

波形鋼板ウェブ橋の振動特性 その2

— 振動解析 —

角谷 務*1・青木 圭一*2・山野辺 慎一*3・吉川 卓*4・立神 久雄*5

1. はじめに

本研究は、波形鋼板ウェブを用いた PC 橋を対象とし、長大化に伴う耐震・耐風設計における動的特性の評価に資することを目的としている。波形鋼板は、せん断変形に敏感であり、設計・施工において、たわみの管理、付加曲げの影響に留意する必要がある。この影響は波形鋼板のせん断分担率により左右される。本研究では、このせん断変形に着目して検討を行った。

本稿その2では、その1で述べた3つの振動実験結果(①供試体、②勝手川橋、③小河内川橋)を基に、各種の解析方法による結果と比較し、上記の波形鋼板の特徴を考慮した解析方法の妥当性の検証を報告する。また、波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋の固有振動数および減衰定数の検討結果も報告する。

2. 供試体の振動実験のシミュレーション解析と考察

本章では、その1で報告した支間 12 m の I 形断面をもつ供試体のシミュレーション結果を示す。

2.1 解析方法

波形鋼板ウェブ PC 橋の主桁のモデル化の方法は、表 - 1 に示すようなものがある。供試体については、梁モデルと 3 次元 FEM モデルによるシミュレーションを行った。

梁モデルによる解析では、要素を供試体断面の図心位置

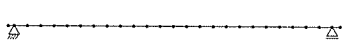
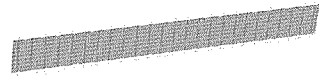
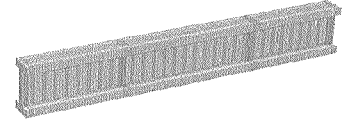
に配置し、各要素の軸剛性とねじり剛性は PC 床版のみを、曲げ剛性は PC 床版と鋼フランジを考慮した。面内モデルでは、せん断変形を考慮しない通常の梁モデルに加え、コンクリート床版と波形ウェブのせん断力分担を考慮したうえで、波形ウェブのせん断変形を考慮した梁モデルについても検討した。なお、面外モデルでは、構造部材を 1 断面図心に配置した梁要素とし、ねじり表示ならびに応答値算出のためにダミー要素を配置した。

3次元 FEM モデルでは、上下コンクリート床版を 3次元ソリッド要素で、波形鋼板ウェブをその折れ板形状どおりにシェル要素でモデル化し、鋼フランジと補剛リブもシェル要素でモデル化した。

2.2 振動特性の比較

実験結果と比較した主要モードの固有振動数を表 - 2 に示す。図 - 2 の面内加振の共振曲線では、減衰定数をひずみエネルギー比例減衰で 0.02 とした場合の梁モデルによる解析結果を示した。面内モードの振動数を見ると、せん断変形を考慮しない梁モデルの共振点は実験結果より高めとなっており、対称 2 次モードにおいては、実験結果と大きく異なっている。同図には、せん断変形を考慮した場合として、ウェブがせん断力を 100% 負担するとした解析結果も合わせて示している。せん断変形を考慮した梁モデルの方がせん断変形を考慮しない場合にくらべ、実験結果によく一致しているが、若干、低周波数側すなわち柔らかめの剛性評価になっている。せん断分担率を 75% とすると、対

表 - 1 波形鋼板ウェブ PC 橋の主桁のモデル化の例

	せん断変形を考慮した梁モデル	シェルモデル	3次元 FEM モデル
上下床版のモデル化	断面の図心位置に配置した梁要素でモデル化する。	上下床版をそれぞれ独立した梁要素でモデル化する。	3次元の立体要素でモデル化する。必要に応じ、鉄筋等をトラス要素でモデル化する。
ウェブのモデル化	せん断分担率を仮定し、せん断変形を考慮する。	直交異方性シェル要素でモデル化する。	シェル要素により波形をモデル化する。
特徴適用範囲	主桁断面が一体となって変形する場合には、十分な精度で表現できる。	ウェブの面内剛性、曲げ剛性を表現でき、上下床版がべつべつに変形する橋軸直角方向のモードなどを表現できる。	ウェブのせん断座屈の検討、初期不整を考慮する必要がある場合の検討や、補強リブや接合部の応力状態の検討など、詳細な検討が可能。
モデル化の例			

*1 Tsutomu KADOTANI：日本道路公団 関西支社 建設第二部長

*2 Keiichi AOKI：日本道路公団 静岡建設局 構造技術課 課長代理

*3 Shinichi YAMANOBE：鹿島建設株式会社 技術研究所 土木技術研究部 構造・海洋グループ 主管研究員

*4 Taku YOSHIKAWA：オリエンタル建設株式会社 第二技術部

*5 Hisao TATEGAMI：ドービー建設工業(株)技術センター 主任研究員

称1次、対称2次ともに、実験結果とほぼ一致した。固有振動数の評価に対しては、せん断分担率の評価が重要であるといえる。

図-3の面外モードの振動数を見ると、低次では実験結果と解析結果がよく一致しているが、高次モードで多少の差がある。これについて、以下で検討した。

2.3 梁モデルと3次元FEMモデルの比較

梁モデルの面内モードは、せん断変形を考慮しない場合とせん断変形を考慮した場合、モード形状はほとんど同一形状であり、これらは実験結果ともよく一致していた。せん断変形の考慮の差によるモード形状への影響は認められず、前述のように、せん断分担率による振動数の評価のみが重要であるといえる。

面外モードは、低次モードであるたわみ対称1次とねじり対称1次の両モデルはよく一致している。しかしながら、面外たわみ2次モードは、実験で見られたように上下床版がべつべつに振動しウェブに面外変形が生じるモードであり、このような高次のモードは、断面保持を仮定している梁モデルでは表現できず、3次元FEMモデルのようにPC床版と波形鋼板ウェブをそれぞれべつべつにモデル化する必要があると考えられた。

こうした複雑な面外の高次モードが生じた原因としては、本供試体がI形の開断面であり、ウェブの面外剛性が小さいこと、上下床版を結ぶ補剛材の剛性が小さいこと、境界条件としての横倒れ防止装置の剛性が小さかったことなどが考えられるが、こうした要因は、通常の波形鋼板ウェブを用いた箱形断面の実橋では問題とならないものである。したがって、実橋の設計では、面外方向の、低次モードにおいても、梁モデルが十分な精度で適用できるものといえる。

