

波形鋼板ウェブを有する 5 径間連続 P C 箱桁橋の振動特性

Vibration of five span continuous PC box girder bridge with corrugated steel webs

立神久雄*, 須合孝雄**, 蝦名貴之***, 梶川康男****, 深田宰史*****, 福島幸治*****

Hisao Tategami, Takao Sugou, Takayuki Ebina, Yasuo Kajikawa, Saiji Fukada and Koji Fukushima

*	ドーピー建設工業 (株) 名古屋支店 設計部 (〒460-0003 名古屋市中区錦 3-8-7)
**	ドーピー建設工業 (株) 東北支店 工事部 (〒980-0014 仙台市青葉区本町 1-1-8)
***	ドーピー建設工業 (株) 技術センター (〒170-0004 豊島区北大塚 1-16-6)
****	工博 金沢大学大学院教授 自然科学研究科 (〒920-8667 金沢市小立野 2-40-20)
*****	工修 金沢大学大学院 自然科学研究科 (同上)
*****	金沢大学大学院 自然科学研究科 (同上)

Five span PC box girder bridge with corrugated steel webs, named Ginzan Miyuki bridge, was constructed in Akita prefecture. The design was made using the impact coefficient of prestressed concrete bridge. The static behavior of this type of bridge has been studied, however the dynamic behavior remain unclear. Therefore, this study investigated experimentally the dynamic increment factor and the dynamic behavior of out-cable and corrugated steel webs subjected to running vehicle. From the test results, it was verified that out-cable was not resonant with the bridge and the vehicle. Also, the dynamic increment factor of this bridge with corrugated steel webs, when test vehicle was running, were bigger than the design impact coefficient of prestressed concrete bridge.

Key Words : corrugated web, dynamic behavior, out-cable, dynamic increment factor

1. まえがき

波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋とは、上床版と下床版にコンクリートを、ウェブ部材に波形鋼板を用いた合成構造である。本橋梁形式は、一般的な PC 橋に比べ自重を 25% 程度軽減できるだけでなく、プレストレス導入効果についても優れており、PC 構造として合理的な合成構造といえる。波形鋼板の特徴は、図-1 に示すように、直交する 2 方向への力の伝達特性が全く異なる点にある。すなわち、面外方向の荷重に対しては、直交異方性板として十分な抵抗能力がある（凸面となるため剛性が高くなる）。一方、板の面内に作用する鉛直せん断力に対しては十分な伝達特性があるが、橋軸方向の軸方向力あるいは曲げに対しては工学的に無視できる程度の抵抗しか有さないのが特徴である。

本構造の力学的特性についてはいくつかの研究結果¹⁾⁻⁷⁾があり、曲げ特性については設計上、平面保持の仮定が適用できるという研究成果が出されている。せん断やねじり特性については、波形鋼板がせん断に敏感であるとの研究成果があり、変形計算においては曲げ変形とせん断変形を考慮する必要があることがわかっている。

波形鋼板ウェブにはコンクリート製ウェブとは異なり

PC ケーブルを通すことが出来ないため、ケーブルを箱桁内に配置する外ケーブル方式⁸⁾を採用している。外ケーブル方式は、施工性と経済性で多くの利点を持っているが、その反面、固有の問題として PC ケーブルの振動とそれに伴う定着部での疲労などが考えられ、振動についての検証が必要とされる^{9), 10)}。

また、本形式橋梁の実橋の動的挙動については、わが国で最初の橋梁となった新開橋（新潟県、PC 単純 2 箱桁橋、支間長 30m）に対する加藤¹¹⁾らの振動測定以外にほとんど研究されていないのが現状である。

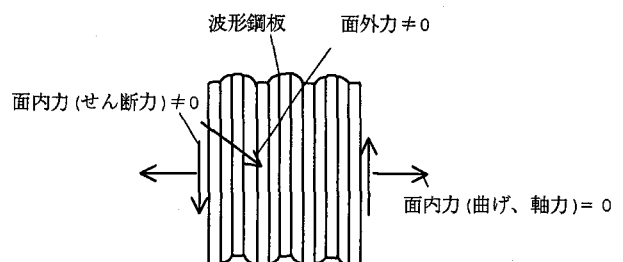
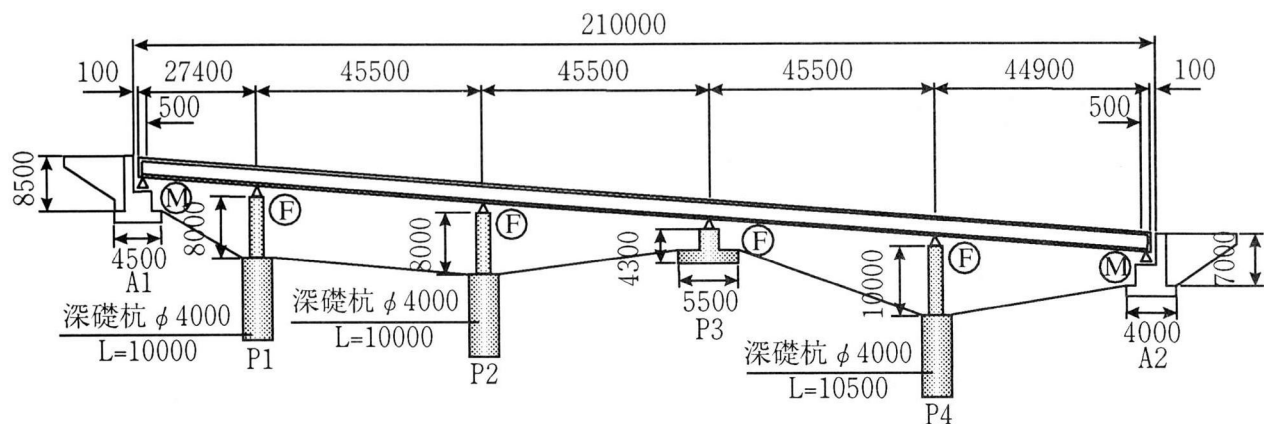


