

PC 連結桁橋の構造条件が交通振動に与える影響

The Influence of Structural Conditions of PC Connected Girder Bridge on Traffic Vibration

角本周*, 深田幸史**, 松永昭吾***, 西村一朗****

Meguru Tsunomoto, Saiji Fukada, Shogo Matsunaga and Ichirou Nishimura

*博(工), オリエンタル白石(株) 福岡支店施工・技術部 (〒810-0001 福岡市中央区天神 4-2-31)

**博(工), 金沢大学准教授 理工学研究域環境デザイン学系 (〒920-1192 金沢市角間町)

***博(工), (株)建設技術研究所 東京本社構造部 (〒103-8430 東京都中央区日本橋浜町 3-21-1)

****(株)長大 西日本構造事業部福岡構造技術部 (〒810-0004 福岡市中央区渡辺通 1-1-1)

Many studies have been reported about vibration characteristics of steel bridges due to vehicle movement. However, there is not any such study concerning PC bridges. Therefore, this study is concerned with dynamic response analysis in PC connected girder bridges due to vehicle movement. In this study, the analysis was simulated about the bridge with different span length and different bearing stiffness. Sin wave road-surface generated from IRI value 3.5 also was used. The analyzed results show that the response of the superstructure becomes the maximum from 5 to 11m of wavelength, and increases along with the span length.

Key Words : Connected girder bridge, Traffic vibration, Span, Bearing stiffness

キーワード : PC 連結桁橋, 交通振動, 支間, 支承剛性

1. はじめに

車両通行に伴う振動, 騒音および低周波音は, 地震動のように破壊的な影響は与えないものの日常継続して作用する. したがって, これらの発生が少ない道路構造物を選定することは, 狭い国土において良好な居住環境を確保する上でも重要であると考えられる¹⁾.

道路構造物のうち, PC 橋は鋼橋に比べて車両通行に伴う騒音や低周波空気振動が少ないと言われている. 例えば, 騒音については, 鋼桁橋に比べて PC 桁橋は主桁下端の音源における A 特性音響パワーレベルが 8 dB 程度小さいと予測されている²⁾. また, 低周波音についても, 鋼桁橋に比べて PC 桁橋は伸縮装置位置を車両が通行した際の音圧レベルが 20 dB 程度小さいという調査結果がある³⁾. しかしながら, PC 橋は鋼橋に比べて車両通行時の動的応答に関する計測事例や研究報告が少なく⁴⁾, 構造形式毎の振動特性や振動の程度が十分に把握されていないのが実状である. さらに, 高速道路の PC 橋においては, 路面凹凸に起因した振動や騒音で問題が生じた事例も報告されている^{5), 6)}.

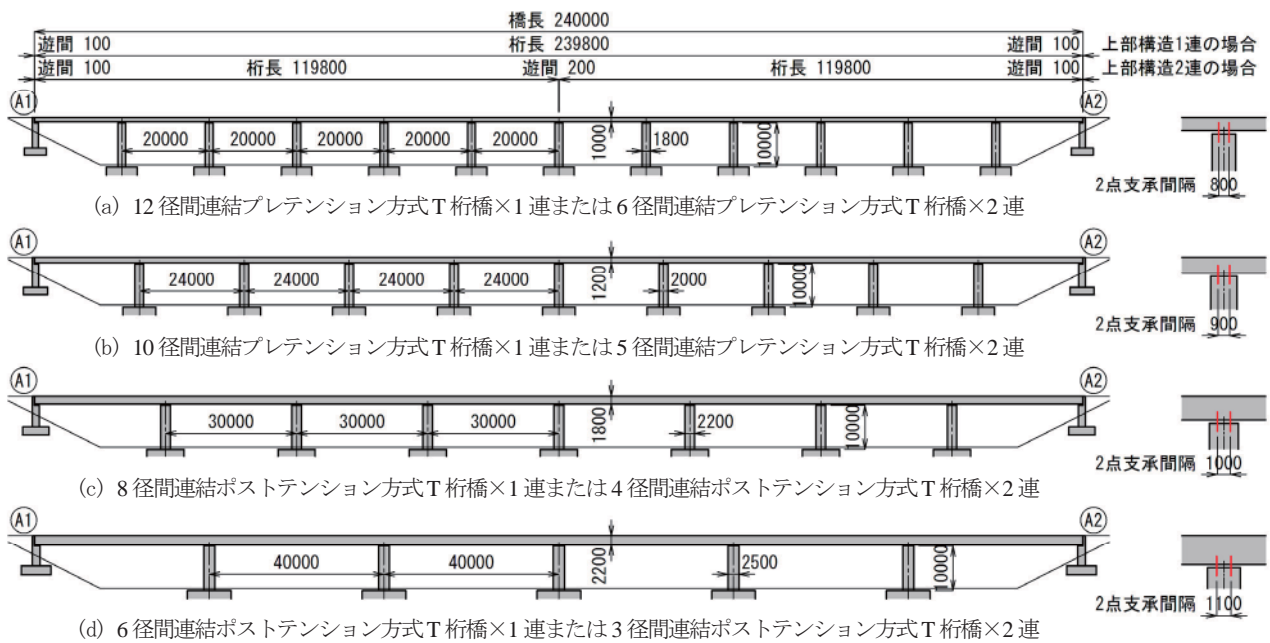
そこで, 本研究では, 支間の異なる PC 連結桁橋を対象にして大型車両通行時の動的応答をシミュレーション

解析により算出し, PC 橋の中でも交通振動が少ない構造形式を選定するための基礎的検討を行った^{7), 8)}.