2.4 ウェブのせん断分担率に関する考察

面内モードにおけるせん断分担率の影響を調べるため、3次元FEMモデルによる解析により、自重や面内の各振動モードでの変形状態におけるせん断分担率を求めた。供試体の支間中央など7つの断面位置におけるせん断分担率を、図-4に示す。せん断分担率は、変形状態により異なるが、およそ70~85%程度の範囲にあることがわかる。

なお、振動モードごとの歪エネルギー分担率を求めると、対称1次モードではコンクリート床版と波形ウェブがほぼ50%ずつであるのに対し、対称2次モードでは波形鋼板ウェブが約70%を分担していた。これは、高次モードでは変形モードの腹が増えてせん断スパンが短くなるために、せん断変形の影響が高次ほど大きくなるためと考えられる。

表-2 固有振動数の比較

加振方向	実験結果		梁モデルによる解析結果	
	モード形状	固有振動数	固有振動数	有効質量比
鉛直方向 (面内方向)	曲げ対称1次	18.1 Hz	16.8 Hz (27.7 Hz)	0.779
	曲げ対称2次	71.5 Hz	61.4 Hz (215.0 Hz)	0.086
水平方向 (面外方向)	面外たわみ対称1次	8.8 Hz	8.4 Hz	0.779
	ねじり対称1次	15.0 Hz	14.3 Hz	0.000

() 内の数値は、せん断変形を無視した場合

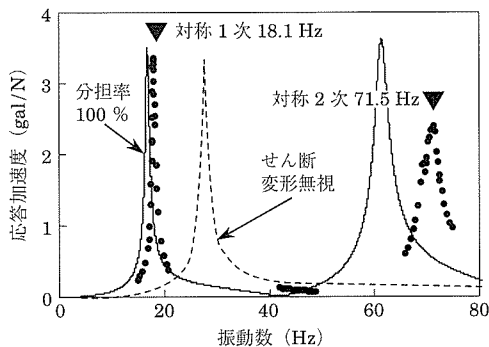


図-2 共振曲線 (鉛直方向加振)

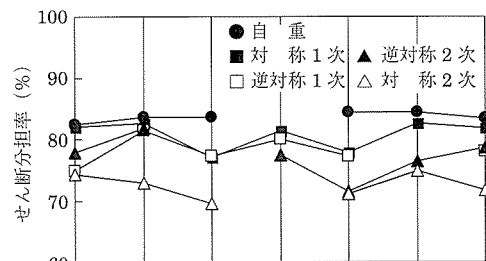


図-4 各変形状態におけるせん断分担率

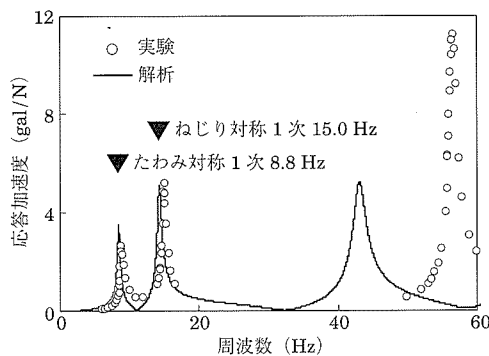


図-3 共振曲線 (水平方向加振)

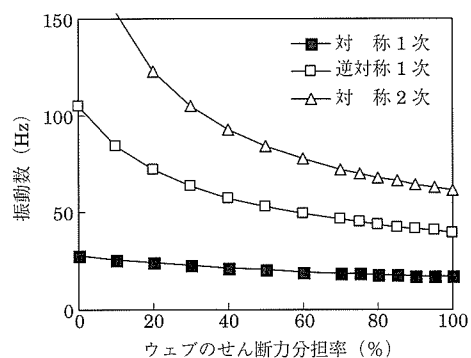


図-5 分担率の変化による固有振動数の変化

せん断分担率の変化による固有振動数の変化を見るために、せん断分担率を変化させた場合の梁モデルによる振動数の変化を見たものが、図-5である。せん断分担率の影響は比較的大きいものの、変形形状による違いの範囲70~85%では、振動数に与える影響が小さいことがわかる。

このように、せん断力の分担を考慮することにより、梁モデルの剛性評価が変化することから、鋼板ウェブの変形の影響を無視することはできず、梁モデルではせん断変形を考慮する必要があるといえる。

耐震・耐風検討における動的解析では、一般には、重要となる低次の振動モードを表現できればよく、むやみに細かい要素分割とする必要はない。波形鋼板ウェブPC桁では、ウェブの剛性がPC箱桁に比べ小さいが、以上の検討から、ウェブのせん断変形を考慮すれば、梁モデルにより実用上十分な精度で動的特性を表現できるといえる。

2.5 減衰定数に関する検討

実験では、共振曲線（ハーフパワー法）と自由振動実験から、各モードに対する減衰定数が求まった。歪エネルギー比例減衰を仮定することにより、得られたモード減衰定数と各構成要素の歪エネルギー分担率から、各構成要素の等価減衰定数を逆算することが可能である^{1), 2)}。そこで、面内振動モードについて、PC床版と波形鋼板ウェブからなる梁部材としての減衰定数の同定を試みた。

ただし、減衰定数には振幅依存性などがあること、さらに、構造物の減衰特性は、材料自身の減衰（内部減衰また

は履歴減衰）、構造系内でのエネルギー消費（構造減衰）、および構造系外へのエネルギー消散（逸散減衰）からなり非常に複雑であることから、実験データから減衰定数を逆算するには注意が必要である³⁾。本実験のように、梁供試体から得られた減衰には、純粋な内部減衰だけでなく、支承からのエネルギー逸散が含まれていることに注意する必要がある。本実験においても、支承位置で有意な振動変位が生じており支承位置での応答が無視できないと考えられた。

そこで、解析モデルの支点位置にばねを配置し、ばね定数は静的に鉛直荷重を作用させた時の支承反力-沈下関係の初期勾配に相当する値（ 1.3×10^9 N/m）とした。

ウェブのせん断力の分担率は、先の検討から75%とした。モード減衰定数は、面内対称1次、面内対称2次について、それぞれ0.017と0.022とし、供試体（梁部材）と支承ばねの等価減衰定数を求めると、それぞれ、0.011と0.125であった。よって、波形鋼板ウェブPC桁の等価減衰定数は、供試体としての値ではあるが、0.01程度であるといえる。

