_{w,0} = \frac{E_w \cdot I_w}{(EI)_0} \cdot M$$

$$V_{c,0} = \frac{E_c \cdot I_c}{(EI)_0} \cdot V$$

$$V_{w,0} = \frac{E_w \cdot I_w}{(EI)_0} \cdot V$$

▪ Seção totalmente composta

Este caso ocorre quando $u = 0$ ou $K \rightarrow \infty$. As ações internas podem ser obtidas das equações 3.9.11, 3.9.12, e 3.9.45 à 3.9.49 observando que $v'' = -\frac{M}{(EI)_\infty}$:

$$N_{c,\infty} = -\left(1 - \frac{(EI)_0}{(EI)_\infty}\right) \cdot \frac{M}{r}$$

$$N_{w,\infty} = \left(1 - \frac{(EI)_0}{(EI)_\infty}\right) \cdot \frac{M}{r}$$

$$\bar{\phi}_{s,\infty} = \frac{V - M' \cdot \frac{(EI)_0}{(EI)_\infty}}{r} = \left(1 - \frac{(EI)_0}{(EI)_\infty}\right) \cdot \frac{V}{r} = \frac{E_c \cdot A_c}{(EI)_\infty} \cdot y_{cg,\infty} \cdot V$$

$$M_{c,\infty} = \frac{E_c I_c}{(EI)_\infty} \cdot M$$

$$M_{w,\infty} = \frac{E_w I_w}{(EI)_\infty} \cdot M$$

$$V_{c,\infty} = \left[\frac{E_c \cdot I_c}{(EI)_\infty} + \left(1 - \frac{(EI)_0}{(EI)_\infty} \right) \cdot \frac{r_c}{r} \right] \cdot V$$

$$V_{w,\infty} = \left[\frac{E_w \cdot I_w}{(EI)_\infty} + \left(1 - \frac{(EI)_0}{(EI)_\infty} \right) \cdot \frac{r_w}{r} \right] \cdot V$$

3.10 DIMENSIONAMENTO DE UMA VIGA "T" EM CONCRETO-MADEIRA

A determinação do módulo de deslizamento (K) dos conectores é fundamental para o dimensionamento de uma estrutura mista. O tipo de conector utilizado, assim como suas dimensões, influenciam na rigidez da estrutura. Segue abaixo um breve abordagem para o dimensionamento de uma viga "T" em concreto e madeira, conforme SORIANO & MASCIA (1999).

Na Figura 3.10.1 está representada a seção transversal de uma viga "T", de alma de madeira e mesa de concreto, bem como o diagrama de tensões normais.

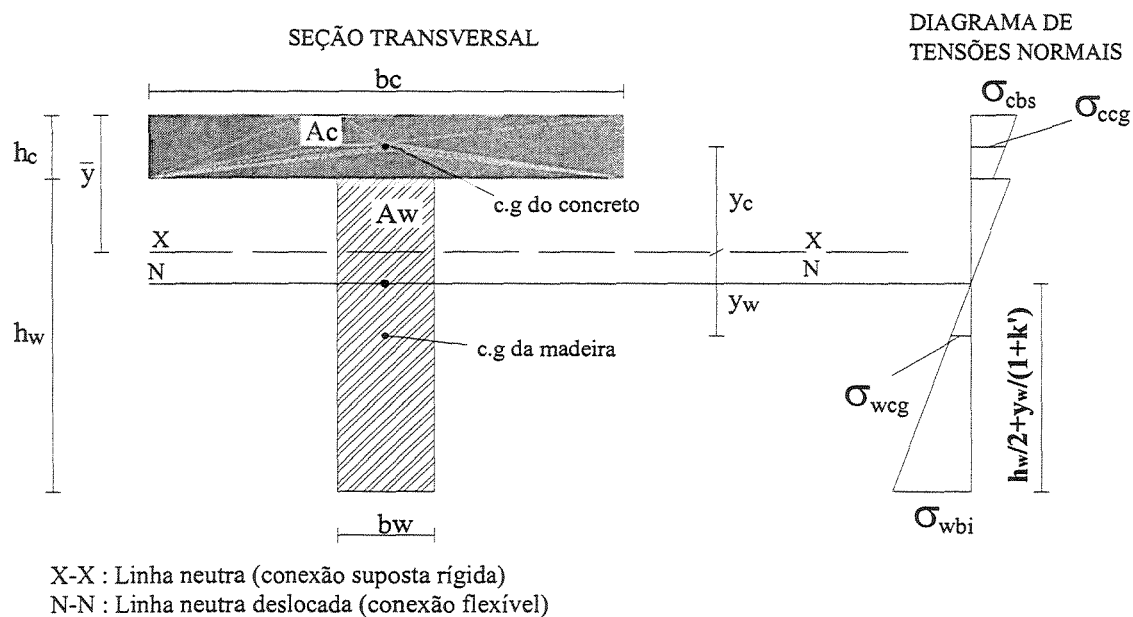


FIGURA 3.10.1 - Seção transversal de uma viga "T" e tensões normais
Fonte: SORIANO & MASCIA (1999)

A inércia efetiva da viga mista da Figura 3.10.1, considerando os efeitos de redução no valor da rigidez provocados pelos conectores é dada pela expressão 3.10.1:

$$I_{ef} = I_w + n_c I_c + \frac{1}{1+k} (n_c A_c y_c^2 + A_w y_w^2) \quad (3.10.1)$$

Onde:

I_w : inércia da seção de madeira em relação ao seu centro de gravidade;

I_c : inércia da seção de concreto em relação ao seu centro de gravidade;

A_w : área da seção de madeira;

A_c : área da seção de concreto;

$\bar{y}$: distância da borda superior de concreto até o c.g. da seção global;

$$\bar{y} = \frac{A_w \cdot \bar{y}_w + n_c \cdot A_c \cdot \bar{y}_c}{A_w + n_c \cdot A_c} \quad (3.10.2)$$

$\bar{y}_c$: distância do c.g. do concreto até a borda superior da seção;

$\bar{y}_w$: distância do c.g. da madeira até a borda superior da seção;

h_c : altura da mesa de concreto;

h_w : altura da alma de madeira;

M : momento fletor que atua na seção;

y_w : distância do centro de gravidade da seção de madeira até o centro de gravidade seção global;

$$y_w = h_c + \frac{h_w}{2} - \bar{y} \quad (3.10.3)$$

y_c : distância do centro de gravidade da seção de concreto até o centro de gravidade seção global;

$$y_c = \bar{y} - \frac{h_c}{2} \quad (3.10.4)$$

n_c : razão modular (ver Anexo A) que é a relação entre o módulo de elasticidade do concreto e o módulo de elasticidade da madeira, material este que foi tomado como referência.

$$n_c = \frac{E_c}{E_w} \quad (3.10.5)$$

O coeficiente k' da expressão 3.10.1 é função das propriedades geométricas e elásticas dos materiais, comprimento longitudinal da viga (ℓ), espaçamento dos conectores (s), e do módulo de deslizamento do conector (K).

$$k' = \frac{\pi^2 s}{\ell^2 K} \cdot \frac{E_c A_c E_w A_w}{(E_c A_c + E_w A_w)} \quad (3.10.6)$$

Quando o sistema de conexão é perfeitamente rígido ($K = \infty$) a equação 3.10.1 se reduz a:

$$I_{ef} = I_{\infty} = I_w + n_c I_c + n_c A_c y_c^2 + A_w y_w^2 \quad (3.10.7)$$

Quando nenhum sistema de conexão é utilizado ($K = 0$) a equação 3.10.1 se reduz a :

$$I_{ef} = I_0 = I_w + n_c I_c \quad (3.10.8)$$

O fluxo de cisalhamento máximo na interface concreto e madeira pode ser calculado pela equação 3.10.8, onde S_c representa o momento estático da seção em concreto, e V_{max} é a força cortante máxima que atua na viga.

$$\phi = \frac{V_{max} \cdot S_c}{I_{ef} (1 + k')} \quad (3.10.9)$$

O número de conectores utilizados para transmitir a força de cisalhamento longitudinal na interface dos materiais é dado pela expressão 3.10.9, onde $\bar{F}$ é a força admissível do conector.

$$N \geq \frac{\phi}{F} \quad (3.10.10)$$

Tensão normal no c.g. da seção de madeira:

$$\sigma_{wcg} = \frac{M}{I_{ef}} \left(\frac{y_w}{1+k'} \right) \quad (3.10.11)$$

Finalmente, as tensões normais importantes são apresentadas a seguir:

Tensão normal no c.g. da seção de concreto:

$$\sigma_{ccg} = n_c \cdot \frac{M}{I_{ef}} \cdot \left(\frac{y_c}{1+k'} \right) \quad (3.10.12)$$

Tensão normal na borda inferior da seção madeira:

$$\sigma_{wbi} = \frac{M}{I_{ef}} \left(\frac{y_w}{1+k'} + \frac{h_w}{2} \right) \quad (3.10.13)$$

Tensão normal na borda superior da seção de concreto:

$$\sigma_{cbs} = n_c \cdot \frac{M}{I_{ef}} \cdot \left(\frac{y_c}{1+k'} + \frac{h_c}{2} \right) \quad (3.10.14)$$

3.11 VALORES DO MÓDULO DE DESLIZAMENTO

Neste capítulo são apresentados valores do módulo de deslizamento (K) obtidos por alguns pesquisadores nos ensaios de corpos-de-prova de concreto-madeira utilizando conectores metálicos.

SORIANO et al (1998) realizaram ensaios em corpos-de-prova de concreto-madeira, que tinha geometria idêntica aos corpos-de-prova adotado nesta pesquisa, ou seja, dois elementos de madeira ligados por conectores ao elemento central em concreto. As dimensões adotadas para os elementos foram 6 cm x 16 cm x 22 cm. O conector (prego) tinha comprimento de 126,5 mm e diâmetro igual a 6,58 cm. Foram utilizados 4 pregos e a madeira usada foi a peroba rosa.

Os valores obtidos para as propriedades mecânicas foram as seguintes:

- Para o concreto:

$$E_c = 35419 \text{ MPa}, f_{c,m} = 28,8 \text{ MPa}$$

- Para a madeira:

$$E_{0,w} = 11970 \text{ MPa}, f_{0,w} = 55,5 \text{ MPa}$$

- Para o conector:

$$K = 13000 \text{ N/mm}.$$

CECCOTTI (1995) utilizou a expressão abaixo para a determinação do módulo de deslizamento de uma viga de concreto-madeira. O conector utilizado foi de 10 mm de diâmetro e 200 mm de comprimento espaçados a cada 500 mm.

Os valores obtidos foram:

- Concreto:

$$E_c = 30000 \text{ MPa}, f_c = 30 \text{ MPa}$$

- Madeira:

$$E_{0,w} = 10000 \text{ MPa}, f_{0,w} = 22 \text{ MPa}, \rho_{0,k} = 340 \text{ Kg/m}^3.$$

- Conector:

$$K = 0,125 \cdot d \cdot E_{0,\text{médio}} = 12500 \text{ N/mm}.$$

RICHART & WILLIAMS (1943) utilizaram corpos-de-prova de concreto-madeira variando o ângulo de inclinação dos conectores conforme a Figura 3.5.2 do capítulo 3.5. Na Tabela 3.11.1 encontra-se os resultados dos testes.

Conector	Máxima carga por conector	Módulo de deslizamento - K
Tipo A	11303 N	3560 N/mm
Tipo B	7064 N	2190 N/mm
Tipo C	3866 N	1756 N/mm

TABELA 3.11.1 - Resultados dos testes

MUNGWA et al (1998) realizaram testes com conectores metálicos do tipo INSA-Hilti conforme Figura 3.11.1, em corpos-de-prova cujo elemento central de madeira era conectado aos elementos laterais de concreto. O conector é essencialmente um cilindro vazado com seção transversal e espessura da parede variável, confeccionado com aço galvanizado. A porção cravada no concreto tem um diâmetro interno de 22 mm e profundidade de 35 mm, enquanto que a parte cravada na madeira tem diâmetro interno que varia de 23,5 a 27,5 mm com uma profundidade de 38 mm.

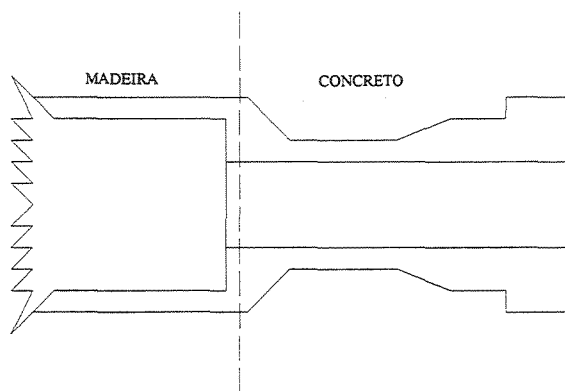


FIGURA 3.11.1 - Conector tipo INSA-HILTI para concreto-madeira.

Apresenta-se a seguir alguns resultados de ensaios obtidos por estes pesquisadores:

- Concreto:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}, E_{\text{médio}} = 32 \text{ kN/mm}^2.$$

- Madeira:

$$f_{m,k} = 35 \text{ MPa}, E_{0,\text{médio}} = 10 \text{ kN/mm}^2.$$

- Conector :

Espaçamento = 386 mm

Carga máxima por conector = 40 kN,

A partir de 2 mm os conectores apresentaram deformação plástica.

Módulo de deslizamento: $K_{ser} = 52900 \text{ N/mm}$.

GUTKOWSKI & CHEN (1996) realizaram 72 testes em corpos-de-prova de cisalhamento de concreto-madeira. Para cada tipo de conexão foram feitos 9 corpos-de-prova, sendo que 6 foram ensaiados após 14 dias de cura do concreto e os outros 3 após 28 dias. O corpo-de-prova era constituído de um bloco de concreto unido a um bloco de madeira por meio de um único conector. Nos ensaios de deslizamento, as variáveis selecionadas foram: o tipo de prego, a penetração do prego na madeira e a idade do concreto.