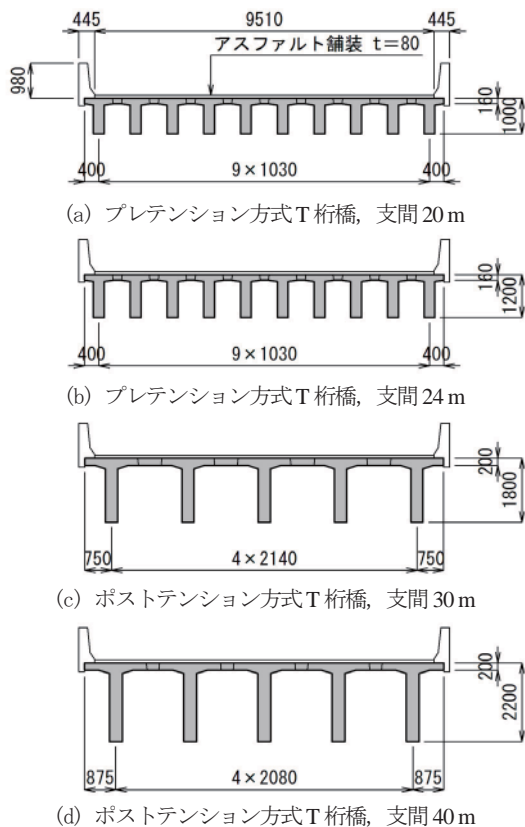
2. 検討概要

本研究では, 橋長 240 m の区間に対して, 図-1 に示すように支間が異なる 1 連または 2 連の上部構造で構成される PC 連結桁橋を 8 ケース設定した. 上部構造は, 支間 20 m および 24 m の場合はプレテンション方式 T 桁, 支間 30 m および支間 40 m の場合はポストテンション方式 T 桁とし, 中間橋脚でプレキャスト PC 桁を RC 連結して 2 点支承で支持する構造とした. また, 上部構造の断面形状は, 図-2 に示すように旧建設省標準設計に準拠した. 一方, 橋脚は, 支間によらず同一高さとし, 図-3 に示す RC 構造の T 形橋脚とした. なお, 幅員構成は, 道路規格の第 1 種第 3 級に準拠して設定した.

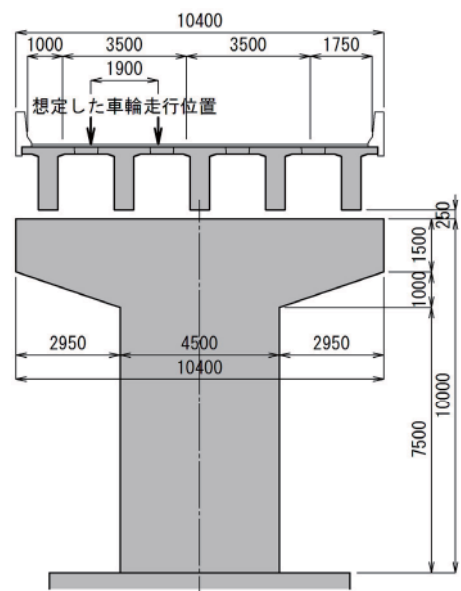
解析モデルは, 図-4 に示す 3 次元骨組構造モデルとし, 上部構造は 5 主桁に集約した格子構造でモデル化した. また, 上部構造のたわみ変形が橋脚の橋軸方向の変形に与える影響を考慮するために, 主桁はオフセット部材を介してゴム支承で支持する構造とした. ゴム支承の剛性は, 交通振動に与える影響を検討するために, 表-1



図一 検討対象とした PC 連結桁橋



図二 上部構造の断面形状



図三 橋脚形状と車両走行位置

示す車両の上下、ピッチングおよびローリング振動を再現できる 3 次元モデルを用い、総重量 196 kN および 245 kN のリーフサスペンション車を想定したパラメータを設定した。車両モデルの後軸ばね上振動数は、196 kN 車が 3.0 Hz、245 kN 車が 2.7 Hz である。

路面凹凸は、一般的な交通振動の検討ではランダム波形を用いているが^{7), 8)}、本検討では応答に寄与する波長を把握するために、図一六に示すように波長 3~15 m の正弦波を用いて行った¹⁰⁾。ここで、正弦波の位相は、A1 位置で腹となるように設定した。正弦波の振幅は、各波長に対して高速道路での走行快適性能からの限界値である IRI=3.5 (評価速度 80 km/h, 評価基準長 200 m) となる振幅 (図一七) を用いた^{6), 11)}。

に示す 5 ケースを設定した。ここで、1 支承当りの鉛直剛性は、プレテンション桁の場合は 2.8×10^5 kN/m、ポストテンション桁の場合は 8.0×10^5 kN/m を標準値とした⁹⁾。また、橋軸剛性は、上部構造一支承系の橋軸水平振動の固有周期が 0.5 秒、1.0 秒および 1.5 秒となる値とした。

動的応答の算出には、車両-橋梁系の運動方程式を直接積分する方法を用いた⁴⁾。車両モデルには、図一五に

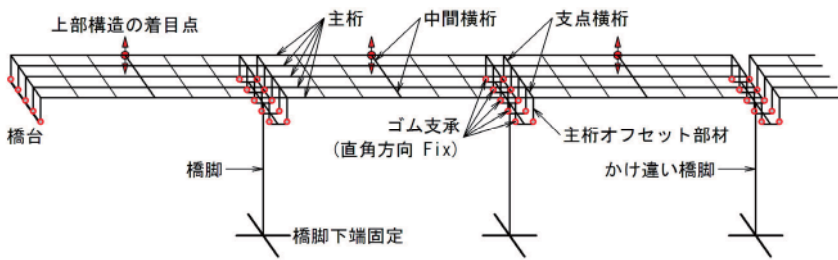
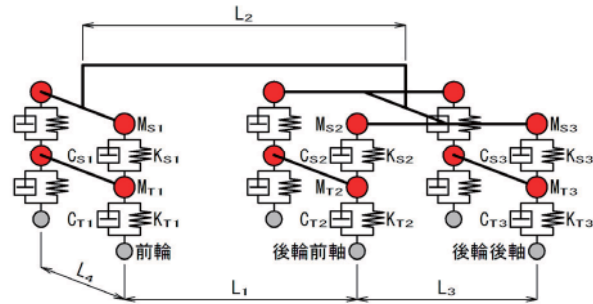


図-4 解析モデル

表-1 ゴム支承の剛性

Case	ゴム支承剛性	
	橋軸	鉛直
A(標準)	1.0 秒相当*	標準値×1.0
B	0.5 秒相当*	標準値×1.0
C	1.5 秒相当*	標準値×1.0
D	1.0 秒相当*	標準値×1.5
E	1.0 秒相当*	標準値×0.5

