



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA

Pós-Graduação em Engenharia Civil

**PONTE DE MADEIRA DO MATO GROSSO DO SUL
ESTUDO DE CASO**

Eng. Marcio Martins

1210001535



Ilha Solteira - SP



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA

"JÚLIO DE MESQUITA FILHO"

FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

PONTES DE MADEIRA DO MATO GROSSO DO SUL – ESTUDO DE CASO

ALUNO: MARCIO MARTINS

Proc. 063/2004 - NRD 168

UNESP - "CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA"	
SERVIÇO TÉCN. DE BIBLIOTECA E DOCUMENTAÇÃO	
DATA DE CHEGADA	DATA DE TOMBO
<i>16.11.04</i>	<i>30.11.04</i>
REGISTRADO POR	TOMBO
<i>Ailza</i>	<i>Te. 1535</i>
AQUISIÇÃO	CLASSIFICAÇÃO
<i>leocádo Antônio R\$ 10,00</i>	<i>M3863</i>

Exame de dissertação apresentado à Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira da Universidade Estadual Paulista, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil (Estruturas).

ORIENTADOR: Prof. Dr. José Antonio Matthiesen

Ilha Solteira, Agosto de 2004.



BCpIS - FEIS - UNESP

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA

"JULIO DE ME SOUZA FILHO"

FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

PONTES DE MADEIRA DO MATO GROSSO DO SUL - ESTUDO DE CASO

ALUNO: MARCIO MARTINS

FICHA CATALOGRÁFICA

Elaborada pela Seção Técnica de Aquisição e Tratamento da Informação/Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação da UNESP-Ilha Solteira

Martins, Marcio

M386p Pontes de madeira do Mato Grosso do Sul - estudo de caso / Marcio Martins. -- Ilha Solteira : [s.n.], 2004
xiii, 120 p. : il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, 2004

Orientador: José Antonio Matthiesen

Bibliografia: p. 117-120

1. Madeira - Estruturas. 2. Pontes de madeira - Mato Grosso do Sul. 3. Vigas.

Ilha Solteira, Agosto de 2004.

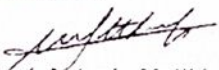


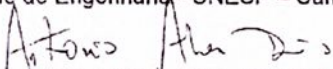
PONTES DE MADEIRA DO MATO GROSSO DO SUL – ESTUDO DE CASO.

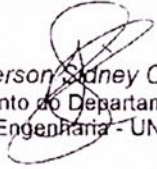
Marcio Martins

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA À FACULDADE DE ENGENHARIA DO
CÂMPUS DE ILHA SOLTEIRA – UNESP – COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL.

COMISSÃO EXAMINADORA:


Prof. Dr. José Antonio Matthiesen – UNESP/Ilha Solteira
Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Civil
Faculdade de Engenharia - UNESP – Câmpus de Ilha Solteira


Prof. Dr. Antonio Alves Dias - EESC/USP - São Carlos
Professor Assistente Doutor do Departamento de Estruturas
Escola de Engenharia de São Carlos/USP-São Carlos


Prof. Dr. Jefferson Sidney Camacho – UNESP/Ilha Solteira
Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Civil
Faculdade de Engenharia - UNESP – Câmpus de Ilha Solteira

Ilha Solteira/SP, agosto de 2004.



Dedico este trabalho aos meus filhos:

Gustavo Henrique

e

Leonardo.

E aos meus pais:

Calixto (in memoriam)

e

Hélia.

AGRADECIMENTOS

Ao meu País por ter ensino público, gratuito e de qualidade.

À Universidade Federal de Mato Grosso do Sul (UFMS) por meio do Departamento de Estruturas e Construção Civil (DEC), por permitir que me afastasse de minhas atividades educacionais para concluir com êxito o meu trabalho, caracterizando com isto o empenho desta Instituição no sentido da qualificação dos seus docentes.

À AGESUL (MS), por ter permitido que se realizasse o ensaio de carga na ponte, contribuindo para o desenvolvimento desta pesquisa.

Ao professor Dr. José Antonio Matthiesen, pela amizade sincera, orientação dedicada e permanente no desenvolvimento deste trabalho.

Aos colegas e amigos que me incentivaram e me apoiaram durante todo o transcorrer do curso e trabalho: Andrés B. Cheung; Claudionício R. de Souza; Flávio H. Sato; Pedro G. A. Segundinho; Rodrigo P. Andolfato; Rodrigo M. Maurício e Wilson José da Silva.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	v
LISTA DE TABELAS	viii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	ix
LISTA DE SIMBOLOS	xi
RESUMO	xiii
ABSTRACT	xiv
1 INTRODUÇÃO	1
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 Pontes de madeira em várias partes do mundo	4
2.2 Pontes de madeira em alguns Estados do Brasil	11
2.2.1 Pontes no Estado de São Paulo	11
2.2.2 Pontes no Estado do Mato Grosso do Sul	20
3 LEVANTAMENTO E DETALHAMENTO DAS PONTES DE M.S.	24
3.1 Introdução	24
3.2 Espécies de madeira para confecções das pontes	27
3.3 Pontes com dois pendurais	28
3.3.1 Superestrutura da ponte	29
3.3.2 Infra-estrutura da ponte	33

4	MATERIAIS E MÉTODOS	36
4.1	Introdução	36
4.2	Ponte escolhida	36
4.3	Métodos de estudos	37
5	ENSAIOS REALIZADOS NA PONTE	39
5.1	Prova de carga no modelo real	39
5.1.1	Discussão sobre o ensaio	47
5.2	Estudo teórico aproximado das vigas	49
5.2.1	Cálculo da longarina intermediária	51
5.2.1.1	Estado limite de utilização	51
5.2.1.2	Estado limite último	54
5.2.2	Cálculo da transversina	57
5.2.2.1	Estado limite de utilização	57
5.2.2.2	Estado limite último	58
5.2.3	Cálculo da longarina extrema	58
5.2.3.1	Estado limite de último	59
5.2.3.2	Estado limite de utilização	62
5.2.4	Cálculo da instabilidade da diagonal	63
5.2.4.1	Estado limite último	63
5.2.5	Cálculo da ligação por entalhe	64
5.2.6	Cálculo do número de pinos na chapa de ligação da longarina extrema	65
5.2.7	Cálculo da chapa-parafuso	67
5.2.7.1	Cálculo do parafuso	67
5.2.7.2	Cálculo da solda na chapa	68
5.3	Discussão sobre os cálculos teóricos aproximados das vigas	69
5.4	Sugestão para a melhoria da ponte	72
6	O MODELO DE PONTE PROPOSTO	73
6.1	Introdução	73
6.2	Pré-dimensionamento do tabuleiro	75



6.2.1.	Largura resistente do tabuleiro como placa	76
6.2.2	Largura resistente do tabuleiro como viga	77
6.2.2.1	Característica geométrica da seção transversal resistente do tabuleiro	78
6.3	Verificação das dimensões da longarina interna	80
6.3.1	Característica geométrica da seção transversal da longarina interna	80
6.3.2	Carga permanente	80
6.3.3	Carga acidental móvel	81
6.3.4	Momento fletor máximo nas longarinas e transversina	84
6.3.5	Esforço cortante máximo nas longarinas e transversina	84
6.3.6	Flecha máxima nas longarinas e transversina	85
7	ANÁLISE NUMÉRICA DO MODELO REAL E DO PROPOSTO	86
7.1	Introdução	86
7.2	Primeira hipótese	87
7.3	Segunda hipótese	91
7.4	Terceira hipótese	94
7.5	Quarta hipótese	97
7.6	Quinta hipótese	100
7.7	Sexta hipótese	103
7.8	Carga do veículo-tipo classe 30 no modelo da hipótese [6]	106
7.9	Carga do veículo-tipo classe 30 no modelo proposto	109
7.10	Carga do veículo-tipo classe 30 com o peso próprio da estrutura e os respectivos coeficientes	111
8	CONCLUSÃO FINAL	114
9	SUGESTÕES	116
10	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICA	117



LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – Ponte de madeira popularmente conhecida como pinguela	4
FIGURA 2 – Ponte da Capela	5
FIGURA 3 – Ponte da Dança da Morte	5
FIGURA 4 – Ponte dos Alpes em Bessano	5
FIGURA 5 – Ponte em arco construída no Japão	7
FIGURA 6 – Ponte de Filadélfia em arco	7
FIGURA 7 – Vida útil média de pontes nos EUA	9
FIGURA 8 – Ponte em MLC nos EUA	10
FIGURA 9 – Pontes protendidas transversalmente	11
FIGURA 10 – Ponte sobre o rio Paraíba em Pindamonhangaba	12
FIGURA 11 – Ponte sobre o rio Tamanduateí em São Paulo	13
FIGURA 12 – Vista e corte da ponte sobre o rio Tamanduateí em São Paulo	13
FIGURA 13 – Vista geral da ponte pênsil de Xavantes	14
FIGURA 14 – Esquema geral do tramo pênsil da ponte de Xavantes	14
FIGURA 15 – Ponte em arco em Guarulhos	15
FIGURA 16 – Ligação dos postes por anéis metálicos da viga bi-circular	16
FIGURA 17 – Vista lateral da ponte no Ribeirão dos Porcos	17
FIGURA 18 – Vista da ponte de Iperó no rio Sorocaba	19
FIGURA 19 – Planta da ponte de Iperó no rio Sorocaba	19
FIGURA 20 – Esquema do tabuleiro treliçado protendido transversalmente	20
FIGURA 21 – Ponte com um pendural	21
FIGURA 22 – Ponte com dois pendurais	21
FIGURA 23 – Ponte tipo viga simples	22
FIGURA 24 – Vegetação no pilar	23



FIGURA 25 – Mapa da distribuição das pontes por regional no MS	24
FIGURA 26 – Localização da reserva florestal do MS	26
FIGURA 27 – Seção transversal da superestrutura da ponte entre os pendurais	29
FIGURA 28 – Seção longitudinal do sistema estrutural principal	29
FIGURA 29 – Planta no trecho entre os pendurais	30
FIGURA 30 – Ligação da longarina extrema exterior	31
FIGURA 31 – Ligação do pendural à transversina através da chapa-parafuso	32
FIGURA 32 – Seção transversal da infra-estrutura da ponte	34
FIGURA 33 – Fundação em bloco de concreto ciclópico	35
FIGURA 34 – Posição das réguas na ponte	40
FIGURA 35 – (E.T caminhão) no meio do vão da ponte	41
FIGURA 36 – (E.S caminhão) no meio do vão da ponte	41
FIGURA 37 – Vista do caminhão e réguas na ponte	43
FIGURA 38 – Primeira fileira de réguas sob a transversina (ET caminhão)	43
FIGURA 39 – Segunda fileira de réguas na seção transversal central (ET caminhão)	44
FIGURA 40 – Terceira fileira de réguas (ET caminhão)	44
FIGURA 41 – Primeira fileira de réguas (ES caminhão)	46
FIGURA 42 – Segunda fileira de réguas (ES caminhão)	46
FIGURA 43 – Terceira fileira de réguas (ES caminhão)	47
FIGURA 44 – Ligação intacta e ruída	47
FIGURA 45 – Caminho das cargas	48
FIGURA 46 – Classes de pontes e respectivas cargas	50
FIGURA 47 – Esquema estrutural da longarina intermediária	52
FIGURA 48 – Esquema estrutural da transversina	57
FIGURA 49 – Diagramas e deformada da longarina extrema	60
FIGURA 50 – Ruína do rodeiro	69
FIGURA 51 – Ruína do tabuleiro	70
FIGURA 52 – Fendilhamento da transversina	70
FIGURA 53 – Entalhe em contacto com o solo	71
FIGURA 54 – Desbitolamento de seção de viga	72
FIGURA 55 – Vista em perspectiva da ponte do modelo proposto de ponte	74

FIGURA 56 – Largura da seção resistente do tabuleiro	76
FIGURA 57 – Esquema estático e carga no tabuleiro	77
FIGURA 58 – Esquema estático e carregamento total da viga do tabuleiro	79
FIGURA 59 – Faixa de influencia da carga transversal sobre as longarinas internas	81
FIGURA 60 – Carga permanente uniformemente distribuída na longarina interna	81
FIGURA 61 – Posição crítica para carga móvel	82
FIGURA 62 – Carga uniformemente distribuída na faixa não ocupada pelo veículo	83
FIGURA 63 – Carga móvel final atuante em uma longarina interna	84
FIGURA 64 – Modelo de ponte discretizado – hipótese [1]	88
FIGURA 65 – Gráficos do ensaio e da hipótese [1] – PC1	89
FIGURA 66 – Gráficos do ensaio e da hipótese [1] – PC2	90
FIGURA 67 – Gráficos do ensaio e da hipótese [2] – PC1	92
FIGURA 68 – Gráficos do ensaio e da hipótese [2] – PC2	93
FIGURA 69 – Gráficos do ensaio e da hipótese [3] – PC1	95
FIGURA 70 – Gráficos do ensaio e da hipótese [3] – PC2	96
FIGURA 71 – Gráficos do ensaio e da hipótese [4] – PC1	98
FIGURA 72 – Gráficos do ensaio e da hipótese [4] – PC2	99
FIGURA 73 – Gráficos do ensaio e da hipótese [5] – PC1	101
FIGURA 74 – Gráficos do ensaio e da hipótese [5] – PC2	102
FIGURA 75 – Gráficos do ensaio e da hipótese [6] – PC1	104
FIGURA 76 – Gráficos do ensaio e da hipótese [6] – PC2	105
FIGURA 77 – Gráfico do veículo-tipo classe 30 no modelo da hipótese [6]	107
FIGURA 78 – Gráfico do veículo-tipo classe 30 no modelo proposto	110
FIGURA 79 – Gráfico do veículo-tipo classe 30 e peso próprio no modelo proposto	112



LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – Propriedades de resistência e rigidez do concreto e da madeira	18
TABELA 2 – Levantamento das regionais com seus tipos de pontes	25
TABELA 3 – Relação dos plantios florestais no Estado	26
TABELA 4 – Espécies de madeiras empregadas	27
TABELA 5 – Peças e respectivas seções transversais	28
TABELA 6 – Cálculo dos deslocamentos na ponte	42
TABELA 7 – Resumo das verificações dos estados limites	62
TABELA 8 – Esforços solicitantes e flechas das vigas da ponte ensaiada	108
TABELA 9 – Esforços solicitantes e flechas das vigas da ponte proposta	113



LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AGESUL	Agencia de Desenvolvimento do Mato Grosso do Sul
CDE	Chapa de dente estampado
DEC	Diagrama de esforço cortante
DEC – FEIS – UNESP	Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira da Universidade Estadual Paulista
DEN	Diagrama de esforço normal
DERSUL	Departamento de Estradas de Rodagem do Mato Grosso do Sul
DMF	Diagrama de momento fletor
EESC – USP	Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo
ELU	Estado limite último
ELUt	Estado limite de utilização
ES	Eixo de simetria
ET	Eixo traseiro
EUA	Estados Unidos da América



FPL	Forest Products Laboratory
LaMEM	Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira
LC	Longarina central
LE	Longarina extrema
LI	Longarina interna
MS	Mato Grosso do Sul
MLC	Madeira laminada colada
MLP	Madeira laminada pregada
NBR	Norma Brasileira Revisada
SIC - MS	Secretaria da Indústria e Comércio do Estado do Mato Grosso do Sul
VT	Veículo - tipo



LISTA DE SÍMBOLOS

A	- área
a, δ, v	- flecha
b	- largura
e_a	- excentricidade acidental mínima
e_i	- excentricidade inicial
e_1	- excentricidade de primeira ordem
e_c	- excentricidade suplementar de primeira ordem
E	- módulo de elasticidade longitudinal
ρ	- massa específica do material
F_E	- carga crítica de Euler
f_{ck}	- resistência característica à compressão do concreto
$f_{c0,k}$	- resistência característica à compressão paralela as fibras
$f_{t0,k}$	- resistência característica à tração paralela às fibras
g	- carga permanente uniformemente distribuída
h	- altura
i	- raio de giração da seção
K_{mod}	- coeficiente de modificação

L, L_0 - vão, comprimento

M - esforço momento fletor

M_d - momento fletor de segunda ordem

N - esforço normal

q - carga acidental uniformemente distribuída

Q - carga acidental concentrada

V - esforço cortante

λ - índice de esbeltez da peça

γ_w, γ_g - coeficientes de segurança

σ_{Nd} - tensão de compressão de cálculo devida a força normal de compressão N_d

σ_{Md} - tensão de compressão de cálculo devida ao momento fletor de 2ª ordem



ABSTRACT

RESUMO

MARTINS, M (2004). Pontes de madeira do Mato Grosso do Sul – Estudo de Caso. Ilha Solteira, 2004. 137 p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.

Este trabalho estuda um tipo de ponte de madeira do Estado de Mato Grosso do Sul, constituída de viga com dois pendurais na parte superior (Queen Post). Para compreender melhor o comportamento estrutural da ponte fez-se um ensaio in loco com um veículo que simulasse o veículo-tipo classe 12. Constatou-se pelo ensaio que a ponte é muito flexível e procurou-se representar seu comportamento através de uma simulação matemática. Uma das peças da ponte que mais apresenta problema é o tabuleiro que não foi dimensionado para suportar o peso dos veículos que nela hoje trafegam. A partir daí, este estudo foi direcionado no sentido de trocar o tabuleiro e o rodeiro existentes por outro tipo de tabuleiro, que trabalhasse como placa, distribuindo melhor as cargas sobre as vigas, aumentando a rigidez da ponte. Por meio de uma análise numérica pode-se comprovar a eficiência do novo modelo.

Palavras-chave: tabuleiro; placa; viga com pendural; pontes.



ABSTRACT

MARTINS, M (2004). Wooden bridges of the State of *Mato Grosso do Sul* - Study of case. Ilha Solteira, 2004. 137 p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.

This studying is about a kind of wooden bridge, original of the State of *Mato Grosso do Sul*, constituted of a rigid beam with two hangers in the superior part (Queen Post). In this context in situ test to simulate the load type class 12 train-type by vehicle was made to understand the structural behavior of the bridge. By the test was verified that the bridge is very flexible and the representation of its behavior was made through a mathematical simulation. One of the bridge's parts which presented problem was the deck in function of the not dimensioning to support the weight of the vehicles that in today pass through. From there this studying was directed to change the existing deck and roadway for another type. To increase the rigidity of the bridge the new board to work as plate distributing better the loads on the beams was proposed. Through a numerical analysis the efficiency of the new model can be proven.

Keywords: board; plate; beam with hanger; bridges.



1 INTRODUÇÃO

A história das pontes de madeira acompanha a própria história da humanidade. Desde seu início o homem precisou vencer os obstáculos dos caminhos e para isto lançou mão dos recursos materiais disponíveis no local da construção.

Construir com madeira é mais econômico, pois é um material abundante, resistente, de boa durabilidade, tem fácil manuseio e permite o seu transporte com relativa facilidade.

A partir daí e ao longo dos séculos, o seu espírito investigador levou-o ao estudo científico dos melhores sistemas construtivos, mas nem sempre a procura pela perfeição teórica, implicou na boa execução prática pois, na maioria das vezes, a construção das estruturas de madeiras era encarregada a profissionais não habilitados, advindo daí sérios erros construtivos.

As primeiras pontes construídas no mundo foram feitas por leigos, simples carpinteiros, apenas com prática e isto criou no meio da população um incentivo a que qualquer um pudesse fazer uma estrutura em madeira. Este fato se perpetuou até os dias de hoje.

Existem pontes de madeiras em quase todos os países do mundo: nas rodovias oficiais principais, nas secundárias e em estradas particulares.



O Brasil também não poderia fugir a esta regra, principalmente por possuir a maior reserva florestal tropical do mundo e a maior bacia hidrográfica.

As pontes de madeira no Estado de Mato Grosso do Sul começaram a ser construídas a partir dos meados do século passado e enquanto o tráfego era feito por pequenos veículos e em diminutas quantidades estas pontes suportavam as cargas dentro dos seus limites, mas atualmente veículos mais pesados e em grandes quantidades trafegam sobre elas.

Algumas atingem o estado limite último pelas enchentes devido ao seu baixo grade, vindo a ruir; outras, devido ao tráfego pesado e intenso apresentando excessiva deformação e atingindo o estado limite de utilização, diminuindo sua vida útil e exigindo permanente reforma em curto espaço de tempo.

O Estado, atualmente, tem a sua atenção voltada para o turismo rural e procura preservar estas pontes reformando-as, principalmente as com dois pendurais superiores, que têm uma relativa beleza arquitetônica. Portanto, tem que investir uma relativa quantia de suas finanças, mas o faz com a tecnologia fora da Norma NBR 7190 : 1997 e usando madeiras nativas cada vez mais escassas. Por outro lado, o valor patrimonial delas é muito alto, não tendo mais condições econômicas de demolir e trocá-las por outros modelos.

Neste contexto, este trabalho tem os seguintes objetivos:

- Estudar o comportamento estrutural das pontes de viga rígida com dois pendurais, através de ensaio in loco e de simulação matemática.
- Propor um novo sistema construtivo que tenha as mesmas características das existentes e suporte a capacidade de carga do veículo-tipo classe 30, apenas trocando o tabuleiro e o rodeiro em uso por novo tabuleiro trabalhando como placa.

No final pretende-se que este novo sistema construtivo proposto seja:



- De maior durabilidade;
- De baixo custo de manutenção;
- De maior conforto e segurança para o usuário.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Pontes de madeira em várias partes do mundo

A madeira permanece se com a pedra foi um dos primeiros materiais de construção utilizados pelo homem para ligar os continentes. Especificamente, para vencer os obstáculos dos rios, rios e qualquer outro tipo de via, ela aparece entre pontes por ser de construção, construção simples e rápida!

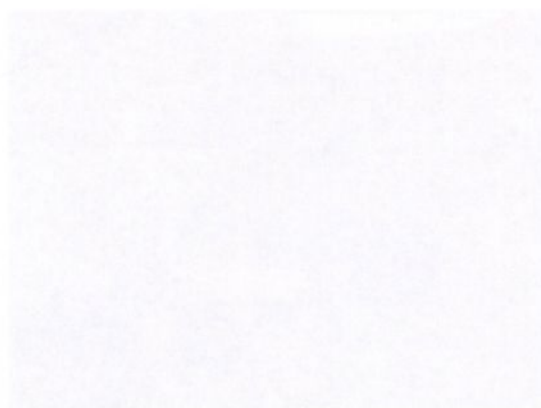


FIGURA 1 - Ponte de madeira popularmente conhecida como pinguela.
FONTE: MERCEDES BEZ DE OLIVEIRA (1993).

Segundo HELLMEISTER (1978), as duas pontes mais antigas e conhecidas do mundo de hoje foram construídas na Suíça, na cidade de Lucerna, a primeira no ano de 1332, que ficou conhecida como "Ponte da Capela" e a segunda em 1405 que foi denominada de "Ponte da dança da morte", destruída por um acidente em 1566 e reconstruída em 1708.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Pontes de madeira em várias partes do mundo

A madeira juntamente com a pedra foi um dos primeiros materiais de construção utilizado pelo homem para ligar os caminhos. Primitivamente, para vencer os obstáculos dos rios, riachos ou qualquer outro tipo de vão, ele apoiou entre pontos toras de madeiras, conforme mostra a figura 1.



**FIGURA 1 - Ponte de madeira popularmente conhecida como pinguela.
FONTE: MERCEDES - BENZ DO BRASIL S.A (1992)**

Segundo HELLMEISTER (1978), as duas pontes mais antigas e existentes até os dias de hoje foram construídas na Suíça, na cidade de Lucerna; a primeira no ano de 1333, que ficou conhecida como “Ponte da Capela” e a segunda em 1408 que foi denominada de “Ponte da dança da morte”, destruída por uma enchente em 1566 e reconstruída em 1568.

Elas eram cobertas para a proteção contra as intempéries. A manutenção era feita na parte externa, de modo que a parte interna estava sempre intacta. As figuras 2 e 3 mostram estas pontes.



FIGURA 2 - Ponte da Capela.
FONTE: WHITNEY (1983)

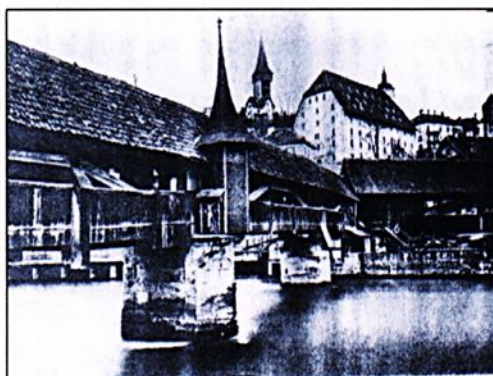


FIGURA 3 - Ponte da Dança da Morte.
FONTE: WHITNEY (1983)

BENNETT (1999) cita a construção por Palladio, no ano de 1568, de uma ponte coberta denominada “Ponte dos Alpes”, na cidade de Bessano, Itália, conforme ilustra a figura 4. A ponte treliçada existe atualmente.



FIGURA 4 - Ponte dos Alpes em Bessano. FONTE: BENNETT (1999)

A descoberta das treliças foi a grande invenção do engenho humano na época da renascença. Elas foram desenvolvidas intuitivamente por Palladio.

A viga em treliça por ter menos massa material na sua seção permite vencer maior vão quando comparada com viga de alma cheia de mesma seção, trabalhando nas mesmas condições estruturais. Outra vantagem é a facilidade de execução, principalmente quando de madeira.

A Engenharia das estruturas como se conhece hoje principiava com os gênios de Leonardo da Vinci (1452 – 1519) e Galileo Galilei (1564 – 1642), segundo TIMOSHENKO (1953).

O conhecimento teórico de que as treliças trabalham a esforços de tração e compressão se deu somente nos fins do século XIX.

O arco como recurso estrutural para vencer grandes vãos já estava sendo usado pelos construtores. Vence maior vão devido a sua forma que anula os esforços momento fletor e cortante, proveniente do peso próprio, restando somente o esforço normal. O seu inconveniente é a dificuldade de execução.

WITTFOHT (1975) cita que os irmãos Grubenmann, exímios carpinteiros suíços, construíram pontes na Suíça em arco, sobre o rio Limmat em Wettingen, com vão de 61,0 m e outra sobre o rio Rhin em Schaffhausen esta com 69,0 m de vão. Os irmãos viveram entre os anos de 1707 a 1783.

WITTFOHT (1975) descreve a construção de uma ponte em arco no Japão, no século XVII. O sistema era constituído de vigas em arcos superpostas que se apoiavam em pilares de pedra em desnível. A ponte possuía guarda-corpo e era composta de vários vãos como mostra a figura 5.

FIGURA 5 - Ponte de pilares em arco, ponte Tsurumi (1989)



FIGURA 5 - Ponte em arco construída no Japão. FONTE: WITTFOHT (1975)

A tecnologia de construção de pontes foi levada para os Estados Unidos da América, onde foram construídas várias pontes de madeiras.

HALE, citado por COOPER (1989), construiu em Vermont em 1785, a ponte sobre o rio Connecticut com 121,0 m de comprimento com dois vãos. Esta ponte foi um marco no desenvolvimento daquele país.

PALMER, citado por HELLMEISTER (1978), construiu uma ponte no Estado da Filadélfia em 1804, sobre o rio Schuylkill, tendo comprimento de 145,5 m, com vão central de 55,5 m, vãos extremos de 45,0 m. Os três tramos eram em arco treliçado.

Aqui há uma associação da leveza de material (treliça) com a sua forma (arco), possibilitando com isso vencer um grande vão. Ver a figura 6.

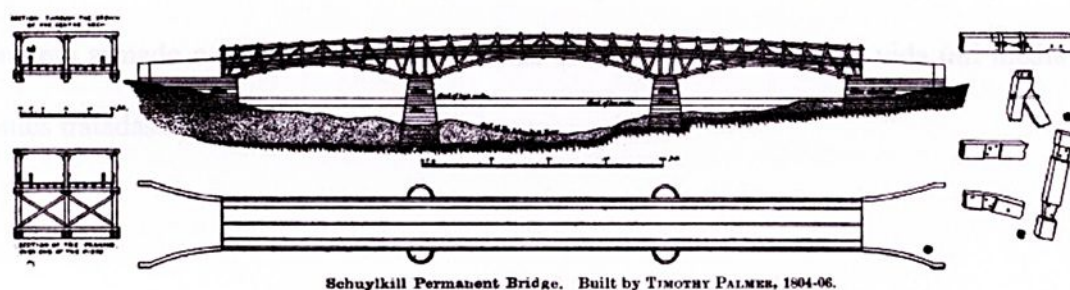


FIGURA 6 - Ponte de Filadélfia em arco. FONTE: COOPER (1989)

SANDERS, MUCHMORE e TUOMI, citado por MATTHIESEN (1987), apresenta um estudo de pontes de madeiras construídas no Estado do Alaska em troncos simples, provenientes dos tipos botânicos Sitka Spruce e Western Hemlock, cujas árvores podem atingir o diâmetro de 1,5 m. Estes troncos eram colocados lado a lado, simplesmente apoiados nas extremidades e cobertos com uma camada de solo e rocha britada. Devido a abundância da rocha britada, da madeira na região e da facilidade do sistema construtivo, elas eram econômicas. Estas madeiras tinham grande resistência e, por isso mesmo, suportavam altas cargas.

A partir do final do século XIX, novas técnicas construtivas foram sendo desenvolvidas em várias partes do mundo, com objetivo de construir de uma maneira mais econômica, com qualidade tecnológica e segurança.

Concomitantemente a isso, o uso na construção civil de madeira de reflorestamento, principalmente dos tipos Pinus e Eucalyptus, permitiu desafogar a demanda por madeiras nativas.

Como a madeira sofre a ação de agentes biológicos, vários produtos preservativos foram criados para lhe dar maior durabilidade.

RITTER (1996), citados por OKIMOTO e CALIL (1997), afirma que a madeira, quando convenientemente tratada, tem condições de competir como material de construção com o concreto armado e o aço, em termos de vida útil. A figura 7 mostra a vida útil média das pontes tratadas nos EUA.



Vida Útil (anos)

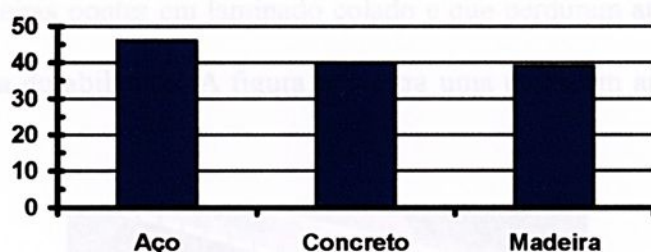


FIGURA 7 - Vida útil média de pontes nos EUA.
FONTE: OKIMOTO E CALIL (2002)

Em 1906 foi inventado na Alemanha pelo carpinteiro Hetzer um sistema construtivo de vigas em que se usavam lâminas (tábuas) de madeiras com espessuras variando de 15 mm a 30 mm, coladas uma sobre a outra, com cola natural de alta resistência e que por isto recebeu a denominação de madeira laminada colada..

As grandes vantagens deste sistema são:

- Permitir vencer grandes vãos, segundo SZÜCS (1998);
- Moldar qualquer forma que se quer dar à estrutura usando madeira leve como o Pinus, por exemplo.
- Os inconvenientes deste modelo é o custo elevado do preço da cola, o transporte da estrutura da fábrica até a obra e a alta tecnologia usada.

Quando trabalhando à flexão, caso das pontes, coloca-se a espécie botânica de madeira mais resistente na fibra da seção mais afastada em relação à linha neutra, região mais tracionada ou comprimida, o que permite usar a madeira mais racionalmente.

A técnica do laminado colado espalhou-se para os EUA, Suíça, Japão e Austrália.

Nos EUA, país berço de pontes modernas em madeira, a partir do ano de 1940 foram construídas as primeiras pontes em laminado colado e que perduram até os dias de hoje, o que comprova a sua durabilidade. A figura 8 mostra uma ponte em arco tri-articulado de MLC.