Na Tabela 3.11.2 estão listados: a carga última média e os valores do módulo de deslizamento. O módulo K_{15} representa o valor da reta secante à origem e ao ponto de deslizamento de 0,38 mm (0,15 polegadas), e K_{40} representa o valor da reta secante à origem e ao ponto de deslizamento de 1,0 mm (0,40 polegadas)

Resultados obtidos:

■ Concreto:

$E_c = 18800 \text{ MPa}$, $f_c = 15,02 \text{ MPa}$.

tipo	L (mm)	d (mm)	$L_{madeira}/L^*$	$L_{concreto}/L^*$
1	88,9	3,53	0,5	0,5
2			0,71	0,29
3	50,8	2,92	0,5	0,5
4			0,75	0,25
5	101,6	3,76	0,5625	0,4375
6			0,75	0,25
7	76,2	3,30	0,5	0,5
8			2/3	1/3

TABELA 3.11.1 - Tipos de conectores e suas características

* $L_{concreto}/L$ = comprimento do conector cravado no concreto em relação ao comprimento do conector.

* $L_{madeira}/L$ = comprimento do conector cravado na madeira em relação ao comprimento do conector.

Os resultados dos ensaios podem ser observados na Tabela 3.11.3.

As conclusões dos ensaios as seguintes:

- Os pregos se deformaram somente na interface madeira-concreto, a porção do prego cravada na madeira permaneceu reta.
- A carga última média dos testes que foram conectadas pelo mesmo tipo de prego teve pouca variabilidade, independentemente da profundidade da penetração dos pregos.
- O módulo de deslizamento médio dos corpos-de-prova ensaiados aos 14 dias foram menores que os dos corpos-de-prova ensaiados aos 28 dias, para o mesmo tipo de conexão.
- A resistência à compressão do concreto aos 14 dias é cerca de 12 % menor que a do concreto rompido aos 28 dias. Já a diferença dos valores dos módulos de deslizamento para 28 dias e 14 dias não está na mesma proporção, o que sugere que a resistência do concreto não é a única variável que afeta o módulo de deslizamento do conector.
- A resistência do concreto afetou mais o valor do módulo de deslizamento, já o tipo de prego influenciou mais o valor da carga última. Isto pode refletir que quando o deslizamento inicia, ocorre uma deformação maior na interação concreto, madeira e prego.

Tipo de conector	Tempo de cura (dias)	nº de c.p.	Carga máxima (N)	K ₁₅ (N/mm)	K ₄₀ (N/mm)
1	14	6	5304	2049	1932
	28	3	5029	2346	2579
2	14	6	5741	2096	1843
	28	3	4392	2779	2421
3	14	6	3249	1889	1381
	28	3	3547	3953	2316

4	14	6	3751	1530	1200
	28	3	2906	1974	1327
5	14	6	4793	2180	1915
	28	3	4495	2245	1923
6	14	6	4837	1813	1571
	28	3	3605	2675	1953
7	14	6	3929	1795	1405
	28	3	3413	2375	1663
8	14	6	4156	1597	1465
	28	3	3471	3502	2090

TABELA 3.11.3 - Resultados dos ensaios dos corpos-de-prova concreto-madeira.

MATTHIESEN (2000) realizou ensaios em corpos-de-prova de concreto-madeira variando a espécie de madeira utilizada, o diâmetro do conector e a quantidade de conectores. Os corpos-de-prova eram formados por um elemento central de madeira (10 x 10 x 42 cm) e dois elementos de concreto (10 x 30 x 42 cm). Os conectores utilizados foram espaçados a cada 100 mm e tinham comprimento de 120 mm e diâmetros: 10 mm e 12,7 mm, e foram inclinados com um ângulo de 50 graus em relação horizontal; cada par de conector se cruzava formando um "X". Os resultados obtidos foram:

- Para o concreto:

$$E_c = 36566 \text{ MPa}, f_{c,m} = 29,5 \text{ MPa}$$

- Para a madeira:

$$\text{Pinus : } E_{0,w} = 11009 \text{ MPa}, f_{0,w} = 27,6 \text{ MPa}$$

$$\text{Eucalipto : } E_{0,w} = 20249 \text{ MPa}, f_{0,w} = 51,6 \text{ MPa}$$

$$\text{Cupiúba : } E_{0,w} = 15638 \text{ MPa}, f_{0,w} = 54,7 \text{ MPa}$$

madeira	4 parafusos de 10mm K (N/mm)	4 parafusos de 12,7mm K (N/mm)	8 parafusos de 10mm K (N/mm)
Pinus	14750	17000	19125
Eucalipto	15250	17000	18625
Cupiúba	-----	32000	29375

TABELA 3.11.4 - módulo de deslizamento dos conectores.

4 METODOLOGIA EXPERIMENTAL

Devido a falta de normalização para estruturas mistas em concreto-madeira, foi necessário adotar um modelo de corpo-de-prova de cisalhamento, assim como suas dimensões baseado na observação de ensaios anteriores feitos por vários pesquisadores. A forma simétrica dos corpos-de-prova foi escolhida para facilitar a utilização dos equipamentos do laboratório.

Foram realizados ensaios em corpos-de-prova, conforme as Figuras 4.1, 4.2 e 4.3 constituídos de um elemento central de concreto unido por meio de conectores aos elementos laterais de madeira. Esses ensaios tinham por objetivo a determinação do módulo de deslizamento (K) dos conectores. Os conectores utilizados são de três tipos: pregos, epóxi e parafusos. Variou-se as formas das ligações para uma comparação da eficiência do sistema com epóxi em relação ao sistema de conectores metálicos (pregos e parafusos). O número de corpos-de-prova adotado foi igual ou superior ao indicado pela BS-5400 (1979) que estabelece que a resistência nominal de um conector deve ser determinada por testes de compressão em corpos-de-prova, com no mínimo três testes.

Foram utilizados, como conectores metálicos, pregos e parafusos de aço da marca Gerdau. Na tabela 4.1 está indicado o tipo de conector, seu diâmetro, a profundidade de penetração na madeira e o espaçamento entre conectores para os diversos tipos de corpos-de-prova. Os conectores foram espaçados de forma simétrica. Para três corpos-de-prova foi utilizada uma resina epóxi (Sikadur 32), que foi espalhada por toda superfície de contato entre o concreto e a madeira.

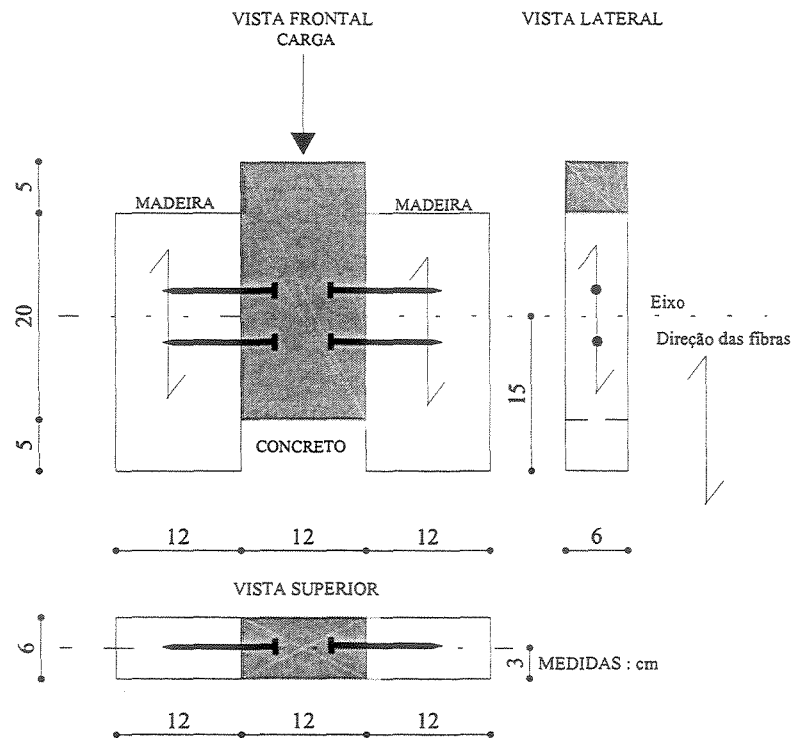


FIGURA 4.1 – Corpo-de-prova para determinação do módulo de deslizamento com 4 conectores.

Modelo utilizado no 1º ensaio.

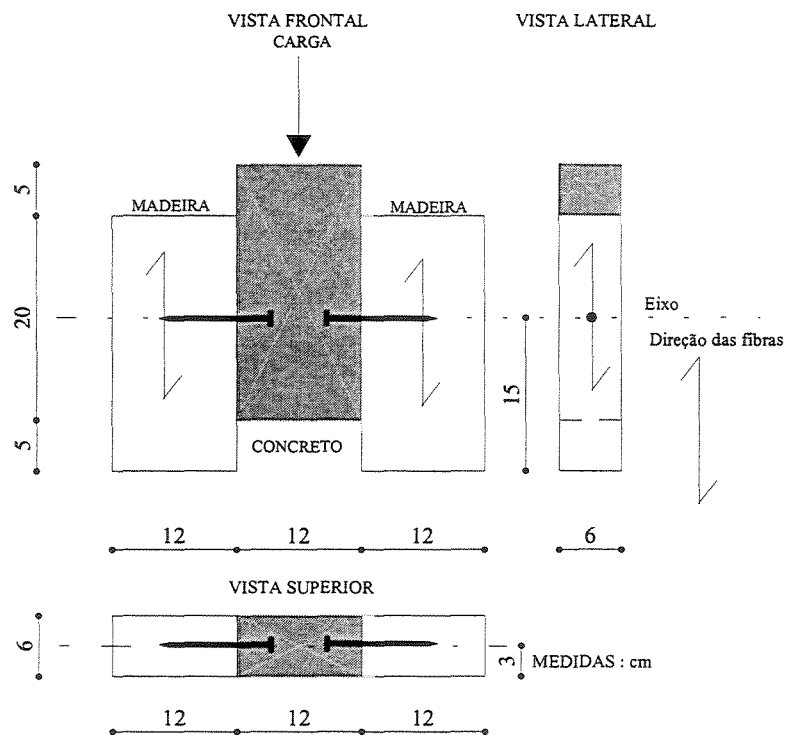


FIGURA 4.2 – Corpo-de-prova para determinação do módulo de deslizamento com 2 conectores.

Modelo utilizado no 1º ensaio.

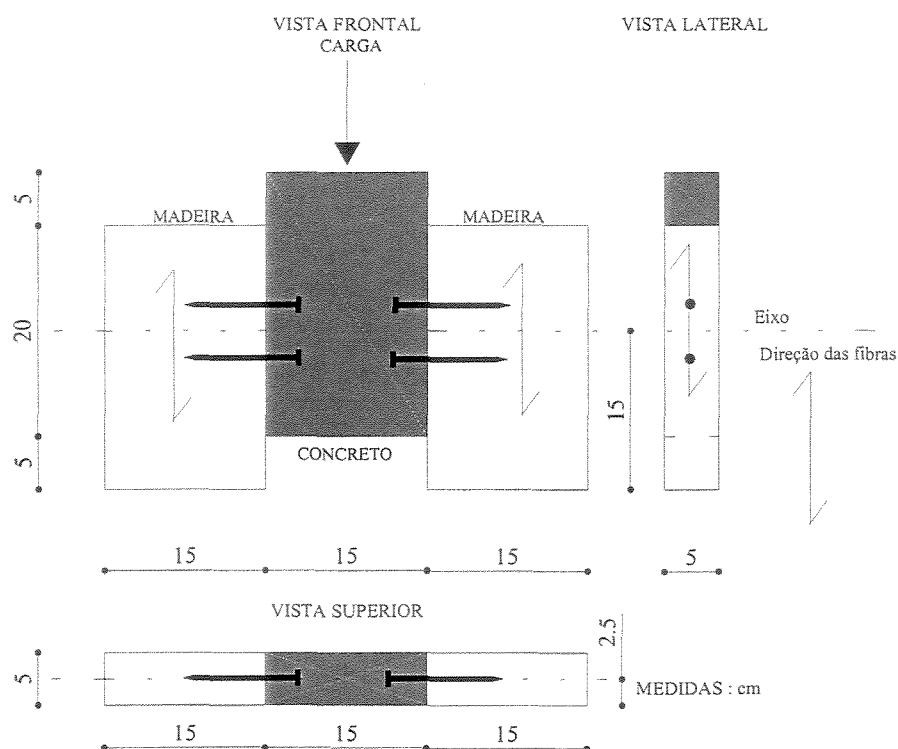


FIGURA 4.3 – Corpo-de-prova para determinação do módulo de deslizamento com 4 conectores. Modelo utilizado no 2º e 3º ensaios.

TABELA 4.1 – Tipo de conectores utilizados e suas dimensões.

Ensaio	Corpos de prova	Conector	Quantidade	Diâmetro (mm)	L (mm)	Lp (mm)	e (mm)
1º	6	Prego	4	5,400	110	75	50
	3	Prego	2	5,400	110	75	-----
	3	Epóxi	-----	-----	-----	-----	-----
2º e 3º	7	Prego	4	6,580	120	80	50
	10	Parafuso	4	9,525	120	80	75
	10	Parafuso	4	12,700	120	80	75

L = comprimento do conector, Lp = profundidade de penetração na madeira

e = espaçamento entre os conectores em relação ao centro do corpo de prova

Em todos os corpos-de-prova foi aplicada uma camada de tinta esmalte sintético, na interface de contato dos materiais, afim de que a madeira não absorvesse a água do concreto durante sua cura.

A espécie de madeira utilizada nos ensaios foi a Cupiúba (*Goupia glabra*), sua caracterização foi feita pelo método simplificado da NBR-7190 (1997).

Na parte de concreto, com a finalidade de combater a fissuração, foi utilizada, no 1º e 3º ensaio, uma tela eletrosoldada de malha (50 x 150 mm), formada por fios galvanizados de 3 mm de diâmetro. No 2º ensaio foi utilizada uma armadura de 5 mm de diâmetro conforme Figura 4.4.