図-1 波形鋼板の面外 2 方向の伝達特性



構造形式：5 径間連続波形鋼板ウェブ PC 箱桁
橋 長：210.00m
桁 長：209.800m
支 間：27.400m+3×45.500m+44.900m

活 荷 重：TL-20
雪 荷 重：100kg/m²
幅 員：車道幅員 8.500m
縦断勾配：6.0%

図-2 一般図と構造概要



写真-1 银山御幸橋（秋田県雄勝郡）

最近、波形鋼板ウェブ構造の PC3 径間連続ラーメン箱桁橋（東海北陸自動車道、岐阜県、本谷橋、支間長 44.0 m + 97.2 m + 56.0 m、橋長 198.2 m）が建設されている¹²⁾。

そこで本研究では、建設当時、日本国内では 2 橋目であった、波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋（秋田県の银山御幸橋、写真-1）を対象として車両走行による振動実験を行った。

2. 振動実験の概要

本橋は、5 径間連続波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋で、橋長 210.0m、支間長 27.4m+3×45.5m+44.9m を有し、波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋の連続桁としては国内で初めての道路橋であり、橋長は現在のところ最も長い橋梁である（図-2 参照）。上床版と下床版はコンクリートとし、ウェブ部材に波形鋼板を用いた合成構造である（図-3 参照）。また、そのウェブ内には PC ケーブルを通すことができないため、ケーブルを箱桁内に配置する外ケーブル方式を採用している。

本研究では、車両が走行した際の橋体の固有振動特性、波形鋼板の挙動、外ケーブルの振動特性を把握するために、以下に示す振動実験^{13), 14)}を実施した。

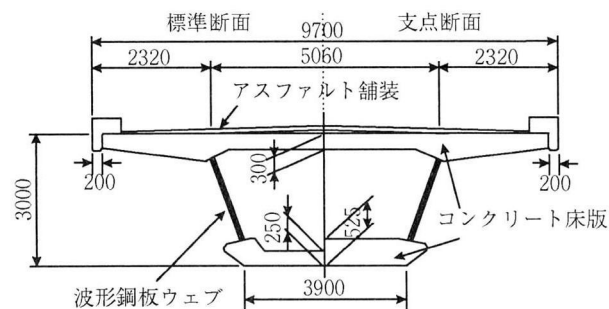


図-3 断面図

なお、この振動実験は、橋体完成直後（実験 1）、橋面（舗装、地覆、高欄）完成直後（実験 2）、および供用 2 年後（実験 3）の 3 回に渡り行った。

計測器の配置は各実験ごと異なり、サーボ型加速度計・サーボ型速度計は、橋面上および波形鋼板ウェブ（図-5 (a)、図-6 (a)、図-7 (a)) に設置した。圧電型加速度計は、実験車両の各部位および外ケーブル主要点（図-4、図-5 (b)、図-6 (b)) に設置し、変位計は、各支間の中央（図-5 (c)、図-6 (c)、図-7 (c)) に設置した。

① 車両走行実験

既知重量の大型ダンプトラック（表-1 参照）を実験車両として用い、速度などの走行状態を変化させて振動性状を計測した。鉛直加振は主桁断面の中央を走行させ、ねじり加振は主桁断面の端部を走行させた。

② 車輪落下実験

上記の実験車両の前輪を、踏台から落下させることにより、橋梁に衝撃力を与え、その後の自由減衰振動波形を計測した。鉛直加振では、主桁断面の中央に車輪を落下させ、ねじり加振では、主桁断面の端部に車輪を落下させた。

③ 人力加振実験¹⁵⁾

外ケーブルを人力によって加振して、加振後の自由減衰波形を計測した。

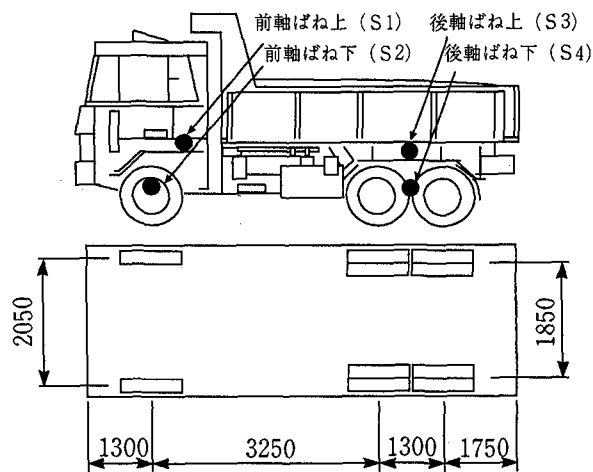
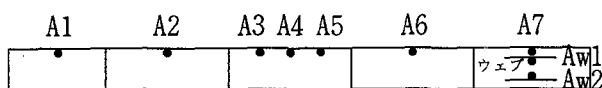
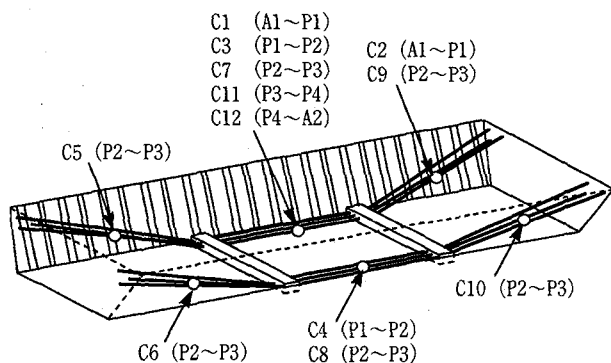


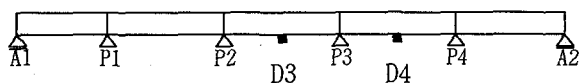
図-4 実験車両



(a) サーボ型加速度計 (平面図, 鉛直加振時)



(b) 圧電型加速度計 (外ケーブルの配置図)

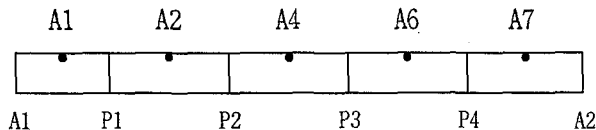


(c) 変位計 (側面図)

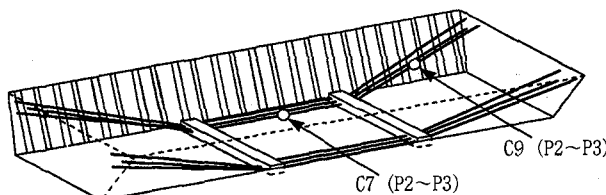
図-5 橋体完成後 (実験 1) の測点配置図

表-1 車両諸元

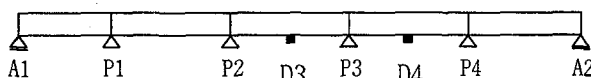
		橋体完成後 (実験 1)	橋面完成後 (実験 2)	供用後 (実験 3)
荷重 (kN)	前輪	48.118	45.472	前後輪別は 測定せず
	後輪	146.412	157.584	
	合計	194.53	203.056	