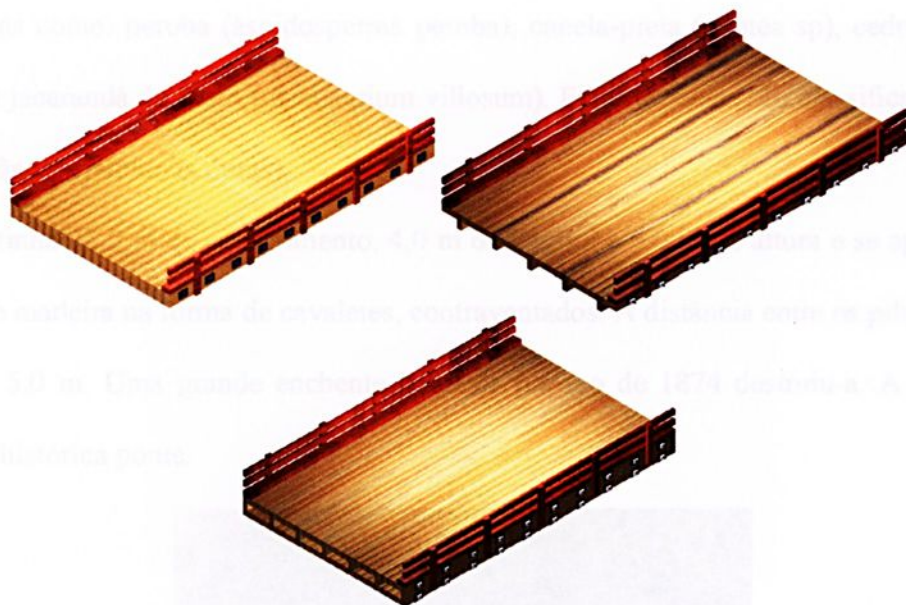
FIGURA 8 - Ponte em MLC nos EUA. FONTE: FPL (1999)

OKIMOTO e CALIL (1997) descrevem que, em 1976, surgiu no Norte do Canadá um sistema construtivo de vigas protendidas.

Antes, as vigas dos tabuleiros eram feitas de madeira serrada em lâminas, colocadas lado a lado e pregadas, mas os pregos sofriam a ação do sal semeado sobre a pista para o degelo e, como a madeira permanecia em bom estado de uso e o problema era de funcionabilidade, abandonaram-se os pregos e passou-se para o sistema de protensão, no qual as ações continuavam sendo transmitidas ao tabuleiro através das lâminas unidas por cabos protendidos que ficam embutidos dentro da madeira. Faz-se protensão transversal ou longitudinal no tabuleiro da ponte.

Este sistema está limitado a pontes de pequenos a médios vãos, tem um custo relativamente elevado devido aos equipamentos utilizados na protensão e a perda de protensão nos cabos é motivo de pesquisa atualmente.

As suas vantagens são que faculta o uso de madeira de reflorestamento e permite que se faça protensão em diversos tipos de seções de viga, tais como: retangular, T (te) e viga caixão. A figura 9 mostra três modelos de pontes com este sistema.



**FIGURA 9 - Pontes protendidas transversalmente.
FONTE: OKIMOTO E CALIL (1997)**

2.2 Pontes de madeira em alguns Estados do Brasil

2.2.1 Pontes no Estado de São Paulo

O Estado de São Paulo foi um dos primeiros estados do país a ser colonizado logo após o seu descobrimento. Com o início da colonização iniciou-se o seu desenvolvimento e a necessidade de construção de estradas e pontes foi uma consequência natural deste progresso.

Aproximadamente três séculos depois do início da colonização, CESAR (1982), citado por VASCONCELOS (1993), descreve sobre uma ponte construída, no ano de 1836, no Rio Paraíba, na cidade de Pindamonhangaba.

Foi utilizada na construção da ponte madeira da própria região, como as vulgarmente conhecidas como: peroba (*aspidosperma peroba*), canela-preta (*ocotea* sp), cedro (*cedreta fissilis*) e jacarandá do mato (*machacrium villosum*). Estas espécies são classificadas como dicotiledôneas (madeiras duras).

A ponte tinha 75,0 m de comprimento, 4,0 m de largura e 6,0 m de altura e se apoiava em pilares de madeira na forma de cavaletes, contraventados. A distância entre os pilares era de cerca de 5,0 m. Uma grande enchente ocorrida no ano de 1874 destruiu-a. A figura 10 mostra a histórica ponte.



FIGURA 10 - Ponte sobre o rio Paraíba em Pindamonhangaba. FONTE: VASCONCELOS (1993)

MOTTA (1906), também citado por VASCONCELOS (1993), descreve a construção de uma ponte provisória sobre o rio Tamanduateí na cidade de São Paulo no ano de 1906, para suportar em uma via, o tráfego dos bondes.

Foi construída usando como madeira a peroba (*aspidosperma peroba*) e optou-se pelo sistema estrutural de duas treliças do tipo Howe, dispostas paralelamente ao longo da largura.

Os painéis são contraventados a cada 3,30 m, tendo comprimento total de 33,0 m, largura de 4,40 m e altura de 6,60 m. Ela estava simplesmente apoiada em cinco estacas em suas extremidades que por sua vez estavam ancoradas em sapatas. Ver as figura 11 e 12.



FIGURA 11 - Ponte sobre o rio Tamanduateí em São Paulo. FONTE: VASCONCELOS (1993)

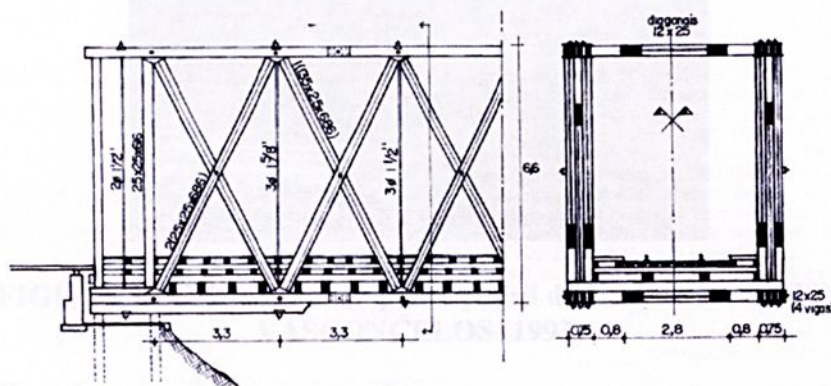


FIGURA 12 - Vista e corte da ponte sobre o rio Tamanduateí em São Paulo. FONTE: VASCONCELOS (1993)

MATTOS e LEBEIS (1936), citados por VASCONCELOS (1993), disserta sobre a construção da Ponte Pênsil de Xavantes de grande porte, nos idos de 1920, nas divisas do Estado de São Paulo com o Estado do Paraná, sobre o Rio Paranapanema, nas cercanias das cidades de Ribeirão Claro (PR) e Xavantes (SP). A sua estrutura em madeira, é constituída por três tramos: um vão extremo de viga simples de 19,0 m o outro de treliça de 26,3 m e o vão central pênsil de 80,0 m. O cabo de aço pênsil passa pelas torres e ancora em duas extremidades na rocha. O cabo tem flecha no meio do vão de 9,8 m. A viga de rigidez, os banzos e os montantes foram feitos usando a madeira conhecida popularmente como cabriúva (*myrocarpus* sp), da espécie dicotiledônea. A largura da ponte é de 3,7 m e foi dada uma contra-flecha na viga principal (viga de rigidez) de 40,0 cm e o seu tabuleiro foi feito de peroba (*aspidosperma peroba*). Esta ponte está em uso até os dias de hoje. Ver as figuras 13 e 14.



FIGURA 13 - Vista geral da ponte pênsil de Xavantes. FONTE: VASCONCELOS (1993)

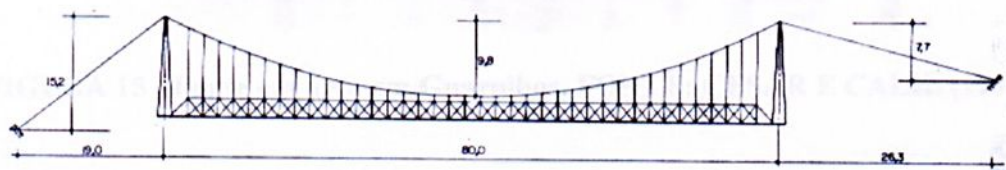


FIGURA 14 - Esquema geral do tramo pênsil da ponte de Xavantes. FONTE: VASCONCELOS (1993)

CESAR e CALIL (1992) descrevem sobre a firma de engenharia “Hauff”, fundada em São Paulo no ano de 1925 que, nas suas primeiras décadas de atividade em projeto e execução, se dedicou a construção de estruturas de madeiras. Devido a qualidade técnica de suas obras, ficou conhecida nacionalmente com o nome de “Sistema Hauff”.

Destaca-se a construção, por esta empresa, no princípio dos anos 30, de uma ponte em Guarulhos (rio Tietê), em arco treliçado, com seus diversos elementos: diagonais, banzos e montantes, compostos por partes de ligações treliçada de seções retangulares. Nota-se no meio do vão um contraventamento. A ponte era simplesmente apoiada em pilares de concreto, vencendo um vão de 52,0 m, com tabuleiro de 3,30 m de largura.

Para a preservação da madeira contra ataques de fungos apodrecedores e insetos xilófagos, foi usado um produto químico oleoso a base de Carbolineum (óleo de antraceno).

Na época o vão vencido pela ponte foi considerado um recorde na América do Sul. A figura 15 mostra esta ponte.



FIGURA 15 - Ponte em arco em Guarulhos. FONTE: CESAR E CALIL (1992)

Mais tarde, as pontes construídas sobre o Rio Tietê e Rio Tamanduateí foram substituídas por pontes de concreto.

Após um vazio de cerca de 40 anos no estudo e construção de pontes arrojadas, pode-se dizer que há um recomeço no Estado e no Brasil a partir de 1970 com a dedicação do Professor Hellmeister do LaMEM pertencente a EESC-USP.

HELLMEISTER (1978) estudou um sistema construtivo em que as vigas da ponte eram constituídas de postes roliços de Eucalipto Citriodora (*Eucalyptus citriodora*). Dois postes são colocados um sobre o outro, os topos sobre as bases, para ter uma seção praticamente constante compensando a conicidade dos postes e ligados entre si através de anéis metálicos, conforme a figura 16.

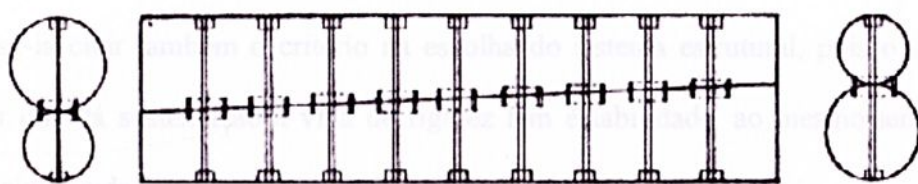


FIGURA 16 - Ligação dos postes por anéis metálicos da viga bi-circular. FONTE: HELLMEISTER (1978)

Este arranjo foi denominado de viga bi-circular. Fez estudo também com postes tri-circulares e quadri-circulares.

A aplicação deste sistema construtivo foi a construção da ponte, para uma faixa de tráfego, antiga classe 36 (36 000 daN), sobre o Ribeirão dos Porcos, no trecho Cambaratiba - Borborema.

A ponte aporticada tinha 21,0 m de comprimento, 2,65 m de largura, 15,0 m de vão central e dois balanços de 3,0 m, como se vê na figura 17.

Uma viga de 6,0 m de comprimento tipo mão francesa, usada para reforço do vão central, ligava a viga principal longitudinal ao pilar de concreto.

O tabuleiro é feito de postes de Eucalipto (*Eucalyptus citriodora*) ligados entre si lateralmente por uma fita metálica cruzadas alternadamente por baixo e por cima. Por sobre o tabuleiro, constituindo a pista de rolamento, é feito um concreto simples e sobre ele um concreto asfáltico para a impermeabilização. O concreto é simplesmente lançado sobre o tabuleiro sem uma aderência entre os dois materiais.

O sistema construtivo escolhido facultava vencer um relativo vão sem pilar no leito do rio, facilitando o livre escoamento das águas, além de ser relativamente econômico, pois fez uso na sua construção de ferramentas simples e o sistema aporricado reto não apresenta dificuldade na sua confecção.

Poder-se-ia citar também o critério na escolha do sistema estrutural, pois o triarticulado inferior que dá sustentação à viga de rigidez tem estabilidade, ao mesmo tempo em que possui simplicidade estrutural.

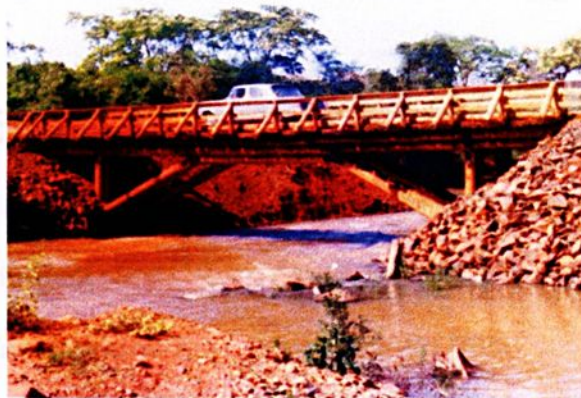


FIGURA 17 - Vista lateral da ponte no Ribeirão dos Porcos. FONTE: HELLMEISTER (1978)

O marco histórico desta ponte no país, é que pela primeira vez se usa madeira de reflorestamento, do gênero *Eucalypto Citriodora* (*Eucalyptus Citriodora*), existente com relativa abundância no Estado.

ALMEIDA (1990), citado por VASCONCELOS (1993), descreve a construção de uma ponte moderna de madeira, construída no ano de 1990 em uma propriedade particular, no município de Iperó, sobre o Rio Sorocaba, sendo a pista para uma via de tráfego.

A madeira escolhida foi a popularmente conhecida como maçaranduba (*manilkara huberi*) e de acordo com a Norma NBR 7190:1997 é enquadrada como dicotiledônea da classe C 60.

Da referida norma e da NBR 6118/2003 pode-se comparar a sua propriedade de resistência e rigidez, com alguns tipos de concreto conforme mostra a tabela 1.

Estes valores comprovam a sua alta resistência e rigidez, sendo maior que alguns tipos de concreto.

TABELA 1 - Propriedades de resistência e rigidez do concreto e da madeira

Propriedade do Material	Concreto	Madeira (maçaranduba)
Massa Específica	2 500 daN / m³	1 143 daN / m³
Módulo de Elasticidade	(25 000 a 30 000) MPa	22 733 MPa
Longitudinal		
Resistência Característica à	(20 a 40) MPa	58 MPa
Compressão		

A ponte é constituída de duas longarinas principais de 28,2 m de vão, que se apóiam em pilares de concreto, de transversinas situadas a cada 2,4 m, com largura total de 3,60 m.

O lastro da ponte é constituído por duas camadas superpostas de tábuas de 6 cm X 16 cm e pregadas entre si, dispostas à 45° com o eixo longitudinal da ponte para sua maior rigidez, trabalhando como placa.

As figuras 18 e 19 dão uma idéia desta ponte.



FIGURA 18 – Vista da ponte de Iperó no rio Sorocaba. FONTE: VASCONCELOS (1993)

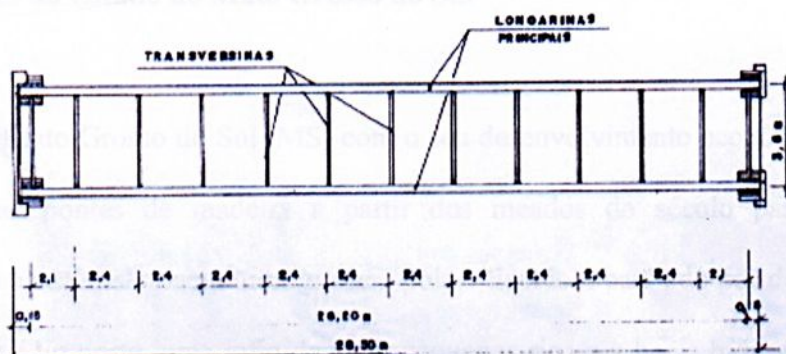


FIGURA 19 - Planta da ponte de Iperó no rio Sorocaba. FONTE: VASCONCELOS (1993)

CHEUNG (2003) estudou um sistema construtivo em treliçado protendido transversalmente vencendo vãos maiores que 10,0 m. Ele usa nas ligações das barras (nós) conectores de chapa com dentes estampados; as treliças são colocadas lado a lado tendo no meio um espaçador, o conjunto é protendido e formam o tabuleiro da ponte, conforme figura 20.

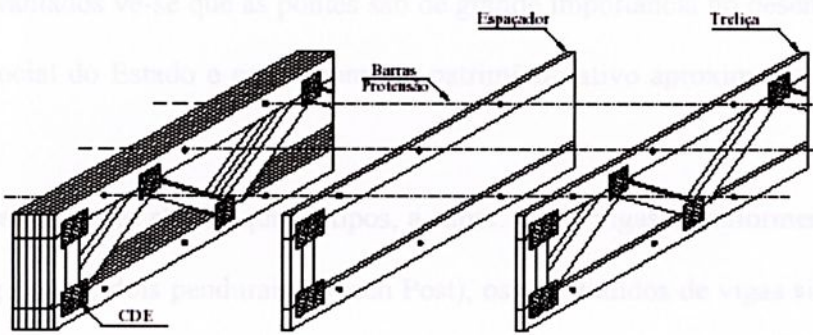


FIGURA 20 – Esquema do tabuleiro treliçado protendido transversalmente. FONTE: CHEUNG (2003)

Segundo TRICHE e outros (1994), citado por CHEUNG (2003), a primeira ponte construída com este sistema foi no estado de Alabama (EUA) no ano de 1992 sobre o rio Pole Creek na estrada de Fayette na cidade de Tuscaloosa Country. A ponte em uma de suas partes tem o treliçado protendido de 6,10 m de comprimento e 9,10 m de largura.

2.2.2 Pontes no Estado do Mato Grosso do Sul

O Estado de Mato Grosso do Sul (MS) com o seu desenvolvimento econômico, começou a construir suas pontes de madeira a partir dos meados do século passado, cobrindo parcialmente a sua vasta bacia hidrográfica, pois o Estado é banhado por dois grandes rios, por rios de médio porte, uma infinidade de pequenos rios e a bacia hidrográfica da região do pantanal.

Segundo levantamento feito por CHEUNG, CALIL e MARTINS (2002), no DERSUL atualmente AGESUL, a malha rodoviária do Estado contava com cerca de 12 021,00 km de estradas, 20,71 km de pontes de madeiras, perfazendo um total de 985 pontes e tendo os seus comprimentos variando entre 2,5 m a 202,0 m.

Pelos dados levantados vê-se que as pontes são de grande importância no desenvolvimento econômico e social do Estado e constituem um patrimônio ativo aproximadamente de R\$ 60 milhões.

Os modelos destas pontes são de quatro tipos, a saber: os de vigas superiormente com um pendural (King Post) e dois pendurais (Queen Post), os constituídos de vigas simples e um sistema que combina vigas simples com vigas com pendurais, como ilustram as figuras 21, 22 e 23.



FIGURA 21 - Ponte com um pendural



FIGURA 22 - Ponte com dois pendurais



FIGURA 23 - Ponte tipo viga simples

Define-se ponte de viga reta rígida superiormente com dois pendurais (viga de rigidez com reticulado), ao sistema estrutural em que a viga reta de rigidez (viga principal) de seção retangular, simplesmente apoiada, trabalha a flexo-tração quando sob ação das cargas verticais, tendo ligado na sua parte superior um reticulado constituído de banzo superior, diagonal e pendural trabalhando à compressão e tração respectivamente.

Este sistema é mais usado quando se deseja alcançar maiores vãos livres, facilitando o escoamento das águas e impedindo que vegetação e árvores que rodam pelo rio fiquem presas à estrutura das pontes, visto que a manutenção delas é precária.

O modelo de ponte em viga rígida com pendurais superiores é proveniente dos EUA.

Atualmente estes tipos de pontes não estão sendo mais construídos naquele país de acordo com RITTER (1990), pois se tornaram antieconômicas devido ao seu custo de fabricação e içamento.

As pontes em viga simples (figura 23) têm o vão livre limitado ao máximo de 6,0 m, portanto utilizado para vencer pequenos vãos. Para cobrir a largura maior do rio usa-se vários lances de pequenos vãos de viga simples, neste caso a ponte funciona como uma barragem, daí sua denominação também de ponte barragem.

A desvantagem deste sistema é que por ter pequenos vãos, retêm a vegetação nos seus pilares o que favorece a proliferação de fungos e conseqüente diminuição da vida útil da ponte, como mostra a figura 24. Para melhorar a vida útil destas pontes, usa-se na impermeabilização da madeira contra a água e para evitar o ataque de agentes deterioradores, um produto a base de emulsão asfáltica, mas que é agressivo ao meio ambiente.



FIGURA 24 – Vegetação no pilar

3 LEVANTAMENTO E DETALHAMENTO DAS PONTES DE M.S.

3.1 Introdução

Para fazer o controle e a manutenção das pontes o Estado criou dezessete residências regionais (R Ro), conforme ilustra o mapa da figura 25, onde consta o número da regional e o número de pontes em cada regional.



FIGURA 25 - Mapa da distribuição das pontes por regional no MS.
FONTE: DERSUL (2002)

Pela tabela 2 vê-se que as pontes de madeiras do Estado de Mato Grosso do Sul em sua grande maioria são construídas em vigas simples.

A seguir as combinações de vigas de pendurais com vigas simples e por ultimo as vigas com um pendural ou com dois pendurais todas elas feitas para uma via de tráfego.

TABELA 2 - Levantamento das regionais com seus tipos de pontes.
FONTE: DERSUL (2002)

Regionais DERSUL	Extensão total Estradas Estaduais (Km)	Tipo de revestimento		Viga Simples		Viga "King ou Queen"		Viga "King ou Queen com viga Simples"		Total	
		Pavimento (Km)	Leito Natural (Km)	Número Pontes	Extensão (m)	Número Pontes	Extensão (m)	Número Pontes	Extensão (m)	Número Pontes de Madeira	Ext. total das Ponte de Madeira (m)
RRo 1	985,0	125,0	860,0	65,0	1035,3	2,0	40,0	12,0	495,8	79,0	1571,1
RRo 2	807,0	259,0	548,0	32,0	771,9					32,0	771,9
RRo 3	1487,0	208,0	1279,0	48,0	981,2			1,0	150,0	49,0	1131,2
RRo 4	715,0	99,0	616,0	99,0	1688,0	1,0	96,0	1,0	30,0	101,0	1814,0
RRo 5	496,3	186,3	310,0	11,0	280,0					11,0	280,0
RRo 6	741,0	237,0	504,0	35,0	778,4					35,0	778,4
RRo 7	497,5	34,0	463,5	16,0	294,0					16,0	294,0
RRo 8	431,0	7,0	424,0	198,0	4303,0			3,0	381,5	201,0	4684,5
RRo 9	539,0	188,0	351,0	29,0	517,5	2,0	202,0			31,0	719,5
RRo 10	596,0	20,0	576,0	43,0	921,3	1,0	44,0	5,0	155,8	49,0	1121,1
RRo 11	960,3	263,3	697,0	29,0	523,0					29,0	523,0
RRo 12	493,0	43,0	450,0	45,0	820,0			5,0	195,5	50,0	1015,5
RRo 13	665,0	142,0	523,0	35,0	1009,9					35,0	1009,9
RRo 14	645,0	42,0	603,0	19,0	375,8			1,0	16,0	2,0	391,8
RRo 15	807,0	0,0	807,0	43,0	737,0	5,0	138,5	3,0	132,0	51,0	1007,5
RRo 16	405,0	0,0	405,0	46,0	777,6			2,0	100,0	48,0	877,6
RRo 17	757,5	7,0	750,5	140,0	2369,0	1,0	24,2	7,0	321,0	148,0	2714,2
TOTAL	12027,6	1860,6	10167,0	933,0	18182,9	12,0	544,7	40,0	1977,6	985,0	20705,2

O desmatamento desenfreado a partir dos anos 60 provocou a escassez das espécies de madeiras e atualmente é usada na construção de pontes madeira proveniente da região Norte do país ou de países vizinhos (Paraguai e Bolívia).

De acordo com a SIC – MS (1985), o Governo Federal para diminuir os efeitos do desmatamento ao meio ambiente, no ano de 1966 começou a dar incentivo fiscal às empresas para empreendimentos florestais e o Estado do Mato Grosso do Sul contou com partes destes recursos, criando a sua reserva florestal a partir dos anos 70 na região Leste, por ser uma região de serrado e considerada de terras fracas para agricultura, conforme mostra a figura 26.

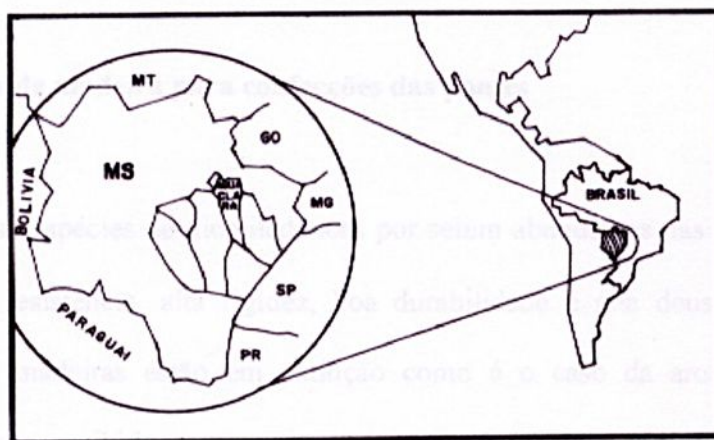


FIGURA 26 - Localização da reserva florestal do MS. FONTE: SIC – MS (1985)

Os tipos botânicos mais cultivados foram do gênero *Eucalyptus* e *Pinus* que se adaptaram muito bem no Estado. Vide a tabela 3.

TABELA 3 - Relação dos plantios florestais no Estado. FONTE: SIC – MS (1985)

Município/ Espécie	Ribas do Rio Pardo		Três Lagoas		Água Clara	
	<i>Eucalyptus</i> (ha)	<i>Pinus</i> (ha)	<i>Eucalyptus</i> (ha)	<i>Pinus</i> (ha)	<i>Eucalyptus</i> (ha)	<i>Pinus</i> (ha)
1972	489,08	210,00	1.597,08	-	837,24	-
1973	7.426,88	548,64	630,00	-	1.892,37	-
1974	2.343,27	540,92	13.344,20	-	1.487,75	-
1975	18.883,09	-	4.678,14	-	2.790,27	-
1976	26.178,96	361,60	9.855,52	-	5.439,11	4.270,53
1977	56.466,77	705,16	18.191,68	-	9.989,58	8.619,04
1978	22.312,32	64,47	4.090,92	-	8.446,97	-
1979	31.086,78	3.918,00	8.103,70	-	3.100,00	2.030,00
1980	30.975,15	5.106,80	2.500,00	2.500,00	4.500,00	1.490,00
1981	21.487,43	2.890,00	6.040,33	-	6.899,70	3.000,00
1982	24.679,62	4.144,00	830,00	-	3.394,87	3.400,00
1983	4.153,56	4.232,25	-	-	1.500,00	2.000,00
Total	246.481,91	22.721,74	69.861,57	2.500,00	50.281,86	24.809,57

3.2 Espécies de madeira para confecções das pontes

Escolheram-se as espécies de dicotiledôneas por serem abundantes nas regiões do Estado, possuírem boa resistência, alta rigidez, boa durabilidade e alta densidade. Atualmente algumas destas madeiras estão em extinção como é o caso da aroeira (*Myracrodruon urundeuva*), sendo proibida a sua comercialização. A tabela 4 indica as várias espécies tropicais de madeira usadas.

TABELA 4 - Espécies de madeiras empregadas. FONTE: DERSUL (2002)

Superestrutura	Espécies	
	Nome Comum	Nome Científico
Estrutura propriamente dita	Aroeira	<i>Myracrodruon urundeuva</i>
	Angico Preto	<i>Piptadenia macrocarpa</i>
	Faveiro	<i>Pterodon pubescens</i>
	Ipê	<i>Tecoma eximia</i>
	Itauba	<i>Silvia itaúba</i>
Tabuleiro e Rodeiro	Jatobá	<i>Hymenaea stilbocarpa</i>
	Canafístula	<i>Cássia ferruginea</i>
	Cambará	<i>Moquinia polymorpha</i>

As peças estruturais que constituem de um modo geral a ponte são: guia de roda, rodeiro, tabuleiro, longarina, transversina, sub-viga, travessa superior, travessa inferior e pilar para as pontes em vigas simples e para as pontes com dois pendurais acrescentam o banzo superior, a diagonal e o montante (pendural).

As seções transversais das peças de madeira mais utilizadas nestas pontes são apresentadas na tabela 5.

TABELA 5 - Peças e respectivas seções transversais. FONTE: DERSUL (2002)

Peças (vigas)	Dimensões (cm x cm)
Transversina	25 x 30
Banzo Superior	25 x 30
Pendural	25 x 30
Guia de Roda	15 x 15
Rodeiro	6 x 20
Tabuleiro	8 x 20
Longarina	25 x 30
Sub-viga	25 x 30
Travessa Superior	25 x 25
Travessa Inferior	20 x 20
Diagonal	25 x 30
Pilar	25 x 3

3.3 Pontes com dois pendurais

Para a descrição de cada uma das peças da estrutura da ponte com dois pendurais esta será dividida em:

- superestrutura
- infra-estrutura

3.3.1 Superestrutura da ponte

Na parte superior da ponte estão as guias de roda, os rodeiros, assoalhos, longarinas, transversinas e armações superiores (banzo superior, diagonal e pendural), conforme mostram as figuras 27, 28 e 29.

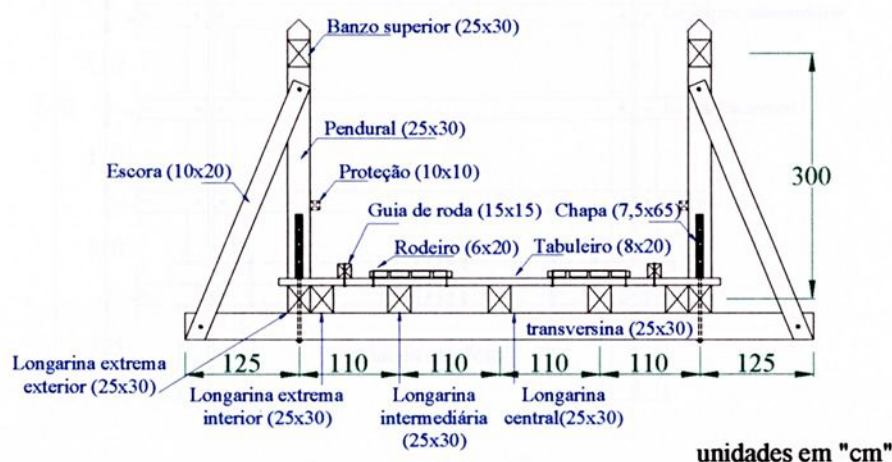


FIGURA 27 - Seção transversal da superestrutura da ponte entre os pendurais

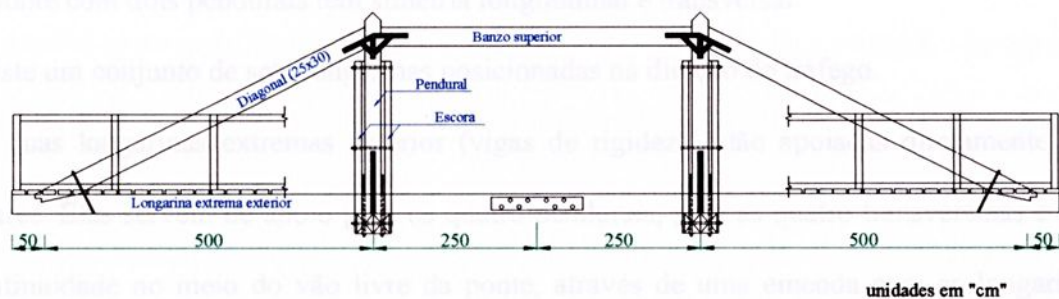


FIGURA 28 - Seção longitudinal do sistema estrutural principal

A escora ligada na parte superior do pendural e embaixo na extremidade da transversina serve para contraventar o pendural, mantendo-o no prumo.

