

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS DA UFMG

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

“VIGAS COMPOSTAS MADEIRA/CONCRETO”

AUTORIA: LUCIANA NUNES MAGALHÃES
ORIENTAÇÃO: EDUARDO CHAHUD

DEZEMBRO/1997

AGRADECIMENTOS

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

Ao Prof. Eduardo Chahud, orientador da pesquisa, pela sugestão do tema, pela viabilização dos trabalhos e, sobretudo, pela amizade demonstrada;

Ao Prof. José Celso da Cunha, pelo incentivo e disponibilidade de auxílio à pesquisa;

Ao Prof. Sinval Neves Rocha, pela revisão ortográfica;

Aos colegas Átila Junho de Souza, Sidnea Eliane Campos Ribeiro e Luscínia Maria Baião, pela amizade, atenção e cooperação na realização dos ensaios experimentais;

Às funcionárias Angela Maria Campos Neto e Iracema Alves Resende Freitas, do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG, pela cooperação e gratificante convivência neste período;

Aos meus pais, marido e filhas, pela paciência, compreensão e carinho que me dedicaram durante todo o tempo.

“Toda vitória e todo o progresso humano, repousa na força interior”

Montessori

Ao meu marido, Tiago

RESUMO

Este trabalho trata do estudo experimental de vigas T compostas de alma de madeira e mesa de concreto armado submetidas à flexão.

No desenvolvimento deste trabalho, foi realizada uma revisão bibliográfica da literatura nacional e internacional sobre vigas mistas em geral, enfatizando-se as publicações diretamente ligadas ao assunto.

Foram realizados ensaios de caracterização dos materiais utilizados - madeira, concreto e conectores - e, posteriormente, ensaios e análise dos protótipos das vigas compostas.

Em seguida, foi feita uma comparação dos resultados obtidos nos ensaios experimentais com os valores de uma análise realizada das vigas, via Método dos Elementos Finitos.

No escopo desta dissertação, apresentam-se valores característicos dos materiais componentes, assim como os valores de deformações, deslocamentos e determinação da carga última das vigas, obtidos durante os ensaios.

ABSTRACT

This work is concerned with the experimental study of the "T" beams made out of wooden flange and reinforced concrete web under flexibility.

A bibliographic review of the national and international literature on mixed beams has been done, while developing this work and publications directly connected with the matter have been emphasized.

Characterization tests of the used materials have been done - wood, concrete and connectors - and, later, tests and analysis of the prototype of the composed beams have been done.

Next, a comparison of the obtained results on experimental tests has been made by using the values of a numerical analysis of the beams with the finite elements method.

Characteristic values of the component materials are shown in this explanation as well as the values of the deformations, displacements and determination of the last load of the beams that were obtained from the tests.

SUMÁRIO

01- Introdução.....	02
02- Objetivos.....	04
03 - Revisão Bibliográfica.....	05
04 - Ensaio Preliminares.....	35
05 - Ensaio da Viga de Madeira e das Vigas Compostas.....	51
06 - Análise das Estruturas via Método dos Elementos Finitos.....	77
07- Análise dos Resultados.....	83
08 - Conclusões.....	79
09 - Sugestões para Continuação dos Estudos.....	88
Referências Bibliográficas.....	89
Bibliografia.....	95
Anexo I.(Documentário Fotográfico dos Ensaio).....	101
Anexo II.(Entrada de dados e Gráficos do Programa Ansys).....	107

1 - INTRODUÇÃO

As vigas compostas vêm sendo estudadas e utilizadas em diversos países, dentre as quais as vigas mistas aço/concreto ainda são as mais divulgadas. Porém, em alguns países da Europa, como a França, as vigas compostas madeira/concreto têm sido empregadas com sucesso. Sendo a madeira um material de excelentes características físicas e mecânicas e tendo em vista a disponibilidade desse material no Brasil, surge o interesse em estudá-la associada a um dos materiais mais utilizados hoje na construção civil, o concreto.

Entre os materiais estruturais, a madeira é o único renovável e 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. Em consequência disso, os investimentos industriais necessários são muito menos onerosos e a qualificação da mão-de-obra a ser empregada é bem menos exigente.

Muitas obras históricas foram executadas com tábuas de madeira apoiadas em barrotes (vigas de madeira). Hoje em dia, essas obras necessitam de recuperação e um dos meios em discussão é a substituição das tábuas de madeira por uma laje de concreto armado solidarizada nas vigas de madeira.

Diversos estudos teóricos e experimentais foram desenvolvidos nesse campo; entretanto, poucos no Brasil. Analisando-se esses estudos, decidiu-se apresentar o comportamento estrutural de vigas compostas madeira/concreto que consistem em vigas T com alma de madeira serrada maciça e mesas de concreto armado, solidarizadas por pinos metálicos, submetidas à flexão.

O estudo apresentado é o segundo resultado de um programa experimental maior, desenvolvido no LAEES da UFMG. Neste programa foram realizados ensaios experimentais em cp's de cisalhamento e vigas compostas madeira/concreto, objeto dessa dissertação.

Para avaliar o comportamento das vigas compostas madeira/concreto tendo como elemento de solidarização o pino metálico, foram realizados ensaios preliminares nos materiais componentes das vigas e, posteriormente, foram ensaiadas uma viga de madeira isolada e duas vigas compostas de mesma seção transversal, conforme ilustrado:

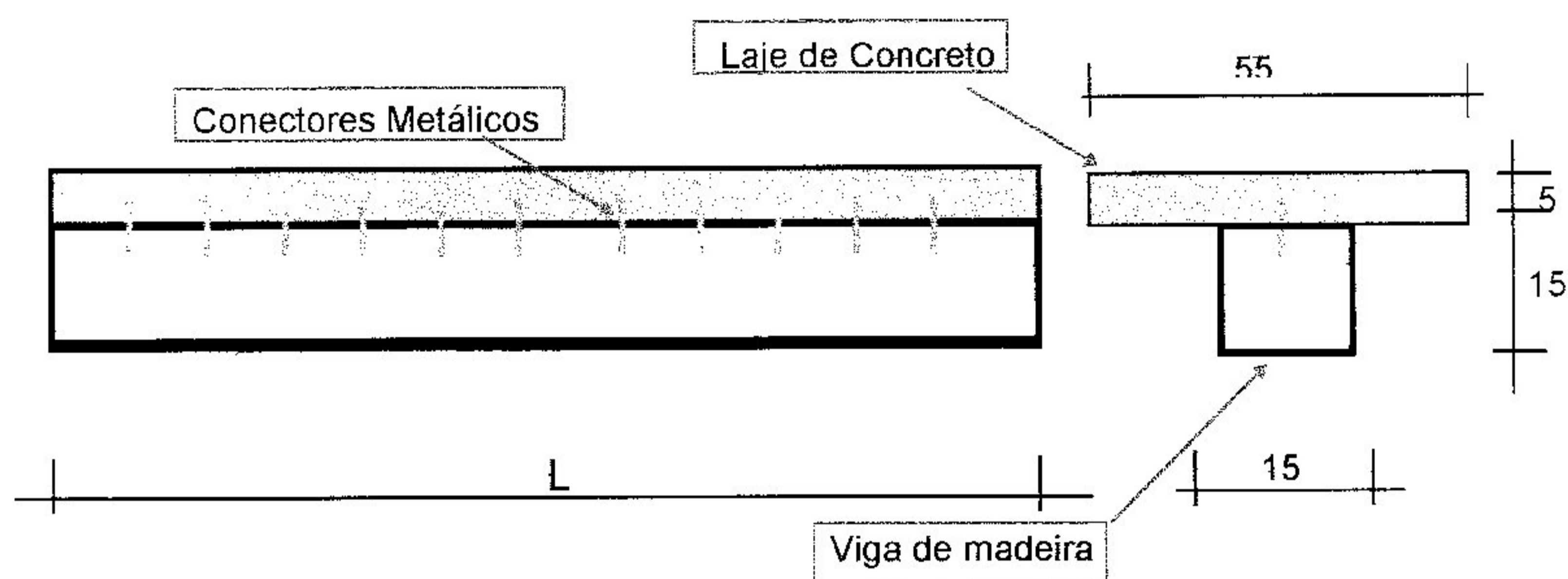


Fig. -1 - Viga Composta Madeira Concreto

Os elementos constituintes das vigas, foram montados com critérios que proporcionam a ação composta entre os mesmos. Não era de interesse a constituição de parcelas isoladas da laje de concreto e da seção da viga de madeira, funcionando o sistema apenas com a compatibilidade de deslocamentos verticais.

Com esses ensaios, pretendeu-se analisar a trabalhabilidade da composição dos dois materiais utilizando de suas melhores características: a camada de concreto na região de compressão e a madeira na região de tração.

2 - OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivos principais:

1) Apresentar uma nova solução estrutural a ser utilizada não somente na restauração dos patrimônios históricos feitos em estruturas de madeira, como também em novas estruturas que necessitem dos benefícios que as vigas compostas madeira/concreto possuem;

2) Determinar experimentalmente as características físicas da madeira utilizada na composição das vigas, assim como realizar ensaios preliminares para análise dos conectores de cisalhamento;

3) Ensaiar protótipos de vigas compostas de mesma seção transversal e submetidas à flexão para analisar e comparar seus resultados de ensaios;

4) Desenvolver um modelo computacional fazendo comparações entre os resultados experimentais e numéricos. As estruturas serão analisadas pelo Método dos Elementos Finitos com a utilização do programa **ANSYS** versão **5.0**.

3 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Grandes análises experimentais e numéricas têm sido feitas, nos últimos anos, para compreender o comportamento de sistemas mistos. A maioria dos estudos são realizados em vigas T isoladas, simplesmente apoiadas ou contínuas, sujeitas a carregamento estático ou dinâmico. Isso tem fornecido uma variedade de modo de falha que envolve a laje, a viga e os conectores de cisalhamento. Porém, quanto ao tema de vigas compostas de concreto/madeira, a literatura ainda não é muito farta, principalmente no Brasil. Sobre esse tema, os trabalhos se concentram em detalhes de conectores e programas computacionais.

3.1 - Estruturas Compostas de Madeira/Concreto

GOMES [1], em 1974, no Brasil, realizou um estudo teórico experimental de vigas de seção transversal T, compostas por madeira/concreto, bi-apoiadas. Analisou o comportamento das vigas tendo os pregos como elemento de solidarização entre a mesa de concreto e a alma de madeira.

Foram elaborados um programa automático em linguagem FORTRAN e duas sub-rotinas para executar operações repetidas durante a análise. O autor conclui que as vigas têm um bom comportamento estrutural e mostrou que o programa computacional apresentado pode ser usado para verificação entre as cargas de ruptura e as cargas admissíveis.

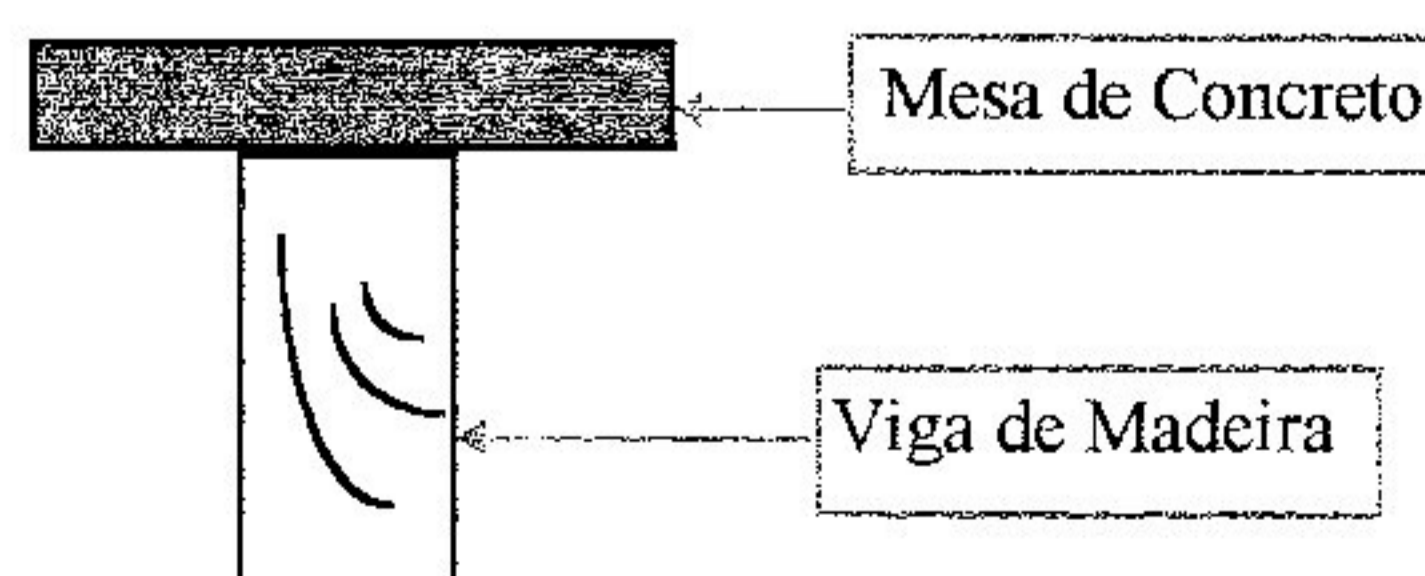


Fig 3.1 - Protótipo Analisado por Gomes (seção Transversal)

O autor, ao analisar as variações carga-deformação para um valor fixo de carregamento, conclui que as cargas admissíveis obtidas experimentalmente coincidem com as cargas admissíveis teóricas; entretanto, os valores dos resultados teóricos das deformações são bem maiores que os experimentais. Do mesmo modo, os valores das flechas também se apresentam maiores que os experimentais. Como a análise teórica admite um comportamento elástico linear da estrutura, não levando em conta a influência do atrito entre as superfícies de contato da mesa e da alma, concluiu-se que as diferenças desses valores são evidenciadas.

GERBER e outros [2], em 1993, estudaram conectores de chapa de aço com crista de pregos como meio de união de estruturas compostas madeira/concreto.

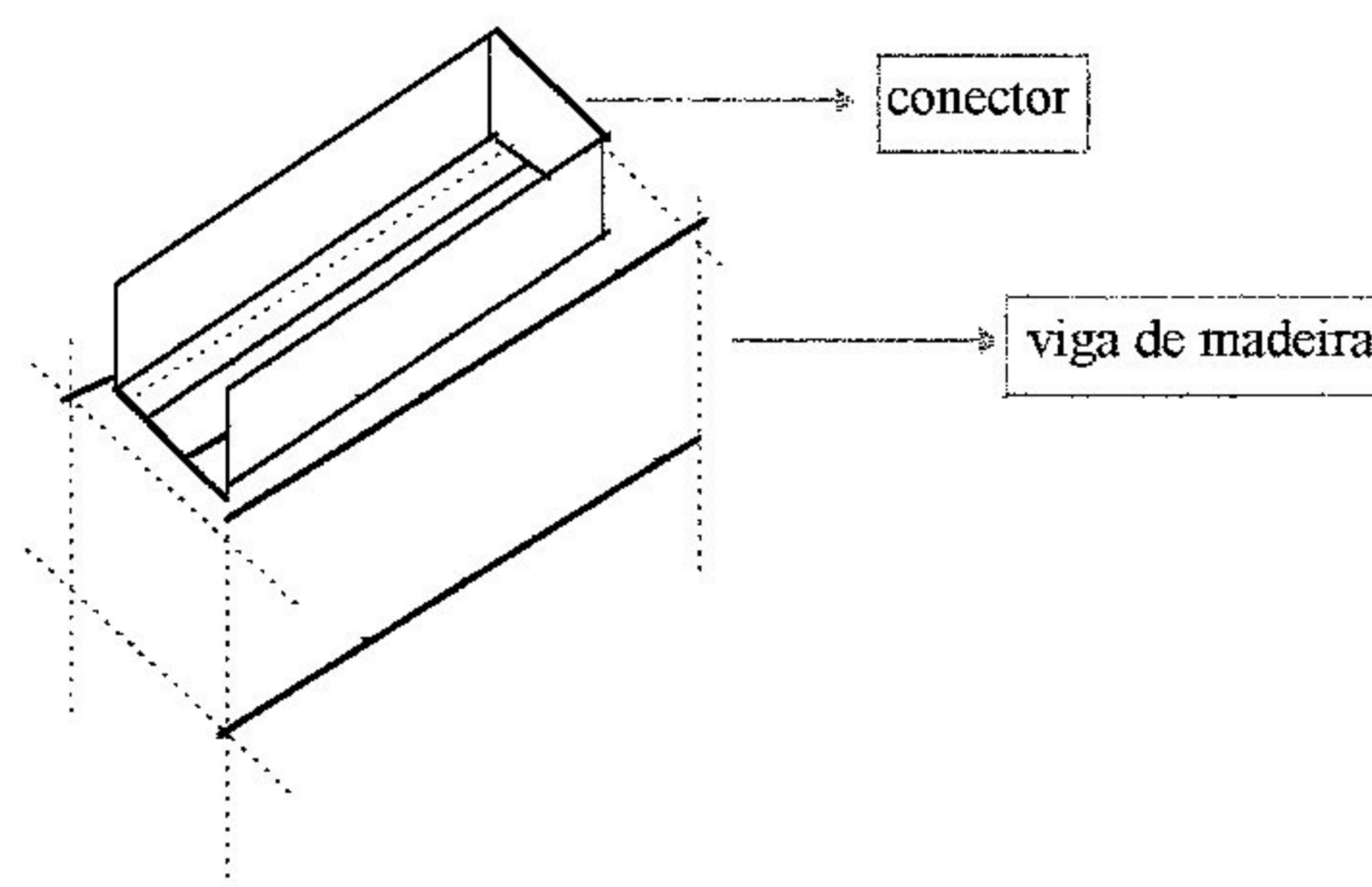


Fig. 3.2 Conector em chapa de aço para estrutura composta

Eles apresentaram os procedimentos construtivos e exemplos de cálculos dessas estruturas, verificando vantagens como facilidade construtiva, diminuição do peso próprio, melhoria na rigidez e custos favoráveis.

Concluíram que os conectores melhoraram a união da madeira e do concreto diminuindo consideravelmente as deformações das estruturas.

LINDEN [3], em 1994, realizou estudos na Holanda sobre o desenvolvimento de estruturas compostas via Método dos Elementos Finitos, com o objetivo de avaliar o fator de carga dessas estruturas. Modelou uma viga T composta de madeira/concreto e um piso composto por cinco vigas com a mesma geometria. Utilizou a simulação de Monte Carlo para determinar as características da carga de ruptura das estruturas.

Concluiu que a plasticidade é importante para a redistribuição de carga dentro do sistema. Essa redistribuição ocorrerá somente quando um ou mais membros atingirem a plasticidade. Nesses sistemas o fator de carga depende da geometria do piso, como, por exemplo, a extensão das vigas ou o espaçamento entre elas no piso composto. A variabilidade de parâmetros, como a deformação nas vigas de madeira, as dimensões de ambos, concreto e madeira, assim como as características dos conectores são importantes para o comportamento do sistema.

TAKAC [4], em 1996, com o intuito de melhorar os conhecimentos sobre o comportamento da união da madeira ao concreto, estudou as vigas compostas, interligadas por conectores tipo cavilha. As investigações sobre o assunto incluem testes com protótipos de dimensões reais com carregamento contínuo e de longa duração. O comportamento das flechas e escorregamento das cavilhas foram analisados com carregamentos programados.

O autor confirma que a ciência ainda não deu a última palavra sobre o problema da união. Alguns questionamentos ainda estão em fase inicial de desenvolvimento. Em sua visão, a madeira é um material determinado para construção rápida; sendo assim, a composição madeira/concreto é aconselhável para construções de baixo custo e pré fabricadas.

BLOUET [5], uma empresa de compensado francesa, desde 1980 vem desenvolvendo e colocando nas obras uma técnica de união para estruturas compostas madeira/concreto. A empresa utiliza madeiras perfuradas e secas pois, segundo a mesma, estas permitem uma melhor secagem, rápida e

completa, evitando fissuras. A perfuração é feita com cavidades em torno de 150 mm de diâmetro para uma viga de 6 m de extensão. A empresa conclui que o custo é reduzido e permite valorizar o emprego da madeira pela qualidade do aspecto da laje.

GUTKOWSKI e CHEN [6], em 1996, realizaram pesquisas para explorar os conhecimentos do comportamento em vigas compostas concreto/madeira de seção transversal T. Realizaram testes de verificação de módulo de escorregamento entre a mesa e a alma utilizando diferentes tipos de conectores. O trabalho verificou a aplicabilidade dos programas FEABEA (Finite Element Analysis of Beams) e FEAFLO (Finite Element Analysis of Floors).

LINDEN e BLASS [7], em 1996, apresentaram trabalho sobre sistemas para pisos compostos de madeira/concreto. Os testes reúnem quatro tipos diferentes de conectores para as vigas que compõem os pisos. A geometria dessas vigas é variada: as vigas de madeira são mantidas constantes e as mesas de concreto são variáveis; dessa forma é apresentado um modelo de simulação para cada viga ou piso composto. O texto também apresenta aperfeiçoamentos do modelo "DIANA", que foi descrito e detalhado por BLASS [8], em 1994.

Concluíram que as simulações podem demonstrar a deformação e a rigidez satisfatoriamente. Admitiram que 5% da capacidade de carga é suficiente para a maioria das geometrias na aproximação linear. Também foi demonstrado que a combinação do módulo de rigidez e os 5% da deformação na madeira resultam numa boa aproximação da simulação de 5% da capacidade de carga da viga, independentemente das séries consideradas.

YTTRUP [9], em 1996, apresentou trabalho, comparando encaixes e conectores metálicos em vigas compostas. Realizou ensaios com três espécimes feitos em pares de vigas, conforme figura 3.3, sendo as duas primeiras em madeira serrada e a terceira em madeira laminada colada.

Provou que as vigas apresentam uma ação composta satisfatória, sem o uso de conectores e são capazes de produzir a transferência do efeito cortante.

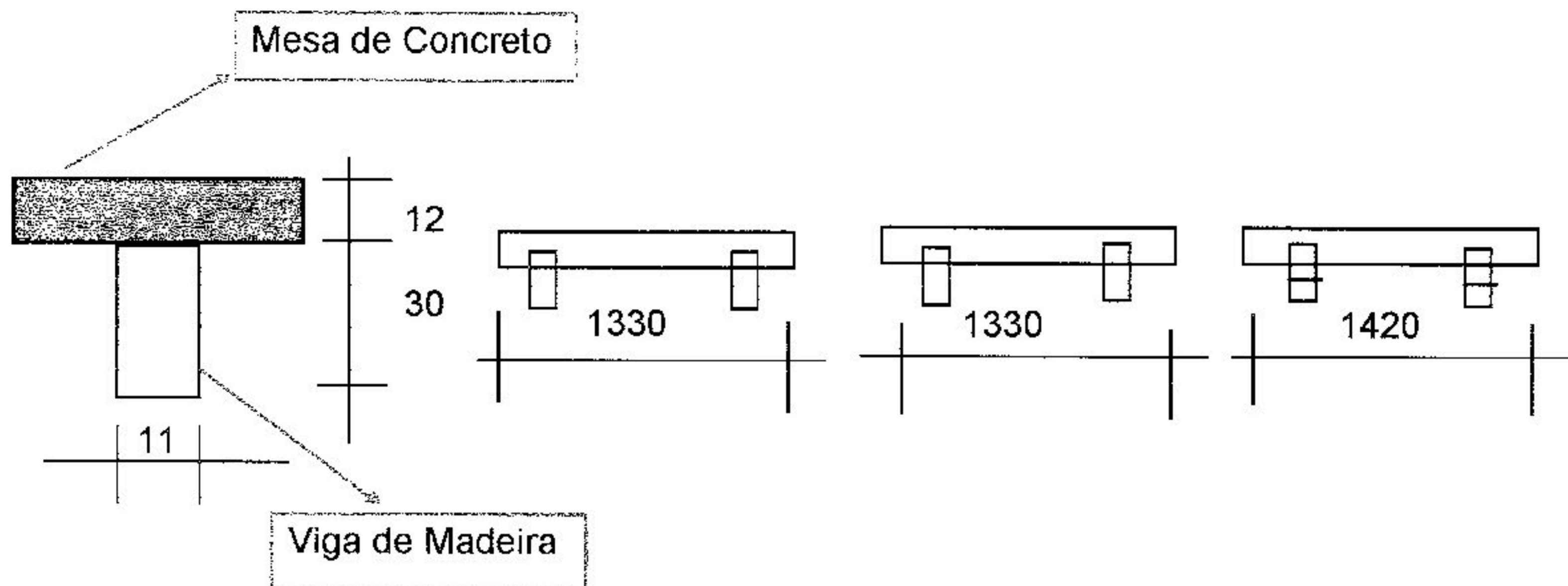


Fig 3.3 - Protótipos Analisados por YTTRUP -Seção Transversal e Vistas Laterais- (cm)

O autor condena conectores tipo pino ou stud, pela fadiga e alto custo. Defende os encaixes nas vigas feitos por entalhes na madeira, que propiciam economia e ação composta mais satisfatória.

STEVANOVIC [10], em 1996, estudou métodos de cálculo de forças e flechas na seção transversal de estruturas compostas madeira/concreto, bem como força cortante entre os dois materiais sujeitos a carregamentos axial e transversal. O estudo é baseado na teoria elástica de vigas compostas unidas por conectores mecânicos. Conclui que as estruturas desse tipo ainda são pouco utilizadas por falta de pesquisas experimentais sobre o assunto. A análise completa da seção composta demanda conhecimento na relação entre tensão/deformação para os componentes: madeira, concreto e conectores. A complexidade dessas relações demanda a introdução de um grande número de parâmetros, os quais tornam os cálculos muito extensos.

O autor apresentou como vantagens de utilização desse tipo de estrutura, em comparação com estruturas de madeira, a maior rigidez, resistência ao fogo,

melhores características térmicas e acústicas. Em comparação com as estruturas de concreto, apresenta-se mais leve e, quando visíveis, têm melhor aparência arquitetônica.

CECOTTI [11], descreveu as estruturas compostas madeira/concreto e discutiu os parâmetros que afetam projetos que as utilizam. Apresentou os tipos de conectores mais usados, como pregos, pinos, chapas metálicas e outros. Apresentou, ainda as vantagens do uso da composição dos dois materiais, e desenvolveu um exemplo de cálculo de uma viga T com alma de madeira e mesa de concreto. Afirmou que, seguindo poucas normas de projeto, é possível adaptar esses elementos estruturais com facilidade de cálculo e maior durabilidade.

NATTERER e outros [12], em 1996, confirmaram que a técnica das estruturas compostas madeira/concreto é a utilização da madeira na tração e o concreto na compressão. E, também, que o importante para um alto desempenho das estruturas é o uso de uma conexão mais rígida possível. Apresentaram a composição dos dois materiais em forma de pranchas sobrepostas. Utilizaram como conectores, pinos protendidos e fixados em entalhes feitos na madeira.

Concluíram que o sistema pode ser usado em uma variedade de construções, inclusive em pontes.

CAPRETTI e CECCOTTI [13], em 1996, apresentaram estudos, sobre o comportamento de trabalho de vigas compostas concreto/madeira. De 1991 a 1996, os resultados dos testes dessas estruturas foram sendo monitorados para analisar o desempenho de técnicas de construções das mesmas.

Concluíram que os resultados do comportamento de serviço das vigas durante esse período de suas vidas corresponderam à expectativa sob o ponto de vista estrutural.

3.2 - Vigas Compostas de Madeira com ênfase em Vigas T

GOODMAN [14], em 1968, desenvolveu um modelo matemático para analisar o comportamento de uma viga constituída de três camadas sobrepostas de madeira. Ele tomou o escorregamento entre as camadas como sendo igual para a diferença entre o total do alongamento de duas camadas. Essa pesquisa estendeu-se em CSU, em 1971. Outros autores estenderam esta pesquisa para descobrir uma solução aproximada que incluísse as propriedades dos conectores e para analisar vigas T sobrepostas. O programa computacional FEAFLO (Finite Element Analysis of Floors) para união de pisos de madeira foi desenvolvido por THOMPSON e outros, e inclui FEABEA (Finite Element Analysis of Beams) como um sub-programa.

CHAHUD [15], em 1985, desenvolveu estudo referente proposta de determinação do módulo de elasticidade em ensaios de tração com carga na direção paralela às fibras. Conclui que o módulo de elasticidade apresenta uma distribuição normal de frequência para os valores experimentais. Posteriormente, em 1989, CHAHUD [16] comparou resultados experimentais do módulo de elasticidade obtido em ensaios de compressão, flexão e tração utilizando vários tipos de madeira. Verificou que a distribuição das deformações e das tensões normais são lineares nas regiões tracionadas e comprimidas durante a fase elástica de solicitação, sendo possível estimar com precisão o referido parâmetro através de ensaios experimentais.

PARRA [17], em 1989, apresentou trabalho com vigas compostas de madeira de seção transversal T, tendo como relação do vão / altura $L/h = 21$. Verificou a redução do momento de inércia da seção em função da eficácia apenas parcial da união entre a alma e a mesa feita com pregos. Aumentou gradativamente o número de pregos utilizados, atingindo o máximo de 65, mantendo a experimentação na fase elástica.

Determinou os módulos de elasticidade pelo ensaio de flexão e, posteriormente, calculou o mesmo por ponderação. O cálculo do momento de inércia reduzido, I_r , foi obtido pela expressão:

$$I_r = \frac{P \cdot L^3}{48 \cdot f \cdot E_t}$$

Sendo,

I_r = Momento de inércia reduzido

P = Carga concentrada de ensaio na viga

L = Vão teórico da viga composta

f = Flecha da viga medida no meio do vão

E_t = Módulo de elasticidade longitudinal da viga composta

I_t = Momento de inércia teórico

Calculando-se o momento de inércia reduzido da seção T e o momento de inércia teórico I_t , determinou-se o rendimento ou eficácia da seção através da relação I_r / I_t .

PASSOS [18], em 1992, realizou estudos sobre vigas de seção composta T, tendo o parafuso como elemento de solidarização. Apresentou uma extensa revisão bibliográfica sobre vigas compostas de madeira e deu ênfase ao comportamento destas quando submetidas à flexão. Determinou experimentalmente o módulo de elasticidade longitudinal da madeira, assim como o espaçamento ótimo entre os elementos de união. Também realizou estudos preliminares do comportamento do parafuso auto-atarraxante, desenvolveu um exemplo em que comparou os resultados experimentais e os de cálculo, feitos de acordo com as normas .

Concluiu que as recomendações específicas para o dimensionamento de peças compostas submetidas à flexão não fornecem segurança no que diz respeito à utilização desses elementos em estruturas de madeira de grande porte. Quanto à madeira, encontrou variações consideráveis nos módulos de elasticidade longitudinais das espécies utilizadas.

BULLEIT e outros [19], em 1995, analisaram estruturas compostas de madeira serrada, utilizando elementos simplesmente apoiados com carregamento distribuído. Através de um programa computacional (simulação de Monte Carlo), realizaram um estudo das peças e desenvolveram uma técnica de aproximação para análise do tempo de vida útil do sistema.

3.3 - Teoria Para Estruturas Compostas

GOODMAN e POPOV [20], em 1969, apresentaram estudos sobre flexão de vigas compostas, visando ao escorregamento entre camadas. Adotaram a hipótese clássica de Bernoulli-Navier, em que as seções permanecem planas em cada camada. Os elementos de solidarização utilizados na composição das vigas foram cola e prego. Algumas utilizaram cola nas extremidades e pregos no vão central, e outras, pregos em toda a extensão da viga. Foram obtidos excelentes ajustes para os resultados experimentais realizados com as vigas de madeira.

KUENZI e WILKINSON [21], em 1971, realizaram trabalho mostrando que a possibilidade de prever o diagrama de tensões e deslocamentos para vigas compostas com ligação de rigidez finita. Realizaram uma pesquisa experimental, envolvendo a avaliação de várias estruturas compostas, entre elas vigas coladas e pregadas. Esse estudo foi realizado com o objetivo de ser utilizado para maior eficiência dos projetos de estrutura de peças compostas.

Utilizando também pregos, FOSCHI e BONAC [22], em 1977, estudaram as curvas tensão / deformação comparando seus valores de rigidez com os valores obtidos por WILKINSON.

UJVARI [23], em 1983, realizou trabalho visando a dar subsídios para o cálculo de ligações executadas em peças de madeira submetidas a esforços de tração, compressão, flexão e cisalhamento. Forneceu procedimento, metodologia, características coeficientes de minoração e majoração e, ainda, resultados de ensaios realizados em modelos reais, com alguns tipos de madeira.

3.4 -Conectores de Cisalhamento

O comportamento e a resistência das vigas compostas são similares aos das vigas mistas aço/concreto. Dependem das propriedades mecânicas das partes constitutivas da viga e do grau de interação entre elas. A interação entre a laje e a viga ocorre pela intervenção dos conectores. Portanto, para se obter uma boa resposta quando se realiza uma análise estrutural sobre o intervalo elástico e plástico e para determinação da resistência última, é essencial que cada parte constitutiva seja devidamente modelada. Muitos estudos já foram conduzidos sobre a análise de estruturas mistas; na maioria deles, interação total tem sido assumida e geralmente utilizam-se os conectores rígidos. Em outros casos, os conectores têm sido distribuídos sobre toda a interface e modelados por elementos finitos especiais.

VIEST [24], em 1956, mostrou a possibilidade da existência da ação composta nos ensaios de vigas mistas sem conectores de cisalhamento, ou seja, há uma aderência natural entre o concreto e o aço. O uso de conectores é somente aceitável no caso em que exista viga de aço totalmente embutida no concreto, sujeita a carregamento estático, com detalhes nas extremidades que possibilitem sua ancoragem, e em vigas parcialmente embutidas sujeitas a uma grande variação de carga, em que não exista aderência.

Conforme o autor, desde 1920 numerosos tipos de conectores de cisalhamento têm sido propostos, mas somente os conectores tipo espiral, pino

e U, encontram aceitação nos EUA. Quanto à capacidade de cada um deles, esta é definida como capacidade útil, que é muito complexa de ser determinada. Para VIEST a capacidade útil é dada pela carga no ponto onde a relação carga/escorregamento residual se torna não linear, e, quando este ponto não está claramente visível, ela é tomada como a carga correspondente ao escorregamento residual de 0,003 in.

HAWKINS [25], em 1971 apresentou trabalho demonstrando a importância da especificação da resistência mínima de tração para os conectores tipo pino. Realizou ensaios estáticos em cinco vigas T em tamanho natural e analisou corpos de prova dessas vigas. Concluiu que, na carga de trabalho e na carga última, a perda da ação composta foi notavelmente maior com o pino forjado a quente do que com o pino encabeçado a frio. Essa diferença deve-se à menor resistência dos primeiros pinos à tração.

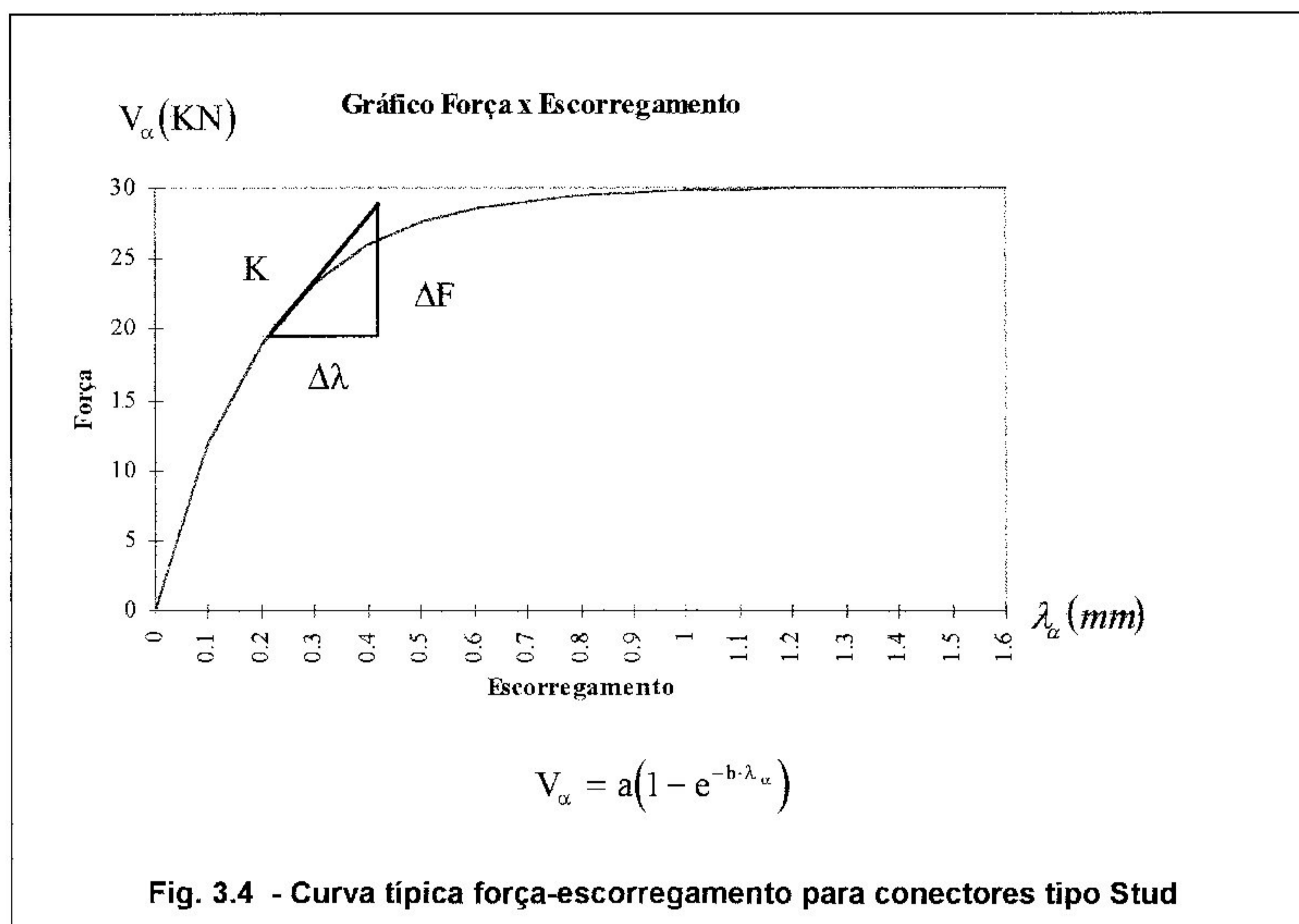
BREUER [26], em 1983, apresentou trabalho sobre aspectos técnicos das ligações de peças estruturais de madeira através de conectores metálicos e realizou algumas observações construtivas a respeito da origem do sistema. O trabalho mostra a rotina para cálculo dessas ligações, com base em resultados dos ensaios laboratoriais. Apresentou critérios para a determinação de cargas admissíveis nas ligações.