3. 勝手川橋の振動解析

3.1 解析モデル

波形鋼板ウェブPC構造の剛性の評価方法を検討するために、3次元骨組モデルおよびFEMモデルを用いた解析を行い、実験値との比較を行った。

骨組解析モデルを図-6に示す。骨組解析における主桁

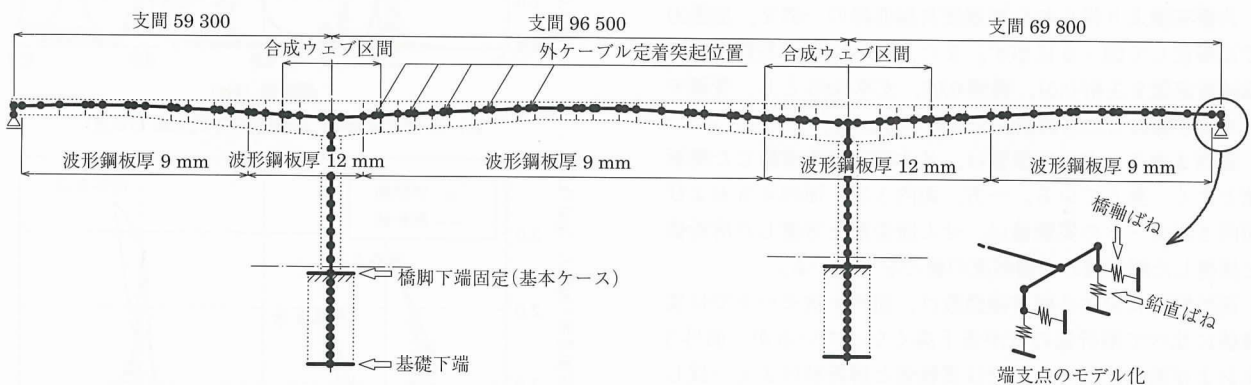


図-6 3次元骨組モデル

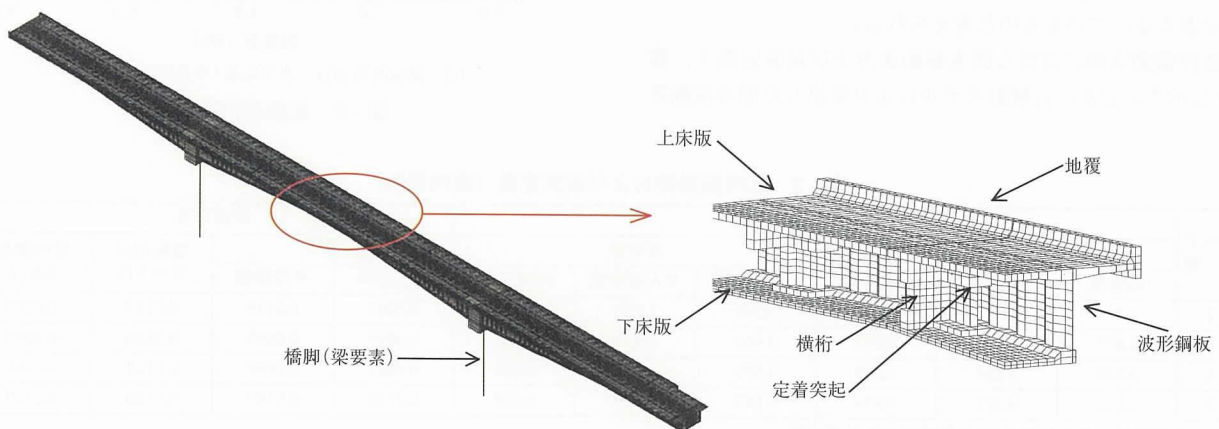


図-7 FEMモデル

の曲げ剛性は、波形鋼板ウェブを無視し、上下床版コンクリートのみを考慮した(図-10参照)。また、波形鋼板ウェブPC構造は、コンクリートウェブPC構造と比較してせん断変形の影響が大きいとされていることから、波形鋼板の形状を考慮したせん断剛性評価式⁴⁾(後述、式(1))を用いて、せん断変形を考慮する場合($\beta_i = 1.0$)と無視した場合の2ケースについて解析を行った。また、面外方向の解析では、主桁のせん断変形は無視し、コンクリート床版による曲げ剛性のみを考慮した。ねじり剛性は、主桁の扁平度を考慮したねじり剛性評価式⁴⁾(後述、式(5),(6))により算出した。なお、柱頭部付近の合成ウェブ区間のねじり剛性は、コンクリートと波形鋼板の剛性を考慮して算出した(後述、式(7))。端支点部は、図に示すように橋軸方向および鉛直方向に設計値の剛性を有する支承ばねを設置した。橋脚下端の拘束条件は、橋脚下端を固定としたモデルを基本として解析を行なった。なお、面外振動実験において、橋脚下端の振動が確認されたことから、基礎の変形を考慮したケースとして基礎下端位置を固定したケースについても解析を行なった。なお、基礎の変形を考慮した解析結果については、その1-振動実験-を参照されたい。

FEMモデルは、図-7に示すように橋脚を梁要素、波形鋼板ウェブをシェル要素、上下床版および横桁等をソリッド要素によりモデル化し、骨組モデルでは評価することができない外ケーブルの定着突起や横桁、地覆等の剛性が面外振動モードに与える影響について検討を行った。

3.2 実験値との比較

共振実験より得られた加速度共振曲線の一例を、加振力で正規化して図-8に示す。また、図中には、各部材の等価減衰定数を主桁0.01、橋脚0.02、支承0.05とし、骨組モデルより算出した共振曲線を付記する。

面内2次モードの実験値は、せん断変形を考慮した解析値とよく一致している。一方、面内3次、面内4次および面内5次モードの実験値は、せん断変形を考慮した解析値と無視した解析値の中間程度の値となっている。

面外振動における固有振動数は、面外1次モードでは実験値に比べて解析値の方が若干高くなっているが、面外3次および面外5次モードでは実験値と解析値はよく一致している。また、面外5次モードは、解析値が実験値を大きく上回っており、ねじりモードは曲げモードより減衰定数が大きくなっているものと考えられる。

面内振動実験における固有振動数および減衰定数を、表-3に示す。また、各解析モデルにより算出した固有振動数

を、表中に付記する。面内振動における固有振動数の実験値は、骨組モデルにおいてせん断変形を考慮した場合と無視した場合の解析値の中間程度となっており、また、いずれの振動モードでもFEMモデルの解析値と最も近い結果となっている。減衰定数の実験値と骨組モデルより算出した各部材のひずみエネルギーより、主桁の等価減衰定

