

キングポストトラス木車道橋の力学特性の経年変化

Time-dependent changes of the mechanical properties of king-post truss highway bridge

中澤隆雄* 飯村豊** 今井富士夫* 三浦功***

NAKAZAWA Takao, IIMURA Yutaka, IMAI Fujio and MIURA Isao

- * 工博 宮崎大学工学部土木環境工学科 (〒889-2192 宮崎市学園木花台1-1)
** 農博 宮崎県木材利用技術センター (〒885-0037 都城市花操町2-1-2)
*** 宮崎大学大学院博士後期課程 (〒889-2192 宮崎市学園木花台1-1)

ABSTRACT The timber road bridge named Karikobouzu Bridge (140m long and 7.0m wide) in Japan was built in Miyazaki Prefecture in the spring of 2003, using glued-laminated timber (glulam) manufactured from fast-growing Sugi tree. This bridge has four spans. The structural type in these three spans (25+50+50m) is king-post truss and the side span (15m) is girder. The span length 50m of the king-post truss is the longest in Japan. Field test was done to make clear the dynamic mechanical properties and to get the data for maintenance of this bridge. In these experimental and theoretical analyses, the terms such as vibration mode, natural frequency, dynamic amplification factor and damping coefficient were evaluated. There was good agreement between the experimental and analytical results, and it can be seen that there was no time-dependent changes of the mechanical properties of this bridge.

Keywords 集成材, キングポストトラス, 固有振動数, 減衰定数, 動的増幅率
glued laminated timber, king-post truss, natural frequency, damping coefficient,
dynamic amplification factor

1. まえがき

現在、橋梁をはじめとする大半の土木構造物は鋼とコンクリートで作られている。長大化、高耐久化および高耐荷性を目指したことによるものである。一方、環境との共生が求められている昨今では、社会資本整備を行う場合においても環境への配慮が厳しく求められている。その中で環境への負荷が少ない、自然の素材である木材を用いた「木橋」があらためて注目を集め始めている。すなわち、素材を製造する上でエネルギーを必要とせず環境との共生が可能であること、デザイン上自由度が高いこと、軽量で強度に富むこと等、木材が有する多くの優れた特徴が活かされていることである。加えて、構造用集成材の製造技術の飛躍的な発展がその背景にある。くるいや割れがあまりなく、均質、均一で品質管理が容易な長大な部材を大量に製造する技術に裏打ちされて、歩道橋のみならず車道橋にも用いられてきている。

宮崎県産杉材は、曲げ弾性係数や強度が米マツに比べて20~30%低いいため、構造材料としてはさほど有効利用されていない現状にある。しかし近年では、杉集成の製造技術の進展に伴って、強度のばらつきも少なくなり、大断面部材の製造も可能となってきたことから構造材として次第に用いられるようになってきており¹⁾、2003年4月に完成した「かりこぼうず大橋」にも集成材が適用されている。近年、木橋への集成材の適用例が増えてきており、これに伴ってこれらの

木橋の力学特性の解明に関する調査研究が進められている²⁾。

著者らはこれまでに、完成直後および完成後 1 年を経過した時点での力学性状を報告しているが^{3), 4)}、ほぼ 2 年を経過した時点で再度度載荷試験を行ったので、ここに完成直後に実施した実験の結果と比較して、力学性状の変化の有無を検討することとした。

2. かりこぼうず大橋の概要

写真-1 に示すかりこぼうず大橋の概要は図-1 および図-2 に示すとおりであり、支間 14.3m の単純桁橋、支間 48.2m のキングポスト橋 2 連および支間 23.2m のキングポスト橋の 4 径間からなる橋長 140m の我が国最大の木造道路橋である。各木部材の断面諸元を表-1 に、また、下弦材の断面を図-3 に示す。下弦材は下フランジがないチャンネル断面であり、トラス組み立て時の死荷重を負担するために 4 本の PC 鋼棒 (φ23) が断面内部の中空部に配置されている。本 PC 鋼棒は活荷重作用時には木下弦材とともに抵抗する、活荷重合成の考え方を採用している。キングポストには PC 鋼棒 (φ32) が用いられている。