※上部構造-支承系の橋軸水平振動の固有周期



項目	記号	単位	196kN 車		245kN 車	
前輪-後輪前軸間	L ₁	m	3.350	5.200		
前輪-後輪中心間	L ₂	m	4.000	6.100		
後輪前軸-後輪後軸間	L ₃	m	1.300	1.800		
左右車輪間	L ₄	m	1.900	1.900		
			前輪	後輪	前輪	後輪
ばね上質量	M _s	kN/(m ²)	1.50	3.00	2.00	4.00
ばね上ばね定数	K _s	kN/m	392	1666	490	1813
ばね上減衰係数	C _s	kN/(m/s)	2.94	7.84	2.94	6.86
ばね上振動数	f _s	Hz	2.33	3.02	2.21	2.70
ばね下質量	M _r	kN/(m ²)	0.50	1.00	0.50	1.00
ばね下ばね定数	K _r	kN/m	1862	3430	1862	3430
ばね下減衰係数	C _r	kN/(m/s)	4.90	9.80	4.90	11.76
ばね下振動数	f _r	Hz	10.75	11.58	10.98	11.71

図-5 3次元車両モデルと設定したパラメータ

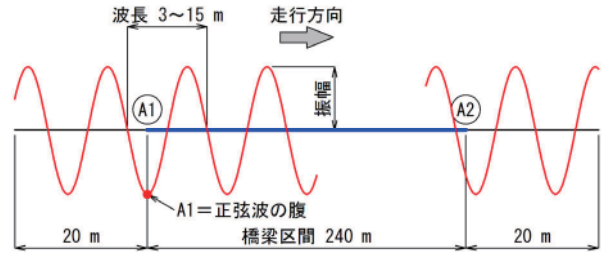


図-6 設定した路面凹凸波形 (正弦波)

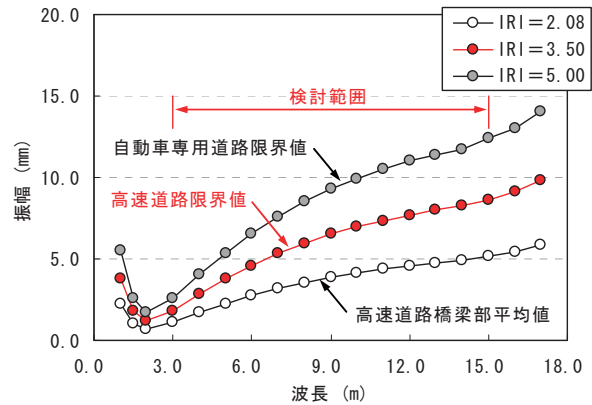


図-7 正弦波の振幅と IRI (80 km/h, 200 m)

表-2 上部構造のたわみおよびねじれ振動モードの固有振動数 (Hz)

構造形式	近似式 100/L	Case A		Case B		Case C		Case D		Case E				
		f ₁	f ₂	f ₁	f ₂	f ₁	f ₂	f ₁	f ₂	f ₁	f ₂			
支間 20 m	12 径間 1 連	5.00	4.11	4.17	4.35	4.63	4.14	4.19	4.11	4.16	4.24	4.28	3.95	4.01
	6 径間 2 連		4.10	4.10	4.33	4.33	4.12	4.13	4.10	4.10	4.22	4.22	3.95	3.95
支間 24 m	10 径間 1 連	4.17	3.50	3.57	3.79	4.11	3.52	3.59	3.50	3.56	3.60	3.66	3.37	3.45
	5 径間 2 連		3.49	3.49	3.77	3.77	3.51	3.51	3.49	3.49	3.58	3.58	3.37	3.37
支間 30 m	8 径間 1 連	3.33	3.28	3.38	3.70	3.89	3.30	3.40	3.27	3.37	3.37	3.45	3.16	3.27
	4 径間 2 連		3.26	3.26	3.67	3.68	3.29	3.29	3.26	3.26	3.34	3.34	3.16	3.16
支間 40 m	6 径間 1 連	2.50	2.32	2.45	2.85	2.92	2.34	2.47	2.31	2.45	2.38	2.50	2.24	2.39
	3 径間 2 連		2.30	2.30	2.83	2.83	2.33	2.33	2.30	2.30	2.35	2.35	2.24	2.24

解析では、車両が A1 の手前 20 m (IRI の評価方法に準拠) から A2 側へ等速度 (60~100 km/h) で単独走行する状態をシミュレーションした。また、車両の走行位置は、片側車線の中央 (図-3) とした。解析における橋梁の減衰特性は、上部構造を 1%、橋脚を 2%、支承を 5% とし、ひずみエネルギー比例減衰により各モード減衰定数を算出し、交通振動で問題となる 10 Hz 程度までのたわみおよびねじれ振動モードのモード減衰定数に近似するように、Rayleigh 減衰を設定した。

3. 固有振動特性

上部構造のたわみおよびねじれ振動モードの固有振動数を、表-2 に示す。また、支間 24 m の 10 径間連結桁橋 1 連、支間 40 m の 6 径間連結桁橋 1 連、支間 40 m の 3 径間連結桁橋 2 連のたわみおよびねじれ振動モードを、図-8 に示す。