(a) サーボ型加速度計 (平面図)

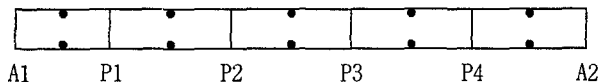


(b) 圧電型加速度計 (外ケーブルの配置図)

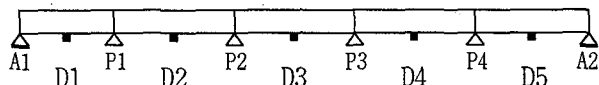


(c) 変位計 (側面図)

図-6 橋面完成後 (実験 2) の測点配置図



(a) サーボ型速度計 (平面図)



(b) 変位計 (側面図)

図-7 供用後 (実験 3) の測点配置図

3. 解析概要

本橋の固有振動数および振動モードを推定するために、解析モデルを作成した。解析モデルは、上部構造 (上床版コンクリート、下床版コンクリート、波形鋼板ウェブ) と下部構造 (橋脚、フーチング) を梁部材にモデル化した 3 次元骨組構造とした。その解析モデルを図-8 に示す。

- また、解析モデルは、次のような仮定に基づいている。
- ①解析モデルは、質点モデルとする。
 - ②外ケーブルは、その張力による幾何剛性を考慮する。
 - ③分散支承は、ばね部材としてモデル化した。
 - ④上部構造モデルの曲げ剛性は、上下コンクリート床版に

より評価する。

⑤上部構造モデルのせん断剛性は、波形鋼板ウェブのみの断面積を考慮したせん断剛性により評価する。

なお、波形鋼板ウェブのせん断剛性は、著者らが提案しているせん断変形の評価式¹⁶⁾を用いた。

⑥上部構造モデルのねじれ剛性^{17), 18)}は、主桁の扁平度を考慮したねじれ剛性により評価する。

なお、このねじれ剛性は、著者らが提案している箱断面形状の扁平度の影響を考慮したねじれ剛性の評価式¹⁶⁾を用いた。

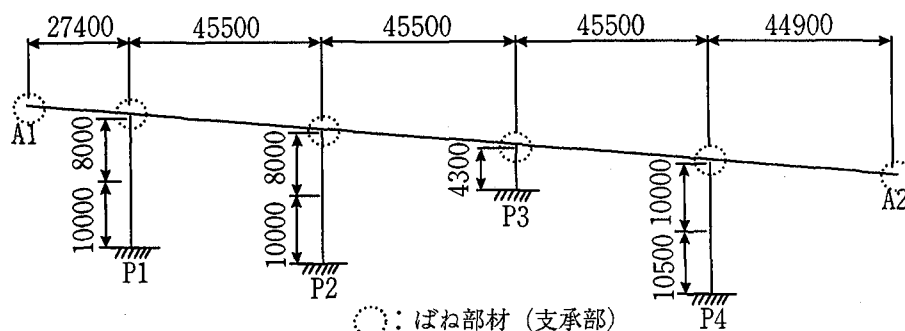
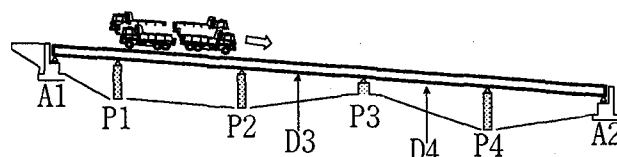


図-8 解析モデル

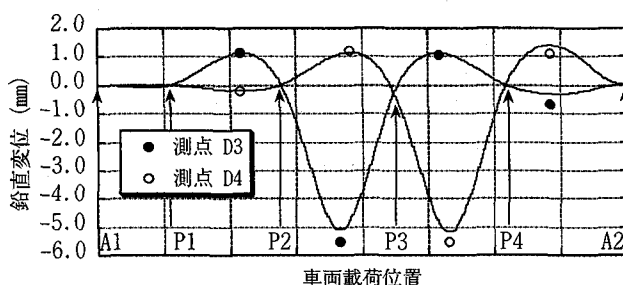
この解析モデルにおいて仮定した剛性を確認するために、静的載荷実験により得られた結果と比較した。静的載荷実験の結果として、橋体完成時に196kNのダンプトラック車4台（計784kN）を図-9（a）のように、A1からA2まで各径間中央に静的に載荷したときの測点D3：●、D4：○で観測された鉛直変位を図-9（b）に示す。

また、解析では、上述した荷重列をA1からA2まで移動載荷したときの、測点D3、D4の鉛直変位を実線で示している。

これより、車両がP2～P3径間中央に載荷した場合、測点D3では、実験値-5.53mm、解析値-5.08mmとなっており、荷重列が各径間に載荷したときの各測点における鉛直変位の変化が実験値、解析値ともに類似した傾向を示していることから解析モデルの剛性評価の妥当性が示された。



(a) 静的載荷実験の概要図



(b) 静的たわみの実測と解析の比較

図-9 静的特性

表-2 卓越振動数と減衰定数の比較

次数	橋体完成直後(実験1)			橋面完成直後(実験2)			供用後(実験3)		解析値	
	振動数 (Hz)	減衰定数		振動数 (Hz)	減衰定数		振動数 (Hz)	減衰定数	振動数 (Hz)	
		Case1	Case2		Case1	Case2		Case2	橋体	橋面
鉛直1次モード	2.998	0.0215	0.012	2.861	0.0174	0.009	2.778	0.0070	2.850	2.697
鉛直2次モード	3.497	0.0240	0.011	3.203	0.0211	0.011	3.167	0.0084	3.420	3.103
鉛直3次モード	4.401	0.0146		3.772	0.0116		3.710	0.0095	4.412	3.676
鉛直4次モード	4.779	0.0114		4.330	0.0128		4.240	0.010	4.732	4.110
面外1次モード	1.891								2.233	1.968