A montagem dos corpos-de-prova seguiu as seguintes fases: secagem, corte, pré-furação da madeira, a fim de evitar o fendilhamento no momento da colocação dos conectores metálicos, colocação dos conectores metálicos, montagem da fôrma para a concretagem, lançamento do concreto, período de cura do concreto. No caso do corpo-de-prova com epóxi, a cola foi aplicada pouco antes do lançamento do concreto.



FIGURA 4.4 - Corpos-de-prova antes da concretagem.

Para realização dos ensaios foram fixadas dois pares de pastilhas espaçadas de 5 cm de ambos os lados do corpo-de-prova. Conforme é aplicado o carregamento, há uma diminuição das

distâncias entre as pastilhas, o que torna possível a leitura, através de um extensômetro mecânico (precisão de 1/1000 de milímetros), do deslizamento relativo entre os materiais.

Os corpos-de-prova foram submetidos à uma força de compressão centrada aplicada por uma prensa, conforme Figura 4.5. A cada estágio de 2 kN de aplicação da carga no corpo-de-prova, os deslizamentos relativos eram medidos pelo extensômetro.

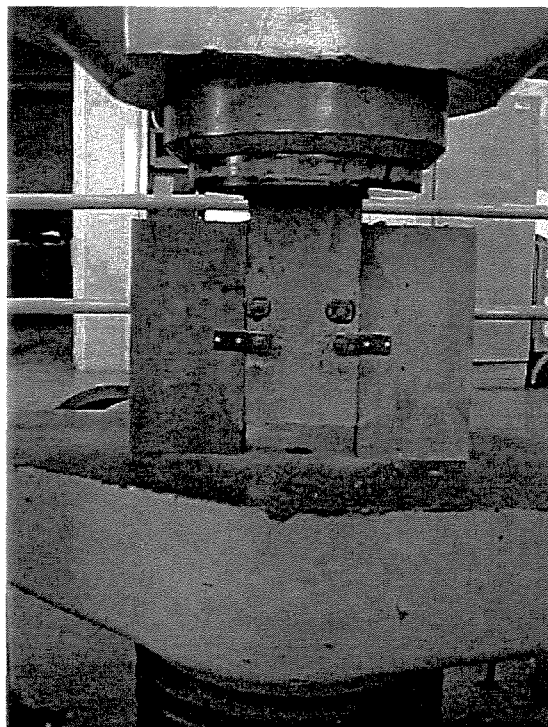


FIGURA 4.5 – Ensaio do corpo-de-prova

O concreto foi dosado com traço de 1:2:3, com fator água/cimento de 0,7; o cimento utilizado foi CPIIE-32. Foi utilizado 10% de brita 0 e 90% de brita 1.

Foram realizados ensaios à compressão em corpos-de-prova cilíndricos de concreto (10 cm x 20 cm), conforme a NBR-6118 (1982), para a determinação da resistência média à compressão (f_{cm}) e do módulo de deformação do longitudinal (E_c).

Para a caracterização da madeira foram realizados ensaios à compressão paralelo às fibras, em corpos-de-prova de seção transversal quadrada de 5 cm de lado e de comprimento na direção das fibras de 15 cm, conforme a NBR-7190 (1997). No ensaio de umidade da madeira

foi utilizado corpos-de-prova de seção transversal 2 x 3 cm e de comprimento, na direção das fibras, de 5 cm.

A resistência a compressão paralelo às fibras da madeira foi determinado por:

$$f_{c0} = \frac{F_{c0,m\acute{a}x}}{A} \quad (4.1)$$

onde:

$F_{c0,m\acute{a}x}$ = máxima força de compressão aplicada ao corpo-de-prova durante o ensaio;

A = área inicial da seção transversal;

f_{c0} = resistência à compressão paralela às fibras.

O módulo de elasticidade à compressão paralelo às fibras foi determinado pela inclinação da reta secante à curva tensão x deformação, definida pelos pontos ($\sigma_{10\%}$, $\epsilon_{10\%}$) e ($\sigma_{50\%}$, $\epsilon_{50\%}$), segundo a expressão 4.2.

$$E_{c0} = \frac{\sigma_{50\%} - \sigma_{10\%}}{\epsilon_{50\%} - \epsilon_{10\%}} \quad (4.2)$$

onde:

$\sigma_{10\%}$ e $\sigma_{50\%}$ = tensões de compressão correspondentes a 10% e 50%;

$\epsilon_{10\%}$ e $\epsilon_{50\%}$ = deformações específicas medidas no corpo de prova, correspondentes às tensões $\sigma_{10\%}$ e $\sigma_{50\%}$;

E_{c0} = módulo de elasticidade à compressão paralelo às fibras.

Teor de umidade da madeira:

$$U(\%) = \frac{m_i - m_s}{m_s} \times 100 \quad (4.3)$$

onde:

m_i é a massa inicial da madeira;

m_s é a massa da madeira seca.

Segundo a NBR-7190 (1997) na caracterização usual das propriedades de resistência e de rigidez de um dado lote de material, os resultados de ensaios realizados com diferentes teores

de umidade da madeira, contidos no intervalo entre 10% e 20%, devem ser apresentados com valores corrigidos para a umidade padrão de 12%, classe 1 .

A resistência e a rigidez devem ser corrigidas pelas expressões 4.4 e 4.5, respectivamente:

$$f_{12} = f_{U\%} \left[1 + \frac{3(U\% - 12)}{100} \right] \quad (4.4)$$

$$E_{12} = E_{U\%} \left[1 + \frac{2(U\% - 12)}{100} \right] \quad (4.5)$$

f_{12} = resistência referente ao teor de umidade igual a 12%;

$f_{U\%}$ = resistência referente ao teor de umidade igual a U%;

U = teor de umidade;

E_{12} = rigidez referente ao teor de umidade igual a 12%;

$E_{U\%}$ = rigidez referente a um teor U% de umidade.

Na tabela 4.1 estão apresentados os resultados obtidos na caracterização dos materiais para os 3 ensaios realizados. Os valores da madeira estão corrigidos para a umidade padrão de 12%.

TABELA 4.1 – Caracterização dos materiais

		Madeira	Concreto (28 dias)
Resistência média à compressão (MPa)	1º ensaio	59,00	22,00
	2º ensaio	60,57	22,05
	3º ensaio	46,38	24,17
Umidade (%)	1º ensaio	11,08	-----
	2º ensaio	11,46	-----
	3º ensaio	14,80	-----
Módulo de deformação (MPa)	1º ensaio	14928	23448
	2º ensaio	14700	19297
	3º ensaio	16031	22543

Os valores tabelados da NBR-7190 (1997) para umidade padrão de 12% da Cupiúba são:

- resistência média à compressão : 54,4 Mpa,
- módulo de deformação : 13627 MPa.

5 RESULTADOS OBTIDOS E SUA ANÁLISE

Nos ensaios de corpos-de-prova de cisalhamento, de concreto e madeira, para cada estágio de carregamento, foi medido o deslizamento relativo entre o concreto e a madeira. A carga aplicada em cada estágio, no caso dos corpos-de-prova com pregos e parafusos, foi dividida pelo número total de conectores do corpo-de-prova.

O espaçamento entre conectores (pregos) foi de 50 mm, enquanto que para os parafusos foi de 75 mm. Para se obter a comparação entre os conectores metálicos (pregos e parafusos) e o conector epóxi foi necessário adotar um espaçamento médio de 62,5 mm. Assim cada faixa de 62,5 mm de epóxi, medido na direção paralela às fibras da madeira, corresponde a um conector metálico. Portanto o corpo-de-prova com epóxi corresponde a um corpo-de-prova com 6,4 (40 mm de comprimento de cola divididos por 62,5 mm de espaçamento) conectores metálicos, ou seja, a carga aplicada ao corpo-de-prova com epóxi foi dividida por 6,4 afim de se obter a carga por conector (cola).

Deste modo, para cada estágio de carregamento no corpo-de-prova, o deslizamento verificado entre as partes de concreto e de madeira pode ser plotado em função da carga atuante nos conectores, como são apresentados nos Gráficos 5.1 a 5.8.