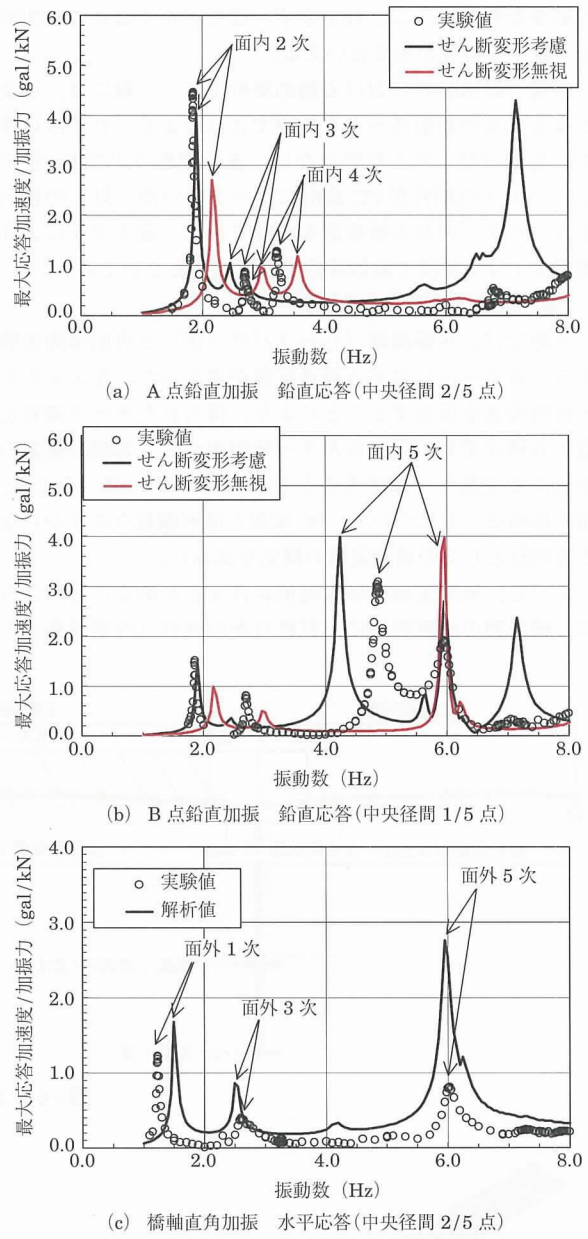


図-8 加速度共振曲線

表-3 固有振動数および減衰定数(面内振動)

モード 次数	固有振動数						減衰定数			
	実験値			解析値			起振機		衝撃加振 モード円	常時微動 RD法
	起振機	衝撃加振	常時微動	せん断無視	せん断考慮	FEM ※※	大振幅※	平均振幅		
2	1.840	1.831	1.897	2.165	1.898	1.953	0.0095	0.0118	0.0117	0.0077
3	2.695	2.686	2.673	2.969	2.441	2.665	0.0095	0.0092	0.0123	0.0075
4	3.220	3.284	3.269	3.555	2.743	3.094	0.0097	0.0094	0.0122	0.0096
5	4.846	4.871	4.939	5.887	4.240	4.818	0.0158	0.0146	0.0126	0.0149

※ : 大振幅は、最大振幅の95%振幅までの減衰定数
 ※※ : FEM解析は、横桁剛性考慮、地覆剛性考慮としたケース

表 - 4 固有振動数および減衰定数 (面外振動)

次数	形状	固有振動数 (実験値 Hz)			固有振動数 (解析値 Hz)			減衰定数				
		起振機	衝撃加振	常時微動	骨組	FEM ※※			起振機		衝撃加振 モード円	常時微動 RD法
						Case A	Case B	Case C	大振幅	平均振幅		
1	水平	1.233	1.245	1.257	1.511	1.483	1.478	1.534	0.0170	0.0180	0.0215	0.0222
2	水平	—※	1.733	1.760	2.036	1.987	1.983	2.112	—	—	0.0164	0.0188
3	水平	2.612	2.698	2.686	2.521	2.444	2.450	2.927	0.0277	0.0279	0.0123	0.0170
4	水平	3.255	3.625	3.276	4.159	3.931	3.957	4.789	—	—	—	—
5	連成	5.984	5.920	5.906	5.968	5.365	5.721	5.977	0.0151	0.0167	0.0140	0.0118
6	連成	—	6.140	—	6.219	5.554	6.007	6.607	—	—	—	—
7	ねじり	7.268	6.860	7.300	7.169	5.891	6.790	6.823	—	0.0191	—	0.0202
8	ねじり	7.889	7.837	8.013	7.522	6.169	6.996	7.161	—	0.0170	—	—

