

大阪大学工学部 正員 川谷 充郎 大阪大学工学部 学生員 下村 和也
 大阪市建設局 野 寄 一 郎 片山ストラテック㈱ 正員 山口 史夫
 日立造船㈱ 正員 矢幡 武人

1. まえがき 大阪市建設局では都市計画事業による橋梁の架け換えに際し、景観とシンボル性を考慮して単弦ローゼ桁を採用することになった。また、歩行者容量を確保するために広幅員となり、支間長 64.7 m に対して全幅員 35.8 m を有し、さらに、一方の橋台側で約 60° の斜角を有する特殊な形状の橋梁である。本橋の一般図を Fig.1 に示す。広幅員単弦ローゼ桁であり、かつ、桁下空間の制約から主桁の高さが 1.3 m に制限されるため、ねじれ振動に起因する交通振動の歩行者感覚に与える影響が懸念された。そこで、事前に固有振動解析が行われ、1 次振動がねじれモードで 1.01Hz、2 次振動が桁曲げモードで 1.97Hz となり、1 次振動数のかなり小さいことが判明した。本研究では、自動車の偏心走行による本橋の動的応答を解析し、歩行者の振動使用性を検討する。

2. 動的応答解析手法 本橋を Fig.2 に示すような有限要素にモデル化する。すべて一節点 6 自由度を有する三次元はり要素であり、鋼床版も換算剛度を有する斜め部材要素に置換する。質量は節点集中質量にモデル化する。走行車両による橋梁の動的応答解析は未だ汎用化されておらず、ここでの解析プログラムは独自に開発したものである。固有振動解析の結果を応答解析に考慮する 20 次まで、汎用構造解析プログラム ISAP による結果と共に Table 1 に掲げる。両者はほぼ良い一致を示している。

走行自動車を Fig.3 に示すように 8 自由度系の三次元車両にモデル化する¹⁾。ここで用いた車両諸元を Table 2 に掲げる。モード法による橋梁と走行車両の連成振動の微分方程式を Newmark's- β 法により逐次積分して時系列応答を求める。

3. 解析条件 前項に記した以外の解析条件を示す。橋梁の減衰定数は文献 2) よりアーチ橋の場合を採り、

1 次振動モードと 2 次振動モードに対して 0.013 とする。減衰マトリックスを剛性マトリックスと質量マトリックスの線形和で表現しているため、高次モードに対しては減衰をそれより大きく設定していることになる。

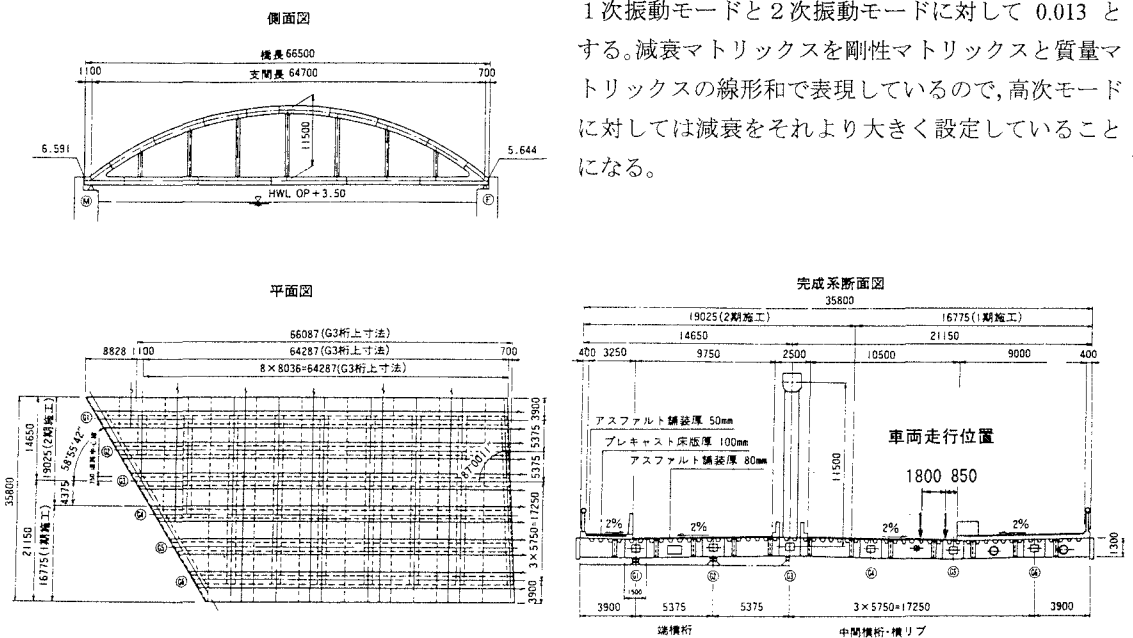


Fig.1 General view of bridge

橋梁交通振動に及ぼす路面凹凸の影響は大きく、どのように路面凹凸を仮定するかは重要である。ここでは、路面凹凸パワースペクトル密度 $S_{z_0}(\Omega)$ を路面周波数 Ω の指数関数 $S_{z_0}(\Omega) = \alpha/(\Omega^n + \beta^n)$ で近似する³⁾。Fig.4 にそのスペクトルを各パラメータと共に示す。