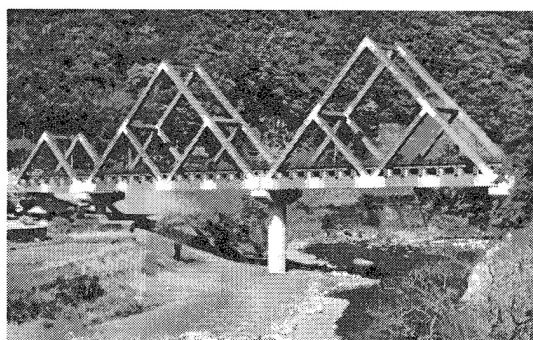


写真-1 かりこぼうず大橋

橋長 14959 (支間長 14295) 橋長 50000 (支間長 48200) 橋長 50000 (支間長 48200) 橋長 25000 (支間長 23200)

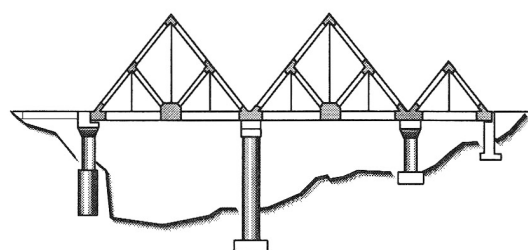


図-1 かりこぼうず大橋の一般図

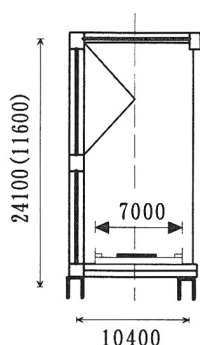


図-2 断面図

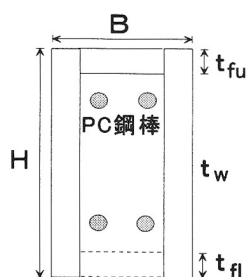


図-3 部材断面

表-1 木部材の断面諸元 (mm)

	H	B	t _w	t _{f u}	t _{f l}
下弦材	1830	1000	210	210	*
上弦材	1050	1000	180	300	300
斜材	800	1000	180	300	300
上横支材	900	1000	180	150	150
下横支材	600	780	180	*	*

3. 動的試験の概要および結果

走行車両および人間のジャンプによる衝撃載荷で本橋の動的力学特性を検討した。写真-2 および写真-3 に実験状況を示す。また、写真-4 は用いたサーボ型加速度計を示す。動的載荷試験結果は以下に示すとおりである。まず、図-4 には、完成当初における車両走行による大支間トラス (図-1 に示す大支間トラスの右側部、支間長 48.2m) の、幅員上流側の支間長 1/4 点および幅員上流側の支間長 1/2 点での加速度波形を示す。また、これらの振動波形を FFT 解析した結果を図-5 に示す。

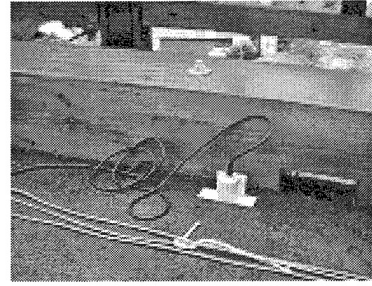
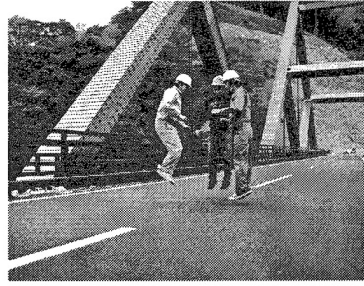
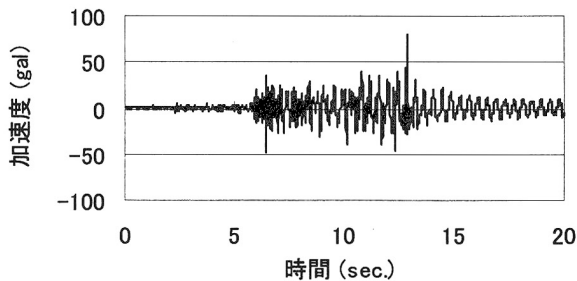