たわみ 1 次振動モードの固有振動数は、支間長を用いた近似式 $f = 100/L$ による推定値と比較すると、プレテ

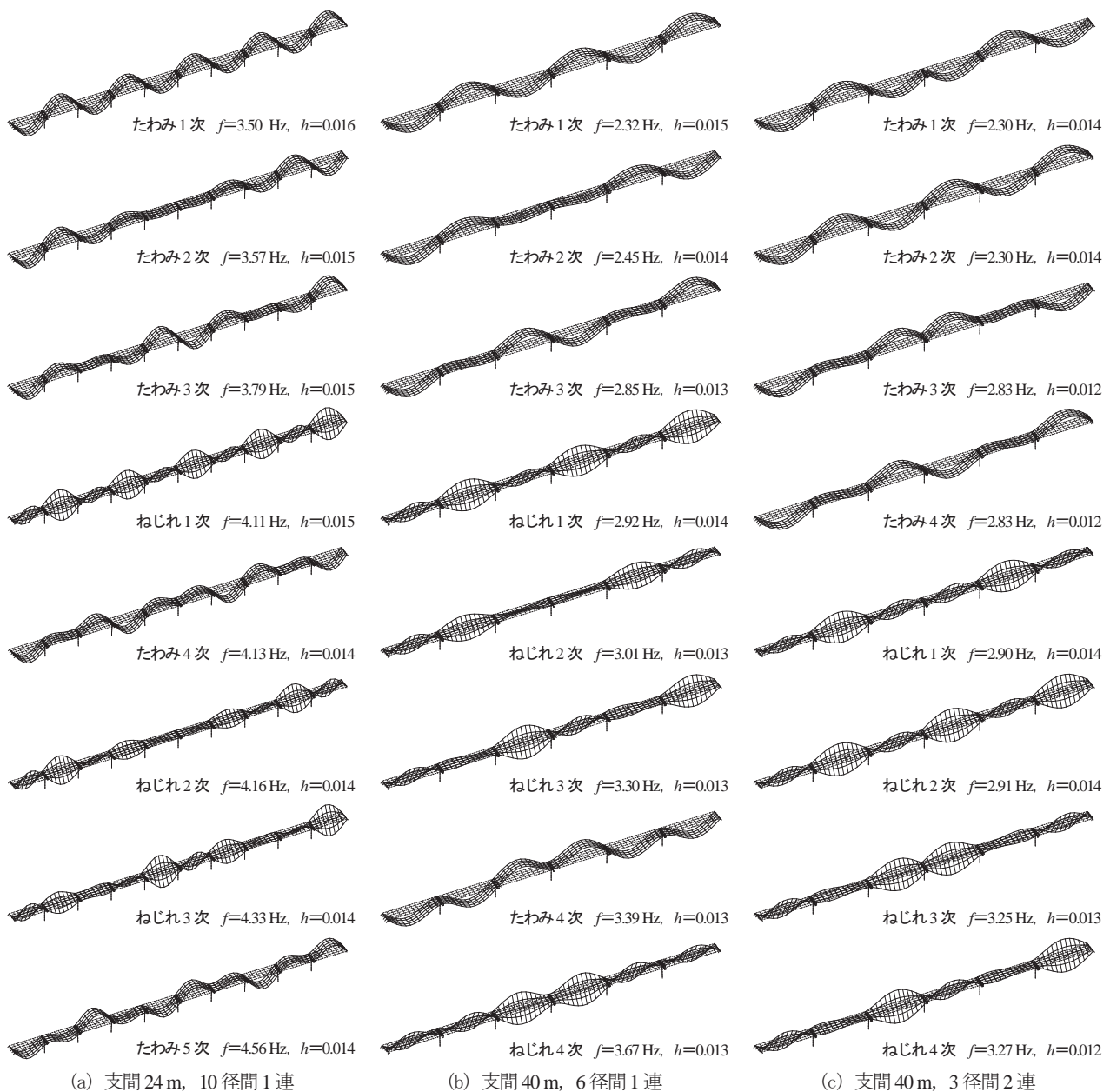


図-8 固有振動モードの一例

ンション方式T桁である支間 20 m および支間 24 m では 15~20%程度低くなっているが、ポストテンション方式 T 桁である支間 30 m および支間 40 m ではほぼ一致した値となっている。また、単純桁橋では、たわみ 1 次とたわみ 2 次の固有振動数比は 1:4 となるが、対象とした連結桁橋では、たわみ 1 次の固有振動数と近接した振動モードが複数あり、交通振動で問題となる振動数領域 (2~15 Hz) に多くの固有振動モードが存在する。特に、2 連の上部構造で構成される場合は、かけ違い橋脚位置で対称となる振動モードと逆対称となる振動モードの固有振動数が同じ値となっている。

固有振動数に与えるゴム支承の剛性の影響は、表-2 に示すように、水平剛性に比べて鉛直剛性の影響が大きい結果となっている。これは、2 点支承の場合は、鉛直剛性が低いほど 1 点支承に近い挙動を示すためである。

4. 上部構造の交通振動特性

シミュレーション解析の結果として、196 kN 車が波長 8 m の路面上を 80 km/h で走行した場合の径間中央での鉛直方向応答速度波形を、図-9 に示す。ここで、図中の P1, P2 等は、後輪中心が各橋台や橋脚位置を通過した時間を示している。応答速度の最大値は、支間 24 m および支間 40 m とともに、上部構造が 1 連で構成される場合は約 6 cm/s、上部構造が 2 連で構成される場合は約 10 cm/s と同程度となっている。しかしながら、支間 24 m の場合には車両が着目径間を走行した間の応答が大きいものに対して、支間 40 m の場合には車両が着目径間以外の径間を走行する間でも同程度の応答が生じている。これは、上部構造の固有振動数と車両の後軸ばね上振動数との近接度により、上部構造が強制加振される場合と共

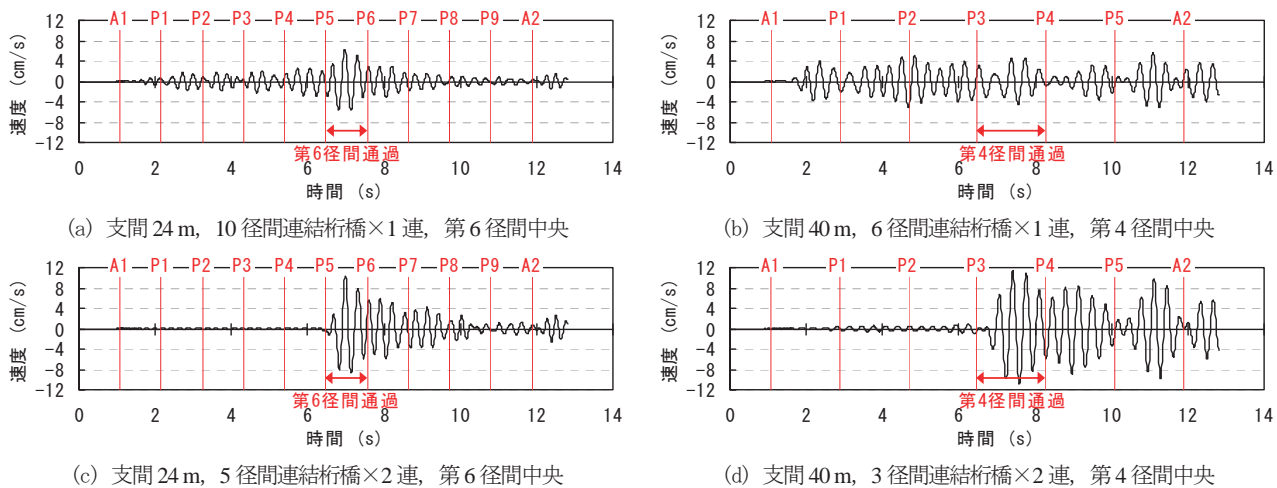


図-9 上部構造の鉛直方向の応答速度波形 (196 kN 車 80 km/h 走行, 路面波長 8 m)

