

I-B443

πラーメン木道路橋（みどりばし）の実験と振動特性

フジエンジニアリング 正会員 島居 隆 金沢工業大学 正会員 本田秀行
秋田大学 フェロー 薄木 征三 長野県林務部 中村 勤

1. まえがき 「みどりばし」は、長野県木曾郡の広域基幹林道台ヶ峰線2号橋の車道橋として、平成9年に完成した。その一般図と設計条件を図-1と表-1に示す。本橋に対して、設計係数の検証、剛性評価、初期値データの収集等を目的に、平成9年5月に静・動的実験を実施した。その実験データを分析すると共に3次元静的・固有値解析も実施して実験値と比較・検討を行った。本稿では、特に振動特性を中心に報告する。

2. 実験法 図-2に各測定点を示す。図中の▲は静たわみ、●はサーボ型速度計による速度と加速度の測定点でVは鉛直、Hは水平方向である。また■は振動たわみの測定点である。実験項目を示したのが表-2である。試験車は約20tfのダンプ車2台を用いた。静的実験では試験車1台と2台並列载荷を、走行試験では1台、2台連行、2台並行走行状態で車両速度を徐行、30、50、80km/h（1台走行）に変えて実施した。なお、橋脚振動測定試験は、本橋がπラーメンであることから、橋脚の振動性状を把握するためである。

3. 実験結果 (1) 静たわみ 図-3に一例として、測定点S₉を中心に試験車2台並列载荷時の実験値と解析値を示す。πラーメン構造の特性が見られ、解析値は実験値とよく対応している。

本橋の設計たわみ値は16.83mmである。試験車2台並列载荷での実験値最大たわみは、側径間で5mm、隅角部で5mm、中央径間で6mmであった。設計活荷重と2台並列载荷は荷重強度が異なるために両者の厳密な比較は困難であるが、本橋は設計より2～3倍程実際の曲げ剛性が大きいものと判断される。

(2) 車両の走行安定性 表-2 実験項目

つの目安値の245cm/s²より橋桁の加速度の最大値はかなり小さい結果を得た。日常の一般的な大型車両と通常の走行速度による加速度は、約100

- | |
|---------------|
| ○静的実験 |
| (1) 試験車両両車荷試験 |
| ○動的実験 |
| (1) 常時微動測定試験 |
| (2) 砂袋落下衝撃試験 |
| (3) 試験車両走行試験 |
| (4) π橋脚振動測定試験 |

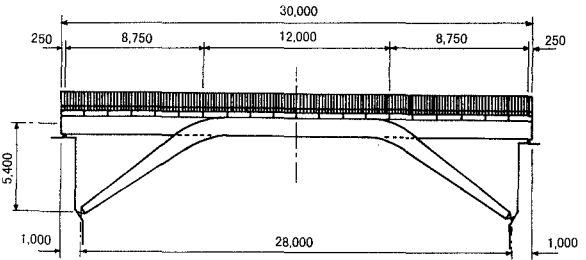


図-1 みどりばしの一般図

表-1 みどりばしの設計条件概要

橋 格	林道橋 1 級林道（道路構造第 3 種 4 級相当）
	1 等木造車道（林道）橋
形 式	π ラーメン橋、プレストレスト木床版
橋 長	30.0 m（8.75+12.0+8.75 m）
幅 員	9.25 m（車道部 7.0 m，歩道部 1.5 m）
設計荷重	L 25(A)活荷重
衝撃計数	0.25
地震荷重	水平震度 $k_h=0.24$
主要部材	構造用集成材（約 230 m ³ ）を使用

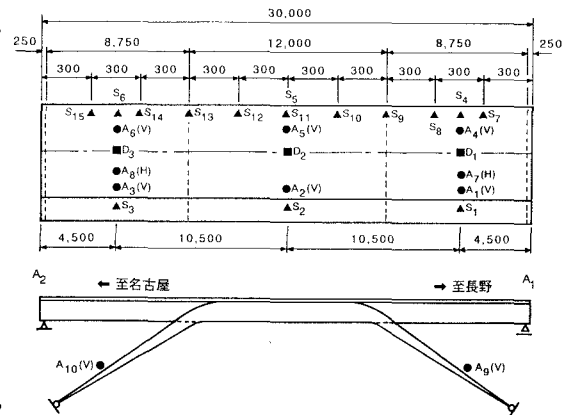


図-2 測定点の箇所と位置

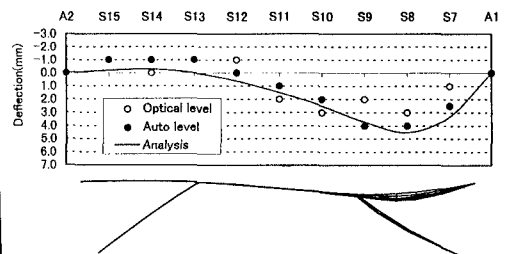


図-3 静たわみ例（試験車2台並列S₉载荷）

近代木橋、πラーメン、集成材、実験、振動特性

〒921-8501 石川県石川郡野々市町扇ヶ丘 7-1 金沢工業大学 Tel. 076-294-6712 Fax. 076-294-6713

cm/s²前後の値と推測されることから、本橋に対する車両の走行安定性には問題がないものと判断される。

（３）橋脚振動 日常の一般的な大型車両と通常の走行速度によって生じる π 橋脚の加速度は、約150cm/s²以下であるものと推測されることから、問題になる大きさではない。しかし、 π 橋脚の鉛直曲げ振動が橋桁より若干大きいこと、ラーメン隅角部の長期間に渡る動的影響などは、今後の継続的な検討事項であろう。