※ : 加振位置がモードの節

※※ : Case A は横桁剛性無視, 地覆剛性無視 / Case B は横桁剛性考慮, 地覆剛性無視 / Case C は横桁剛性考慮, 地覆剛性考慮

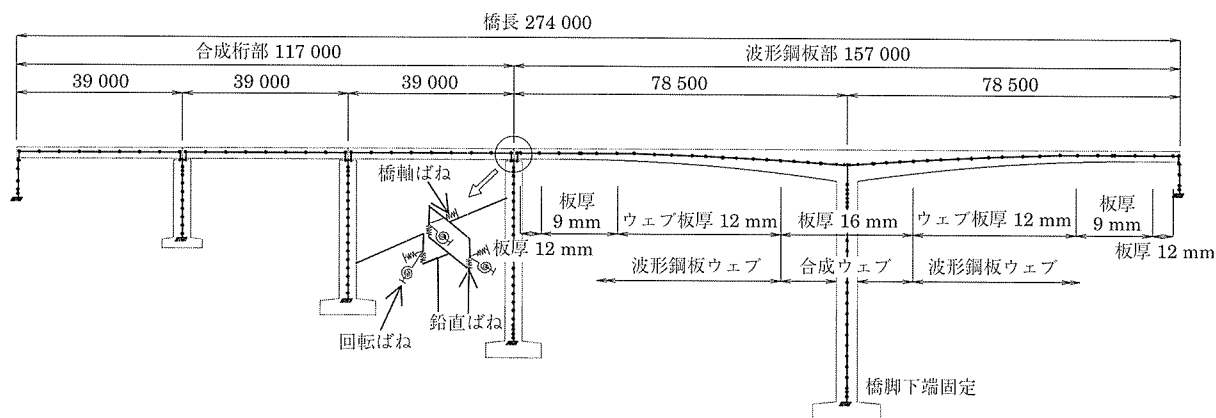


図 - 9 梁理論解析モデル

数を同定すると, 等価減衰定数は 0.01 程度となった。

面外振動実験における固有振動数を表 - 4 に示す。ここで, 面外 5 次と面外 6 次モードは振動数が近接し, 水平とねじりが連成したモードとなっている。連成モードおよびねじりモードの固有振動数の実験値は, 骨組モデルによる解析値とよく一致しており, 設定したねじり剛性の妥当性が確認された。なお, FEM モデルによる解析結果では, 水平モードでは横桁の影響は小さく, ねじりモードでは地覆の影響は小さい結果となっている。実験におけるモード減衰定数は 0.012~0.028 程度であり, 面内振動と比較して高い値となっている。主桁の等価減衰定数を各部材のひずみエネルギー比率より同定すると, 0.012 程度となった。

4. 小河内川橋の振動解析

4.1 梁理論解析

梁理論解析⁵⁾では図 - 9 に示すように, 合成桁部までモデル化を行った。境界条件は, 橋台および橋脚下端は完全固定とし, 支承部は設計ばね値を用いた。主桁の剛性評価は, 曲げ剛性については図 - 10 に示すように, 平面保持の仮定に基づき上下床版コンクリートのみを評価した。せん断剛性は, 式(1)および式(2)に示す波形鋼板の形状係数を用い, かつ, 波形鋼板のせん断担率 β を考慮した式で評価した。ここで, 波形鋼板のせん断担率(図 - 11 参照)は式(3)に示す桁高比評価式と式(4)に示す断面 1 次評価式の比較も行った。

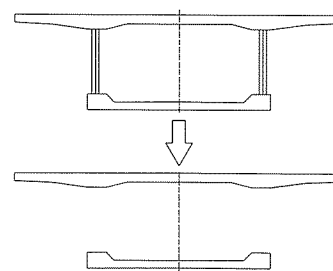


図 - 10 曲げ剛性評価

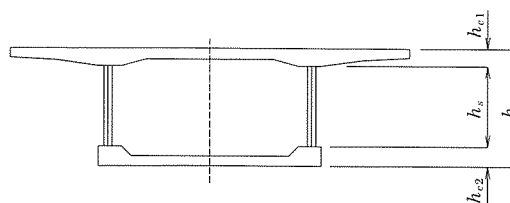


図 - 11 せん断担率評価

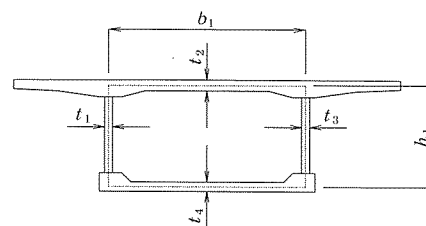


図 - 12 ねじり剛性評価

○ 研究報告 ○

$$G \cdot A_s = G \cdot h_s \cdot t \cdot \gamma / \beta_1 \quad (1)$$

ここに、 G : 鋼材のせん断弾性係数
 h_s : 波形鋼板高さ
 t : 波形鋼板の厚さ
 γ : 形状係数 (= $L/\Sigma L$)
 L : 波形鋼板の水平長さ
 ΣL : 波形鋼板の実長
 A_s : 波形鋼板の有効せん断断面積
 β_1 : 波形鋼板のせん断分担率

$$\delta = \int \frac{\kappa \cdot S \cdot \beta_1 \cdot \bar{S}}{G \cdot A_s} dx = \int \frac{\kappa \cdot S \cdot \bar{S}}{G \cdot A_s / \beta_1} dx \quad (2)$$

ここに、 δ : せん断変形量
 κ : せん断応力分布形状に関する係数
 S : 載荷荷重によるせん断力
 \bar{S} : 単位荷重 1 によるせん断力

$$\beta_1 = h_s / h \quad (3)$$

ここに、 β_1 : 桁高比評価によるせん断分担率
 h : 桁高
 h_s : 波形鋼板の高さ

$$\beta_2 = Q \cdot h_s / I \quad (4)$$

ここに、 β_2 : 断面 1 次評価によるせん断分担率
 Q : 断面 1 次モーメント
 I : 断面 2 次モーメント
 h_s : 波形鋼板の高さ

標準断面のねじり剛性 (図 - 12 参照) は、式(5)および式(6)に示す単純ねじりを基本とし修正係数 α を用いた式(4)で評価した。また、裏打ちコンクリートのねじり剛性は式(7)で評価した。

$$J_t = \frac{4A_m}{\left\{ \frac{h_1}{n_s \cdot t_1 \cdot (1+\alpha)} + \frac{b_1}{t_2 \cdot (1-\alpha)} + \frac{h_1}{n_s \cdot t_3 \cdot (1+\alpha)} + \frac{b_1}{t_4 \cdot (1-\alpha)} \right\}} \quad (5)$$

$$\alpha = 0.400 \cdot h_1 / b_1 - 0.060 \quad (6)$$

ここに、 J_t : ねじり定数
 A_m : ボックス断面積 (= $b_1 \cdot h_1$)
 b_1 : 波形鋼板中心幅
 h_1 : 床版中心高
 n_s : G_s/G_c
 G_s : 鋼のせん断弾性係数
 G_c : コンクリートのせん断弾性係数
 t : 各部材の厚さ (t_1, t_3 : 波形鋼板厚さ)
 α : 修正係数

$$J_t = \frac{1}{\frac{1}{4A_m} \left(\frac{h_1}{t_1} + \frac{b_1}{t_2} + \frac{h_1}{t_3} + \frac{b_1}{t_4} \right)} \quad (7)$$

ここに、 J_t : ねじり定数
 A_m : ボックス断面積 (= $b_1 \cdot h_1$)
 b_1 : ウェブ中心幅
 h_1 : 床版中心高
 t : 各部材の厚さ (波形鋼板厚はコンクリート厚に換算する。)