RAZAQPUR e NOFAL [27], em 1990, utilizaram um elemento de barra tridimensional para analisar o comportamento não linear de conectores de cisalhamento em estruturas mistas aço-concreto. O elemento possuía 2 nós com 3 graus de liberdade de translação em cada nó. A força de cisalhamento foi calculada da equação empírica de YAM e CHAPMAN [28]:

$$F_{\alpha} = a(1 - e^{-b \lambda_{\alpha}})$$

onde F_{α} é a força de cisalhamento atuando no conector tipo stud na direção α ; λ_{α} é o escorregamento ou deformação relativa entre o topo do stud e sua parte

inferior na mesma direção; a e b são constantes obtidas dos dados experimentais. De acordo com a equação acima o gráfico foi plotado:



$$\text{Sendo, } \Delta F = k \Delta \lambda$$

$$\Delta \lambda = \Delta u_i - \Delta u_j$$

Δu_i e Δu_j são incrementos de deslocamentos na direção de F nas extremidades i e j da barra.

OEHLERS e SVED [29], em 1995, estenderam o trabalho realizado por NEWMARK e outros [30] sobre análise de interação parcial elástica em vigas mistas aço/concreto. Utilizaram uma viga simplesmente apoiada com uma distribuição uniforme de conectores de cisalhamento ao longo da mesma com carregamento no meio do vão. Observaram que, após carregamento, os elementos de concreto e aço escoam totalmente no meio do vão, mas ainda ficam em regime elástico próximo aos apoios. A análise de interação total pode mostrar que o escoamento do elemento de aço estende sobre aproximadamente 30% do comprimento do vão; deste modo, o volume do aço

que escoas é aproximadamente igual a 15% do volume total de aço. Portanto, como a plasticidade nos elementos de aço e concreto ocorre somente em uma pequena proporção, como primeira aproximação, os cálculos do escorregamento podem ser ignorados. Em contrapartida, os conectores são considerados totalmente plastificados, ignorando-se a região elástica no meio do vão.

3.4.1 - Conectores para Vigas Compostas Madeira/Concreto

JUNHO[31], em 1997, apresentou estudos experimentais sobre corpos de prova de conectores de cisalhamento para a ligação madeira/concreto. Devido a inexistência de normalização desse tipo de ensaio, as dimensões dos corpos de prova propostos baseiam-se nos corpos de prova de conectores para ligação aço/concreto.

Realizou ensaios de caracterização dos materiais concreto, madeira e ensaio dos corpos de prova de cisalhamento. Nos ensaios dos cp's de cisalhamento foram quantificados escorregamento relativo, escorregamento residual e deformação nos conectores. Verificou também a influência do tipo de carregamento no escorregamento relativo. Neste estudo, foi utilizada madeira classe C-60 e concreto de resistência baixa. Foram utilizados conectores tipo pino metálico (prego e parafuso), cantoneira metálica e cavilha de seção retangular e circular.

O estudo apresentado compôs a primeira parte de um programa experimental realizado no Laboratório de Análise Experimental LAEES da UFMG sendo que a segunda parte foi desenvolvida nesta dissertação (Vigas Compostas Madeira/Concreto). Entre os vários tipos de conectores apresentados, o conector tipo pino apresentou como característica principal a facilidade de colocação nas peças de madeira.

3.5 - Vigas Mistas Aço / Concreto e Aço / Madeira

MARGUERRE [32], em 1952, apresentou uma solução particular para uma placa retangular com vigas rígidas, na qual os efeitos de tensões planas e de tensões de flexões foram consideradas separadamente. Dois resultados de larguras efetivas foram obtidos com esse trabalho, um sendo devido ao efeito de tensões planas, e o outro devido à ação de flexão na placa. Ele demonstrou que a largura efetiva devido ao efeito de tensões planas é dependente da razão b / l , onde b é a distância entre duas vigas paralelas e l é o vão da viga. Derivou uma expressão para vigas mistas de aço e concreto, levando em conta a rigidez de flexão efetiva de vigas mistas:

$$(EI)_{\text{misto}} = E_s I_s + E_c I_{\text{laje}} + \frac{E_s A_s E_c (2t b_{es})}{E_s A_s + E_c (2t b_{es})} h^2$$

onde:

E_s = módulo de elasticidade do aço;

I_s = momento de inércia do aço;

E_c = módulo de elasticidade do concreto;

$E_s I_s$ = rigidez de flexão da seção de aço;

I_{laje} = momento de inércia da laje

A_s = área de aço;

b_{es} = largura efetiva de cisalhamento;

t = metade da espessura da laje;

h = distância entre o eixo neutro da viga de aço e o eixo neutro da laje de concreto.

O segundo termo do lado direito da expressão é a contribuição da a flexão da placa; o terceiro termo representa a contribuição da largura efetiva de cisalhamento.

BRENDEL [33], em 1964, estendeu o trabalho de MARGUERRE [34] expondo as bases teóricas das recomendações do Comitté Européan du Beton, Committe 9. Determinou uma expressão única para a largura efetiva que pudesse levar em conta a resistência à flexão e a resistência ao cisalhamento da placa, considerando uma viga T isolada e também considerando uma laje sobre várias vigas espaçadas entre si. Assim, a expressão para rigidez de flexão de seção mista tornou-se:

$$(EI)_{\text{comp}} = E_s I_s + \frac{2}{3} E_c \bar{b} t^3 + \frac{E_s A_s E_c (2t\bar{b})}{E_s A_s + E_c (2t\bar{b})} h^2$$

onde \bar{b} foi definido como $\bar{b} = c_e b_{es}$, onde c_e é um coeficiente de segurança.

As recomendações do European Code for Reinforced Concrete são baseadas na exposição feita pelo autor; são portanto, empíricas. As aproximações de valores de largura efetiva dessa Norma proporcionam valores razoáveis para vigas T de concreto armado, porém, não podem ser aplicadas para vigas mistas. Além disso, no estudo do autor, consta uma solução somente para os casos particulares, e seus resultados são de aplicações limitadas.

ADEKOLA [35], em 1968, descreveu uma base racional para a determinação de larguras efetivas, tomando os parâmetros relevantes para as propriedades geométricas e materiais. Assumiu a ausência de escorregamento entre a viga de aço e a laje de concreto, empregou soluções de séries harmônicas na determinação de larguras efetivas para várias dimensões e espessuras das lajes. Estas soluções incorporaram a variação da altura do eixo neutro através da largura da mesa de concreto devido ao efeito "shear lag". Considerou uma viga e uma laje simplesmente apoiadas nas bordas, com sistema de carregamento da laje simétrico com várias vigas de aço igualmente espaçadas. O carregamento consistiu de carga concentrada em todas as vigas.

Concluiu que a largura efetiva varia apreciavelmente ao longo do vão da viga e é mínima no ponto de momento máximo.

ANSORIAN [36], em 1975, estudou a análise elástica em um sistema de piso misto constituído por uma laje de concreto armado simplesmente apoiada, rigidamente ligada a mesa superior de uma viga de aço de seção transversal I. Na sua primeira idealização, a laje foi representada por elementos prismáticos tridimensionais e a viga por elementos de tensão plana; cada mesa foi representada por um elemento e a alma por dois elementos; a largura das mesas e das almas das vigas correspondia à espessura dos respectivos elementos. Embora a convergência satisfatória tenha sido obtida com essa idealização, a preparação de dados foi bastante complexa, e a saída em forma de tensor de tensões em cada face do elemento requer considerável manipulação para sua compreensão. Essa idealização, portanto, foi descartada e uma segunda simulação foi feita, utilizando-se elementos de placas finas constituídos da superposição de triângulos de curvatura linear para tensões de flexão e triângulos de deformação linear para tensões de membrana. Para simular as vigas utilizou-se elementos de linha que incluem deformações axiais de flexão, cisalhamento e torção. Dessa forma, ele utilizou menos da metade de entrada de dados requerida para laje do que quando utilizava elementos tridimensionais.

ANSORIAN e RODERICK [37], em 1978, estudaram o comportamento de vigas T mistas com interação incompleta no intervalo elástico e no intervalo não linear até o colapso. O estudo inclui o efeito de escorregamento na interface, o escoamento do aço, as tensões residuais e a não linearidade do concreto. Eles idealizaram a laje como uma placa fina sujeita a deslocamentos u e v no plano (efeito de membrana) e deslocamentos transversais w (efeito de flexão).

Concluíram que, no intervalo elástico, ocorre um pequeno erro no cálculo das tensões para uma viga mista isolada quando a teoria de viga T é usada, para uma laje relativamente larga. Já no intervalo não linear a distribuição de

tensões na laje tende para uma grande uniformidade, justificando-se o uso da teoria nesse intervalo.

HIRST e YEO [38], em 1980, utilizaram o Método dos Elementos Finitos para análise de vigas mistas já estudadas por outros autores, no intervalo elástico e plástico até prever a carga última. O programa utilizado por eles usa o Método da Rigidez Tangencial e o incremento de carga sucessivo. O efeito da interação parcial foi investigado, a viga de aço e a laje de concreto foram simuladas por elementos isoparamétricos parabólicos. Com o uso do método, obtiveram-se resultados bem próximos dos resultados obtidos experimentalmente e analiticamente.

ARIZUMI e HAMADA [39], em 1981, estudaram os sistemas mistos utilizando também o Método dos Elementos Finitos, reunindo elementos de vigas para laje de concreto e para a viga de aço, e um elemento de mola para conectores de cisalhamento, reduzindo consideravelmente o número de equações. A curva de deformação do concreto e do aço e a curva da carga-escorregamento dos conectores de cisalhamento são assumidas por funções bilineares.

As vantagens do método utilizado por eles são as reduções dos graus de liberdade. Os resultados encontrados obtiveram boa precisão em relação aos resultados de ensaios experimentais.

VALLENILLA e BJORHOVDE [40], em 1985, realizaram uma análise comparativa entre os vários critérios adotados nas Normas da determinação da largura efetiva das vigas mistas. Foram utilizados dados obtidos de ensaios de vigas mistas fornecidas pelo Fritz Laboratory at Lehigh University. Estabeleceu-se que a flexão de vigas mistas constituídas em um sistema de pisos com vigas de aço é mais influenciada pelo comprimento da viga, pela largura da mesa e pela proporção do esforço de cisalhamento. Parâmetros, como geometria da viga, dimensões dos conectores e resistência do concreto, não assumem grande importância.

No estudo, apresentaram uma análise de regressão linear dos valores teóricos (carga/deslocamento) das larguras efetivas obtidas pelas Normas, comparando esses resultados aos valores dos resultados experimentais. Obtiveram a relação entre os parâmetros que influenciam o comportamento da viga mista e definiram, com base no vão da viga, os seguintes valores para a largura efetiva:

$$\text{Classe 1: } b_E = \frac{L}{12}$$

$$\text{Classe 2: } b_E = \frac{L}{8}$$

Sendo o fator de Classe 1 utilizado quando o grau de interação é menor que 0,5, e o fator Classe 2 para grau de interação maior ou igual a 0,5.

MAZZILLI [41], em 1985, com o objetivo de analisar os critérios usuais empregados na determinação dos esforços atuantes e das correspondentes deformações das estruturas de concreto, estudou a influência da flexibilidade das vigas no cálculo de estrutura de edifício. Realizou comparações entre os resultados obtidos pelo procedimento de norma e os resultados obtidos por análise estrutural numérica mais minuciosa, utilizando o método dos elementos finitos, em que se levou em conta a flexibilidade das vigas de apoio das lajes.

Diversas estruturas foram analisadas, nas quais variaram a espessura da laje, as seções transversais das vigas e os tipos de carregamento. Concluiu o autor que a flexibilidade das vigas influi tanto nos esforços como nos deslocamentos das lajes. Ele conclui ainda que, quando a laje é excessivamente rígida em relação às vigas de apoio, não se pode admitir comportamento de laje sobre apoios indeslocáveis, pois o comportamento de laje apoiada pode ceder lugar ao comportamento de laje-cogumelo. O aumento da espessura da laje pode ser até desfavorável para a segurança das vigas e dos pilares.

MAZZILLI [42], em 1988 estendeu o trabalho anterior, analisando a não linearidade física dos materiais, carregando as lajes até a ruptura. Realizou investigação numérica e experimental sobre lajes com apoios flexíveis. Variando-se as condições de contorno, dimensões e tipo de carregamento, analisou também as condições limites em que as vigas de apoio são infinitamente rígidas ou não existem.

Concluiu que, se houver vigas muito flexíveis, e se estas não observarem as cargas esperadas, haverá uma redistribuição de esforços e, se for formado um fissuramento com características de charneiras plásticas, a laje estará prejudicada. Além disso, as fissuras podem ter sido originadas por um carregamento bem abaixo do indicado pela Teoria Clássica das Charneiras Plásticas.

KUBO e GALAMBOS [43], em 1988, analisando a relação momento-curvatura das vigas mistas, estudaram a aplicabilidade do método de projeto de autotensão para vigas mistas contínuas. Investigaram a resistência de flexão última e a relação momento-curvatura de vigas mistas utilizando dados experimentais. Apresentaram proposta da curva idealizada momento-curvatura para seções de momento negativo.

SALMON [44], em, 1990, estudando as vigas mistas aço/concreto, demonstrou que o cisalhamento horizontal que se desenvolve entre a mesa de concreto e a alma de uma viga mista, durante a aplicação de carga, pode ser resistida desde que a seção comporte-se como se fosse homogênea, ou seja, constituída de um só material. Embora a ligação desenvolvida entre a mesa e a alma seja significativa, não se pode depender apenas da aderência para se obter a interação necessária; então, conectores mecânicos devem ser utilizados.

Sendo a determinação da largura efetiva muito trabalhosa, conforme TIMOSHENKO e GOODIER [45], foi realizada uma análise de sua determinação exata, considerando a teoria de elasticidade aplicada às placas.

JOHNSON e LEWIS [46] mostraram que, para carregamento que produz momento fletor com a forma de uma meia senóide, a largura efetiva é dada por:

$$b_E = b_f + \frac{2L}{\pi (3 + 2\mu - \mu^2)}$$

Onde,

L = vão

b_f = largura efetiva da viga de aço

μ = coeficiente de Poisson da mesa de concreto

RAZAQPUR e NOFAL [47], em 1990, realizando estudos sobre análise não linear, analisaram três estruturas diferentes, utilizando o programa NONLACS (NONLinear Analysis of Concreto and Steel). Duas das estruturas constituíam-se de vigas simplesmente apoiadas com carregamento concentrado no meio de seus vãos. A terceira estrutura constituía-se de uma viga contínua de dois vãos com carregamento concentrado em ambos. Essas vigas foram ligadas a laje por duas linhas de conectores de cisalhamento stud. A idealização por elementos finitos consta de um total de 10 elementos para modelar a mesa e 20 elementos para modelar a alma, em ambas as vigas. Devido à simetria, apenas 1/4 das estruturas foram modeladas. Também foi analisada uma viga de quatro vãos, simétrica, testada experimentalmente anteriormente. A discretização por elementos finitos constou de 126 elementos de casca e 30 elementos de conectores de cisalhamento. A laje foi dividida em 5 camadas de concreto e 5 camadas de aço.

Os resultados obtidos foram comparados com resultados experimentais e mostraram-se coerentes.

GJELSVILK [48], em 1991, realizou trabalho sobre largura efetiva de vigas mistas aço / concreto, desenvolvendo um método que leva em conta o efeito "shear lag" e o deslizamento relativo entre a laje de concreto e a viga de aço.

Porém esse método é limitado à viga simétrica sobre um plano vertical e com uma mesa larga.

A idéia básica do método é substituir uma viga real por uma viga análoga, em que todas as deformações devido ao cisalhamento são concentradas em uma fina camada horizontal, chamada camada de cisalhamento.

Concluiu que a utilização do Método dos Elementos Finitos, é a melhor ferramenta para resolver os problemas de vigas envolvendo deformações de cisalhamento, devido ao seu alto grau de apuração, mas, por dificuldade de utilização desse método na prática, o cálculo da largura efetiva é realizado através fórmulas aproximadas, conforme indicação das normas, (NBR 8800/86 [49], LRFD [50], EUROCODE [51] e outras).

BROSNAN e UANG [52], em 1995, analisaram seis vigas mistas externas utilizando modelos sólidos tridimensionais de elementos finitos do programa ANSYS. Elementos isoparamétricos com característica de material elástico de 8 nós simularam o concreto e o aço, permitindo deslocamentos nas 3 direções. Para analisar o escorregamento entre a laje e a viga, elementos inelásticos de 2 nós simularam os conectores de cisalhamento. As condições de contorno foram similares para todos os modelos. Eles concluíram que, quando a largura efetiva é calculada utilizando as especificações da LRFD [53] ela tende a ser não conservativa.

CORADI [54], em 1997, estudou três tipos de pisos mistos sujeitos a cargas uniformemente distribuídas. O primeiro tipo de piso é composto por 3 vigas mistas com as bordas transversais da laje livres. O segundo é composto por 7 vigas mistas com todas as bordas das lajes simplesmente apoiadas sobre as vigas. O terceiro tipo é semelhante ao segundo, porém, com as bordas transversais das lajes impedidas de girar. O autor utilizou o programa de elementos finitos, ANSYS, versão 5.0, para desenvolver o modelo de elementos finitos e para realizar a análise elástica parametrizada.

Após minuciosa análise, recomendou que, para levar em conta o efeito do escorregamento entre laje e viga de aço, no caso de interação total, a flecha deve ser multiplicada adicionalmente por 1,10 (para interação parcial pode ser seguido, por exemplo, o EUROCODE [55]).

BAPTISTA [56], em 1995, realizou trabalho com viga composta de madeira e aço. Determinou a razão dos módulos de elasticidade de cada material, chamada razão modular.

$$n = E_m / E_a$$

A carga foi equilibrada pelo somatório de carga absorvida pelo aço mais o correspondente ao concreto; então, obteve-se a expressão:

$$P = \sigma_m \cdot A_m + \sigma_a \cdot A_a$$

Sendo a relação tensão/deformação:

$$\sigma_m = E_m \cdot \varepsilon_m \quad \sigma_a = E_a \cdot \varepsilon_a$$

Como os deslocamentos devem ser iguais na mesa de concreto e na viga de aço, a área total da seção transversal da viga através do método da seção transformada é dada por :

$$\varepsilon = \varepsilon_a = \varepsilon_m \quad A = A_m + E_a / E_m \cdot A_a$$

O autor encontrou então o módulo de elasticidade seção transformada:

$$E = \frac{E_m E_a A_a + E_m^2 A_m}{E_m A_m + E_a A_a}$$

Sendo:

n = razão modular;

I_m = momento de inércia da madeira em relação ao eixo horizontal da seção transversal;

I_a = momento de inércia do aço em relação ao eixo horizontal da seção transversal;

E_m = módulo de elasticidade da madeira;

E_a = módulo de elasticidade do aço;

A_{cm} = área da seção transversal da madeira;

A_a = área da seção transversal do aço.

Como resultado das equações anteriores obteve-se a rigidez do conjunto :

$$EI = (I_m + n I_a) \cdot \left[\frac{E_m E_a A_a + E_m^2 A_m}{E_m A_m + E_a A_a} \right]$$

3.6 - Normalização

Quanto às normas, como pouco se encontra a respeito de vigas compostas, adotaram-se as restrições das normas existentes para vigas mistas aço/concreto e para estruturas de madeira.

3.6.1 - Normas para Vigas Mistas

A NBR 8800 / 86 [57], que trata de estruturas mistas aço concreto, apresenta os seguintes valores para a largura efetiva:

a) Quando a laje se estende para ambos os lados da viga, a largura deve ser igual à menor das larguras :

1) 1/4 do vão da viga mista, considerada entre linhas de centro dos apoios;

2) 16 vezes a espessura da laje, mais a largura da mesa superior da viga de aço;

3) Largura da mesa superior da viga de aço mais a média das distâncias livres entre esta mesa e as mesas superiores das vigas adjacentes.

b) Quando, porém, a laje se estende para apenas um lado da viga de aço, cobrindo totalmente sua mesa superior, não pode ser maior que a largura da mesa mais a menor das seguintes larguras:

1) $1/12$ do vão da viga mista, considerada entre linhas de centro dos apoios;

2) 6 vezes a espessura da laje;

3) metade da distância livre entre as mesas superiores da viga considerada e da viga adjacente.

Pela LRFD [58], a largura efetiva da laje de concreto de cada lado do eixo da viga de aço não pode exceder a:

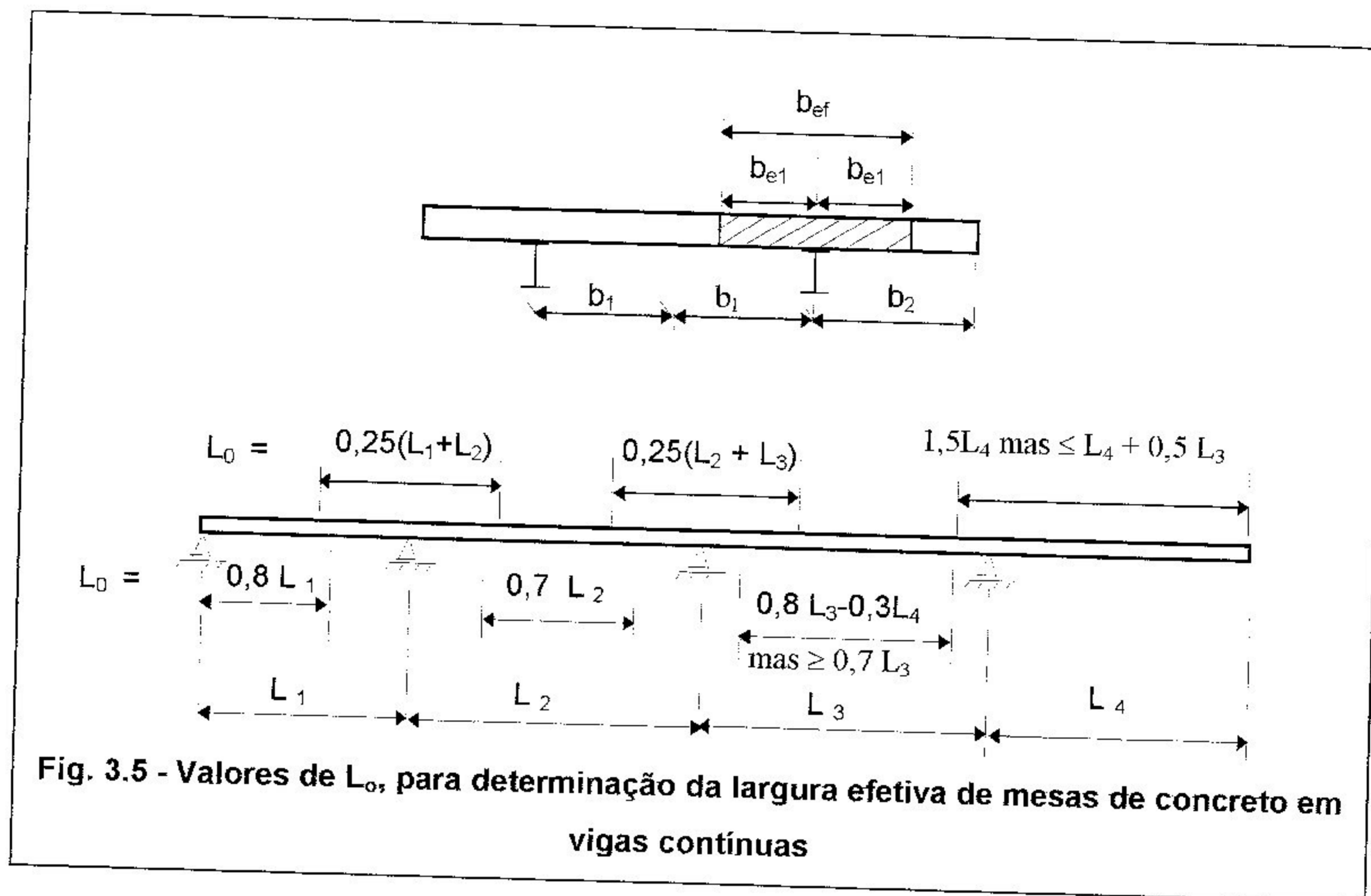
- $1/8$ do vão da viga, de centro a centro dos apoios;

- metade da distância até o eixo da viga adjacente;

- distância do centro da viga até a borda da laje.

Pelo EUROCODE 4 [59], largura efetiva é determinada de forma semelhante à utilizada pela LRFD [60], prevendo-se, porém, o caso de vigas contínuas, onde o vão da viga bi-apoiada é substituído por L_0 .

Observação: como se vê na figura 3.5, a exigência relativa à espessura da laje, constante na NBR 8800 [61], já foi eliminada nas normas mais recentes.



A LRFD [62], comentada anteriormente, utiliza a mesma fórmula para o cálculo da largura efetiva de vigas mistas interna e externa e, conseqüentemente, permite o uso de largura efetiva maior para viga mista externa. Isso, às vezes, torna a viga mais flexível e freqüentemente mais sensível à flecha.

3.6.2 - Normas para Estruturas de Madeira

NBR 7190 / 97 - da Associação de Normas Técnicas de 1997 [63], estabelece condições para projeto e execução de estruturas de madeira.

Em seu item 6.3.3, essa norma considera o vão teórico de uma peça fletida simples o menor dos valores:

- distância entre os eixos dos apoios
- o vão livre acrescido da altura da seção transversal da peça no meio do vão, não se considerando acréscimo maior que 10 cm.

Em seu item 6.7.2, essa norma estabelece que as peças compostas por peças serradas formando seção T, I ou caixão, solidarizadas permanentemente por ligações rígidas por pregos, definidas em 7.3.1, dimensionadas ao cisalhamento como se a viga fosse de seção maciça, solicitadas à flexão simples ou composta, podem ser dimensionadas como peças maciças, com seção transversal de área igual à soma das áreas das seções dos elementos componentes, e momento de inércia dado por:

$$I_{ef} = \alpha_r I_{th}$$

onde I_{th} é o momento de inércia da seção total da peça como se ela fosse maciça, sendo para seções T : $\alpha_r = 0.95$

Na falta de verificação específica da segurança em relação à estabilidade da alma, recomenda-se o emprego de enrijecedores perpendiculares ao eixo da viga, com espaçamento máximo de duas vezes a altura total da viga.

A norma considera, em seu item 7.1.5, que as ligações feitas em diferentes peças estruturais podem ser feitas pelo emprego de elementos intermediários do aço. Também cita que a segurança desses elementos intermediários deve ser verificada de acordo com a NBR8800 [64] Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios.

O valor de cálculo da resistência de um pino metálico em relação a madeira para ligações com mais de 8 pinos, correspondente a uma seção de corte de acordo com o item 7.3.4, é determinado em função do parâmetro:

$$\beta = t / d \qquad \beta_{lim} = 1.25 \sqrt{f_{yd} / f_{ed}}$$

O valor de cálculo $R_{vd,1}$ da resistência de um pino, correspondente a uma única seção de corte é dada pelas expressões seguintes:

- Embutimento na madeira:

$$\beta \leq \beta \text{ lim} \quad R_{vd,1} = 0.40 t^2 / \beta \text{ fed}$$

- Flexão no pino:

$$\beta > \beta \text{ lim} \quad R_{vd,1} = 0.625 (d^2 / \beta \text{ lim}) \cdot f_{yd}$$

Tomando-se :

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s, \quad \text{sendo } \gamma_s = 1.1$$

Sendo:

t = espessura convencional da madeira;

d = diâmetro do pino;

$R_{vd,1}$ = valor de cálculo da resistência do pino;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do pino;

f_{ed} = resistência de cálculo de embutimento do pino;

f_{yk} = resistência nominal característica de escoamento do pino

A resistência de um pino, correspondente a uma dada seção de corte entre uma peça de madeira e uma peça de aço, como mostrado na figura 3.6, é determinada pela menor das duas resistências, uma referente à ligação do pino com a madeira e a outra à ligação do pino com a parede da peça metálica.

A determinação da resistência referente à ligação do pino com a madeira é feita com os mesmos critérios estabelecidos para a ligação de duas peças de madeira.

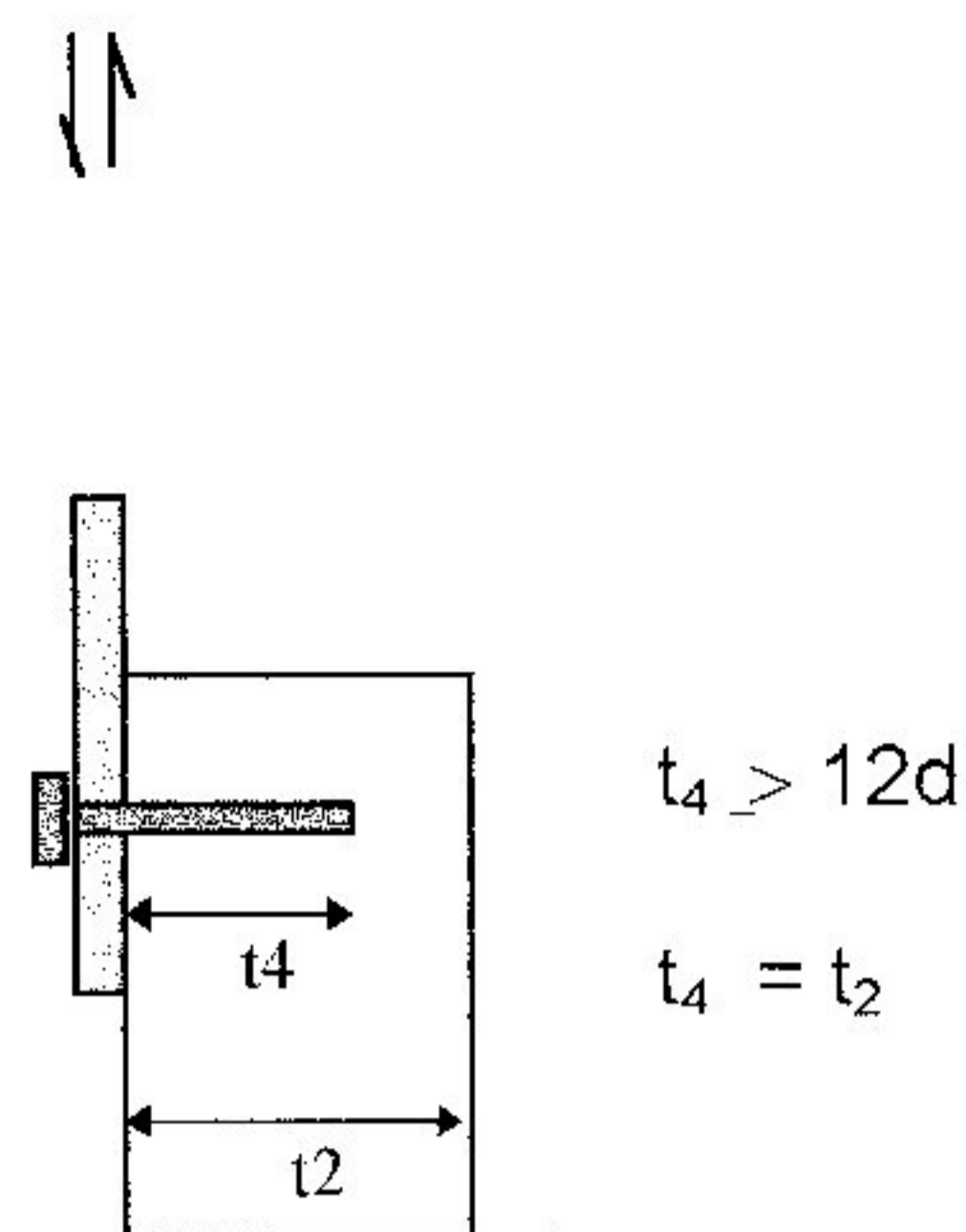


Fig. 3.6 - Resistência de pinos metálicos (NBR7190)

A determinação da resistência referente à ligação do pino com o aço é feita de acordo com as especificações da NBR8800[65].

O item 7.6 limita os espaçamentos entre elementos de ligações. Para ligações com pregos, o espaçamento mínimo de centro a centro dos conectores situados na direção paralela às fibras deve ser 6 vezes o seu diâmetro. Em relação a peças tracionadas o espaçamento do centro do último pino à extremidade da peça deve ser 7d.

Em relação à compressão, a distância do centro do último pino à extremidade da peça deve ser 4d. Do centro de qualquer pino à borda lateral da peça, medido perpendicularmente às fibras, deve ser 1,5d.

DIN 1052 [66], de 1973 se aplica a todas as partes de construções de madeira e placas de compensado. Em seu item 5.4, prescreve para o caso de flexão simples de peças de seção T, I ou caixão. O cálculo das seções de vigas compostas com alma contínua de madeira maciça devem ser calculadas em virtude da rigidez dos elementos de solidarização, segundo as expressões:

$$\sigma_1 = \frac{+M}{I_w} \left[\gamma \cdot \alpha_1 \cdot \frac{F_1}{F_{1N}} + \frac{h_1}{2} \cdot \frac{I_1}{I_{1N}} \right]$$

$$\sigma_{a1} = \frac{+M}{I_w} \cdot \left[\gamma \cdot \alpha_1 \cdot \frac{F_1}{F_{1N}} + \frac{h_1}{2} \cdot \frac{I_1}{I_{1N}} \right]$$

$$I_w = \sum I_i + \gamma \cdot \sum (F_i \cdot \alpha_i^2)$$

sendo:

M = Momento fletor;

σ_s = Tensão atuante na borda da alma da seção;

σ_1 = Tensão atuante na borda da mesa da seção;

σ_{a1} = Tensão atuante no centro de gravidade da mesa da seção;

h_s = Altura da alma;

α_1 = Distância do centro de gravidade da seção ao centro de gravidade da mesa comprimida;

h_1 = Espessura da mesa;

I_s = Momento de inércia total da alma da seção;

I_{sN} = Momento de inércia reduzido em função do tipo de elemento de solidarização da alma da seção;

I_1 = Momento de inércia total da mesa da seção;

I_{1N} = Momento de inércia reduzido em função do tipo de elemento de solidarização da mesa da seção;

I_w = Momento de inércia total da seção composta;

F_1 = Área total da mesa da seção;

F_{1N} = Área reduzida da mesa da seção;

F_i = Área de cada uma das partes da seção;

$\sum I_i$ = Soma dos momentos de inércia de todas as seções individuais, referentes a seus eixos de gravidade;

γ = Valor de redução do momento de inércia total dado por :

$$\gamma = \frac{1}{1+K}$$

Onde:

$$K = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot F_1 \cdot F_2 \cdot e'}{L^2 \cdot (F_1 + F_2) \cdot c}$$

Sendo:

E = Módulo de elasticidade da madeira;

F₁ = Área da seção transversal da mesa da seção;

F₂ = Área da seção transversal da alma da seção;

e' = Distância média entre os elementos de ligação empregados;

L = Distância entre os apoios;

c = Módulo de translação do elemento de ligação empregado.

No item 10.1, essa norma prescreve que, no cálculo da flecha para vigas compostas, deve ser usado o momento de inércia eficaz.

NDS [67] - Recommended Practice Structural Design by Forest Products Association, 1986, essa norma regulamenta o projeto de estruturas de madeira serrada, madeira laminada colada e madeira roliça.

Para vigas de seção composta não há referência específica de critérios de cálculo. O item 3.1.5 diz que, para construções envolvendo a composição de materiais como madeira/concreto, madeira/aço e chapas de compensado, as vigas deverão ser projetadas de acordo com práticas correntes de engenharia.

EUROCODE 5 [68], 1988, descreve os princípios para madeira sólida e laminada colada. No seu item 5.2.4, faz recomendações sobre barras estruturais de seções compostas, ligadas mecanicamente.

4 - ENSAIOS PRELIMINARES

4.1- Considerações Preliminares

Este capítulo, descreve os ensaios realizados com os materiais, madeira e conectores, feitos com o objetivo de se conhecer separadamente suas características e propriedades. Os ensaios feitos com o concreto estão descritos no capítulo 5 pois foram realizados durante a execução das vigas compostas.

A madeira utilizada para compor a alma da viga foi a Paraju (*Massaranduba*), escolhida por ser uma madeira de excelentes características e com boa disponibilidade no mercado.

Quanto ao concreto e os conectores, esses foram definidos de acordo com JUNHO[69], e estão descritos no decorrer do capítulo.

Toda a parte experimental do trabalho foi realizada com equipamentos do Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES - UFMG).

4.2 - Caracterização da Madeira

Dos materiais que compõe a viga madeira/concreto, o primeiro a ser estudado foi a madeira. Através de ensaios, realizados de acordo com a NBR 7190/96[70], as propriedades mecânicas da madeira Paraju, foram determinadas.