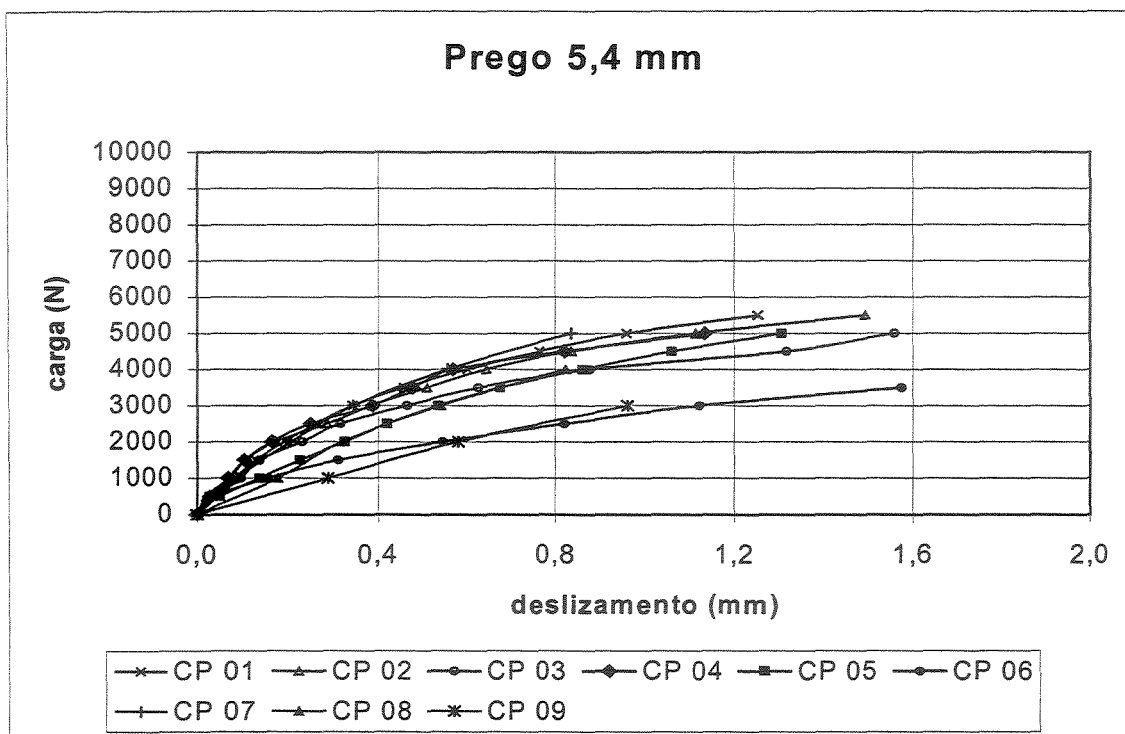


GRÁFICO 5.1 – Carga x deslizamento : Prego (5,4 mm) - 1º ensaio

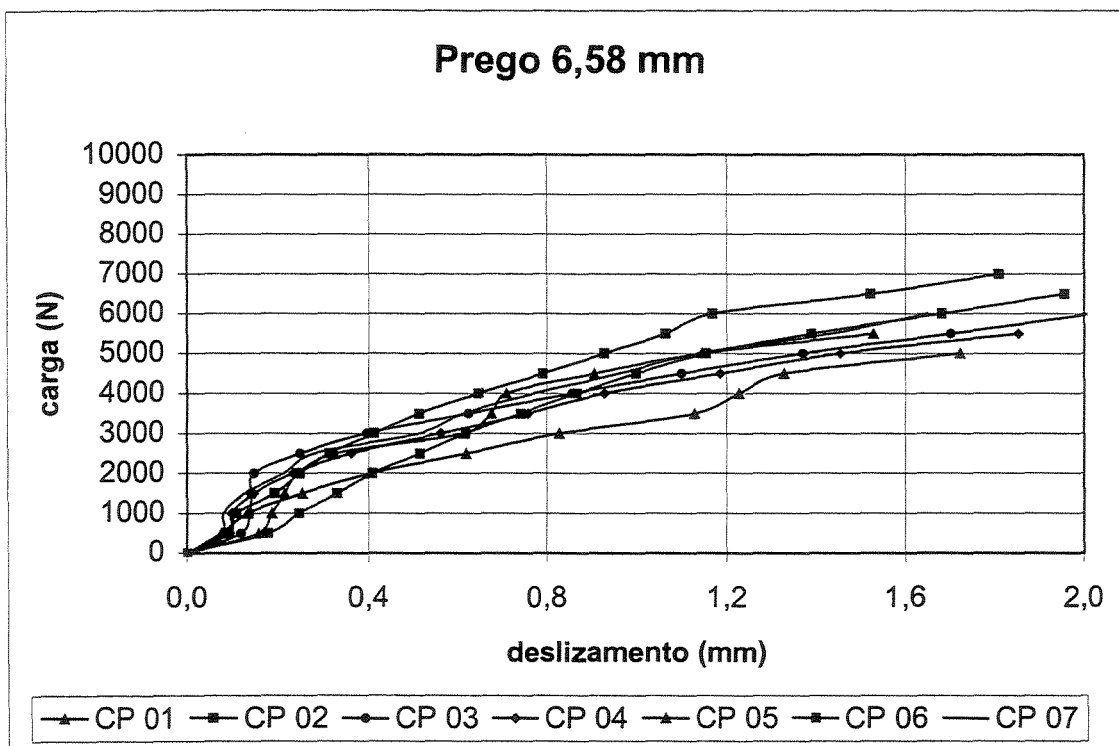


GRÁFICO 5.2 – Carga x deslizamento : Prego (6,58 mm) - 3º ensaio

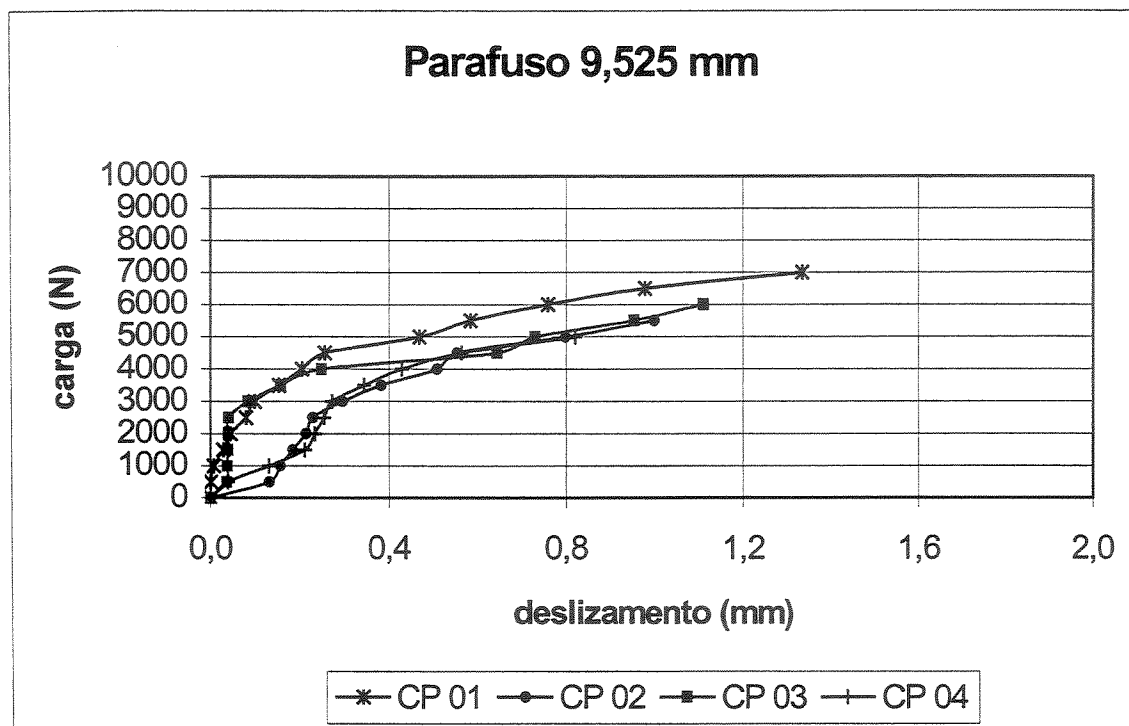


GRÁFICO 5.3 – Carga x deslizamento : Parafuso (9,58 mm) - 2º ensaio

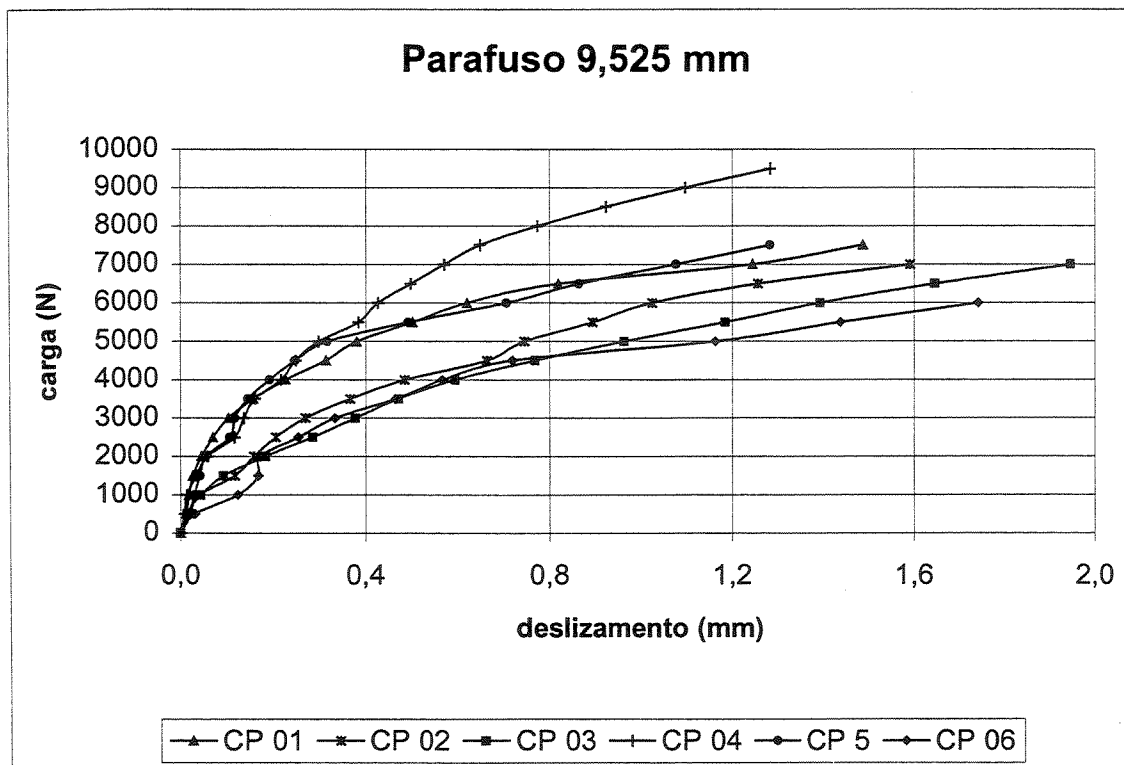


GRÁFICO 5.4 – Carga x deslizamento : Parafuso (9,58 mm) - 3º ensaio

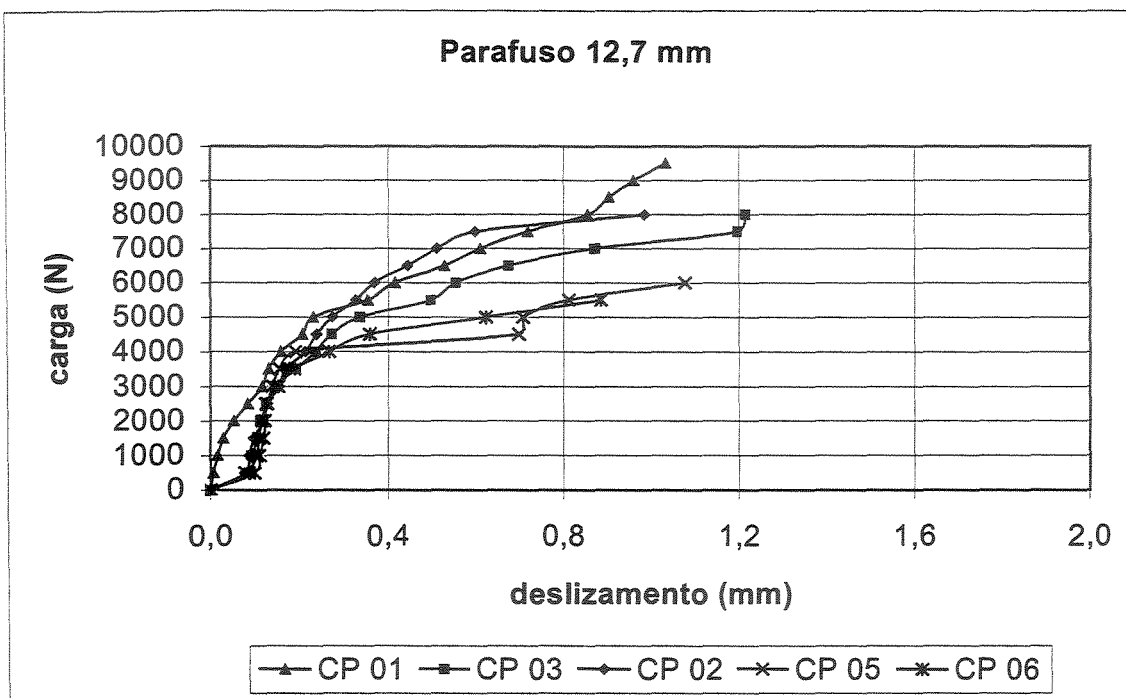


GRÁFICO 5.5 – Carga x deslizamento : Parafuso (12,7 mm) - 2º ensaio

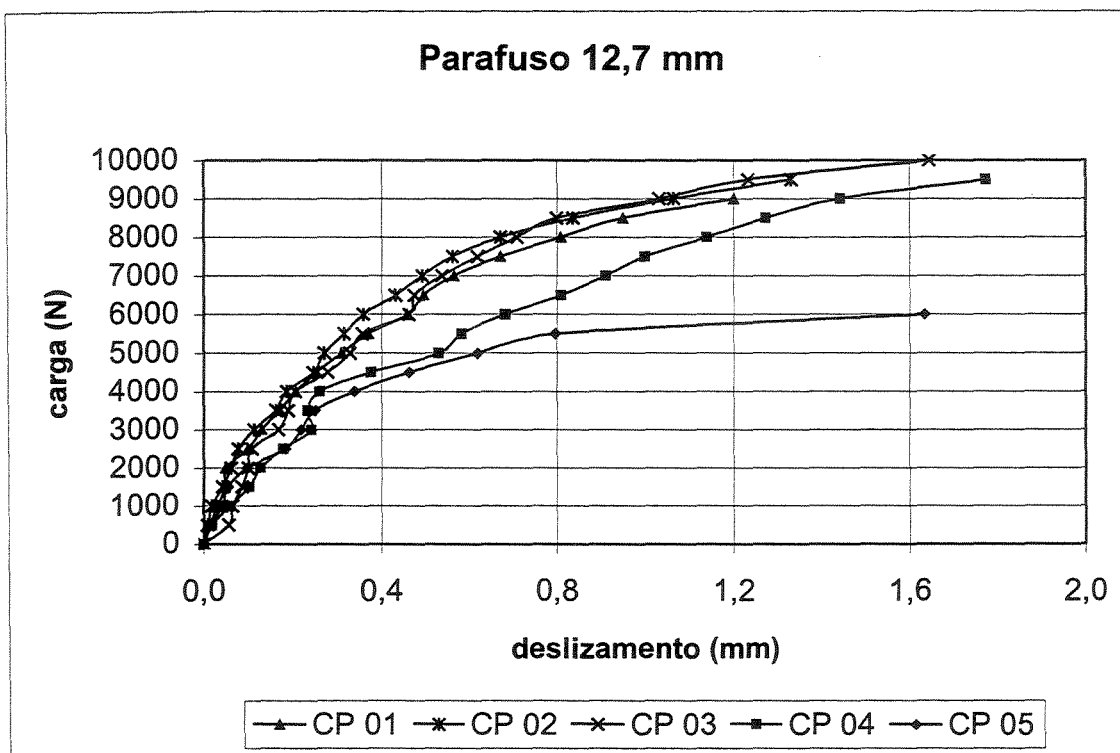


GRÁFICO 5.6 – Carga x deslizamento : Parafuso (12,7 mm) - 3º ensaio

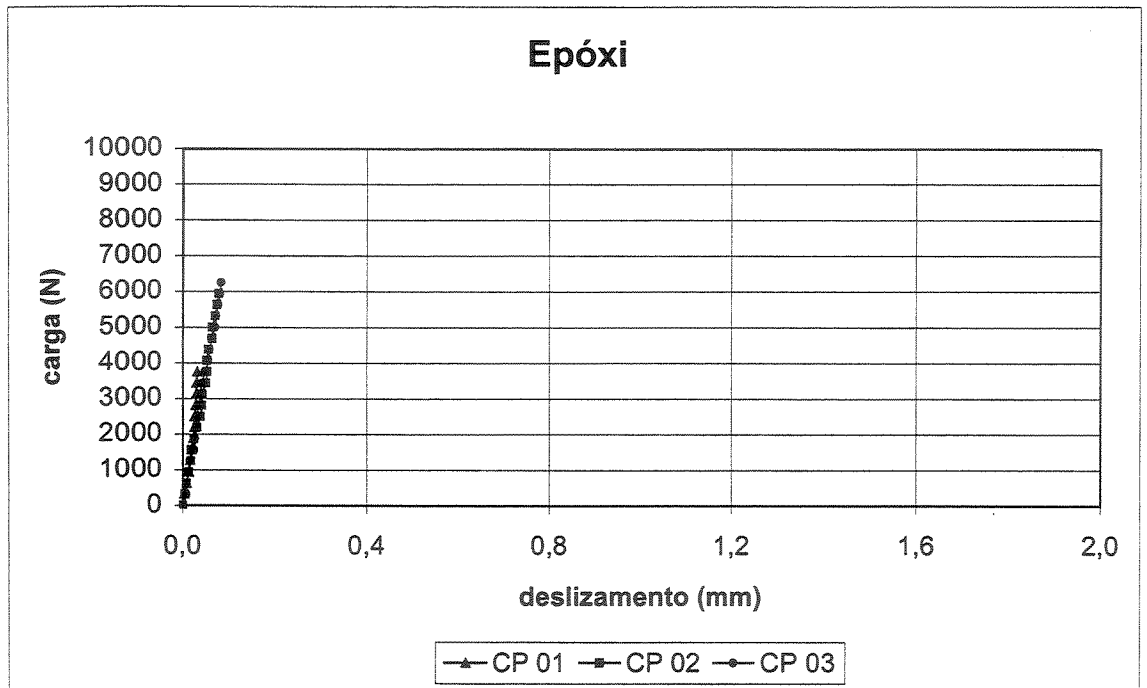


GRÁFICO 5.7 – Carga x deslizamento : Epóxi - 1º ensaio

O mesmo Gráfico 5.7 pode ser visto abaixo numa escala mais apropriada.