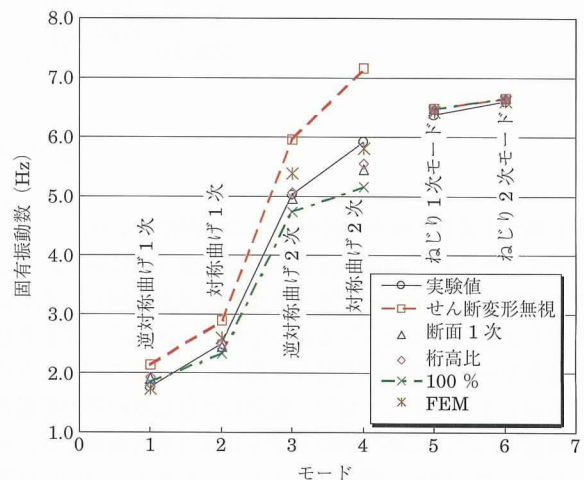


図 - 13 実験値と解析値の比較

表 - 5 固有振動数の比較

振動モード	固有振動数 (Hz)					FEM 解析
	実験値	梁理論解析				
		せん断変形の影響				
		考慮せず	考慮 (せん断分担率)			
断面 1 次評価	桁高比評価		100 %			
逆対称曲げ 1 次	1.756	2.139 (1.218)	1.902 (1.083)	1.925 (1.096)	1.840 (1.048)	1.737 (0.989)
対称曲げ 1 次	2.491	2.889 (1.160)	2.439 (0.979)	2.480 (0.996)	2.337 (0.938)	2.589 (1.039)
逆対称曲げ 2 次	5.020	5.952 (1.186)	4.964 (0.989)	5.056 (1.007)	4.724 (0.942)	5.389 (1.074)
対称曲げ 2 次	5.916	7.153 (1.209)	5.452 (0.922)	5.552 (0.938)	5.164 (0.873)	5.809 (0.982)
ねじり 1 次	6.383	6.413 (1.005)	6.413 (1.005)	6.413 (1.005)	6.413 (1.005)	6.424 (1.006)
ねじり 2 次	6.608	6.587 (0.997)	6.587 (0.997)	6.587 (0.997)	6.587 (0.997)	6.602 (0.999)

4.2 解析結果と実験値の比較

表 - 5 および 図 - 13 に、固有振動数の実験値と解析値を比較したものを示す。ねじりモードは、梁理論解析および FEM 解析とも実験値とよく一致しており、ねじり剛性は、式(5)および式(6)に示す単純ねじりを基本とした式で十分評価できていると考えられる。一方、曲げモードの実験値は、梁理論解析におけるせん断変形を無視した場合と波形鋼板が 100%せん断力を負担しせん断変形を考慮した場合の中間程度の値を示しており、式(1)および式(2)に示す波形鋼板のせん断変形およびせん断分担率を考慮すれば実験値とよく一致する。また、波形鋼板のせん断分担率の評価方法は、式(3)および式(4)では、大きな差は見られず、波形鋼板のせん断分担率は桁高比評価式で十分評価できると考える。

5. 波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋の振動特性に関する考察

ここでは、今回振動実験を行った、勝手川橋、小河内川橋をはじめとして、過去に振動実験を行った波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋（新開橋⁶⁾、銀山御幸橋⁷⁾、本谷橋⁸⁾）と既往の鋼橋⁹⁾ および PC 橋¹⁰⁾、¹¹⁾、¹²⁾）の振動特性との比較を行った。また、今回の比較においては、桁橋に近い振動特性と考えられるエクストラード PC 橋¹³⁾ に対しても比較対照とした。表 - 6 に比較を行った橋梁の一覧を示す。

5.1 固有振動数

橋梁の基本振動数は、支間長と非常に強い相関性をもつことが知られており、道路橋耐風設計便覧においては、最低次数のたわみ振動数 f_n は式(8)示す近似式¹⁴⁾ で求められるとしている。

$$f_n = 100 L^{-1} \tag{8}$$

表 - 6 振動実験一覧表

	橋梁形式	橋種	振動特性	面内曲げ				
				1次	2次	3次	4次	5次
PC 橋	天ヶ瀬橋	3 径間連続ラーメン橋 39.878 + 118.000 + 71.900	固有振動数	1.760 Hz	2.200 Hz	2.800 Hz	—	—
			減衰定数	0.00885	—	—	—	—
	日川橋	3 径間連続ラーメン橋（中央ヒンジ） 104.400 + 130.000 + 104.400	固有振動数	—	1.100 Hz	1.260 Hz	1.660 Hz	1.780 Hz
			減衰定数	0.01900	0.01000	0.01000	0.01000	0.01000
	浜名大橋	5 径間連続ラーメン橋（中央ヒンジ） 55.000 + 140.000 + 240.000 + 140.000 + 55.000	固有振動数	0.920 Hz	1.160 Hz	1.510 Hz	1.960 Hz	—
			減衰定数	—	0.00900	0.01000	0.04000	—
	浦戸大橋	5 径間連続ラーメン橋（中央ヒンジ） 55.000 + 130.000 + 230.000 + 130.000 + 55.000	固有振動数	0.970 Hz	1.300 Hz	—	—	—
			減衰定数	0.02900	0.02700	—	—	—
	由比港橋	3 径間連続箱桁橋 30.000 + 70.000 + 30.000	固有振動数	1.700 Hz	—	—	—	—
			減衰定数	0.00500	—	—	—	—
	天草 3 号橋	3 径間連続箱桁橋 100.000 + 160.000 + 100.000	固有振動数	1.000 Hz	1.600 Hz	—	—	—
			減衰定数	—	0.01500	—	—	—
	天草 4 号橋	5 径間連続箱桁橋 40.000 + 146.000 + 146.000 + 146.000 + 40.000	固有振動数	1.200 Hz	1.300 Hz	—	—	—
			減衰定数	0.04000	0.02600	—	—	—
今坂橋梁	3 径間連続箱桁橋 57.000 + 82.000 + 57.000	固有振動数	3.300 Hz	6.400 Hz	—	—	—	
		減衰定数	0.04600	—	—	—	—	
吾妻川橋梁	2 径間連続 T ラーメン橋 109.520 + 109.520	固有振動数	1.000 Hz	2.150 Hz	4.750 Hz	—	—	
		減衰定数	0.00950	0.00670	0.00710	—	—	
深沢橋梁	2 径間連続 T ラーメン橋 69.400 + 69.400	固有振動数	1.780 Hz	8.310 Hz	—	—	—	
		減衰定数	0.02400	0.01800	—	—	—	
本谷川橋第 2 橋	2 径間連続 T ラーメン橋 79.400 + 79.400	固有振動数	3.300 Hz	7.000 Hz	—	—	—	
		減衰定数	—	0.01800	—	—	—	
エクストラード PC 橋	第 2 マクタン橋	3 径間連続ラーメン橋 112.500 + 175.000 + 112.500	固有振動数	0.590 Hz	0.830 Hz	1.070 Hz	1.270 Hz	1.530 Hz
			減衰定数	0.00670	0.00830	0.00650	0.01200	0.01100
	士狩大橋	5 径間連続箱桁橋 94.000 + 3@140.000 + 94.000	固有振動数	0.594 Hz	0.830 Hz	1.124 Hz	1.477 Hz	1.666 Hz
			減衰定数	0.00810	0.00800	0.01330	0.01370	0.01060
またきな大橋	2 径間連続ラーメン橋 110.000 + 90.000	固有振動数	1.230 Hz	—	1.810 Hz	2.910 Hz	3.860 Hz	
		減衰定数	0.01200	—	—	—	—	
波形鋼板ウェブ PC 橋	新開橋	単純 2 箱桁橋 30.900	固有振動数	3.950 Hz	5.400 Hz	—	—	—
			減衰定数	0.03200	—	—	—	—
	銀山御幸橋	5 径間連続箱桁橋 27.400 + 3@45.500 + 44.900	固有振動数	2.778 Hz	3.167 Hz	3.710 Hz	4.240 Hz	—
			減衰定数	0.00700	0.00840	0.00950	0.01000	—
	本谷橋	5 径間連続ラーメン橋 44.013 + 97.202 + 55.978	固有振動数	1.648 Hz	1.831 Hz	3.235 Hz	—	—
			減衰定数	0.03200	0.02100	—	—	—
	勝手川橋	3 径間連続ラーメン橋 59.300 + 96.500 + 69.800	固有振動数	1.840 Hz	2.695 Hz	3.220 Hz	4.846 Hz	—
			減衰定数	0.01180	0.00920	0.00940	0.01460	—
	小河内川橋	2 径間連続 T ラーメン橋 78.500 + 78.500	固有振動数	1.756 Hz	2.491 Hz	5.020 Hz	5.916 Hz	—
			減衰定数	0.00730	0.00650	0.00560	0.00510	—