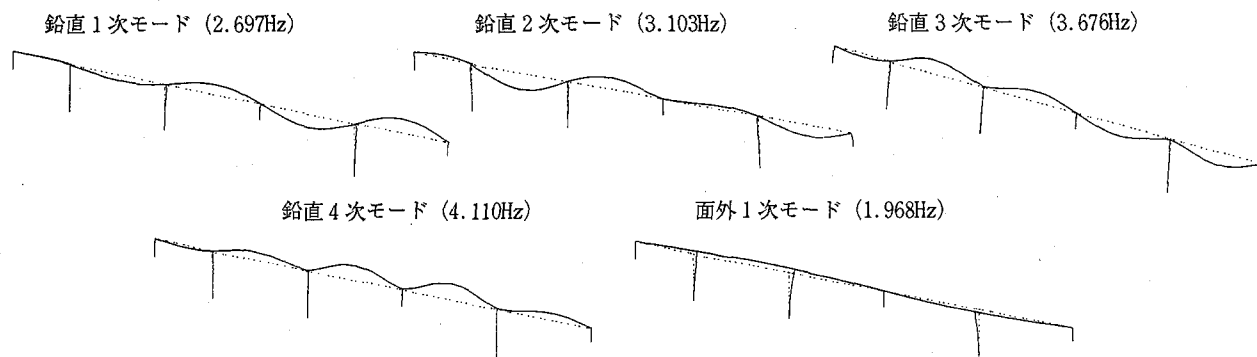


図-10 振動モード図

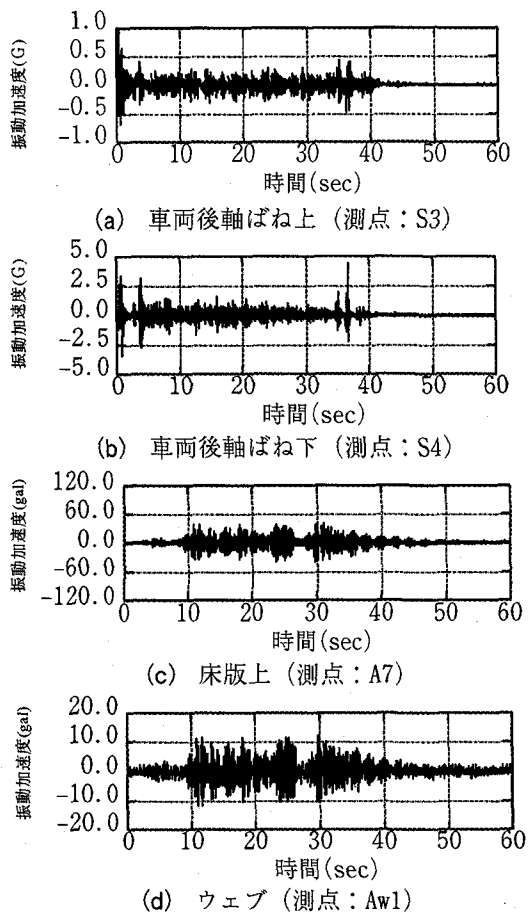


図-11 20km/h 走行時の加速度波形

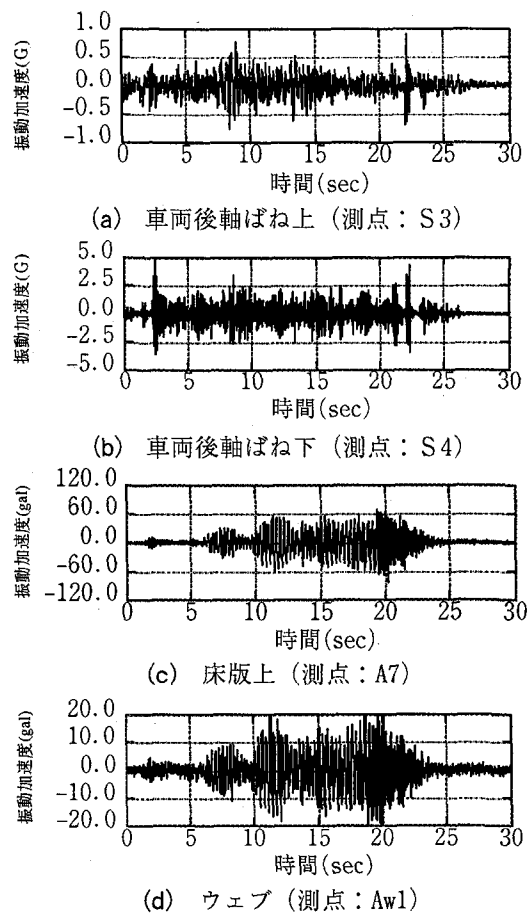


図-13 40km/h 走行時の加速度波形

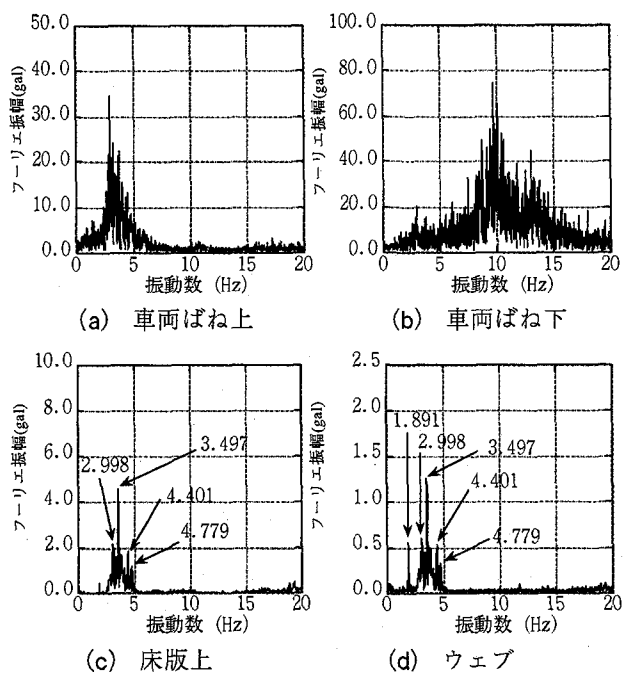


図-12 20km/h 走行時のスペクトル

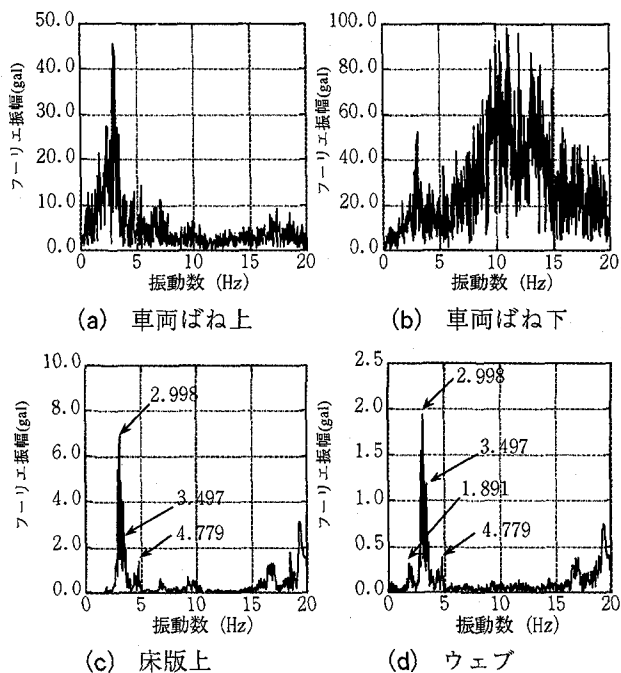


図-14 40km/h 走行時のスペクトル

4. 全体構造の振動特性

本実験により得られた、本橋の卓越振動数と減衰定数を表-2に示す。また、固有値解析から得られた固有振動数

を同表に付記するとともに、振動モード図を図-10に示す。

これより、橋体完成直後から橋面完成直後においては、鉛直3次振動以降で振動数が大きく変化しており、橋体完成時以降に付け加えられた、地覆、舗装、高欄等の質量が

影響したものと考えられる。

この傾向は、解析においても見られ、橋体完成時モデルに舗装や地覆の質量のみを考慮した、橋面完成時モデルから得られた結果は、3次、4次の振動数が大きく変化している。また、橋面完成直後とその後2年経過した、供用後では、振動数が若干減少しており、実験時の温度や乾燥収縮、クリープ変形等の影響と考えられる。

本研究では、外ケーブルに張力を導入する前に人力による振動実験を行っており、その際、主桁の各振動数の値は、橋体完成直後とほとんど変わらなかった。

また、面外の振動モードとしては、P3橋脚の橋脚高が他の橋脚と比較して低いため、このP3橋脚を節とした面外振動モードが最低次に出現した。

本実験で得られた減衰定数として、表-2では、Half-power Method (Case1)と車両が橋面を退出後の自由減衰波形をフィルタ処理により直接読み取る方法 (Case2)の2通りで示した。Case1の減衰定数は、少し大きめの値¹³⁾となったが、走行実験のデータ処理方法については、なお検討中である。

5. 波形鋼板ウェブの振動特性

車両走行時の波形ウェブの振動挙動^{19), 20)}を明らかにするために、橋体完成直後に、上述した実験車両が、走行速度20および40km/hで走行した時の波形ウェブ(測点Aw1, 図-5参照)とその直上の床版上(測点A7)の加速度波形とスペクトルを図-11~図-14に示す。また、比較として、加振源となる実験車両の後輪ばね上(荷台部)、ばね下(図-4参照)の加速度波形とそのスペクトルも示す。