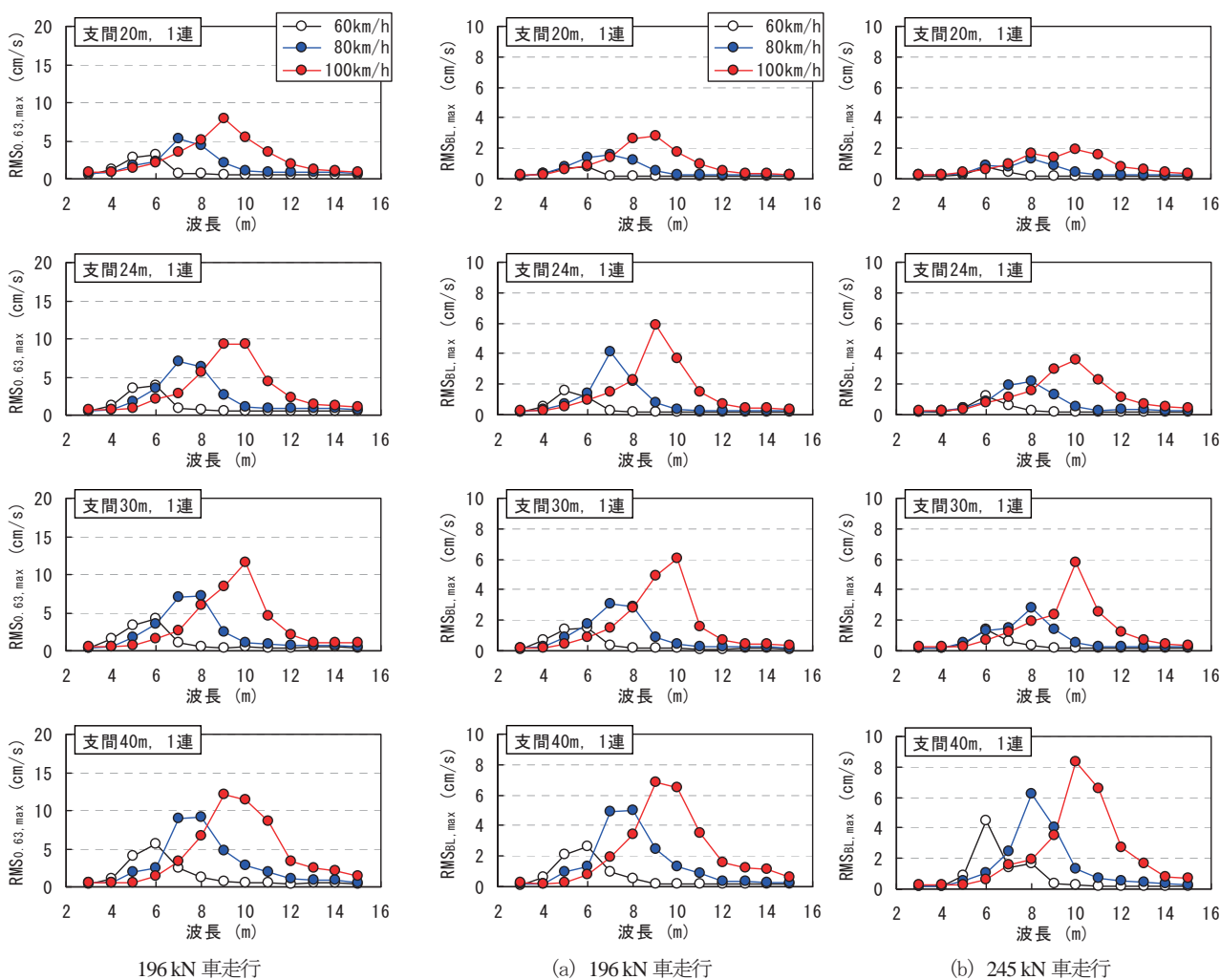


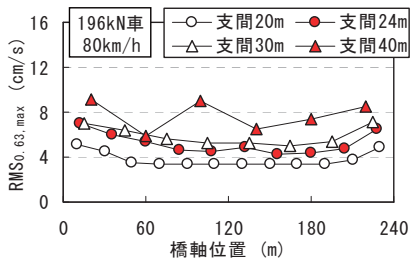
図-10 全径間中央の $RMS_{0.63,max}$

図-11 全径間中央の $RMS_{BL,max}$

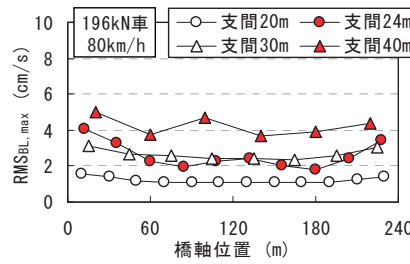
振加振される場合との違いである。

路面の波長と全径間の中央での鉛直方向応答速度との関係として、時定数 0.63 秒毎に算出した応答速度の実効値の最大値 (以下、 $RMS_{0.63,max}$) を図-10 に、車両が橋梁上を通過する時間全体で積分して算出した応答速度の実効値 (以下、 $RMS_{BL,max}$) を図-11 に示す¹²⁾。 $RMS_{0.63,max}$

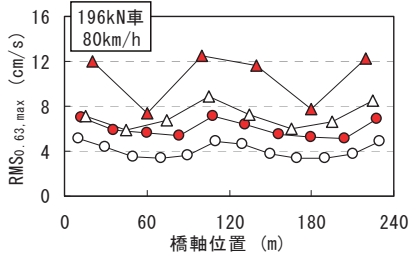
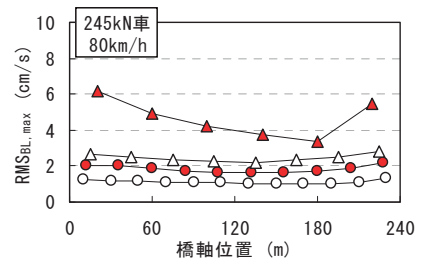
および $RMS_{BL,max}$ は、いずれも波長 5~11 m で最大値を示しており、走行速度が速いほど最大値が生じる波長が長くなる傾向がある¹⁰⁾。また、196 kN 車走行の場合と 245 kN 車走行の場合とでは、245 kN 車走行の場合の方が最大値が生じる波長が若干長くなっている。 $RMS_{0.63,max}$ を指標とした場合 (図-10) と $RMS_{BL,max}$ を指標とした