4.2.1- Compressão Paralela

O ensaio de compressão paralela às fibras da madeira tem como objetivo a determinação do valor do módulo de elasticidade longitudinal e também a determinação da resistência à compressão da madeira.

Os corpos de prova foram retirados como mostra a fig. 4.1, com o auxílio de máquinas comuns de carpintaria como a serra circular, serra fita e plaina. Depois de retirados, os c.p's ficaram colocados em ambiente climatizado para manterem sua umidade até o momento da realização do ensaio. As dimensões dos corpos de prova estão mostradas na figura 4.1.

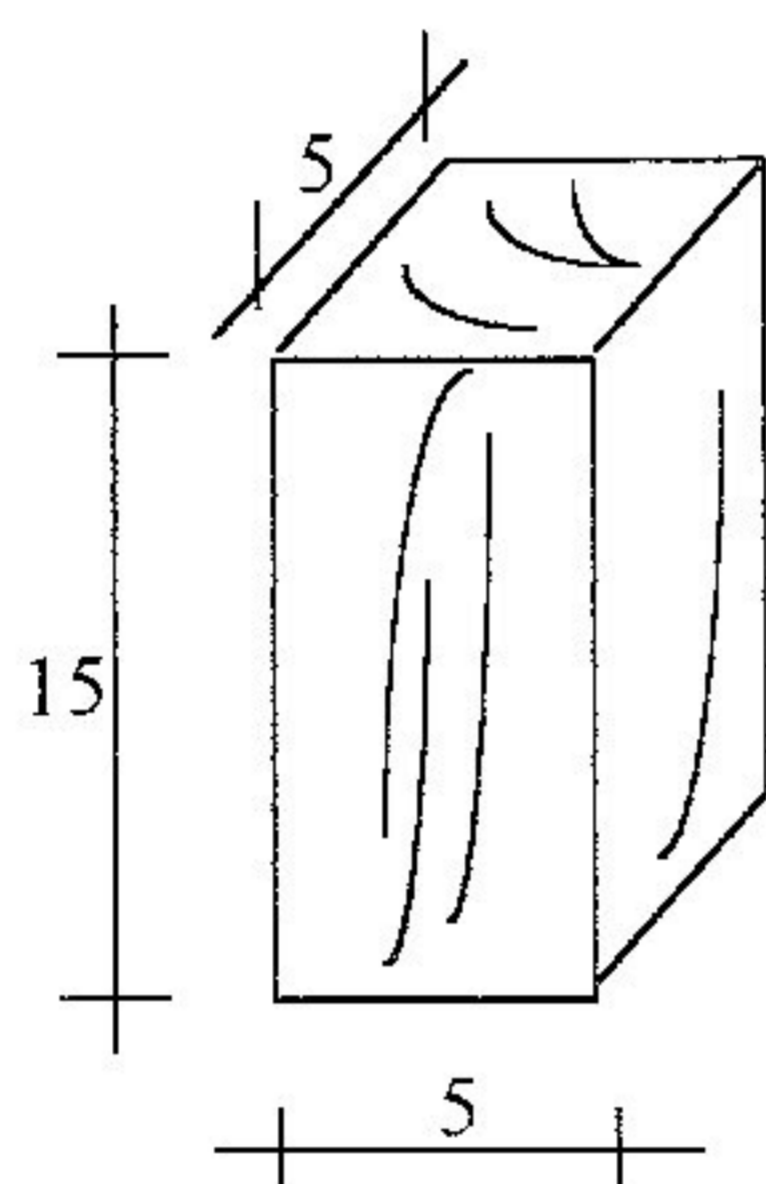


Fig. 4.1- Corpo de Prova para Ensaio de Compressão Paralela (Dimensões em cm)

4.2.1.1 - Equipamentos

Para a realização do ensaio de compressão paralela foram utilizados os seguintes equipamentos:

Paquímetro;

Medidor de umidade;

Máquina universal de ensaios;

Dois relógios comparadores com precisão (1/ 1000 mm)

4.2.1.2 - Procedimento do ensaio

Os corpos de prova foram preparados e submetidos à verificação de suas dimensões e grau de umidade. Os relógios comparadores foram instalados em duas faces opostas de cada corpo de prova e, em seguida colocados na máquina universal de ensaios como mostra a figura 4.2.

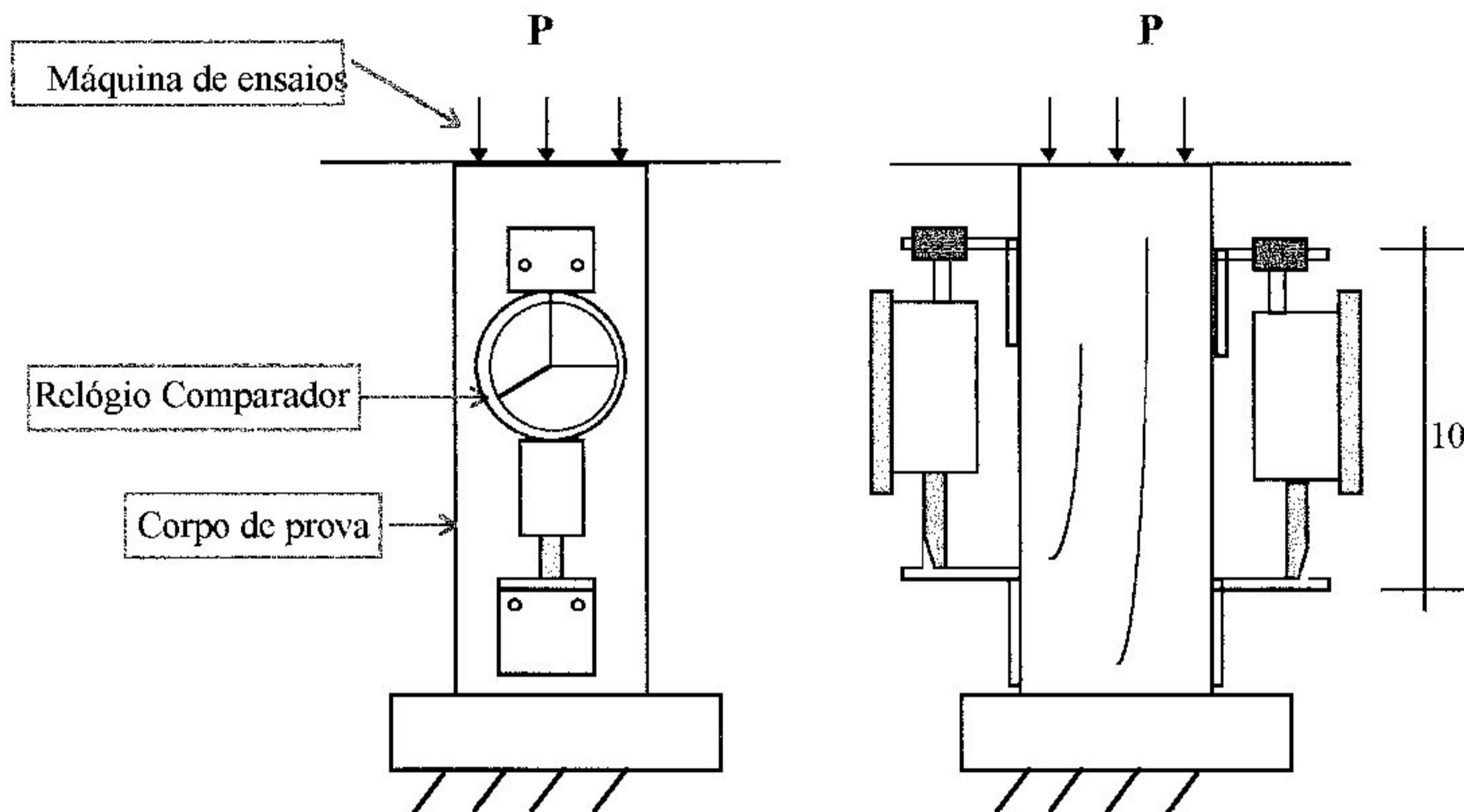


Fig. 4.2- Arranjo do Ensaio de Compressão Paralela às Fibras

No primeiro corpo de prova ensaiado, foi determinada a carga de ruptura. Desse modo, à medida que a carga foi sendo aplicada nos demais, foram realizadas leituras em espaços regulares de tempo pré determinados por valores percentuais da carga máxima de ruptura.

Conforme a figura 4.3, as deformações foram registradas a cada acréscimo de 10% do valor da carga de ruptura estimada até 50%, por dois ciclos. Então, a instrumentação foi retirada e o carregamento foi elevado até a ruptura do corpo de prova.

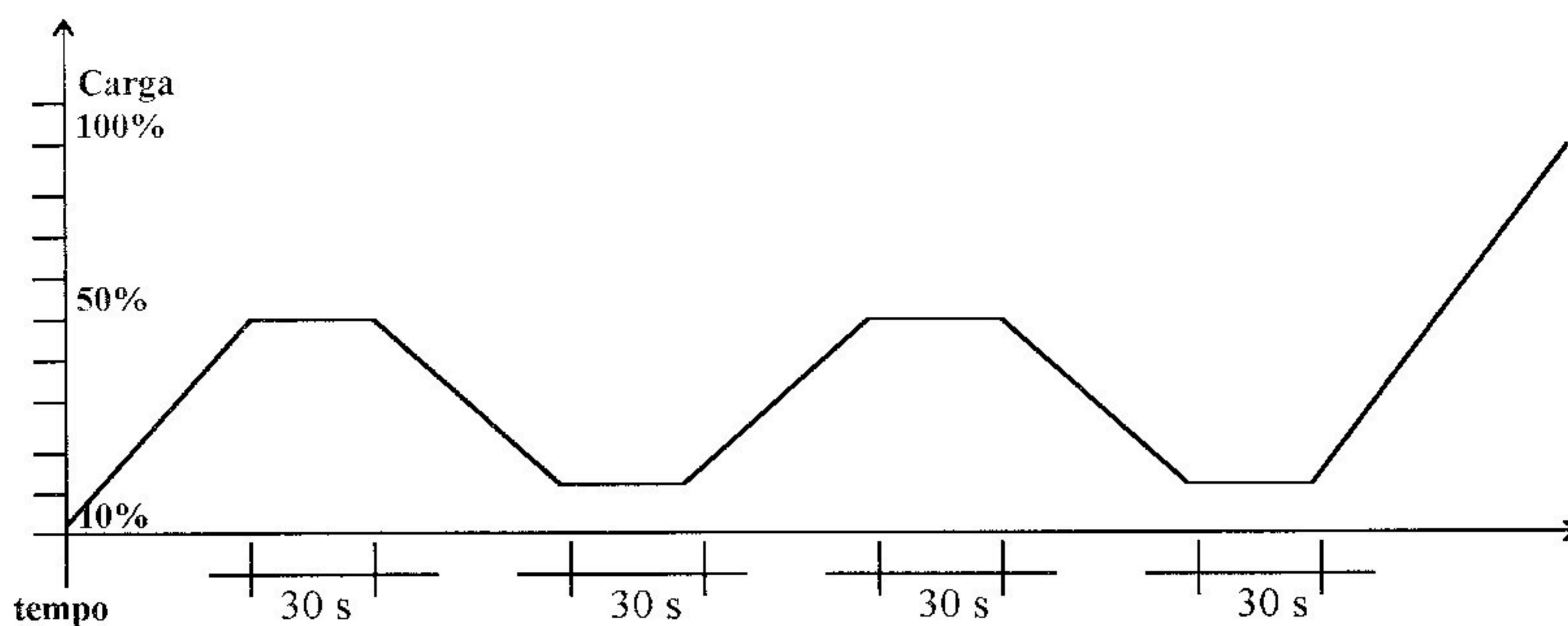


Fig.4.3 - Gráfico de carregamento para determinação da rigidez da madeira à compressão

A resistência à compressão paralela às fibras (f_{co}) é determinada pela máxima carga de compressão aplicada, dividida pela área da seção transversal do corpo de prova. O módulo de elasticidade da madeira é obtido do trecho linear do diagrama tensão/deformação.

4.2.2- Compressão Normal

O ensaio de compressão normal foi realizado com o objetivo de se determinar a resistência da madeira à compressão na direção normal às suas fibras e seu módulo de elasticidade. Dessa maneira os corpos de prova foram retirados com seção transversal quadrada, conforme a figura abaixo:

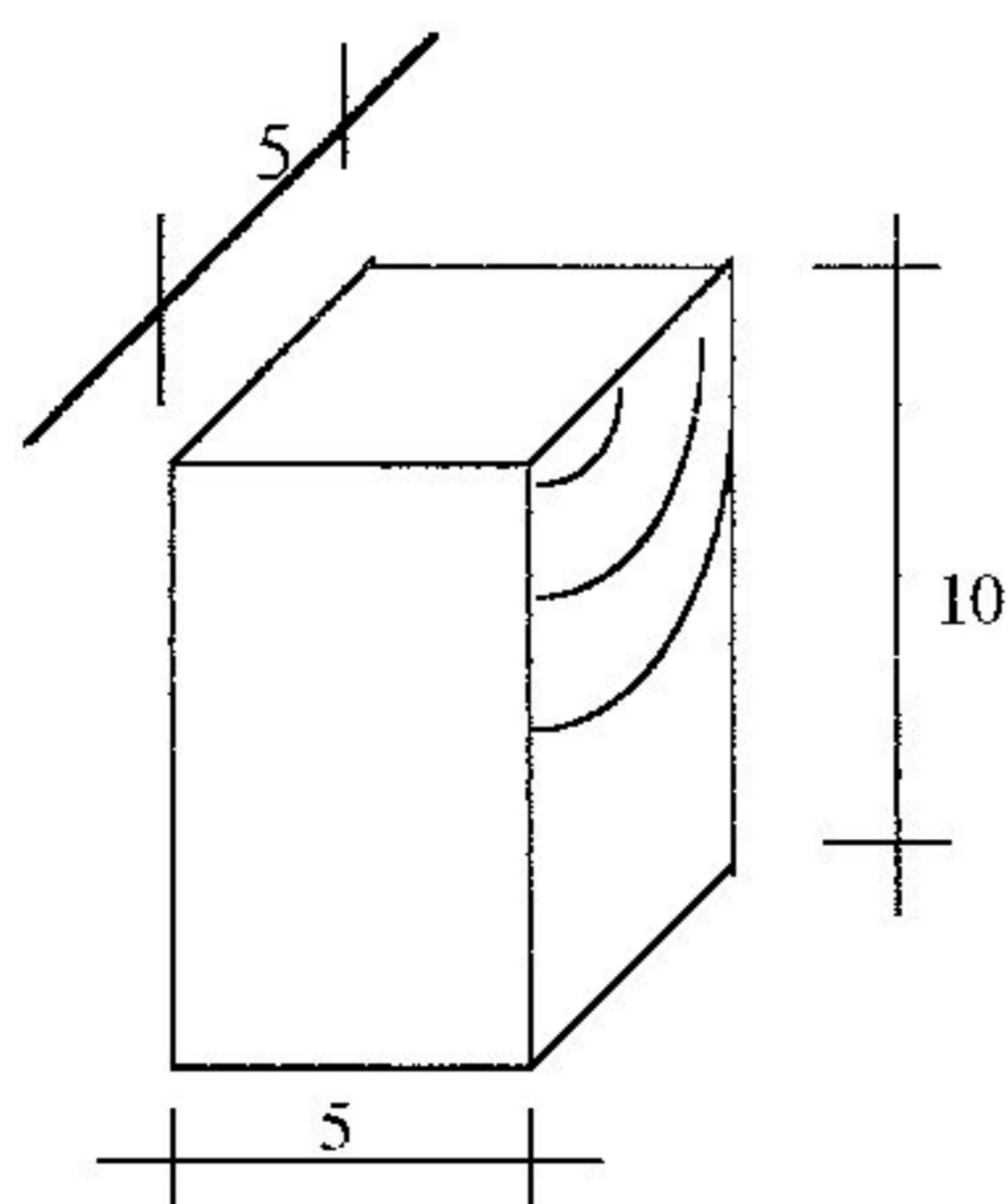


Fig. 4.4 -Corpo de Prova para Ensaio de Compressão Normal às Fibras (Dimensões em cm)

4.2.2.1- Equipamentos

Os equipamentos utilizados foram basicamente os mesmos do ensaio anterior, ou seja:

- Paquímetro;
- Medidor de umidade;
- Máquina universal de ensaios;
- Dois relógios comparadores com precisão (1/ 1000 mm);
- Barra de aço.

4.2.2.2 - Procedimento do ensaio

Os corpos de prova foram preparados e submetidos à verificação de suas dimensões e umidades, da mesma forma que o ensaio anterior. Os relógios comparadores foram apoiados em uma barra de aço localizada sobre o corpo de prova, considerada com deformação desprezível; então, foram submetidos à máquina universal de ensaios, como mostra a figura 4.5.

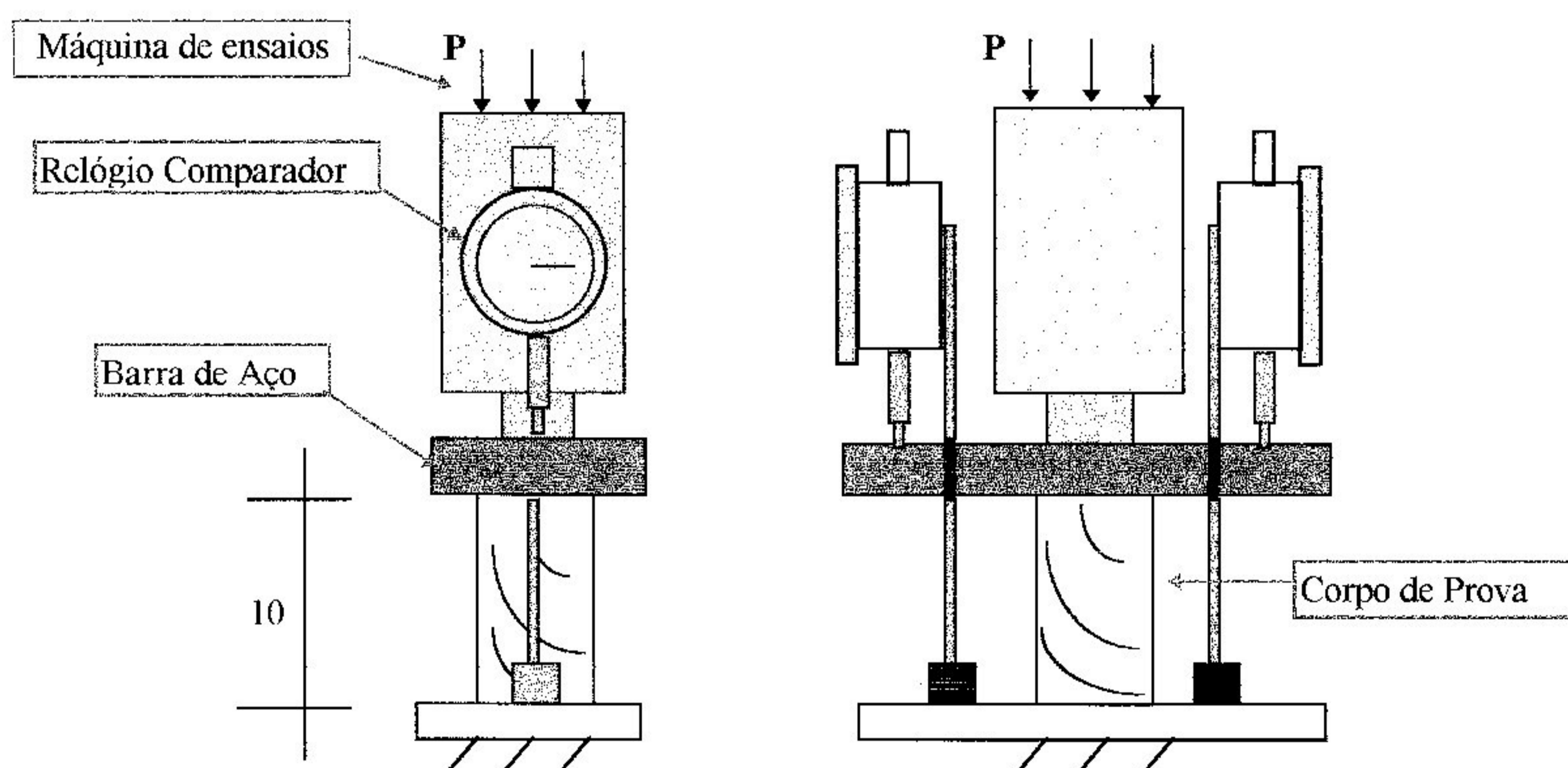
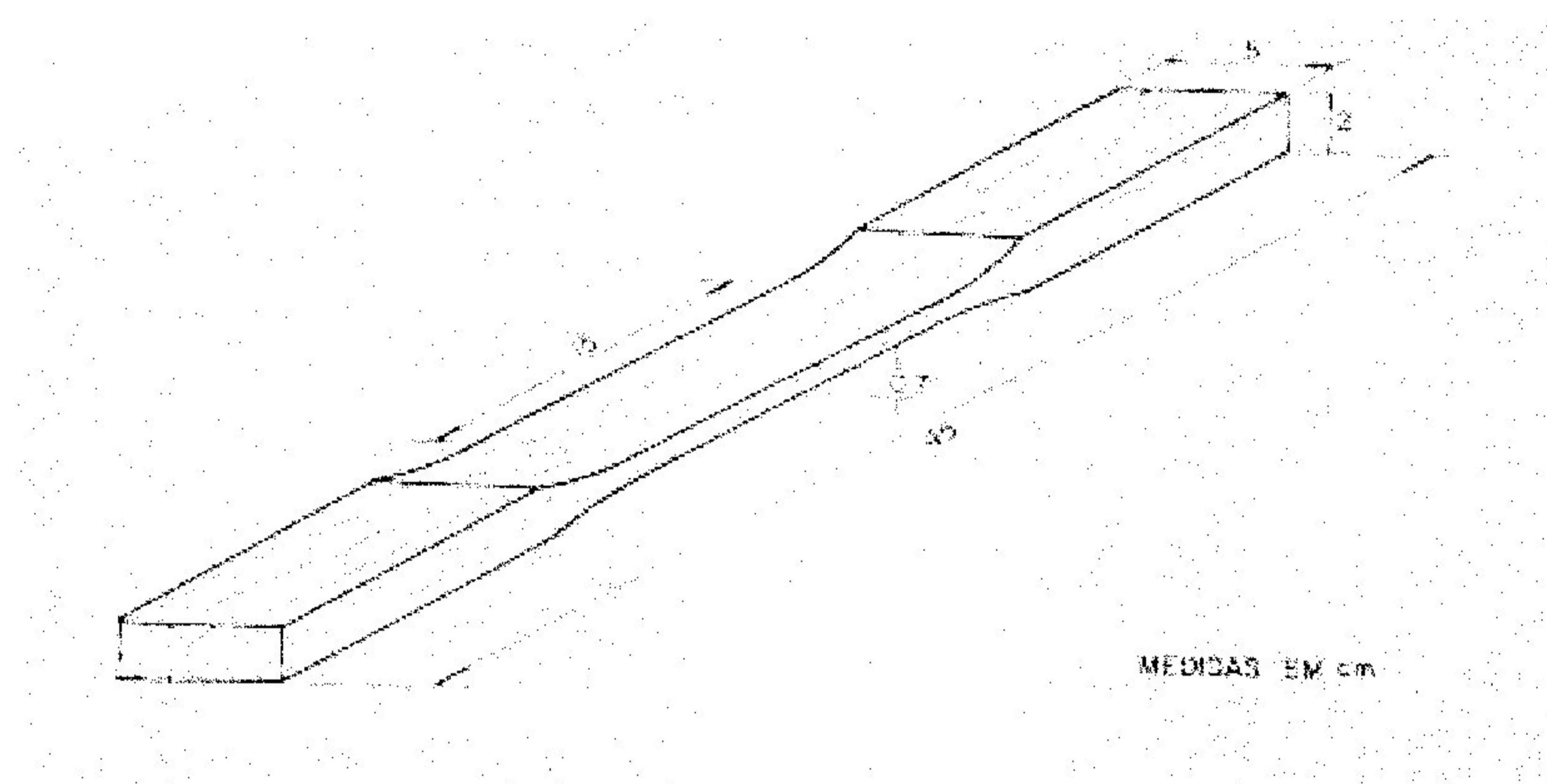


Fig. 4.5 - Arranjo do Ensaio de Compressão Normal às Fibras (Dimensões em cm)

4.2.3 - Tração Paralela às Fibras

O ensaio de tração tem como objetivo a determinação da resistência à tração paralela às fibras da madeira. Essa resistência é a máxima tensão de tração que pode atuar em um corpo de prova alongado com trecho central de seção transversal uniforme de área A e comprimento não menor que $8\sqrt{A}$, sendo as extremidades mais resistentes que o trecho central. Os corpos de prova foram aparelhados em forma retangular e colocados em gabaritos com precisão de 0,1 mm, da conforme o esquema figura 4.6.



4. 6- Corpo de Prova para Ensaio de Tração Paralela às Fibras (Dimensões em cm)

4.2.3.1- Equipamentos

Paquímetro;

Medidor de umidade;

Máquina universal de ensaios;

Dois Extensômetros elétricos de resistência.

4.2.3.2 - Procedimento do ensaio

Após a preparação dos corpos de prova, estes foram submetidos à verificação de suas dimensões e umidades da mesma forma que os ensaios anteriores. Ao invés da colocação de relógios comparadores, foram cuidadosamente colocados extensômetros com precisão de 50µm/m.

Assim como nos ensaios anteriores, o primeiro corpo de prova determina a carga máxima de ruptura. Nos demais, foram realizadas leituras em dois ciclos de carga e descarga como mostra a fig. 4.3.

O ensaio de tração apresenta dificuldades devido ao fato de a maior resistência da madeira ser a resistência à tração paralela às fibras. Normalmente, a tensão de ruptura à tração está entre 1.3 e 3 vezes a tensão de ruptura à compressão paralela. Dessa forma, há necessidade de grande esforço de tração ao romper o corpo de prova, tornando-se difícil fixar o mesmo para aplicar o esforço.

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 devem ser apresentados com os valores corrigidos para a umidade padrão de 12%, utilizando-se a seguinte expressão para módulo de elasticidade:

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

Sendo que a resistência deve ser corrigida pela expressão:

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

4.2.4 - Apresentação dos Resultados dos Ensaio Preliminares da Madeira

4.2.4.1- Compressão Paralela

c. p. (n)	Fco (kN)	fco (MPa)	Eco (MPa)	U (%)	fco (MPa) U12%	Eco (MPa) U12%
1	198	78	24254	21,78	97	28998
2	191	76	25561	23,88	95	31634
3	176	70	19247	18,08	83	21895
4	179	71	19216	13,55	74	19812
5	142	56	17887	15,85	63	19265
6	184	74	22815	14,05	78	23750
7	161	63	23299	13,30	66	23905
8	167	66	22828	13,60	70	23568
9	167	66	19836	13,35	69	20371

Tabela 4.1 - Resistência à Compressão Paralela da Madeira

c.p. = Corpo de prova

Fco = Carga de ruptura máxima

fco = Resistência à compressão, $fco = \frac{Fco}{A}$

Eco = Módulo de Elasticidade, $\frac{\sigma_{50\%} - \sigma_{10\%}}{\epsilon_{50\%} - \epsilon_{10\%}}$

U% = Umidade do corpo de prova

$E_{co,m} = 21660 \text{ MPa}$

$f_{co,m} = 68,9 \text{ MPa}$

4.2.4.2 - Compressão Normal

C.P (n)	Fc90 (kN)	fc90 (MPa)	Ec90 (MPa)	U (%)	fc90 (MPa) U12%	Ec90 (MPa) U12%
1	48	21	1975	24,00	26	2291
2	51	21	1935	21,15	26	2244
3	46	19	1981	19,52	24	2278
4	50	21	1600	20,60	26	1856
5	47	20	1357	21,40	24	1574
6	47	20	1708	19,65	24	1969
7	47	20	1606	24,20	25	1863
8	46	19	1546	23,50	24	1793
9	45	20	1151	23,20	24	1335
10	38	20	1078	16,47	22	1174
11	41	17	1388	20,60	22	1626
12	41	18	1318	18,40	21	1486
13	41	18	1715	16,70	20	1876
14	43	19	1817	21,82	24	2107

Tabela 4.2 - Resistência à Compressão Normal da Madeira

c.p. = Corpo de prova

Fc90 = Carga de ruptura

fc90 = Resistência à compressão normal, $fc90 = \frac{Fc90}{A}$

Ec90 = Módulo de Elasticidade, $\frac{\sigma_{50\%} - \sigma_{10\%}}{\epsilon_{50\%} - \epsilon_{10\%}}$

U% = Umidade do corpo de prova

Ec90,m = 1584 Mpa fc90,m = 19,50 MPa

4.2.4.3 -Tração Paralela

c.p (n)	F _{t0} (kN)	f _{t0} (MPa)	E _{t0} (MPa)	U (%)	f _{t0} (MPa) U 12%	E _{t0} (MPa) U 12%
1	43	161	18435	11,80	160	18325
2	56	160	16710	14,70	173	18063
3	63	216	20864	17,30	251	24182
4	50	174	20091	17,40	203	23347
5	56	185	14784	11,80	184	14696
6	51	184	22867	17,00	212	26297
7	54	185	19783	17,10	214	22809
8	53	186	18007	14,90	234	22706
9	54	195	26198	13,90	207	27691
10	42	165	19458	14,50	177	20917
11	51	188	22626	14,00	200	23983
12	55	193	23967	13,80	203	25261

Tabela 4.3 - Resistência à Tração Paralela da Madeira

c.p. = Corpo de prova

F_{t0} = Carga de ruptura

f_{t0} = Resistência à tração paralela, $f_{t0} = \frac{F_{t0}}{A}$

E_{t0} = Módulo de Elasticidade, $\frac{\sigma_{50\%} - \sigma_{10\%}}{\epsilon_{50\%} - \epsilon_{10\%}}$

U% = Umidade do corpo de prova

E_{t0,m} = 20315 Mpa

f_{t0,m} = 182,70 MPa

4.3- Ensaio dos Conectores

Foram realizados ensaios com os conectores de cisalhamento utilizados na união da alma de madeira e da mesa de concreto, com o objetivo de se conhecer a resistência dos mesmos.

O tipo de conector utilizado, conforme citado por JUNHO[71], apresenta a vantagem de ser o da mais fácil utilização, quando comparado a outros tipos de conectores.

Os corpos de prova de cisalhamento são compostos de conectores fixados na peça central de madeira, e de peças laterais de concreto, como ilustrado na fig. 4.8.

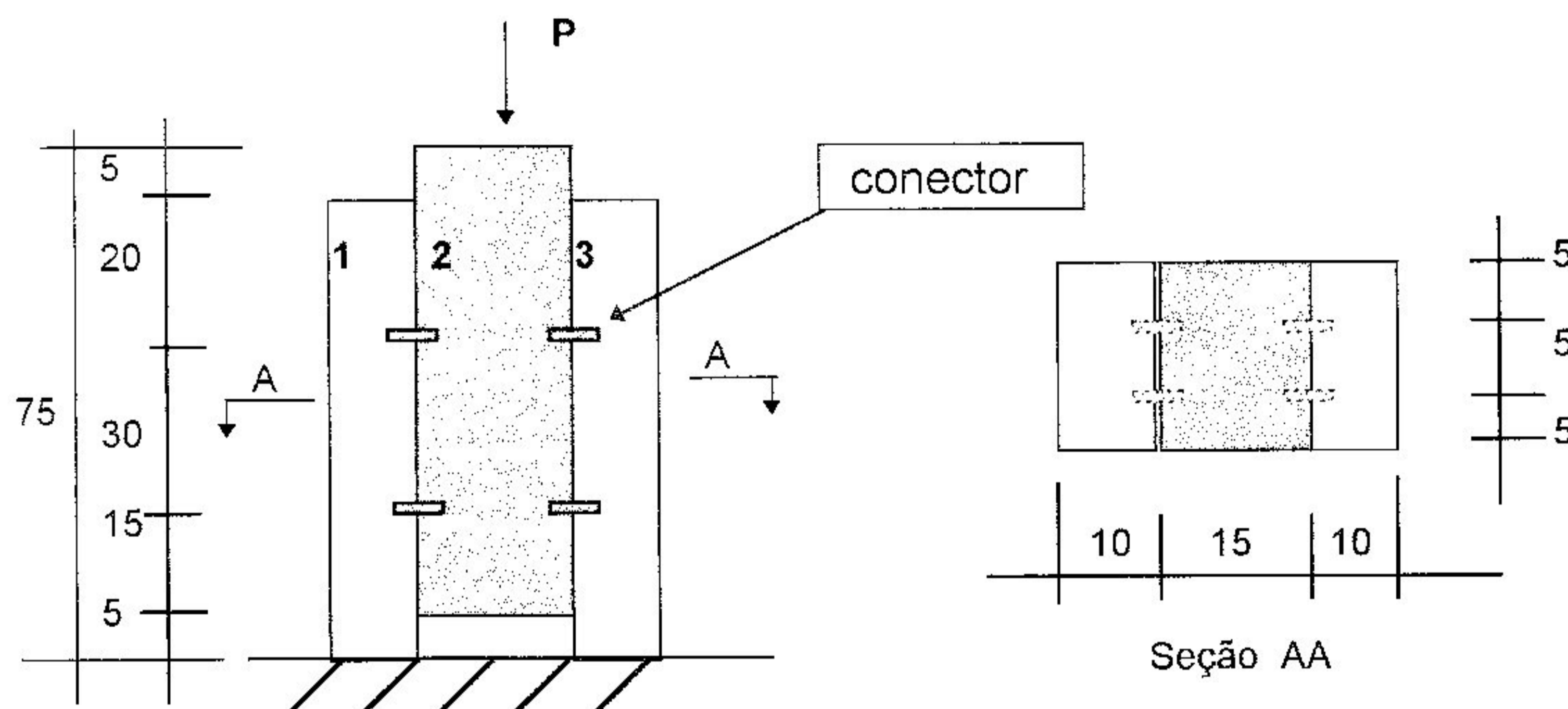


Fig. 4.8 -Corpo de Prova de Cisalhamento. Peças 1 e 3 em Concreto e peça 2 em Madeira. (Dimensões em cm)

Os conectores do tipo pino, com as dimensões de $\phi 3,6 \times 52,7$, foram locados e fixados, após a impermeabilização da madeira com uma fina camada de verniz. Posteriormente, foi executada a concretagem.

4.3.1- Procedimento do Ensaio

Durante o ensaio, foram executados três tipos de aplicação de carga: No primeiro (cp 01), a aplicação foi executada sem interrupção. No segundo (cp 02), a cada acréscimo de 7,38 kN, foi realizada a descarga na proporção de 2/3 e 1/3 desse valor, restabelecendo-se no último valor anterior à descarga. E no terceiro (cp 03), o procedimento foi semelhante ao anterior, porém seguido de descarga total. Nos três tipos de carregamento, a aplicação de carga foi executada até a ruptura da ligação.

4.3.2 - Resultados

As médias dos resultados dos ensaios de cisalhamento dos conectores utilizados estão apresentados na tabela 4.6.

Corpo de prova	Carga de Ruptura por Conector (kN)
1	4,0
2	7,1
3	8,0

Tabela 4.4- Ensaio dos Conectores

Obs: Os resultados dos ensaios de cisalhamento referem-se aos três tipos de aplicação de carga, respectivamente.

4.4 - Determinação das Características do Concreto

4.4.1- Considerações Preliminares

Para a obtenção de um concreto com características capazes de atender às condições necessárias às construções das vigas compostas, foi realizada uma dosagem experimental.

Foi necessário que o concreto tivesse trabalhabilidade e consistência satisfatória às condições de aplicação na fina forma de madeira (5 cm). Portanto, para a execução do concreto, foi utilizado o cimento tipo Portland comum, da Ciminas, CP 32-E, por ser muito usual na construção civil de Minas Gerais.

Os agregados foram escolhidos com diâmetro máximo conveniente, ou seja, o maior compatível com as dimensões da mesa de concreto. A NBR 6118 [71] recomenda que o diâmetro máximo seja inferior a 1/4 da menor distância entre as faces das formas e 1/3 das espessuras das lajes. De acordo com normas internacionais, a armadura deve ser levada em consideração; então, o agregado graúdo não deve ultrapassar 3/4 da distância mínima entre as barras de aço. Foram então utilizados, brita 0 em gnaisse e areia quartzosa normal respectivamente, como agregados graúdo e miúdo.

Foram utilizados aditivos plastificante e superplastificante com o objetivo de proporcionar um moderado abatimento inicial do concreto (slump entre 80 e 100 mm).

A combinação dos materiais foi processada em uma betoneira de 320 litros de capacidade sendo dimensionada para corresponder a um volume de 1 protótipo de viga e 5 cp's cilíndricos com dimensões de $\Phi = 15$ cm e $h = 30$ cm, para ensaios de caracterização.

4.4.2 - Traço do Concreto

Os materiais da concretagem foram colocados na betoneira na seguinte seqüência:

- 1) Colocação de 80% de água e aditivo plastificante no interior da betoneira;
- 2) Colocação do material brita 0;
- 3) Acionamento do motor da betoneira e desligamento após 30 s;
- 4) Adição do cimento e acionamento do motor;
- 5) Após 30s foi feita a adição da areia;
- 6) Adição do aditivo superplastificante e restante da água;
- 7) Funcionamento da betoneira em torno de 15min.