A parte em balanço da transversina tem a função de dar cobertura ao parafuso da chapa-parafuso que liga o pendural à transversina.

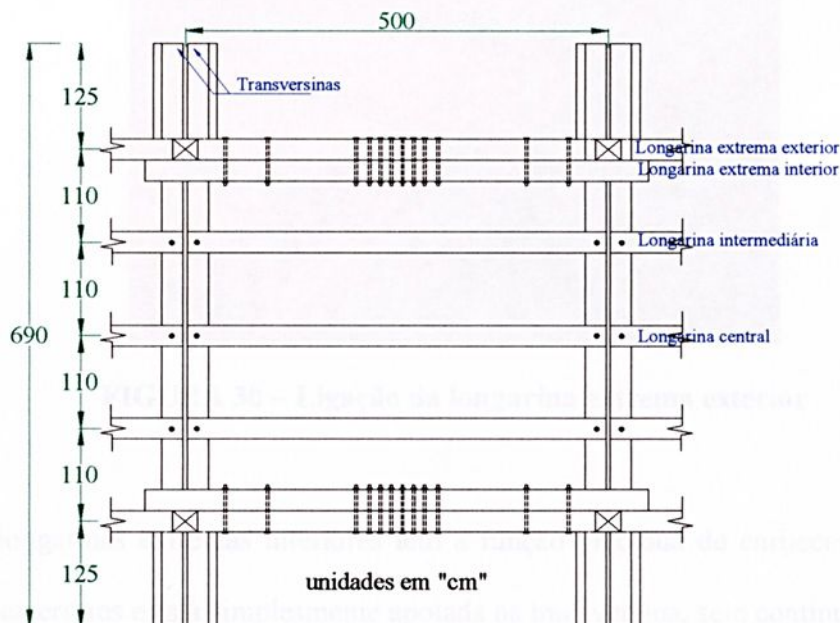


FIGURA 29 – Planta no trecho entre os pendurais

A ponte com dois pendurais tem simetria longitudinal e transversal.

Existe um conjunto de sete longarinas posicionadas na direção do tráfego.

As duas longarinas extremas exterior (vigas de rigidez) estão apoiadas diretamente nos pilares. Elas servem de apoio para os quatro pendurais, para as quatro transversinas e têm continuidade no meio do vão livre da ponte, através de uma emenda com as longarinas extremas interior, feita com uma chapa metálica de 140 cm x 20 cm x 1,27 cm e com quatro parafusos de cada lado de diâmetro 2,54 cm, conforme indica a figura 30.

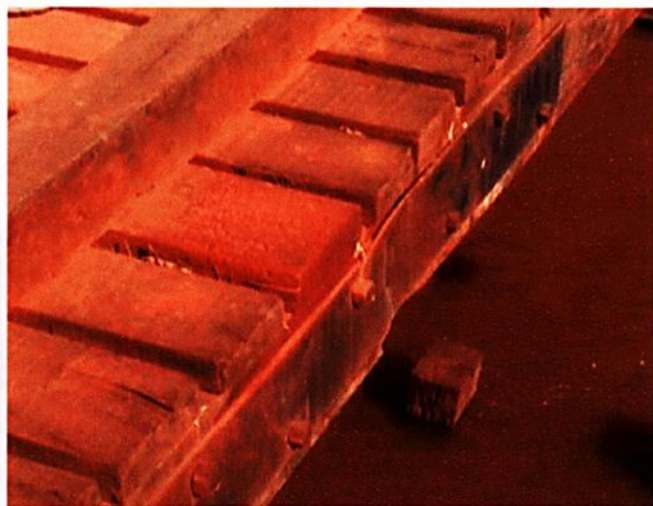


FIGURA 30 – Ligação da longarina extrema exterior

As duas longarinas extremas interiores têm a função precípua de enrijecer as longarinas extremas exteriores e está simplesmente apoiada na transversina, sem continuidade.

As duas longarinas intermediárias e a longarina central estão apoiadas e fixadas nas transversinas através de um parafuso onde tem uma emenda de topo com as longarinas seguintes.

As transversinas estão ligadas aos pendurais por meio de duas chapas metálica de 67 cm x 7,50 cm x 0,95 cm soldada a um parafuso comprido de 75 cm e diâmetro de 2,54 cm, sendo definida como chapa-parafuso.

A figura 31 mostra uma chapa em uma face do pendural; a outra está oculta na face oposta do pendural.



FIGURA 31 – Ligação do pendural à transversina através da chapa-parafuso

As duas chapas-parafusos estão ligadas entre si através de três parafusos de 37 cm de comprimento e diâmetro 2,54 cm, nas duas faces do pendural.

O pendural se apóia na longarina extrema externa e se posiciona entre as duas transversinas e para mantê-lo alinhado com a longarina é usado uma abraçadeira em U de dimensões 71 cm x 6,35 cm x 0,95 cm com dois parafusos de 37 cm x 2,54 cm.

As seções transversais das transversinas, das longarinas, das sub-vigas, dos reticulados superiores e dos pilares são iguais. A padronização destas seções tem a finalidade de aproveitamento das peças de madeiras, pois nem todas têm o mesmo comprimento.

Na parte superior, entre os reticulados, não existe contraventamento horizontal e com o tráfego de caminhões mais pesados do que o veículo-tipo da ponte, é comum estes reticulados inclinarem para o centro da ponte, batendo na carroceria do caminhão.

Para posicionar as rodas dos veículos sobre as longarinas intermediárias são colocados longitudinalmente quatro pranchões deitados, que recebem a denominação de rodeiros e para evitar que saiam do lugar eles são unidos entre si através de uma abraçadeira em forma de U de aço comum de 80 cm x 19 cm presa ao tabuleiro.

Para direcionar os veículos sobre a ponte são colocadas sobre o tabuleiro as guias de rodas, sendo fixadas nele através de parafuso de diâmetro 0,95 cm.

O tabuleiro (perpendicular à direção do tráfego) é constituído de peças colocadas deitadas lado a lado e afastadas entre si de 2,0 cm, que têm a finalidade de suportar pequenas cargas, não resistindo a grandes esforços e quando veículos pesados saem fora do rodeiro e se apoiam sobre estas peças geralmente elas atingem o estado limite último.

3.3.2 Infra-estrutura da ponte

Na parte inferior da ponte tem-se a sub-viga, o pilar, uma travessa superior horizontal que serve de apoio para a sub-viga, outra travessa inferior e o contraventamento, conforme mostrado na figura 32.

A sub-viga posicionada sobre os pilares tem comprimento de cerca de 30 % da distância entre eles e disposta simetricamente em relação ao eixo médio vertical do pilar. A sub-viga serve de apoio da viga, facilitando o seu alinhamento e não havendo necessidade do trespasse da viga sobre o apoio. Funciona como um console.



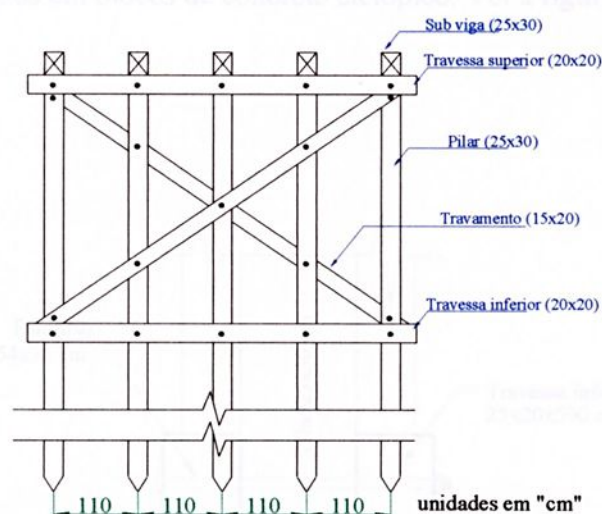


FIGURA 32 - Seção transversal da infra-estrutura da ponte

A finalidade das duas travessas é fixarem os pilares nas suas posições e diminuir o seu comprimento de flambagem e a distância entre si é variável podendo atingir até 3,50 m.

Entre as travessas é feito o contraventamento vertical, sendo que devido a dificuldade de execução uma diagonal fica de um dos lados dos pilares e a outra no lado oposto.

Um pilar tem a sua continuidade através de uma emenda usando duas chapas de aço de 110 cm x 20 cm x 1,25 cm e parafusos de diâmetro de 2,50 cm x 40 cm.

Não existe contraventamento horizontal entre os pilares o que faz com que a ponte se desloque lateralmente, quando solicitada.

Quando não existe condição técnica para a execução de uma boa fundação direta para os pilares eles são cravados em blocos de concreto ciclópico. Ver a figura 33.

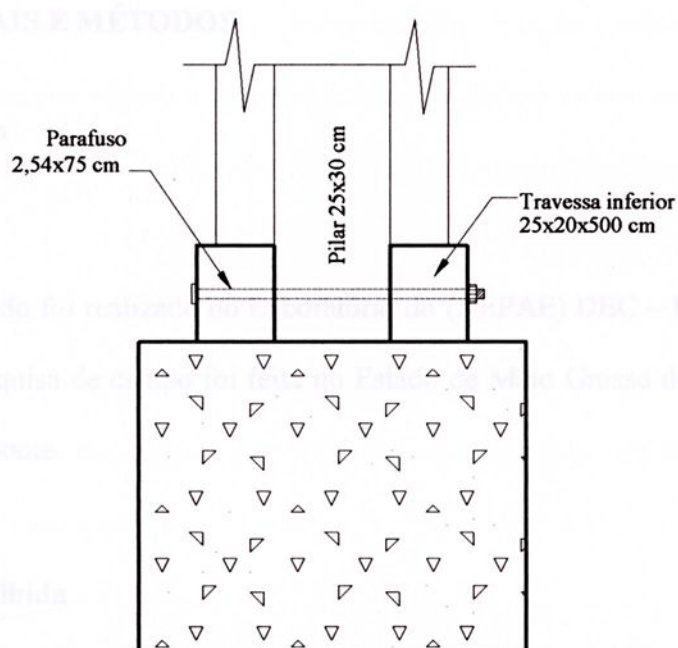


FIGURA 33 – Fundação em bloco de concreto ciclópico

4 MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 Introdução

Uma parte do estudo foi realizado no Laboratório do (NEPAE) DEC – FEIS – UNESP e a outra parte da pesquisa de campo foi feita no Estado de Mato Grosso do Sul, por meio de ensaio in loco na ponte.

4.2 Ponte escolhida

Para o estudo completo dos problemas que ocorrem numa ponte de madeira, como verificação do estado limite das vigas, será escolhida uma ponte de vão livre entre 12 m a 16 m. Em estudos feitos anteriormente por CHEUNG, CALIL e MARTINS (2002) verificou-se que as pontes de viga rígida com dois pendurais, em sua grande maioria apresentam os seguintes tipos de problemas:

- ✓ Baixo grade;
- ✓ Falta de manutenção permanente;
- ✓ Erro de projeto e execução;
- ✓ Falta de uma adequada impermeabilização da madeira.



A ponte escolhida para a prova de carga é a sobre o córrego Anhanduizinho, situada no município de Campo Grande distante 15 km do centro da cidade, na rodovia MS 455 construída em leito natural, ligando Campo Grande ao distrito de Capão Seco.

Os motivos da escolha desta ponte são que está sujeita a um tráfego intenso de veículos leves e pesados e foi construída no final do ano de 2001. A ponte é constituída de três vãos, sendo os dois primeiros vencidos com vigas simples de 6,0 m e o outro vão de 16,0 m consta da viga rígida com treliçadas com dois pendurais, tendo a ponte o comprimento total de 28,0 m.

Existe um projeto para a construção deste modelo de ponte, o qual os construtores não seguem, diminuindo assim a sua vida útil. Segundo consta no desenho os comprimentos dos vãos são escolhidos de acordo com a largura do rio e a critério do engenheiro residente e deve ser menor ou igual a 15,0 m.

4.3 Métodos de estudos

A verificação do comportamento estrutural da ponte será feita através de três métodos de estudos:

- Prova de carga no modelo real
- Estudo teórico
- Análise numérica



Em todos estes processos de estudos os procedimentos adotados estarão de acordo com a norma de madeira NBR 7190:1997 “Projeto de estruturas de madeira”, com a norma NBR 7188/1984 “Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre: procedimento” e a norma NBR 8800/1986, “Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios (método dos estados limites)”, todas da ABNT.

Para a execução da prova de carga na ponte utilizar-se-á de um caminhão para reproduzir o tipo de carregamento que ocorre, régua milimetrada para medir os deslocamentos, trena de lona para medir os comprimentos, câmera fotográfica digital para documentação e por último de um nível de topografia para nivelar as régua.

O estudo analítico será feito através do programa computacional SAP 2000.

De posse de todos os resultados haverá uma comparação entre eles para concluir sobre a trabalhabilidade da ponte, com sugestões para sua melhoria no aumento da capacidade de carga e rigidez.



5 ENSAIOS REALIZADOS NA PONTE

5.1 Prova de carga no modelo real

Sempre que possível é preferível fazer ensaio na estrutura real, principalmente devido a complexidade da madeira, que é um material anisotrópico, variando as suas propriedades de acordo com a direção das fibras em uma mesma qualidade botânica e em uma mesma árvore, portanto exigindo um grande número de ensaios para se ter uma média.

Para a prova de carga feita, utilizou-se um caminhão basculante marca Mercedes-Benz (1113) de dois eixos, carregado com arenito, tendo sido pesado em balança para altas cargas. O eixo dianteiro pesou 2 950 daN e o traseiro 10 450 daN, tendo uma tara total de 13 400 daN. A distância entre os dois eixos do caminhão é de 3,60 m.

Usou-se também réguas de madeira de carpinteiro com precisão de leitura de milímetros para medir os deslocamentos longitudinais e transversais.

As réguas foram fixadas verticalmente nas vigas da ponte em três fileiras:

A primeira fileira tinha seis réguas. A segunda fileira com cinco réguas distava 2,50 m da primeira e se localizava no meio do vão da ponte. A terceira fileira distante 2,50 m da segunda tinha cinco réguas, conforme indica a figura 34.



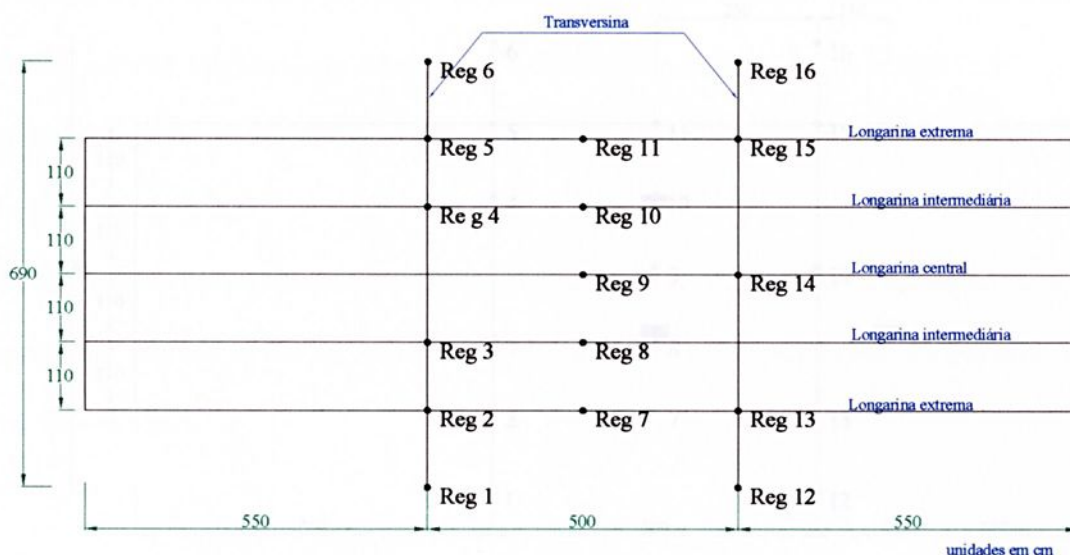


FIGURA 34 - Posição das régua na ponte

No nivelamento das régua, utilizou-se de um nível de topografia da marca Mom, de bolha central, foco manual, limbo e correção manual.

Para o carregamento estático desejava-se o deslocamento máximo (flecha) nas longarinas e transversinas, devido à flexão. O veículo foi estacionado com seu eixo traseiro no meio do vão da ponte, na situação mais desfavorável, de maneira a produzir os maiores esforços. As ações dinâmicas que ocorrem na ponte podem ser representadas por ações estáticas desde que multiplicadas pelo coeficiente de impacto e pelo aumento da resistência da madeira quando submetida à carga de curta duração. No caso não vai ser majorado por estes coeficientes por se tratar de ensaio.

No ensaio posicionou-se o caminhão em dois lugares na ponte:

- Com o eixo traseiro do caminhão (E.T caminhão) coincidindo com o meio do vão da ponte, conforme mostra a figura 35.

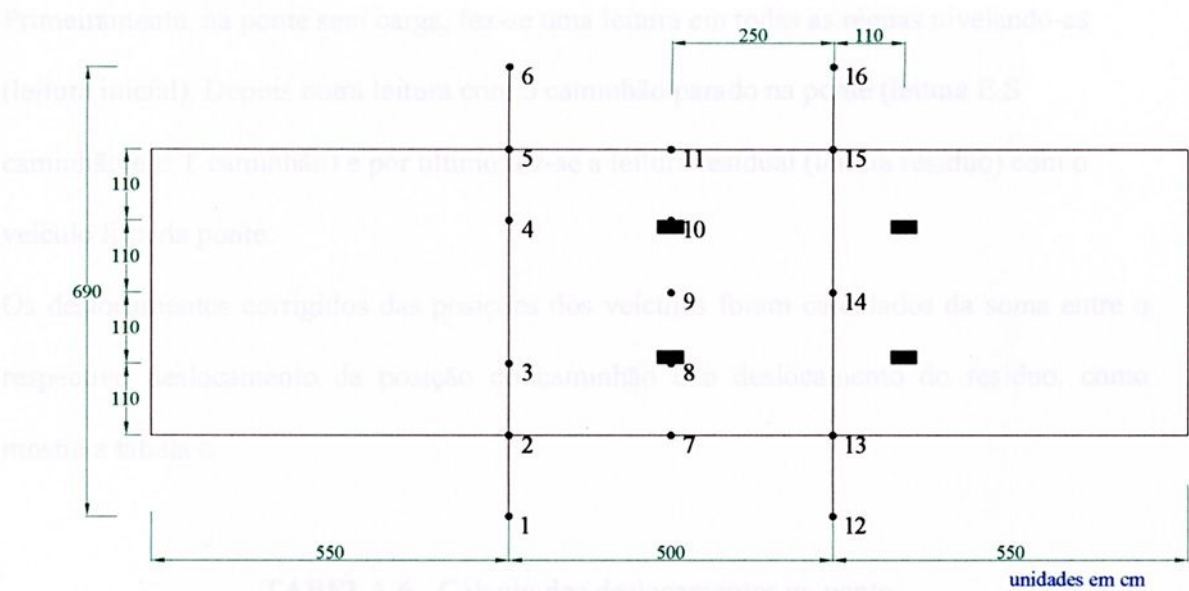


FIGURA 35 - (E.T caminhão) no meio do vão da ponte

➤ Depois com o eixo de simetria entre os eixos do caminhão (E.S caminhão) coincidindo com o meio do vão da ponte, conforme a figura 36.

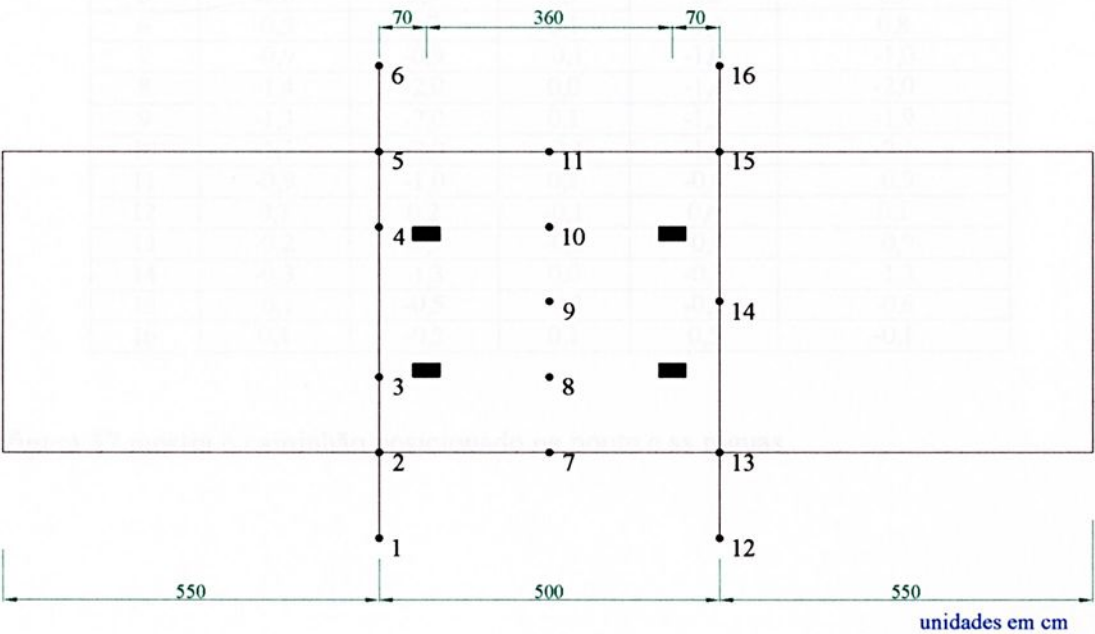


FIGURA 36 - (E.S caminhão) no meio do vão da ponte

Primeiramente, na ponte sem carga, fez-se uma leitura em todas as réguas nivelando-as (leitura inicial). Depois outra leitura com o caminhão parado na ponte (leitura E.S caminhão e E.T caminhão) e por último fez-se a leitura residual (leitura resíduo) com o veículo fora da ponte.

Os deslocamentos corrigidos das posições dos veículos foram calculados da soma entre o respectivo deslocamento da posição do caminhão e o deslocamento do resíduo, como mostra a tabela 6.

TABELA 6 - Cálculo dos deslocamentos na ponte

Réguas	Deslocamentos (cm)			Deslocamentos corrigidos (cm)	
	E.S caminhão	E.T caminhão	Resíduo	E.S caminhão	E.T caminhão
1	-0,6	0,3	0,1	-0,5	0,4
2	-0,8	0,1	0,2	-0,6	0,3
3	-1,0	0,0	-0,2	-1,2	-0,2
4	-1,3	0,1	0,0	-1,3	0,1
5	-0,6	0,5	0,1	-0,5	0,6
6	-0,5	0,7	0,1	-0,4	0,8
7	-0,9	-0,9	-0,1	-1,0	-1,0
8	-1,4	-2,0	0,0	-1,4	-2,0
9	-1,3	-2,0	0,1	-1,2	-1,9
10	-1,3	-2,0	-0,1	-1,4	-2,1
11	-0,9	-1,0	0,1	-0,8	-0,9
12	0,7	0,2	-0,1	0,6	0,1
13	-0,2	-0,7	-0,2	-0,4	-0,9
14	-0,3	-1,3	0,0	-0,3	-1,3
15	-0,1	-0,5	-0,1	-0,2	-0,6
16	0,4	-0,2	0,1	0,5	-0,1

A figura 37 mostra o caminhão posicionado na ponte e as réguas.

FIGURA 37 - Primeira leitura das réguas sob o transmissor (E.S. caminhão)



FIGURA 37 - Vista do caminhão e réguas na ponte

As figuras 38, 39 e 40 representam os gráficos do deslocamento da ponte versus posição das réguas, para o eixo traseiro do caminhão coincidindo com o meio do vão da ponte.

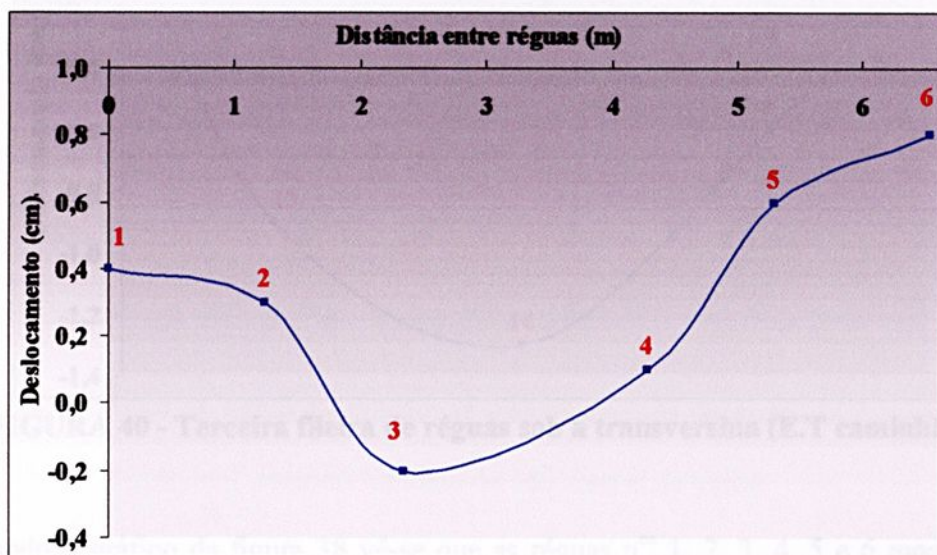


FIGURA 38 - Primeira fileira de réguas sob a transversina (E.T caminhão)

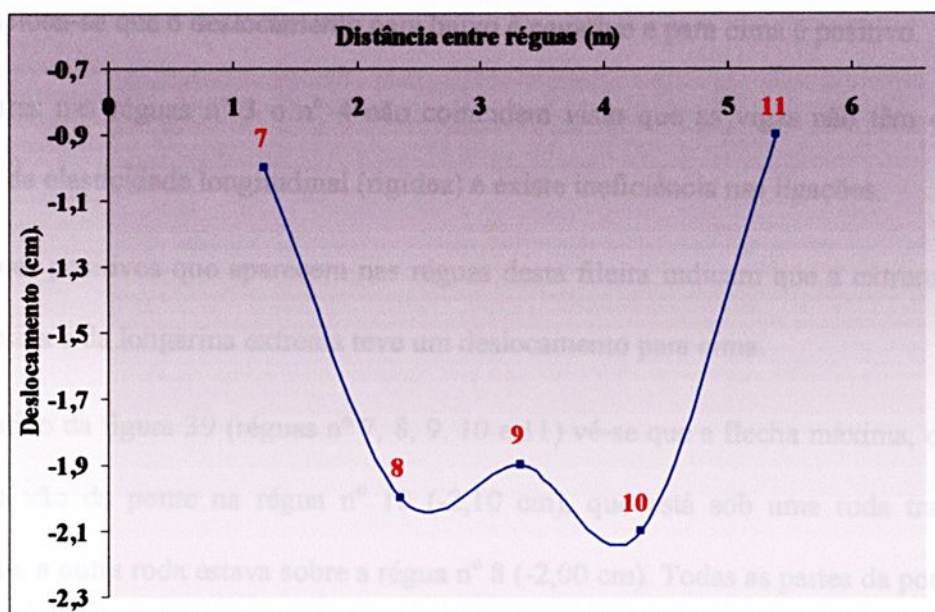


FIGURA 39 - Segunda fileira de réguas na seção transversal central (E.T caminhão)

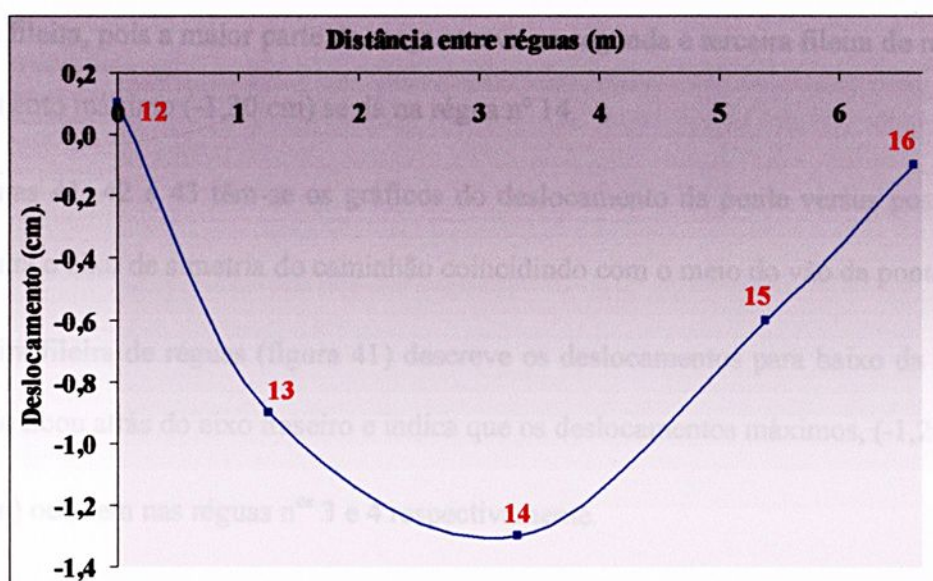


FIGURA 40 - Terceira fileira de réguas sob a transversina (E.T caminhão)

Analisando o gráfico da figura 38 vê-se que as réguas nº 1, 2, 3, 4, 5 e 6 mostram que houve uma pequena flexão transversal na ponte. Destaca-se um valor máximo negativo do deslocamento na régua nº 3 (-0,20 cm).

Convenciona-se que o deslocamento para baixo é negativo e para cima é positivo.

Os valores nas régua n° 3 e n° 4 não coincidem visto que as vigas não têm o mesmo módulo de elasticidade longitudinal (rigidez) e existe ineficiência nas ligações.

Os valores positivos que aparecem nas régua desta fileira indicam que a extremidade da transversina e da longarina extrema teve um deslocamento para cima.

Pelo gráfico da figura 39 (régua n° 7, 8, 9, 10 e 11) vê-se que a flecha máxima, ocorre no meio do vão da ponte na régua n° 10 (-2,10 cm), que está sob uma roda traseira do caminhão, a outra roda estava sobre a régua n° 8 (-2,00 cm). Todas as partes da ponte sobre esta fileira de régua se deslocam para baixo.

A terceira fileira de régua (figura 40) apresentou deslocamentos negativos maiores que a primeira fileira, pois a maior parte da carga atuava na segunda e terceira fileira de régua. O deslocamento máximo (-1,30 cm) se dá na régua n° 14.

Nas figuras 41, 42 e 43 têm-se os gráficos do deslocamento da ponte versus posição das régua para o eixo de simetria do caminhão coincidindo com o meio do vão da ponte.

A primeira fileira de régua (figura 41) descreve os deslocamentos para baixo da parte da ponte que ficou atrás do eixo traseiro e indica que os deslocamentos máximos, (-1,20 cm) e (-1,30 cm) ocorrem nas régua n° 3 e 4 respectivamente.

Observando o gráfico da figura 42 conclui-se que os maiores deslocamentos ocorrem nas régua n° 8 e 10 (-1,40 cm), situadas no meio do vão central da ponte.

Pelo gráfico da figura 43, vê-se que as extremidades da transversina que se encontra adiante do eixo dianteiro se levantam (os deslocamentos são positivos), os demais pontos abaixam.