ここに、 f_h : 最低次数のたわみ振動数 (Hz)

L : 最大支間長 (m)

また、加藤・島田⁹⁾が収集したさまざまな形式の橋梁の鉛直方向基本固有振動数と最大支間長の関係は、次式で表すことができるとしている。ここで、加藤らが固有振動数の分析に用いたサンプル数は、鋼橋は157、RC橋が9、PC橋が26であり、面内曲げモードに着目したものである。

$$f = 86.65 L^{-0.8869} \quad (9)$$

$$f = 1 / \{ 0.01678 + 0.7093 (L/100) \} \quad (10)$$

ここに、 f : 鉛直方向基本固有振動数 (Hz)

L : 最大支間長 (m)

図-14に、表-6にあげたPC橋、エクストラードードPC橋、波形鋼板ウエブPC箱桁橋の面内1次モード固有振動数を最大支間長に対してプロットしたものを示す。また、この図には、上記の近似式(8)~(10)もあわせて描画している。

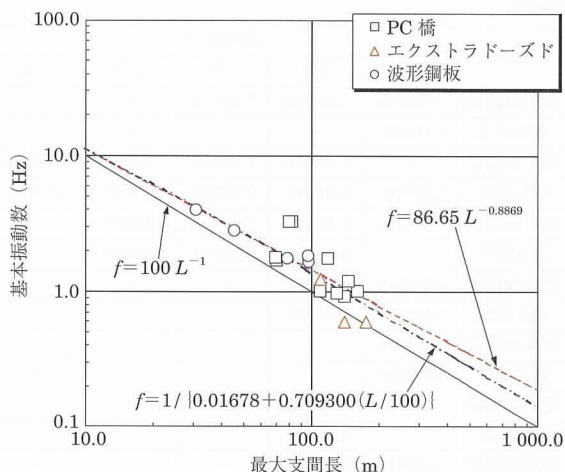


図-14 基本振動数と最大支間長の関係

今回の比較においては、道路橋耐風便覧に示されている式(8)よりも、加藤・島田⁹⁾の研究で示されている式(9)および式(10)の方が、基本振動数と最大支間長の相関性を、よりよく表現できていると思われる。

また、主桁材料分類の違い、すなわち、鋼橋、RC橋、PC橋および波形鋼板ウエブPC箱桁橋の分類は、支間長の影響を除去してしまうと、ほとんど相関性は見られない結果となった。

5.2 減衰定数

減衰定数は測定が難しいうえに、その求め方による差異もかなりあること、支承条件や地盤条件(基礎構造)など支間長以外の要因の寄与が大きいため、固有振動数に比べるとばらつきは大きくなるが、支間長との関係は右下がりの傾向がある。

図-15は減衰定数と最大支間長の関係を示したものである。また、図中には、加藤・島田⁹⁾の研究で示されている、減衰定数と最大支間長の相関性を、最小二乗法によってその関係を求めた式も描画した。以下に、その式を示す。ここで、加藤らが減衰定数の分析に用いたサンプル数は、鋼

橋は131、RC橋が9、PC橋が22である。

$$h = 0.12 / \sqrt{L} \quad (11)$$

ここに、 h : 減衰定数

L : 最大支間長 (m)

図-15からは、式(11)を境界として、それぞれの減衰定数は、PC橋はやや大きめの値を示し、波形鋼板ウエブPC箱桁橋はやや小さめの値を示している。エクストラードードPC橋においては、ほぼ式(11)の値といえる。

また、表-7には加藤・島田⁹⁾の研究で示されている、各主桁材料分類別の減衰定数と支間長の平均値と、今回比較を行っている波形鋼板ウエブPC箱桁橋の減衰定数と支間長の平均値の一覧を示す。

加藤・島田⁹⁾の研究では、主桁材料分類は減衰定数との相関性が高く、鋼橋、PC橋、RC橋の順に大きくなると報告されているが、今回の比較においては、鋼橋、波形鋼板ウエブPC箱桁橋、PC橋、RC橋の順に減衰定数は大きくなる傾向となった。