O traço do concreto, o fator água/cimento e slump estão na tabela a seguir:

PROT.	Traço	A/C	Slump
PROTÓTIPO 1	1: 3,404: 4,331	0,789	110mm
PROTÓTIPO 2	1: 3,404: 4,331	0,789	80mm

Tabela 4.5- Traço do Concreto

4.4.3 - Ensaio de Caracterização

Foram moldados 5 corpos de prova cilíndricos para cada protótipo de viga ensaiado, com 15 cm de diâmetro e 30 cm de comprimento, sendo 1 para ensaio de tração, 2 para ensaios de compressão e 2 para ensaios de módulo de elasticidade. Esses cp's foram submetidos a um vibrador de imersão para se obter um melhor adensamento do concreto durante a execução das vigas.

Após 28 dias da concretagem, de acordo com a NBR 6118 [72], foram ensaiados os cp's obtendo-se os resultados médios de módulo de elasticidade e tensões, conforme a tabela 5.3a.

4.4.3.1-Ensaio de Compressão

Conforme a NBR 5739 [73], foi realizado o ensaio de resistência à compressão. Esta resistência é obtida através da razão entre a carga de ruptura e a área da seção transversal do corpo de prova. Para este ensaio foram utilizados 2 cp's que foram submetidos à máquina universal de ensaios do LAEES. Os resultados foram coletados por um sistema simples de aquisição de dados expressos com precisão de 0,1 MPa e estão demonstrados na tabela 4.6.

4.4.3.2- Ensaio de Tração

De acordo com a NBR 7222 [74], a resistência à tração do concreto é obtida através de compressão diametral. São utilizadas duas tiras de madeira fixadas ao longo do comprimento do corpo de prova e sobre a marca de suas geratrizes. Utilizou-se a mesma aparelhagem do ensaio de compressão citado no item anterior e calculou-se a tração através da expressão:

$$f_{t,d} = \frac{2 F}{\pi d l}$$

Sendo:

$f_{t,d}$ é a resistência à tração por compressão diametral;

F é igual a carga máxima obtida através do ensaio;

d é igual ao diâmetro do cp;

l é igual ao comprimento do cp.

4.4.3.3 - Ensaio de Módulo de Elasticidade

Este ensaio foi realizado de acordo com a NBR 8522 [75], onde o módulo do concreto é obtido através da seguinte expressão:

$$E_{\text{sec},n} = \frac{\sigma_n - \sigma_{\text{inf}}}{\varepsilon_n - \varepsilon_0}$$

Sendo:

$E_{\text{sec},n}$ é igual ao módulo de secante correspondente à inclinação da reta que une os pontos do gráfico tensão/deformação relativos às tensões $\sigma_{\text{inf}} = 0,50$ MPa e σ_n ;

σ_n é igual a tensão considerada para o cálculo do módulo da secante;

ε_n é igual a deformação específica correspondente à tensão σ_n ;

ε_0 é a deformação correspondente à leitura L_0 .

Foram utilizados neste ensaio, 2 transdutores tipo LVDT (Linear Variable Differential Transformers) fixos a dois anéis conectados ao corpo de prova por meio de parafusos e foram dispostos em faces diametralmente opostas do mesmo. Estes transdutores forneceram os deslocamentos relativos médios entre os dois anéis.

Os resultados dos ensaios de caracterização estão demonstrados na tabela 4.6.

PROT.	$f_{c,m}$ (MPa)	$f_{t,m}$ (MPa)	$E_{c,m}$ (MPa)
PROTÓTIPO 1	14,00	1,25	25892
PROTÓTIPO 2	20,00	2,00	28746

Tabela 4.6 - Características do Concreto

5 - ENSAIOS DA VIGA DE MADEIRA E DAS VIGAS COMPOSTAS

5.1 - Introdução

Este capítulo tem como principais objetivos demonstrar como desenvolveram-se os ensaios das vigas compostas e também o ensaio da viga isolada de madeira. Estes ensaios foram realizados dentro do LAEES, com o auxílio de seus técnicos.

5.2- Considerações Teóricas

A ação composta é desenvolvida quando a viga de madeira e a laje de concreto armado, solidárias através de conectores, suportam cargas externas. Em vigas não-compostas, a seção efetiva para a flexão consiste de uma parcela da laje de concreto e outra parcela da seção da viga. Este sistema funciona apenas com a compatibilidade de deslocamentos verticais entre a laje e a viga, ocorrendo, assim deslocamentos horizontais relativos no plano de contato em consequência das diferentes curvaturas desenvolvidas pelos elementos estruturais (Fig. 5.1). Os elementos constituintes da seção (laje de concreto e viga de madeira) deformam-se, ficando suas faces inferiores tracionadas, enquanto suas faces superiores são comprimidas.

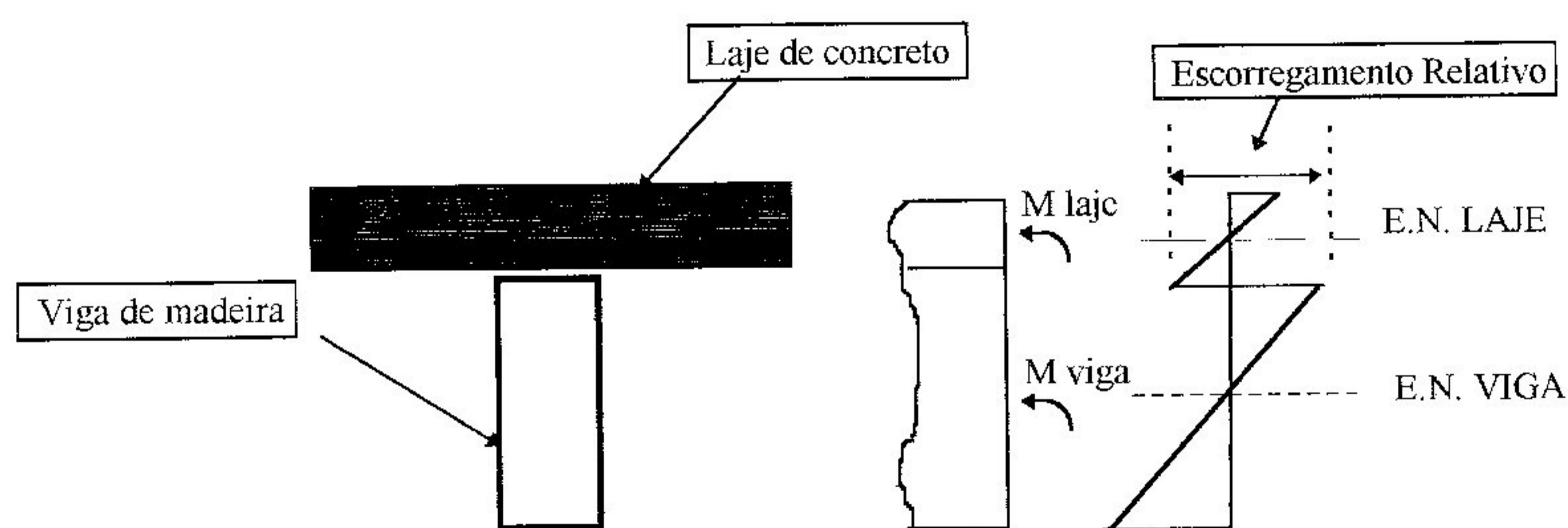


Fig. 5.1 - Distribuição de Deformações sem Interação entre a Viga de Madeira e a Laje de Concreto

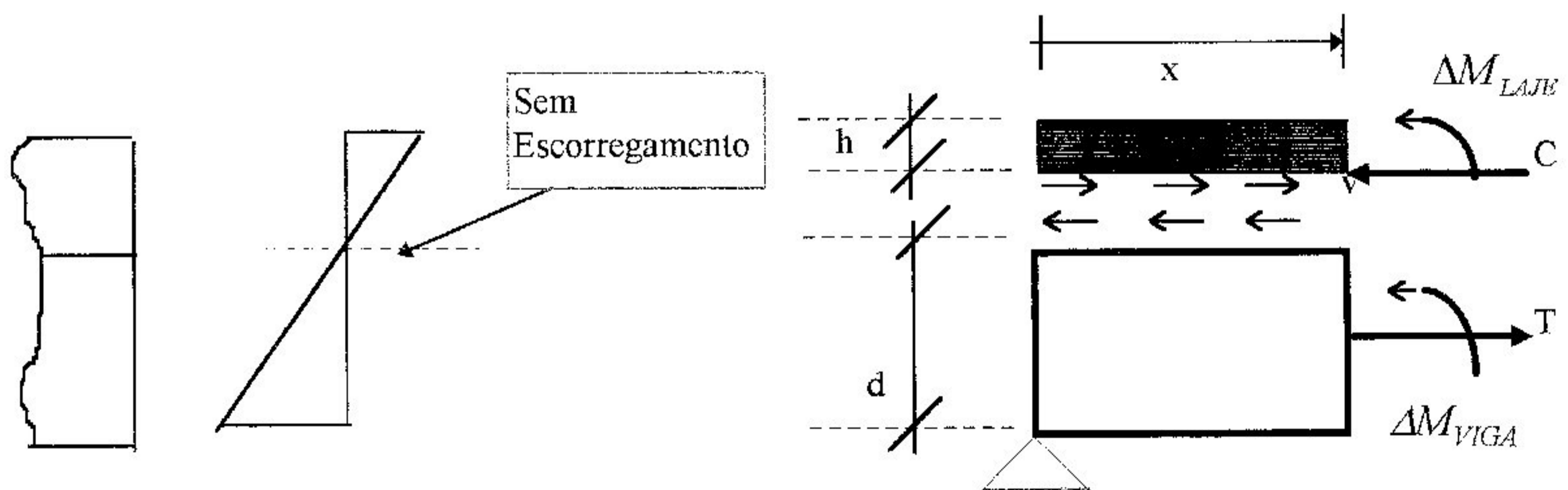
Da mesma forma como ocorre nas vigas mistas aço/concreto, aparecem dois eixos neutros independentes: um na laje de concreto e outro na viga de madeira, e o momento resistente total é :

$$M = M_{LAJE} + M_{VIGA}$$

Em relação ao funcionamento de um sistema composto, presume-se que não ocorra escorregamento relativo entre a laje de concreto e a viga. Dessa forma, aparecem forças horizontais de cisalhamento na superfície de contato que são absorvidas e transmitidas pelos conectores. Estes conectores asseguram o funcionamento da viga composta, ou seja, o funcionamento conjunto da viga de madeira e da laje de concreto.

Quando a laje é carregada, a tendência de deslizamento relativo entre os dois materiais, na superfície de contato, é restringida por eles, o que garante a ação composta. Portanto, a função principal dos conectores de cisalhamento é absorver o fluxo de cisalhamento e, adicionalmente, evitar a separação entre a viga de madeira e a laje de concreto.

O comportamento dos conectores é complexo, visto que depende não só das próprias características, mas também de outros parâmetros, dentre os quais a resistência do concreto envolvente e a geometria da região de ligação.



T e C, na figura 5.2 b, são as resultantes dos esforços de cisalhamento no plano de contato.

Quanto ao comportamento último das vigas compostas na interação completa, o número de conectores de cisalhamento deve ser capaz de garantir que o colapso da viga dar-se-á pela ruptura da viga de madeira ou pelo esmagamento do concreto. O menor valor entre essas duas resistências caracteriza o mecanismo de colapso da viga composta. Quando a resistência oferecida pelos conectores é inferior à resistência da viga composta, tem-se a interação parcial, e o colapso dar-se-á por insuficiência da conexão madeira-concreto.

5.3- Ensaio da Viga de Madeira

Foi realizado um ensaio de flexão estática da viga de madeira Paraju, para a determinação da carga de ruptura aproximada da viga composta e, também, para o conhecimento do comportamento da peça isolada, diferenciado dos ensaios das vigas.

O equipamento utilizado para a aplicação de carga foi um pórtico composto por um cilindro hidráulico com capacidade de 200 KN, um anel dinamométrico com capacidade de 100 KN, 3 relógios comparadores com o curso de 50 mm e precisão de 0,01mm. Também foram colocados extensômetros elétricos para medir deformações ao longo da altura da seção transversal da viga. Para este ensaio, a viga foi montada bi-apoiada, conforme o esquema:

5.3.1 - Apresentação dos Resultados

5.3.1.1 - Deslocamentos Verticais da Viga

CARGA (kN)	REL1 (mm)	REL2 (mm)	REL3 (mm)
0,00	0,00	0,00	0,00
2,329	1,31	0,77	1,35
4,658	2,64	2,66	2,71
6,987	3,54	3,92	3,64
9,316	4,73	5,63	4,71
11,645	5,65	7,07	5,91
13,974	6,65	8,59	6,98
16,303	7,81	9,97	7,96
18,633	8,91	11,62	9,17
20,962	10,43	13,61	10,55
23,291	11,74	14,91	11,49
25,621	12,66	16,31	12,49
27,949	13,66	17,82	13,51
30,278	14,64	19,76	14,93
32,607	15,21	21,09	15,91
34,936	16,01	22,52	16,95
37,265	16,58	23,92	18,01
39,594	17,68	25,31	19,14

TABELA 5.1 - Relógios Comparadores da Viga de Madeira

5.3.1.2 - Carga de Ruptura da Viga

A viga de madeira rompeu com um carregamento de 110 kN.

5.3.1.3 - Deformações da Viga

CARGA (kN)	Ext.1 (mstrain)	Ext.2 (mstrain)	Ext.3 (mstrain)	Ext.4 (mstrain)
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2,329	-9,81E+01	-8,55E+01	-6,16E+01	-1,22E+01
4,658	-2,20E+02	-2,15E+02	-1,48E+02	-1,22E+01
6,987	-3,06E+02	-3,01E+02	-2,22E+02	-1,22E+01
9,316	-4,16E+02	-4,24E+02	-3,08E+02	-2,44E+01
11,645	-5,14E+02	-5,28E+02	-3,82E+02	-2,44E+01
13,974	-6,25E+02	-6,32E+02	-4,56E+02	-2,44E+01
16,303	-7,23E+02	-7,30E+02	-5,18E+02	-2,44E+01
18,633	-8,33E+02	-8,53E+02	-6,04E+02	-2,44E+01
20,962	-9,55E+02	-9,87E+02	-7,15E+02	-3,66E+01
23,291	-1,06E+03	-1,08E+03	-7,77E+02	-3,66E+01
25,621	-1,14E+03	-1,17E+03	-8,51E+02	-4,88E+01
27,949	-1,25E+03	-1,29E+03	-9,25E+02	-3,66E+01
30,278	-1,39E+03	-1,43E+03	-9,25E+02	-4,88E+01
32,607	-1,47E+03	-1,52E+03	-1,09E+03	-4,88E+01
34,936	-1,57E+03	-1,62E+03	-1,16E+03	-6,10E+01
37,265	-1,66E+03	-1,79E+03	-1,26E+03	-6,10E+01
39,594	-1,77E+03	-1,82E+03	-1,31E+03	-6,10E+01
41,924	-1,89E+03	-1,95E+03	-1,41E+03	-7,32E+01
44,253	-1,99E+03	-2,06E+03	-1,48E+03	-7,32E+01
46,582	-2,10E+03	-2,17E+03	-1,56E+03	-7,32E+01
48,911	-2,19E+03	-2,20E+03	-1,64E+03	-7,32E+01
51,241	-2,33E+03	-2,41E+03	-1,73E+03	-7,32E+01
55,898	-2,42E+03	-2,50E+03	-1,79E+03	-7,32E+01
60,556	-2,51E+03	-2,60E+03	-1,87E+03	-7,32E+01
65,214	-2,62E+03	-2,73E+03	-1,96E+03	-8,54E+01
69,873	-2,73E+03	-2,84E+03	-2,05E+03	-8,54E+01
74,531	-2,93E+03	-3,05E+03	-2,18E+03	-8,54E+01
83,848	-3,05E+03	-3,17E+03	-2,28E+03	-8,54E+01
88,505	-3,30E+03	-3,44E+03	-2,47E+03	-9,76E+01

TABELA 5.2- Extensômetros da viga de madeira

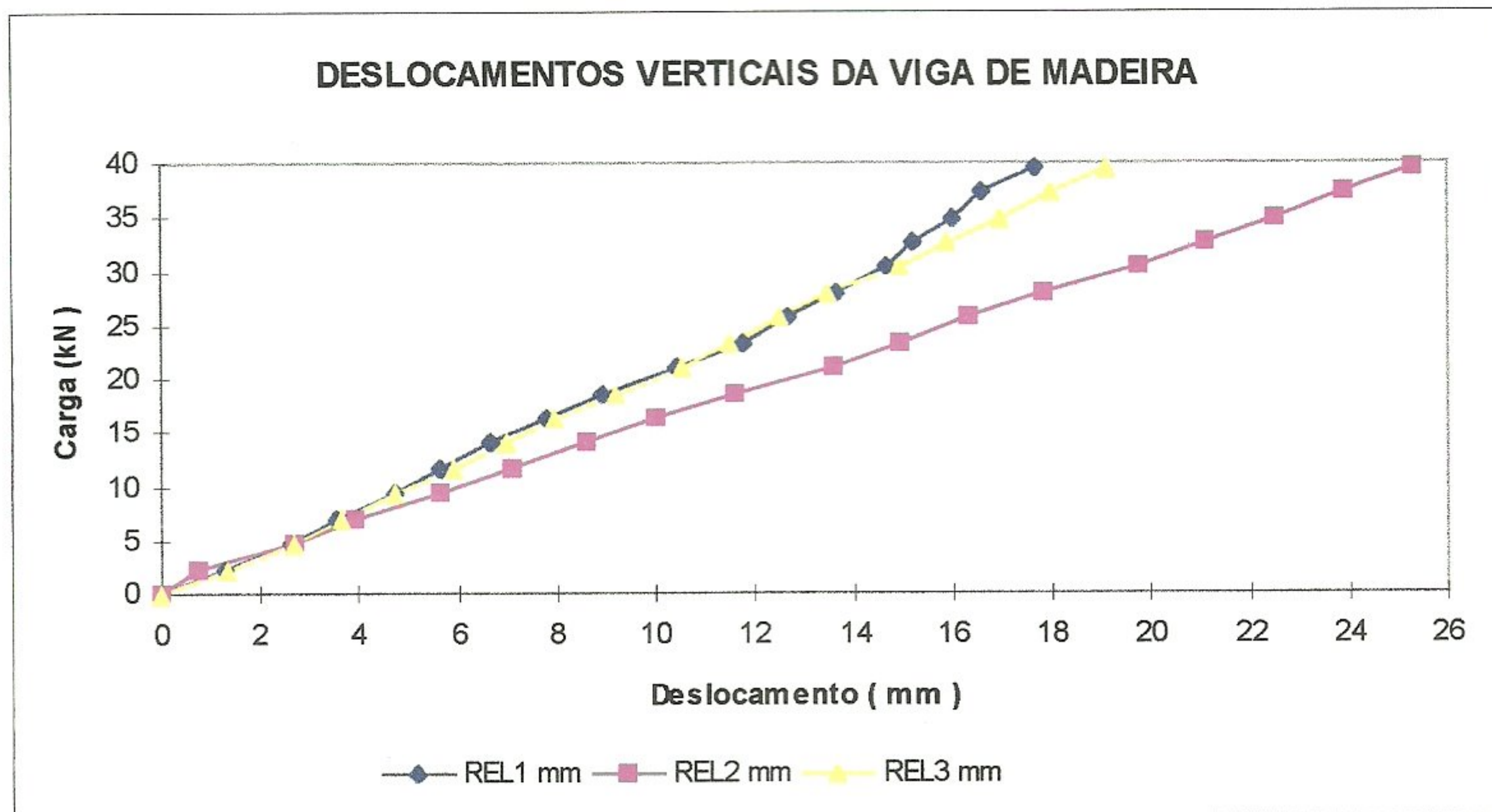


Gráfico 5.1 - Relógios Comparadores da Viga de Madeira

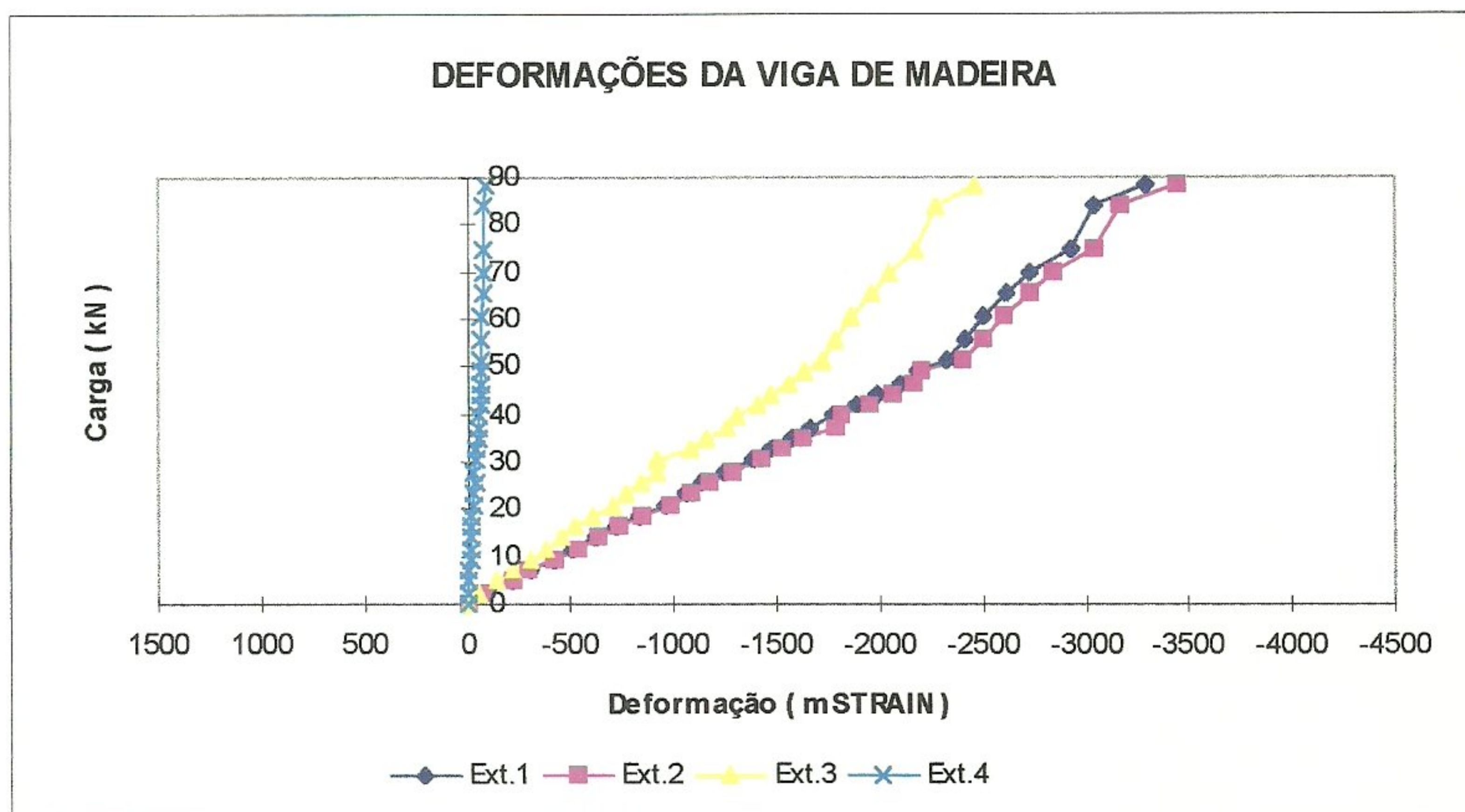


Gráfico 5.2 - Extensômetros da Viga de Madeira

5.4- Montagem das Vigas Compostas

5.4.1- Montagem da forma

Após a caracterização dos materiais componentes das vigas compostas, madeira e conectores, conforme descrito no capítulo anterior, iniciou-se a fase de montagem das formas. Primeiramente foi montada a forma utilizada para a concretagem da mesa das vigas, elaborada em compensado resinado na carpintaria do LAEES.

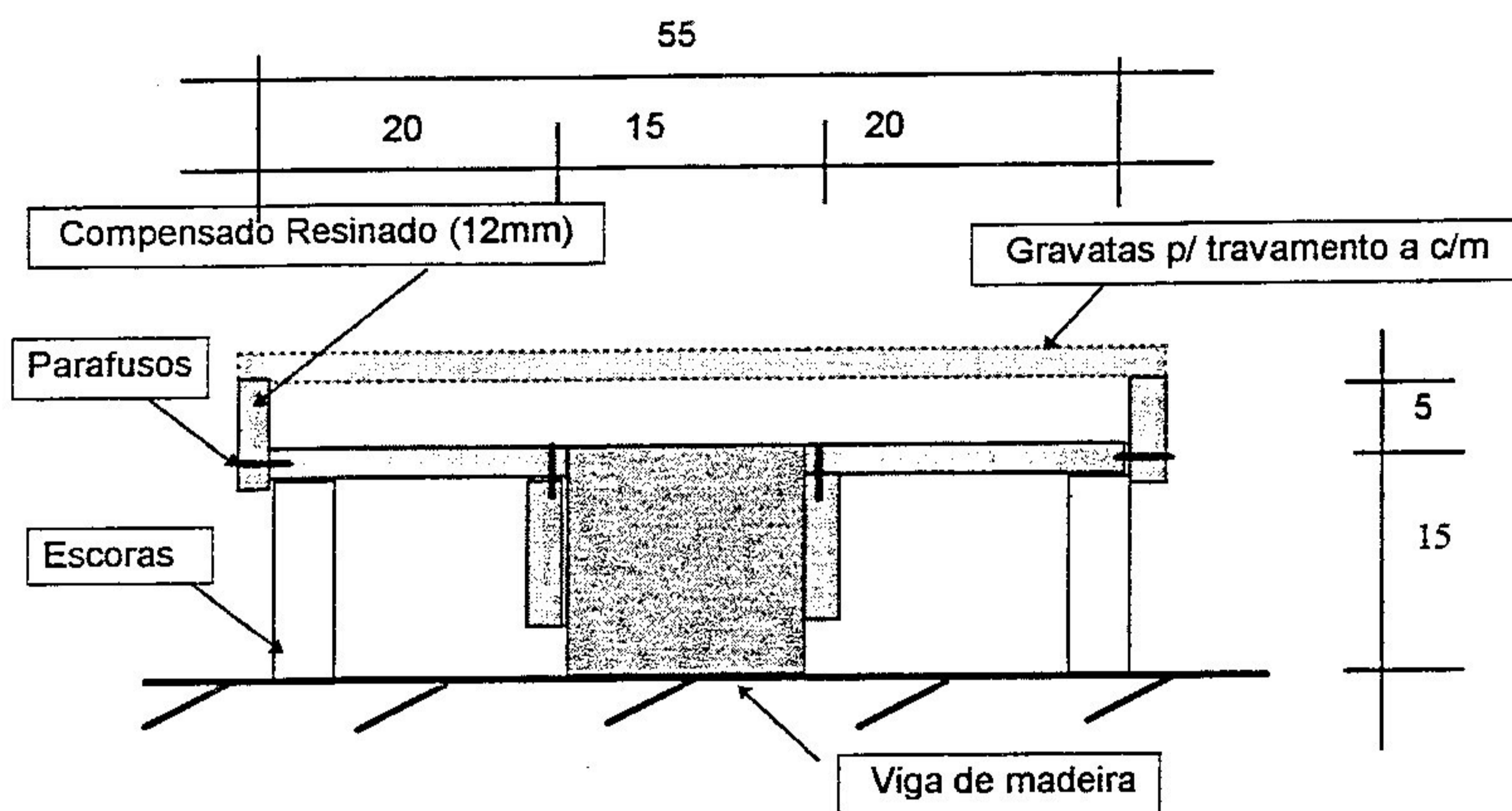


Fig. - 5.5- Seção Transversal da Fôrma das mesas de concreto (Dimensões em cm)

Ao realizar a montagem das formas foi observada uma série de precauções quanto à sua preservação, para que, em fases posteriores a essa, não houvesse o comprometimento do sucesso da experimentação.

As partes da forma foram unidas com parafusos para que houvesse reaproveitamento das mesmas na concretagem do segundo protótipo.

A alma, ou seja, a viga de madeira paraju, foi impermeabilizada antes da fixação da fôrma, com uma fina camada de verniz na face superior e nas laterais. Essa impermeabilização tem o objetivo de evitar a penetração de água na madeira, na fase da concretagem, e alterar, assim, suas características. Após a fixação da fôrma, de compensado resinado na alma, foram colocadas escoras e gravatas a cada 1 metro de fôrma para prevenção de um possível deslocamento das peças.

5.4.2- Fixação dos conectores

Após a montagem da fôrma, foram fixados os pinos metálicos, através de um revólver de pressão, conforme especificado no capítulo anterior.

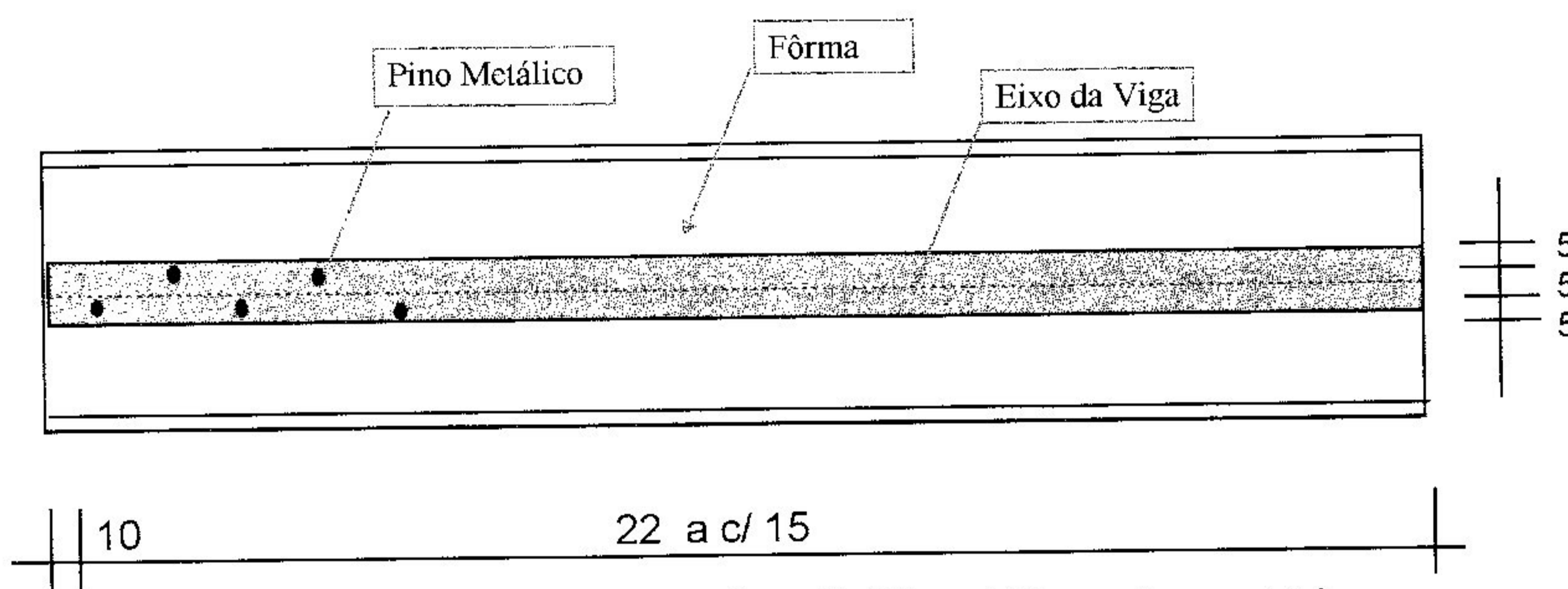


Fig - 5.6- Vista da Posição dos Pinos Metálicos (Dimensões em cm)

Para reduzir o risco da existência de um plano preferencial de fendilhamento na madeira (NBR 7190) [77], os pinos foram posicionados simetricamente em relação ao eixo da viga de madeira.

O espaçamento mínimo de centro a centro dos conectores situados na direção paralela às fibras deve ser 6 vezes o seu diâmetro. Em relação às peças

tracionadas, o espaçamento do centro do último pino até a extremidade da peça deve ser $7d$.

Em relação à compressão, a distância do centro do último pino à extremidade da peça deve ser $4d$. Do centro de qualquer pino à borda lateral da peça, medido perpendicularmente às fibras, a distância deve ser $1,5d$.

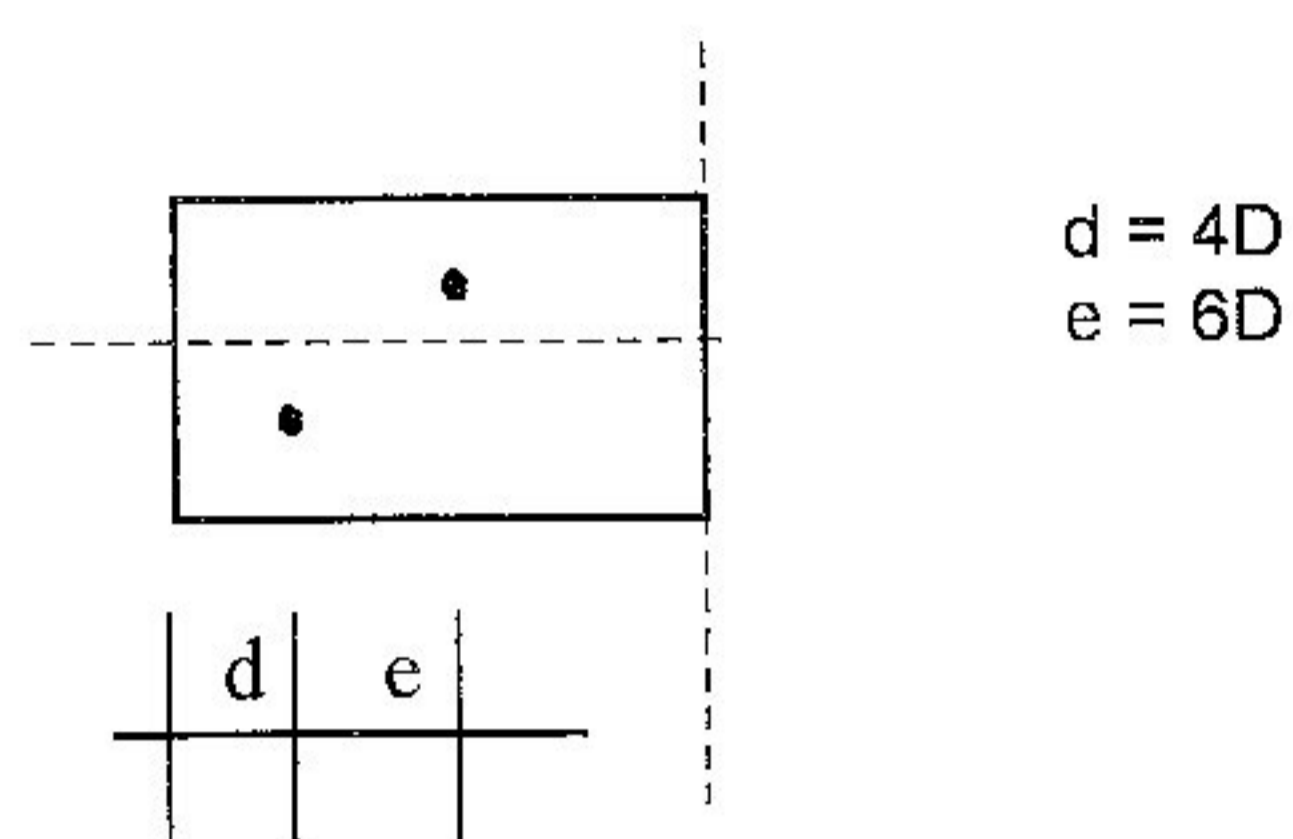


Fig. - 5.7- Posicionamento Longitudinal dos Pinos Metálicos

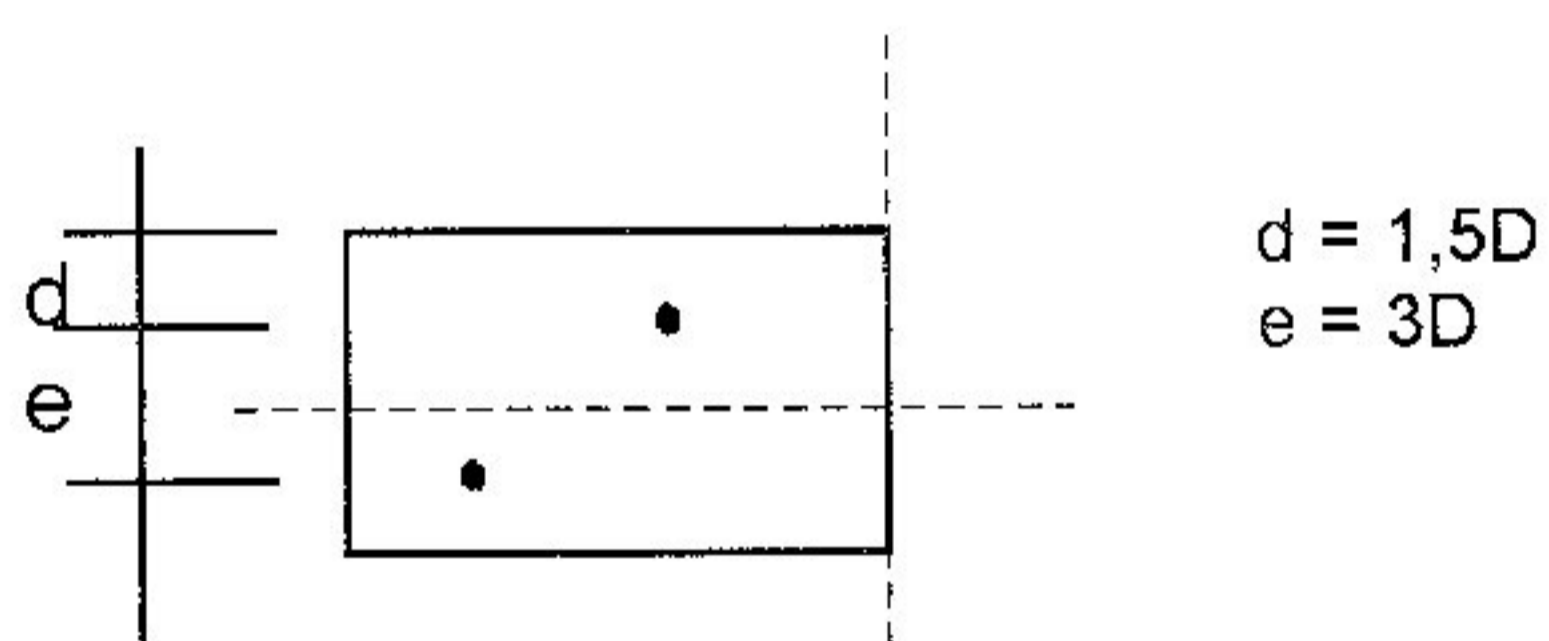


Fig. - 5.8- Posicionamento Lateral dos Pinos Metálicos

Após a marcação do posicionamento dos pinos, a pressão do revólver foi regulada de modo que, ao ser executada a cravação, o pino conector penetrasse na madeira somente o valor desejado, ou seja, 2,61 cm conforme ilustrado.