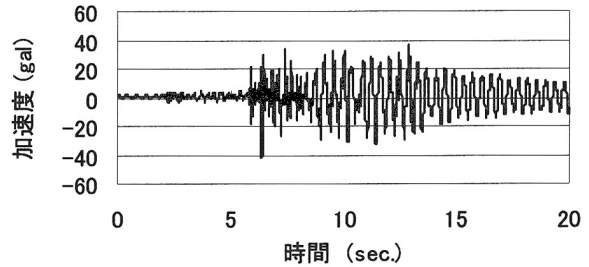
写真-2 車両走行実験

写真-3 衝撃載荷試験

写真-4 加速度計の設置状況

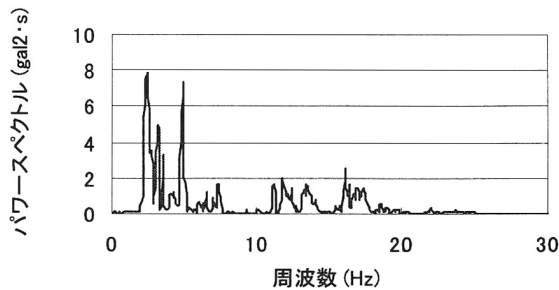


(a) 幅員上流側, 支間長 1/4 点

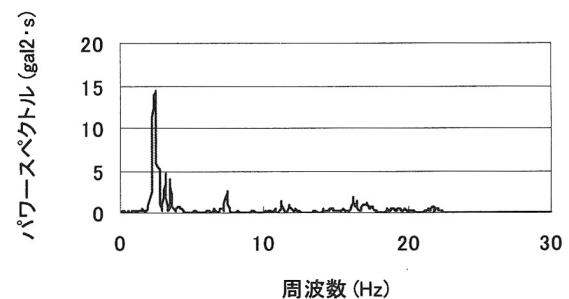


(b) 幅員上流側, 支間長 1/2 点

図-4 車両走行時の大支間トラスの加速度波形 (完成当初)



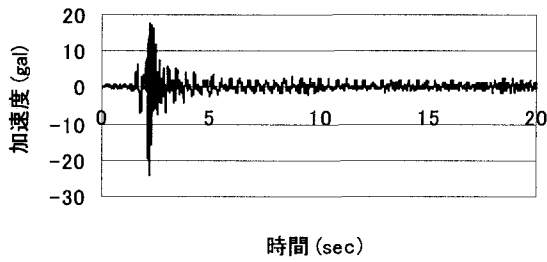
(a) 幅員上流側, 支間長 1/4 点



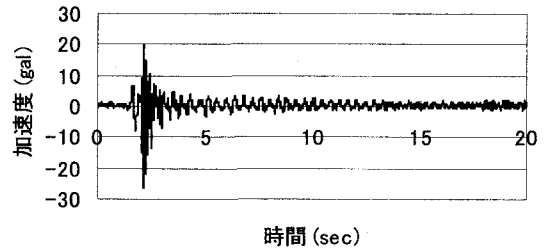
(b) 幅員上流側, 支間長 1/2 点

図-5 車両走行時の大支間トラスのパワースペクトル (完成当初)

また、3人の人間のジャンプによる衝撃載荷によって得られた大支間トラスの、幅員上流側の支間長 1/4 点および幅員上流側の支間長 1/2 点での加速度波形を図-6に示す。これらの加速度波形をFFT解析した結果は図-7に示すとおりである。今回もまったく同様にして、得られた振動波形のFFT解析を行った。表-2は、大支間トラスにおいて、支間長の1/4点で衝撃載荷した場合の、幅員上下流部の各測点で求められた固有振動数とパワースペクトルの値を示したものである。同じく表-3は、大支間トラスにおいて、幅員上流側の車線を時速20km/hの速度で車が走行したときに得られた、固有振動数とパワースペクトルの値を示したものである。なお表-2および表-3には、曲げ振動およびねじり振動に対応する固有振動数とパワースペクトル値のみ示している。これらの表中に示された大支間トラスの固有振動数に加えて、トラス頂部での測定結果から得られた頂部水平変形(橋軸直角)と橋軸方向変形に対応する固有振動数を、小支間トラスの結果を併記し、解析結果と比較した上で表-4に示す。