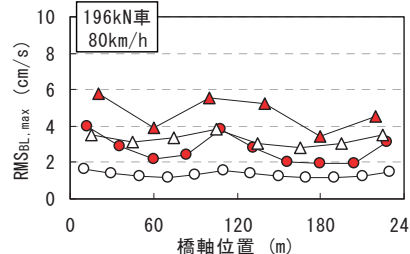
(a) 上部構造1連の場合



(a) 上部構造1連の場合



(b) 上部構造2連の場合



(b) 上部構造2連の場合

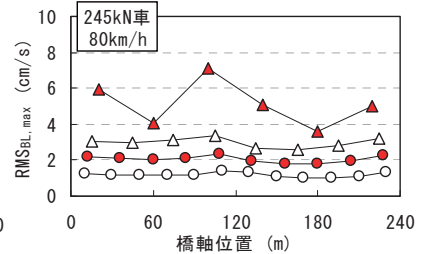


図-12 各径間中央の $RMS_{0.63,max}$

図-13 各径間中央の $RMS_{BL,max}$

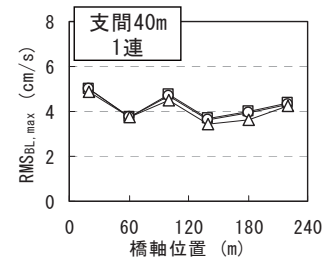
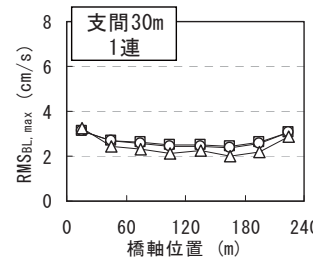
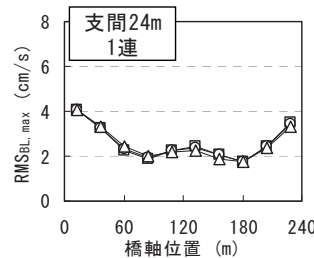
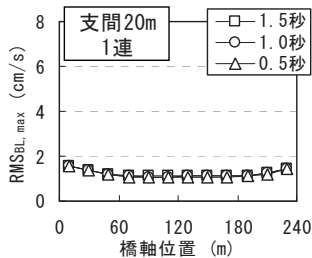


図-14 ゴム支承の橋軸剛性と各径間中央の $RMS_{BL,max}$ (196 kN 車 80 km/h 走行)

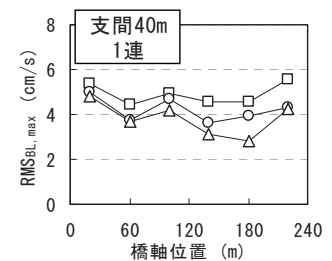
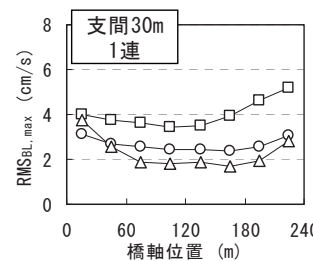
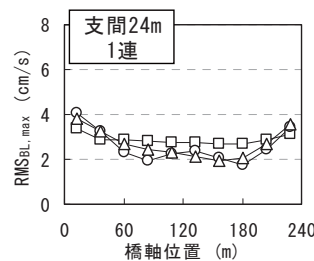
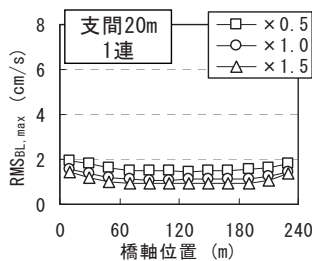


図-15 ゴム支承の鉛直剛性と各径間中央の $RMS_{BL,max}$ (196 kN 車 80 km/h 走行)

場合 (図-11) とでは, $RMS_{BL,max}$ を指標とした場合の方が支間の影響が顕著であり, 支間 40 m では支間 20 m の 3~4 倍となっている。

支間ごとの各径間中央の $RMS_{0.63,max}$ を図-12 に, $RMS_{BL,max}$ との図-13 に示す。ここで, $RMS_{0.63,max}$ および $RMS_{BL,max}$ は, 波長 3~15 m に対する最大値をプロットしている。各径間中央の $RMS_{0.63,max}$ および $RMS_{BL,max}$ は, 着目する径間にかかわらず支間長が長いほど大きくなる傾向にある。また, 各径間中央の $RMS_{BL,max}$ は, 支間 20 m では径間毎の差が少ないが, 支間 40 m では径間毎に差が生じている。これは, 支間 20 m では強制加振による応答が卓越するのに対して, 支間 40 m では共振加振による応答が卓越するのが原因と考えられる。なお, 上部構造が 2 連で構成される場合は, 上部構造が 1 連で構成

される場合に比べて, かけ違い橋脚前後の径間の応答が増加する傾向にある。

ゴム支承の橋軸剛性および鉛直剛性と各径間中央での $RMS_{BL,max}$ との関係を, 図-14 および図-15 に示す。ゴム支承の橋軸剛性が固有周期 0.5~1.5 秒相当の範囲では, いずれの支間においても $RMS_{BL,max}$ に差が生じていない。よって, 今回の検討の範囲では, 耐震性の観点から上部構造を長周期化しても, 上部構造の鉛直振動は増加しないといえる。一方, ゴム支承の鉛直剛性については, 標準値の 0.5 倍とした場合は標準値の 1.5 倍とした場合に比べて, $RMS_{BL,max}$ は 1.5~2 倍となっており, 特に支間 30 m の場合に顕著な差が生じている。これは, 固有振動特性について述べたように, 鉛直剛性が低いほど 1 点支承に近い挙動を示すことが原因と考えられる。