図-11, 図-13に示すように、車両のばね下では、最大3G (G:重力加速度)、定常的には、1G程度の加速度が発生している。また、ばね上では、0.2~0.4G程度となっている。そして、それらの振動を外力として受けた床版上では30~70gal、波形ウェブでは、床版上の1/3程度の10~20galとなっており、車両走行により、大きな振動は生じていない。

測点配置の関係上、波形ウェブ自体の振動モードを特定できなかったため、波形ウェブにおいて測定された加速度

スペクトルから評価すると、波形ウェブでは、ほぼ床版上と同じ振動数の卓越が見られ、計測対象とした振動数範囲では、ウェブのみが板厚方向などの面外に単独に振動するような挙動が全く生じていなかった。唯一、床版上の鉛直方向で観測されていない、約1.9Hz前後に卓越振動数が見られるが、この振動数は、橋梁全体が橋軸直角水平方向に振動する振動モードと考えられ、図-10に示した固有値解析においても認められ、面外振動の可能性が高いと考えられる。

6. 外ケーブル

6.1 外ケーブルの振動特性¹⁷⁾

外ケーブルは、角度を偏向するデビエータもしくは横桁に固定された質的に均一なケーブル構造と考えてよく、その振動数は理論的に良く一致するものと考えられる。本実験に際して、外ケーブルの固有振動数の解析は、ケーブル自体の曲げ剛性を無視した算定式を用い、そのケーブル張力は有効プレストレス力を用いた。表-3に、外ケーブルの固有振動数の解析値と実験値(橋体完成後)の比較を示す。また、図-15~図-18に橋体完成後(実験1)、図-19, 図-20に橋面完成後(実験2)において、実験車両が走行した時の外ケーブルと、その直上の床版上の加速度波形とスペクトルをそれぞれ示す。

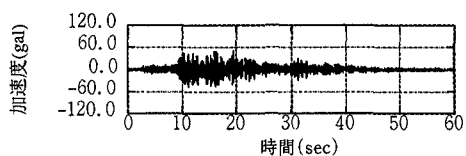
これより、外ケーブルは主桁とともに振動しているため、外ケーブルの測点C7(図-5, 図-6参照)では、床版上で卓越している振動数と同様な卓越が見られた。さらに、このスペクトルからは、ケーブル固有の振動数の卓越が観測された。この振動数は、表-3に示した解析値と比較的によく一致していた。

また、外ケーブルは、その主桁の振動および車両の振動との共振性が問題となっている^{9), 10), 15)}。本橋の外ケーブルの場合、車両のばね下振動数とかなり近い振動数を有していたために、共振の可能性が懸念されたが、スペクトルを見てもわかるように、共振の問題はなかった。

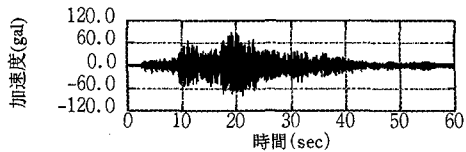
また、フィルタ処理により、外ケーブル固有の振動数による加速度の振幅量を求めた結果(図-15, 図-17, 図-19(c)参照)大きな振幅で振動していなかった。