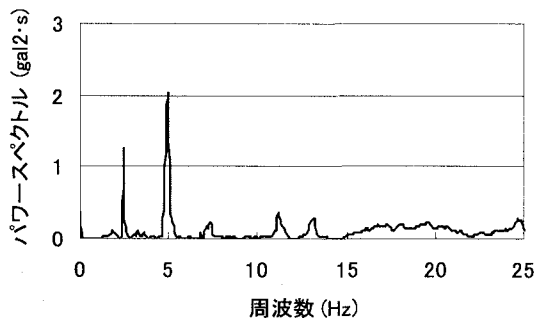


(a) 幅員上流側，支間長 1/4 点

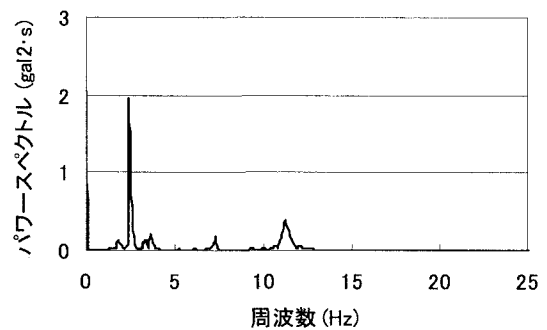


(b) 幅員上流側，支間長 1/2 点

図-6 衝撃载荷（人間ジャンプ）時の大支間トラスの加速度波形（完成当初）



(a) 幅員上流側，支間長 1/4 点



(b) 幅員上流側，支間長 1/2 点

図-7 衝撃载荷（人間ジャンプ）時の大支間トラスのパワースペクトル（完成当初）

表-2 固有振動数とパワースペクトル
（大支間トラス，衝撃载荷，上流側，L/4 点）

		固有振動数 (Hz)					
測点		2.44	3.32	4.88	6.15	7.32	11.4
上流側	L/8	4.02	1.31	0.58	0.35	1.2	0.47
	2L/8	7.92	1.87	0.84	0.37	0.73	
	3L/8	10.01	2.1	0.73		0.51	0.42
	4L/8	10.25	2.17			0.84	
	5L/8	10.01	1.79	0.52	0.52		
	7L/8	4.22	0.74	0.53	0.53	1.38	0.35
	下流側	L/8	4.16	1.35	0.42	0.42	1.44
2L/8		8.14	1.94	0.63		1.05	
3L/8		10.13	2.3	0.5			
4L/8		10.36	2.51			0.96	
5L/8		10.25	2.1	0.7	0.41		
6L/8		7.88	1.66	0.79	0.44	0.72	
7L/8		4.18	0.86	0.51	0.28	1.18	

表-3 固有振動数とパワースペクトル
（大支間トラス，上流側車両走行，L/4 点）

		固有振動数 (Hz)			
測点		2.44	3.32	4.88	7.32
上流側	L/8	1.10	3.60	2.90	2.84
	2L/8	2.52	4.92	4.36	
	3L/8	3.10		3.51	
	4L/8	3.41			1.90
	5L/8	3.37	4.20	3.52	
	7L/8	1.37	3.16	3.06	3.98
	下流側	L/8	1.20	4.74	3.17
2L/8		2.69	8.49	4.87	2.37
3L/8		3.13	10.35	3.79	
4L/8		3.46	10.50		2.18
5L/8		3.45	9.14	3.60	1.51
6L/8		2.60	7.32	4.62	2.09
7L/8		1.41	3.90	3.15	3.67

表-4 実験および解析から得られた固有振動数の比較

なお、解析の結果では大支間トラス全体の最低次の振動モードとして、頂部面外水平振動が生じ、その次に橋軸方向の水平振動モードが生じている。曲げ振動やねじり振動モードに対応する固有振動数は、完成直後