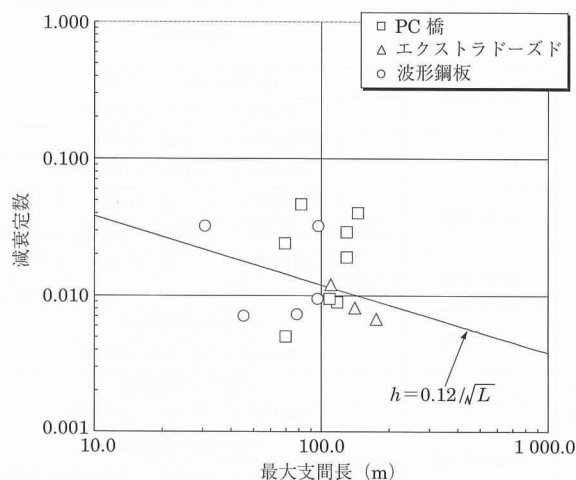


図-15 減衰定数と最大支間長の関係

表-7 主桁材料分類による減衰定数の相違

主桁材料分類	平均支間長 (m)	平均減衰定数
鋼橋	95.0	0.0170
RC橋	40.0	0.0389
PC橋	79.8	0.0237
波形鋼板ウエブPC橋	69.7	0.0176

6. おわりに

供試体による振動実験と実橋2橋による起振機を用いた振動実験結果と各種解析結果を比較することにより、梁理論解析においては以下の結果を得ることができた。

- (1) 面内曲げモードにおいて、主桁の軸および曲げ剛性は、上下コンクリート床版のみを考慮すればよい。せん断剛性は、波形鋼板のせん断変形を考慮する必要がある。かつ、波形鋼板のせん断分担率を考慮すれば精度よく評価できる。また、波形鋼板のせん断分担率は式(3)

に示した主桁高比で十分評価できる。

- (2) 面外曲げモードに対しては、主桁の軸および曲げ剛性は、上下コンクリート床版のみを考慮すればよい。
- (3) ねじりモードに対しては、式(5)および式(6)に示した式で精度よく評価できる。ただし、本評価式は単純ねじりを基本としているので、主桁の隔壁間隔には十分留意する必要がある。
- (4) 各部材のひずみエネルギー比より主桁の等価減衰定数を同定すると、0.010程度であった。

また、今回振動実験を行った、勝手川橋、小河内川橋をはじめとして、過去に振動実験を行った波形鋼板ウェブPC箱桁橋と既往の鋼橋およびPC橋の振動特性との比較を行った結果、波形鋼板ウェブPC箱桁橋の振動特性は以下ようになった。

- (1) 波形鋼板ウェブPC箱桁橋の固有振動数は、支間長と相関性を示し、基本固有振動数は、式(9)または式(10)で評価できる。
- (2) 減衰定数は、鋼橋、波形鋼板ウェブPC箱桁橋、PC橋、RC橋の順に大きくなっている。

本報告では、波形鋼板ウェブPC箱桁橋の振動特性の把握および梁理論における動的特性の評価方法の検証ができた。しかしながら、過去に振動実験の行われた波形鋼板ウェブPC箱桁橋は5橋であり、波形鋼板ウェブPC箱桁橋は、まだまだ実績を増やしており、今後、吊形式の波形鋼板ウェブPC箱桁橋も完成してくるので、これら振動特性の実測データの蓄積が重要であろう。

謝 辞

本研究報告においては、波形鋼板ウェブPC箱桁橋に関する技術検討委員会（委員長：横浜国大池田名誉教授）から、貴重なご意見、ご指導を頂き無事、解析、実験を行うことができた。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 山野辺, 南, 竹田: 長大PC斜張橋の減衰特性に関する考察, 第3回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.275-282, 1999.
- 2) 角本, 梶川: PC吊床版橋の減衰定数の評価と振動使用性照査における影響, 土木学会論文集 No.612, 1-46, pp.337-348, 1999.
- 3) 山野辺: 文献調査 コンクリート構造物の振動減衰に関する研究, コンクリート工学 Vol.32, No.8, pp.52-57, 1994.
- 4) 上平謙二, 立神久雄, 本田秀行, 園田恵一郎: 波形鋼板を有するPC箱桁橋のせん断およびねじり特性に関する研究, プレストレスコンクリート, プレストレストコンクリート技術協会, Vol.40, No.3, pp.16~25, 1998年5月
- 5) 前田良文, 今泉安雄, 今村壮宏, 後藤輝寿, 立神久雄, 小川宗正: 波形鋼板ウェブPC箱桁橋(東九州自動車道・小河内川橋)の固有値解析, 土木学会第57回年次学術講演会概要集, 2002年9月
- 6) 加藤雅史, 佐藤靖, 吉田茂, 久保昭英: 波形鋼板ウェブ橋梁(新開橋)の振動測定, 第49回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-581, pp.1160~1161, 1994年9月
- 7) 立神久雄, 須合孝雄, 蝦名貴之, 梶川康男, 深田宰史, 福島幸治: 波形鋼板ウェブを有する5径間連続PC箱桁橋の振動特性, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.45A, pp.649~658, 1999年3月
- 8) 武村浩志, 吉田公夫, 水口和之, 久保明英: 波形鋼板ウェブPCラーメン橋“本谷橋”の振動実験, 第9回プレレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, プレストレストコンクリート技術協会, pp.69~72, 1999年10月
- 9) 加藤雅史, 島田静雄: 橋梁実測振動特性の統計解析, 土木学会論文報告集, No.311, pp.49-58, 1981年7月
- 10) 土木学会: 土木技術者のための振動便覧, 1985年
- 11) 佐久間智, 江川元幾, 前原康夫: 外ケーブルを用いたPC橋梁への振動実験-天ヶ瀬橋-, プレストレストコンクリート, プレストレストコンクリート技術協会, Vol.37, No.1, pp.75~89, 1995年1月
- 12) 鈴木慎治, 石丸征男, 根本文夫, 三村長二郎, : PC長大橋“浜名大橋”の耐震設計と振動実験, 土木学会誌, 土木学会, 5月号, pp.2~9, 1977年5月
- 13) 新原雄二, 河野哲也, 山野辺慎一, 日紫喜剛啓: PCエクストラード橋の減衰特性に関する考察, 構造工学論文集 Vol.47-AII, pp.489-500, 2001年
- 14) 日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧, 1981年7月

[2003年3月7日受付]