表-3 外ケーブルの応答値

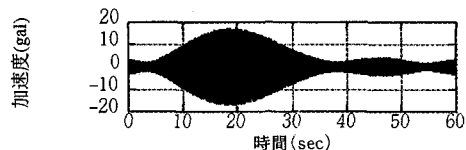
		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12
振動数 (Hz)	解析値	14.55	15.15	12.36	8.61	8.40	8.66	8.38	8.61	8.40	8.66	8.39	8.52
	実験値	12.91	14.19	12.45	8.54	8.77	8.75	8.52	8.57	8.98	9.01	8.42	8.70
減衰定数		0.00071	0.00098	-	-	0.00135	0.00129	0.00172	0.00060	0.00085	0.00108	-	0.00120
変位 (mm)	Max	0.59	0.35	1.29	1.23	1.12	1.08	1.45	1.41	1.21	1.04	1.43	1.73
	Min	-0.29	-0.11	-0.30	-0.32	-0.58	-0.53	-0.73	-0.59	-0.64	-0.47	-0.58	-0.51
加速度 (gal)	Max	350	300	178	143	238	232	184	179	334	277	144	124
	Min	-101	-48	-60	-71	-74	-68	-80	-101	-133	-89	-67	-63
局部応力 (kgf/mm ²)		0.0087	0.0003	0.0027	0.0024	0.0019	0.0017	0.0030	0.0029	0.0022	0.0016	0.0030	0.0044



(a) 床版上 (測点:A4)

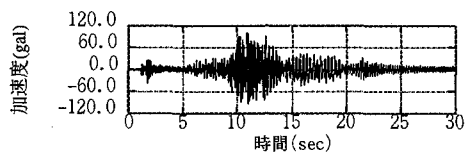


(b) 外ケーブル (測点:C7)

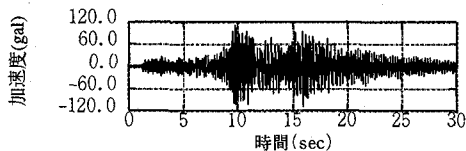


(c) フィルタ処理後の外ケーブル (測点:C7)

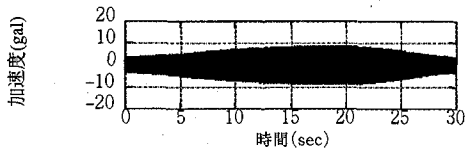
図-15 橋体完成後 20km/h で走行



(a) 床版上 (測点:A4)

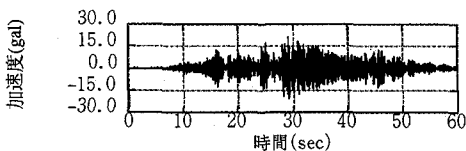


(b) ケーブル (測点:C7)

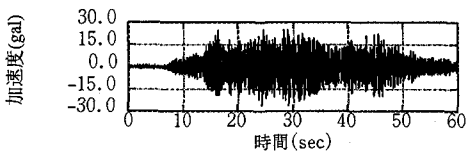


(c) フィルタ処理後の外ケーブル (測点:C7)

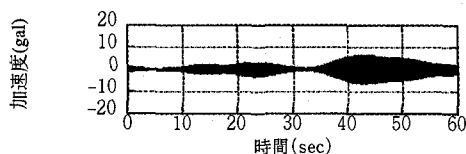
図-16 橋体完成後 20km/h で走行



(a) 床版上 (測点:A4)

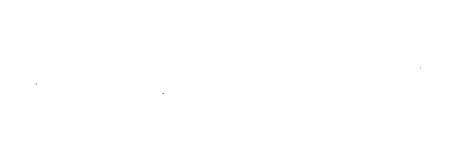


(b) 外ケーブル (測点:C7)



(c) フィルタ処理後の外ケーブル (測点:C7)

図-17 橋体完成後 40km/h で走行



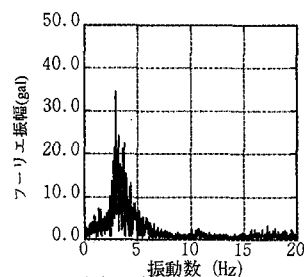
(a) 床版上 (測点:A4)



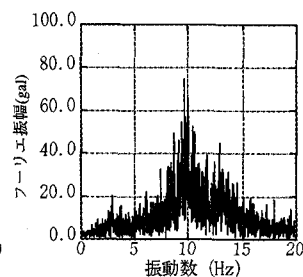
(b) 外ケーブル (測点:C7)

(c) フィルタ処理後の外ケーブル (測点:C7)