振動モード	大支間トラス		小支間トラス	
	解析	実験	解析	実験
頂部水平変形	0.95	0.98	2.17	2.34
橋軸方向変形	1.20	1.17	1.54	1.36
曲げ変形（1次）	2.50	2.44	5.70	5.08
曲げ変形（2次）	4.98	4.88	10.40	*
ねじり変形（1次）	2.83	3.32	5.71	6.93
ねじり変形（2次）	4.98	6.15	10.40	*

の値と一致する結果が得られている。

表-5および表-6には、人間ジャンプによる衝撃载荷試験から得られた振動波形を基にして求めた大支間トラスおよび小支間トラスの減衰定数の一覧をそれぞれ示している。

完成当初の計測結果は、大支間トラスでは 0.0024~0.0090, 小支間トラスでは 0.0060~0.0150 の範囲となっていたが、今回の測定では大支間トラスでは 0.0055~0.0112, 小支間トラスでは 0.0109~0.0182 の範囲となっており、値がやや大き目にはなっているが大差はないものと判断できる。

表-5 減衰定数 (大支間トラス)

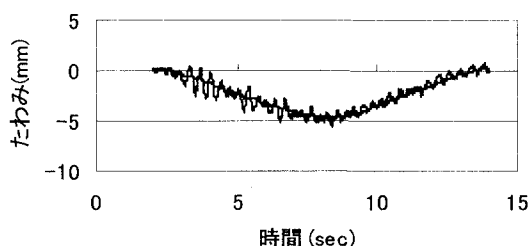
衝撃加振点	測点	下流側 L/4	下流側 L/2	幅員中央 L/4	幅員中央 L/2
		減衰定数			
上流側	L / 8	0.0090	0.0097	0.0093	0.0088
	2 L / 8	0.0097	0.0078	0.0081	0.0081
	3 L / 8	0.0086	0.0076	0.0081	0.0078
	4 L / 8	0.0071	0.0069	0.0081	0.0078
	5 L / 8	0.0090	0.0068	0.0082	0.0079
	7 L / 8	0.0112	0.0087	0.0102	0.0102
下流側	L / 8	0.0109	0.0055	0.0101	0.0095
	2 L / 8	0.0092	0.0068	0.0092	0.0075
	3 L / 8	0.0078	0.0068	0.0086	0.0074
	4 L / 8	0.0066	0.0069	0.0091	0.0076
	5 L / 8	0.0082	0.0068	0.0087	0.0074
	6 L / 8	0.0076	0.0070	0.0075	0.0076
	7 L / 8	0.0074	0.0076	0.0090	0.0084

表-6 減衰定数 (小支間トラス)

衝撃加振点	測点	下流側 L/4	下流側 L/2	幅員中央 L/4	幅員中央 L/2
		減衰定数			
上流側	L / 4	0.0136	0.0159	0.0141	0.0137
	2 L / 4	0.0137	0.0182	0.0118	0.0117
	3 L / 4	0.0175	0.0182	0.0119	0.0116
下流側	L / 4	0.0122	0.0167	0.0109	0.0114
	2 L / 4	0.0125	0.0154	0.0114	0.0130
	3 L / 4	0.0150	0.0163	0.0116	0.0119

本橋の設計においては、衝撃係数は 0.25 の一定値が用いられている。そこで、本橋に用いられた衝撃係数の妥当性を検討するため、動的たわみを測定することとした。完成時には大支間トラス支間長の 1/2 点にバネ式のカンティレバー変位計を設置し、車両走行時の動的たわみを求めた。得られた動的たわみ波形を図-8に示す。求められた波形の振幅中央値を静的たわみと見なして、最大動的たわみと最大静的たわみの比から動的増幅率を求め、衝撃係数を評価することとした。これに対して今回はサーボ型速度計を用いて動的たわみを求めている。今回の測定で得られた動的増幅率の値を表-7にまとめて示している。完成当初の測定値は、大支間トラスの場