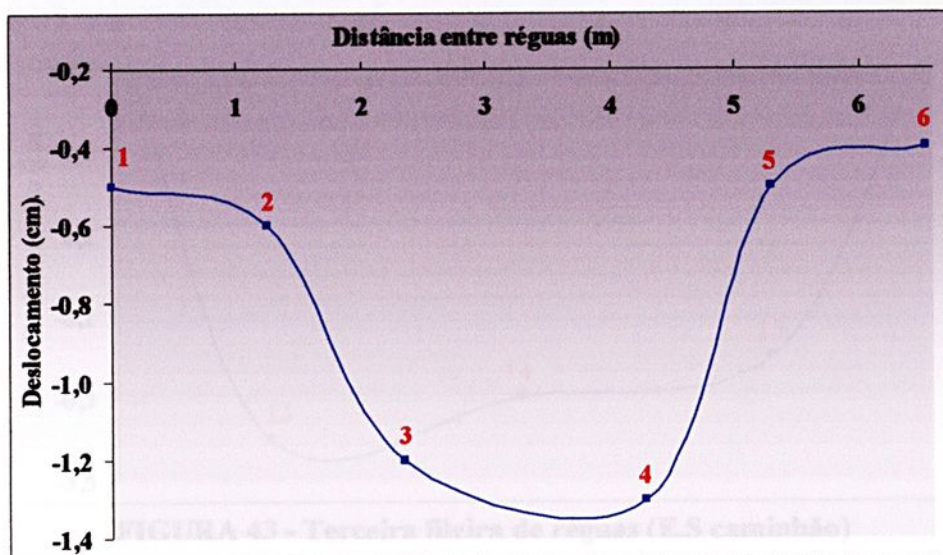


FIGURA 41 - Primeira fileira de réguas (E.S. caminhão)

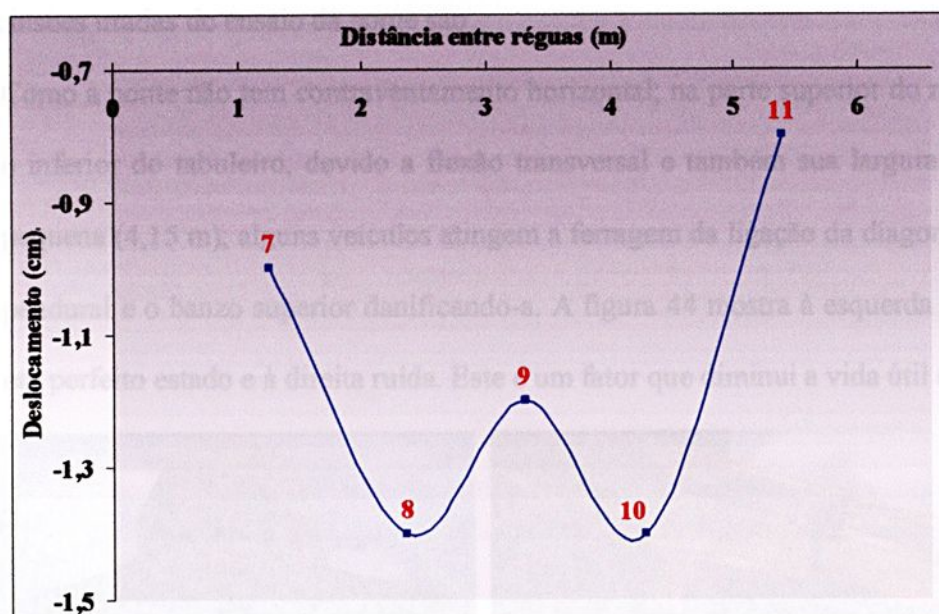


FIGURA 42 - Segunda fileira de réguas (E.S. caminhão)

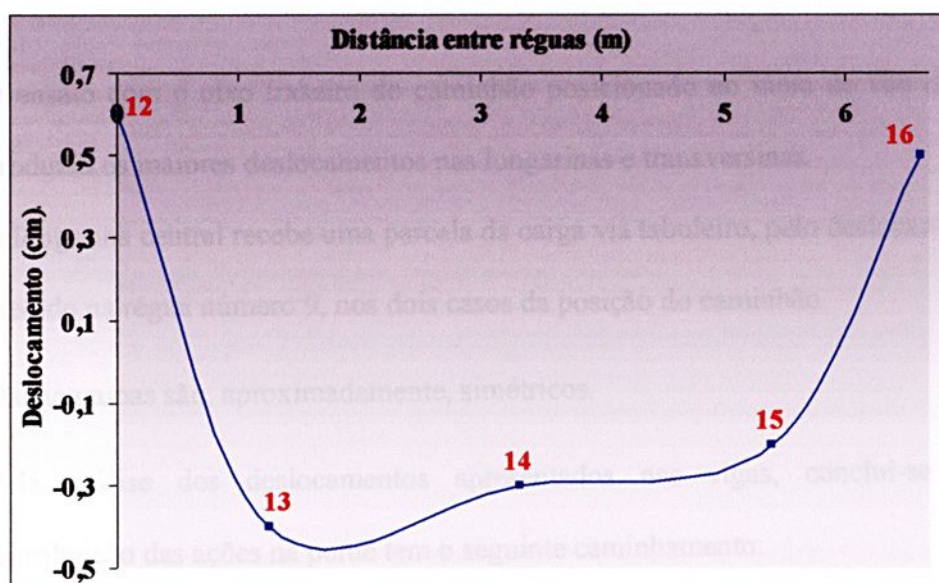


FIGURA 43 - Terceira fileira de réguas (E.S. caminhão)

5.1.1 Discussão sobre o ensaio

As conclusões tiradas do ensaio da ponte são:

- Como a ponte não tem contraventamento horizontal; na parte superior do reticulado e inferior do tabuleiro, devido a flexão transversal e também sua largura livre ser pequena (4,15 m); alguns veículos atingem a ferragem da ligação da diagonal com o pendural e o banzo superior danificando-a. A figura 44 mostra à esquerda a ligação em perfeito estado e à direita ruída. Este é um fator que diminui a vida útil da ponte.



FIGURA 44 – Ligação intacta e ruída

- O ensaio com o eixo traseiro do caminhão posicionado no meio do vão da ponte produziu os maiores deslocamentos nas longarinas e transversinas.
- A longarina central recebe uma parcela da carga via tabuleiro, pelo deslocamento medido na régua número 9, nos dois casos da posição do caminhão.
- Os diagramas são, aproximadamente, simétricos.
- Pela análise dos deslocamentos apresentados nas vigas, conclui-se que a distribuição das ações na ponte tem o seguinte caminhamento:

A primeira viga a receber as cargas do veículo-tipo é a longarina intermediária que as distribui para a transversina, distribuindo por sua vez na longarina extrema na qual está apoiada. Esta longarina descarrega as cargas que recebe na sub-viga, que incide nos pilares atuando por fim na fundação, conforme indica a figura 45.

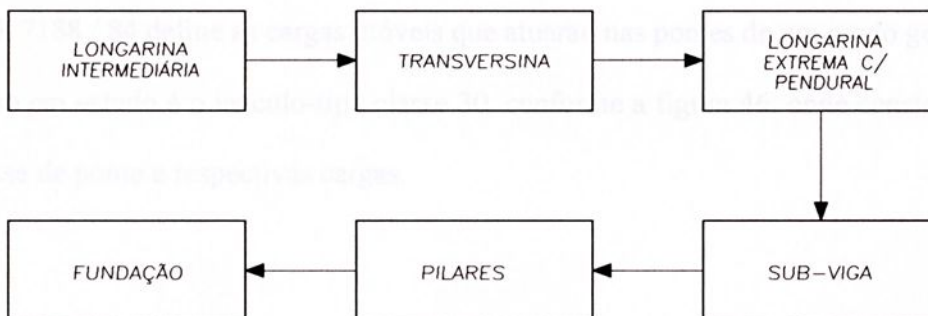


FIGURA 45 - Caminho das cargas

A conclusão tirada deste caminhamento das cargas servirá para o estudo teórico da ponte.

5.2 Estudo teórico aproximado das vigas

A ponte em estudo foi projetada para veículo-tipo classe 12, sendo que, atualmente, os veículos que por ela trafegam indicaria um cálculo usando o veículo-tipo classe 30.

Estes cálculos serão feitos verificando o estado limite último e o estado limite de utilização, das longarinas internas, transversinas e longarinas extremas com pendurais da ponte, nesta ordem, de acordo com a figura 45. Será feito também o estudo do estado limite último da instabilidade da diagonal, da ligação por entalhe entre a diagonal e a viga rígida, o cálculo do número de pinos da chapa de ligação da viga rígida, e por último o cálculo da chapa-parafuso.

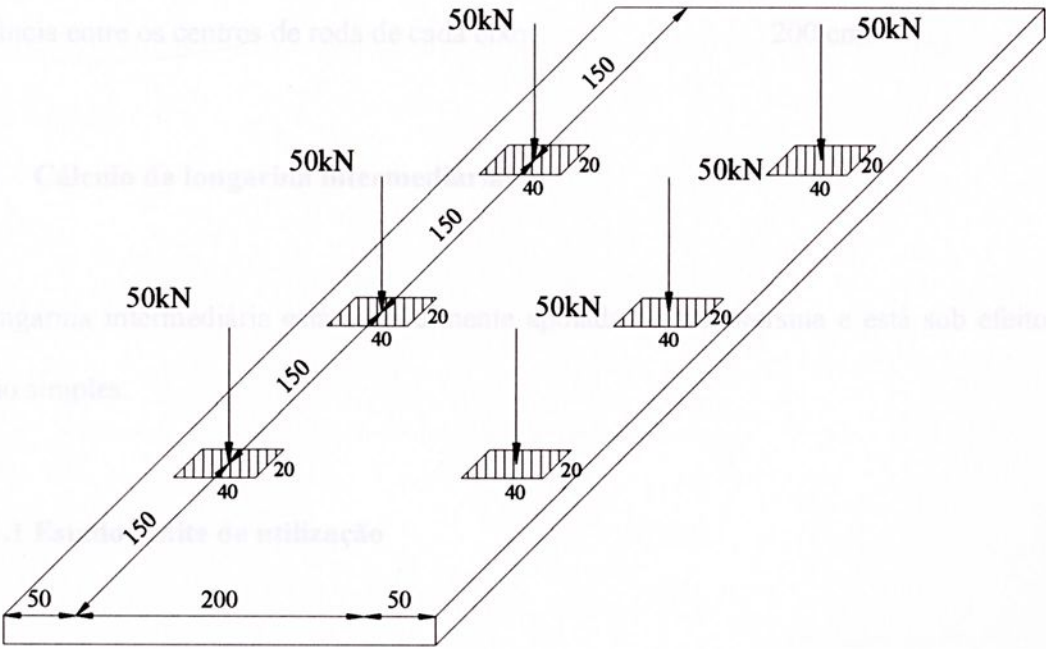
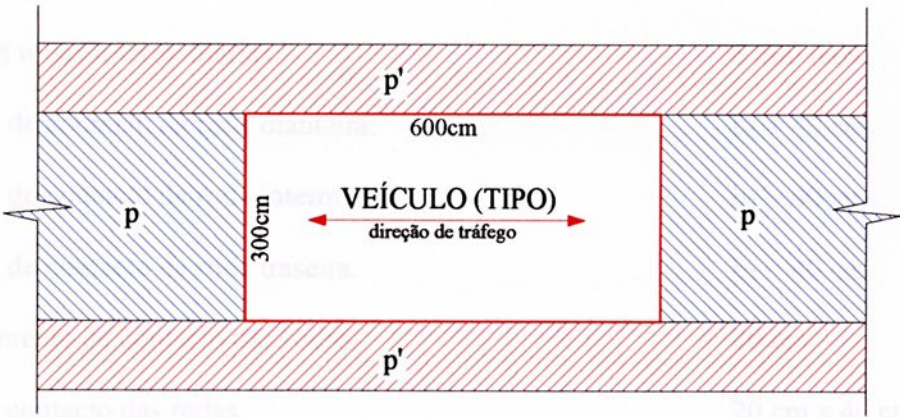
De acordo com a norma NBR 8681, combinando as ações permanentes e ações variáveis de longa duração têm-se o carregamento permanente (peso próprio) e o carregamento acidental vertical (carga móvel).

A NBR 7188 / 84 define as cargas móveis que atuarão nas pontes de um modo geral.

No caso em estudo é o veículo-tipo classe 30, conforme a figura 46, onde constam os tipos de classe de ponte e respectivas cargas.



Classe Ponte	Veículo			Carga uniformemente distribuída				
	Tipo	Peso Total		p		p'		Disposição da carga
		kN	tf	kN/m²	kgf/m²	kN/m²	kgf/m²	
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga p em toda a pista Carga p' nos passeios
30	30	300	30	5	500	3	300	
12	12	120	12	4	400	3	300	



CLASSE 30

FIGURA 46 – Classes de pontes e respectivas cargas

As características do veículo classe 30 estão indicadas a seguir:

Quantidade de eixos:	3
Peso total do veículo:	30 000 daN
Peso das rodas dianteiras:	5 000 daN
Peso das rodas traseiras:	5 000 daN
Peso das rodas intermediárias:	5 000 daN
Largura de contacto da roda dianteira:	$b_1 = 40 \text{ cm}$
Largura de contacto da roda intermediária:	$b_2 = 40 \text{ cm}$
Largura de contacto da roda traseira:	$b_3 = 40 \text{ cm}$
Comprimento de contacto das rodas:	20 cm
Área de contacto das rodas:	20 cm x 40 cm
Distância entre os eixos:	150 cm
Distância entre os centros de roda de cada eixo:	200 cm

5.2.1 Cálculo da longarina intermediária

A longarina intermediária está simplesmente apoiada na transversina e está sob efeito de flexão simples.

5.2.1.1 Estado limite de utilização

A resultante da carga uniformemente distribuída, proveniente do peso próprio, é calculada pela fórmula do peso específico: $G = \rho_{ap} \cdot b \cdot h \cdot L$



$$\rho_{ap} = 1\,000 \text{ daN} / \text{m}^3 \text{ (12\% de umidade)}$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$h = 0,30 \text{ m}$$

$$L = 5,0 \text{ m}$$

$$G = 1\,000 \cdot 0,25 \cdot 0,30 \cdot 5 = 375 \text{ daN}$$

A carga permanente constituída pelo peso próprio, é muito pequena (7 %) em relação à carga móvel.

A figura 47 indica as cargas concentradas móveis verticais atuando sobre a longarina intermediária na pior situação.

Neste estudo simplificado desconsidera-se o efeito da carga de multidão uniformemente distribuída na pista e no passeio da ponte, por ser pequeno o seu comprimento (500 cm) e a sua largura (440 cm). O veículo-tipo ocupa uma área de 600 cm de comprimento por 300 cm de largura.

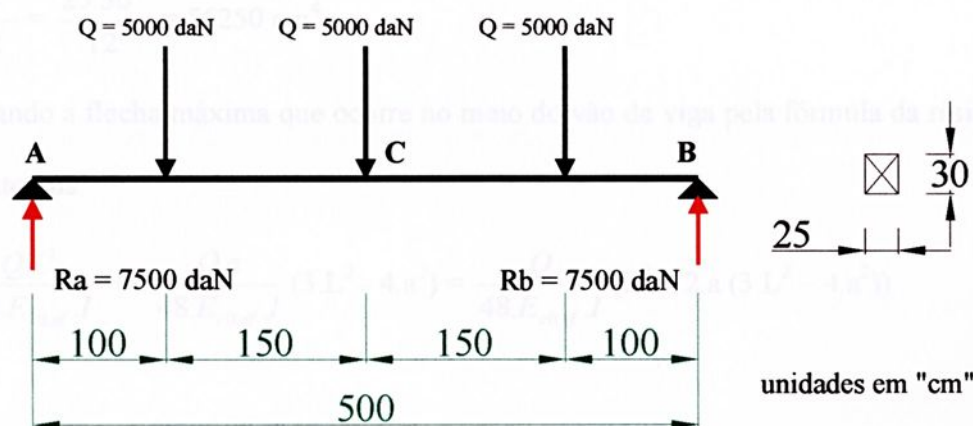


FIGURA 47 - Esquema estrutural da longarina intermediária

Da tabela 9 da norma NBR 7190:1997 tiram-se os valores das propriedades da madeira serrada, usada na construção da ponte, classe C 60 (dicotiledôneas).

$$f_{c0,k} = 600 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$E_{c0,m} = 245\,000 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$f_{v0,k} = 80 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

A referida norma preconiza no seu artigo 6.4.9 que nas verificações de segurança que dependem da rigidez da madeira, o módulo de elasticidade paralelamente às fibras deve ser calculado com o seu valor efetivo.

$$E_{c0,ef} = K_{mod,1} \cdot K_{mod,2} \cdot K_{mod,3} \cdot E_{c0,m}, \text{ onde se tem que:}$$

Carregamento:	de longa duração	$K_{mod,1} = 0,70$
---------------	------------------	--------------------

Classe de umidade:	1	$K_{mod,2} = 1,0$
--------------------	---	-------------------

Categoria da madeira:	2ª	$K_{mod,3} = 0,80$
-----------------------	----	--------------------

$$E_{c0,ef} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 245\,000 = 137\,200 \text{ daN/cm}^2$$

O momento de inércia I da seção retangular é calculado pela fórmula da resistência dos materiais.

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{25 \cdot 30^3}{12} = 56250 \text{ cm}^4$$

Calculando a flecha máxima que ocorre no meio do vão da viga pela fórmula da resistência dos materiais.

$$v = \frac{Q \cdot L^3}{48 \cdot E_{c0,ef} \cdot I} + 2 \frac{Q \cdot a}{48 \cdot E_{c0,ef} \cdot I} (3 \cdot L^2 - 4 \cdot a^2) = \frac{Q}{48 \cdot E_{c0,ef} \cdot I} (L^3 + 2 \cdot a (3 \cdot L^2 - 4 \cdot a^2))$$

Onde,

$$a = 100 \text{ cm}$$

$$Q = 5\,000 \text{ daN}$$

Introduzindo estes valores na fórmula acima vem;

$$v = \frac{5000}{48.137200.56250} (500^3 + 200 (3.500^2 - 4.100^2)) = 3,6 \text{ cm}$$

A norma NBR 7190:1997 limita as deformações (flecha máxima) ao valor,

$$a_{\text{máx}} = \frac{L}{200} = \frac{500}{200} = 2,5 \text{ cm}$$

Comparando o valor da flecha calculada (3,6 cm) com o valor máximo estipulado pela norma (2,5 cm), vê-se que a ponte atinge o estado limite de utilização, não se verificando a segurança, apresentando flechas exageradas.

5.2.1.2 Estado limite último

É necessário calcular a seção resistente da longarina ao momento fletor e ao esforço cortante, para verificar se ela perde ou não a sua resistência, quando solicitada pelo carregamento atuante. Primeiramente, far-se-á para a tensão normal atuante aplicando a inequação: $\sigma_{c0,d} \leq f_{c0,d}$.

A fórmula de cálculo da resistência à compressão paralela às fibras da madeira é dada pelo item 6.4.3 da norma NBR 7190:1997.

$$f_{c0,d} = K_{\text{mod}} \frac{f_{c0,k}}{\gamma_w}, \text{ onde } \gamma_w = 1,4 \text{ (coeficiente de ponderação para compressão paralela às}$$

fibras) e $K_{\text{mod}} = K_{\text{mod},1} \cdot K_{\text{mod},2} \cdot K_{\text{mod},3}$, já vistos anteriormente.

$$f_{c0,d} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \frac{600}{1,4} = 240 \text{ daN / cm}^2$$

(Este valor é constante para o material e por isto mesmo será usado todas as vezes que se fizer este tipo de verificação).

Aplicando a fórmula clássica da resistência dos materiais da tensão normal ao caso em tela:

$$\sigma_{cd} = \frac{M_d}{I} y$$

$$y = \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

Cálculo do momento fletor máximo característico no meio do vão da viga

$$M_k = 7500.250 - 5000.150 = 1\,125\,000 \text{ daNcm}$$

Para a combinação normal de ações permanentes de grande variabilidade e cujos efeitos sejam desfavoráveis à segurança deve-se multiplicar pelo coeficiente $\gamma_g = 1,4$

Então o momento fletor de cálculo fica: $M_d = 1,4 \cdot M_k$, então,

$$M_d = 1,4 \cdot 1\,125\,000 = 1\,575\,000 \text{ daNcm}$$

$$\text{Da fórmula da tensão, } \sigma_{cd} = \frac{1\,575\,000}{56\,250} 15 = 420 \text{ daN / cm}^2$$

Pela inequação da segurança, tem-se que $\sigma_{cd} \leq f_{cd}$, mas $420 > 240$, portanto a tensão ultrapassa muito a permitida.

Conclusão: a ponte para o momento fletor atuante atinge o seu estado limite último.

Cálculo da segurança quanto ao esforço cortante (eixo do veículo sobre a transversina), aplicando a inequação: $\tau_d \leq f_{vd}$, onde τ_d é a tensão cisalhante de cálculo

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_d}{b \cdot h}$$

Resistência ao cisalhamento da viga:

$$f_{vd} = K_{mod} \frac{f_{w,k}}{\gamma_w} = 0,7 \cdot 1 \cdot 0,8 \frac{80}{1,4} = 32 \text{ daN / cm}^2$$

(Valor este constante para o material, por isto mesmo a ser usado em todas as verificações deste tipo).

Esforço cortante característico:

$$V_k = 10\,500 \text{ daN}$$

Esforço cortante de calculo: $V_d = 1,4 \cdot V_k = 1,4 \cdot 10\,500 = 14\,700 \text{ daN}$

Tensão cisalhante de cálculo atuante na seção,

$$\tau_d = \frac{3 \cdot 14\,700}{2 \cdot 25 \cdot 30} = 29,4 \text{ daN / cm}^2$$

Resistência cisalhante da viga: $f_{v0,d} = 32 \text{ daN / cm}^2$

Como $29,4 < 32$, portanto a verificação quanto ao cisalhamento para esta viga intermediária está passando.

A ponte atingiu o estado limite último e estado limite de utilização, ou seja, não está satisfazendo quanto a flecha e a seção da viga está no limite para resistir ao esforço solicitante, não ocorrendo a ruína pelos seguintes motivos:

- O rodeiro de 6 cm de altura, que está sobre a viga, contribui parcialmente para o seu aumento da inércia.
- A influencia das sub-vigas, que diminuem os esforços solicitantes e flecha, não foi computada.
- Quando a carga atua, todas as vigas da ponte são solicitadas recebendo uma parcela de carga pelo tabuleiro (elas estão interligadas) e não individualmente como proposto no cálculo teórico simplificado.

5.2.2 Cálculo da transversina

A transversina está simplesmente apoiada na longarina extrema exterior, recebendo as cargas da longarina intermediária e está sob efeito de flexão simples.

5.2.2.1 Estado limite de utilização

Para o caso de carregamento mais crítico sobre a transversina, o veículo-tipo classe 30 deverá estar com seu primeiro eixo sobre ela.

A resultante das cargas do veículo-tipo sobre a transversina está indicada na figura 48.

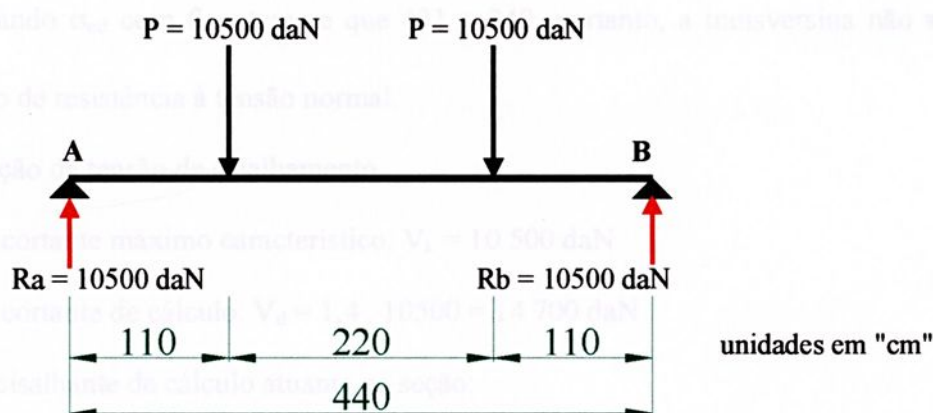


FIGURA 48 - Esquema estrutural da transversina

Calculando a flecha pela fórmula da resistência dos materiais para duas cargas concentradas encontra-se:

$$v = 3,3 \text{ cm}$$

Neste caso o valor da flecha admissível da norma (item 9.2.1) é:

$$a_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{440}{200} = 2,2 \text{ cm}$$

Conclui que a transversina atinge o estado limite de utilização, pois $3,3 \geq 2,2$.

5.2.2.2 Estado limite último

Verificação da tensão normal atuante:

Momento fletor máximo característico no meio do vão.

$$M_k = 10500 \cdot 110 = 1\,155\,000 \text{ daNcm}$$

Momento fletor máximo de cálculo: $M_d = 1,4 \cdot M_k$

$$M_d = 1,4 \cdot 1\,155\,000 = 1\,617\,000 \text{ daNcm}$$

Tensão normal de compressão atuante de cálculo.

$$\sigma_{cd} = \frac{1617000}{56250} 15 = 431 \text{ daN / cm}^2$$

Comparando σ_{cd} com $f_{co,d}$, tem-se que $431 > 240$, portanto, a transversina não satisfaz a condição de resistência à tensão normal.

Verificação da tensão de cisalhamento.

Esforço cortante máximo característico: $V_k = 10\,500 \text{ daN}$

Esforço cortante de cálculo: $V_d = 1,4 \cdot 10500 = 14\,700 \text{ daN}$

Tensão cisalhante de cálculo atuante na seção:

$$\tau_d = \frac{3 \cdot 14700}{2 \cdot 25 \cdot 30} = 29 \text{ daN / cm}^2$$

Como $29 < 32$, satisfaz a condição de resistência ao cisalhamento.

5.2.3 Cálculo da longarina extrema

A viga extrema está submetida à flexo-tração e deve ser verificado o estado limite de resistência à tração da madeira paralela às fibras e de flexão simples.

Ela está simplesmente apoiada nos pilares e as cargas atuantes nesta viga são provenientes das reações de apoio da transversina dianteira (10 500 daN) e traseira (4 500 daN).

5.2.3.1 Estado limite último

A figura 49 apresenta o diagrama de momento fletor (DMF), diagrama de esforço cortante (DEC), diagrama de esforço normal (DEN) e deformada para a longarina extrema e reticulado na sua parte superior.

Calculando primeiramente as seções da viga ao esforço normal de tração.

A força normal é tirada do respectivo diagrama na figura 49. $N_k = 13\,680$ daN

Para ter o valor de N_d acrescentam-se os valores do coeficiente de ponderação (1,4), do coeficiente de impacto (φ) e o aumento da resistência da madeira (0,75).

$$\varphi = 1 + \frac{\alpha}{40 + L}, \text{ onde:}$$

$\alpha = 20$ (pontes rodoviárias com revestimento de madeira)

$L = 16$ m (vão teórico da ponte)

Calculando, tem-se:

$$\varphi = 1,36$$

Donde o valor de $N_d = 13680 \cdot 1,4 \cdot 1,36 \cdot 0,75 = 19\,535$ daN

FIGURA 49 - Diagramas e deformada da longarina extrema

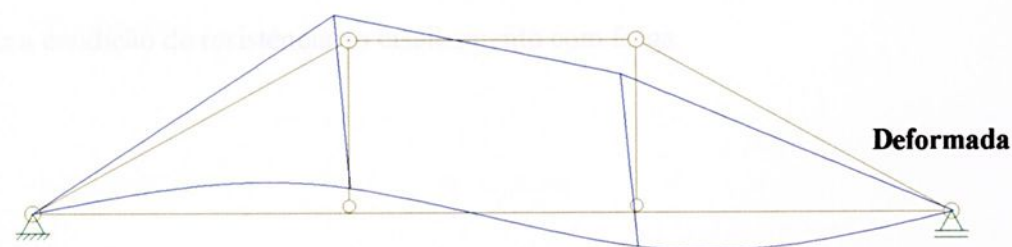
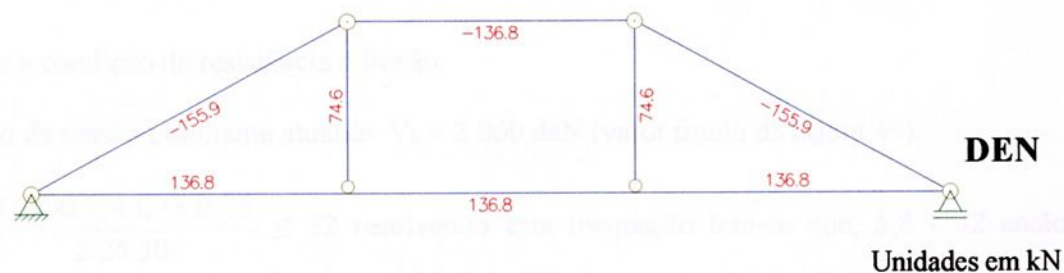
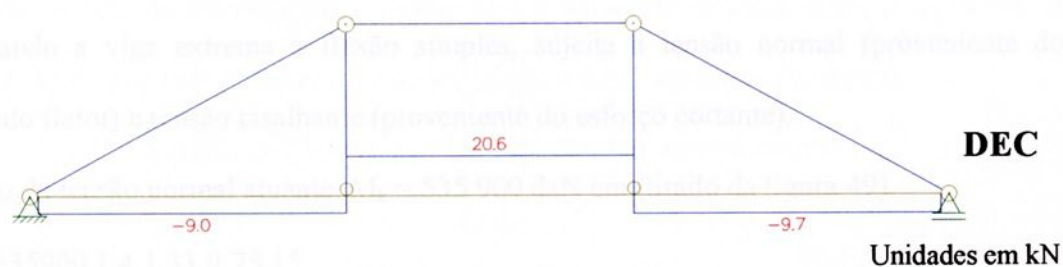
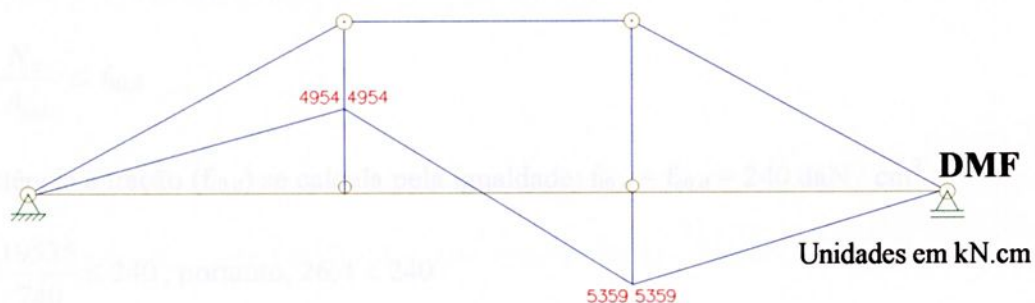
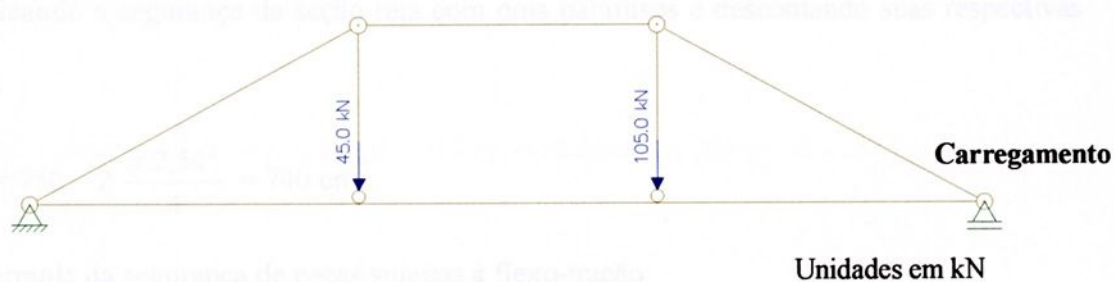


FIGURA 49 – Diagramas e deformada da longarina extrema

Verificando a segurança da seção reta com dois parafusos e descontando suas respectivas áreas.

$$A_{\text{útil}} = 750 - 2 \frac{\pi \cdot 2,54^2}{4} = 740 \text{ cm}^2$$

Da fórmula da segurança de peças sujeitas à flexo-tração:

$$\sigma_{td} = \frac{N_d}{A_{\text{útil}}} \leq f_{t0,d}$$

A resistência à tração ($f_{t0,d}$) se calcula pela igualdade: $f_{t0,d} = f_{c0,d} = 240 \text{ daN / cm}^2$

$$\text{Então } \frac{19535}{740} \leq 240 ; \text{ portanto, } 26,4 < 240$$

A viga extrema está super dimensionada à tração, pois passa com folga.

Calculando a viga extrema à flexão simples, sujeita à tensão normal (proveniente do momento fletor) e tensão cisalhante (proveniente do esforço cortante).

Cálculo da tensão normal atuante: $M_k = 535\,900 \text{ daN cm}$ (tirado da figura 49).

$$\sigma_{ed} = \frac{535900 \cdot 1,4 \cdot 1,33 \cdot 0,75 \cdot 15}{56250} \leq 240 , \text{ resolvendo conclui-se que, como } 200 < 240, \text{ então}$$

satisfaz a condição de resistência à flexão.