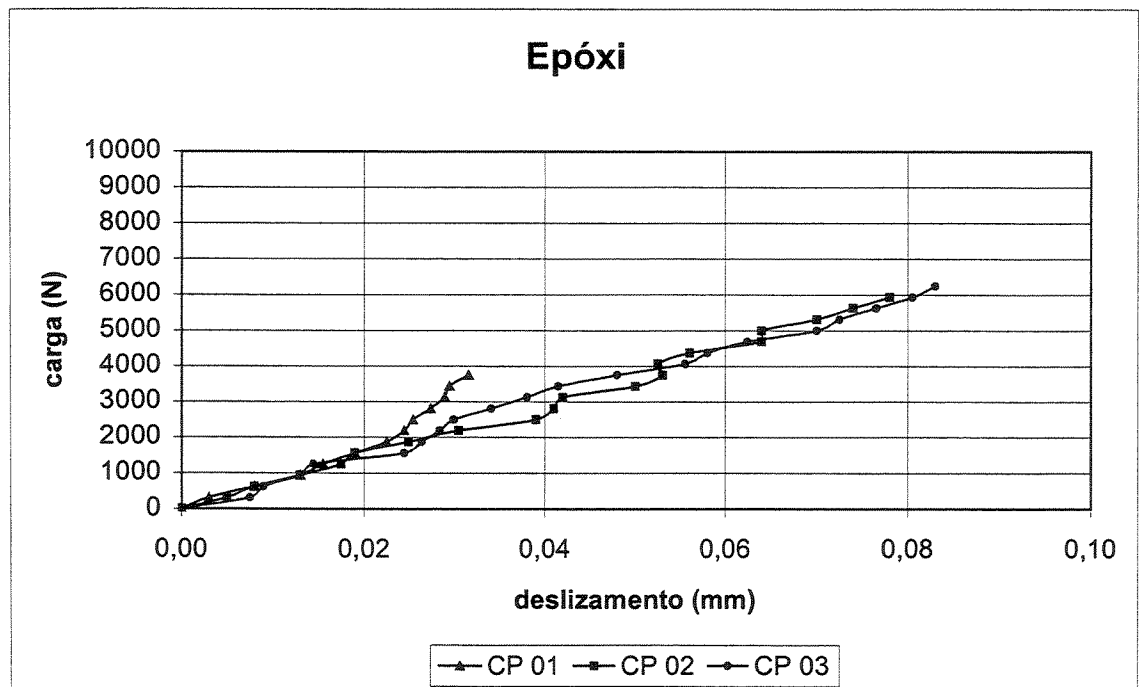


GRÁFICO 5.8 – Carga x deslizamento : Epóxi - 1º ensaio - escala ampliada.

Com o intuito de apresentar uma comparação entre os conectores estudados nesta pesquisa foi plotado o Gráfico 5.9. Para cada conector foi escolhido um corpo-de-prova que representasse a média em relação ao módulo de deslizamento da ligação. Verificou-se para cada estágio de carga que o sistema de ligação por epóxi implicou em pequenos deslizamentos em relação aos corpos-de-prova ligados por conectores metálicos. O deslizamento no conector epóxi, para a carga de 3 kN foi de 0,036 mm. Considerando-se a mesma carga, os deslizamentos ocorridos foram: prego (5,4 mm) - 1,120 mm, prego (5,4 mm*) - 0,54 mm, prego (6,58 mm) - 0,613 mm, parafuso (9,525 mm) - 0,272 mm, parafuso (12,7 mm) - 0,167 mm.

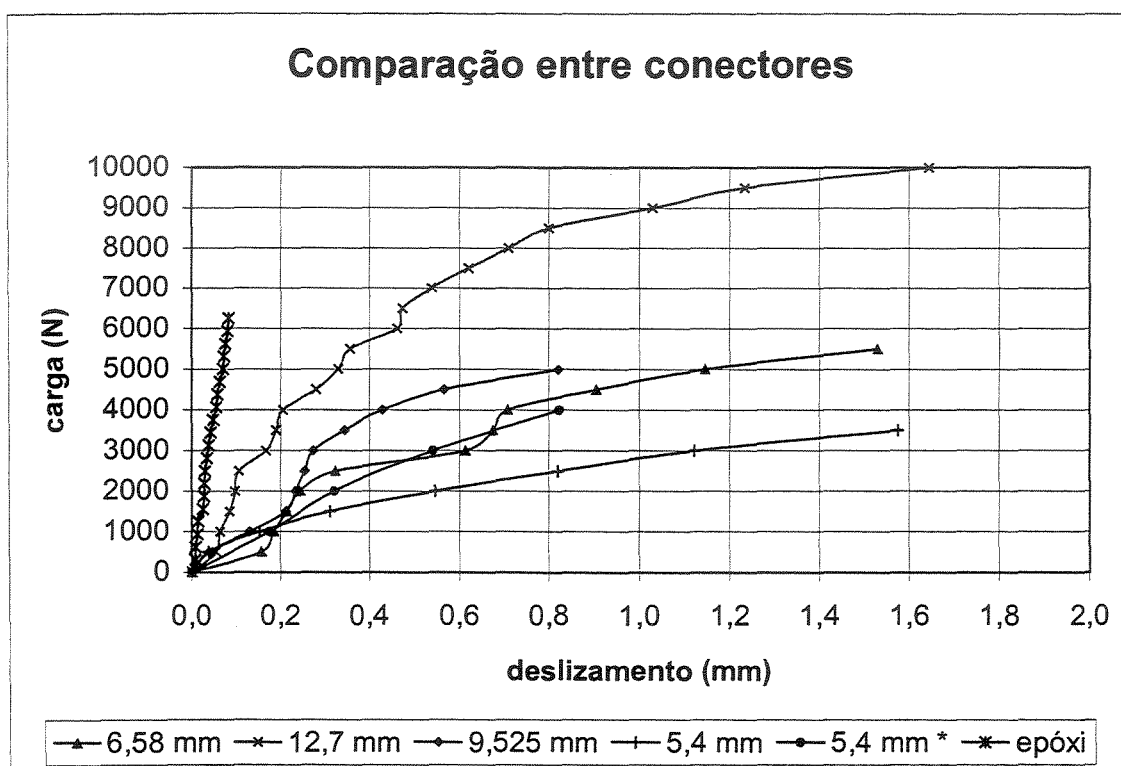


GRÁFICO 5.9 – Comparação entre os corpos-de-prova com diferentes conectores.

Da análise dos Gráficos 5.1 a 5.9 observa-se que os corpos-de-prova com epóxi apresentam uma curva carga x deslizamento com comportamento linear durante todo o carregamento, enquanto que os corpos-de-prova com conectores metálicos apresentam no início do carregamento um comportamento linear e na fase final do carregamento um comportamento não linear.

O conector epóxi apresenta-se como uma ligação rígida pois os deslizamentos entre concreto e madeira são desprezíveis em relação aos demais conectores. Já o sistema de ligação com pregos e parafusos se comporta como uma ligação flexível com deslizamentos significativo e comportamento elasto-plástico.

Uma vez determinada a curva carga x deslizamento, e adotando-se as prescrições do EUROCODE 5/93, para a condição de estado limite de utilização, o valor do módulo de deslizamento, K_{ser} , a ser considerado na verificação do elemento estrutural, deve ser obtido de secante à origem e ao ponto relativo à 40% da força de ruptura do corpo-de-prova, dividida pela quantidade de conectores. Já para a situação de estado limite último, o valor a ser utilizado deve ser de $K_u = 2/3 K_{ser}$.

A Tabela 5.1 apresenta os valores da carga de ruptura dos corpos-de-prova, dos conectores e o módulo de deslizamento.

TABELA 5.1 – Carga de ruptura e módulo de deslizamento dos conectores

	Corpo de prova	Carga de ruptura do c.p.(N)	Carga no conector * (N)	Módulo de deslizamento# K_{ser} (N/mm)	Módulo de deslizamento K_u (N/mm)
Prego 5,40 mm 1º ensaio	1	35500	8875	7630	5087
	2	31400	7850	7202	4801
	3	32800	8200	6073	4049
	4	28400	7100	8463	5642
	5	30200	7550	5544	3696
	6	26300	6575	3302	2201
	7 ⁽¹⁾	23500	11750	6604	4403
	8 ⁽¹⁾	21250	10625	4678	3119
	9 ⁽¹⁾	18400	9200	2928	1952
Prego 6,58 mm 2º ensaio	1	26700	6675	3986	2657
	2	31200	7800	4744	3163
	3	31400	7850	5606	3737
	4	26600	6650	5390	3593

	5	26400	6600	5934	3956
	6	37500	9375	6349	4232
	7	35500	8875	5813	3875
Parafuso 9,525 mm 2º ensaio	1	30500	7625	13620	9080
	2	27100	6775	8987	5991
	3	29400	7350	13157	8771
	4	21200	5300	10119	6746
Parafuso 9,525 mm 3º ensaio	1	31900	7975	13479	8986
	2	32600	8150	8329	5552
	3	31300	7825	6690	4490
	4	40000	10000	14455	9637
	5	30000	7500	7386	4924
	6	33000	8250	14795	9863
Parafuso 12,7 mm 2º ensaio	1	36750	9188	17601	11734
	2	34000	8500	18200	12133
	3	34100	8525	14081	9387
	4	26600	6650	13179	8786
	5	32600	8150	14261	9507
Parafuso 12,7 mm 3º ensaio	1	40000	10000	15885	10590
	2	41000	10250	17027	11351
	3	40000	10000	14521	9681
	4	40000	10000	10149	6766
	5	39500	9875	10250	6833
Epóxi 1º ensaio	1	27000	4219	90934	60623
	2	38000	5938	71565	47710
	3	40000	6250	77478	51652

*carga no conector no momento de ruptura do corpo-de-prova

módulo de deslizamento por conector.

⁽¹⁾ os c.p. 7,8 e 9 apresentam 2 conectores, os demais 4 conectores.

Dos resultados da Tabela 5.1, algumas observações devem ser feitas:

- alguns resultados do módulo de deslizamento apresentaram significativa variação para o mesmo tipo de conector utilizado. A leitura dos deslizamentos relativos entre madeira-concreto foi realizada por meio de extensômetros mecânicos com precisão de 0,001 mm. Observa-se que como o sistema de leitura não era fixo, alguns valores de leitura apresentaram variações ocasionando variabilidade grande de resultados na determinação do módulo K.

- outro fator a ser considerado se deve ao fato de serem três materiais (madeira, concreto, conector), que apresentam propriedades mecânicas diferentes, trabalhando conjuntamente, e que qualquer variação mínima na simetria do corpo-de-prova pode levar a variação de alguns resultados.

Na Tabela 5.2 são apresentados os valores médios das cargas de ruptura dos corpos-de-prova e módulos de deslizamento de serviço do conector.

Conector	Carga de ruptura média do c.p. (N)	Módulo de deslizamento médio do conector: K_{ser} (N/mm)
Prego - 5,4 mm	30767	6369
Prego - 5,4 mm*	21050	4737
Prego - 6,58 mm	30757	5403
Parafuso - 9,525 mm	30700	11102
Parafuso - 12,7 mm	36455	14515
Epóxi	35000	79992

* corpos-de-prova com apenas 2 conectores

TABELA 5.2 – Carga de ruptura média e módulo de deslizamento de serviço médio dos conectores.

Utilizando-se a expressão do EUROCODE 4, para cálculo do módulo de deslizamento para conexões entre concreto-madeira, tem-se:

$$K_{ser} = 0,125 \cdot d \cdot E_{0,w,médio}$$

onde:

$E_{0,w,médio}$ = módulo de elasticidade médio da madeira.

Adotando-se um valor médio do módulo elasticidade da madeira, para os três ensaios obtém-se os seguintes resultados:

$$E_{0,w,médio} = 15222 \text{ MPa}$$

$$\text{Prego (5,4 mm)} : K_{ser} = 10275 \text{ N/mm}$$

Prego (6,58 mm) : $K_{ser} = 12520 \text{ N/mm}$

Parafuso (9,525 mm) : $K_{ser} = 18124 \text{ N/mm}$

Parafuso (12,7 mm) : $K_{ser} = 24165 \text{ N/mm}$

Os valores obtidos da expressão acima são superiores aos valores obtidos nos ensaios. Uma possível explicação para esse fato é que a expressão do EUROCODE 4 fixe um determinado valor para o módulo de deformação do concreto, portanto ao se utilizar corpos-de-prova com módulo de deformação do concreto diferente do adotado pelo EUROCODE 4, a expressão acima conduzirá a resultados de grande variabilidade. Os resultados dos ensaios realizados por GUTKOWSKI & CHEN (1996) – (capítulo 3.11) mostram que a resistência do concreto é um fator determinante para a determinação do módulo de deslizamento. Portanto para este tipo de corpo-de-prova adotado nesta pesquisa e utilizando-se valores de resistência à compressão relativamente baixo (aproximadamente 20 MPa) a expressão acima produz resultados exagerados.

Analisando-se os resultados da Tabela 5.2, tem-se as seguintes conclusões:

- para os corpos-de-prova com 4 conectores de diâmetros: 5,4 mm, 6, 58 mm, 9,525 mm a carga de ruptura média foi praticamente a mesma (aproximadamente 30700 N). Já para o parafuso de 12,7 mm e o epóxi a carga de ruptura foi em torno de 35000 N. Isto sugere que o aumento do diâmetro do conector metálico não produz aumento significativo na carga de ruptura. Para os corpos-de-prova com 2 conectores de 5,4 mm o valor da carga de ruptura foi bem inferior em relação ao corpo-de-prova com 4 conectores. A força concentrada aplicada no concreto na região em torno do conector é duas vezes maior no corpo-de-prova com 2 conectores em relação ao de 4 conectores, isso implica numa carga de ruptura do concreto inferior, ou seja, quanto maior o número de conectores, menores as tensões na região ao redor do conector, portanto mais elevadas serão as cargas de ruptura dos corpos-de-prova.

- em relação ao módulo de deslizamento do conector, o diâmetro tem influência significativa, com o aumento do diâmetro ocorre um aumento no módulo K. Na Tabela 5.2 apenas o prego de 6,58 mm não apresentou valores maiores em relação ao prego de 5,4 mm. O

conector metálico neste tipo de corpo-de-prova, adotado nesta pesquisa, trabalha praticamente à flexão na parte de concreto, pois a parte cravada na madeira está praticamente engastada; portanto, quanto maior é o diâmetro, maior a resistência a flexão e menor sua deformação provocando um deslizamento relativo entre concreto-madeira menor em relação a um conector de diâmetro inferior.

Quanto as formas de ruptura observou-se que os corpos-de-prova conectados por epóxi apresentaram ruptura de modo brusco devido ao cisalhamento do concreto (Figuras 1 e 2 do Anexo B), enquanto que para o sistema de ligação por pregos, após grandes deslizamentos ocorreu a ruptura do concreto em razão do efeito da carga concentrada dos pinos (Figuras 3 a 6 do Anexo B). Em ambos os casos a madeira permaneceu intacta.