測点:幅員上流側, 支間長1/2点



測点:幅員下流側, 支間長1/2点

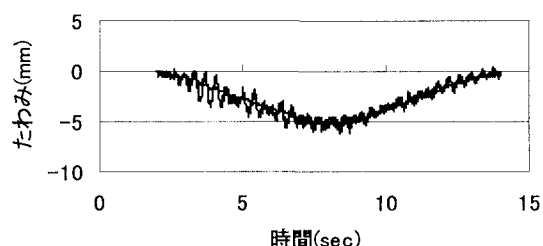


図-8 動的たわみ波形 (大支間トラス, 幅員中央走行, 10km/h)

合には 1.08~1.24 の範囲にあったのに対し、今回では 1.07~1.50 の範囲となっており、幾分動的増幅率が增大している結果となった。また、小支間トラスについては完成当初の測定値は得られていなかったが、今回の測定結果は 1.07~1.20 の範囲の動的増幅率となっている。

表一七 動的増幅率

走行位置	車速 (km/h)	大支間トラス		小支間トラス	
		測点		測点	
		上流側 L/2	下流側 L/2	上流側 L/2	下流側 L/2
		動的増幅率		動的増幅率	
上流側	10	1.31	1.45	1.15	1.18
	20	1.26	1.33	1.07	1.09
	30	1.25	1.38	1.13	1.18
幅員中央	10	1.27	1.20	1.14	1.18
	20	1.07	1.19	1.13	1.10
	30	1.21	1.24	1.19	1.17
下流側	10	1.33	1.20	1.20	1.17
	20	1.33	1.21	1.20	1.15
	30	1.50	1.24	1.15	1.14

4. あとがき

本論文は、かりこぼうず大橋の動的力学特性を、完成直後および2年経過した時点で実施した実験の結果ならびに解析結果を比較して検討したものであり、得られた結論を要約すると、以下ようになる。

- (1) 固有振動数についても、実験から得られた値は解析結果と比較的良好な一致が認められるとともに、2年経過した時点でも完成当初に得られた固有振動数とほとんど一致しており、経年変化は特に見られなかった。
- (3) 今回得られた大支間トラスの減衰定数はおよそ 0.0055~0.0112、小支間トラスでは 0.0109~0.0182 の範囲となっており、完成当初の大支間トラスの 0.0024~0.0090、小支間トラスの 0.0060~0.0150 程度の値に比べて幾分大きな値が得られたが、経年による影響はないものと考えられる。
- (4) 今回得られた大支間トラスの動的増幅率は 1.07~1.50 の範囲となっており、完成当初よりも幾分増大している結果が得られた。また、小支間トラスについては完成当初の測定値は得られていなかったが、今回の測定結果は 1.07~1.20 の範囲の比較的小さな動的増幅率となっている。動的増幅率に関しても、実験値のばらつきや解析に用いる波形のとり方の影響が大きく、経年による変化はないものと思われる。また、大支間トラスでは 1.50 程度の動的増幅率の値も見受けられるが、大半は 1.30 程度以下であり、本橋の設計に用いられた衝撃係数は妥当であると判断できる。

以上の結果から、完成後2年が経過したばかりであり、経年による力学特性への影響は現在のところ特に認められなかった。なお、本橋の経年変化については今後も継続して調査を行う予定である。

参考文献

- 1) 渡辺浩志, 久保田努, 齋藤潔, 柴田直明: 日影入線木橋(長野県林道木橋標準設計)の施工, 第2回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集, pp.41~45, 2003
- 2) H.HONDA, S.USUKI, T.SAKAKI, Y.MISHIMA: Structural Performance of Deck Arch Timber Highway Bridge, IABSE Conference, LAHTI2001, pp.187-192, 2001
- 3) 今井富士夫, 飯村豊, 入江達雄, 中澤隆雄: かりこぼうず大橋の材料および力学性状, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.865~872, 2004
- 4) 中澤隆雄, 今井富士夫, 飯村豊, 瀬崎満弘: かりこぼうず大橋の静的・動的力学特性, 第3回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集, pp.47~52, 2004