Cálculo da tensão cisalhante atuante: $V_k = 2\,060 \text{ daN}$ (valor tirado da figura 49).

$$\tau_d = \frac{3 \cdot 2060 \cdot 1,4 \cdot 1,33 \cdot 0,75}{2 \cdot 25 \cdot 30} \leq 32 \text{ resolvendo esta inequação tem-se que, } 5,8 < 32 \text{ então}$$

satisfaz a condição de resistência ao cisalhamento com folga.

5.2.3.2 Estado limite de utilização

A flecha máxima (3,4 cm), tirada do gráfico da deformada (figura 49), ocorre a 11,6 m do apoio esquerdo.

Calculando o deslocamento permitido pela norma vem:

$$a_{adm} = \frac{1600}{200} = 8,0 \text{ cm}$$

Portanto $3,4 \text{ cm} \leq 8,0 \text{ cm}$, o que satisfaz a condição de flecha máxima.

Os valores calculados nas verificações dos estados limites últimos e estados limites de utilização, para o carregamento do peso próprio e do carregamento do veículo-tipo classe 30, para a longarina intermediária, transversina e longarina extrema, estão compilados na tabela 7. ELUt significa estado limite de utilização e ELU, estado limite último.

TABELA 7 – Resumo dos cálculos dos estados limites

Estrutura	ELUt Flecha (cm)	ELU $\sigma_{ed} ; \tau_d$ (daN/cm ²)
Longarina Intermediária	3,6 > 2,5 Não ok	420 > 240 Não ok 29,4 < 32 ok
Transversina	3,3 ≥ 2,2 Não ok	431 > 240 Não ok 29 < 32 ok
Longarina Extrema	3,4 < 8,0 ok	200 < 240 ok. 5,8 < 32 ok

5.2.4 Cálculo da instabilidade da diagonal

A diagonal do reticulado situado na parte superior da viga rígida está submetida à força normal de compressão centrada, que deve ser calculada quanto ao estado limite último de instabilidade.

5.2.4.1 Estado limite último

Força normal de compressão centrada característica, tirado do diagrama de esforço normal da figura 49.

$$N_k = 15\,590 \text{ daN (compressão).}$$

$$N_d = 1,4 \cdot 1,36 \cdot 075 \cdot 15\,590 = 22\,255 \text{ daN}$$

Calculando o valor do momento de inércia mínimo da seção retangular da viga:

$$I_{xx} = \frac{25 \cdot 30^3}{12} = 56\,250 \text{ cm}^4 \text{ e } I_{yy} = \frac{30 \cdot 25^3}{12} = 39\,062,5 \text{ cm}^4, \text{ escolhe-se o menor dos dois}$$

para a verificação da instabilidade, obtendo o menor raio de giração.

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{39\,062,5}{750}} = 7,22 \text{ cm}$$

O índice de esbeltez da peça é: $\lambda = \frac{L_0}{i_{\min}}$, onde L_0 é o comprimento de flambagem.

$$\lambda = \frac{L_0}{i_{\min}} = \frac{627}{7,22} = 87, \text{ como } \lambda > 80 \text{ considera-se peça esbelta.}$$

$$e_a = \frac{L_0}{300} = \frac{627}{300} = 2,1 \text{ cm}$$

$$e_i = 0 \text{ (reticulado)}$$

$$e_1 = e_i + e_a = 0 + 2,1 = 2,1 \text{ cm}$$

Calculando a força de Euler (F_E):

$$F_E = \frac{\pi^2 \cdot E_{c0,ef} \cdot I}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 137200.39062,5}{627^2} = 134\,412 \text{ daN}$$

Não se aumentará a excentricidade acidental de 1ª ordem do valor referente à excentricidade suplementar de 1ª ordem (e_c), pois no caso não se está considerando carga permanente. Portanto

$$e_c = 0$$

$$e_{1,ef} = e_1 + 0 = 2,1 \text{ cm}$$

O momento fletor de 2ª ordem fica

$$M_d = N_d \cdot e_{1,ef} \cdot \frac{F_E}{F_E - N_d} = 22255 \cdot 2,1 \cdot \frac{134412}{134412 - 22255} = 56\,009 \text{ daNcm}$$

Verificação da seção da peça esbelta.

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1, \text{ onde } \sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} y \text{ e } \sigma_{Nd} = \frac{N_d}{A}$$

$$\frac{22255}{750.240} + \frac{56009}{39062,5.240} 12,5 \leq 1 ; \quad 0,12 + 0,06 \leq 1 ; \quad 0,18 < 1$$

Portanto, passou quanto à verificação da segurança da instabilidade da diagonal, com folga.

5.2.5 Cálculo da ligação por entalhe

Deve-se verificar o entalhe existente entre a diagonal comprimida e a viga de rigidez tracionada, calculando a altura do entalhe (distância vertical entre a superfície da viga até o dente entalhado) e a folga (distância horizontal entre a extremidade do dente entalhado e a extremidade da viga), para verificar a segurança. A fórmula da altura do entalhe é:

$$e \geq \frac{N_d \cdot \cos \theta}{b \cdot f_{c\theta,d}} \text{ onde:}$$

e = altura do entalhe

θ = ângulo que a direção da diagonal faz com a direção da viga de rigidez ($\theta = 61,4^\circ$)

b = largura da viga

$f_{c\theta,d}$ = resistência à compressão da madeira na direção θ . O valor de $f_{c\theta,d}$ é calculado pela seguinte fórmula:

$$f_{c\theta,d} = \frac{f_{c0,d} \cdot f_{c90,d}}{f_{c0,d} \cdot \sin^2 \theta + f_{c90,d} \cdot \cos^2 \theta}, \text{ onde o valor de } f_{c90,d} = \frac{f_{c0,d}}{4}, \text{ então:}$$

$$f_{c\theta,d} = \frac{240.60}{240 \cdot \sin^2 61,4^\circ + 60 \cdot \cos^2 61,4^\circ} = 68,5 \text{ daN / cm}^2$$

$$N_d = 22\,255 \text{ daN}$$

$$e \geq \frac{22255 \cdot \cos 61,4^\circ}{25 \cdot 68,5} \geq 6,2 \text{ cm. Pode-se usar um dente onde } \frac{h}{4} = 7,5 \text{ cm}$$

A fórmula da folga é:

$$f \geq \frac{N_d \cdot \cos \theta}{b \cdot f_{v0,d}}, \text{ sendo } f_{v0,d}, \text{ a resistência de cálculo ao cisalhamento paralelo às fibras da}$$

$$\text{madeira, é calculada pela fórmula: } f_{v0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{v0,k}}{1,8} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \frac{80}{1,8} = 24,89 \text{ daN / cm}^2$$

$$f \geq \frac{22255 \cdot \cos 61,4^\circ}{25 \cdot 24,89} \geq 17,2 \text{ cm. Pode-se adotar } 20 \text{ cm.}$$

5.2.6 Cálculo do número de pinos na chapa de ligação da longarina extrema

A chapa metálica de ligação da viga de rigidez tem espessura $t = 1,27$ cm com 140 cm de comprimento e 20 cm de altura e está sofrendo a ação de uma força normal de tração.

Constam, na ligação da chapa com a longarina extrema, seis parafusos de diâmetro 2,54 cm, que devem ser calculados de acordo com a norma.

$N_k = 13\,680$ daN (da figura 49) e $f_{yk} = 2\,400$ daN / cm² (resistência característica do aço)

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,1} = \frac{2400}{1,1} = 2\,182 \text{ daN / cm}^2 \text{ (resistência de cálculo do aço)}$$

$f_{e0d} = f_{e0d} = 240$ da N / cm² (resistência de embutimento da madeira paralelo às fibras)

Pode ocorrer o embutimento da madeira ou a flexão do pino, que vai ser calculado pelo parâmetro:

$$\beta_{lim} = 1,25 \sqrt{\frac{f_{yd}}{f_{e0d}}} = 1,25 \sqrt{\frac{2182}{240}} = 3,77$$

Calcula-se a seguir o valor de (β): $\beta = \frac{t}{d}$ onde,

$t = 12,5$ cm (metade da largura da viga)

$d = 2,54$ cm (diâmetro do pino), então $\beta = \frac{12,5}{2,54} = 4,92$

Comparando o valor de β com β_{lim} tem-se: $4,92 > 3,77$, portanto flexão do pino.

$$R_{vd,1} = 0,625 \frac{d^2 f_{yd}}{\beta_{lim}} = 0,625 \frac{2,54^2 \cdot 2182}{3,77} = 2\,334 \text{ daN}$$

Para dois planos de corte dobra-se a resistência do parafuso: 4 668 daN

Por último, pode-se calcular o número de parafusos (n), através da fórmula:

$$n = \frac{N_d}{R_{vd,1}} = \frac{26051}{4668} = 5,6.$$

Pode ser usado seis parafusos de diâmetro 2,54 cm, em cada lado da chapa.



5.2.7 Cálculo da chapa – parafuso

A chapa – parafuso, que liga o pendural à transversina, consta de um parafuso soldado a uma chapa de aço. Este conjunto está sofrendo a ação do esforço normal de tração e que deve ser calculado para satisfazer a condição de segurança.

5.2.7.1 Cálculo do parafuso

O parafuso da chapa - parafuso tem diâmetro de 2,54 cm e está sofrendo a ação da força normal de tração, de valor $N_k = 7\,460$ daN (tirado do diagrama de esforço normal da figura 49), que multiplicado pelo coeficiente 1,4 e pelo impacto de 1,36, resulta na força normal de cálculo: $N_d = 14\,717$ daN.

$f_{yk} = 2\,400$ daN / cm² (resistência característica do aço)

O cálculo da barra tracionada será feito pelo item 5.2.3 da norma de aço, NB-14.

Na seção reta do parafuso tem-se: $N_n = A_g \cdot f_y$ onde:

N_n = Resistência nominal à força normal

A_g = Área bruta do parafuso

$\phi = 0,9$ = coeficiente de resistência

$$N_n = \frac{\pi \cdot 2,54^2 \cdot 2400}{4} = 12\,161 \text{ daN}$$

Condição de segurança: $N_d \leq \phi \cdot N_n$

$14717 \leq 0,9 \cdot 12161$, como $14\,717 \geq 10\,945$, então o parafuso não passa à tração.

Para que o parafuso atenda a condição de segurança deve-se ter: $d \geq 2,98$ cm ($1 \frac{3}{16}$ ”).



5.2.7.2 Cálculo da solda na chapa

A solda do parafuso na chapa é do tipo filete. Constando um cordão de solda de comprimento $L = 12 \text{ cm}$ e cuja face de contacto (perna do filete) é $s = 0,8 \text{ cm}$. Este comprimento L deve ser verificado.

O cálculo da ligação soldada será feito pela norma de aço NB-14.

Para uma chapa de aço A-36 (aço estrutural), onde $f_y = 2\,400 \text{ daN/cm}^2$ e usando eletrodo de qualidade tipo E 70, onde a resistência à ruptura por tração f_w vale $4\,850 \text{ daN/cm}^2$.

Deve-se verificar a resistência da solda e do metal base (chapa) e compará-las entre si.

a) Resistência da solda

$R_n = 0,6 f_w \cdot A_w$. Usando o coeficiente de resistência $\phi = 0,75$, onde:

A_w é a área efetiva de um cordão de solda.

$$A_w = t \cdot \Delta L = 0,707 \cdot s \cdot \Delta L = 0,707 \cdot 0,8 \cdot \Delta L = 0,5656 \cdot \Delta L$$

$$\phi \cdot R_n = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 4850 \cdot 0,5656 \cdot \Delta L$$

$$\phi \cdot R_n = 1234,422 \cdot \Delta L$$

b) Resistência do metal base (chapa)

$R_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_{MB}$. Usando coeficiente de resistência $\phi = 0,9$, onde:

A_{MB} = Área do metal base

$$A_{MB} = s \cdot \Delta L = 0,8 \cdot \Delta L$$

$$\phi \cdot R_n = 0,9 \cdot 0,6 \cdot 2400 \cdot 0,8 \cdot \Delta L$$

$$\phi \cdot R_n = 1\,036,8 \cdot \Delta L \text{ . Este é o menor valor de } \phi \cdot R_n \text{ entre os 2 casos.}$$

Condição de segurança: $N_d \leq \phi \cdot R_n$, onde:

$N_d = 14\,717 \text{ daN}$, então:

$14717 \leq 1036,8 \cdot \Delta L$, donde: $\Delta L = 14,19$ cm, logo:

$$L = \frac{14,19}{2} = 7,1 \text{ cm. Passa quanto a segurança, pois usa-se 12 cm.}$$

5.3 Discussão sobre os cálculos teóricos aproximados das vigas

a - Analisando a tabela 7 vê-se que as longarinas intermediária as quais suportam diretamente as rodas dos veículos e as transversinas são as peças que não passaram nos cálculos dos estados limites do carregamento do veículo-tipo classe 30. Acredita-se que estes veículos pesados não tenham causados ainda acidentes de proporção catastrófica, devido a uma pequena contribuição do tabuleiro e do rodeiro na distribuição dos esforços.

b - Este estudo propõe a eliminação do rodeiro, economizando 128 m de vigas de 6 cm x 20 cm com volume de $1,54 \text{ m}^3$, encerrando a sua manutenção pois permanentemente as vigas devem ser trocadas. A figura 50 mostra a ruína do tabuleiro.



FIGURA 50 – Ruína do rodeiro

c - Com a retirada do rodeiro o veículo pode ocupar qualquer posição na ponte, onde trará mais conforto e segurança para o usuário.

d - No modelo de ponte existente, quando o veículo solicita o tabuleiro, ele atinge o estado limite último, como mostra a figura 51, já que ele não foi dimensionado para suportar altas cargas. As suas dimensões são 20 cm de largura e 6 cm de altura.



FIGURA 51 – Ruína do tabuleiro

e - A colocação errônea do parafuso na ligação da escora com a transversina (figura 52), que é uma peça que tem flexão, acarreta o seu fendilhamento e diminui a vida útil da ponte.



FIGURA 52 – Fendilhamento da transversina

O parafuso produz tração normal às fibras da transversina e a resistência da madeira, normal às fibras é muito baixo, da ordem de 5 % da resistência paralela às fibras.

A solução será colocar uma abraçadeira passando por baixo da transversina e aparafusada na escora ou colocar uma abraçadeira na transversina para reforçá-la.

f - A figura 53 mostra um erro de execução que compromete a vida útil da ponte, pois o entalhe está em contacto com o solo o que ocasiona o seu apodrecimento e conseqüentemente a sua ruína. Deve-se elevar o greide da ponte.



FIGURA 53 – Entalhe em contacto com o solo

g – Foi observado que algumas vigas não obedecem as seções, havendo inclusive desbitolamento de seção, como mostra a figura 54.

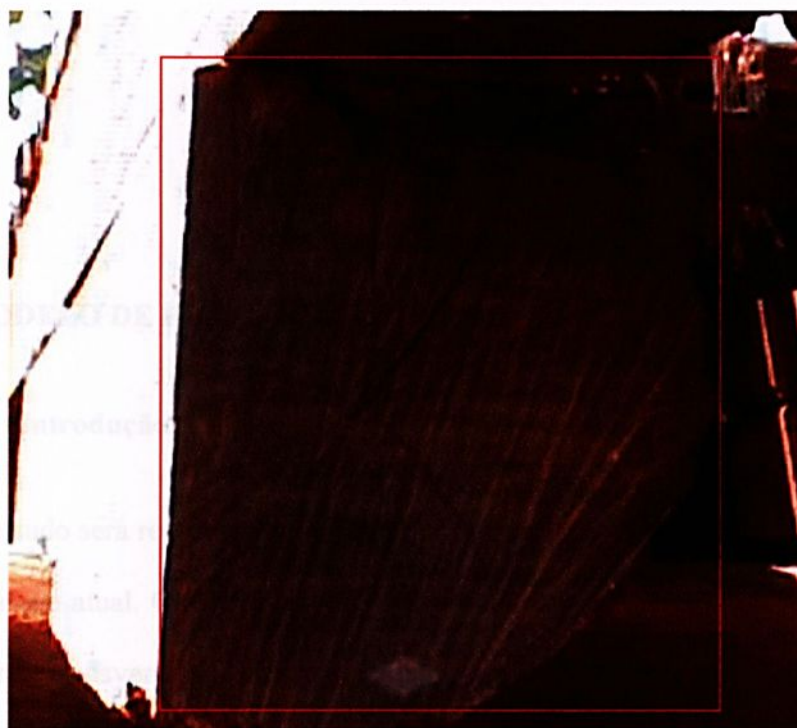


FIGURA 54 – Desbitolamento de seção de viga

h - Existe incompatibilidade entre as inércias da madeira e das chapas metálicas, havendo uma grande inércia da madeira para pouca inércia na chapa metálica de ligação, como pode ser observado nas figuras 30, 31 e 44.

5.4 Sugestão para a melhoria da ponte

A proposta de um reforço neste modelo em estudo é criar um tabuleiro trabalhando como placa, distribuindo parcela de carga concentrada nas vigas intermediárias, para as demais vigas.

6 O MODELO DE PONTE PROPOSTO

6.1 Introdução

A ponte em estudo será readaptada para suportar veículo-tipo classe 30, visando atender em uma via o tráfego atual. O sistema construtivo na superestrutura da ponte será constituído pelas longarinas, transversinas, a viga de rigidez com dois pendurais e o tabuleiro.

Como o tabuleiro em uso não foi dimensionado para suportar peso de veículos ele será substituído por vigas comerciais de seção retangular, já definido como de 6 cm de largura por 16 cm de altura, colocadas lado a lado para trabalhar como placa. Este tabuleiro que constitui a pista de rolamento, formado por vários conjuntos de seis vigas de 36 cm, será fixado em todas as longarinas, através de uma chapa metálica de dimensões de 36 cm x 5 cm x 1 cm, um parafuso de diâmetro 2,5 cm e comprimento de 46 cm. Cada conjunto de seis vigas será unido entre si através de um parafuso de diâmetro 1,27 cm e comprimento de 38 cm disposto entre as longarinas e estes conjuntos serão independentes entre si para facilitar a manutenção.

As longarinas e transversinas têm a mesma seção transversal de 25 cm de largura por 30 cm de altura.

Em toda a ponte será usada madeira serrada e tratada de Eucalipto Citriodora, portanto da classe C 60.

FIGURA 55 – Vista em perspectiva do modelo proposto de ponte

As características da ponte mostrada na figura 55 são:

- Largura livre entre os pendurais de 415 cm;
- Distância entre as longarinas (vigas principais) de 110 cm de eixo a eixo;
- Distância entre as guias de roda de 330 cm entre seus eixos.
- O vão livre da ponte será de 1600 cm. Os demais dados da ponte foram apresentados nas figuras 27, 28, 29 e 32.

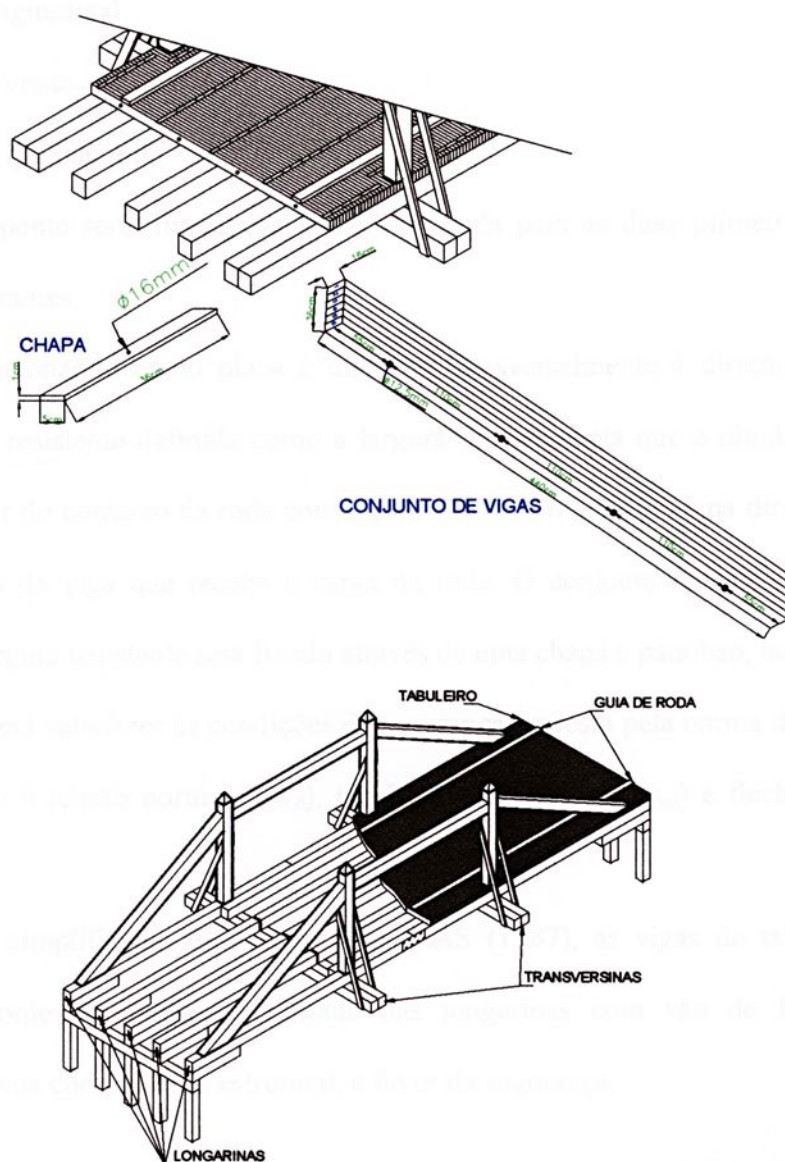


FIGURA 55 – Vista em perspectiva do modelo proposto de ponte

6.2 Pré - dimensionamento do tabuleiro

As ações usuais que atuam nas pontes de madeira conforme descrevem CALIL e outros (2003) são:

- ✓ Ação permanente
- ✓ Ação acidental e seus efeitos (impacto vertical)
- ✓ Força longitudinal
- ✓ Ação do vento
- ✓ Força na guia de roda

A estrutura da ponte será dimensionada ou verificada para as duas primeiras ações por serem preponderantes.

O tabuleiro funcionando como placa é disposto transversalmente à direção do tráfego, tendo a largura resistente definida como a largura de influencia que é obtida estendendo uma reta a partir do contacto da roda com o piso à 45° com a vertical, na direção da linha neutra da seção da viga que recebe a carga da roda. O conjunto de vigas do tabuleiro definido pela largura resistente será fixado através de uma chapa e parafuso, nas longarinas. O tabuleiro deverá satisfazer às condições de segurança imposta pela norma de madeira no que diz respeito à tensão normal ($\sigma_{c0,d}$), tensão de cisalhamento (τ_{vd}) e flecha admissível (a_{adm}).

Para o cálculo simplificado, de acordo com DIAS (1987), as vigas do tabuleiro serão consideradas como simplesmente apoiada nas longarinas com vão de 110 cm, não considerando a sua continuidade estrutural, a favor da segurança.



6.2.1 Largura resistente do tabuleiro como placa

A largura da seção resistente do tabuleiro (b_1) na direção do tráfego é calculada supondo que as cargas concentradas se estendam na direção das fibras das vigas resistentes de um valor: $b_1 \leq a + 2.e + h$ como mostra a figura 56.

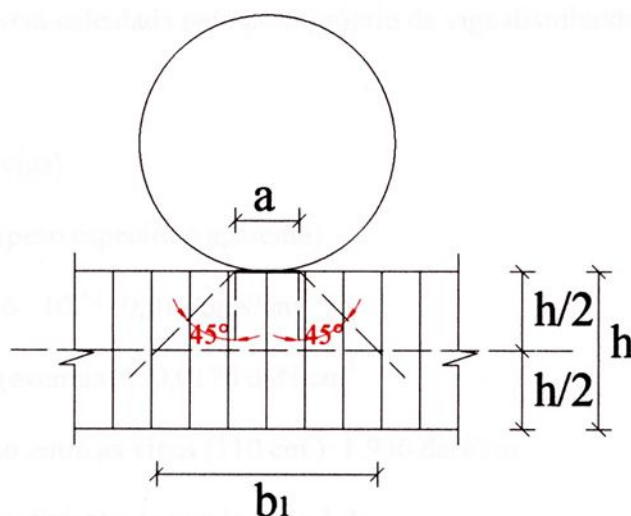


FIGURA 56 – Largura da seção resistente do tabuleiro

Onde:

b_1 = largura da seção resistente do tabuleiro

a = largura de contacto da roda na direção do tráfego ($a = 20$ cm)

h = altura da viga do tabuleiro ($h = 16$ cm)

e = revestimento de concreto ($e = 0$)

Então $b_1 \leq 20 + 0 + 16 = 36$ cm.

6.2.2 Largura resistente do tabuleiro como viga

A largura resistente do tabuleiro como viga será calculada usando a carga permanente e a carga accidental móvel. Esta largura deverá ser verificada pela resistência ($f_{c0,d}$ e $f_{v0,d}$) e flecha (a_{adm}) do tabuleiro.

A carga permanente será calculada pelo peso próprio da viga distribuído na área de (100 cm x 440 cm) de ponte.

$h = 16$ cm (altura da viga)

$\rho_{ap} = 10^{-3}$ daN / cm³ (peso específico aparente)

Vigas do tabuleiro: $16 \cdot 10^{-3} = 0,016$ daN/cm²

Acrescentando 10% (eventuais): 0,0176 daN/cm²

Distribuindo este peso entre as vigas (110 cm): 1,936 daN/cm

Multiplicando pelo coeficiente de ponderação 1,4:

$$g = 2,71 \text{ daN/cm}$$

A carga móvel utilizada na ponte já foi definida anteriormente na figura 46.

A posição desta carga atenderá o disposto no art. 4.1 da norma NBR 7188/84, ou seja, o veículo-tipo será colocado na posição mais desfavorável no pavimento de modo a gerar a pior situação de carregamento. Ver figura 57.

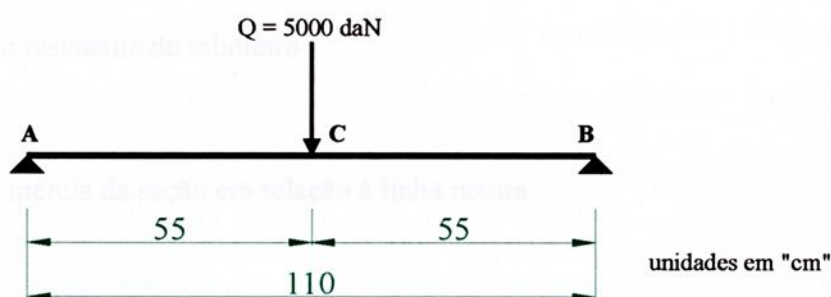


FIGURA 57 – Esquema estático e carga no tabuleiro

Segundo a norma a carga móvel deverá ser multiplicada pelo coeficiente de impacto φ

$$\varphi = 1 + \frac{\alpha}{40 + L}, \text{ onde:}$$

$\alpha = 20$ (pontes rodoviárias com revestimento de madeira)

$L = 1,10$ m (vão teórico do tramo em metro)

Calculando, tem-se:

$$\varphi = 1,48$$

Ainda de acordo com a norma este valor deverá ser multiplicado pelo valor de 0,75 proveniente do acréscimo de resistência da madeira quando submetida a cargas de curta duração e pelo coeficiente de ponderação (1,4).

Portanto $Q = 5000 \cdot 1,4 \cdot 1,48 \cdot 0,75 = 7\,770$ daN

6.2.2.1 Características geométricas da seção transversal resistente do tabuleiro

Distancia da linha neutra às fibras mais afastadas da seção.

$$y = \frac{h}{2} = \frac{16}{2} = 8 \text{ cm}$$

Largura da seção resistente do tabuleiro

b_1 (a determinar)

Área da seção resistente do tabuleiro

$$A = 16 \cdot b_1$$

Momento de inércia da seção em relação à linha neutra.

$$I = \frac{b_1 \cdot 16^3}{12}$$



Os esforços solicitantes máximos e flecha máxima são calculados da representação estática e do carregamento da viga bi-apoiada do tabuleiro, conforme figura 58.

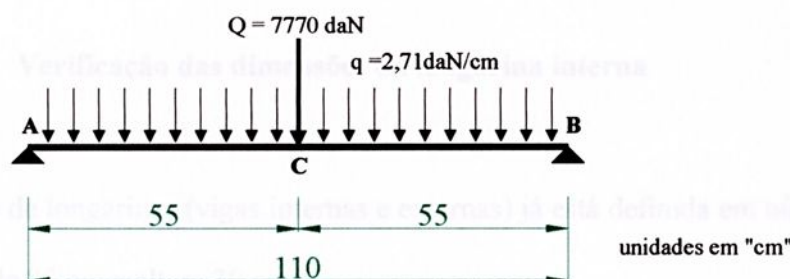


FIGURA 58 – Esquema estático e carregamento total da viga do tabuleiro

Momento fletor de cálculo máximo no meio do vão do tabuleiro:

$$M_d = \frac{g.L^2}{8} + \frac{Q.L}{4} = \frac{2,71.110^2}{8} + \frac{7770.110}{4} = 217773,9 \text{ daNcm}$$

Da fórmula (3) $\sigma_{cd} = \frac{217773,9.12}{b_1.16^3} 8 \leq 240$ $b_1 \geq 22 \text{ cm}$

Esforço cortante máximo de cálculo, (roda do veículo-tipo atuando no apoio)

$$V_d = 7\,919 \text{ daN}$$

Da fórmula (5) $\tau_d = \frac{3.7919}{2.b_1.16} \leq 32$ $b_1 \geq 24 \text{ cm}$

Para o cálculo da flecha máxima retira-se o coeficiente de ponderação 1,4 das cargas.

Aplicando a fórmula do cálculo da flecha visto anteriormente para viga bi-apoiada com carga uniformemente distribuída e uma carga concentrada e comparando com a admissível

de norma $a_{\text{máx}} \leq \frac{L}{200}$ vem:

$$v = \frac{5.1936.110^3.12}{384.137200.b_1.16^3} + \frac{5550.110^2.12}{48.137200.b_1.16^3} \leq \frac{1}{200}$$
 $b_1 \geq 7,0 \text{ cm}$

Comparando os valores de b_1 como placa e como viga conclui-se que pode adotar o valor $b_1 = 36$ cm, ou seja, 6 vigas de largura 6 cm X 16 cm de altura.

6.3 Verificação das dimensões da longarina interna

A quantidade de longarinas (vigas internas e externas) já está definida em número de cinco, com largura de 25 cm e altura 30 cm.

6.3.1 Característica geométrica da seção transversal da longarina interna

Distancia da linha neutra às fibras mais afastada da seção.

$$y = \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Área da seção transversal da viga

$$A = b \cdot h = 25 \times 30 = 750 \text{ cm}^2$$

Momento de inércia da seção em relação à linha neutra.

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = 56\,250 \text{ cm}^4$$

6.3.2. Carga permanente

A carga permanente da longarina é constituída do seu peso próprio mais o peso próprio do tabuleiro já calculado, distribuído na faixa de influencia da longarina. Esta faixa de influencia está indicada na figura 59.

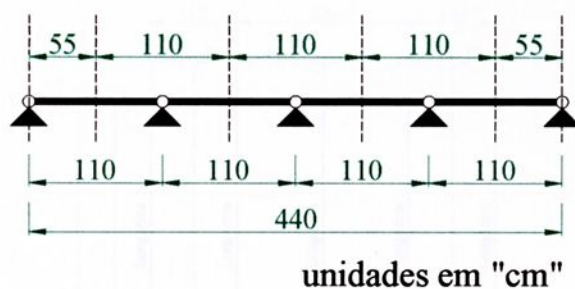


FIGURA 59 - Faixa de influencia da carga transversal sobre as longarinas internas

Carga uniformemente distribuída na faixa de 110 cm.