Em relação aos pregos e parafusos notou-se que os conectores metálicos sofreram flexão na parte de concreto, permanecendo retilíneo na porção cravada na madeira. Durante o ensaio após a aplicação de uma determinada carga, ocorria grande variação na leitura do extensômetro apesar do carregamento permanecer constante durante um certo tempo, o que mostra que a partir de determinada carga o conector começa a escoar.

O sistema de ligação com epóxi teve o melhor desempenho em relação aos outros conectores, pois apresentou pequenos deslizamentos, elevadas cargas de ruptura e um valor de módulo de deslizamento alto. Mas, apesar da eficiência da ligação por epóxi, a mesma apresentou uma ruptura frágil sem aviso, o que deve ser considerado na segurança das estruturas mistas.

O sistema de ligação com pregos e parafusos apresentou uma ruptura avisada. Ao longo do carregamento vão se formando fissuras no corpo-de-prova, sendo que a região do concreto mais atingida se localiza ao redor dos conectores, como pode ser visto nas Figuras 3 a 6 do Anexo B.

Com vistas a se verificar a influência do módulo de deslizamento da ligação no momento de inércia efetivo de uma viga de concreto-madeira segue abaixo um exemplo, cujos resultados estão na Tabela 5.3.

Considerando-se uma viga mista com seção transversal : madeira 5 x 15 cm e concreto 30 x 4 cm, e adotando-se os valores médios do módulo de elasticidade obtidos dos ensaios, tem-se:

▪ Concreto:

$$E_w = 15222 \text{ MPa}, I_w = 1406,25 \text{ cm}^4, A_w = 75 \text{ cm}^2$$

▪ Madeira

$$E_c = 21763 \text{ MPa}, I_c = 160,00 \text{ cm}^4, A_c = 120 \text{ cm}^2$$

Razão modular:

$$n_c = \frac{E_c}{E_w} = 1,43$$

vão da viga: $\ell = 3000 \text{ mm}$

▪ Conectores

espaçamento:

$s = 50 \text{ mm}$ para prego (5,4 mm e 6,58 mm)

$s = 75 \text{ mm}$ para parafuso (9,525 mm e 12,7 mm)

$s = 62,5 \text{ mm}$ para epóxi

Inércia efetiva :

$$I_{ef} = I_w + n_c I_c + \frac{1}{1+k'} (n_c A_c y_c^2 + A_w y_w^2)$$

$$k' = \frac{\pi^2 s}{\ell^2 K} \cdot \frac{E_c A_c E_w A_w}{(E_c A_c + E_w A_w)}$$

sistema perfeitamente rígido:

$$I_{ef} = I_{\infty} = I_w + n_c I_c + n_c A_c y_c^2 + A_w y_w^2$$

$$I_{oo} = 6487,36 \text{ cm}^4$$

sistema sem conectores:

$$I_{ef} = I_0 = I_w + n_c I_c$$

$$I_0 = 1635,00 \text{ cm}^4$$

Conector	$I_{ef}/I_{oo} (\%)$
Sem conector	25,2

Prego 5,4 mm	69,6
Prego 6,58 mm	66,6
Parafuso 9,525 mm	72,3
Parafuso 12,7 mm	76,8
Epóxi	95,2

TABELA 5.2 - Relação entre a inércia efetiva e inércia de um sistema rígido.

Para a espécie de madeira Cupiúba adotada nesta pesquisa e para um concreto com resistência em torno de 20 MPa e para a faixa de variação de diâmetro do conector (de 5,4 mm a 12,7 mm) pode-se estimar um valor médio do módulo de deslizamento (K), para 4 conectores metálicos, de 10067 N/mm e um valor de momento de inércia efetivo médio de 71,3 % em relação a inércia de um sistema perfeitamente rígido.

6 CONCLUSÕES

Esta pesquisa teve como objetivo estimar o módulo de deslizamento dos conectores flexíveis (pregos e parafusos) e rígidos (cola epóxi) utilizados em estruturas mistas de concreto madeira, além de observar o comportamento mecânico dos conectores e a forma de ruptura do corpos-de-prova. Com esta finalidade foram moldados corpos-de-prova de concreto-madeira após a aplicação do carregamento foi medido o deslizamento relativo entre os dois materiais. Com os resultados obtidos de deslizamento e da carga aplicada foram plotadas as curvas carga : deslizamento dos conectores.

Algumas conclusões gerais sobre este trabalho são:

- o modelo de corpo-de-prova adotado é de rápida e fácil confecção, e se mostrou muito estável no momento de aplicação do carregamento.

- com relação aos conectores metálicos, pode-se dizer que a colocação dos mesmos no corpos-de-prova é relativamente simples, o que não acontece com o epóxi. O tempo de endurecimento do epóxi é aproximadamente de 5 minutos, portanto é necessário rapidez durante a concretagem. Outro fator importante é que durante a cura do concreto, em contato com o epóxi é necessária a aplicação de uma pressão no corpo-de-prova afim de que possa haver perfeita ligação entre concreto e madeira.

- durante a confecção dos corpos-de-prova notou-se que em situações práticas, ao se trabalhar com estruturas concreto-madeira como vigas e painéis, é melhor a utilização de conectores metálicos (pregos e parafusos), por serem de fácil fixação e por apresentarem custo muito inferior ao epóxi, além de não exigirem mão de obra especializada, como no caso do epóxi.

- a curva carga x deslizamento do sistema de ligação com epóxi tem comportamento linear durante todo o carregamento.

- a curva carga x deslizamento do sistema de ligação com conectores metálicos tem comportamento linear no início do carregamento e após determinada carga ocorre a plastificação dos conectores e a curva passa a ter comportamento não linear.

- a ligação com epóxi é uma ligação rígida, com pequenos deslizamentos, enquanto que a ligação com pregos e parafusos é uma ligação flexível, com deslizamentos significativos.

- quanto maior o número de conectores metálicos menor é a carga de ruptura do corpos-de-prova.

- o módulo de deslizamento do conector é diretamente proporcional ao diâmetro do conector.

- o sistema de ligação com epóxi apresentou ruptura frágil, enquanto que o sistema com pregos e parafusos apresentou fissuras ao longo do carregamento.

- os conectores metálicos adotados nesta pesquisa apresentaram resultados satisfatórios, o que indica que podem ser utilizados em vigas e painéis de concreto-madeira. A inércia efetiva média foi de 71,3 % em relação a inércia de um sistema perfeitamente rígido. Se comparado ao sistema sem conexão (25,2%), pode-se concluir que a utilização de tais conectores provocara redução na flecha de uma estrutura mista, além de aumentar a capacidade de carga da estrutura e diminuir as tensões atuantes.

No Capítulo 3.11 foram apresentados vários valores de módulo de deslizamento obtido por vários pesquisadores. Esses valores variam muito de autor para autor, assim como variam em relação aos valores obtidos nesta pesquisa. Uma justificativa para essas variações está no fato de que não há um modelo de corpo-de-prova padronizado por norma, com suas dimensões variando de autor para autor. A resistência do concreto utilizado, a espécie de madeira adotada, o tipo de conector, e o sistema de medida de deslizamento entre os materiais também são fatores que podem interferir nos resultados do módulo de deslizamento.

As propriedades mecânicas do concreto, da madeira e do conector utilizados nas estruturas mistas de concreto-madeira são de grande importância para o correto dimensionamento e segurança da estrutura. Dos materiais citados, havia a necessidade de realizar um estudo do comportamento mecânico do conector, pois poucos trabalhos abordavam o tema voltado especificamente para as estruturas mistas de concreto-madeira. Portanto é fundamental a determinação das curvas carga x deslizamento e a estimativa do módulo de deslizamento dos conectores, resultados estes que foram objetivos deste trabalho.

Por fim, como sugestões para trabalhos posteriores abordando ligações entre concreto e madeira, pode-se propor, entre outros, os seguintes tópicos:

- Estimativa do módulo de deslizamento de outros tipos de conectores adotando o mesmo modelo de corpo-de-prova adotado neste trabalho, afim de se comparar os resultados.
- Utilização de outras espécies de madeira utilizada, utilizando o mesmo tipo de conector e a mesma resistência do concreto.
- Variação da resistência do concreto, fixando os conectores e a espécie de madeira.

ANEXO A - MÉTODO DA SEÇÃO TRANSFORMADA

O método da seção transformada estabelece um modo interessante de analisar uma viga constituída com materiais diferentes. O método transforma a seção transversal, com mais de um material, em outra equivalente formada por apenas um material. Para as seções serem equivalentes, a condição necessária é que as duas seções apresentem a mesma linha neutra, e a mesma capacidade de resistir ao momento aplicado à viga, conforme descreve PFEIL (1994).

Na Figura A.1 é apresentada a seção transversal de uma viga “T” cuja alma é de madeira e mesa de concreto. A madeira é tomada como material de referência, portanto a seção transformada terá o módulo de elasticidade da madeira (E_w). A relação entre os módulos de elasticidade dos materiais é chamado de relação modular (n), e sendo a madeira a referência, tem o valor mostrado na equação A.1.

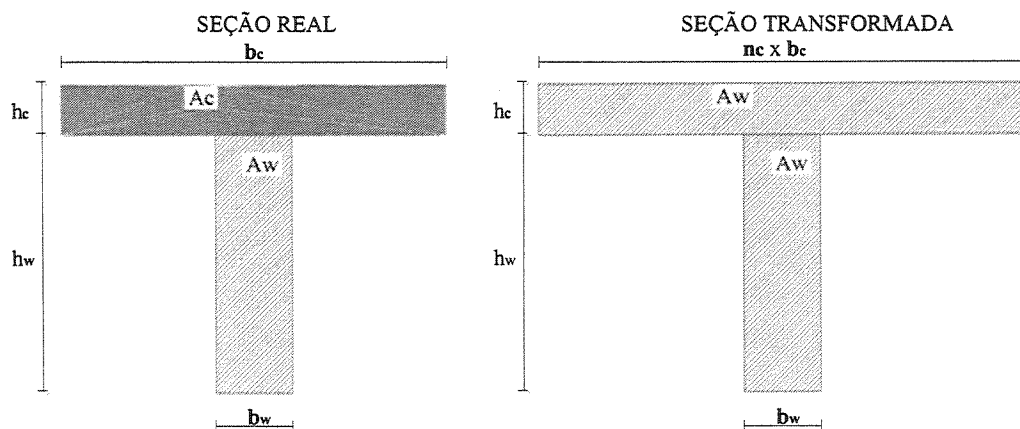


FIGURA A.1 - Seção real e seção transformada

$$n = \frac{E_c}{E_w} \quad (A.1)$$

A alma de madeira permanece com as dimensões inalteradas; a largura da mesa de concreto, no entanto, fica multiplicada pela relação modular, conforme Figura A.1. Com isso obteve-se uma seção totalmente em madeira equivalente a seção madeira-concreto. Dá mesma forma o concreto poderia ser tomado como material de referência.

ANEXO B - CORPOS-DE-PROVA DURANTE OS ENSAIOS

As figuras abaixo mostram os corpos-de-prova durante e após a aplicação do carregamento, assim como os conectores, concreto e madeira.