（４）使用性 速度の最大値から本橋の使用性を検討したのが図－４である。通常的大型車両と走行速度による橋梁振動を受ける歩行者の振動感覚は「振動を明確に感じる」程度であり、問題がないようである。

（５）動的増幅率（衝撃係数） 通常的大型車両と走行速度の内で最もクリテカルと思われる２台連行時で0.18の動的増幅率を得た。短支間橋梁における動的影響を評価する際の衝撃係数を一つの応答係数と考えた場合、クリテカルな走行状態で得た動的増幅率0.18は、設計衝撃係数の0.25より小さい値を示すことから、安全側の値が本橋の設計で用いられている。しかし、近代木橋は10～30m程の短支間橋梁が多いことから、確定的な0.25の検証は必要であり、近代木橋の合理的な設計衝撃係数を検討する必要がある。

（６）固有振動数と振動モード 表－３に、本橋の実験値と解析値の固有振動数を９次振動まで示す。これらの内、水平曲げ１次、鉛直曲げ２次、ねじれ１次の固有振動数が実橋で特に卓越している。図－５に実験での振動モード、および図－６に解析での振動モードを５次振動まで示す。水平曲げ１、２次は相違が見られるが、他の振動モードは両者とも比較的良好に一致している。

（７）減衰定数 本橋の減衰定数を表－４に示す。衝撃試験での生波形の平均値で得た0.45などは鋼橋やコンクリート系橋梁と比較して減衰定数がかかなり大きい値を示しており、近代木橋の減衰性能が高いとの指摘が本実験値からも確認された。また、ハーフパワー法で算定した減衰定数は、振動次数の増加によって逓減するような傾向も認められる。

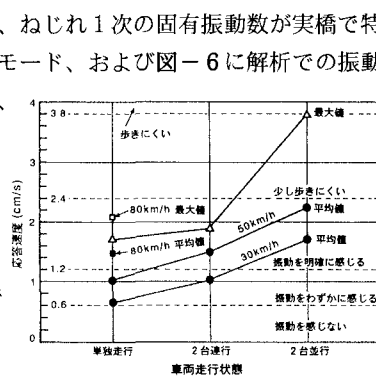
最後に、本実験に協力を頂いた当時の卒研生である塩田正太氏、長谷田直之氏、三宅正幸氏に感謝の意を表します。

表－３ 固有振動数と振動モード

振動次数	振動モード	固有振動数(Hz)	
		実験値	解析値
1	水平曲げ1次	5.96	2.77
2	水平曲げ2次	—	4.86
3	鉛直曲げ1次	7.23	6.87
4	鉛直曲げ2次	8.69	9.12
5	ねじれ1次	9.08	9.18
6	水平曲げ3次	9.13	9.92
7	ねじれ2次	10.69	11.20
8	鉛直曲げ3次	11.67	11.31
9	ねじれ3次	12.84	—

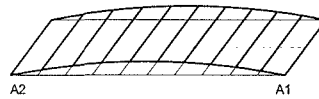
表－４ 減衰定数

振動数 (Hz)	減衰定数 h		対数減衰率 δ	
	ハーフパワー法	生波形	ハーフパワー法	生波形
5.96	0.062	0.045	0.390	0.283
6.74	0.060		0.378	
7.23	0.040		0.252	
8.69	0.031		0.195	
9.08	0.025		0.157	
9.13	0.021		0.132	
10.69	0.027		0.170	
11.67	0.021		0.132	
12.84	0.008		0.050	

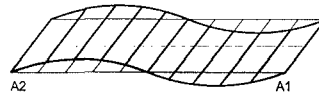


図－４ 振動感覚の忍限度と使用性

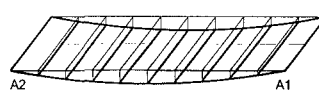
1次固有振動数：5.96(Hz)



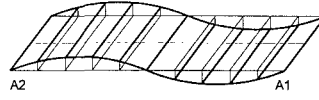
2次固有振動数：6.74(Hz)



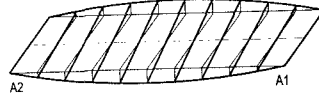
3次固有振動数：7.23(Hz)



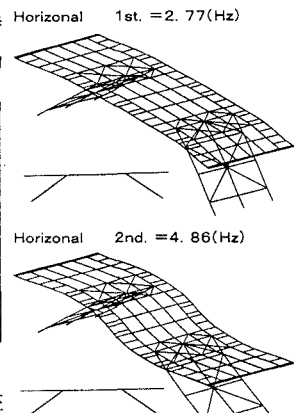
4次固有振動数：8.69(Hz)



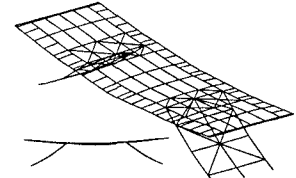
5次固有振動数：9.08(Hz)



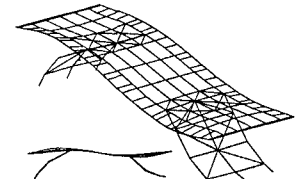
図－５ 実験での振動モード



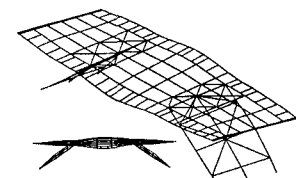
Vertical 1st. = 6.87(Hz)



Vertical 2nd. = 9.12(Hz)



Torsional 1st. = 9.18(Hz)



図－６ 解析での振動モード