Peso do tabuleiro: 2,71 daN / cm

Peso da longarina interna: $25 \cdot 30 \cdot 10^{-3} \cdot 1,4 = 1,05$ daN / cm

Carga total uniformemente distribuída sobre a longarina interna: $g = 3,76$ daN / cm (fig. 60)

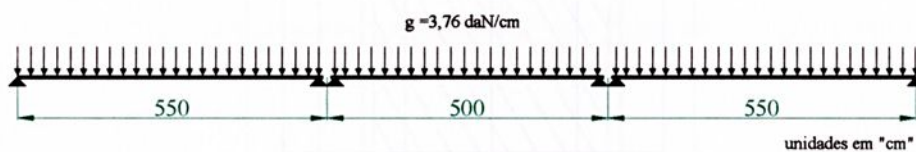


FIGURA 60 – Carga permanente uniformemente distribuída na longarina interna

6.3.3 Carga acidental móvel

Para o estudo da ação da carga móvel é feita a sua disposição de maneira que forneça os valores extremos pesquisados e continuando com a hipótese de desprezar a continuidade do tabuleiro. Como a ponte não possui passeio será desprezada a carga uniformemente distribuída (3 daN / cm²), como mostrado na figura 61. Embaixo da figura 61, o triângulo representa a linha de influencia entre três vigas e a carga concentrada está aplicada na maior ordenada que vale 1 (um).

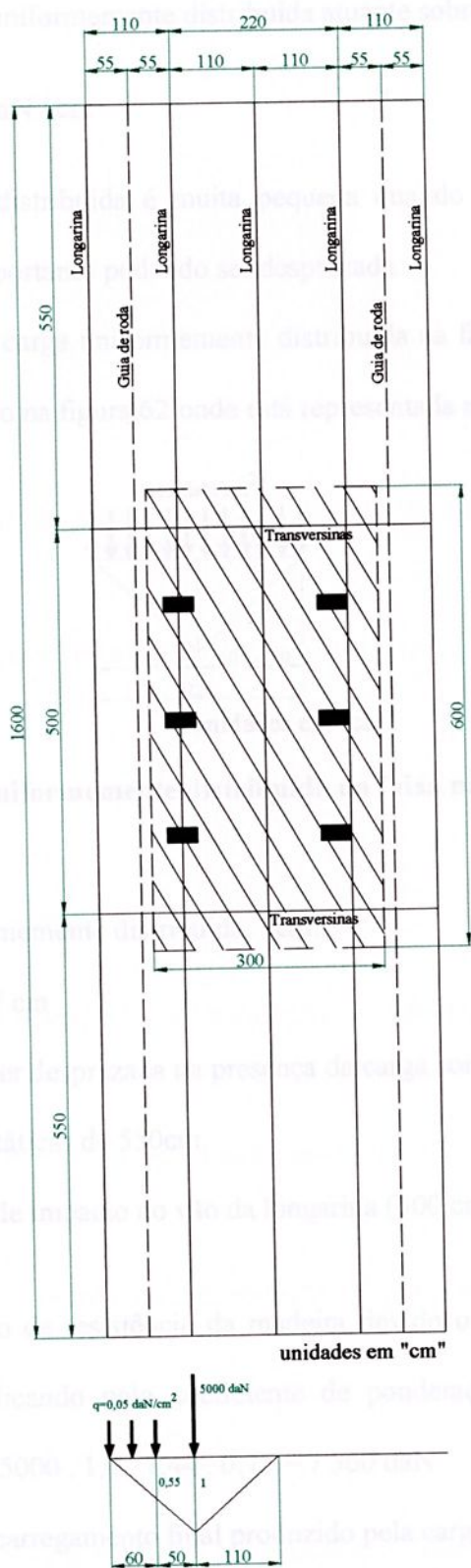


FIGURA 61 – Posição crítica para a carga móvel

Calculando a carga móvel uniformemente distribuída atuante sobre a viga,

$$q_1 = 0,05 \frac{60 \cdot 0,55}{2} = 0,83 \text{ daN / cm}$$

A resultante desta carga distribuída é muita pequena quando comparada com a carga concentrada de 5000 daN, portanto podendo ser desprezada.

Analogamente obtém-se a carga uniformemente distribuída na faixa da pista não ocupada pelo veículo, como indicado na figura 62 onde está representada a linha de influencia.

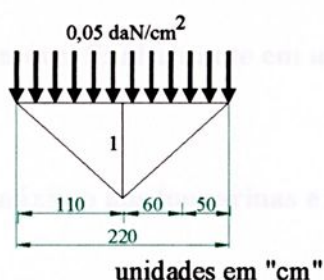


FIGURA 62 – Carga uniformemente distribuída na faixa não ocupada pelo veículo

Calculando a carga uniformemente distribuída, vem:

$$q_2 = 0,05 \cdot 110 = 5,5 \text{ daN / cm}$$

Esta carga também pode ser desprezada na presença da carga concentrada móvel e por atuar nas outras duas vigas isostáticas de 550cm.

Calculando o coeficiente de impacto no vão da longarina (500 cm) entre as transversinas:

$$\varphi = 1 + \frac{20}{40 + 5} = 1,44$$

Acrescentando o aumento de resistência da madeira devido o efeito das cargas de curta duração: 0,75, e multiplicando pelo coeficiente de ponderação 1,4, obtem-se a carga concentrada móvel: $Q_d = 5000 \cdot 1,4 \cdot 1,44 \cdot 0,75 = 7\,560 \text{ daN}$

A figura 63 representa o carregamento final produzido pela carga móvel

Este valor de carga concentrada será usado na simulação matemática, juntamente com o peso próprio da estrutura.

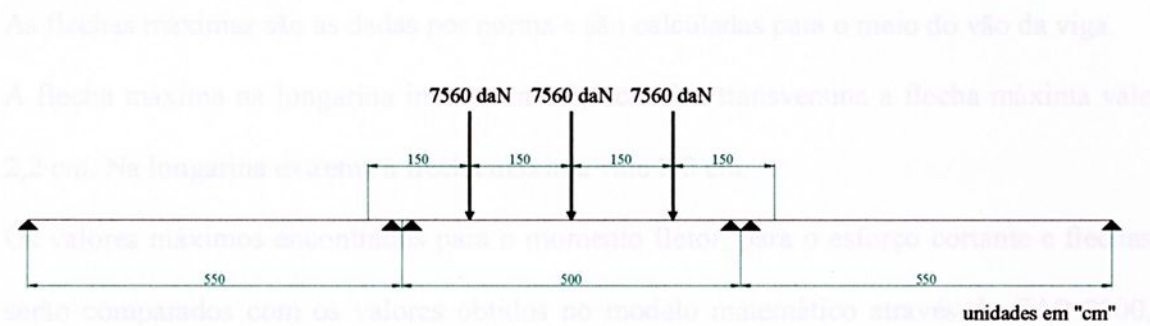


FIGURA 63 – Carga móvel final atuante em uma longarina interna

6.3.4 Momento fletor máximo nas longarinas e transversina

O momento fletor máximo ocorre no meio do vão destas vigas.

Momento fletor máximo:

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{max} \cdot 12.15}{25.30^3} \leq 240, \text{ portanto } M_{max} = 900\,000 \text{ daNcm}$$

O momento fletor máximo que satisfaz a condição de resistência é: 900 000 daNcm

6.3.5 Esforço cortante máximo nas longarinas e transversina

O esforço cortante máximo ocorre com uma roda do veículo sobre o apoio.

Cortante máximo

$$\tau_d = \frac{3.V_{max}}{2.750} \leq 32, \text{ portanto } V_{max} = 16\,000 \text{ daN}$$

O valor do cortante máximo que verifica a resistência é: 16 000 daN

6.3.6 Flecha máxima nas longarinas e na transversina

As flechas máximas são as dadas por norma e são calculadas para o meio do vão da viga.

A flecha máxima na longarina interna vale 2,5 cm. Na transversina a flecha máxima vale 2,2 cm. Na longarina extrema a flecha máxima vale 8,0 cm.

Os valores máximos encontrados para o momento fletor, para o esforço cortante e flechas serão comparados com os valores obtidos no modelo matemático através do SAP 2000, apresentados na tabela 9.



7 ANÁLISE NUMÉRICA DO MODELO REAL E DO PROPOSTO

7.1 Introdução

A análise numérica será feita usando o modelo real existente, utilizando o programa SAP 2000, de forma a reproduzir matematicamente o comportamento físico da estrutura experimental.

O modelo leva em consideração os aspectos de forma da ponte discretizada, considerando a superestrutura e a infra-estrutura da ponte em viga rígida com pendurais, bem como o tramo vizinho em vigas simples. Pela discretização, toda a estrutura da ponte será considerada como elemento estrutural de barra (frame). A largura resistente do tabuleiro de 36 cm é suposto fixo em todas as longarinas.

Pelo método dos elementos finitos utilizado, no qual se baseia o programa, é suposto que todos os materiais têm comportamento elástico retilíneo.

Após encontrar o modelo discretizado que representa o comportamento físico do modelo real, será aplicado nele as cargas do veículo-tipo 30 e o peso próprio, para conhecer os esforços solicitantes e deslocamentos nas longarinas e transversinas e comparar com os máximos admissíveis já calculados anteriormente.



Os gráficos designados como PC1 serão para o caso do caminhão com o eixo traseiro no meio do vão da ponte e o PC2 serão para a posição do caminhão com o eixo de simetria coincidindo com o meio do vão da ponte.

As nomenclaturas [1], [2], [3], [4], [5] e [6] indicam os gráficos dos deslocamentos da estrutura da ponte nas hipóteses 1, 2, 3, 4, 5 e 6 respectivamente.

Como se está interessado apenas em conhecer o deslocamento central da ponte analisada, será desprezada as quatro leituras feitas nas extremidades do balanço da transversina.

Para achar a curva que mais se aproxima da do ensaio fizeram-se diversas hipóteses como descritas a seguir.

7.2 Primeira hipótese

Nesta hipótese a ponte será considerada sem a influência do tabuleiro e as longarinas internas serão consideradas rotuladas nas transversinas, não transmitindo momento fletor, conforme indica a figura 64. Os números em amarelo indicam a posição das réguas no ensaio e os demais pontos indicam os nós discretizados da simulação. Os traços mais finos indicam as cinco longarinas e os mais grossos as transversinas. As longarinas extremas entre as transversinas estão com os traços grossos porque são vigas duplas lado a lado.

Usando para módulo de elasticidade efetivo da madeira classe C60 e $K_{mod} = 0,56$ o valor calculado de $137\,200 \text{ daN} / \text{cm}^2$.

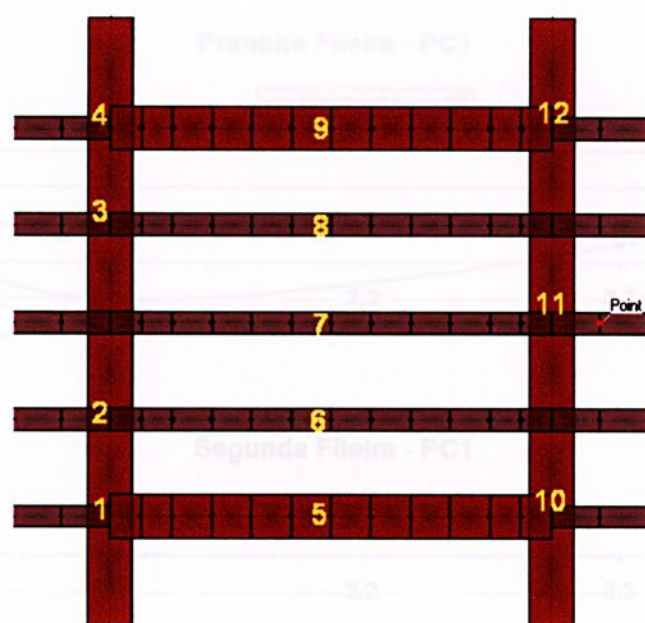
A seguir o resumo desta hipótese:

$E_{mad} = 137\,200 \text{ daN} / \text{cm}^2$;

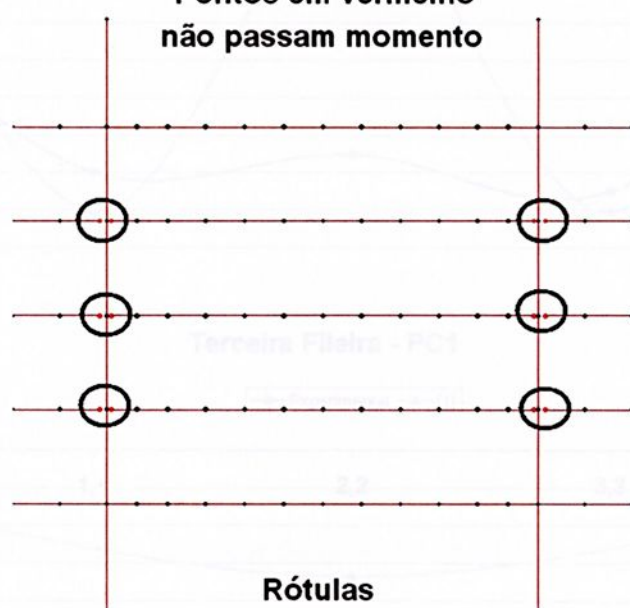
Sem tabuleiro;

Longarinas internas rotuladas.





Pontos em vermelho
não passam momento

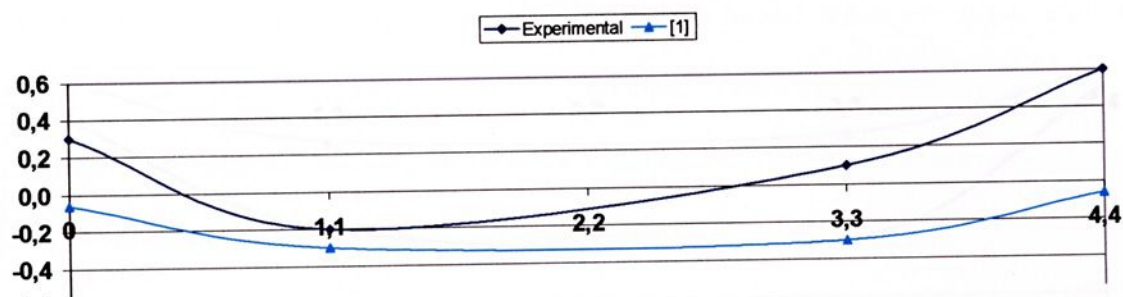


Rótulas

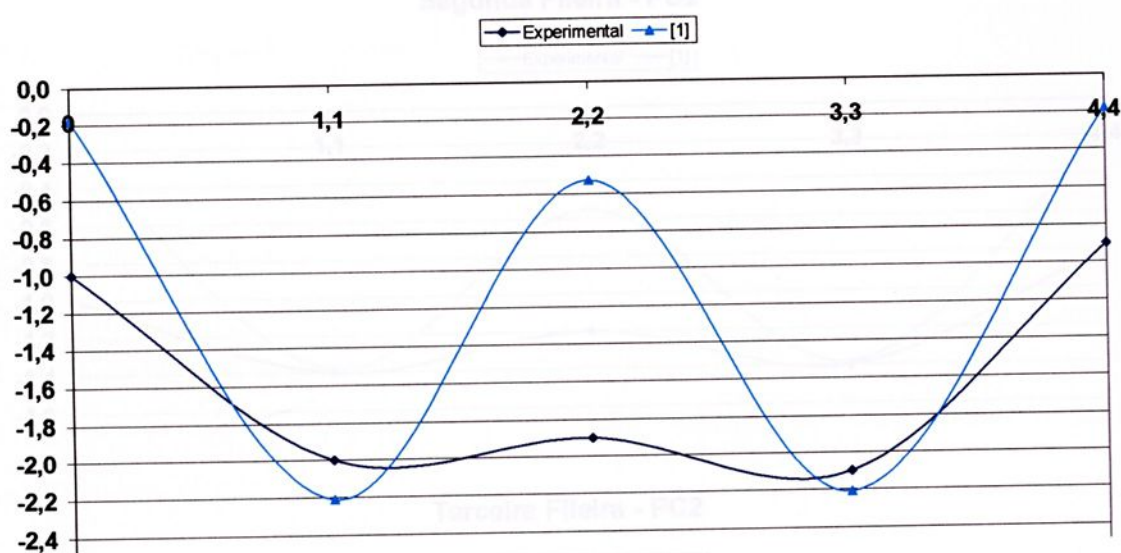
FIGURA 64 – Modelo de ponte discretizado – hipótese 1

Os resultados estão apresentados na figura 65 para o carregamento PC1 e figura 66 para o carregamento PC2. As unidades no eixo vertical estão em cm e no eixo horizontal em m, para todos os gráficos.

Primeira Fileira - PC1



Segunda Fileira - PC1



Terceira Fileira - PC1

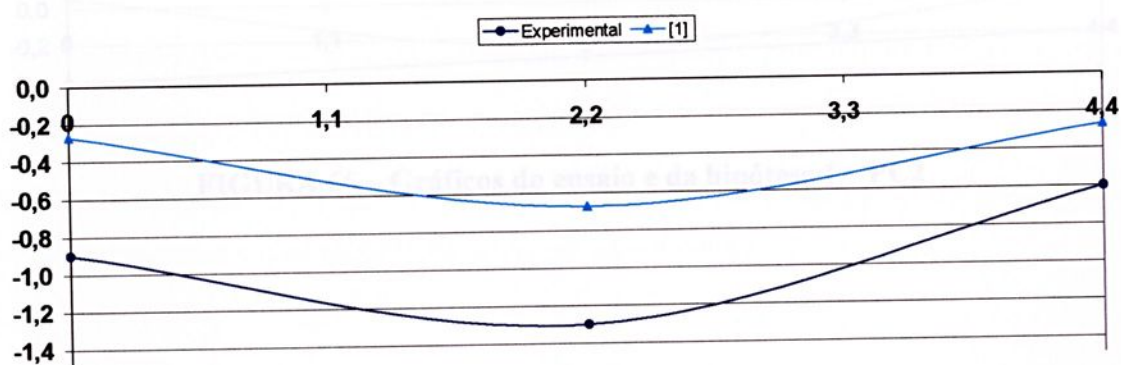
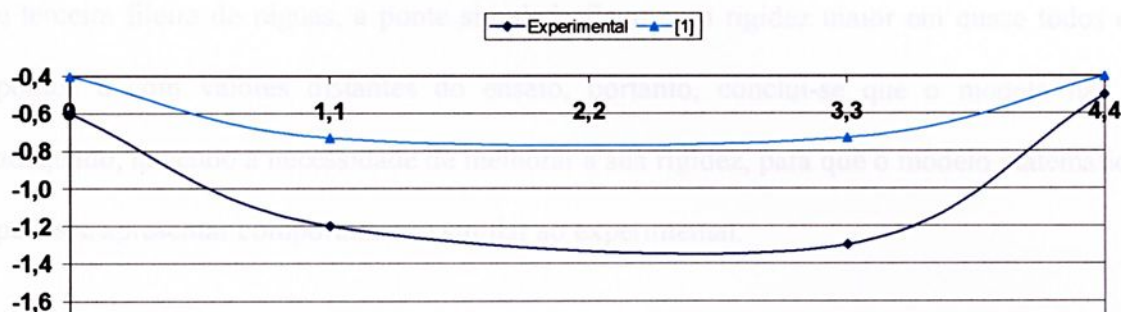
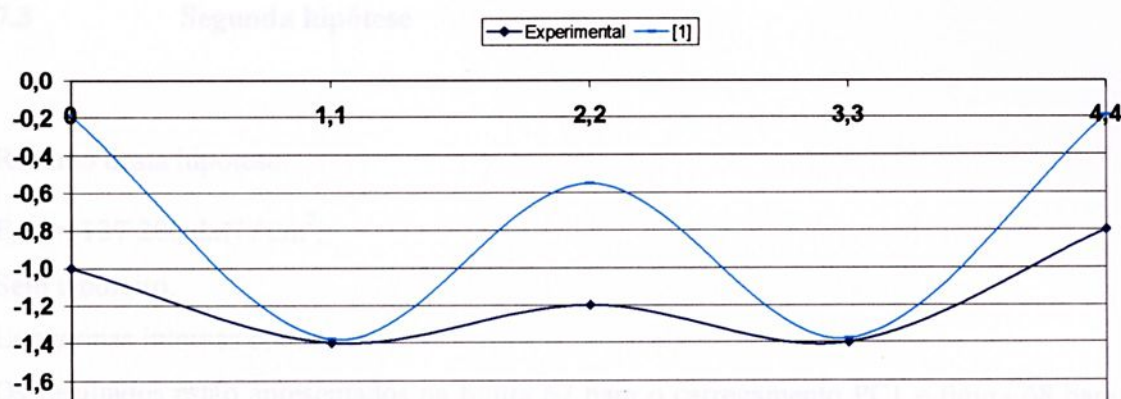


FIGURA 65 – Gráficos do ensaio e da hipótese 1 – PC1

Primeira Fileira - PC2



Segunda Fileira - PC2



Terceira Fileira - PC2

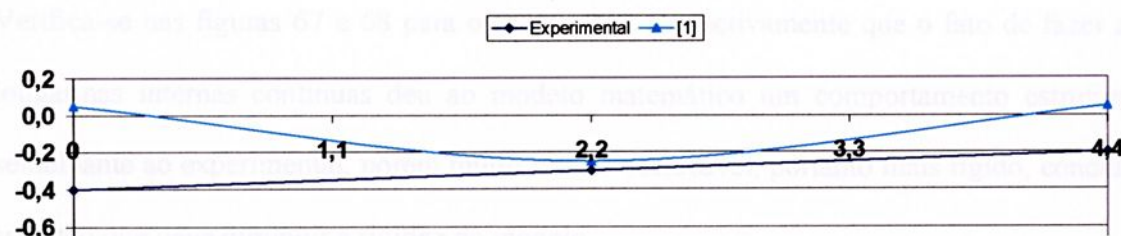


FIGURA 66 – Gráficos do ensaio e da hipótese 1 – PC2

Observando o gráfico da figura 65, para o caso PC1 que é o mais desfavorável, na segunda e terceira fileira de régua, a ponte simulada ficou com rigidez maior em quase todos os pontos e com valores distantes do ensaio, portanto, conclui-se que o modelo não é adequado, havendo a necessidade de melhorar a sua rigidez, para que o modelo matemático pudesse apresentar comportamento similar ao experimental.

7.3 Segunda hipótese

Resumo desta hipótese:

$$E_{\text{mad}} = 137\,200 \text{ daN} / \text{cm}^2;$$

Sem tabuleiro;

Longarinas internas contínuas.

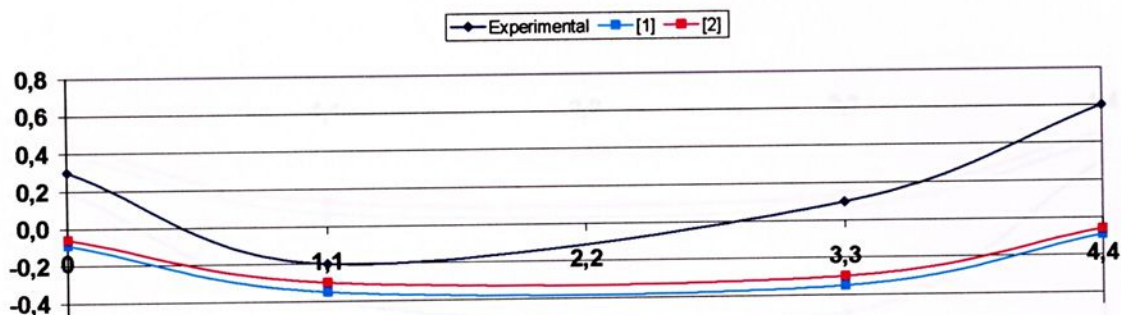
Os resultados estão apresentados na figura 67 para o carregamento PC1 e figura 68 para o carregamento PC2.

Verifica-se nas figuras 67 e 68 para o PC1 e PC2 respectivamente que o fato de fazer as longarinas internas contínuas deu ao modelo matemático um comportamento estrutural semelhante ao experimental, porém muito menos deslocável, portanto mais rígido, conclui-se então que deve diminuir a rigidez do modelo.

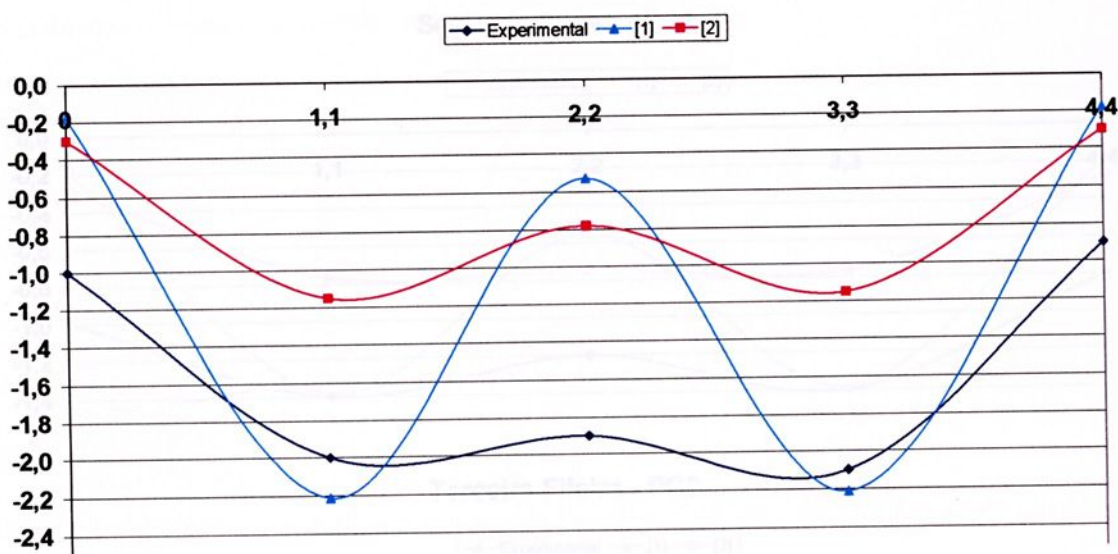
Para poder comparar a hipótese anterior com esta, os gráficos da primeira hipótese estão repetidos juntamente com os gráficos do ensaio experimental.

FIGURA 67 – Gráficos do ensaio e da hipótese 2 – PC1

Primeira Fileira - PC1



Segunda Fileira - PC1



Terceira Fileira - PC1

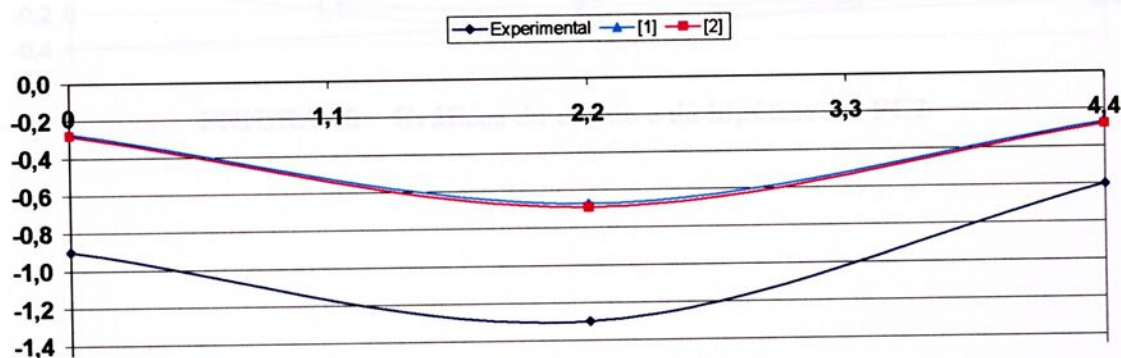
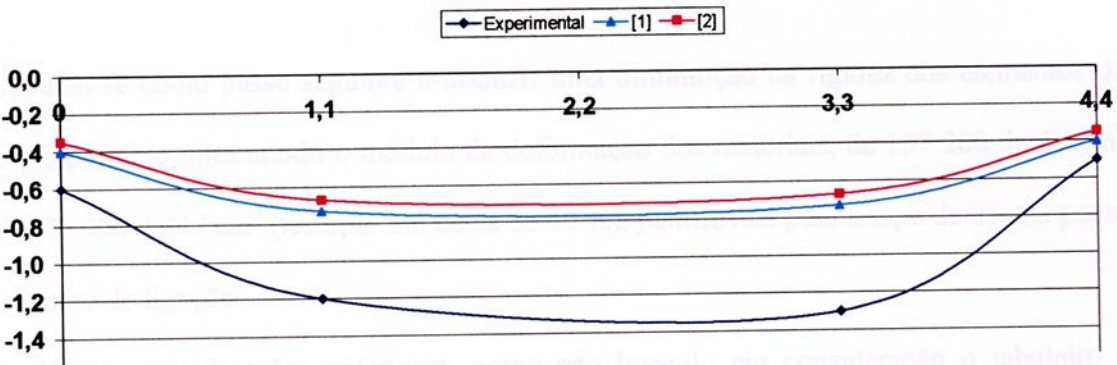
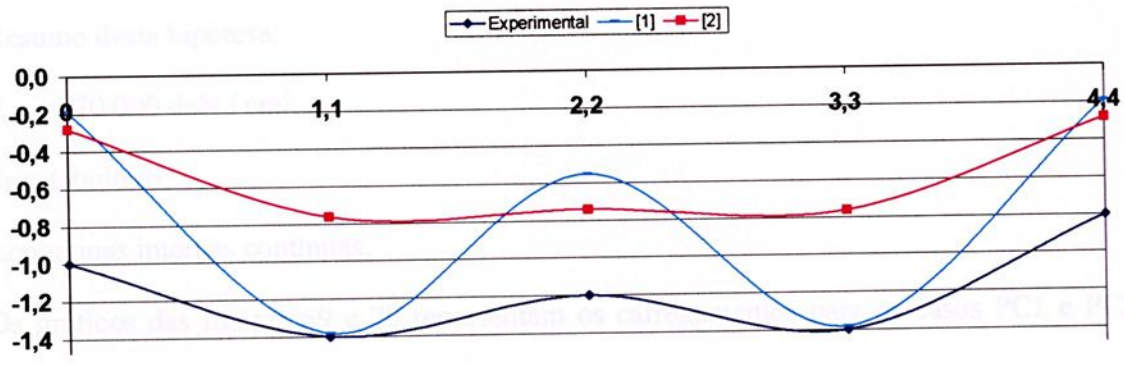


FIGURA 67 – Gráficos do ensaio e da hipótese 2 – PC1

Primeira Fileira - PC2



Segunda Fileira - PC2



Terceira Fileira - PC2

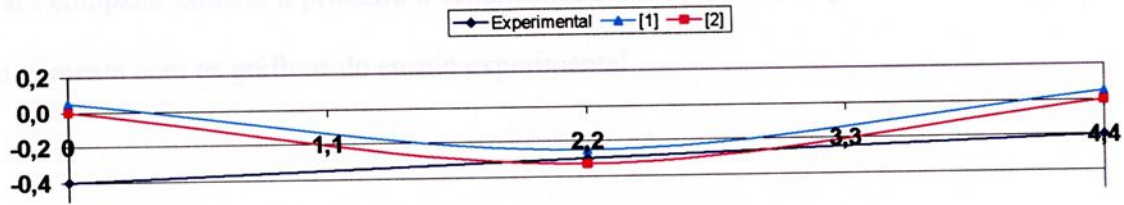


FIGURA 68 – Gráficos do ensaio e da hipótese 2 – PC2

7.4 Terceira hipótese

Escolheu-se como passo seguinte introduzir uma diminuição na rigidez dos elementos da ponte, portanto diminuindo o módulo de deformação dos materiais, de 137 200 daN / cm² para 70 000 daN / cm² (redução em cerca de 50 %), justificável pelo tempo de uso da ponte e número de ligações.

As demais considerações anteriores, como não levando em consideração o tabuleiro e considerando longarinas internas contínuas, serão as mesmas.

Resumo desta hipótese:

$$E_{\text{mad}} = 70\,000 \text{ daN / cm}^2;$$

Sem tabuleiro;

Longarinas internas contínuas.

Os gráficos das figuras 69 e 70 representam os carregamentos para os casos PC1 e PC2 respectivamente.

Para comparar entre si a primeira e segunda hipótese com esta, os gráficos serão repetidos, juntamente com os gráficos do ensaio experimental.