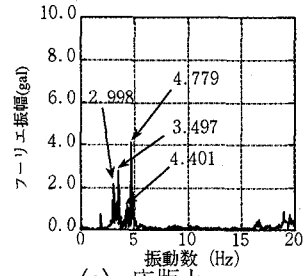
図-18 橋体完成後 40km/h で走行



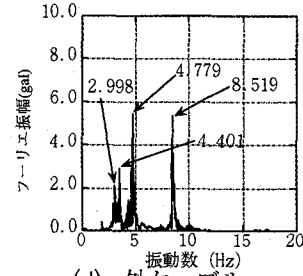
(a) 車両ばね上



(b) 車両ばね下

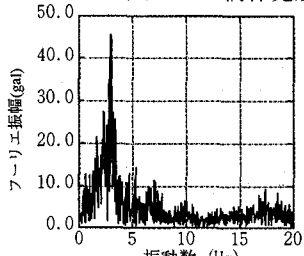


(c) 床版上

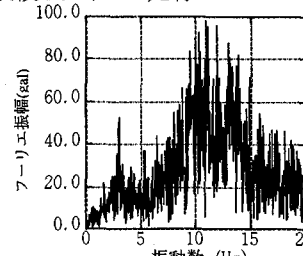


(d) 外ケーブル

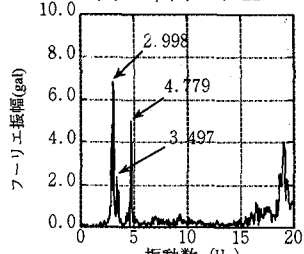
図-19 橋体完成後 20km/h で走行



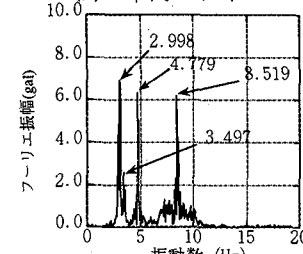
(a) 車両ばね上



(b) 車両ばね下

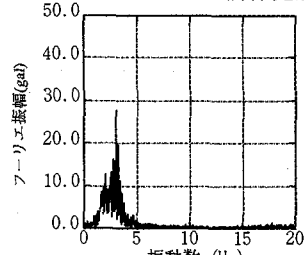


(c) 床版上

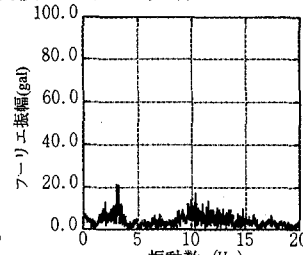


(d) 外ケーブル

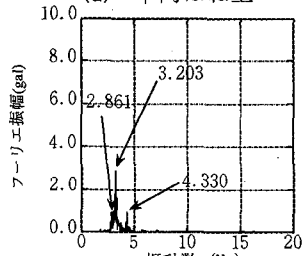
図-20 橋体完成後 20km/h で走行



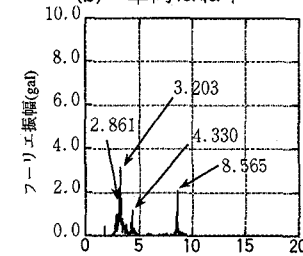
(a) 車両ばね上



(b) 車両ばね下



(c) 床版上



(d) 外ケーブル

図-21 橋面完成後 20km/h で走行

6. 2 外ケーブルの局部応力

外ケーブル振動における定着部およびデビエータ部付近のケーブルの局部曲げ応力については、式(1)に示すWyattの2次曲げ応力算定式²¹⁾により算出した。表-3に各ケーブルの局部応力を付記した。

σ_B = φ × D/2 × √(A/I) × √(Eσ_{Pe}) (1)

ここに、φ = πD/L

- D : ケーブルの振幅
- A : ケーブルの断面積
- σ_{Pe} : 有効プレストレス
- I : ケーブルの断面2次モーメント
- E : ケーブルの弾性係数
- L : ケーブル長
- σ_B : ケーブル局部応力

表-3に示した車両走行による振動により発生する定着部およびデビエータ部付近の局部応力は、斜張橋やエクストラードスドPC橋の活荷重による変動応力²²⁾と比較してもはるかに小さい値である。また、本振動実験では196.1kN車両1台の走行であるが、仮に、最大振幅が測定値に10倍になったとしても、疲労が問題となる応力変動ではないと考えられる。

7. 動的増幅率

車両の走行による橋梁応答の動的効果は、車両が静的に作用したときの応答値に対する、動的に作用したときの応答値の割合を示す動倍率として表される。橋梁の設計示方書では、活荷重による橋梁の動的効果を衝撃と称し、活荷重の割増し係数とした衝撃係数が規定されている。このことから、橋梁の振動実験を行う場合、橋梁の動的効果を把

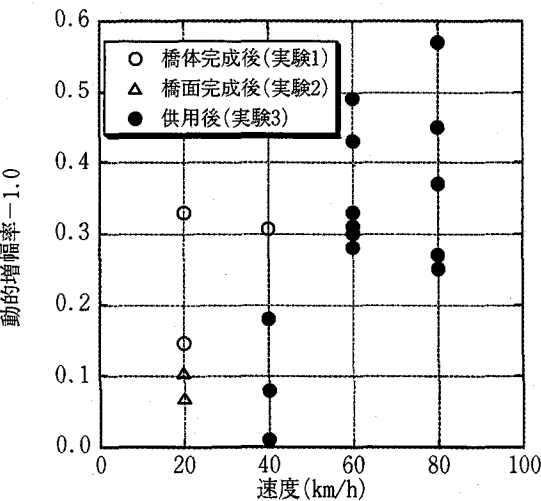


図-21 動的増幅率

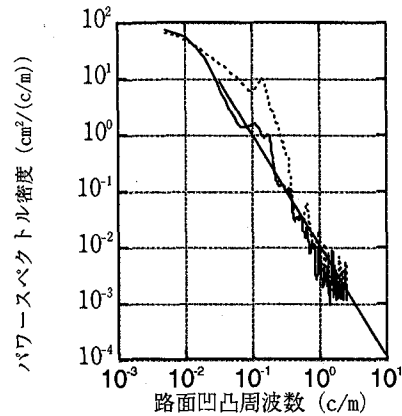


図-22 路面凹凸パワースペクトル密度
(実線：右車輪位置、点線：左車輪位置、直線：平均的凹凸)

握するために動的増幅率を求め、設計係数の検証をするこ
とも多く行われている²³⁾。

一般的には、車両重量が設計荷重と異なるため、車両1
台走行により求めた、動的増幅率と設計衝撃係数を比較す
ることはできない^{24), 25)}。しかし、実験可能な範囲で得ら
れた貴重なデータであるため、ここではあえて、両者を比
較することにした。

本来、衝撃係数を検討するには、応力ないし曲げモー
メント応答を基にした動的増幅率で評価することが好まし
いが、本橋の振動実験（橋体完成直後、橋面完成直後、供
用後）における動的増幅率は、たわみ応答に基づいて式
(2)より算出した¹³⁾。

DIF = (y_{l, dymax} / y_{st max}) + 1 (2)

ここに、y_{st max}は、静的応答成分の最大値、y_{l, dymax}は、
y_{st max}を含む1サイクル中の動的応答成分の最大値である。

ここで、本橋の設計衝撃係数は、道路橋示方書に基づき、
プレストレスコンクリート橋の式²⁶⁾を用いて算出した。対
象径間の径間長は45.5mなので、設計衝撃係数は0.142と
なる。また、比較として、鋼橋の場合には0.209、RC橋の
場合には、0.107となっている。

図-21に、総重量が約196.1kNの実験車両が、実験1
においては速度20km/hおよび40km/hで、実験2におい
ては速度20km/hで、実験3においては40km/h、60km/hお
よび80km/hで、それぞれ単独走行した場合の測点D3およ
びD4のたわみ応答から得られた動的増幅率を示す。