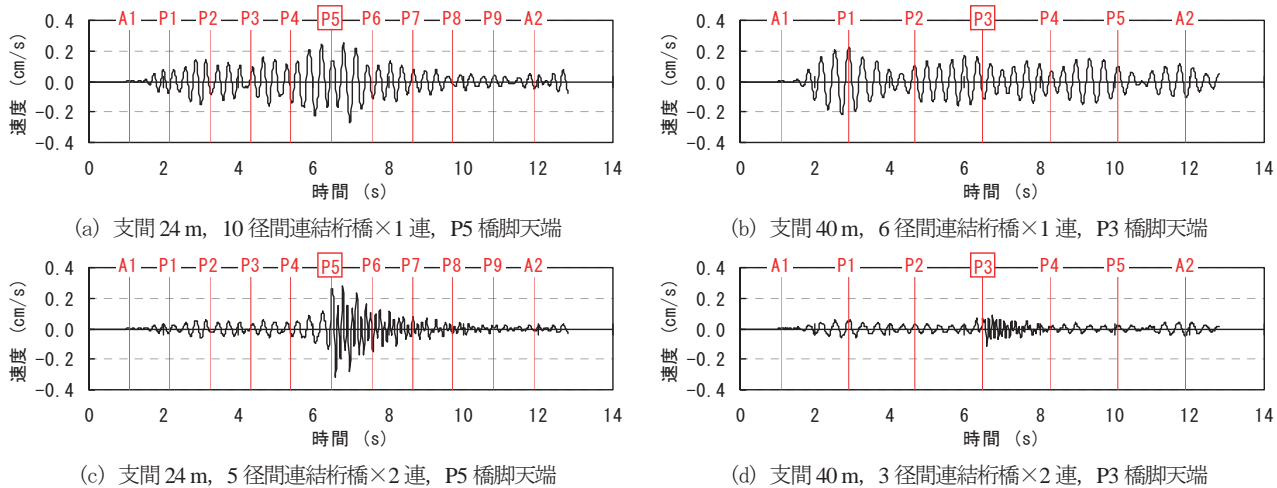


図-16 橋脚の橋軸方向の応答速度波形 (196 kN 車 80 km/h 走行, 路面波長 8 m)

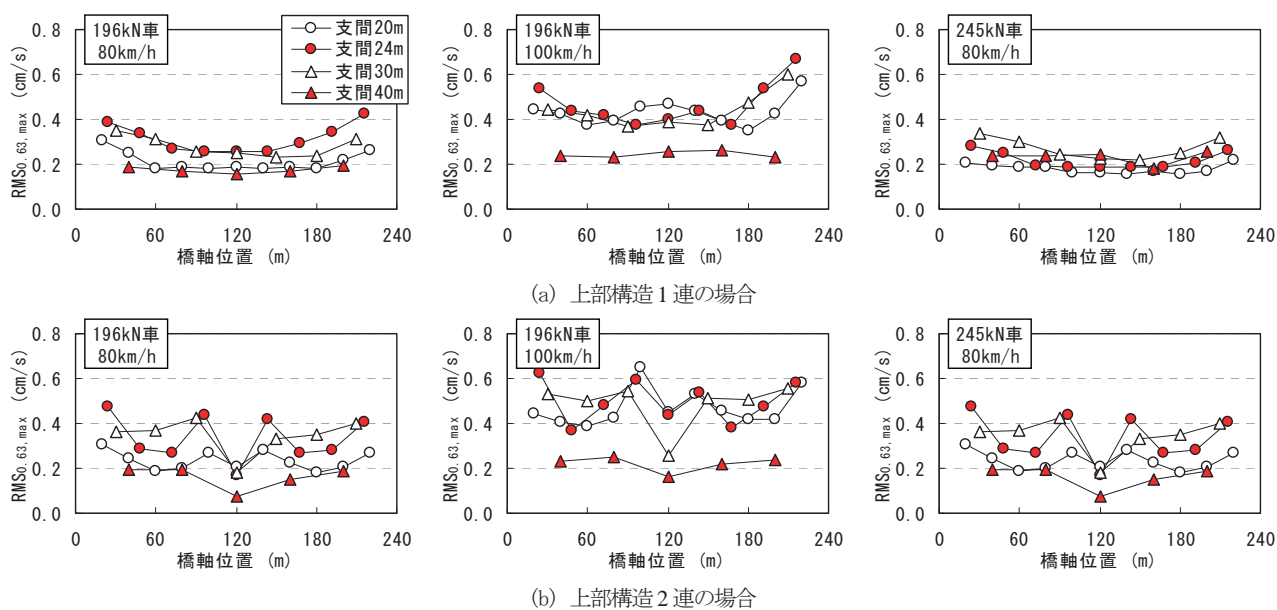


図-17 各橋脚天端の橋軸方向の $RMS_{0.63,max}$

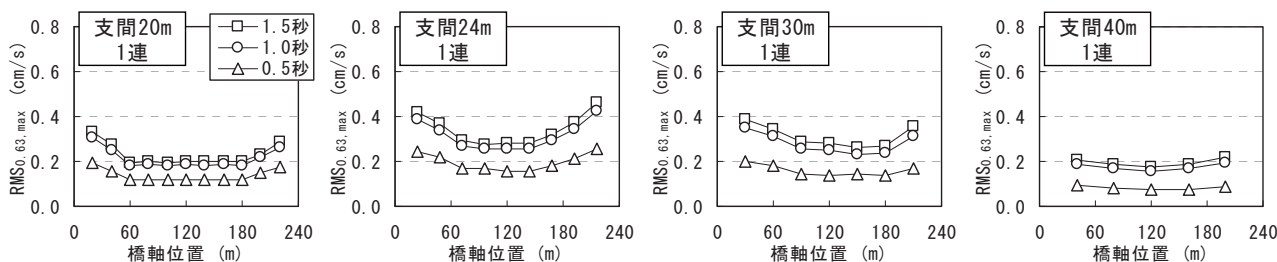


図-18 ゴム支承の橋軸剛性と各橋脚天端の $RMS_{0.63,max}$ (196 kN 車 80 km/h 走行)