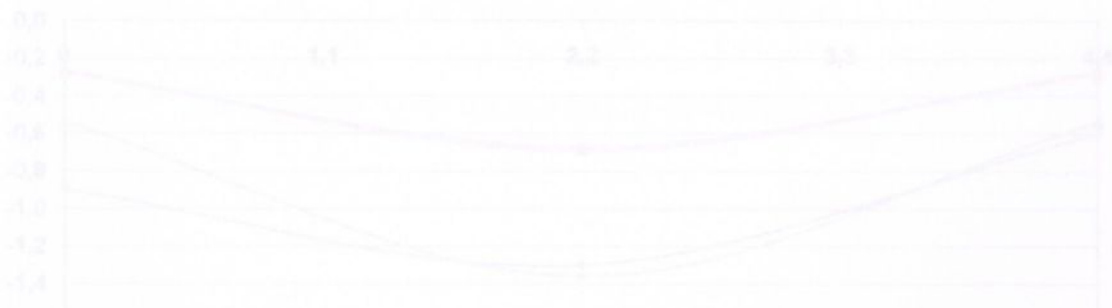
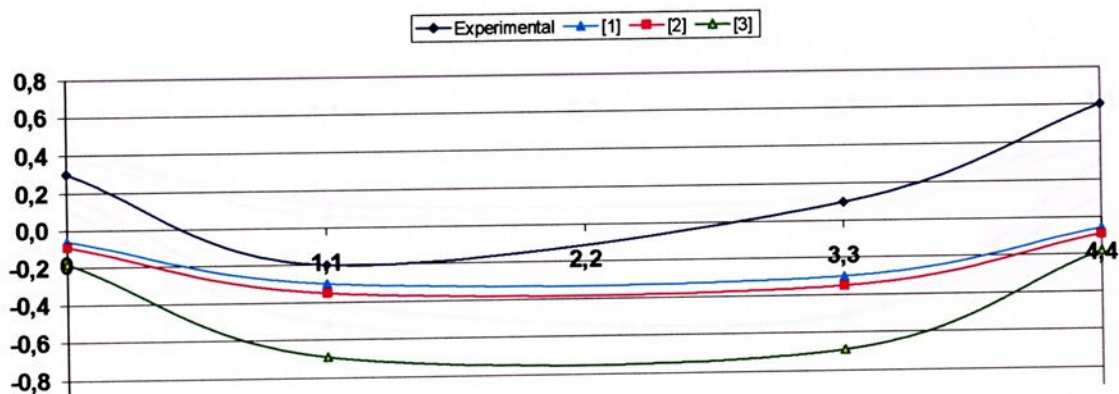
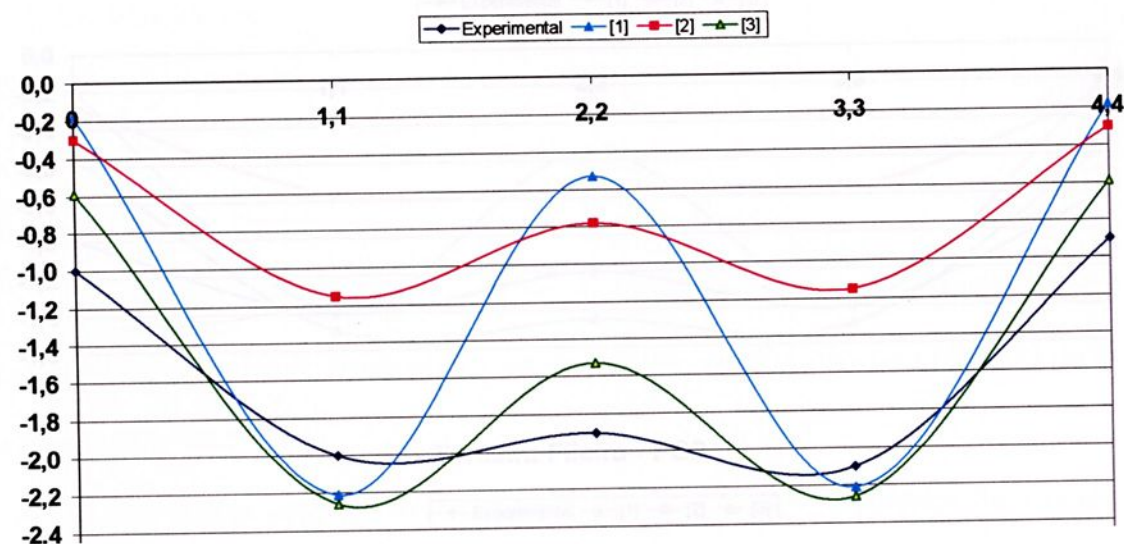


FIGURA 69 – Gráficos do ensaio e da hipótese 3 - PC1

Primeira Fileira - PC1



Segunda Fileira - PC1



Terceira Fileira - PC1

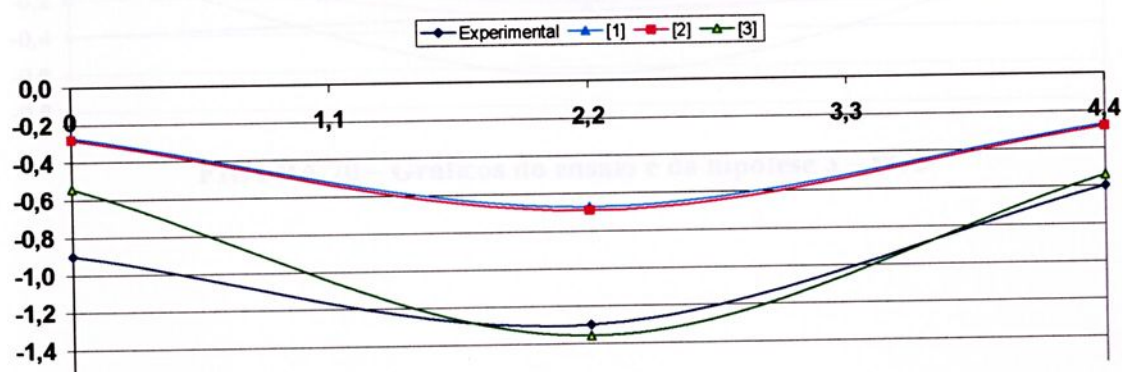
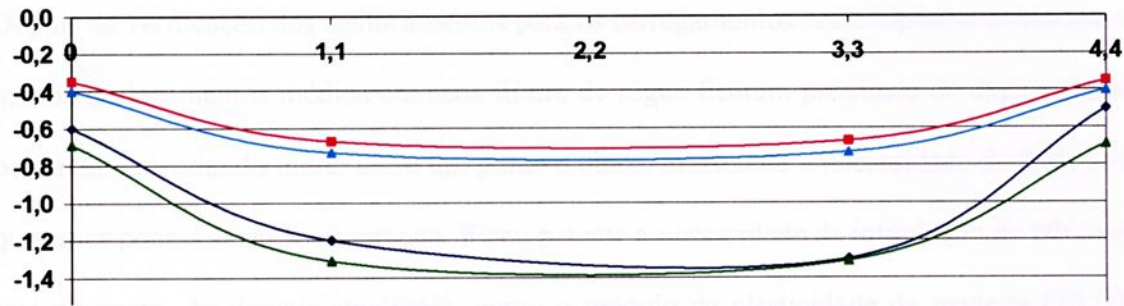


FIGURA 69 – Gráficos do ensaio e da hipótese 3 – PC1

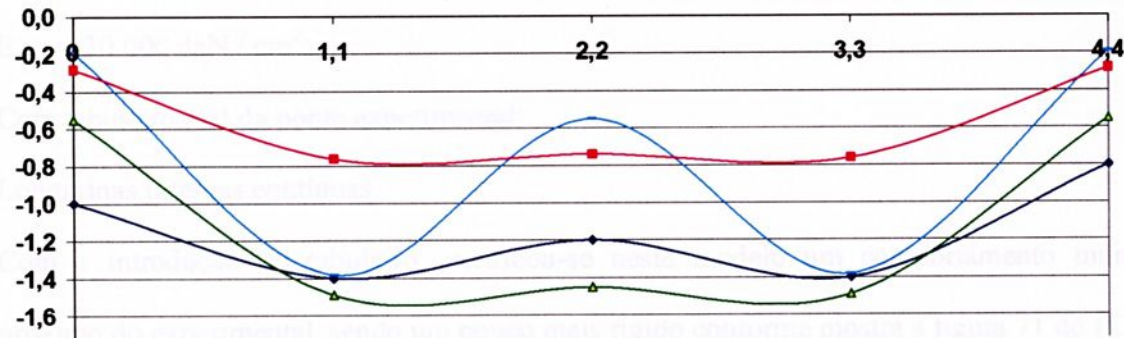
Primeira Fileira - PC2

Experimental [1] [2] [3]



Segunda Fileira - PC2

Experimental [1] [2] [3]



Terceira Fileira - PC2

Experimental [1] [2] [3]

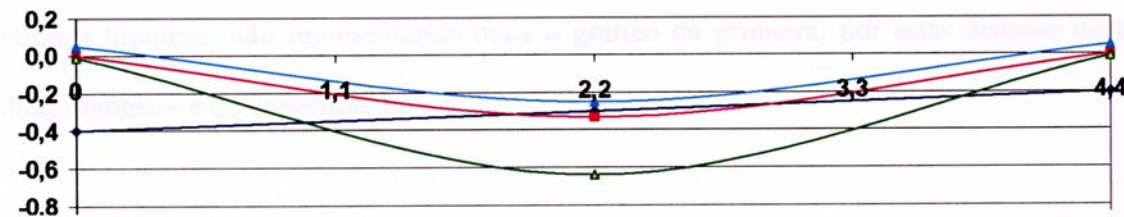


FIGURA 70 – Gráficos do ensaio e da hipótese 3 – PC2

7.5 Quarta hipótese

Depois da verificação dos deslocamentos para os carregamentos nesta hipótese constatou-se que os deslocamentos médios em cada fileira de régua ficaram próximos do experimental, porém ainda variando muito entre um ponto e outro, mostrando a necessidade de fazer com que esses pontos se uniformizassem. Ficou patente a necessidade da introdução do tabuleiro real da ponte. As demais condições, como o módulo de elasticidade da madeira ($70\,000\text{ daN/cm}^2$) e consideração das longarinas internas contínuas permanecem as mesmas.

Resumo desta hipótese:

$$E_{\text{mad}} = 70\,000\text{ daN/cm}^2;$$

Com tabuleiro real da ponte experimental;

Longarinas internas contínuas.

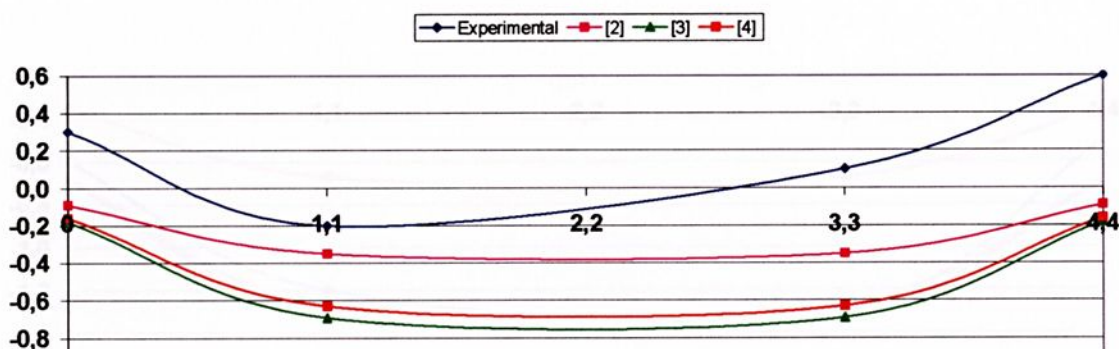
Com a introdução do tabuleiro, verificou-se neste modelo um comportamento muito próximo do experimental, sendo um pouco mais rígido conforme mostra a figura 71 do PC1 e figura 72 do PC2.

Apenas para comparação de hipóteses entre si, são repetidos os gráficos da segunda e terceira hipótese, não representando mais o gráfico da primeira, por estar distante destas duas hipóteses e do experimental.

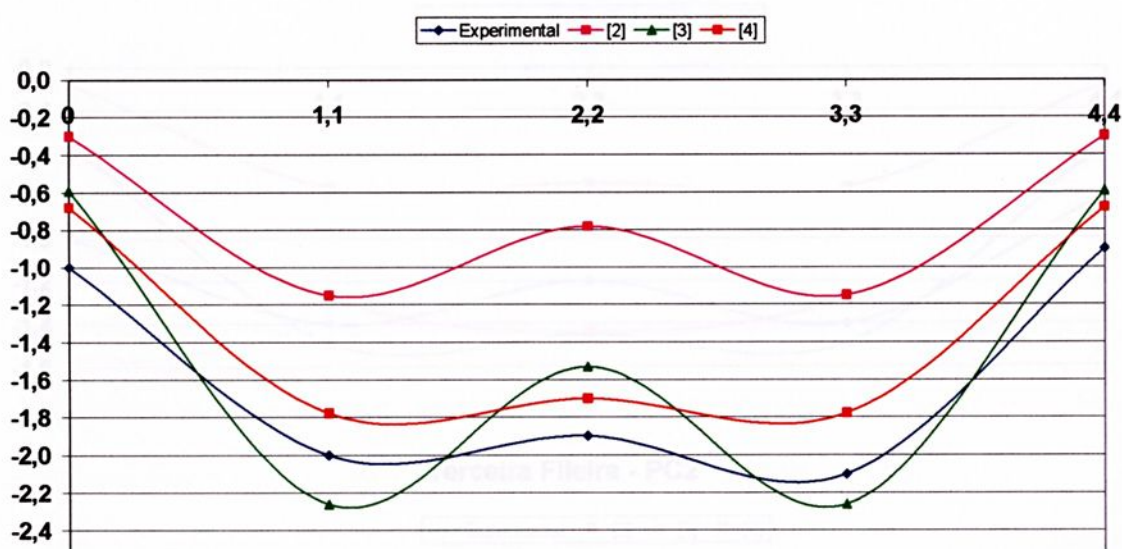


FIGURA 71 – Gráficos do ensaio e da hipótese 4 – PC1

Primeira Fileira - PC1



Segunda Fileira - PC1



Terceira Fileira - PC1

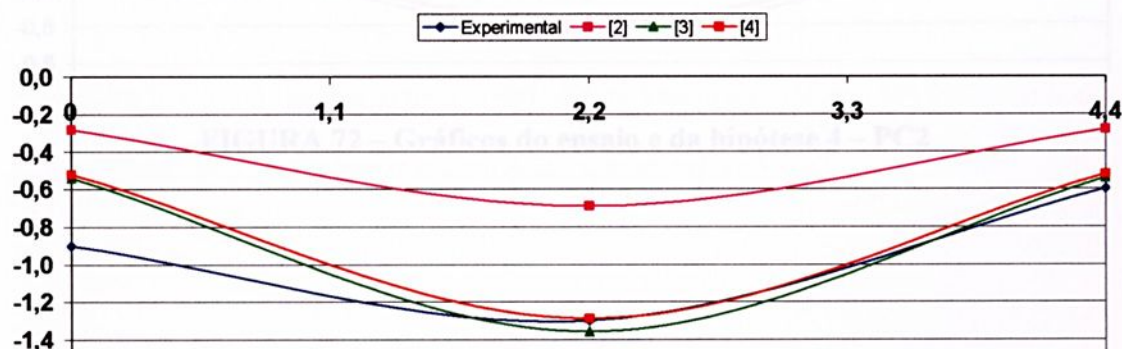
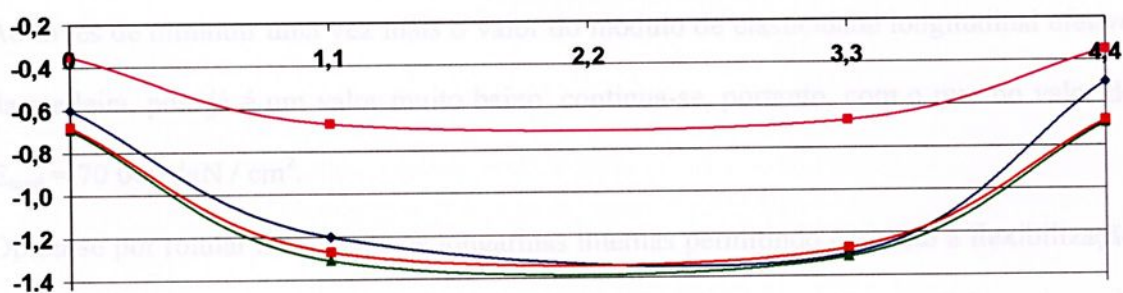


FIGURA 71 – Gráficos do ensaio e da hipótese 4 – PC1

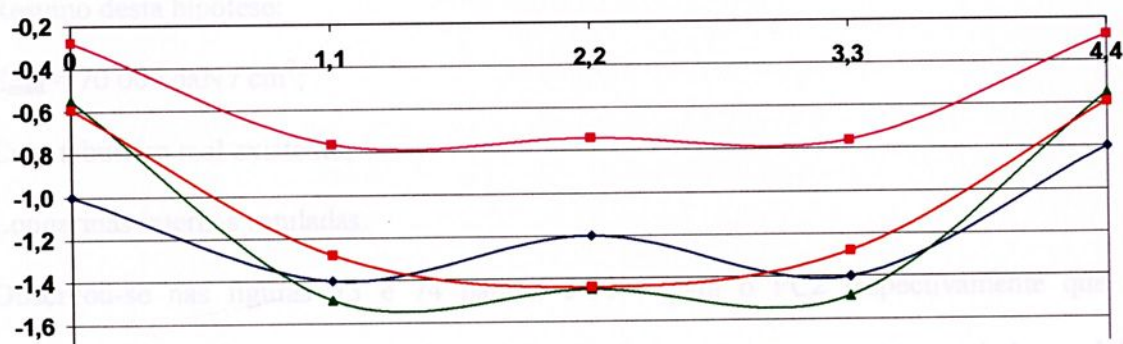
Primeira Fileira - PC2

— Experimental — [2] — [3] — [4]



Segunda Fileira - PC2

— Experimental — [2] — [3] — [4]



Terceira Fileira - PC2

— Experimental — [2] — [3] — [4]

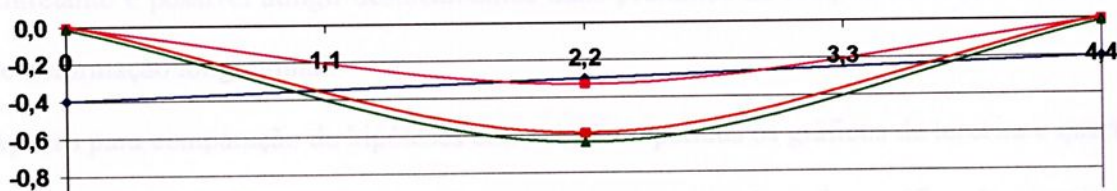


FIGURA 72 – Gráficos do ensaio e da hipótese 4 – PC2

7.6 Quinta hipótese

Ao invés de diminuir uma vez mais o valor do módulo de elasticidade longitudinal efetivo da madeira, pois já é um valor muito baixo, continua-se, portanto, com o mesmo valor de $E_{\text{mad}} = 70\,000 \text{ daN} / \text{cm}^2$.

Optou-se por rotular novamente as longarinas internas permitindo com isto a flexibilização da estrutura, pois tal modulação parecia condizer mais fielmente com o modelo real, sendo este procedimento idealizado inicialmente. Permanece o tabuleiro real existente.

Resumo desta hipótese:

$E_{\text{mad}} = 70\,000 \text{ daN} / \text{cm}^2$;

Com tabuleiro real existente;

Longarinas internas rotuladas.

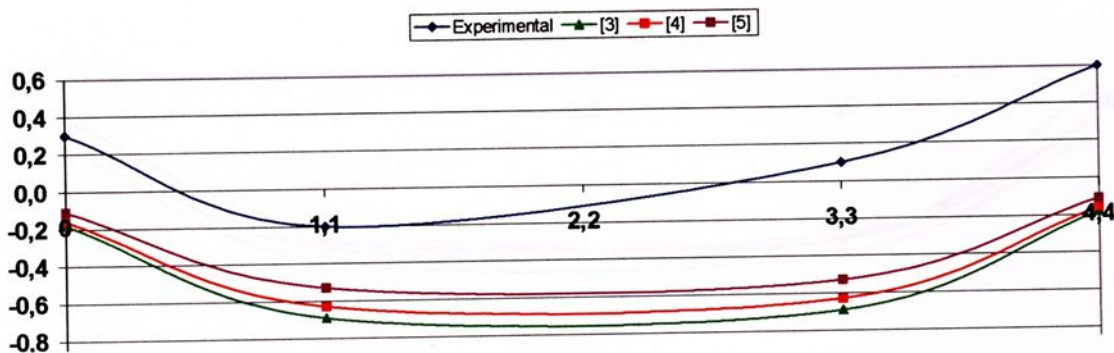
Observou-se nas figuras 73 e 74 para o PC1 e para o PC2 respectivamente que o procedimento adotado manteve a similaridade do comportamento estrutural do modelo matemático para o modelo real, bem como, para os níveis de deslocamento.

Entretanto é possível atingir deslocamentos mais próximos do real, aumentando o módulo de deformação longitudinal.

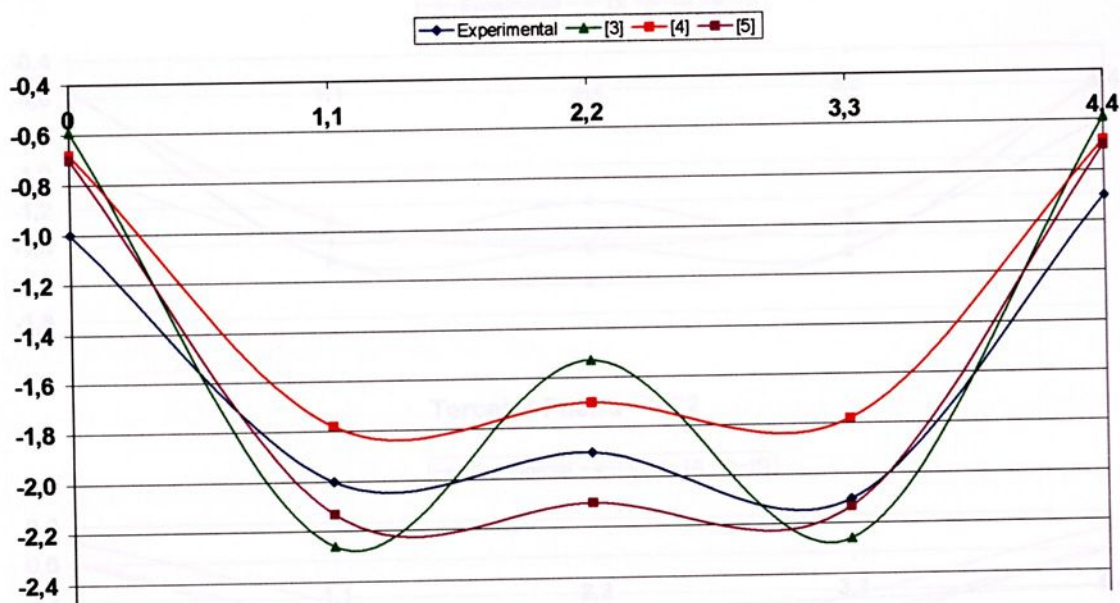
Apenas para comparação de hipóteses entre si, são repetidos os gráficos da terceira e quarta hipótese e o gráfico do ensaio experimental, não representando mais o gráfico da primeira e segunda, por estar distante destas duas hipóteses e do experimental.

FIGURA 73 – Gráficos do ensaio e da hipótese 5 – PC1

Primeira Fileira - PC1



Segunda Fileira - PC1



Terceira Fileira - PC1

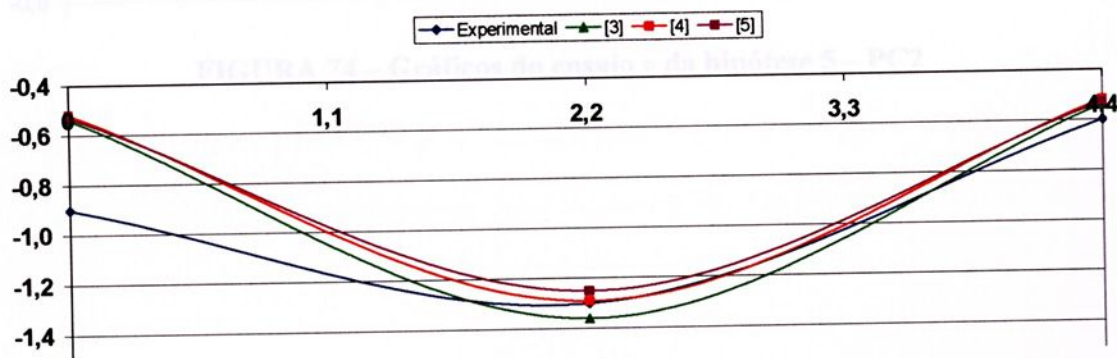
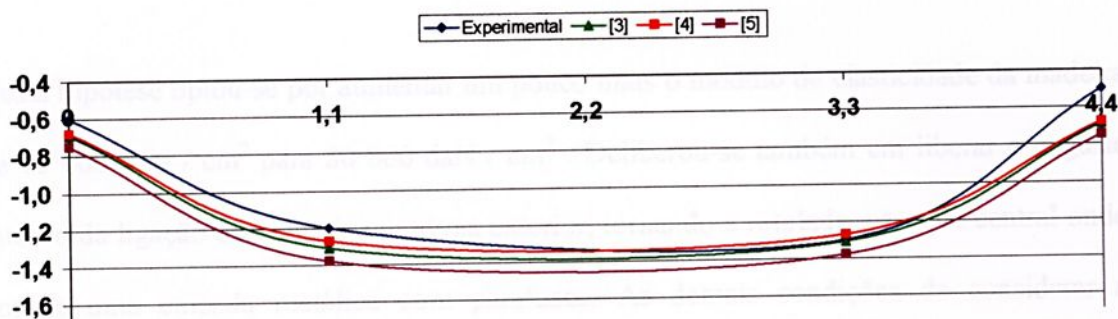
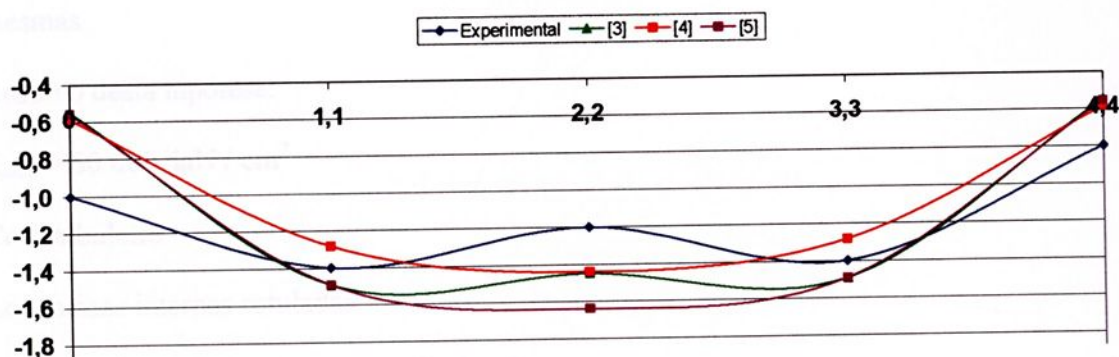


FIGURA 73 – Gráficos do ensaio e da hipótese 5 – PC1

Primeira Fileira - PC2



Segunda Fileira - PC2



Terceira Fileira - PC2

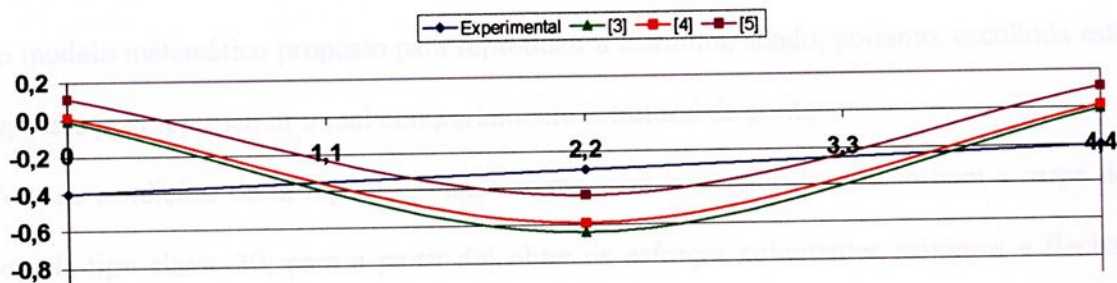


FIGURA 74 – Gráficos do ensaio e da hipótese 5 – PC2

7.7 Sexta hipótese

Nesta hipótese optou-se por aumentar um pouco mais o módulo de elasticidade da madeira de $70\,000\text{ daN / cm}^2$ para $80\,000\text{ daN / cm}^2$. Deliberou-se também em liberar o engaste interno da ligação da longarina extrema exterior, tornando-a rotulada, na parte central onde possui uma emenda metálica com parafusos. As demais condições de considerar a influência do tabuleiro real existente e as longarinas internas rotuladas permanecem as mesmas.

Resumo desta hipótese:

$$E_{\text{mad}} = 80\,000\text{ daN / cm}^2$$

Com tabuleiro

Longarinas internas rotuladas

Longarina extrema rotulada no meio do vão.

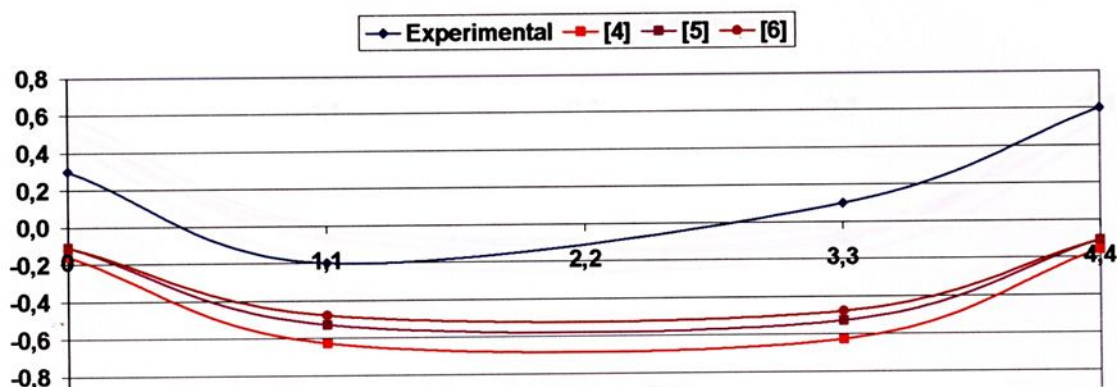
Pelas figuras 75 e 76 do PC1 e do PC2 respectivamente, fica claro o bom comportamento do modelo matemático proposto para reproduzir a estrutura, sendo, portanto, escolhida esta hipótese para representar o real comportamento estrutural da ponte.

Com as condições desta hipótese, vistas acima, será carregado o modelo com a carga do veículo-tipo classe 30, para a partir daí obter os esforços solicitantes máximos e flechas máximas.

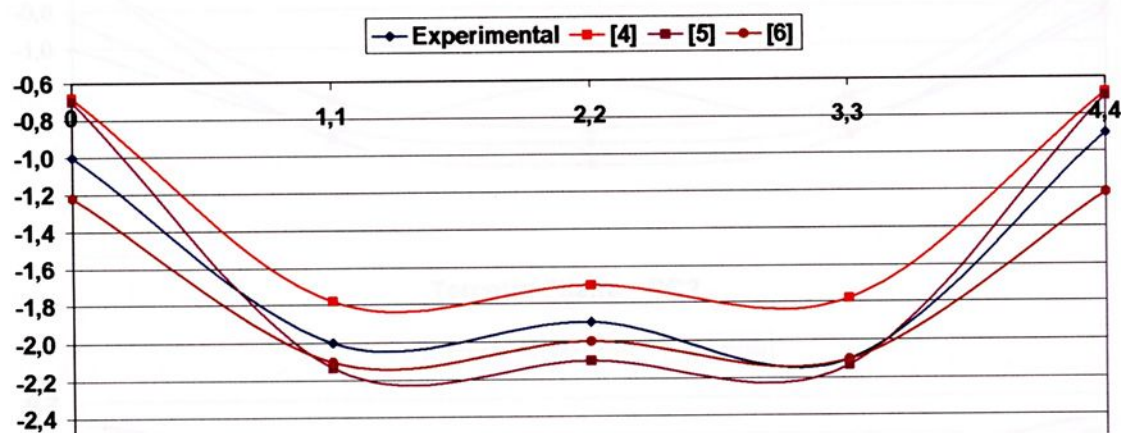
Para comparação de hipóteses entre si, são repetidos os gráficos da quarta e quinta hipótese e o gráfico do ensaio experimental, não representando mais os gráficos das demais hipóteses anteriores por estarem distantes destas duas hipóteses e do experimental.