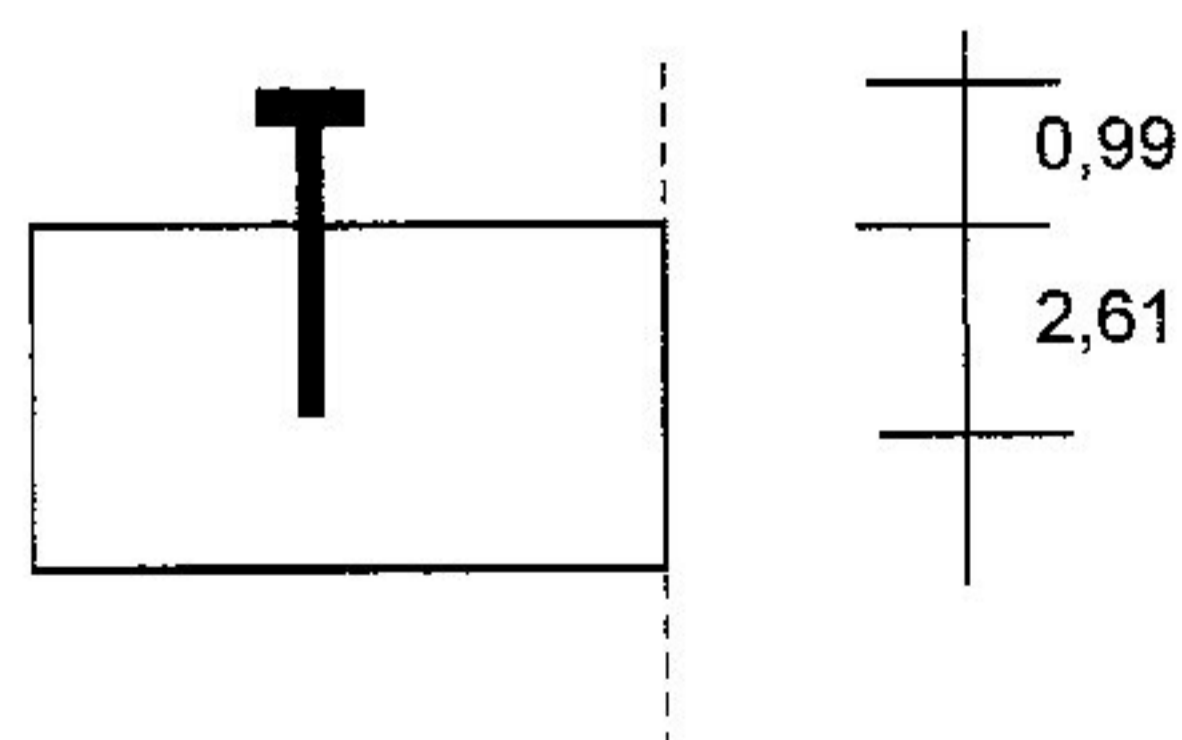


Fig. - 5.9- Profundidade dos Pinos Metálicos (Dimensões em cm)

Esses valores foram pré determinados, baseando-se em ensaios preliminares realizados em corpos de prova de cisalhamento, conforme descrito anteriormente.

5.4.3- Execução e Controle do Concreto

Primeiramente, apesar da pequena espessura da mesa da viga, foi utilizada uma tela de aço para armar o concreto. Essa foi escolhida de acordo com as dimensões das peças da estrutura e com as especificações da NBR 6118 [78] que estabelece condições exigíveis para obtenção do aço para concreto armado.

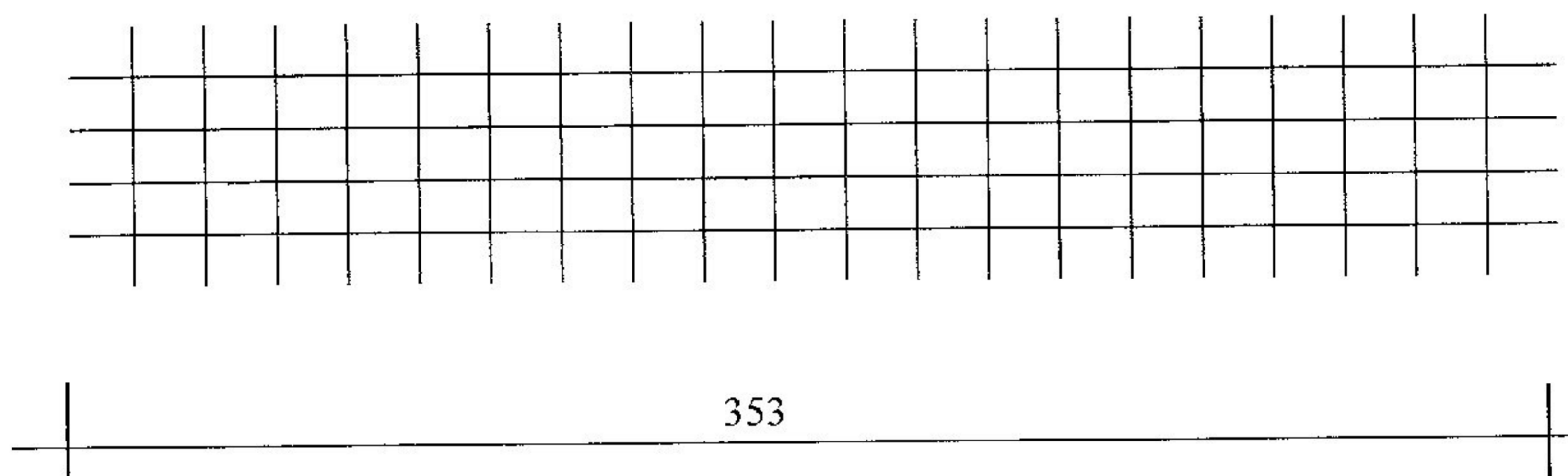


Fig. - 5.10- Tela de Aço - $\phi = 3,6$ mm, Malha = 100mm

Após a aplicação do líquido desmoldante na forma, a tela de aço foi encaixada e fixada com protetores para que não se deslocasse na fase de vibração do concreto.

Para a obtenção de um concreto com características capazes de atender às condições necessárias às construções dos dois protótipos, foi feita uma dosagem experimental, conforme descrito no capítulo 4.

5.4- Descrição dos Ensaio da Viga Composta

Os esquemas a seguir mostram como foram realizados os ensaios de flexão estática nas vigas compostas que foram bi-apoiadas, com aplicação de carga nos trechos pré determinados dos vãos, como mostram as figuras 5.11a e 5.11b.

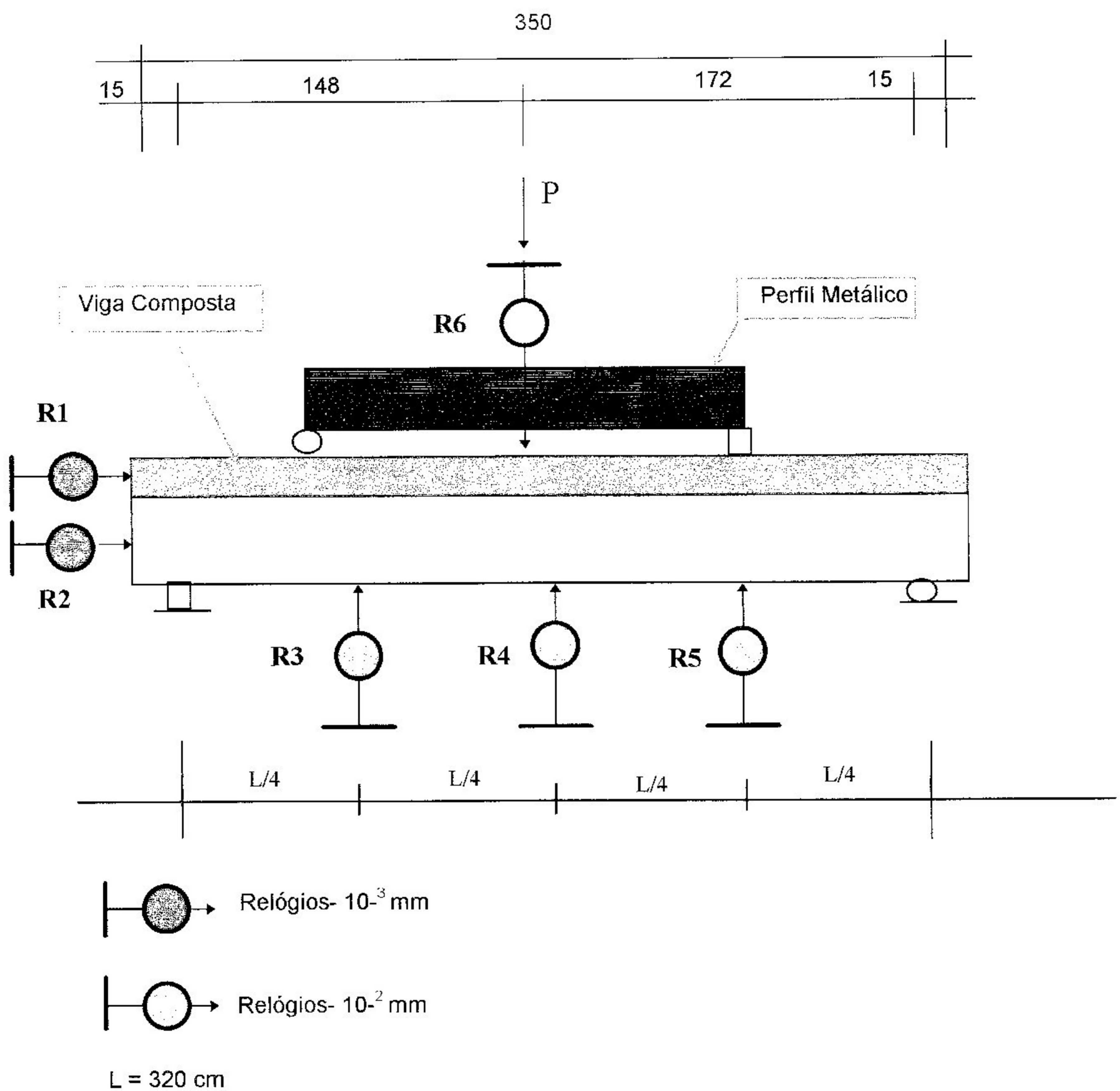


Fig.5.11 a - Esquema de Ensaio de Flexão da Viga Composta Madeira/Concreto
(Protótipo 1)

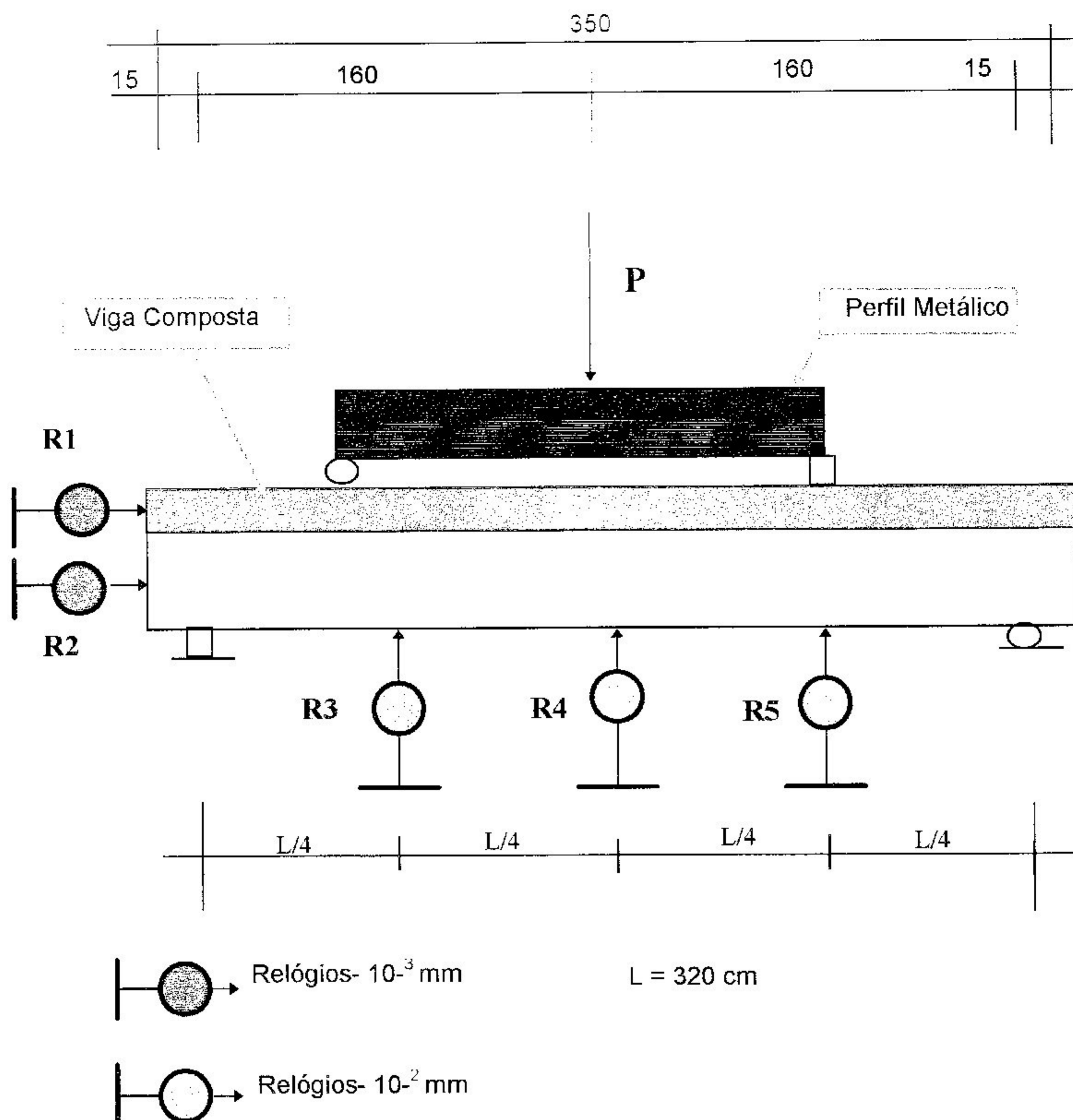


FIG.5.11b - Esquema de Ensaio de Flexão da Viga Composta Madeira / Concreto (Protótipo 2)

Os relógios comparadores que auxiliaram na leitura do escorregamento relativo entre a mesa de concreto e a alma de madeira foram instalados nas extremidades dos protótipos, conforme o esquema anterior. Os demais relógios -3, 4, 5 e 6-, determinaram o valor dos deslocamentos verticais.

Também foram instalados extensômetros na seção transversal central da viga para, durante os ensaios, medir as deformações ao longo da seção. Os extensômetros foram colocados nas seguintes posições: face superior e inferior das mesas, face lateral superior e face superior e inferior das almas, como mostra a figura 5.13a e 5.13b.

Especificações dos extensômetros utilizados:

Concreto - KC-70-A1-11

Madeira -KFG-10-120-C1-11

Para aplicação de carga foi utilizado o mesmo equipamento da viga de madeira, ou seja, o pórtico composto por um cilindro hidráulico com capacidade de 200 KN e o anel dinamométrico com capacidade de 100 KN.

Durante o ensaio, a carga aplicada foi sendo aumentada efetuando-se as leituras dos relógios comparadores, que foram dispostos conforme esquema descrito acima.

A leitura da flecha máxima foi realizada em torno de 50% do valor previsto para ruptura da viga, feita conforme o item 5.3, visando a conservar a integridade dos relógios comparadores. Posteriormente, essa aplicação prosseguiu até a ruptura das vigas.

5.4- Apresentação dos Resultados Experimentais

Foram realizadas medições do deslizamento das mesas de concreto em relação à alma das vigas para os carregamentos aplicados. De acordo com o esquema de ensaio descrito no item anterior, o relógio 1 refere-se à mesa e o relógio 2 refere-se à alma. Quanto aos deslocamentos verticais, os relógios foram dispostos conforme o esquema da figura 5.8a e 5.8b.

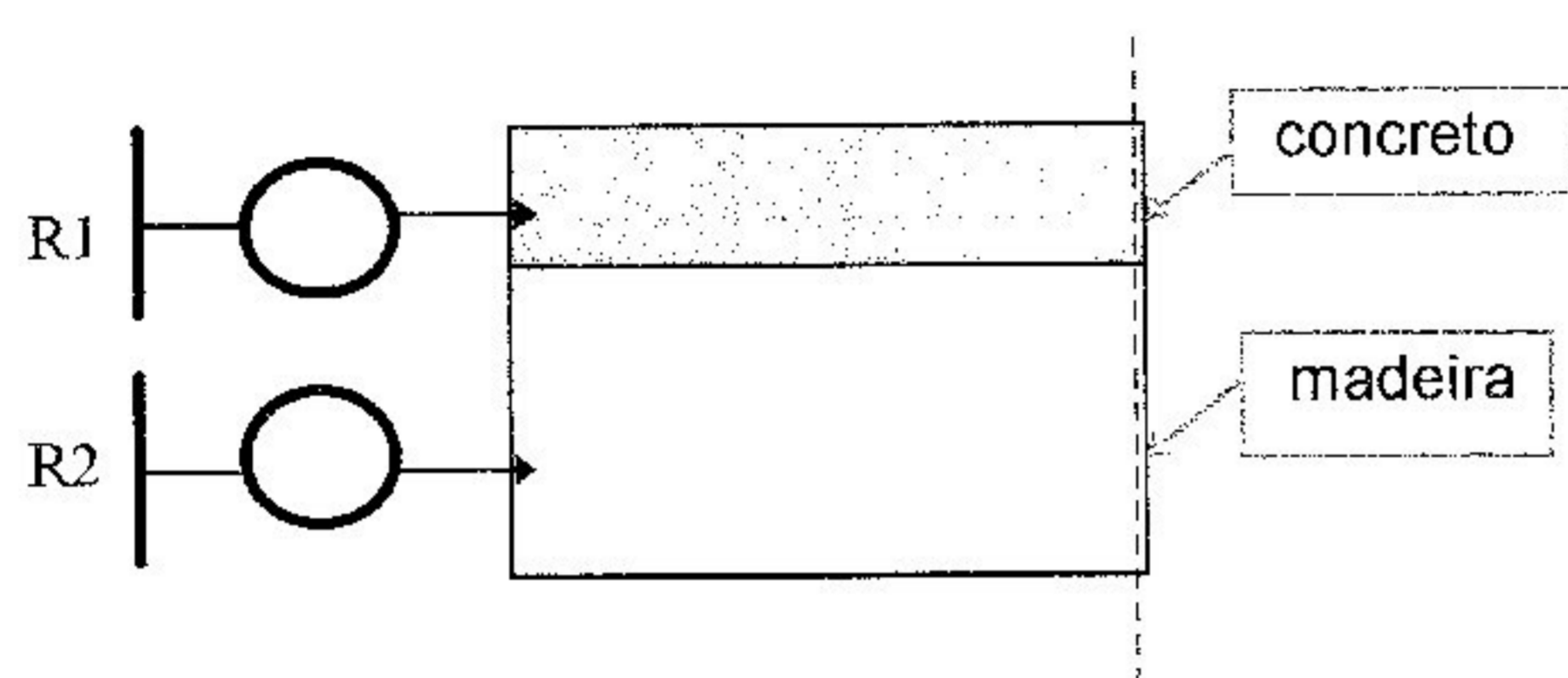


Fig. 5.12- Posicionamento dos Relógios Comparadores

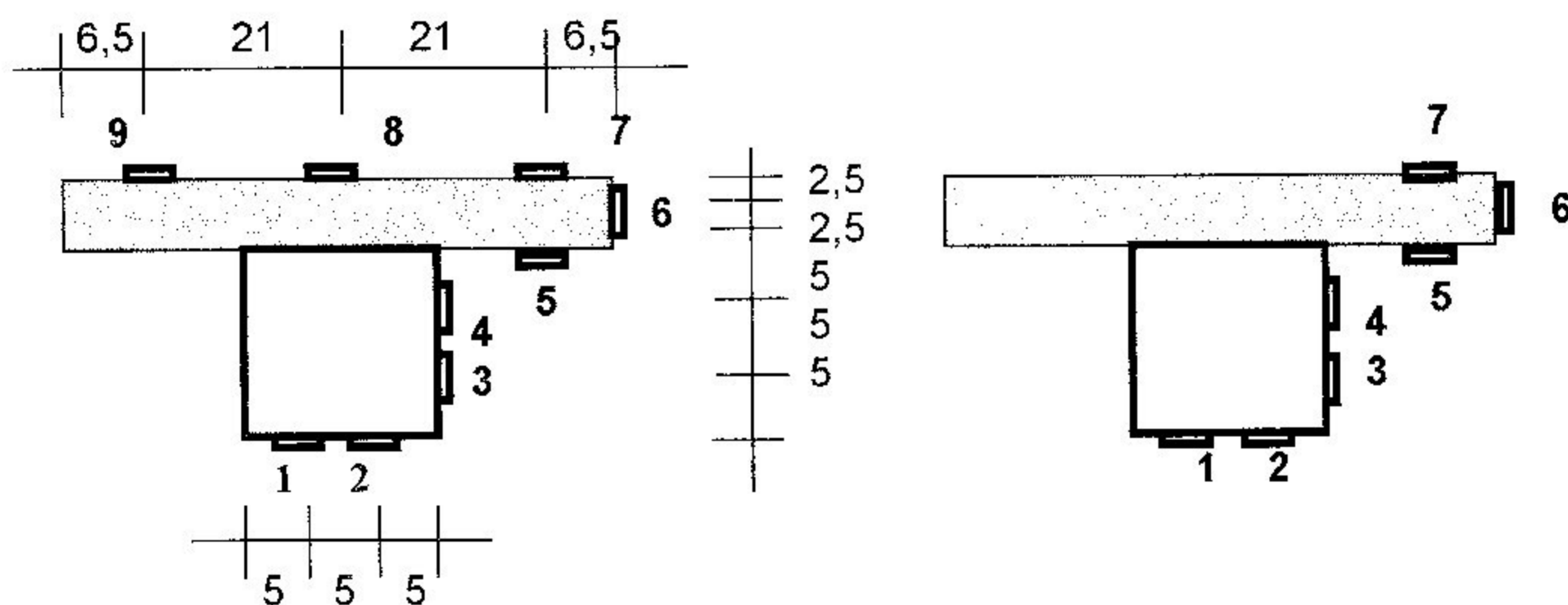


Fig. 5.13 a e 5.13 b- Posicionamento dos Extensômetros dos Protótipos 1 e 2 respectivamente (cm)

Os resultados dos ensaios das vigas compostas serão apresentados a seguir, em tabelas e gráficos para as 2 vigas ensaiadas.

5.5.1 - Apresentação dos resultados dos deslocamentos verticais e horizontais do Protótipo 1

CARGA (kN)	REL. 01 (mm)	REL. 02 (mm)	REL.03 (mm)	REL. 04 (mm)	REL. 05 (mm)	REL. 06 (mm)
0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,931	0,03	0,00	0,20	0,30	0,45	0,81
1,863	0,06	0,00	0,45	0,60	0,69	1,20
2,794	0,07	0,00	0,69	0,91	0,89	1,54
3,726	0,09	0,00	0,89	1,16	1,09	1,84
4,658	0,09	0,02	1,13	1,46	1,32	2,21
5,589	0,16	0,06	1,53	2,04	1,71	2,81
6,521	0,17	0,07	1,65	2,22	1,84	3,01
7,453	0,19	0,09	1,97	2,67	2,13	3,48
8,384	0,23	0,11	2,26	3,07	2,43	3,92
9,316	0,26	0,13	2,57	3,50	2,72	4,42
10,248	0,30	0,15	2,97	3,98	3,05	4,87
11,179	0,33	0,18	3,24	4,32	3,36	5,35
12,111	0,36	0,21	3,55	4,86	3,68	5,81
13,042	0,40	0,24	3,93	5,32	4,04	6,36
13,974	0,43	0,26	4,25	5,83	4,36	6,82
16,303	0,52	0,32	5,19	7,10	5,27	8,18
18,632	0,60	0,47	6,17	8,50	6,26	9,60
20,961	0,69	0,53	7,13	9,86	7,18	10,96
23,291	0,77	0,59	8,00	11,16	8,16	12,36
25,620	0,86	0,64	8,95	12,61	9,18	13,85
27,949	0,94	0,72	9,91	14,15	10,25	15,39

TABELA 5.4 - Relógios Comparadores do Protótipo 1

5.4.2 - Apresentação dos resultados dos deslocamentos verticais e horizontais do Protótipo 2

CARGA (kN)	REL.1 (mm)	REL. 02 (mm)	REL.03 (mm)	REL. 04 (mm)	REL. 05 (mm)
0	0	0	0	0	0
2,329	0,00	0,00	0,76	1,13	0,79
4,658	0,00	0,00	1,82	2,49	2,02
6,987	0,63	0,65	2,41	3,44	2,67
9,316	1,22	1,28	3,43	4,65	3,54
11,645	1,58	1,65	4,40	5,75	4,29
13,974	1,81	1,89	5,29	6,82	5,02
16,303	2,09	2,17	6,43	8,20	5,93
18,632	2,31	2,42	7,45	9,49	6,78
20,961	2,55	2,66	8,63	10,97	7,78
23,291	2,71	2,82	9,65	12,25	8,67
25,620	2,87	2,99	11,00	13,94	9,81
27,949	3,00	3,14	11,30	15,35	10,76
30,278	3,16	3,28	11,45	17,05	11,89
32,607	3,33	3,43	12,02	18,65	12,27
34,936	3,44	3,53	13,30	19,30	13,99
37,265	3,52	3,61	14,25	20,53	14,82
39,594	3,62	3,71	15,64	21,38	16,02
41,923	3,68	3,77	16,81	21,88	17,02
44,253	3,77	3,85	18,39	24,95	18,39
46,582	3,84	3,90	19,43	26,28	19,27
48,911	3,88	3,94	20,82	28,09	20,48
51,241	3,91	3,99	22,09	29,74	21,57

TABELA 5.5- Relógios Comparadores do Protótipo 2

5.4.3 - Apresentação dos resultados das deformações do Protótipo 1

CARGA (kN)	Ext. 01 (mstrain)	Ext. 02 (mstrain)	Ext. 03 (mstrain)	Ext. 04 (mstrain)
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,932	-3,68E+01	-3,07E+01	-1,86E+01	1,23E+01
1,863	-6,14E+00	-3,07E+01	-1,86E+01	4,29E+01
2,795	-6,75E+01	-5,52E+01	-2,48E+01	3,68E+01
3,726	-6,75E+01	-4,91E+01	-2,48E+01	5,52E+01
4,658	-8,59E+01	-6,13E+01	-6,21E+00	6,13E+01
5,591	-1,72E+02	-1,75E+02	-8,08E+01	6,13E+00
6,521	-2,03E+02	-1,93E+02	-9,32E+01	6,13E+00
7,453	-1,66E+02	-1,41E+02	-2,48E+01	7,97E+01
8,384	-1,66E+02	-1,32E+02	-2,48E+01	7,36E+01
9,316	-1,84E+02	-1,53E+02	-3,73E+01	7,97E+01
10,248	-2,27E+02	-1,87E+02	-4,97E+01	8,58E+01
11,179	-2,64E+02	-2,51E+02	-6,83E+01	7,97E+01
12,111	-2,95E+02	-2,58E+02	-8,70E+01	9,81E+01
13,043	-3,01E+02	-2,64E+02	-6,21E+01	1,29E+02
13,974	-3,31E+02	-2,91E+02	-8,08E+01	1,29E+02
16,303	-4,23E+02	-4,11E+02	-1,55E+02	9,20E+01
18,633	-4,73E+02	-4,48E+02	-1,74E+02	9,81E+01
20,962	-4,60E+02	-4,48E+02	-1,62E+02	5,90E+00
23,291	-4,42E+02	-3,96E+02	-1,06E+02	1,59E+02
25,621	-5,46E+02	-4,78E+02	-1,55E+02	1,84E+02
27,949	-6,20E+02	-5,46E+02	-1,49E+02	2,39E+02
30,278	-7,73E+02	-5,46E+02	-2,36E+02	2,08E+02
32,607	-7,67E+02	-7,11E+02	-2,30E+02	2,21E+02
34,936	-7,98E+02	-6,99E+02	-1,93E+02	3,00E+02
37,265	-9,21E+02	-7,08E+02	-2,36E+02	3,19E+02
39,594	-1,02E+03	-8,16E+02	-2,61E+02	3,62E+02
41,924	-1,09E+03	-9,01E+02	-2,67E+02	4,17E+02
44,253	-1,22E+03	-9,72E+02	-2,98E+02	4,60E+02
46,582	-1,22E+03	-1,09E+03	-2,92E+02	4,66E+02
48,911	-1,37E+03	-1,25E+03	-3,91E+02	4,48E+02
51,241	-1,47E+03	-1,33E+03	-3,91E+02	4,97E+02
55,898	-1,51E+03	-1,35E+03	-3,48E+02	5,95E+02
60,556	-1,63E+03	-1,46E+03	-3,91E+02	6,01E+02
65,603	-2,33E+03	-2,09E+03	-5,72E+02	8,34E+02
69,873	-3,03E+03	-2,68E+03	-7,02E+02	1,14E+03
74,531	-2,99E+03	-2,61E+03	-6,58E+02	1,18E+03
83,848	-4,28E+03	-3,69E+03	-8,32E+02	1,81E+03

TABELA 5.6 - Extensômetros da viga de madeira - protótipo 1

CARGA (kN)	Ext. 05 (mstrain)	Ext. 06 (mstrain)	Ext. 07 (mstrain)	Ext. 08 (mstrain)	Ext. 09 (mstrain)
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,932	-3,10E+01	-6,29E+00	1,25E+01	1,25E+01	0,00E+00
1,863	-3,72E+01	1,89E+01	1,88E+01	1,25E+01	2,54E+01
2,795	-3,72E+01	6,29E+00	2,51E+01	1,87E+01	2,54E+01
3,726	-1,86E+01	3,15E+01	4,39E+01	6,23E+01	6,36E+01
4,658	-2,48E+01	3,78E+01	5,64E+01	6,23E+01	7,63E+01
5,591	-6,82E+01	-1,26E+01	2,51E+01	3,11E+01	1,27E+01
6,521	-6,82E+01	-6,29E+00	3,13E+01	4,36E+01	2,54E+01
7,453	-4,96E+01	6,92E+01	9,40E+01	9,34E+01	1,14E+02
8,384	-3,72E+01	6,92E+01	9,40E+01	9,34E+01	1,08E+02
9,316	-4,96E+01	6,92E+01	9,40E+01	1,12E+02	1,14E+02
10,248	-5,58E+01	6,92E+01	1,13E+02	1,06E+02	1,01E+01
11,179	-7,44E+01	5,04E+01	1,00E+02	1,18E+02	1,08E+02
12,111	-6,82E+01	5,67E+01	1,19E+02	1,37E+02	1,34E+02
13,043	-6,82E+01	8,81E+01	1,44E+02	1,56E+02	1,65E+02
13,974	-6,20E+01	8,81E+01	1,57E+02	1,87E+02	1,91E+02
16,303	-1,12E+02	3,15E+01	1,25E+02	1,43E+02	1,14E+02
18,633	-1,24E+02	3,15E+01	1,32E+02	1,49E+02	1,34E+02
20,962	-1,18E+02	1,89E+01	1,32E+02	1,56E+02	1,27E+02
23,291	-9,92E+01	1,01E+02	1,94E+02	2,05E+02	2,10E+02
25,621	-1,18E+02	9,44E+01	2,13E+02	2,24E+02	2,35E+02
27,949	-1,12E+02	1,20E+02	2,57E+02	2,86E+02	2,99E+02
30,278	-1,74E+02	7,55E+01	2,57E+02	2,80E+02	2,61E+02
32,607	-1,67E+02	8,18E+01	2,44E+02	2,74E+02	2,67E+02
34,936	-1,55E+02	1,45E+02	3,13E+02	2,74E+02	3,69E+02
37,265	-1,86E+02	1,26E+02	3,26E+02	3,74E+02	3,82E+02
39,594	-2,17E+02	1,51E+02	3,76E+02	4,05E+02	4,13E+02
41,924	-2,36E+02	1,57E+02	4,14E+02	4,61E+02	4,77E+02
44,253	-2,85E+02	1,45E+02	4,33E+02	4,86E+02	4,96E+02
46,582	-3,04E+02	1,45E+02	4,39E+02	4,92E+02	4,96E+02
48,911	-3,53E+02	9,44E+01	4,26E+02	4,79E+02	4,71E+02
51,241	-3,97E+02	1,13E+02	4,70E+02	5,23E+02	5,09E+02
55,898	-3,91E+02	1,57E+02	5,33E+02	6,10E+02	6,23E+02
60,556	-4,40E+02	1,51E+02	5,52E+02	6,10E+02	6,23E+02
65,603	-6,88E+02	1,13E+02	7,15E+02	7,91E+02	8,08E+02
69,873	-9,61E+02	9,44E+01	9,34E+02	9,90E+02	1,06E+03
74,531	-9,30E+02	1,20E+02	9,59E+02	1,02E+03	1,12E+03
83,848	-1,33E+04	-2,90E+02	1,28E+03	1,45E+03	1,64E+03

TABELA 5.7 - Extensômetros da mesa de concreto - protótipo 1

5.4.3 - Apresentação dos resultados das deformações do Protótipo 2

CARGA (kN)	Ext. 01 (mstrain)	Ext. 02 (mstrain)	Ext. 03 (mstrain)	Ext. 04 (mstrain)
0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2,329	-4,95E+01	-3,99E+01	-1,24E+00	3,09E+01
4,658	-4,33E+01	-4,30E+01	-1,87E+01	2,47E+01
6,987	-1,48E+02	-1,28E+02	-8,07E+01	3,70E+01
9,316	-1,73E+02	-1,47E+02	-8,07E+01	6,17E+01
11,645	-1,76E+02	-1,50E+02	-7,45E+01	6,17E+01
13,974	-2,90E+02	-2,48E+02	-1,43E+02	6,79E+01
16,303	-3,52E+02	-2,97E+02	-1,68E+02	9,26E+01
18,633	-3,52E+02	-2,91E+02	-1,62E+02	8,64E+01
20,962	-4,20E+02	-3,56E+02	-2,05E+02	1,11E+02
23,291	-5,07E+02	-4,29E+02	-2,49E+02	1,30E+02
25,621	-5,00E+02	-4,29E+02	-2,43E+02	1,30E+02
27,949	-7,05E+02	-6,01E+02	-3,36E+02	1,73E+02
30,278	-8,96E+02	-7,64E+02	-4,23E+02	2,35E+02
32,607	-1,10E+03	-9,51E+02	-5,22E+02	2,96E+02
34,936	-1,18E+03	-1,00E+03	-5,34E+02	3,46E+02
37,265	-1,28E+03	-1,10E+03	-6,00E+02	3,95E+02
39,594	-1,39E+03	-1,19E+03	-6,40E+02	4,07E+02
41,924	-1,51E+03	-1,29E+03	-6,83E+02	4,50E+02
44,253	-1,72E+03	-1,46E+03	-7,52E+02	5,43E+02
46,582	-1,84E+03	-1,57E+03	-8,14E+02	5,68E+02
48,911	-2,04E+03	-1,73E+03	-8,88E+02	6,54E+02
51,241	-2,04E+03	-1,73E+03	-8,88E+02	6,60E+02
55,898	-2,49E+03	-2,12E+03	-1,05E+03	8,27E+02
60,556	-2,95E+03	-2,48E+03	-1,22E+03	9,93E+02
65,214	-2,96E+03	-2,50E+03	-1,23E+03	9,99E+02
69,873	-3,47E+03	-2,91E+03	-1,41E+03	1,18E+03
74,531	-3,68E+03	-3,09E+03	-1,48E+03	1,28E+03
88,505	-3,98E+03	-3,32E+03	-1,58E+03	1,39E+03

TABELA 5.8 - Extensômetros da viga de Madeira - Protótipo 2

CARGA (kN)	Ext.5 (mstrain)	Ext.6 (mstrain)	Ext.7 (mstrain)
0,000	0,000	0,000	0,000
2,329	0,000	6,35E+00	3,18E+01
4,658	0,000	6,35E+00	2,54E+01
6,987	-1,87E+01	6,35E+00	4,45E+01
9,316	-1,25E+01	1,91E+01	6,90E+01
11,645	-2,49E+01	1,91E+01	5,72E+01
13,974	-3,74E+01	1,27E+01	8,25E+01
16,303	-4,37E+01	3,81E+01	1,21E+02
18,633	-4,37E+01	3,81E+01	1,21E+02
20,962	-4,99E+01	3,81E+01	1,40E+02
23,291	-5,61E+01	4,45E+01	1,66E+02
25,621	-5,61E+01	3,81E+01	1,53E+02
27,949	-1,00E+02	3,18E+01	2,10E+02
30,278	-1,57E+02	5,08E+01	2,86E+02
32,607	-2,00E+02	5,08E+01	3,24E+02
34,936	-2,31E+02	3,18E+01	3,69E+02
37,265	-2,74E+02	5,08E+01	3,94E+02
39,594	-3,24E+02	3,81E+01	4,07E+02
41,924	-3,55E+02	2,54E+01	4,19E+02
44,253	-4,18E+02	3,18E+01	4,83E+02
46,582	-4,49E+02	3,18E+01	4,96E+02
48,911	-5,11E+02	1,91E+02	5,53E+02
51,241	-5,18E+02	1,91E+02	5,40E+02
55,898	-1,28E+03	-2,67E+02	6,86E+02
60,556	-1,14E+04	-6,54E+02	6,92E+02
65,214	-1,14E+04	-6,73E+02	6,86E+02
69,873	-1,14E+04	-9,08E+02	7,94E+02
74,531	-1,14E+04	-1,04E+03	8,32E+02
88,505	-1,14E+04	-1,23E+03	8,76E+02

TABELA 5.9 - Extensômetros da mesa de Concreto - Protótipo 2

5.4.4 - Ruptura

A leitura da flecha máxima não pôde ser realizada por motivo de precauções contra a danificação dos relógios comparadores.