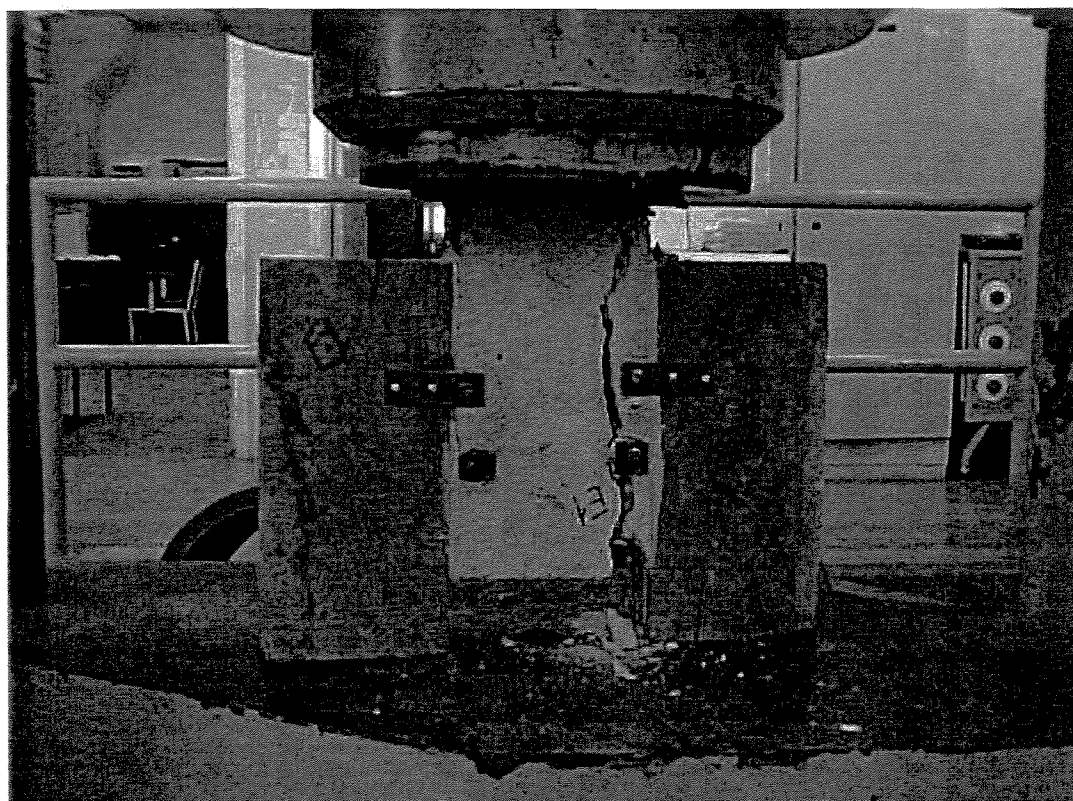


FIGURA B.1 – Modo de ruptura: ligação com adesivo epóxi

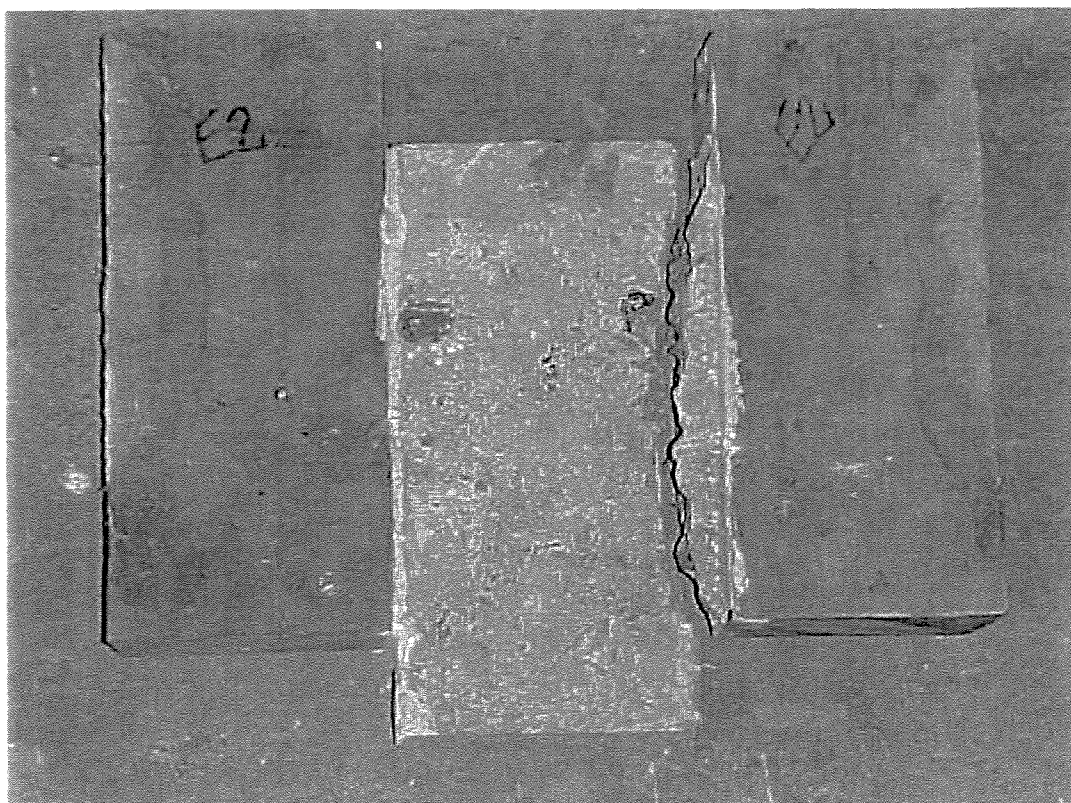


FIGURA B.2 – Modo de ruptura: ligação com adesivo epóxi

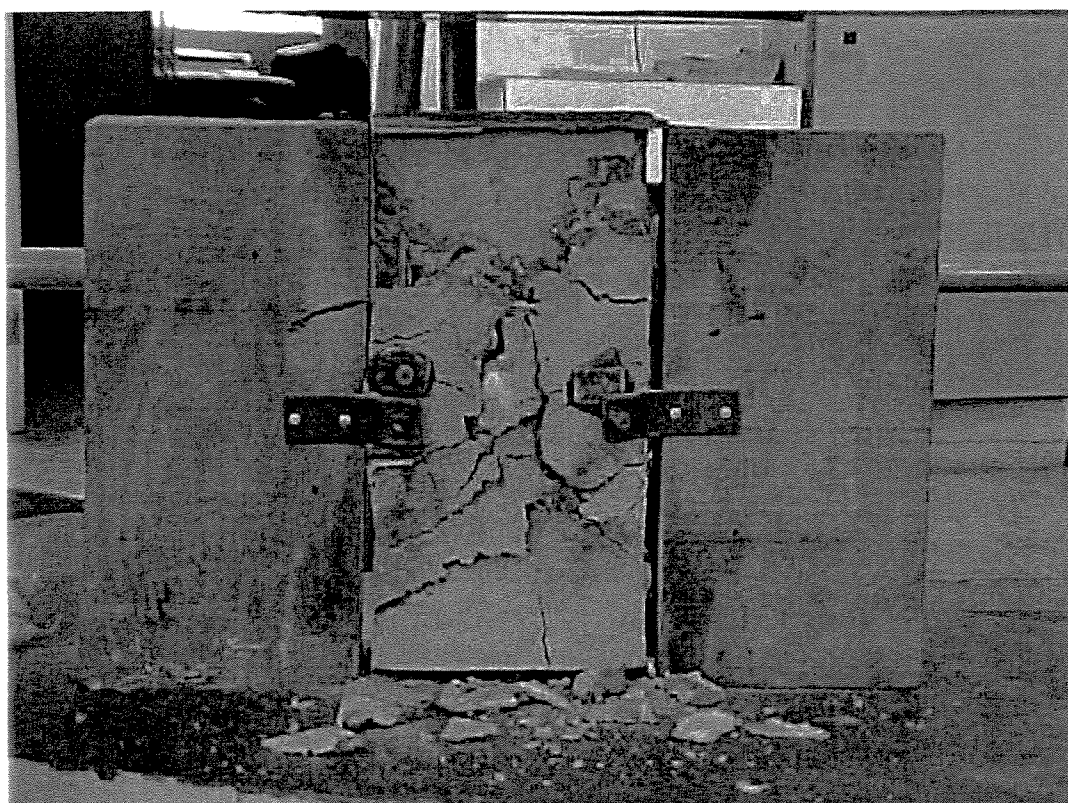


FIGURA B.3 – Modo de ruptura: ligação com pregos

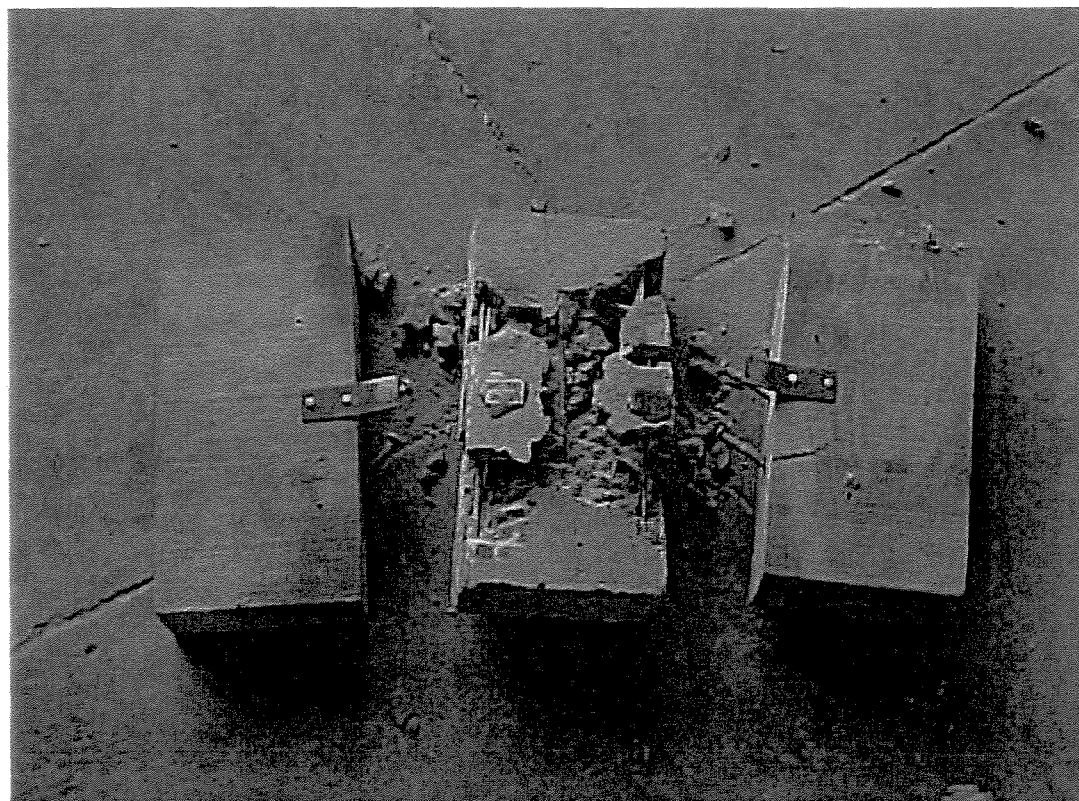


FIGURA B.4 – Modo de ruptura: ligação com pregos

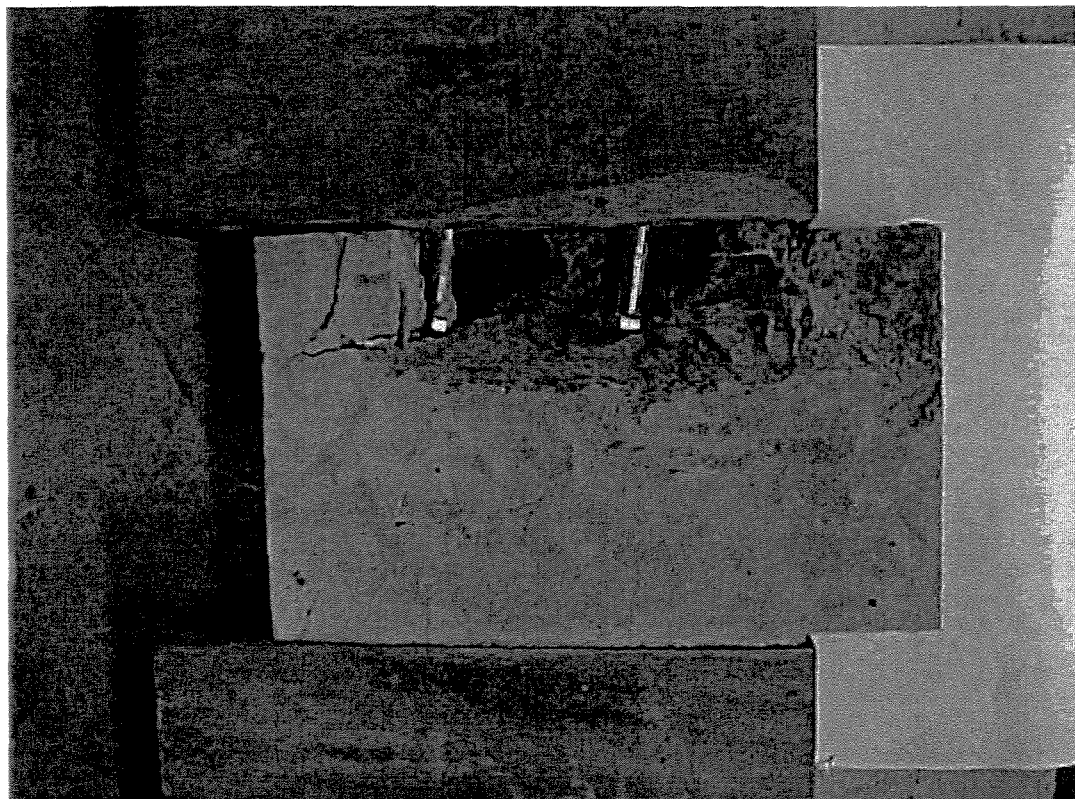


FIGURA B.5 – Modo de ruptura: ligação com parafuso (9,525 mm)



FIGURA B.6 – Arrancamento do concreto na região do conector metálico

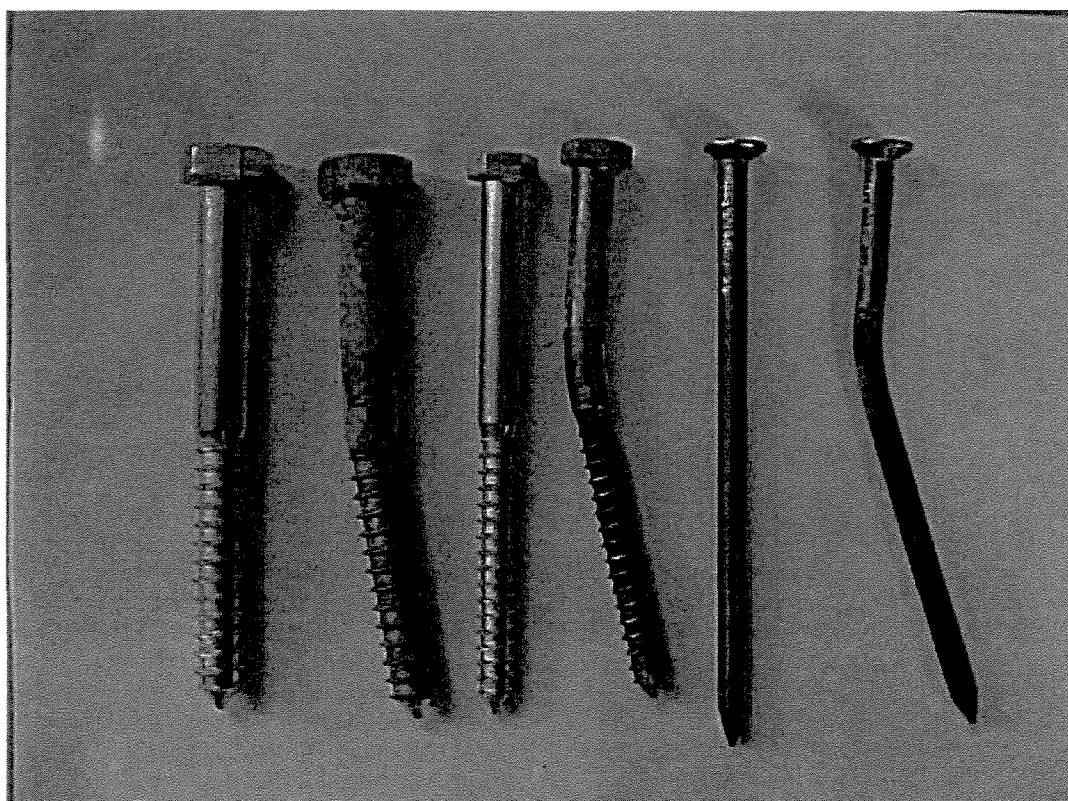


FIGURA B.7 – Conectores 12,7 mm, 9,525 mm, 6,58 mm deformados após a carga de ruptura em comparação com conectores novos.