4. 解析結果 車線端 (Fig.1 に走行位置を示す) を速度 10m/s で走行した場合の、支間中央における主桁 G1,G3,G6 の速度応答を Fig.5 に示す。Fig.1 の断面図から分かるように、G3 はアーチリブ位置、G1 は車両走行と反対側の車道側歩道端、G6 は車両走行側のほぼ歩道中央になる。Fig.5 から分かるように、ねじれ振動の影響で G6 桁の速度応答が他の桁に比べて最も大きくなっている。その場合でも、速度応答の最大値は

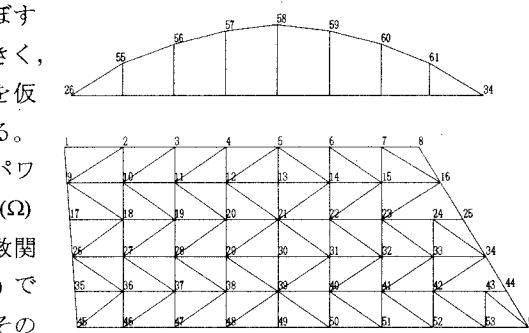


Fig. 2 Analytical model of bridge

Table 1 Natural frequency of bridge

Mode	This study (Hz)	ISAP(Hz)
1	1.02	1.01
2	1.97	1.97
3	2.25	2.28
4	2.91	2.83
5	2.97	2.93
6	4.69	4.72
7	5.22	5.19
8	5.54	5.40
9	5.88	5.61
10	6.41	6.41
11	6.46	6.44
12	7.62	7.69
13	8.64	8.67
14	10.25	9.22
15	10.29	10.29
16	10.59	10.64
17	10.98	11.03
18	12.49	12.47
19	12.65	12.66
20	13.00	13.01

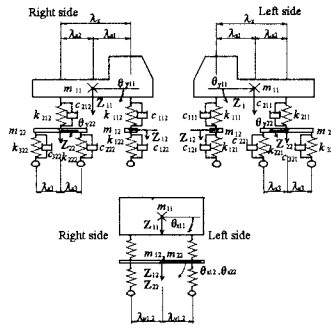


Fig. 3 8-degree-of-freedom vehicle model

Table 2 Properties of model vehicle

	Front		Rear	
	upper	lower	upper	lower
Weight (kN)	42.9	4.9	128.3	14.7
Natural frequency (Hz)	3.0		3.0	
Spring constant (kN/m)	1578	3146	4724	4724
Damping coefficient (kNs/m)	4.61	9.11	13.72	13.72

約 0.6cm/s, RMS 値は約 0.3cm/s であり、橋梁の振動使用性について梶川らによって示された振動限度⁴⁾ (Table3 参照) と比較して、歩行者が少し振動を感じる限度以下である。また、車両速度を 15m/s としても、最大値が約 1.0cm/s, RMS 値が約 0.4cm/s と、歩行者がはっきりと振動を感じる限度以下であり、振動使用性が問題となることは無いと考えられる。

Table 3 Category and lower limit at walking.

Content of Category	Lower limit (cm/sec)	
	Peak Value	RMS Value
Lightly perceptible	0.6	0.42
Definitely perceptible	1.2	0.85
Lightly hard to walk	2.4	1.7
Extremely hard to walk	3.8	2.7

参考文献

- 1) 山田靖則・川谷充郎・巖下裕一・岩熊秀治：三次元車両モデルによる橋梁の動的応答解析とその応用，橋梁交通振動コロキウム論文集，PART B 投稿論文編，pp.241-248，1995.11.
- 2) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析，p.117，技報堂出版，1993.10.
- 3) 本田秀行・城戸隆良・梶川康男・小堀為雄：道路橋の路面凹凸パワースペクトル密度に関する調査，土木学会論文報告集，No.315，pp.149-155，1981.11.
- 4) 小堀為雄・梶川康男：橋梁振動の人間工学的評価法，土木学会論文報告集，No.230，pp.23～31，1974.10.

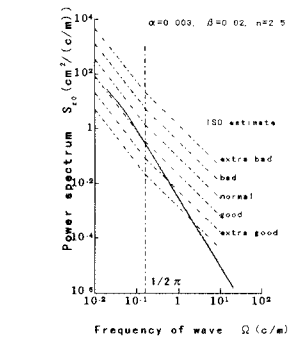


Fig. 4 Power spectrum of roadway roughness

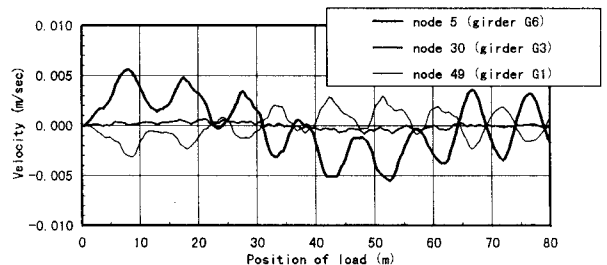


Fig. 5 Velocity response of bridge (Vehicle:19.47tf, 10m/sec)