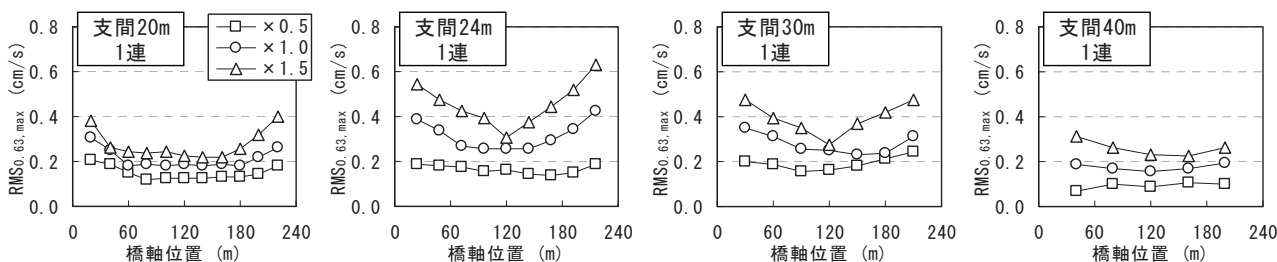


図-19 ゴム支承の鉛直剛性と各橋脚天端の $RMS_{0.63,max}$ (196 kN 車 80 km/h 走行)

5. 橋脚の交通振動特性

シミュレーション解析の結果として、196 kN 車が波長 8 m の路面上を 80 km/h で走行した場合の橋脚天端での橋軸方向応答速度波形を、図-16 に示す。図-9 に示した上部構造の応答波形と比較すると、上部構造が 1 連で構成される場合は上部構造と同じ周期の振動が励起されているが、上部構造が 2 連で構成される場合はより高い周期の振動が伸縮装置通過直後に励起されている。

支間と各橋脚天端での橋軸方向応答速度との関係として、時定数 0.63 秒毎に算出した応答速度の実効値の最大値（以下、 $RMS_{0.63,max}$ ）を図-17 に示す。上部構造の鉛直方向の $RMS_{0.63,max}$ は支間が長いほど大きくなる傾向があったが、橋脚の橋軸方向の $RMS_{0.63,max}$ は支間 20~30 m が同程度であり、支間 40 m がそれより小さくなる傾向となった。また、上部構造が 2 連で構成される場合は、上部構造が 1 連で構成される場合に比べて、支間 20~30 m ではかけ違い橋脚の両側の橋脚の応答が増加している。

ゴム支承の橋軸剛性および鉛直剛性と各橋脚天端での $RMS_{0.63,max}$ との関係を示す。図-18 および図-19 に示す。ゴム支承の橋軸剛性が固有周期 1.0~1.5 秒相当の場合は 0.5 秒相当の場合と比較して、支間によらず $RMS_{0.63,max}$ は 2 倍程度となっている。よって、今回の検討の範囲では、耐震性の観点から上部構造を長周期化すると、橋脚から伝達される地盤振動を増加させる可能性があるといえる。また、支承の応答変位は、地震時に比べて車両走行時の振幅は小さいので、耐震性の向上と交通振動の低減を両立するには、小振幅域での等価剛性が大振幅域に比べて大きくなる支承構造を採用するのがよいといえる。一方、ゴム支承の鉛直剛性は、支間によらず剛性が高いほど $RMS_{0.63,max}$ は大きくなる傾向がある。連結桁橋の構造特性からすれば 2 点支承の鉛直剛性は小さい方が望ましく、さらに、橋脚の交通振動を低減する点からも鉛直剛性は小さくするのがよいといえる。

6. まとめ

本研究では、PC 連結桁橋を対象に、支間やゴム支承の剛性等が交通振動に与える影響について、正弦波の路面凹凸を用いたシミュレーション解析により検討を行った。得られた知見をまとめると、次のとおりである。

- (1) 上部構造の交通振動およびその継続時間が少ない PC 連結桁橋としては、上部構造のたわみおよびねじれ振動数が大型車両の後軸ばね上振動数より小さい支間を選定するのがよい。
- (2) 上部構造の交通振動を低減するには、支間によらず、波長 5~11 m の路面凹凸を低減するのがよい。
- (3) 橋脚の交通振動に及ぼす上部構造の支間の影響は顕

著でない。

- (4) 地盤振動の発生源となる橋脚の交通振動をより少なくするためには、小振幅域での橋軸剛性の高いゴム支承を採用するのがよい。
- (5) ゴム支承の鉛直剛性を小さくすると、上部構造の交通振動は大きくなるが橋脚の交通振動は小さくなる。

参考文献

- 1) (社)土木学会構造工学委員会：交通荷重による橋梁振動に関する研究の現状と課題，1994.4.
- 2) (社)日本音響学会道路交通騒音調査研究委員会：日本音響学会道路交通騒音予測モデル“ASJ RTN-Model 2003”，日本音響学会誌，Vol.60，No.4，pp.192-246，2004.4.
- 3) 小川清，小野正二：橋梁振動に伴う低周波空気振動に関する試験研究（その2），日本道路公団試験所報告，pp.259-278，1977.12.
- 4) 深田幸史，梶川康男，角本周：2 径間連続 PC 斜張橋の車両走行時の振動特性と動的増幅率，土木学会論文集，No.605，pp.37-47，1998.10.
- 5) 梶川康男，新開正英，讃岐康博，村田幸一：都市内 PC 高架橋の環境振動軽減対策とアセスメント手法の適用，構造工学論文集，Vol.41A，pp.691-700，1995.3.
- 6) 広井智，深田幸史，樺山好幸，室井智文，岡田裕行：高速道路を走行する大型車両のばね上振動に影響を与える橋梁上の長波長路面に対する評価方法，土木学会舗装工学論文集，第 14 集，pp.179-187，2009.12.
- 7) 角本周，松永昭吾，西村一郎，嶋田紀昭：PC 連結桁橋の支間構成と交通振動に関する一検討（上部構造），土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集，第 1 部，pp.169-170，2007.9.
- 8) 松永昭吾，角本周，西村一郎，嶋田紀昭：PC 連結桁橋の支間構成と交通振動に関する一検討（橋脚），土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集，第 1 部，pp.171-172，2007.9.
- 9) 建設省土木研究所，(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会：プレキャスト連結げたの設計法に関する共同研究報告書，共同研究報告書第 65 号，1992.2.
- 10) 深田幸史，室井智文，樺山好幸，梶川康男：路面補修前後の長期モニタリングから評価した周期性路面の橋梁に及ぼす影響，土木学会論文集 A1，Vol.67，No.1，pp.121-136，2011.3.
- 11) (社)土木学会：舗装標準示方書，pp.157，2007.3.
- 12) 梶川康男：振動感覚を考慮した道路橋の使用性解析に関する考察，土木学会論文報告集，第 304 号，pp.47-58，1980.12.