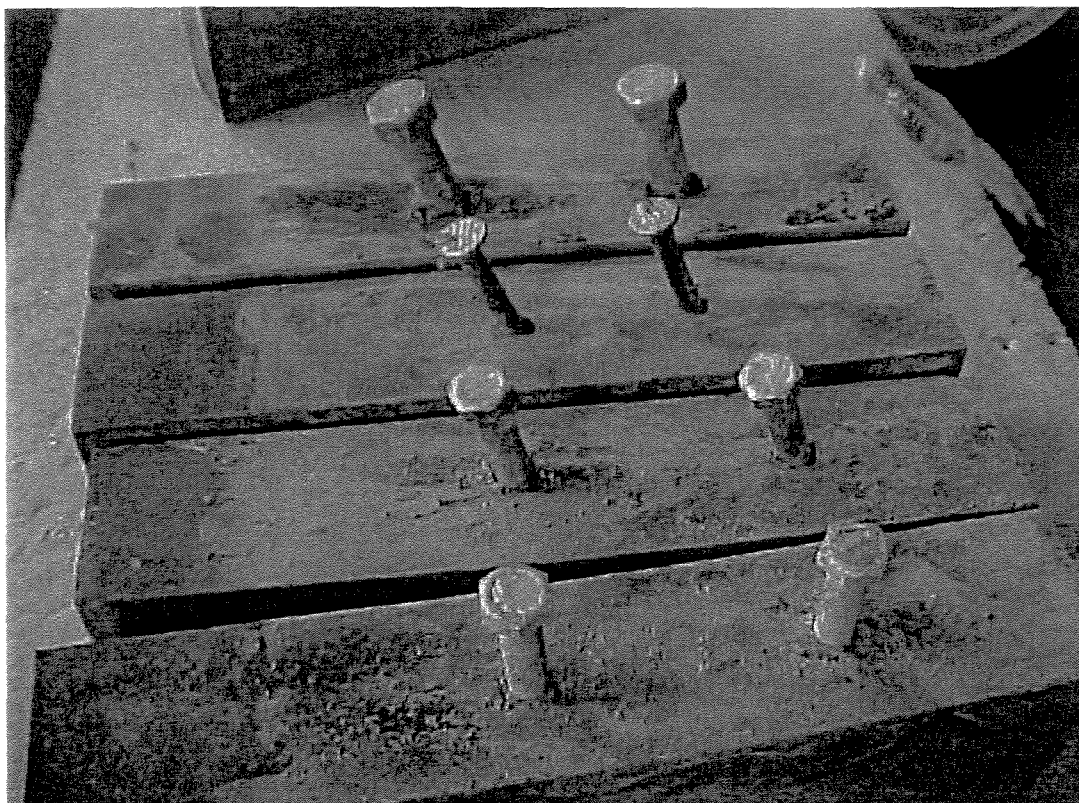


FIGURA B.8 – Conectores após a ruptura do concreto

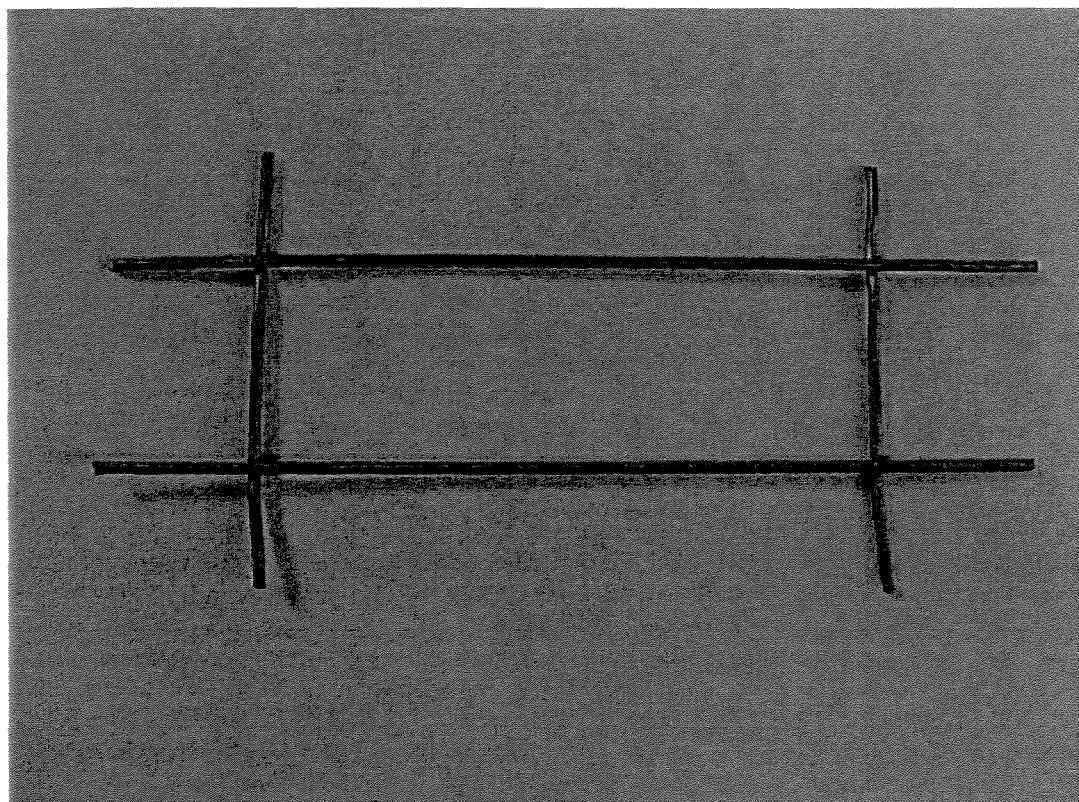


FIGURA B.9 – Tela metálica usada no concreto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AHMADI, B. H., SAKA, M. P. Behavior of composite timber-concrete floors. *Journal of Structural Engineering*- ASCE, New York, n. 11, v.119, p.3111-3130. Nov. 1993.
- ALVIM, R. C., VELOSO, L. A. C. M., SOUZA JUNIOR, H. O., ALMEIDA, P. A. O. Piso misto de madeira-concreto para uma edificação residencial. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA [Arquivo de computador], 7, 2000, São Carlos. CD... São Carlos, Jul. 2000.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Rio de Janeiro. *NBR 7190: Projeto de estruturas de madeira*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986), *NBR 8800 - Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982), *NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION (1979), *BS 5400 – Steel, concrete and composite bridges – Part 5 Code of practice for design of composite bridges*
- EUROPEAN PRESTANDARD (1993), *EUROCODE 5 - Design of timber structures - part 1-1: General rules and rules for buildings*. Brussels.
- CAPRETTI, S., CECCOTTI, A. Service behaviour of timber - concrete composite beams: a 5-year monitoring and testing experience. In: INTERNACIONAL WOOD ENGINEERING CONFERENCE, 1996, New Orleans. *Proceedings...* New Orleans, Oct. 1996. v.3. p.443-449.

- CARRASCO, E. V. M. Ligações de peças estruturais de madeira por pregos. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 1, 1983, São Carlos. *Anais...* São Carlos, Jul. 1983. v.2, p. 1-47.
- CECCOTTI, A. Timber-concrete composite structures. In: Timber Engineering - *STEP1*. BLASS, H. J., AUNE, P., CHOO, B.S. et al., Almere: Centrum Hout, 1995, E13, p.1-12.
- CRISINEL, M. Partial-interaction analysis of composite beams with profiled sheeting and non-welded shear connectors. *Journal of constructional steel research*, Great Britain, n.1 e 2, v.15, p. 65-98.1990.
- DE PAULA, E. V. C. M. Ligação colada entre peças de madeira submetida a momento torçor na lâmina de cola. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 1, 1983, São Carlos. *Anais...* São Carlos, Jul. 1989. v.2, p. 7.1-7.33.
- DEUTSCHE INSTITUTE FUR NORMUNG, Editora Balzola Bilbao. DIN 1052/73: HOJA 1- Construcciones de madeira : Cálculo e ejecución. Bilbao, 1973. 42 p. (Versão em Espanhol. Original em Alemão).
- FERREIRA, C. E. M., CARRASCO, E. V. M., HELMEISTER, J. C. Tecnologia de adesivos poliuretanos: propriedades e aplicações em madeira. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 3, 1989, São Carlos. *Anais...* São Carlos, Jul. 1989. v.6, p. 39-74.
- FURIATI, M., Classificação estrutural de peças de madeira. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 1, 1983, São Carlos. *Anais...* São Carlos, Jul. 1983. v.2, p. 1-30.
- GIRHAMMAR, U. A., GOPU, V. K. A. Composite beam-columns with interlayer slip-exact analysis. *Journal of Structural Engineering- ASCE*, New York, n. 4, v.119, p.1265-1282. Apr. 1993.
- GUTKOWSKI, R. M., CHEN, T. M. Tests and analysis of mixed concrete-wood beams. In: INTERNACIONAL WOOD ENGINEERING CONFERENCE, 1996, New Orleans. *Proceedings...* New Orleans, Oct. 1996. v.3, p.436-442.
- MAGALHÃES, L. N., CHAHUD, E. Análise experimental de vigas "T" compostas por madeira/concreto. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM

- ESTRUTURAS DE MADEIRA, 6, 1998, Florianópolis. *Anais...* Florianópolis, Jul. 1998. v.2, p. 265-276.
- MARTIN, S. M., JULLIEN, J. F., FOUJNET, A., HENTGES, G. Experimental study of a composite wood-concrete beam with the INSA-Hilti new flexible shear connector. *Construction and Building Materials*. [arquivo de internet]. Jul. 1999.
- MATTHIESEN, J. A. Estudo da ligação madeira-concreto com parafusos auto-atarrachantes comerciais. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA [Arquivo de computador], 7, 2000, São Carlos. *CD...* São Carlos, Jul. 2000.
- NEIVA, G. S., HELMEISTER, J. C. Estudos de resina sintéticas em ligações estruturais de peças de madeira. In: ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 3, 1989, São Carlos. *Anais...* São Carlos, Jul. 1989. v.6, p. 109-133.
- NATTERER, J., HAMM, J., FAVRE, P.A. Composite wood-concrete floors for multi-story buildings. In: INTERNACIONAL WOOD ENGINEERING CONFERENCE, 1996, New Orleans. *Proceedings...* New Orleans, Oct. 1996. v.3, p. 431-435.
- NEWMARK, N. M., SIESS, C. P., VIEST, I. M. Tests and analysis of composite beams with incomplete interaction. *Proceedings of Society for Experimental Stress Analysis*, v.9, n.1, p. 75-92, 1951.
- OLLGAARD, J. G., SLUTTER, R. G., FISHER, J. W. Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete. *Engineering Journal (American Institute of Steel Construction Engineering)*, Michigan, n. 2, v.8, p.55-64. Apr. 1971.
- PFEIL, W. **Estruturas de madeira**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e científicos Editora, 1994. 252p.
- PINCUS, G. Bonded wood-concrete T-beams. *Journal of Structural Division- ASCE*, Michigan, n. ST10, v.95, p.2265-2279. Oct. 1969.
- RACHER, P. Mechanical timber joints - general. In: Timber Engineering - *STEP lecture C1*. BLASS, H. J., AUNE, P., CHOO, B.S. et al., Almere: Centrum Hout, 1995, C1, p.1-10.

- RICHART, F. E., WILLIAMS Jr, C. B. Tests of composite timber-concrete beams. *Journal of the American Concrete Institute*, Michigan, n. 4, v. 14, p. 253-276. 1943.
- SLUTTER, R. G., DRISCOLL, G. C. Flexural strength of steel-concrete composite beams. *Journal of the Structural Division - ASCE*, New York, n. ST2, v.91, p.71-99. Apr. 1965.
- SORIANO, J., MASCIA, N. T. Estruturas mistas em concreto e madeira em pontes. *Téchne*, n. 42, p. 48 - 50, set/out. 1999.
- SOUZA, A. J., MAGALHÃES, L. N., CHAHUD, E.. Estudo da correlação entre o comportamento de corpos de prova de cisalhamento e vigas compostas madeira/concreto. In ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA, 6, 1998, Florianópolis. *Anais...* Florianópolis, Jul. 1998. v.2, p. 277-285.
- SOUZA, A. J. Análise experimental do comportamento de conectores na ligação madeira/concreto em corpos de prova de cisalhamento: efeitos da variação do tipo de conector. Faculdade de Engenharia Civil - UFMG, 1998. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, UFMG, 1998.
- STEVANOVIC, B. Elastically coupled timber-concrete beams. In INTERNACIONAL WOOD ENGINEERING CONFERENCE, 1996, New Orleans. *Proceedings...* New Orleans, Oct. 1996. v.3. p.425-430.
- TACITANO, M. Análise teórica de vigas de seção T em madeira-concreto com ligação semi-rígida por pregos. Faculdade de Engenharia Civil - UNICAMP, 2000. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, UNICAMP, 2000.
- YTTRUP, P. J., NOLAN, G. (1999), Concrete and timber composite construction for enhanced strenght, stiffness and service life for timber bridges, Australia. <http://oak.arch.utas.edu.au> (10/04/2000 14:00).
- WHEAT, D. L., CALIXTO, J. M. Nonlinear analysis of two layered wood members with interlayer slip. *Journal of the Structural Engineering - ASCE*, New York, n. 6, v.120, p.1909-1929. Jun. 1994.
- WILKINSON, T. L. Theorical lateral resistance of nailed joints. *Journal of the Structural Division - ASCE*, New York, n. ST5, v.97, p.1381-1399. May. 1971.

WRIGHT, H. D. The deformation of composite beams with discrete flexible connection.
Journal of constructional steel research, Great Britain, n.1 e 2, v.15, p. 49-64.1990.