FIGURA 75 - Gráficos do ensaio e da hipótese 6 - PC1

Primeira Fileira - PC1



Segunda Fileira - PC1



Terceira Fileira - PC1

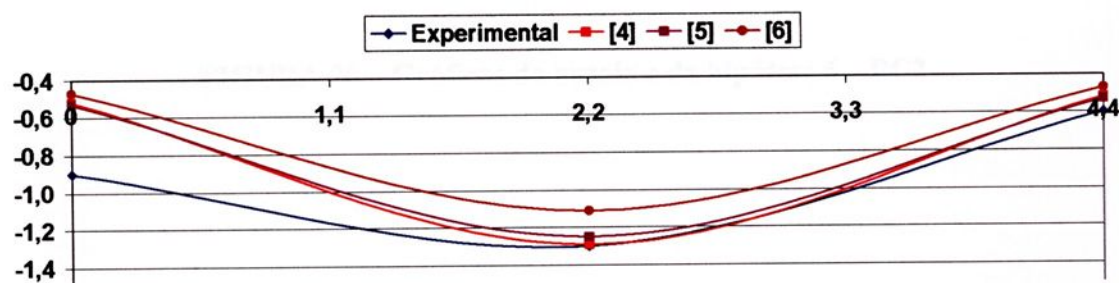
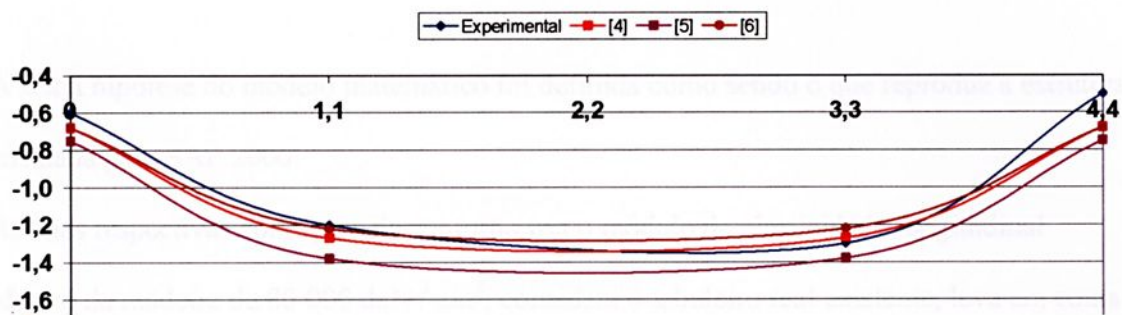
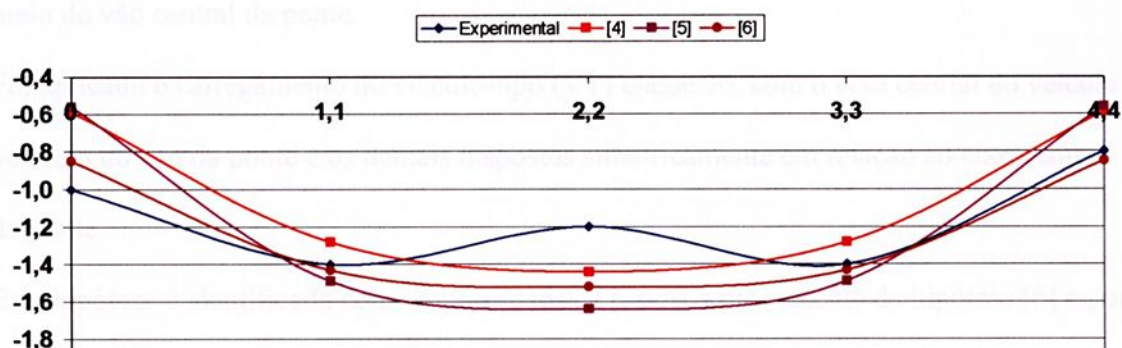


FIGURA 75 – Gráficos do ensaio e da hipótese 6 – PC1

Primeira Fileira - PC2



Segunda Fileira - PC2



Terceira Fileira - PC2

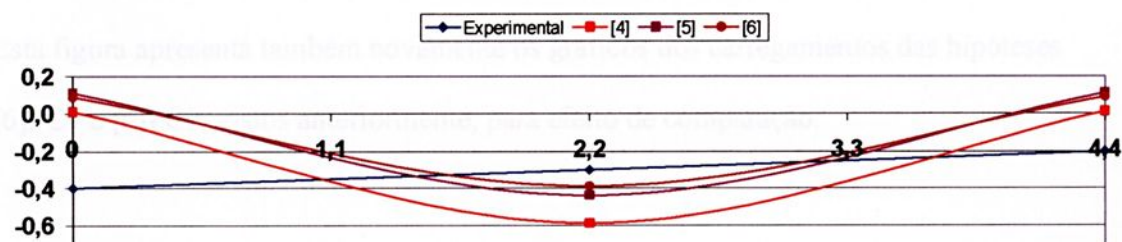


FIGURA 76 – Gráficos do ensaio e da hipótese 6 – PC2

7.8 Carga do veículo-tipo classe 30 no modelo da hipótese [6]

A sexta hipótese do modelo matemático foi definida como sendo o que reproduz a estrutura ensaiada pelo SAP 2000.

As suas respectivas condições de contorno usa o módulo de elasticidade longitudinal efetivo da madeira de $80\,000 \text{ daN} / \text{cm}^2$, considera o tabuleiro real existente, leva em conta as longarinas internas rotuladas e por fim considera as longarinas extremas rotuladas no meio do vão central da ponte.

Foi aplicado o carregamento do veículo-tipo (VT) classe 30, com o eixo central do veículo no meio do vão da ponte e os demais dispostos simetricamente em relação ao eixo central da ponte.

Esta hipótese é identificada como hipótese [6]VT1, pois é proveniente da hipótese [6] e por ser a primeira hipótese do veículo-tipo classe 30 (VT1).

Os resultados deste procedimento estão mostrados na figura 77.

Esta figura apresenta também novamente os gráficos dos carregamentos das hipóteses [6]PC1 e [6]PC2, vistos anteriormente, para efeito de comparação.



FIGURA 77 – Gráfico do veículo-tipo classe 30 no modelo da hipótese [6]

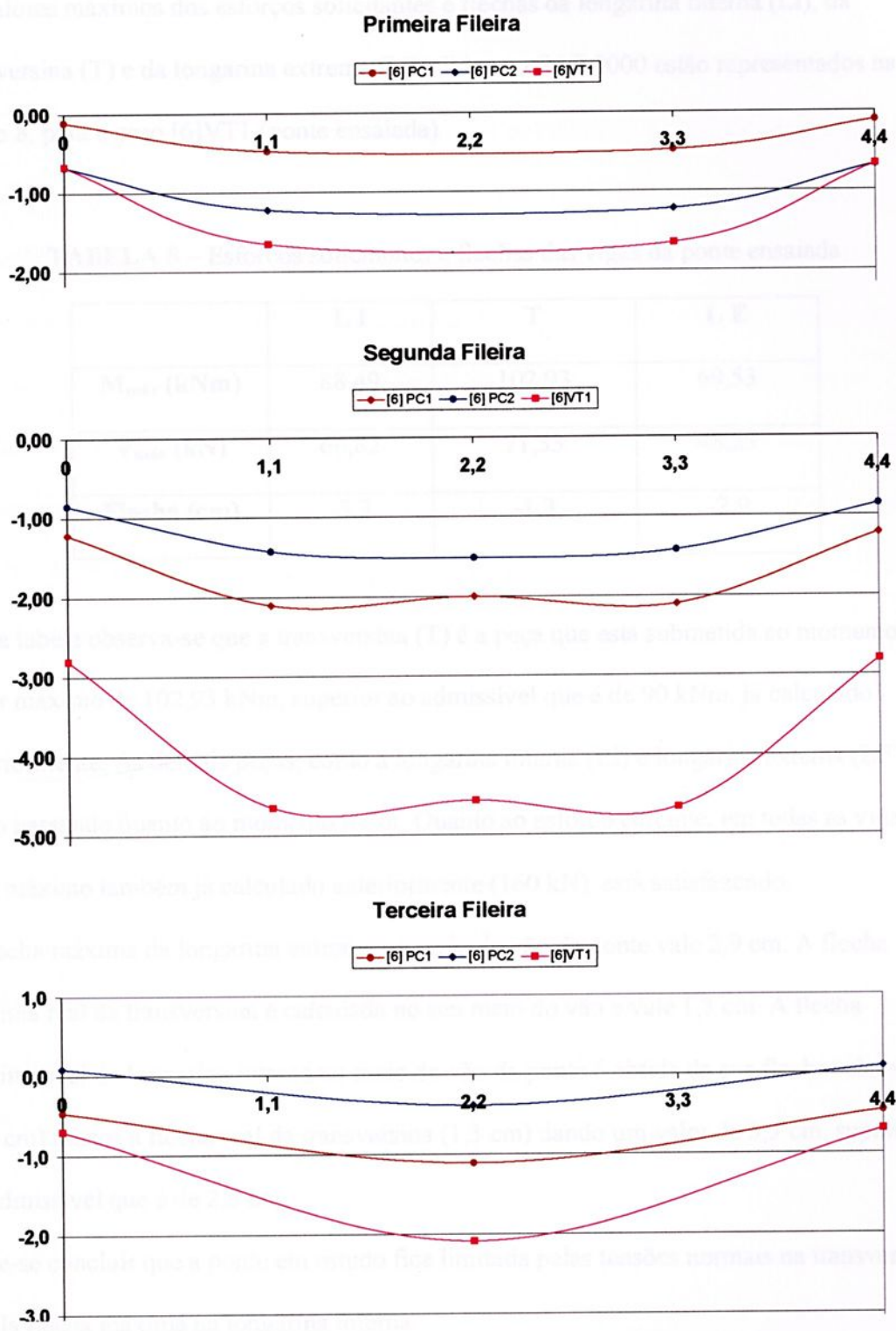


FIGURA 77 – Gráfico do veículo-tipo classe 30 no modelo da hipótese [6]

Os valores máximos dos esforços solicitantes e flechas da longarina interna (LI), da transversina (T) e da longarina extrema (LE), lidos no SAP 2000 estão representados na tabela 8, para o caso [6]VT1 (ponte ensaiada).

TABELA 8 – Esforços solicitantes e flechas das vigas da ponte ensaiada

	L I	T	L E
M_{máx} (kNm)	88,49	102,93	69,53
V_{máx} (kN)	66,82	71,33	48,23
Flecha (cm)	-3,3	-1,3	-2,9

Nesta tabela observa-se que a transversina (T) é a peça que está submetida ao momento fletor máximo de 102,93 kNm, superior ao admissível que é de 90 kNm, já calculado anteriormente. As demais peças, como a longarina interna (LI) e longarina externa (LE) estão passando quanto ao momento fletor. Quanto ao esforço cortante, em todas as vigas, cujo máximo também já calculado anteriormente (160 kN), está satisfazendo.

A flecha máxima da longarina extrema no meio do vão da ponte vale 2,9 cm. A flecha máxima real da transversina é calculada no seu meio do vão e vale 1,3 cm. A flecha máxima real da longarina interna no meio do vão da ponte é obtida da sua flecha relativa (4,6 cm) menos a flecha real da transversina (1,3 cm) dando um valor de 3,3 cm, superior ao admissível que é de 2,5 cm.

Pode-se concluir que a ponte em estudo fica limitada pelas tensões normais na transversina e pela flecha máxima na longarina interna.



7.9 Carga do veículo-tipo classe 30 no modelo proposto

Observou-se que para o carregamento do veículo-tipo classe 30, a estrutura da ponte apresentaria grandes deslocamentos na longarina interna e perderia a sua resistência quanto as tensões normais na transversina. Deste modo resolveu-se melhorar a rigidez do tabuleiro real existente da ponte, substituindo os atuais por seções de vigas de madeira de 16 cm x 36 cm, que é o modelo proposto por este trabalho, de modo a reduzir os deslocamentos verticais das vigas e melhorar a distribuição dos esforços solicitantes para todas as vigas. Chama-se esta hipótese de [6]VT2 que é a hipótese [6] do modelo matemático e a segunda hipótese de carga do veículo-tipo classe 30 (VT2).

A figura 78 representa os gráficos deste caso.

Resumidamente tem-se:

$$E_{\text{mad}} = 80\,000 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

Longarinas internas rotuladas

Longarina extrema rotulada no meio do vão.

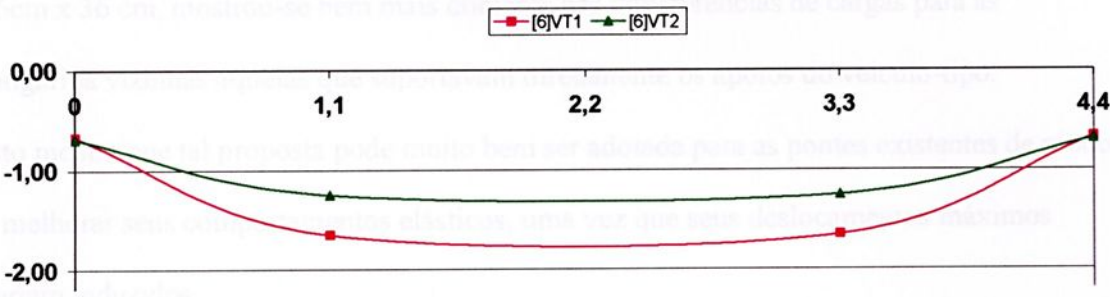
Com tabuleiro de 16 cm x 36 cm

Na figura 78 repete-se o gráfico da hipótese [6]VT1 para comparação entre si destas duas hipóteses.

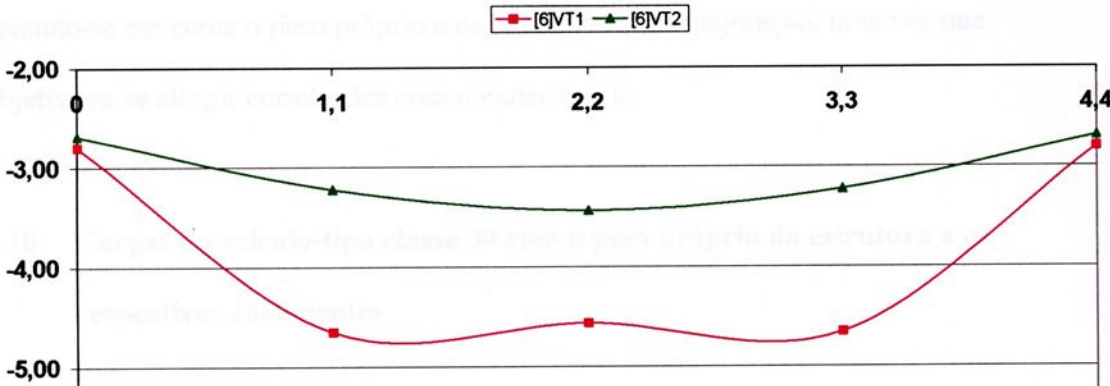
FIGURA 78 – Os efeitos do veículo-tipo classe 30 no modelo proposto



Primeira Fileira



Segunda Fileira



Terceira Fileira

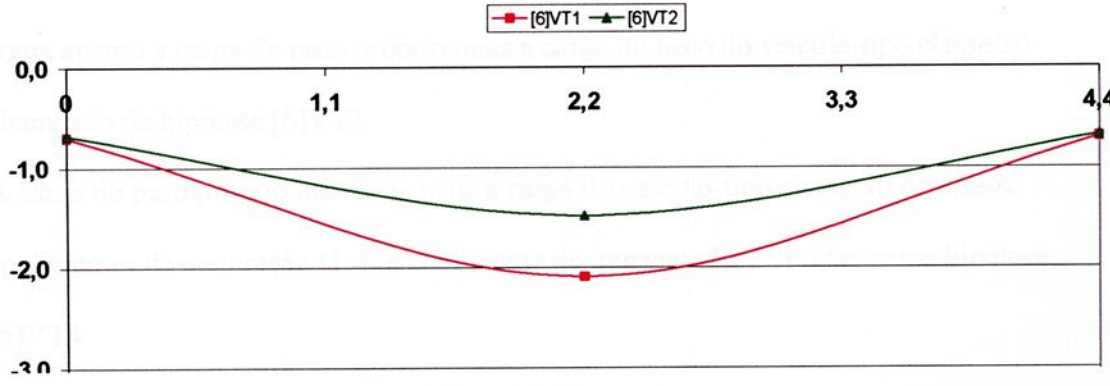


FIGURA 78 – Gráfico do veículo-tipo classe 30 no modelo proposto

Nota-se pelos gráficos da hipótese [6]VT2 da figura 78, que a introdução do tabuleiro de 16cm x 36 cm, mostrou-se bem mais eficiente nas transferências de cargas para as longarina vizinhas àquelas que suportavam diretamente os apoios do veículo-tipo. Isto mostra que tal proposta pode muito bem ser adotada para as pontes existentes de modo a melhorar seus comportamentos elásticos, uma vez que seus deslocamentos máximos seriam reduzidos.

Todas estas hipóteses foram feitas considerando-se somente os carregamentos, não levando-se em conta o peso próprio e os coeficientes de majoração, uma vez que objetivava-se atingir correlações com o experimento.

7.10 Cargas do veículo-tipo classe 30 com o peso próprio da estrutura e os respectivos coeficientes

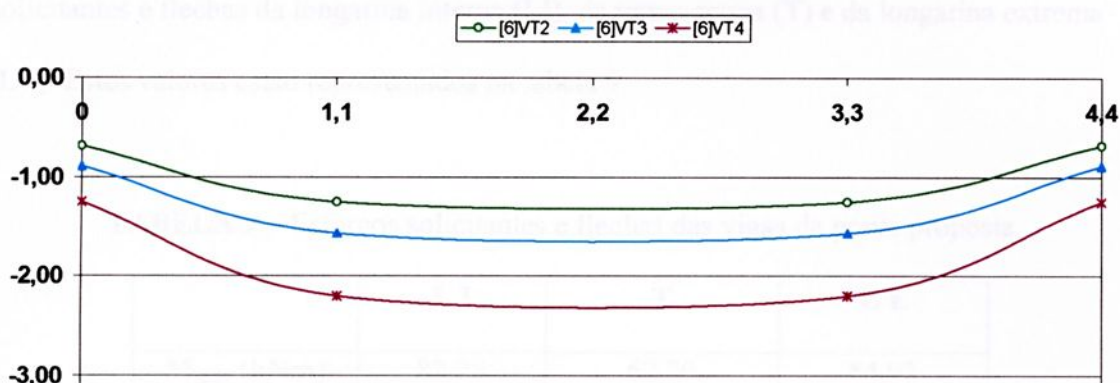
Com o modelo matemático definido, faz-se agora novas considerações, levando-se em conta apenas a carga do peso próprio mais a carga do peso do veículo-tipo classe 30 chamando de hipótese [6]VT3.

A carga do peso próprio das vigas mais a carga do veículo-tipo classe 30 com seus coeficientes de majoração (1,4) e coeficiente de impacto são definidas como hipótese [6]VT4.

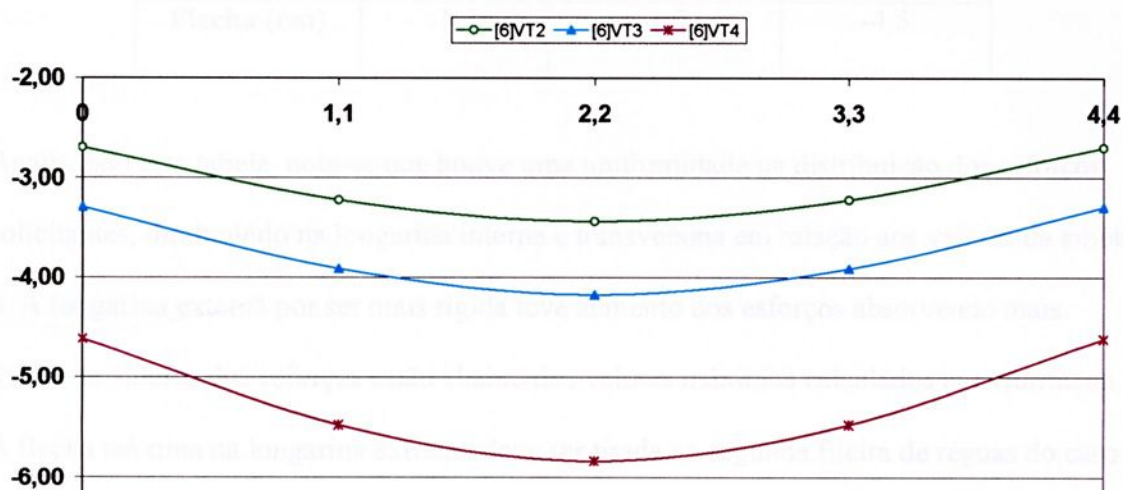
A figura 79 apresenta as curvas [6]VT2, [6]VT3 e [6]VT4.

FIGURA 79 – Gráfico do veículo-tipo classe 30 e peso próprio no modelo proposto

Primeira Fileira



Segunda Fileira



Terceira Fileira

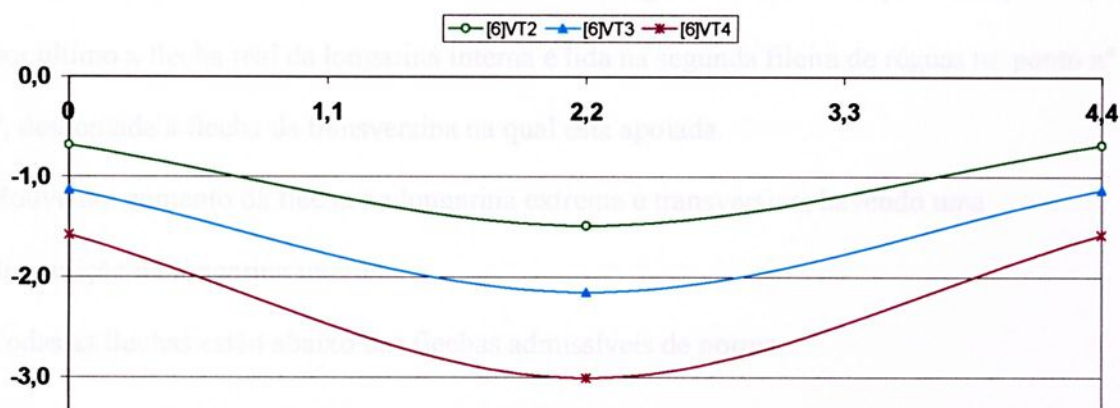


FIGURA 79 – Gráfico do veículo-tipo classe 30 e peso próprio no modelo proposto

Este último caso ([6] VT4) foi o escolhido para obter os valores máximos dos esforços solicitantes e flechas da longarina interna (LI), da transversina (T) e da longarina extrema (LE). Estes valores estão representados na tabela 9.

TABELA 9 – Esforços solicitantes e flechas das vigas da ponte proposta

	L I	T	L E
M_{máx} (kNm)	82,25	62,20	84,92
V_{máx} (kN)	52,93	25,93	86,94
Flecha (cm)	-1,4	-1,5	-4,5

Analisando esta tabela, nota-se que houve uma uniformidade na distribuição dos esforços solicitantes, diminuindo na longarina interna e transversina em relação aos valores da tabela 8. A longarina externa por ser mais rígida teve aumento dos esforços absorvendo mais. Todos os valores dos esforços estão abaixo dos valores máximos calculados anteriormente. A flecha máxima na longarina extrema deve ser tirada na segunda fileira de régua do caso [6] VT4 do ponto da régua nº 5. A flecha real da transversina deve ser lida na terceira fileira de régua no ponto nº 11, descontado a flecha da longarina extrema na qual está apoiada, e por último a flecha real da longarina interna é lida na segunda fileira de régua no ponto nº 7, descontada a flecha da transversina na qual está apoiada. Houve um aumento da flecha na longarina extrema e transversina, havendo uma diminuição na longarina interna. Todas as flechas estão abaixo das flechas admissíveis de norma.

8 CONCLUSÃO FINAL

O sistema construtivo de tabuleiro trabalhando como grelha mostrou ser uma boa substituição ao sistema atual de tabuleiro com rodeiro, pois elimina o rodeiro, que é uma peça que sempre apresenta problemas, tendo que ser trocado constantemente porque sua falta provoca acidentes graves na ponte.

A ponte só suportou as cargas superiores a que foi projetada graças a colaboração das subvigas na distribuição das tensões. Mesmo assim, graves acidentes vêm ocorrendo devido a ruína do tabuleiro quando o veículo sai com o eixo fora do rodeiro.

A elevação da capacidade de carga da ponte só foi possível com a redistribuição da carga do veículo-tipo para todas as vigas colaborantes.

O tabuleiro constituído por feixes de peças de madeira comerciais solidarizadas por parafusos foi uma das alternativas viáveis.

A modulação matemática feita pelo SAP 2000 do comportamento da ponte foi baseada nos ensaios experimentais in loco com veículo classe 12. Após ajuste deste modelo, a simulação com um veículo-tipo classe 30 foi necessária para a obtenção dos esforços internos e deslocamentos onde possibilitou a sua verificação nos estados limites.

Com este novo tabuleiro o veículo terá mais mobilidade transversal podendo agora a carga da roda estar fora da viga longitudinal, limitado pelo guarda-roda que serve também de proteção para a viga treliçada externa.



Pelos cálculos realizados deve-se melhorar ou reforçar as ligações, principalmente da chapa-parafuso, dando melhor rigidez ao conjunto.

SUGESTÕES

Finalizando este trabalho ficaria como sugestão os seguintes itens:

É importante a colocação de placas indicativas da capacidade de carga da porta, evitando

acidentes que possam ocorrer com os usuários, evitando assim a

colisão de pessoas.

Para uma melhor manutenção de segurança, a porta pode ser feita

com uma estrutura de aço, o que tornaria a porta mais resistente e segura.

As sugestões são:

1. Adoção de uma porta com uma estrutura de aço, o que tornaria a porta mais resistente e segura.

2. Colocação de placas indicativas da capacidade de carga da porta, evitando

acidentes que possam ocorrer com os usuários, evitando assim a



9 SUGESTÕES

Finalizando este trabalho ficaria como sugestão os seguintes itens:

É importante a colocação de placas indicativas da capacidade de carga da ponte, evitando assim que veículos super pesados como os chamados bi-trens, venham comprometer a estrutura da ponte.

Para uma melhor compreensão do comportamento estrutural da ponte, pode-se fazer um modelo reduzido em laboratório e estudar a real influencia das sub-vigas, na diminuição dos esforços solicitantes.

Sugere-se na recuperação e construção de novas pontes, o uso de madeira de reflorestamento tratada, pois o Estado tem uma boa reserva florestal, desafogando com isto a demanda por madeiras nativas cada vez mais escassas.



10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1997) NBR 7190. Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro, ABNT. 107 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984) NBR 7188. Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre: procedimento. Rio de Janeiro, ABNT. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984) NBR 8681. Ações e segurança nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986) NBR 8800. Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios (Método dos estados limites): procedimento. Rio de Janeiro, ABNT.

AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS – AASHTO (1991) Guide Specifications for Design of Stress Laminated Wood Decks. Washington D. C.

BENNETT, D. (1999) The creation of bridges. New Jersey, Chartwelle Books p. 21

CALIL, C. J. ; ROCCO LAHR, F. A. ; DIAS, A. A. (2003) Dimensionamento de Elementos Estruturais de Madeira. São Paulo, Editora Manole, 152 p.



CALIL, C. J. et all (2003) Pontes de Madeira – Anotações de aula São Carlos – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 78 p.

CESAR, F. S. ; CALIL, C. J. (1992) As Estruturas Hauff de Madeira. In. ENCONTRO BRASILEIRO DE MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, IV, São Carlos – SP, Vol 1, p. 193 – 206.

CHEUNG, A. B. ; CALIL, C.J. ; MARTINS, M. (2002) Pontes de Madeira do Mato Grosso do Sul. In. ENCONTRO BRASILEIRO DE MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, VIII. EB 112.09

CHEUNG, A. B. (2003) Tabuleiro ortótropo treliçado protendido transversalmente para aplicação em pontes de madeira. São Carlos 167 p Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

COOPER, T. (1989) American Railway Bridges. www.railroadextra.com/brcoo0.Html (26 / 06 / 2003)

DARKOV, A. et all (1983) Structural mechanics Moscow, Editora Mir Publishers, 646 p.

DIAS, A. A (1987) Contribuição para o estudo da distribuição transversal de cargas em pontes de madeira. São Carlos 152 p Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

GIANTURCO, V. (1936) Ponti di legno. Stabilimento Tipográfico N. Jovenê Itália 349p.

HELLMEISTER, J. C. (1978) Pontes de eucalipto citriodora. São Carlos, 85 p. Tese (Livre Docência) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

LOGRADO, P. A. (1980) Pontes de madeira em viga armada. São Carlos 251 p Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.



LOGSDON, N. B. (1982) Contribuição ao Estudo das Pontes de Madeira. São Carlos, 386 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MERCEDES BENZ DO BRASIL S.A (1992) Pontes e Viadutos. São Bernardo do Campo SP – Brasil 143 p.

MATTHIESEN, J. A. (1981) Ligação de peças estruturais de madeira por anéis metálicos. São Carlos, 138 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MATTHIESEN, J. A. (1987) Contribuição ao estudo das pontes de eucalipto citriodora. São Carlos 220 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

OKIMOTO, F. S.; CALIL JR., C. (2002) Pontes protendidas de madeira. São Carlos, p. 25 – 48. Cadernos de Engenharia de Estruturas n. 18 – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

OKIMOTO, F.S. (1997). Pontes Protendidas de Madeira: Parâmetros de Projeto. São Carlos. 175p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

PEDRO, A.O.A. (1990) Estruturas de grande porte de madeira composta. São Paulo. 330 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

PINHEIRO, B. F. C. A. (2001) Estruturas metálicas – Cálculos, Detalhes, Exercícios e Projetos. São Paulo, Editora Edgard Blücher Ltda, 300 p.

RITTER, M.A. (1992). Timber Bridges – Design, Construction, Inspection, and Maintenance. USDA-FS-FPL, Engineering Staff, EM 7700-8. Madison, Wisconsin.



Paulo. 175p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

RITTER, M.A. (1992). Timber Bridges – Design, Construction, Inspection, and Maintenance. USDA-FS-FPL, Engineering Staff, EM 7700-8. Madison, Wisconsin

RITTER, M. A. (1990) Timber bridges: Design, construction, Inspection and Maintenance. Washington, D. C.

SAP 2000 (1996) Analysis Reference volume 1 version 6.0 Berkeley, Computers and Structures, Inc, 414 p.

SECRETARIA DE INDÚSTRIA E COMÉRCIO DO ESTADO DE MATO GROSSO DO SUL. (1985) O Maciço Florestal de Mato Grosso do Sul. Uma opção de investimento. Campo Grande. 15 p. Edição especial.

SZÜCS, C. A. (1979) Ponte de madeira com vigas principais em treliça continua. São Carlos, Dissertação (Mestrado) – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

TIMOSHENKO, S. P. (1983) History of Strength of Materials. New York, Ed. Dover Publications, Inc, 452 p.

VASCONCELOS, A. A. (1993) Pontes brasileiras: Viadutos e Passarelas notáveis. São Paulo, Edª Pini, P.47 – 67.

WITTFOHT, H. (1975) Puentes Ejemplos Internacionales. Barcelona, Editora Gustavo Gili, S.A., 160 p.

WHITNEY, C. S. (1983) Bridges: Their art, science e evolution. New York, Greenwich house, 360 p.





UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
"JÚLIO DE MESQUITA FILHO"
Câmpus de Ilha Solteira
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Av. Brasil Centro, 56
15385-000 Ilha Solteira - SP
www.dec.feis.unesp.br