VIGA	L (cm)	DESCRIÇÃO	P rup. (KN)
viga 01	320	Ruptura por cisalhamento na alma, mesa apenas deformada com fissuras	99,81
viga 02	320	Ruptura por cisalhamento na alma, mesa apenas deformada com fissuras	97,82

Tabela 5.10 - Carga e Descrição de Ruptura dos Protótipos 1 e 2.

5.4.5 - Gráficos dos Deslocamentos e Deformações dos Protótipos 1 e 2

Com os dados das tabelas de deslocamentos fornecidos pelos relógios comparadores, e com as deformações obtidas pelo aquisição de dados, traçaram-se gráficos comparativos dos dois protótipos ensaiados.

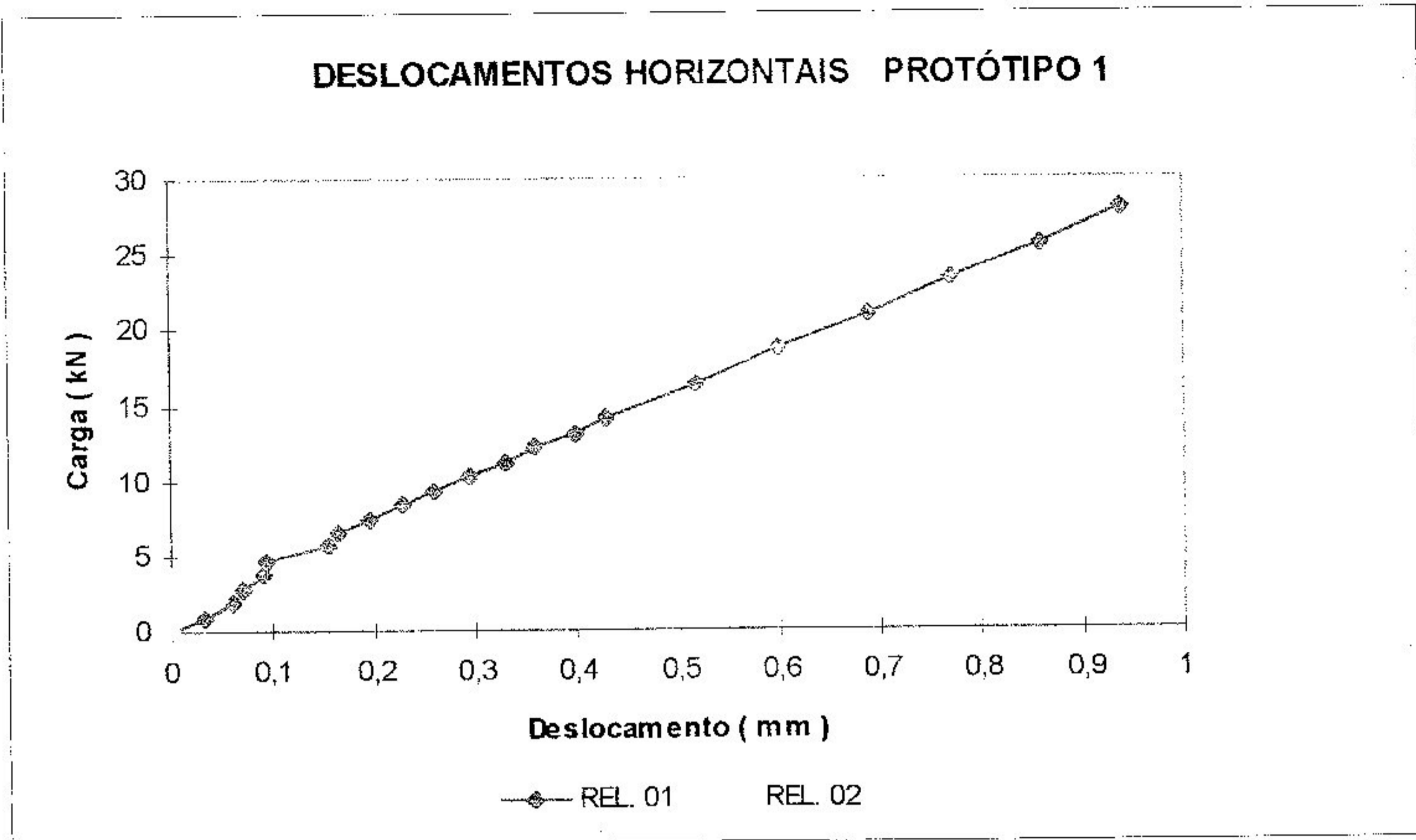


Gráfico 5.3- Relógios Comparadores do Protótipo 1

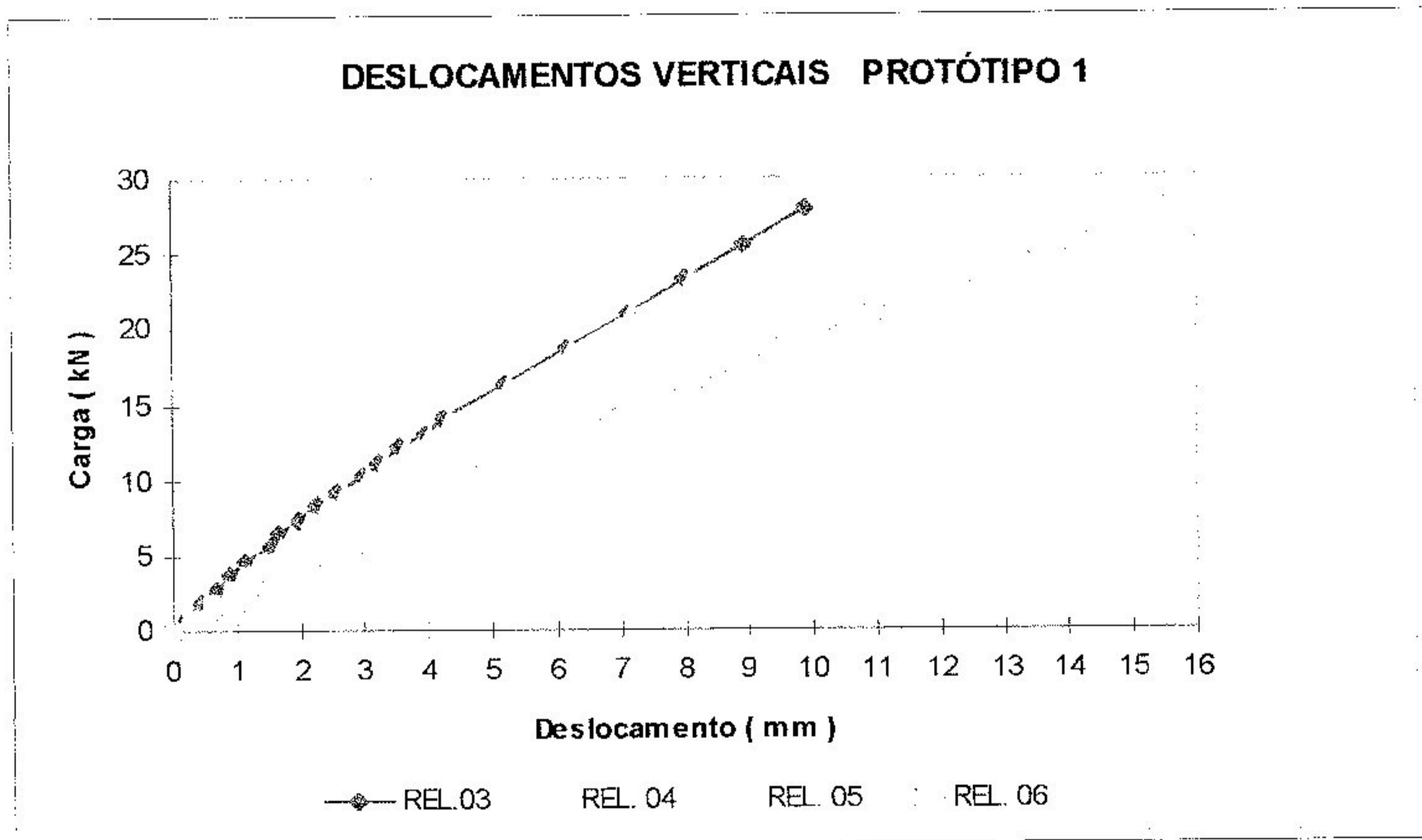


Gráfico 5.4- Relógios Comparadores do Protótipo 1

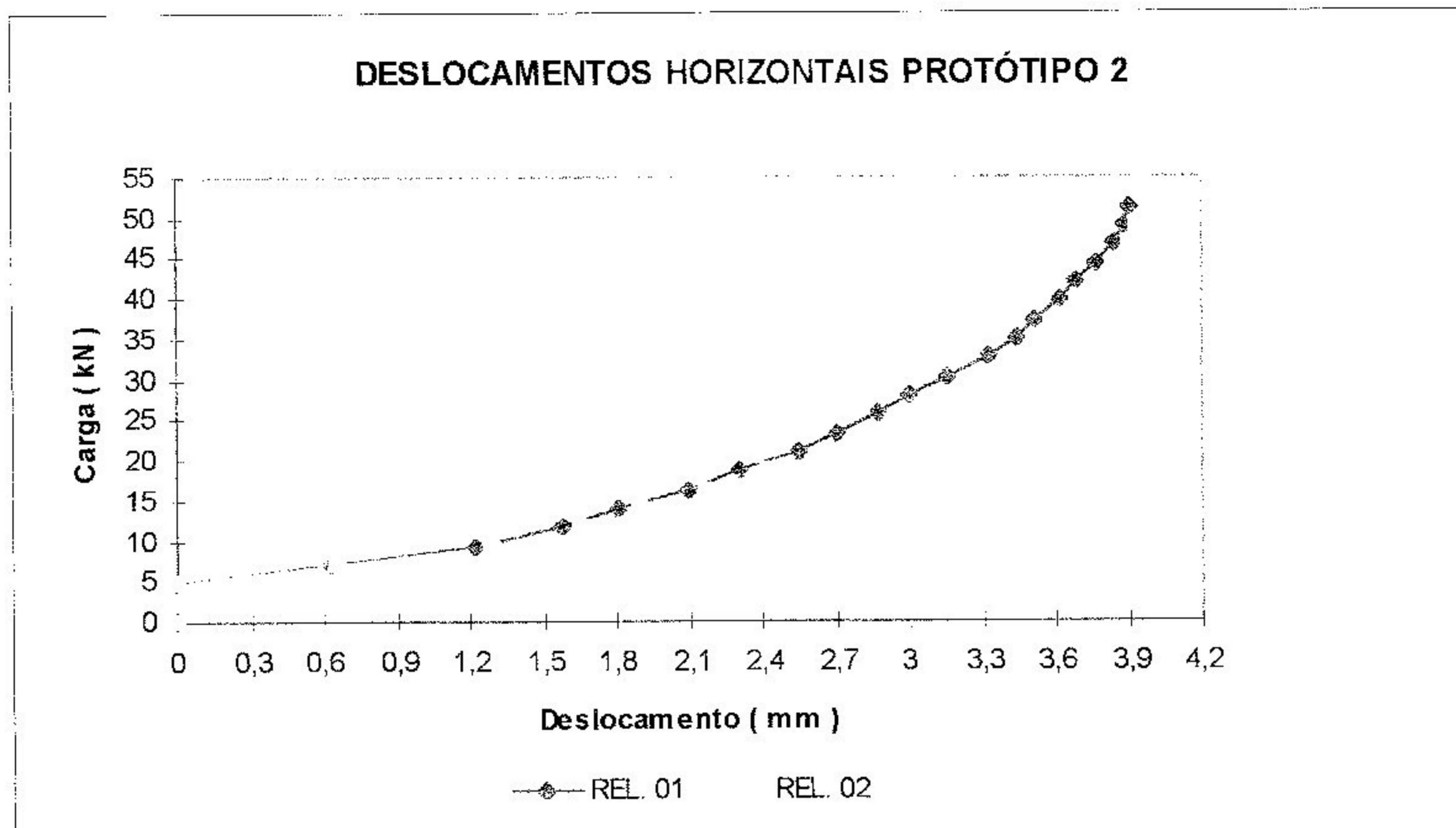


Gráfico 5.5- Relógios Comparadores do Protótipo 2

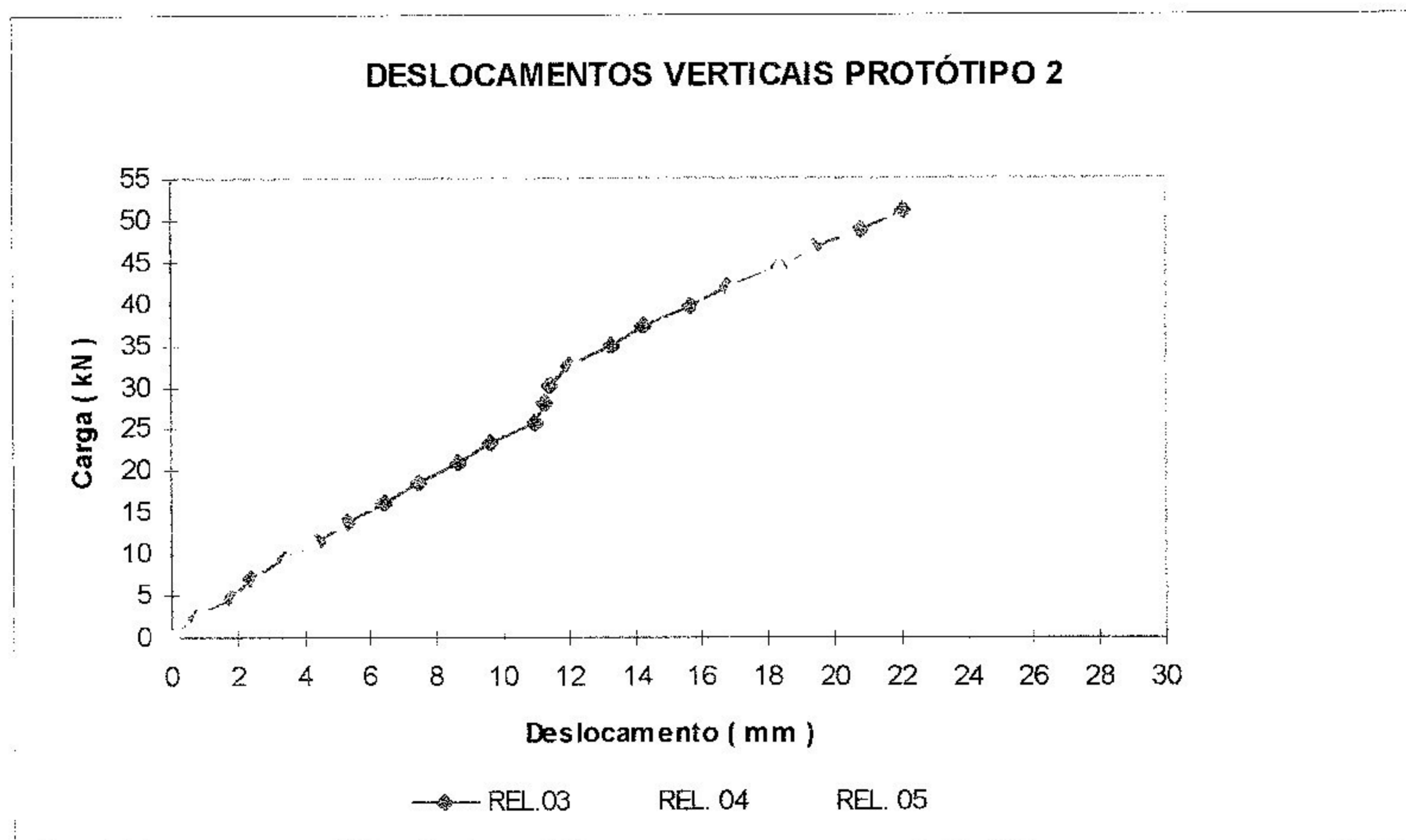


Gráfico 5.6- Relógios Comparadores do Protótipo 2

DEFORMAÇÕES DA VIGA DE MADEIRA PROTÓTIPO 1

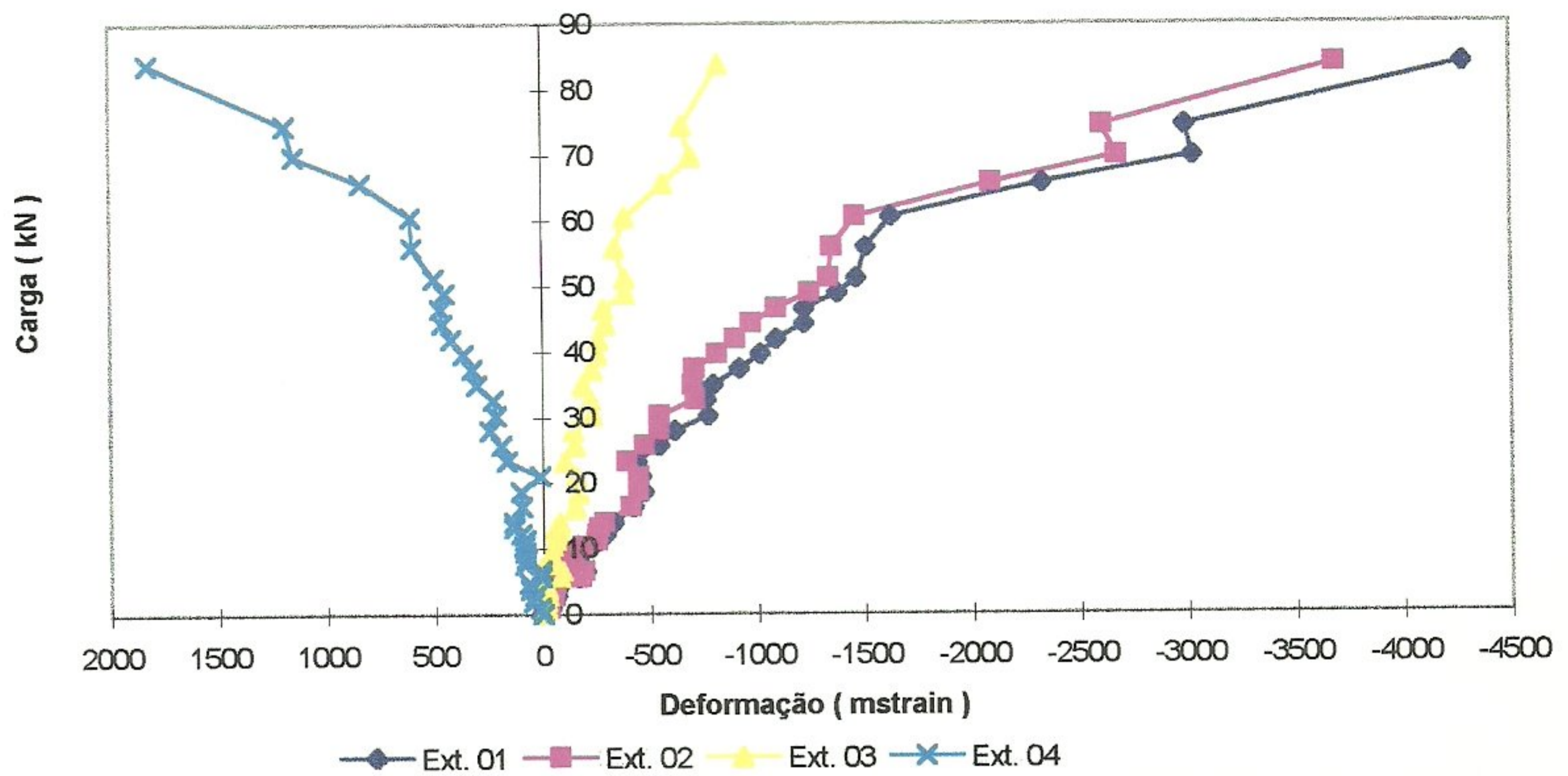


Gráfico 5.7- Extensômetros da Viga de Madeira do Protótipo 1

DEFORMAÇÕES DO CONCRETO PROTÓTIPO 1

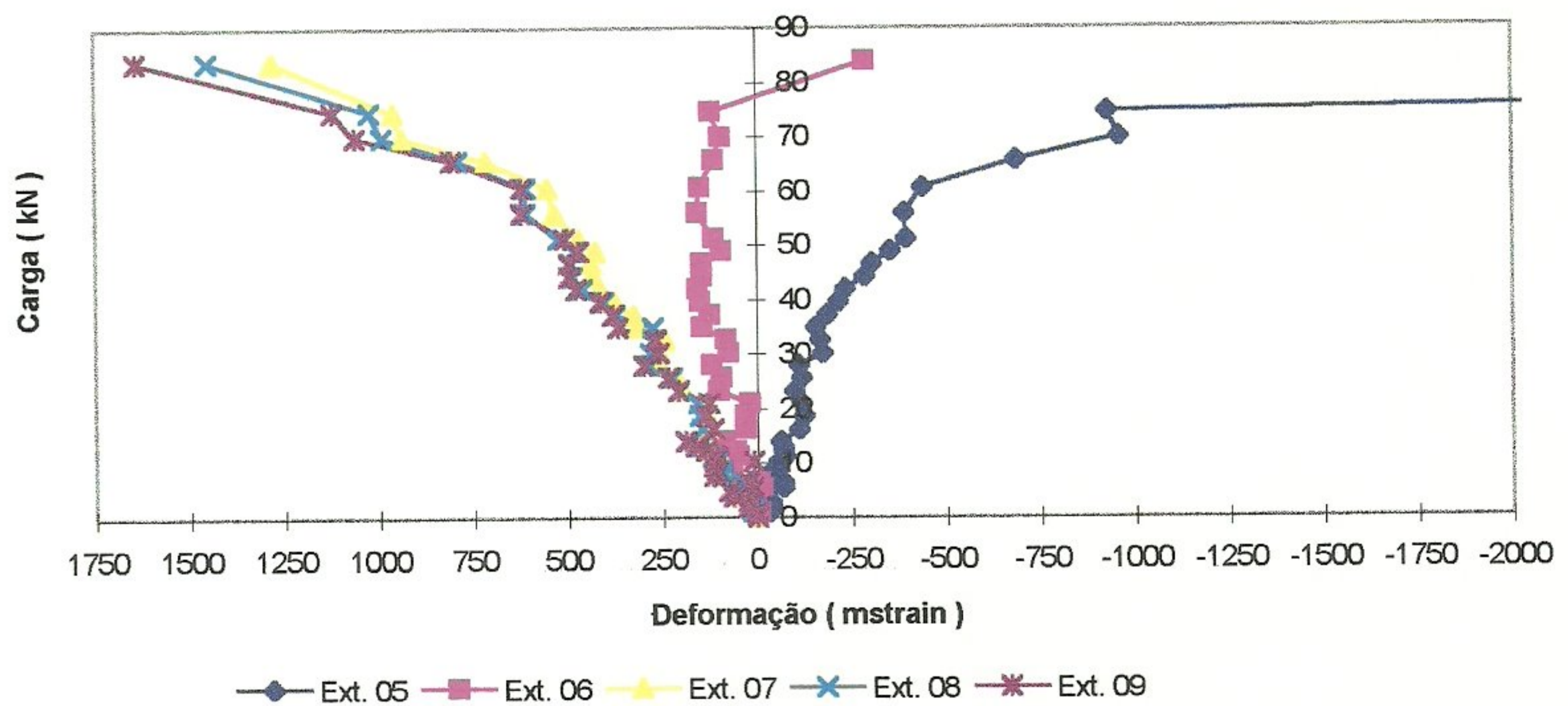


Gráfico 5.8- Extensômetros da Mesa de Concreto do Protótipo 1

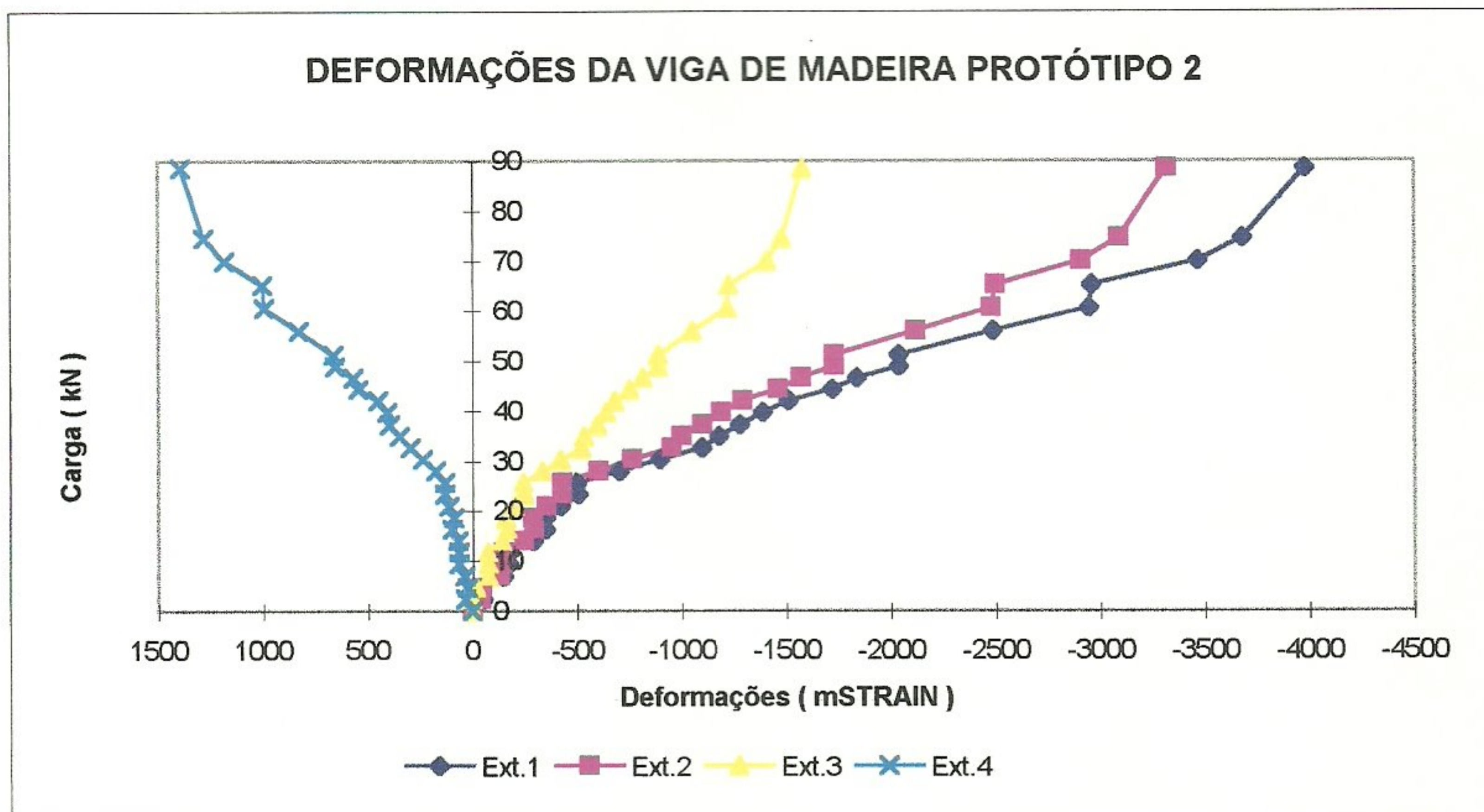


Gráfico 5.9- Extensômetros da Viga de Madeira do Protótipo 2

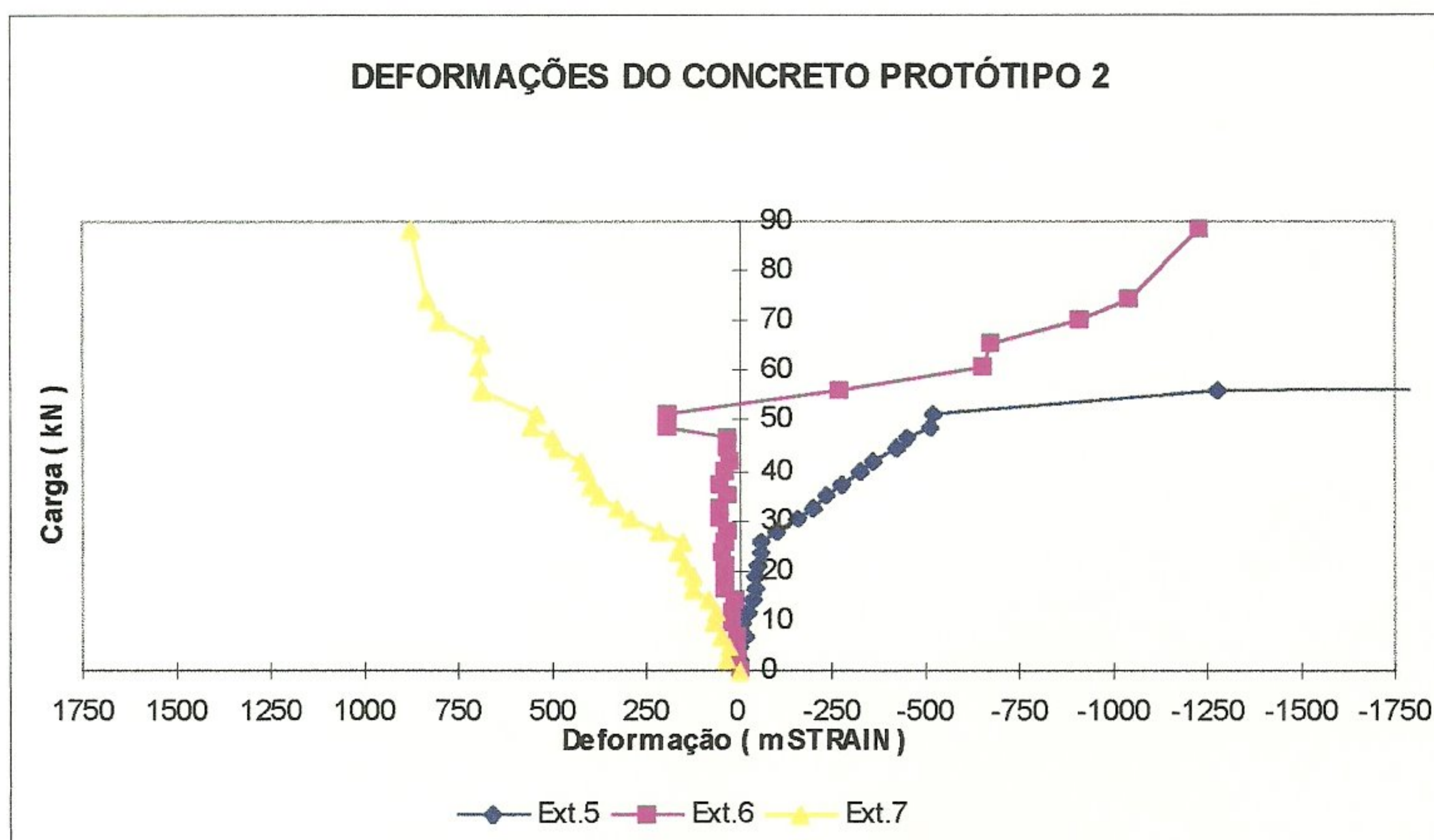


Gráfico 5.10- Extensômetros da Mesa de Concreto do Protótipo 2

6 - ANÁLISE DAS ESTRUTURAS VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

6.1- Procedimento do Estudo

Com o objetivo de fazer comparações entre os resultados experimentais, foram elaboradas modelagens da laje de concreto e da viga de madeira interligadas entre si para simular o comportamento de viga composta.

Para essa análise do sistema, pelo Método dos Elementos Finitos, foi utilizado o programa **ANSYS**, na versão **5.0**, disponível nas estações do Laboratório de Mecânica Computadorizada (LAMEC) do Departamento de Estruturas da UFMG.

Os tipos de elementos do programa que foram utilizados para definir os elementos estruturais foram cuidadosamente escolhidos, juntamente com o tipo de análise, assim, caracterizou-se o sistema.

6.2- Modelagem da laje de Concreto

O elemento de casca SHELL 43 do programa **ANSYS** foi utilizado na discretização da laje de concreto. O elemento é formulado usando-se a teoria da mecânica do contínuo tri-dimensional e é aplicável em análise de cascas, pois considera as deformações por cisalhamento. Esse elemento possui 4 nós com 6 graus de liberdade (3 rotações e 3 translações) em cada nó. O elemento permite a análise plástica e grandes deformações. De acordo com HRABOK e HRUDEY [76], as malhas formadas por elementos retangulares podem representar a maioria dos sistemas de pisos por simplificar o processo de geração automática das malhas, bem como o pós-processamento dos dados de saída e a geração de saídas gráficas. Além disso, os elementos retangulares são mais precisos que os triangulares e,

dessa forma, devem ser usados sempre que possível. A formulação do elemento é baseado na aproximação isoparamétrica.

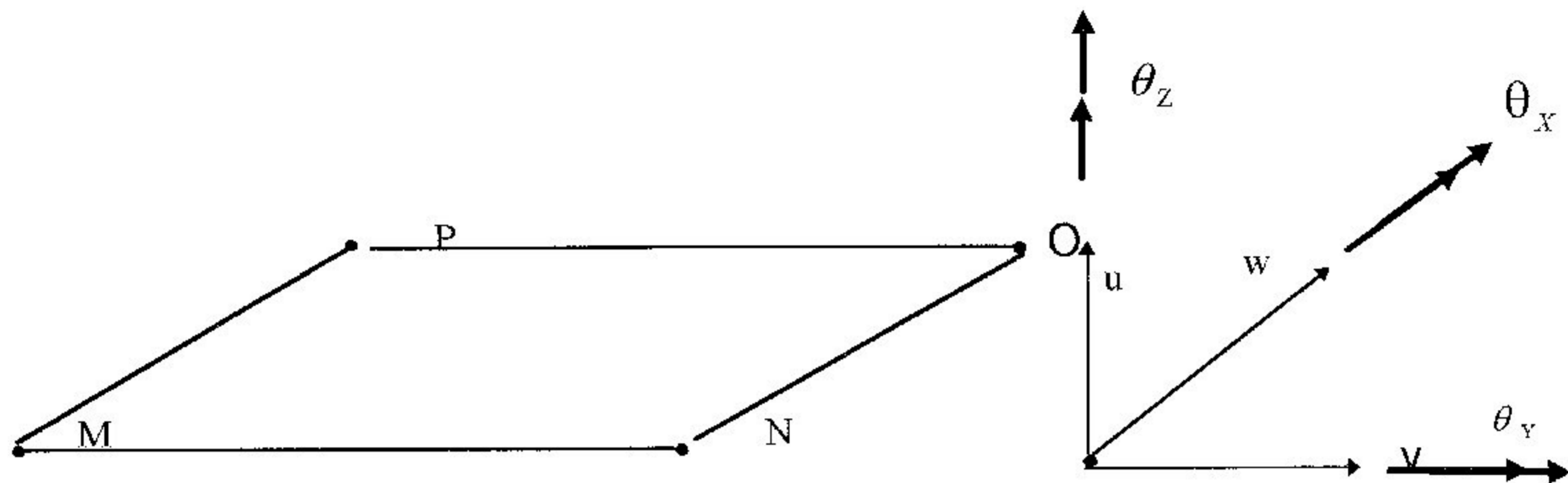


Fig. 6.1 - Elemento SHELL 43 do ANSYS 5.0 e seus Graus de Liberdade

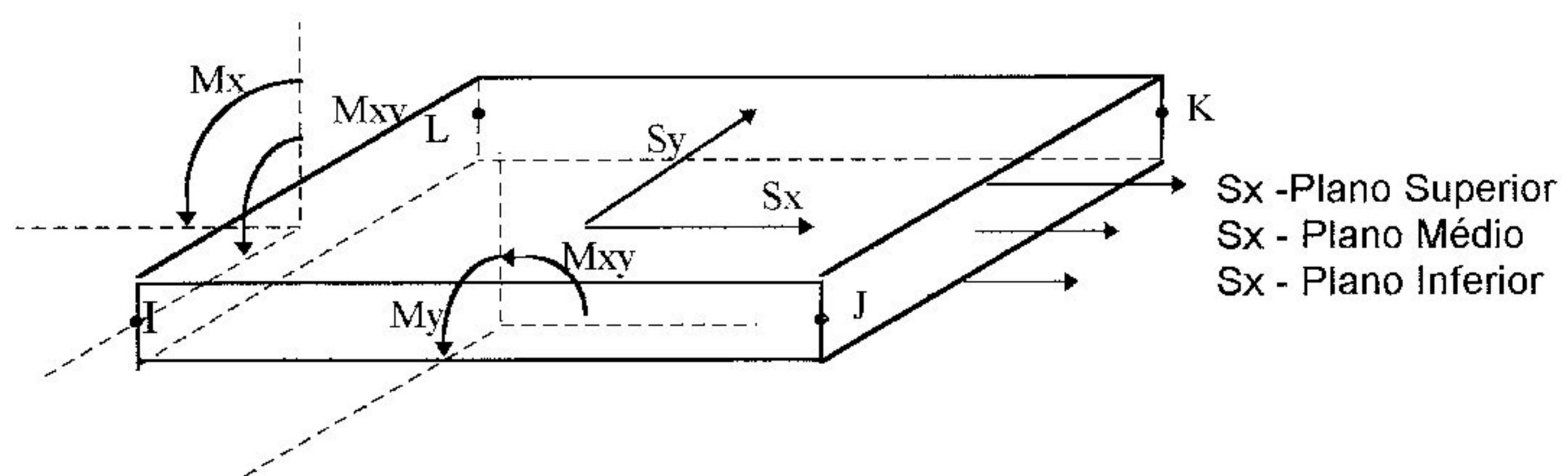


Fig. 6.2 - Elemento SHELL 43 - Dados de Saída

6.3- Modelagem da viga de madeira

A viga de madeira foi discretizada por meio de um elemento de viga denominado BEAM 23 que possui as seguintes características:

É um elemento uniaxial com capacidade de flexão e tração-compressão;

As funções aproximadoras para os deslocamentos sobre o elemento são dadas por:

$$\text{Para efeitos axiais : } U_x(X) = C_1 + C_2 X$$

$$\text{Para efeitos de flexão : } U_y(X) = C_3 + C_4 X + C_5 X^2 + C_6 X^3$$

$$\text{A rotação é dada por : } d_{U_y}/d_x$$

Pode ser utilizada qualquer seção transversal.