また、参考までに実験1において、実験時に実験車両が
走行した左右の車輪位置での路面凹凸パワースペクトル
密度¹³⁾を図-22に示す。

図-21の動的増幅率を見ると、実験1では、未舗装の状
態であったために、図-22において、直線で示している平
均的な路面凹凸スペクトル形状と比較してもわかるよう

に、路面凹凸は比較的粗く、走行速度 20km/h 走行時でも、動的増幅率は大きな値を示していた。

また、実験 2 や実験 3 で得られた走行速度 40km/h 以下の結果は、ほぼ 0.2 以内に入っているが、車両の走行速度が増加すると、動的増幅率は大きくなる傾向を示している。走行速度が 60km/h 以上では、かなり大きな値を示している測定ケースもあるが、これらは、上述したように一台走行による結果であるため、荷重状態の異なる設計衝撃係数とは直接比較できないものと考えている。

8. まとめ

本研究では、波形鋼板ウェブを有する 5 径間連続 PC 箱桁橋を対象として、車両走行による振動実験を行い、車両が走行した際の、全体構造、外ケーブルおよび波形鋼板ウェブの振動挙動やその特性を把握した。

本研究で明らかになった事項は次の通りである。

- (1) 静的たわみおよび主桁の固有振動数は、解析値、実験値とも一致しており、主桁の剛性評価、および構造全体のモデル化の妥当性が確認された。
- (2) 車両が走行した際、波形鋼板ウェブにおいて大きな振動振幅を生じることにはなかった。また、波形鋼板ウェブで観測されたスペクトルから、床版上と同様な卓越振動数が見られ、特別に単独で振動するような挙動は見られなかったことから、交通振動による接合部などの疲労の問題は無いと考えられる。
- (3) 外ケーブルの主桁や車両との共振性については、本実験から確認されなかった。また、実験で得られた外ケーブルの振動数は、解析値とよく一致していた。
- (4) 車両走行による振動により発生する定着部およびデビエータ部付近の局部応力は、疲労が問題となる応力変動ではなかった。
- (5) 外ケーブルに張力を導入する前後で、主桁の振動数はほとんど変わらなかった。
- (6) 実験車両が、走行速度 40km/h 以下で走行した場合、動的増幅率は、設計で用いた衝撃係数程度となっていた。

謝辞

最後に、本研究において数回にわたる実験を実施するにあたり、秋田県の方々や金沢工業大学本田秀行教授をはじめ、多くの方々にお世話になりました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 島田静雄：Ripple Web Girder による鋼板のせん断試験，土木学会論文集，No.124，pp.1-10，1965.12.
- 2) J.Combault，大浦 隆 訳：シャロー近くのモープレ橋，プレストレスコンクリート，Vol.34，No.1，pp.63-71，1992.1.
- 3) 立神久雄，上平謙二：ウェブに波形鋼板を用いたボックス桁の力学特性，第3回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.128-192，1993.11.
- 4) J.Combault，at el：Box-Girders Using Corrugated Steel Webs and Balanced Cantilever Construction，FIP Symposium Kyoto，pp.417-424，1993.10.
- 5) 近藤昌奉，清水洋一，大浦 隆，服部政昭：波形鋼板ウェブを有する PC 橋—新開橋—，プレストレスコンクリート，Vol.37，No.2，pp.69-78，1995.3.
- 6) 花田 寛，加藤修平，高橋恵吾，山崎正直：波形鋼板ウェブ PC 連続箱桁「松の木 7 号橋」の模型実験，第5回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.345-350，1995.10.
- 7) NCB 研究会：新しい合成構造と橋，山海堂，pp.128-142，1996.
- 8) 睦好宏史：外ケーブルを利用した橋梁の架設と補修・補強，コンクリート工学，Vol.35，No.12，pp.3-11，1997.12.
- 9) 森元峯夫：外ケーブル方式による PC 構造物の変遷，プレストレスコンクリート，Vol.32，No.5，pp.8-16，1990.9.
- 10) 小林和夫：外ケーブル PC 構造に関する研究の現状，土木学会論文集，No.550/V-33，pp.1-12，1996.11.
- 11) 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，土木学会第 49 回年次学術講演会講演概要集，I-581，pp.1160-1161，1994.9.
- 12) 水口和之，芦塚憲一郎，古田公夫，大浦 隆，滝 憲司，加藤卓也：本谷橋の設計と施工，橋梁と基礎，Vol.32，No.9，pp.2-10，1998.9.
- 13) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993.10.
- 14) 加藤雅史，島田静雄：橋梁の現地振動実験法，土木学会誌，Vol.66，No.2，pp.38-42，1981.2.
- 15) 本田英尚，植野 晃，近藤真一，藤田 学：外ケーブルの振動実験について，第2回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp.67-72，1991.11.
- 16) 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，Vol.40，No.3，pp.16-25，1998.5.
- 17) 泉 満明：ねじりを受けるコンクリート部材の設計法，技報堂，pp.25-74，1997.
- 18) 依田照彦，大浦 隆：波形鋼板ウェブを用いた合成 PC 箱桁のねじり特性について，構造工学論文集，土木学会，Vol.39A，pp.1251-1258，1993.
- 19) 本田秀行，秋葉 徹，水木 彰：振動実験に基づく波形鋼腹板桁の動的特性に関する基礎研究，鋼構造年次論

- 文報告集, 第1巻, pp.337-344, 1993.7.
- 20) 本田秀行, 田中 浩: 波形鋼腹板桁の静的及び動的挙動特性に関する基礎的研究, 鋼構造年次論文報告集, 第2巻, pp.171-178, 1994.7.
- 21) T.A.Wyatt: Secondary Stress in Parallel Wire Suspension Cable, ASCE, ST7, pp.37-59, 1960.
- 22) 小野寺 勇, 木水隆夫, 春日照夫, 山村正人: 小田原ブルーウェイブリッジの斜材システムに関する曲げ疲労試験, 第5回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.89-94, 1993.10.
- 23) 小松定夫, 川谷充朗: 斜張橋の自動車走行による動的応答解析と衝撃係数に関する研究, 土木学会論文報告集, No.275, pp.13-28, 1978.7.
- 24) 本田秀行, 小堀為雄, 山田善一: 多径間連続桁橋の動的応答と衝撃係数に関する考察, 土木学会論文報告集, No.331, pp.65-73, 1983.3.
- 25) 岡林隆敏, 山口実浩: 連行車両による道路橋の二乗平均応答解析, 土木学会論文報告集, No.334, pp.1-11, 1983.6.
- 26) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I 共通編, 1996.12.

(1998.9.18 受付)