Esse elemento possui ainda três graus de liberdade por nó (translações em relação a X e Y e rotação em torno de Z). A utilização desse elemento de viga visa a reduzir o número de graus de liberdade envolvidos na análise de painéis

complexos.

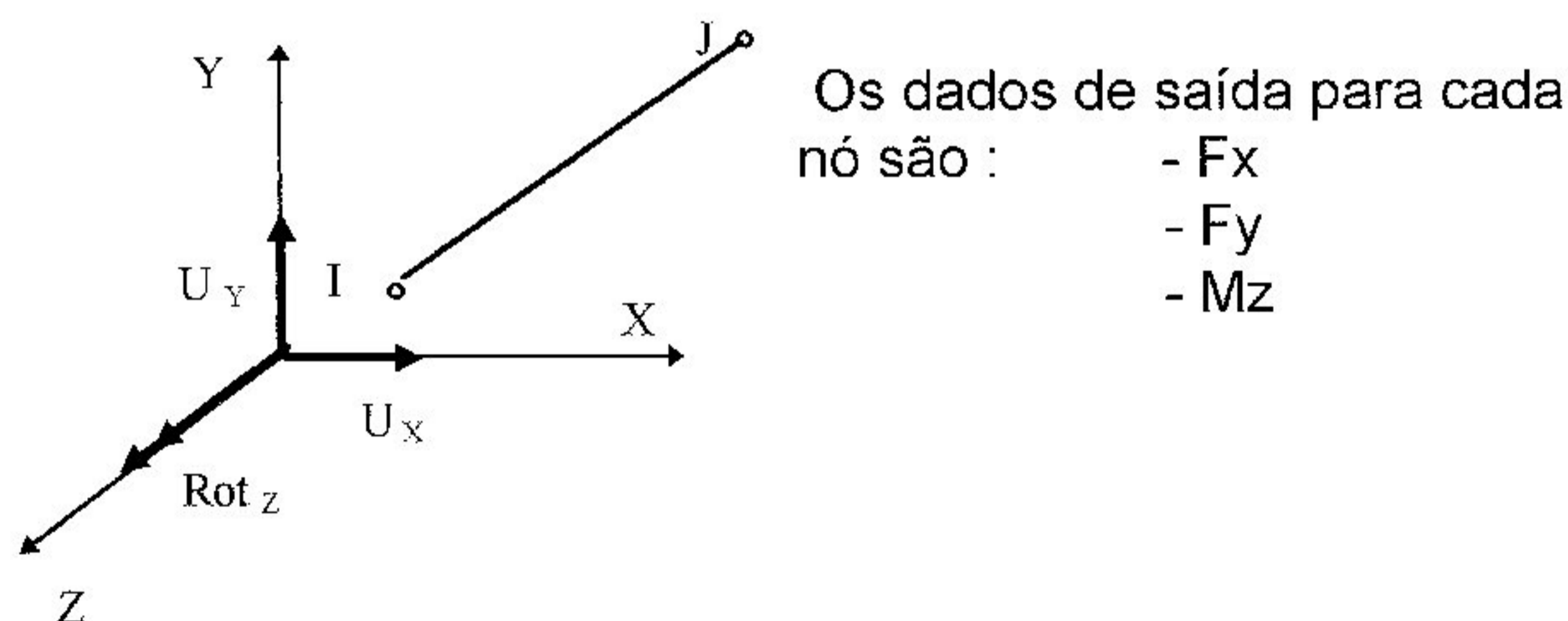


Fig.6.3- Elemento **BEAM 23** e seus Graus de Liberdade

6.4- Modelagem dos conectores de cisalhamento

Entre os nós localizados no fundo da mesa de concreto e os nós do topo da alma da viga, que constituem pares numa dada seção transversal da viga, foi feita uma ligação através do comando CERIG que simula os conectores considerados de interação completa. Esse comando é um gerador de equações de restrições automático que define regiões rígidas.

Para cada par de nós como citado, são restringidas as translações: U_x , U_y , e rotação: Rot_z .

O carregamento externo foi aplicado nos nós localizados no eixo do topo da mesa, através de cargas concentradas nos nós.

6.5- Resultados

Tendo sido feita uma análise estática da estrutura através do programa **ANSYS 5.0**, respeitando-se sempre o mesmo esquema de ensaio experimental de cada protótipo, ou seja, posicionamento de carga, características dos materiais e outros, obtivemos os seguintes resultados de deslocamentos mostrados nas tabelas e gráficos a seguir.

Carga kN	Protótipo 1 mm	Protótipo 2 mm	Carga kN	Protótipo 1 mm	Protótipo 2 mm
2,50	0,5674	0,5339	52,50	36,617	25,066
5,00	1,1349	1,0680	55,00	39,813	27,448
7,50	1,7024	1,6019	57,50	43,075	30,071
10,00	2,2705	2,1359	60,00	46,400	32,842
12,50	2,8974	2,6699	62,50	49,768	35,743
15,00	3,7853	3,2179	65,00	53,176	38,747
17,50	5,0825	3,8797	67,50	56,618	41,835
20,00	6,8735	4,7003	70,00	60,083	44,994
22,50	8,6266	5,7134	72,50	63,574	48,217
25,00	10,405	6,9638	75,00	67,085	51,490
27,50	12,217	8,3202	77,50	70,615	54,806
30,00	14,060	9,7267	80,00	74,159	58,166
32,50	15,944	11,161	82,50	77,718	61,548
35,00	17,926	12,625	85,00	81,288	64,970
37,50	20,083	14,116	87,50	84,869	68,412
40,00	22,401	15,640	90,00	88,460	71,882
42,50	24,926	17,230	92,50	92,060	75,370
45,00	27,604	18942	95,00	92,628	78,875
47,50	30,491	20,812	97,50	99,267	82,401
50,00	33,507	22,826	100,00	102,909	85,937

Tab. 6.1- Resultados dos Protótipos 1 e 2 do Programa Ansys

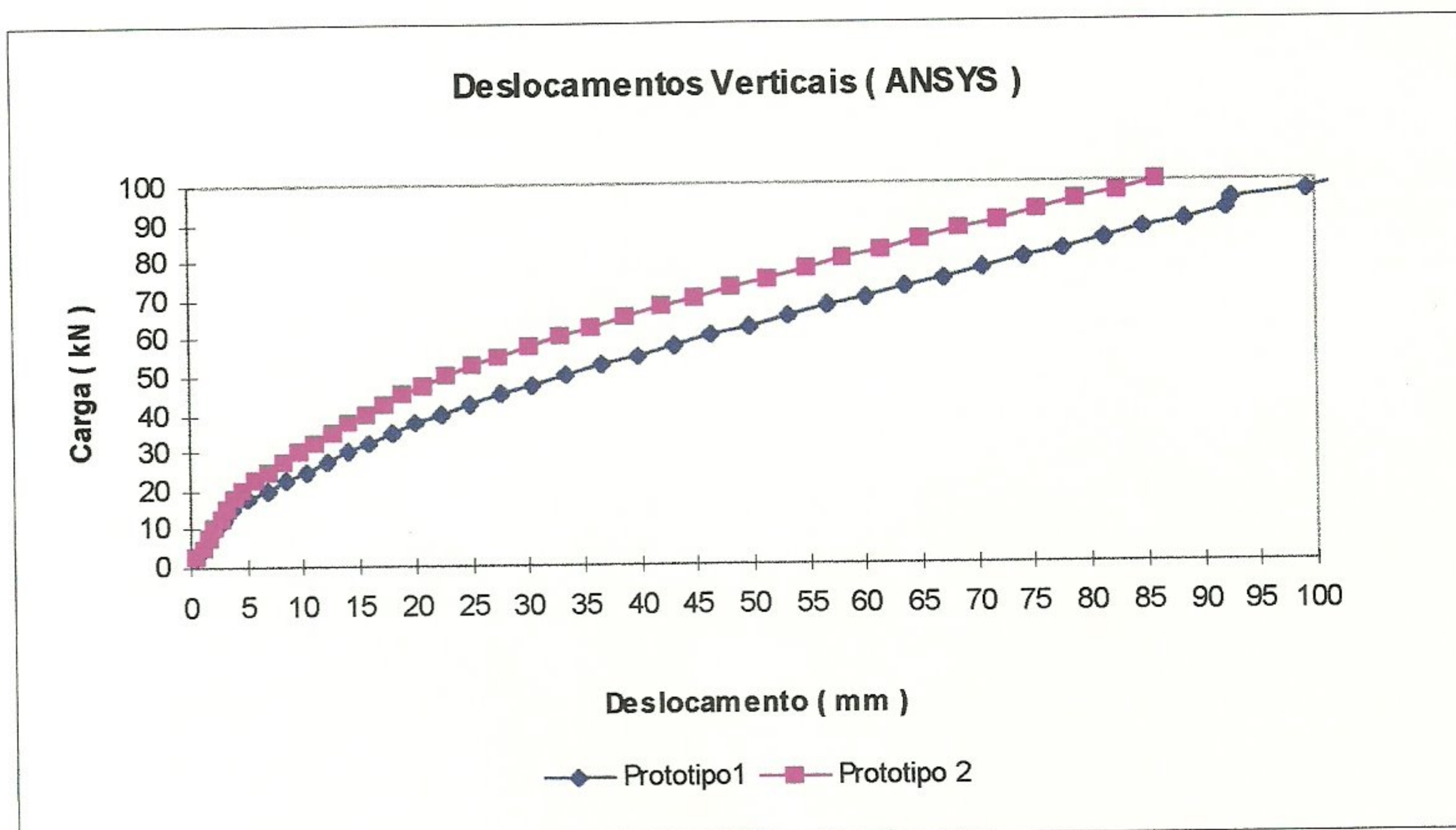


Gráfico 6.1 - Resultados das flechas dos Protótipos 1 e 2

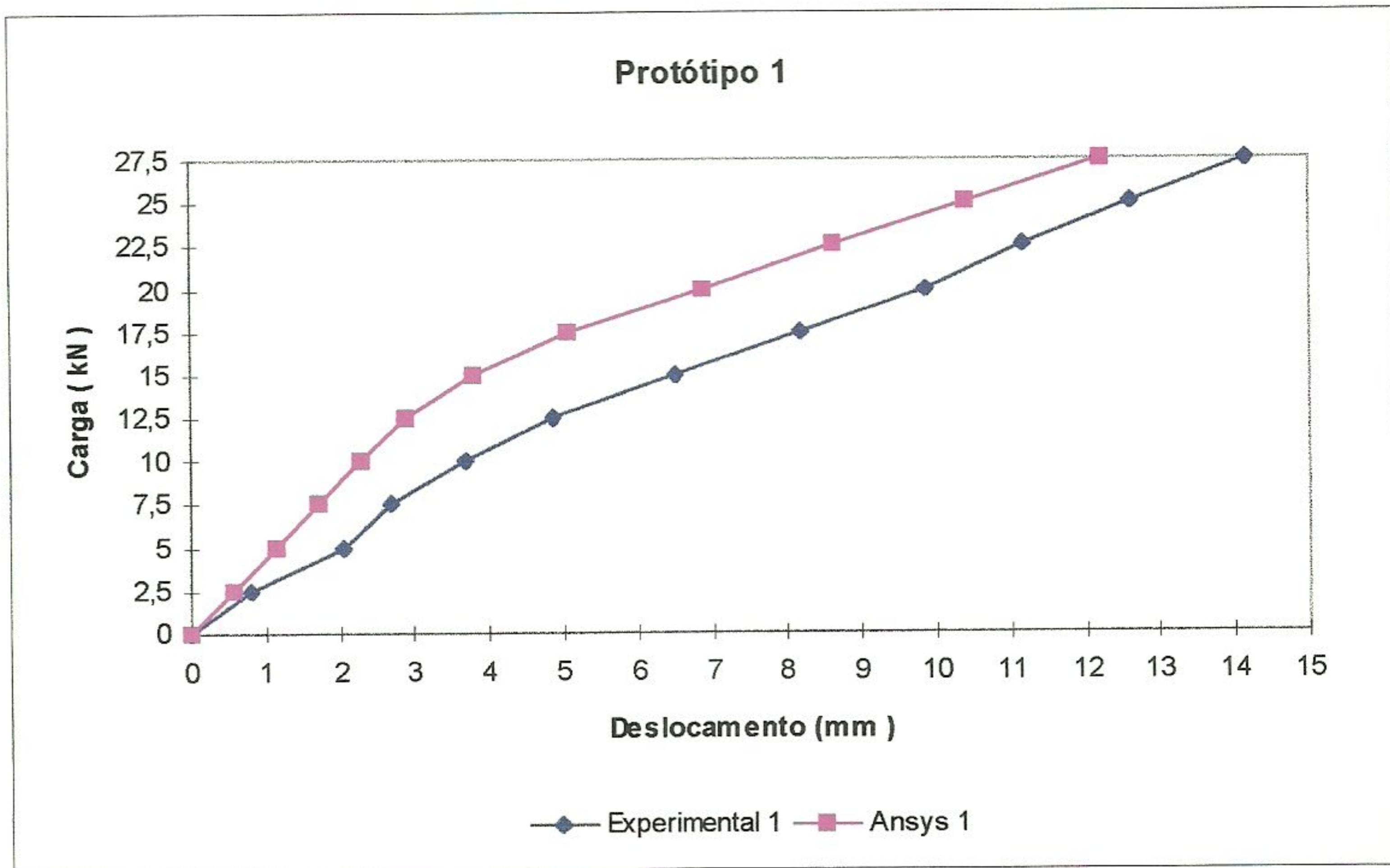


Gráfico 6.2 - Gráfico comparativo das flechas do Protótipo 1

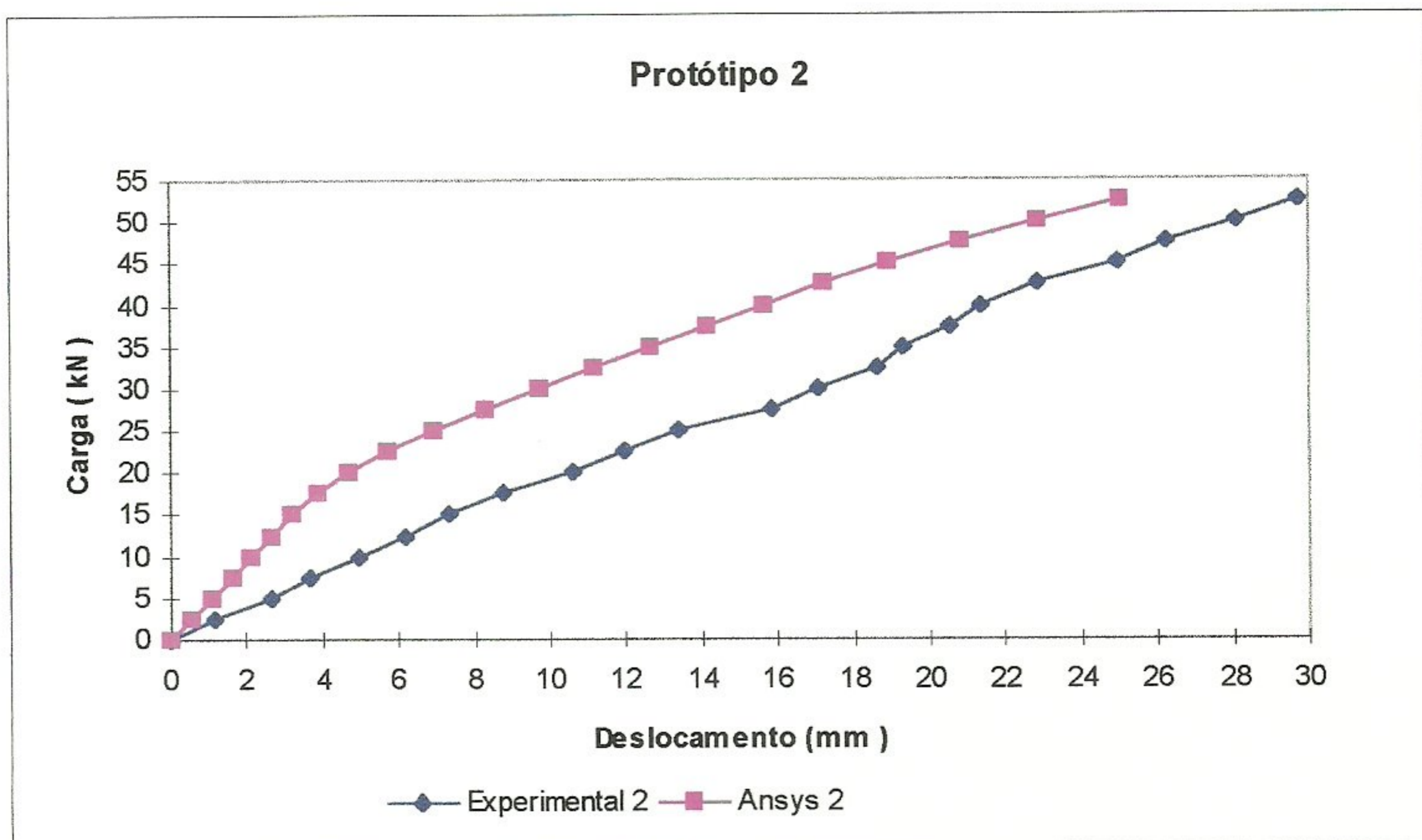


Gráfico 6.3 - Gráfico comparativo das flechas do Protótipo 2

7 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nesta análise foram considerados os ensaios experimentais das vigas compostas fazendo comparações entre seus resultados, os resultados da viga de madeira isolada, e os resultados obtidos via Método dos Elementos Finitos.

Ao verificar que os resultados obtidos dos dois ensaios das vigas compostas foram compatíveis, constatou-se que o número de protótipos executados foram suficientes para a análise considerada.

7.1- Resultados Experimentais

Devido ao volume excessivo de dados obtidos, foram selecionados os de maior interesse em termos de informações.

Foram analisadas as deformações na seção central das vigas onde situa-se a carga concentrada, as flechas também no vão central e nos pontos $L/4$ conforme os esquemas das figuras 5.11a e 5.11b.

7.1.1 - Deformações

Os gráficos de carga-deformação dos protótipos 1, 2 e da viga de madeira isolada apresentam formas semelhantes, diferenciando em alguns aspectos:

-na alma de madeira dos dois protótipos, os extensômetros 1 e 2, que estão localizados na face inferior da viga, foram tracionados e os pontos obtidos definem uma curva que torna-se próxima a linear à medida que a carga vai aumentando. Na viga de madeira estes extensômetros registraram deformações bem maiores para uma mesma carga aplicada nas vigas compostas e o gráfico tem a forma linear;

-na face lateral da alma os extensômetros se comportaram de forma semelhante, sendo que o extensômetro 3 foi tracionado em todos os casos e o extensômetro 4 que estava localizado próximo a laje de concreto foi comprimido. Na viga de madeira isolada este extensômetro foi muito pouco tracionado ficando numa região bem próxima à linha neutra;

-na mesa de concreto do protótipo 2 não foram colocados os extensômetros 8 e 9 pois ao fazer uma análise dos resultados do protótipo 1 verificou-se que estes tinham comportamentos praticamente idênticos ao comportamento do extensômetro 7 tornado-se assim dispensáveis;

7.1.2 - Deslocamentos

7.1.2.1 - Deslocamentos Horizontais

Os deslocamentos horizontais dos protótipos foram medidos com o objetivo de verificar o escorregamento relativo entre a alma e a mesa de cada viga. Para uma carga de 25 kN no protótipo 1 houve um escorregamento de 0,22 mm e para o protótipo 2 o escorregamento foi de 0,12 mm que são valores muito pequenos.

Supõe-se que forças de atrito tenham causado a apresentação da forma curva e a dispersão de alguns pontos conforme os gráficos 5.3 e 5.5.

7.1.2.1 - Deslocamentos Verticais

Quanto aos deslocamentos verticais das vigas compostas, os gráficos apresentam-se de forma semelhante, tendo a linearidade como aspecto principal.

Os relógios 3 e 4 que foram fixados nos pontos $L/4$ do eixo longitudinal da face inferior de cada estrutura, obtiveram resultados coincidentes em ambos os casos. A forma dos gráficos mostraram-se inicialmente curvas tornando-se lineares à medida em que a carga foi aumentando.

Os deslocamentos verticais mostraram o comportamento elástico-linear até 33% da carga última sendo que, na fase elástica, conforme mostrado nos gráficos 5.1, 5.4, e 5.6, a laje de concreto aumentou a rigidez da viga em 40%.

7.1.3 - Ruptura

Durante a realização dos ensaios notou-se claramente uma separação entre as superfícies de contato, sendo mais acentuada nas extremidades das vigas.

A ruptura das vigas ocorreram em dois estágios: primeiramente, os conectores se romperam levando à separação da viga de madeira e da laje de concreto. Na seqüência ocorreu a ruptura da viga de madeira por cisalhamento na tração.

7.2- Comparação dos Resultados Experimentais com o Método dos Elementos Finitos

Os deslocamentos verticais obtidos experimentalmente ficaram em torno de 40% maiores que os resultados computacionais. Essa diferença ocorre devido ao fato do programa computacional utilizado considerar os conectores totalmente rígidos.

8- CONCLUSÕES

O estudo experimental realizado em vigas compostas madeira/concreto, submetidas à flexão, solidarizadas por conectores tipo pinos metálicos, demonstra que esse tipo de estrutura apresenta um bom comportamento estrutural, tendo em vista que ocorre um aumento de rigidez da viga composta, na fase elástica de solicitação, de 40% em relação à viga de madeira isolada.

Com a realização da montagem das vigas para a execução dos ensaios, conclui-se que existe a facilidade de execução das mesmas em canteiros de obras e em recuperação de patrimônios históricos.

Com base na revisão bibliográfica desenvolvida e na experimentação realizada, verificou-se que os trabalhos encontrados na literatura internacional não são conclusivos e mostram que o tema proposto está no início de seu desenvolvimento. Observou-se também que as recomendações para dimensionamento de peças compostas submetidas à flexão, encontradas nas normas citadas no capítulo 3, fornecem ao projetista poucas informações para um bom dimensionamento.

Os pinos metálicos utilizados na solidarização das vigas compostas são práticos pela facilidade de execução, porém representaram o ponto frágil da estrutura, visto que durante a realização dos ensaios ocorreu a separação entre as superfícies de contato da mesa e da alma.

Em função do exposto no capítulo 6, e analisando-se os resultados apresentados, pede-se que os elementos utilizados na análise numérica devem ser revistos. Torna-se, então, necessário um estudo mais detalhado sobre estes elementos.

O estudo do comportamento deste tipo de estrutura deve prosseguir, devendo ser analisados outros aspectos não abordados neste trabalho.

9-SUGESTÕES PARA CONTINUAÇÃO DOS ESTUDOS

No desenvolvimento desse trabalho, foram abordados aspectos relacionados à flexão de vigas compostas madeira/concreto. Entretanto, outros aspectos importantes não foram analisados e devem ser estudados para o desenvolvimento dessas estruturas.

Entre os temas importantes para a continuação desse estudo destacam-se os seguintes:

- a) Variação das características mecânicas do concreto e da madeira utilizada nas vigas compostas;
- b) Realização de ensaios de vigas compostas com a utilização de outros tipos de conectores;
- c) Estudo mais detalhado de um modelo numérico representativo da viga composta madeira/concreto;
- d) Apresentação de uma metodologia de ensaio, dimensionamento e execução de vigas compostas madeira/concreto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 01-GOMES, J. J.. “ Estudo Teórico-Experimental de Vigas Compostas de Concreto e Madeira” Escola de Engenharia da COPPE / RJ, Tese de Mestrado, 1974.
- 02-GERBER, C., QUAST, U. e STEFFENS, R.. “Balkenschuhe als Verbundmittel für Holzbalkendecken mit Mittragender Stahlbetondecke“ Beton und Stahlbetonbau, nº 88, 1993, p.237-240.
- 03-LINDEN, M.. “Load Sharing in Timber-Concrete Composite Floors“ Pacific Timber Engineering Conference, 1994, p. 318-325.
- 04-TAKAC, S.. “Experimental Research of Wood Concrete Composite Structures Joined by Bulldog Dowels” International Wood Conference, 1996, p. 299-303.
- 05-BLOUET, L’Enterprise de Charpente. “Plancher Mixte Boi Béton“p.21-22.
- 06-GUTOWSKI, R. M. e CHEN, T. M.. “Tests and Analysis of Mixed Concrete-Wood Beams“ International Wood Conference, 1996, p.436-442.
- 07-LINDEN, M. e BLASS, H. J.. “Timber-Concrete Composite Floor-Systems” International Wood Engineering Conference, 1996, p. 309-316.
- 08-BLASS, H. J., EHLBECK, J., LINDEN VAN DER, M. L., e SCHLAGER, M.. “Trag-und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen”, Universität Fridericiana Karlsruhe, Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, 1995.
- 09-YTTRUP, P. J.. “Concrete Enhanced Timber-Concrete Beams” International Wood Engineering Conference, 1996, p. 304-308.
- 10-STEVANOVIC, B.. “Elastically Coupled Timber-Concrete Beams” International Wood Engineering Conference, 1996, p. 425-430.
- 11-CECCOTTI, A.. “Timber Concrete Composite Structures” Step / Eurofortech- an initiative under the EU Comett Programme, p.1-13.
- 12-NATTERER, J.,HAMM, J., e FAVRE, P. A.. “Composite Wood Concrete Floors for Multi-Story Buildings” International Wood Engineering Conference, 1996, p.431-435.

- 13-CAPRETTI, S. e CECCOTTI, A.. "Service Behaviour of Timber Concrete Composite Beams : a 5 years Monitoring and Testing Experience" International Wood Engineering Conference, 1996, p.443-449.
- 14-GOODMAN, J. R. e POPOV E. P.. "Layered Beam Systems with Interlayer Slip" Structural Division Journal, ASCE, Vol. 94, n11, pp. 2535-2547
- 15-CHAUHD, E.. "Aspéctos do Comportamento da Madeira submetida à Solicitações Mecânicas" São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, 1985. 145p. Dissertação (Doutor-Engenharia de Estruturas).
- 16-CHAUHD, E.. "Módulo de Elasticidade Longitudinal e Proposta para Cálculo de Peças Fletidas" São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, 1989. 148p. Dissertação (Doutor-Engenharia de Estruturas).
- 17-PARRA, J. C.. "Introdução ao Estudo do Comportamento de Peças de Seção Composta de Madeira, na Flexão, Solidarizadas por Pregos" São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, 1989. 36p.
- 18-PASSOS, M. E. M.. "Madeira- Vigas de Seção Composta "T", tendo o Parafuso como Elemento de Solidarização" Escola de Engenharia da UFMG, 1992. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas).
- 19-BULLEIT, W. M. , MEMBER, ASCE e LIU, W. F.. "First Order Reability Analysis of Wood Structural Systems" Journal of Structural Engeneering, 1995, p.517-529.
- 20-GOODMAN, J. R. e POPOV, E. P.. "Layered Beam Systems with Interlayer Slip" ASCE Structural Division Journal, Vol 94, NO 11, 1968. P. 2535-2547.
- 21-KUENZI, E. W. e WILKINSON, T. L.. "Composite Beams Effect of Adhesive or Fastner Rigidity" USDA-FS-FPL Madison, Wis.,FPL-152,1971. p.22.
- 22-FOSCHI, R. O. e BONAC T.. "Load Slip Characteristics for Connections with Common Nails" Wood Science, 9 (3), 1977. p.118-123.
- 23-UJIVARI, Z. W "Ligações de Madeira feitos com Conectores Dentados Gang Nail" Itaquaquecetuba, 1983.
- 24-VIEST, I. M.. "Investigation of Stud Shear Connectors for Composite Concrete and Steel T Beams" Journal of American Concrete Institute, N^o 4,1966, p. 875-891.
- 25-HAWKINS, N. M.. "Influence of the Stud on Composite Beam Behaviour" ASCE, Annual and National Enviromental Engineering Meeting, 1971, p. 18-21.

- 26-BREUER, H.. "Ligação de Peças Estruturais de Madeira por Uniões Chapa Pregos" São Carlos, LAMEM EESC, 1983.
- 27-RAZAQPUR, A. G. e NOFAL M.. "Analitical Modeling of Non-Linear Behaviour of Composite Bridges" Journal of Estructures Engineer, Vol 116, 1990.
- 28-YAM, L. C. P.e CHAPMAN, J. C.. "The Inelastic Behaviour of Simply Supported Composite Beams of Steel and Concrete" Proceedings, Institution of Civil Engineers, Vol.41,pp.651-683, 1968.
- 29-OEHLERS, D. J. e SVED, G.. "Composite Beams with Limited-Slip Capacity Shear Connectors" Journal of Structural Engineering, NO 6, 1995, p. 932-938.
- 30-NEWMARK, N. M., SIESS, C.P. e VIEST, I. M.. "Tests and Analysis of Composite Beams with Incomplete Interaction" Proc., Soc. for Exnerimental Stress Analysis, 1991, p. 70-84.
- 31-JUNHO, A. S.."Análise Teórico-Experimental do Comportamento de Conectores Madeira/Concreto em Corpos de Prova de Cisalhamento: Efeitos da Variação do Tipo de Conector. Escola de Engenharia da UFMG, 1997. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas).
- 32-MARGUERRE, V. K.. "Uber Die Beanspruchung von Plattentragem" Der Stahbau, vol 8, 1952.
- 33-BRENDEL, G.. "Strenghtof the Compression Slab of T Beams Subject to Simple Bending" Journal of American Concrete Institute, Vol 61, 1964, p. 57-75.
- 34-MARGUERRE, V. K.. "Uber Die Beanspruchung von Plattentragem" Der Stahbau, vol 8, 1952.
- 35-ADEKOLA, A. O.. "Effective Widths of Composite Beams of Steel and Concrete" The Structural Engineer, 9, 19668, p. 285-289.
- 36-ANSORIAN, P.. "An Aplication of Element Finites to the Analyses of Composite Floors Systems" Proceodings of the Institute of Civil Engineer, Part 2, Vol.59, 1975.
- 37-ANSOURIAN, P. e ROBERICK, J. W.. "Analyses of Composites Beams"
Journal of the Structural Division, October, 1978.
- 38- HIRST, M. J. S. e YEO, M. F.. "The Analyse of Composite Beam using Standart Finite Element Program" Computers Estructures, Vol 11, 1980.

- 39-ARIZUMI, Y. e HAMADA, S.. "Elastic-Plastic Analyse of Composite Beam with Incomplete Interation by Finite Element Method" Computers Structures, Vol14, 1981.
- 40-VALLENILLA, C. R. e BJORHOVDE, R.. "Effective Width Criteria for Composite Beams" Engeneering Journal, Second Quarter, 1995, p.73-80.
- 41-MAZZILLI, A. R. P.. "Influência da Flexibilidade das Vigas e das Lajes nos Esforços das Estruturas de Concreto Armado" Escola Politécnica da Universidade de São Paulo Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, 2 Vol., 1985.
- 42-MAZZILLI, A. R. P.. "Influência da Flexibilidade das Vigas de Apoio no Cálculo de Estruturas de Edifícios" Escola Politécnica da Universidade de São Paulo Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, 1988.
- 43-KUBO M., e GALAMBOS T. V.. "Plastic Collapse Load of Continuous Composite Plate Girder" Enginners Journal American Steel Construction, pp.145-154, 1988.
- 44-SALMON, C. G. & JOHNSON, J. L. . "Steel Structures Desing and Behaviour" Harper Collins Publishers, New York, 1990.
- 45-TIMOSHENKO, S. e GOODIER, J.. "Theory of Elasticity" New York : McGraw-Hill Book Company, Inc., 1959, Chap.6.
- 46-JONHSON, J. E. e LEWIS, A. D. M.. "Structural Behaviour IN A gypsum Roof-Deck System" Journal of Structural Division, ASCE, 92, ST2, 1966, p. 283-296.
- 47-RAZAQPUR, A. G. e NOFAL M.. "Analitical Modeling of Non-Linear Behaviour of Composite Bridges" Journal of Estruturas Engineer, Vol 116, 1990.
- 48-GJESVILK, A. P. L. E.. "Analog-Beam Method for Determining Shear-Lag Effect" Journal of Engineer Mecanic, Vol. 117, 1991.
- 49-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, "Projeto e Execução de Estruturas de Aço em Edifícios" NBR8800, 1986.
- 50-AMERICAN INSTITUTE OF STEEEL CONSTRUCTION, "Load and Resistence Factor Design" LRFD ,1986.
- 51-EUROCODE 4, "Design of Composite Steel and Concrete Structures" Part1.1 General Rules and Rules for Buildings, European Prestandard, 1992.

- 52-BROSNAN, D. P. e UANG, C. M.. "Effective Width of Composite L-Beams in Buildings" Engineering Journal, Second Quarter, 1995, p.73-80.
- 53-AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, "Load and Resistance Factor Design" LRFD ,1986.
- 54-CORADI, P. L.. "Análise pelo Método dos Elementos Finitos de Pisos Mistos Mistos em Aço e Concreto para Determinação de Deslocamentos" Escola de Engenharia da UFMG, 1997. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas).
- 55-EUROCODE 4, "Design of Composite Steel and Concrete Structures" Part1.1 General Rules and Rules for Buildings " European Prestandard, 1992.
- 56-BAPTISTA, A. M.. "Um Estudo sobre as Vigas de Seção Mista em Chapa de Aço Dobrada e em Madeira Serrada" Campinas, Escola de Engenharia,1995. Tese (Mestre-Engenharia de Estruturas)
- 57-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, "Projeto e Execução de Estruturas de Aço em Edifícios" NBR8800, 1986.
- 58-AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, "Load and Resistance Factor Design" LRFD ,1986.
- 59-EUROCODE N^o4, "Design of Composite Steel and Concrete Structures" Part1.1 General Rules and Rules for Buildings, European Prestandard, 1992.
- 60-AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, "Load and Resistance Factor Design" LRFD ,1986.
- 61-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, "Projeto e Execução de Estruturas de Aço em Edifícios" NBR8800, 1986.
- 62-AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, "Load and Resistance Factor Design" LRFD ,1986.
- 63-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS "Norma Brasileira para Cálculo e Execução de Estruturas de Madeira"- NBR 7190 - da Associação de Normas Técnicas, 1997.
- 64-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, "Projeto e Execução e Estruturas de Aço em Edifícios" NBR8800, 1986.
- 65-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, "Projeto e Execução de Estruturas de Aço em Edifícios" NBR8800, 1986.

- 66-NORMA PARA CONSTRUCCIONES DE MADERA "Cálculo y Ejecución"
DIN 1052, 1973.
- 67-NATIONAL DESIGN SPECIFICATION FOR WOOD CONSTRUCTION
"Recommend Practice for Structural Design by National Forest
Products" Association Washington, 1986.
- 68-EUROCODE N^o5 "Common Unified Rules for Timber Structures"
Luxemburg, 988.
- 69-JUNHO, A. S."Análise Teórico-Experimental do Comportamento de
Conectores Madeira/Concreto em Corpos de Prova de Cisalhamento:
Efeitos da Variação do Tipo de Conector. Escola de Engenharia da
UFMG, 1997. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas).
- 70-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS "Norma Brasileira
para Cálculo e Execução de Estruturas de Madeira"-NBR 7190 da
Associação de Normas Técnicas, 1997.
- 71-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS "Projeto e
Execução de Obras de Concreto Armado" NBR 6118, 1978, 76p.
- 72-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS "Projeto e
Execução de Obras de Concreto Armado" NBR 6118, 1978, 76p.
- 73-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 5739,
Concreto- Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos-
Método de Ensaio, Jul., 1994.
- 74- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7222,
Argamassas e Concretos -Determinação da Resistência à Tração por
Compressão Diametral da Corpos de Prova Cilíndricos- Método de
Ensaio, Jan., 1983.
- 75-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 8522,
Concreto- Determinação do Módulo de Deformação Estática e
Diagrama- Tensão-Deformação, Método de Ensaio, Maio., 1984.
- 76-HRABOK, M. M. & HRUDEY, T. M.. "Finite Element Analysis in
Design Floor Systems" Journal of Structural Engineering, Vol. 109,
April, 1983.

- 66-NORMA PARA CONSTRUCCIONES DE MADERA "Cálculo y Ejecución"
DIN 1052, 1973.
- 67-NATIONAL DESIGN SPECIFICATION FOR WOOD CONSTRUCTION
"Recommend Practice for Structural Design by National Forest
Products" Association Washington, 1986.
- 68-EUROCODE N^o5 "Common Unified Rules for Timber Structures"
Luxemburg, 1988.
- 69-JUNHO, A. S."Análise Teórico-Experimental do Comportamento de
Conectores Madeira/Concreto em Corpos de Prova de Cisalhamento:
Efeitos da Variação do Tipo de Conector. Escola de Engenharia da
UFMG, 1997. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas).
- 70-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS "Norma Brasileira
para Cálculo e Execução de Estruturas de Madeira"-NBR 7190 da
Associação de Normas Técnicas, 1997.
- 71-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS "Projeto e
Execução de Obras de Concreto Armado" NBR 6118, 1978, 76p.
- 72-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS "Projeto e
Execução de Obras de Concreto Armado" NBR 6118, 1978, 76p.
- 73-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 5739,
Concreto- Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos-
Método de Ensaio, Jul., 1994.
- 74- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7222,
Argamassas e Concretos -Determinação da Resistência à Tração por
Compressão Diametral da Corpos de Prova Cilíndricos- Método de
Ensaio, Jan., 1983.
- 75-ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 8522,
Concreto- Determinação do Módulo de Deformação Estática e
Diagrama- Tensão-Deformação, Método de Ensaio, Maio., 1984.
- 76-HRABOK, M. M. & HRUDEY, T. M.. "Finite Element Analysis in
Design Floor Systems" Journal of Structural Engineering, Vol. 109,
April, 1983.

- BLASS, H. J., EHLBECK, J., LINDEN VAN DER, M. L. R., e SCHLAGER, M..
 "Trag- und Verformungsverhalten von Holz- Beton-
 Verbundkonstruktionen", Universität Fridericiana Karlsruhe,
 Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, 1995.
- BLOUET, L'Entreprise de Charpente. "Plancher Mixte Boi Béton" p.21-22.
- BRENDEL, G.. "Strenghtof the Compression Slab of T Beams Subject to
 Simple Bending" Journal of American Concrete Institute, Vol 61, 1964, p.
 57-75.
- BREUER, H.. "Ligação de Peças Estruturais de Madeira por Uniões Chapa
 Pregos" São Carlos, LAMEM EESC, 1983.
- BROSNAN, D. P. e UANG, C. M.. "Effective Width of Composite L Beams in
 Buildings" Engineering Journal, Second Quarter, 1995, p.73-80.
- BULLEIT, W. M. , MEMBER, ASCE e LIU, W. F.. "First Order Reability
 Analysis of Wood Structural Systems" Journal of Structural Engeneering,
 1995, p.517-529.
- CAPRETTI, S. e CECCOTTI, A.. "Service Behaviour of Timber Concrete
 Composite Beams : a 5 years Monitoring and Testing Experience"
 International Wood Engineering Conference, 1996, p.443-449.
- CECCOTTI, A.. "Timber Concrete Composite Structures" Step / Eurofortech-
 an initiative under the EU Comett Programme, p.1-13.
- CHAUHD, E.. "Aspéctos do Comportamento da Madeira submetida à
 Solicitações Mecânicas" São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos,
 1985. 145p. Dissertação (Doutor-Engenharia de Estruturas).
- CHAUHD, E.. "Módulo de Elasticidade Longitudinal e Proposta para Cálculo
 de Peças Fletidas" São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos,
 1989. 148p. Dissertação (Doutor-Engenharia de Estruturas).
- CORADI, P. L.. "Análise pelo Método dos Elementos Finitos de Pisos Mistos
 Mistos em Aço e Concreto para Determinação de Deslocamentos" Escola
 de Engenharia da UFMG, 1997. Dissertação (Mestre em Engenharia
 de Estruturas).
- DA CUNHA, J. C.. "Concreto Armado Fundamentos e Domínios da
 NBR6118" Belo Horizonte, Escola de Engenharia da UFMG.
- DESAYI, P., e KRISHNAN, S.. "Equation for Stress-Strain Curve of
 Concrete", ACI Journal, n61-22, vol. 61, n3, 1964.
- EUROCODE N5 "Common Unified Rules for Timber Structures" Luxemburg,
 1988.

- EUROCODE 4, "Design of Composite Steel and Concrete Structures" Part 1.1 General Rules and Rules for Buildings" European Prestandard, 1992.
- FAKURY, R. H.. "Vigas Mistas de Edifícios" Belo Horizonte, 1995. Apostila Curso de Especialização da Escola de Engenharia da UFMG.
- FOSCHI, R. O. e BONAC T.. "Load Slip Characteristics for Connections with Common Nails" Wood Science, 9 (3), 1977. p.118-123.
- GERBER, C., QUAST, U. e STEFFENS, R.. "Balkenschuhe als Verbundmittel für Holzbalkendeckeh mit Mittragender Stahlbetondecke" Beton und Stahbetonbau, n0 88, 1993, p.237-240.
- GJESVILK, A. P. L. E.. "Analog-Beam Method for Determining Shear Lag Effect" Journal of Engineer Mecanic, Vol. 117, 1991.
- GOMES, J. J.. "Estudo Teórico-Experimental de Vigas Compostas de Concreto e Madeira" Escola de Engenharia da COPPE / RJ, Tese de Mestrado, 1974.
- GOODMAN, J. R. e POPOV E. P.. "Layered Beam Systems with Interlayer Slip" Structural Division Journal, ASCE, Vol. 94, n11, 1968, pp. 2535-2547.
- GUTOWSKI, R. M. e CHEN, T. M.. "Tests and Analysis of Mixed Concrete-Wood Beams" International Wood Conference, 1996, p.436-442.
- HAWKINS, N. M.. "Influence of the Stud on Composite Beam Behaviour" ASCE Annual and National Enviromental Engineering Meeting, 1971, p. 18-21.
- HELLMEISTER, J. C.. "Sobr a Determinação da Características da Madeira" Apostila da Escola de Engenharia de São Carlos, 1982.
- HIRST, M. J. S. e YEO, M. F.. "The Analyse of Composite Beam using Standart Finite Element Program" Computers Estructures, Vol 11, 1980.
- HRABOK, M. M. & HRUDEY, T. M. . "Finite Element Analysis in Design Floor Systems" - Journal of Structural Engineering, Vol. 109, April, 1983.
- JONHSON, J. E. e LEWIS, A. D. M.. "Structural Behaviour IN A gypsum Roof-Deck System" Journal of Structural Division, ASCE, 92, ST2, 1966, p. 283-296.
- JUNHO, A. S.. "Análise Teórico-Experimental do Comportamento de Conectores Madeira/Concreto em Corpos de Prova de Cisalhamento: Efeitos da Variação do Tipo de Conector. Escola de Engenharia da UFMG, 1997. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas).

- KABAILA, A. ; SAENZ, L. P. ; TULIM, L. G. & GERSTLE, K. H..
 "Discussion of the Paper by Desayi and Krishnan". ACI Journal, setembro,
 1964.
- KUBO M., e GALAMBOS T. V.. "Plastic Collapse Load of Continuous
 Composite Plate Girders" Engineers Journal American Steel Construction,
 pp.145-154, 1988.
- KUENZI, E. W. e WILKINSON, T. L.. "Composite Beams Effect of Adhesive
 or Fastner Rigidity" USDA-FS-FPL Madison, Wis., FPL-152, 1971. p.22.
- LINDEN, M.. "Load Sharing in Timber-Concrete Composite Floors" Pacific
 Timber Engineering Conference, 1994, p. 318-325.
- LINDEN, M. e BLASS, H. J.. "Timber-Concrete Composite Floor-Systems"
 International Wood Engineering Conference, 1996, p. 309-316.
- MALITE, M.. "Sobre a Cálculo de Vigas Mistas Aço-Concreto: Ênfase em
 Edifícios", São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, 1990. Tese
 (Mestre em Engenharia de Estruturas)
- MANTILLA C.. "Estruturas de Madeira - Propriedades Físicas e
 Mecânicas" Belo Horizonte, 1995. Apostila da Escola de Engenharia
 da UFMG.
- MARGUERRE, V. K.. "Uber Die Beanspruchung von Plattentragem" Der
 Stahbau, vol 8, 1952.
- MAZZILLI, A. R. P.. "Influência da Flexibilidade das Vigas e das Lajes nos
 Esforços das Estruturas de Concreto Armado" Escola Politécnica da
 Universidade de São Paulo Departamento de Engenharia de Estruturas e
 Fundações, 2 Vol., 1985.
- MAZZILLI, A. R. P.. "Influência da Flexibilidade das Vigas de Apoio no
 Cálculo de Estruturas de Edifícios" Escola Politécnica da Universidade de
 São Paulo Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações,
 1988.
- NATIONAL DESIGN SPECIFICATION FOR WOOD CONSTRUCTION
 "Recommend Practice for Structural Design by National Forest Products"
 Association Washington, 1986.
- NATTERER, J., HAMM, J., e FAVRE, P. A.. "Composite Wood Concrete
 Floors for Multi-Story Buildings" International Wood Engineering
 Conference, 1996, p.431-435.
- NEWMARK, N. M., SIESS, C.P. e VIEST, I. M.. "Tests and Analysis of
 Composite Beams with Incomplete Iteration" Proc., Soc. for Experimental
 Stress Anal., 9(1), 1951, p.75-92.

- NORMA PARA CONSTRUCCIONES DE MADERA - "Cálculo y Ejecución", DIN 1052, 1973.
- OEHLERS, D. J. e SVED, G.. "Composite Beams with Limited-Slip Capacity Shear Connectors" *Journal of Structural Engineering*, NO 6, 1995, p. 932-938.
- OLLGAARD, J. G. ; SLUTTER R. G. & FISHER, J. W.. " Shear Strength of Stud Connectors in Light weight and Normal - weight Concrete ". *Engineering Journal*, AISC Bethlehem, 1971.
- PARRA, J. C.. "Introdução ao Estudo do Comportamento de Peças de Seção Composta de Madeira, na Flexão, Solidarizadas por Pregos" São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, 1989. 36p.
- PASSOS, M. E. M.. "Vigas de Seção Composta "T", tendo o Parafuso como Elemento de Solidarização" Escola de Engenharia da UFMG, 1992. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas).
- RAZAQPUR, A. G. e NOFAL M.. "Analitical Modeling of Non-Linear Behaviour of Composite Bridges" *Journal of Estructures Engineer*, Vol 116, 1990.
- SALMON, C. G. & JOHNSON, J. L. . "Steel Structures Desing and Behavior" Harper Collins Publishers, New York, 1990.
- SLUTTER, R. G. & DRISCOLL, G. C.. "Flexural Strength of Steel Concrete Composite Beams", *Journal of the Structural Division*, ASCE, April, 1965.
- STEVANOVIC, B.. "Elastically Coupled Timber-Concrete Beams" *International Wood Engineering Conference*, 1996, p. 425-430.
- TAKAC, S.. "Experimental Research of Wood Concrete Composite Estructures Joined by Bulldog Dowels" *International Wood Conference*, 1996, p. 299-303.
- TIMOSHENKO, S. e GOODIER, J.. "Theory of Elasticity" New York : McGraw-Hill Book Company, Inc.,1959, Chap.6.
- UJIVARI, Z. W "Ligações de Madeira feitos com Conectores Dentados Gang Nail " Itaquaquecetuba, 1983.
- VALLENILLA, C. R. e BJORHOVDE, R.. "Effective Width Criteria for Composite Beams" *Engeneering Journal*, Second Quarter, 1995, p.73-80.
- VIEST, I. M.. "Investigation of Stud Shear Connectors for Composite Concrete and Steel T Beams" *Journal of American Concrete Institute*, NO 4,1966, p. 875-891.

YTTRUP, P. J.. " Concrete Enhanced Timber-Concrete Beams " International Wood Engineering Conference, 1996, p. 304-308.

ANEXO I

Documentário Fotográfico



FOTO 1-Ensaio da Viga de Madeira



FOTO 2- Detalhe da Aplicação de Carga da Viga



FOTO 3- Posicionamento dos Extensômetros



FOTO 4- Flecha da Viga de Madeira

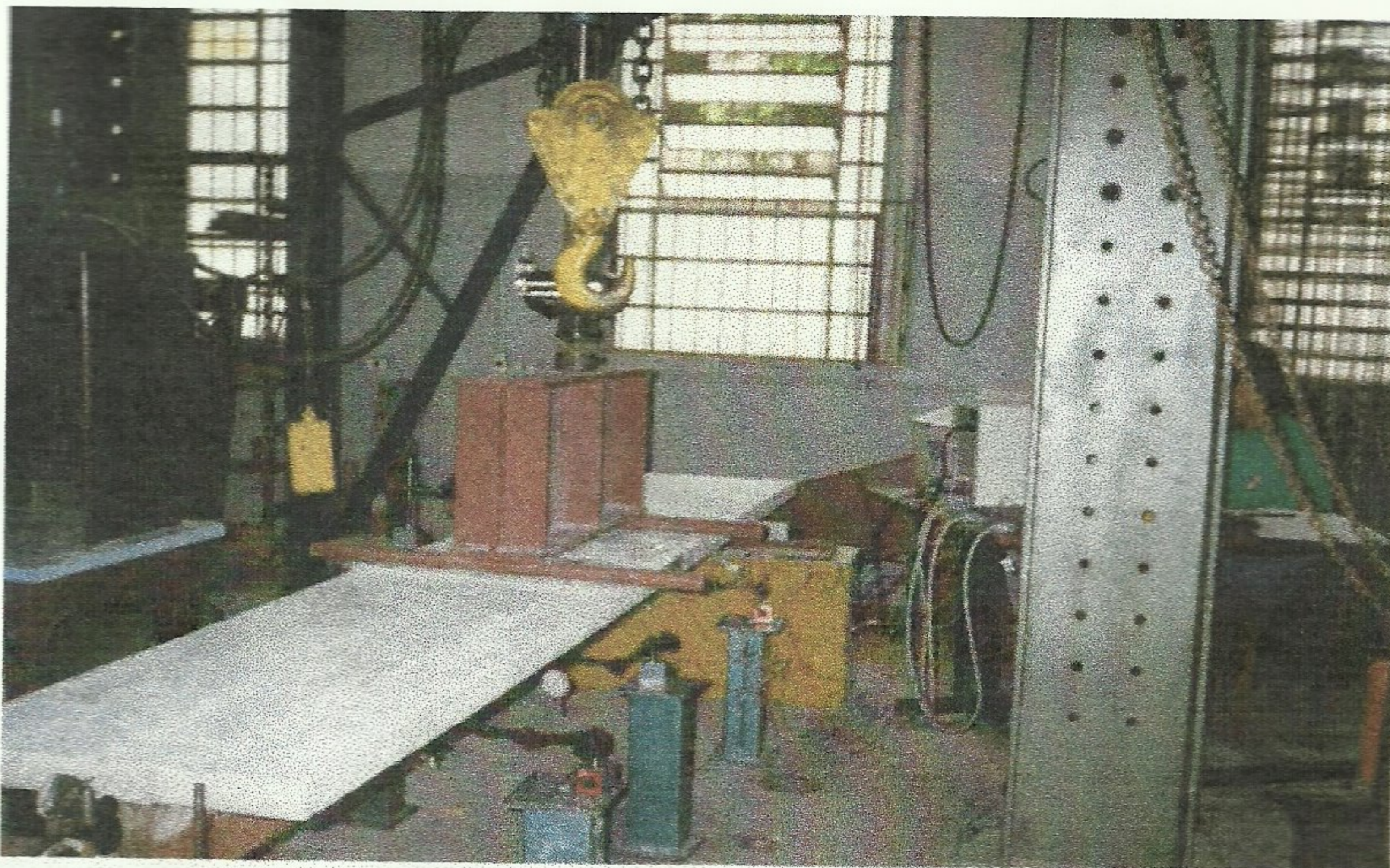


FOTO 5- Vista do Ensaio de flexão da Viga Composta Madeira/Concreto

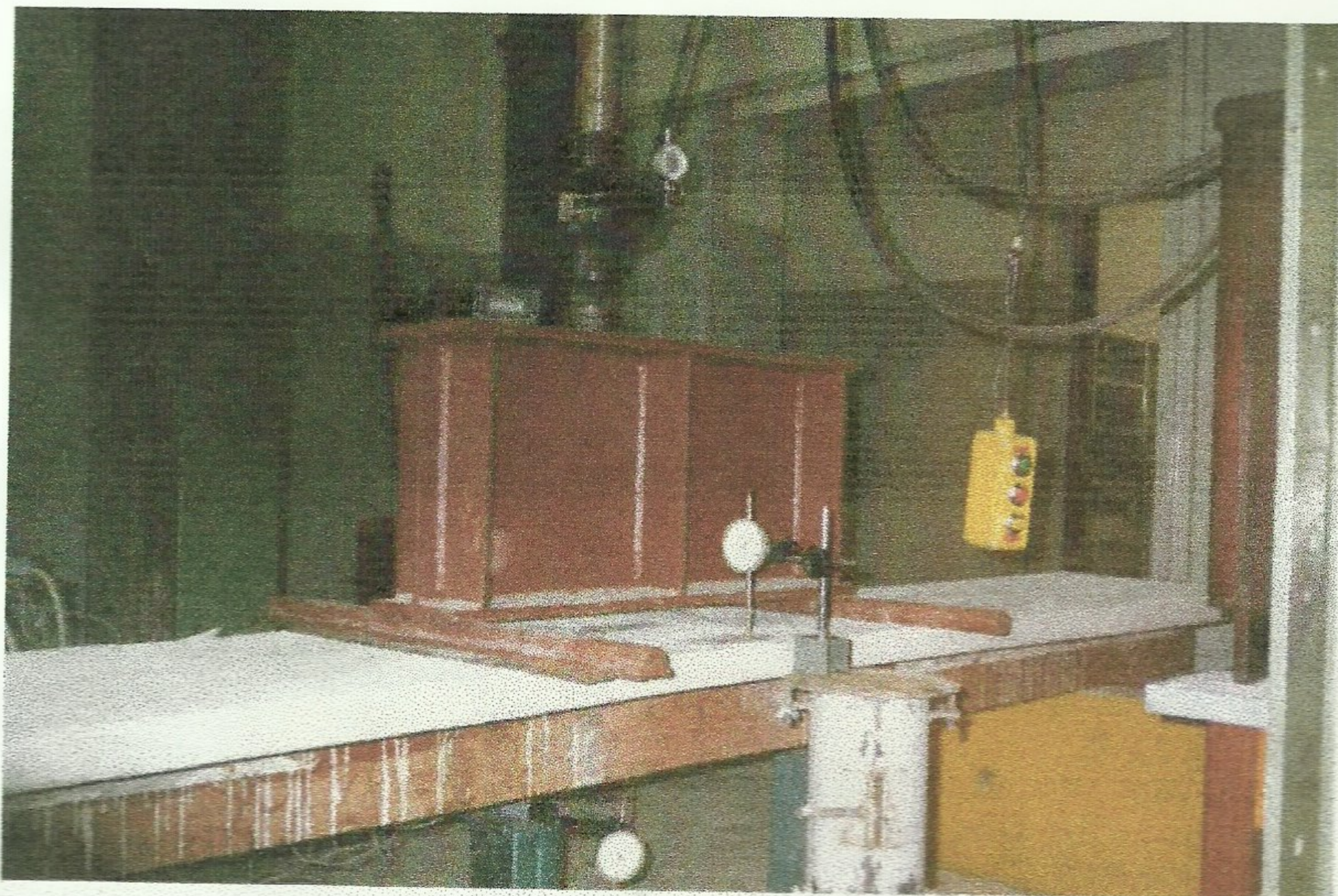


FOTO 6-Posicionamento dos Relógios Comparadores (Deslocamentos Verticais)

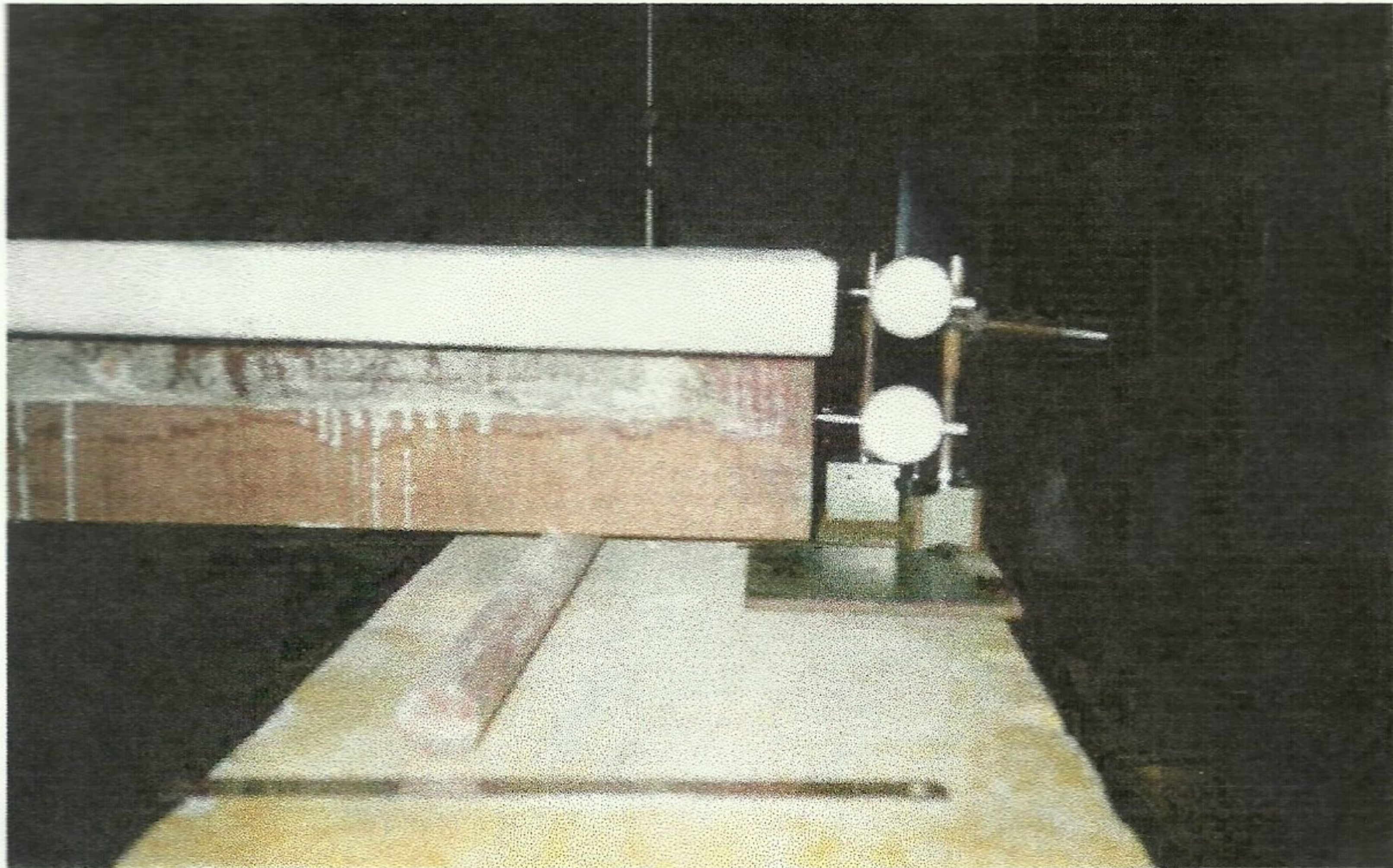


FOTO 7-Posicionamento dos Relógios Comparadores (Deslocamentos Horizontais)



FOTO 8-Ruptura da Viga Composta

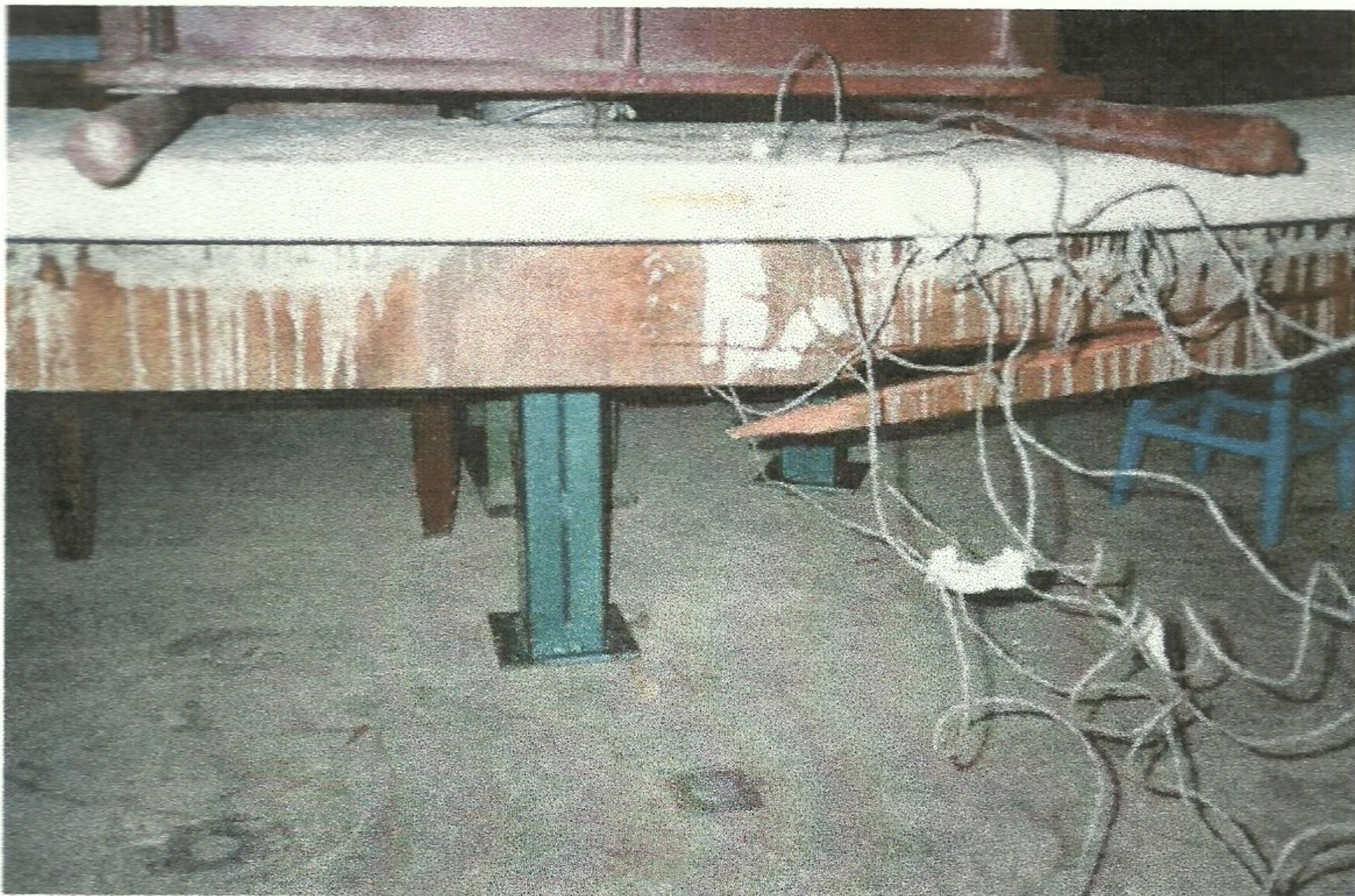


FOTO 9-Região Central da Viga Composta e Extensômetros Detalhe da Ruptura



FOTO 10-Detalhe da Ruptura da Viga Composta

ANEXO II

Entrada de Dados do Arquivo do Programa ANSYS 5.0

TITLE,viga mista
PREP7

QD=5000

H = .150 ! altura da viga (m)
B = .150 ! Largura da viga (m)
BU = .550 ! largura efetiva do concreto (m)
TC = .050 ! Espessura da laje de concreto (m)
L = 3.20 ! Vao das vigas (m)

IX = B*(H*H*H)/12
AX = H*B

ET, 1,shell143
ET, 2,beam23,,1

R, 1,TC
R, 2,AX/2,IX/2,H

MP,EX,1,2.87e10
MP,NUXY,1,.2
MP,EX,2,2.24e10
MP,NUXY,2,.27

TB,MISO,1
TBPT,,2.7875E-04,8000000.00
TBPT,,2.000000000E-03,17000000.0
TBPT,,3.500000000E-03,17500000.0

N,1
NGEN,65,1,1,,.05
NGEN,2,65,1,65,,.1
NGEN,5,65,66,130,,,,-.06875

MAT,2
REAL,2
TYPE,2

E,1,2
EGEN,64,1,1

MAT,1
REAL,1
TYPE,1

E,66,67,132,131
EGEN,64,1,65
EGEN,4,65,65,129

NIV = 1
NFV = 65
NIL = 66
J = NIV
K = NIL
:LOOP
CERIG,J,K,UX
CERIG,J,K,UY
CERIG,J,K,ROTZ
J=J+1


```
      K=K+1
      *IF, J, GT, NFV, :DONE
*GO, :LOOP
:DONE
```

```
/VIEW, 1, 1, 1, 1
FINISH
```

```
/SOLU
```

```
D, 1, UY
D, 1, UX
D, 1, UZ
nselect, z, 0
D, ALL, UZ, , , , ROTX, ROTY
nselect, all
D, 65, UY
D, 65, UZ
D, 65, UX
FINISH
```

/SOLU

/COM, *** CARGA APLICADA ***

/COM, LOAD STEP -1

NCNV,1,0.5,600
CNVTOL,F,10E3,0.5
AUTOTS,ON
NSUBST,1,10
ALFA = 1
QDI=ALFA*QD
TIME,QDI
F,98,FY,-QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

/COM, LOAD STEP -2

NCNV,1,0.5,600
CNVTOL,F,10E3,0.5
AUTOTS,ON
NSUBST,1,10
ALFA = 2
QDI=ALFA*QD
TIME,QDI
F,100,FY,-QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

/COM, LOAD STEP -3

NCNV,1,0.5,600
CNVTOL,F,10E3,0.5
AUTOTS,ON
NSUBST,1,10
ALFA = 3
QDI=ALFA*QD
TIME,QDI
F,100,FY,-QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

/COM, LOAD STEP -4

NCNV,1,0.5,600
CNVTOL,F,10E3,0.5
AUTOTS,ON
NSUBST,1,10
ALFA = 4
QDI=ALFA*QD
TIME,QDI
F,100,FY,-QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

/COM, LOAD STEP -5

NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 5
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

/COM, LOAD STEP -6

NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 6
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

/COM, LOAD STEP -7

NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 7
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

/COM, LOAD STEP -8

NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 8
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

/COM, LOAD STEP -9

NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5

```
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 9
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE
```

```
/COM, LOAD STEP -10
```

```
NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 10
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE
```

```
/COM, LOAD STEP -11
```

```
NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 11
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE
```

```
/COM, LOAD STEP -12
```

```
NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 12.0
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE
```

```
/COM, LOAD STEP -13
```

```
NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 13.0
QDI=ALFA*QD
```

```
TIME,QDI
F,100,FY,-QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE
```

```
/COM, LOAD STEP -14
```

```
NCNV,1,0.5,600
CNVTOL,F,10E3,0.5
AUTOTS,ON
NSUBST,1,10
ALFA = 14.0
QDI=ALFA*QD
TIME,QDI
F,100,FY,-QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE
```

```
/COM, LOAD STEP -15
```

```
NCNV,1,0.5,600
CNVTOL,F,10E3,0.5
AUTOTS,ON
NSUBST,1,10
ALFA = 15.0
QDI=ALFA*QD
TIME,QDI
F,100,FY,-QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE
```

```
/COM, LOAD STEP -16
```

```
NCNV,1,0.5,600
CNVTOL,F,10E3,0.5
AUTOTS,ON
NSUBST,1,10
ALFA = 16.0
QDI=ALFA*QD
TIME,QDI
F,100,FY,-QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE
```

```
/COM, LOAD STEP -17
```

```
NCNV,1,0.5,600
CNVTOL,F,10E3,0.5
AUTOTS,ON
NSUBST,1,10
ALFA = 17
QDI=ALFA*QD
TIME,QDI
F,100,FY,-QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE
```

/COM, LOAD STEP -18

NCNV,1,0.5,600
CNVTOL,F,10E3,0.5
AUTOTS,ON
NSUBST,1,10
ALFA = 18
QDI=ALFA*QD
TIME,QDI
F,100,FY,-QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE
/COM, LOAD STEP -19

NCNV,1,0.5,600
CNVTOL,F,10E3,0.5
AUTOTS,ON
NSUBST,1,10
ALFA = 19
QDI=ALFA*QD
TIME,QDI
F,100,FY,-QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE
/COM, LOAD STEP -20

NCNV,1,0.5,600
CNVTOL,F,10E3,0.5
AUTOTS,ON
NSUBST,1,10
ALFA = 20
QDI=ALFA*QD
TIME,QDI
F,100,FY,-QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

FINISH

/TITLE,viga mista
/PREP7

QD=5000

H = .150 ! altura da viga (m)
B = .150 ! Largura da viga (m)
BU = .550 ! largura efetiva do concreto (m)
TC = .050 ! Espessura da laje de concreto (m)
L = 3.20 ! Vao das vigas (m)

IX = B*(H*H*H)/12
AX = H*B

ET, 1,shell43
ET, 2,beam23,,1

R, 1,TC
R, 2,AX/2,IX/2,H

MP,EX,1,2.59e10
MP,NUXY,1,.2
MP,EX,2,2.24e10
MP,NUXY,2,.27

TB,MISO,1
TBPT,,2.1622E-04,5600000.00
TBPT,,2.000000000E-03,11900000.0
TBPT,,3.500000000E-03,12320000.0

N,1
NGEN,65,1,1,,,.05
NGEN,2,65,1,65,,,.1
NGEN,5,65,66,130,,,-.06875

MAT,2
REAL,2
TYPE,2

E,1,2
EGEN,64,1,1

MAT,1
REAL,1
TYPE,1

E,66,67,132,131
EGEN,64,1,65
EGEN,4,65,65,129

NIV = 1
NFV = 65
NIL = 66
J = NIV
K = NIL
:LOOP
CERIG,J,K,UX
CERIG,J,K,UY
CERIG,J,K,ROTZ
J=J+1

```
      K=K+1
      *IF,J,GT,NFV,:DONE
*GO,:LOOP
:DONE
```

```
/VIEW,1,1,1,1
FINISH
```

```
/SOLU
```

```
D,1,UY
D,1,UX
D,1,UZ
nselect,z,0
D,ALL,UZ,,,,,ROTX,ROTY
nselect,all
D,65,UY
D,65,UZ
D,65,UX
FINISH
```


/SOLU

/COM, *** CARGA APLICADA ***

/COM, LOAD STEP -1

NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 1
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

/COM, LOAD STEP -2

NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 2
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

/COM, LOAD STEP -3

NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 3
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

/COM, LOAD STEP -4

NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 4
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

/COM, LOAD STEP -5

NCNV,1,0.5,600
CNVTOL,F,10E3,0.5
AUTOTS,ON
NSUBST,1,10
ALFA = 5
QDI=ALFA*QD
TIME,QDI
F,100,FY,-QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

/COM, LOAD STEP -6

NCNV,1,0.5,600
CNVTOL,F,10E3,0.5
AUTOTS,ON
NSUBST,1,10
ALFA = 6
QDI=ALFA*QD
TIME,QDI
F,100,FY,-QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

/COM, LOAD STEP -7

NCNV,1,0.5,600
CNVTOL,F,10E3,0.5
AUTOTS,ON
NSUBST,1,10
ALFA = 7
QDI=ALFA*QD
TIME,QDI
F,100,FY,-QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

/COM, LOAD STEP -8

NCNV,1,0.5,600
CNVTOL,F,10E3,0.5
AUTOTS,ON
NSUBST,1,10
ALFA = 8
QDI=ALFA*QD
TIME,QDI
F,100,FY,-QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

/COM, LOAD STEP -9

NCNV,1,0.5,600
CNVTOL,F,10E3,0.5

```
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 9
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE
```

```
/COM, LOAD STEP -10
```

```
NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 10
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE
```

```
/COM, LOAD STEP -11
```

```
NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 11
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE
```

```
/COM, LOAD STEP -12
```

```
NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 12.0
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE
```

```
/COM, LOAD STEP -13
```

```
NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 13.0
QDI=ALFA*QD
```

TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

/COM, LOAD STEP -14

NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 14.0
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

/COM, LOAD STEP -15

NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 15.0
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

/COM, LOAD STEP -16

NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 16.0
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

/COM, LOAD STEP -17

NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 17
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

/COM, LOAD STEP -18

NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 18
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE
/COM, LOAD STEP -19

NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 19
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE
/COM, LOAD STEP -20

NCNV, 1, 0.5, 600
CNVTOL, F, 10E3, 0.5
AUTOTS, ON
NSUBST, 1, 10
ALFA = 20
QDI=ALFA*QD
TIME, QDI
F, 100, FY, -QDI
LSWRITE
SAVE
SOLVE

FINISH