

橋梁上に設置した柱状付属構造物の共振影響評価

伊佐 政晃¹・篠原 聖二²・高田 佳彦³・
松本 崇志⁴・真鍋 祐貴子⁵・光川 直宏⁶

¹ 正会員 阪神高速道路株式会社 技術部 (〒541-0056 大阪府大阪市中央区久太郎町 4-1-3)
E-mail: masaaki-isa@hanshin-exp.co.jp

² 正会員 阪神高速道路株式会社 技術部 (〒541-0056 大阪府大阪市中央区久太郎町 4-1-3)
E-mail: masatsugu-shinohara@hanshin-exp.co.jp

³ 正会員 阪神高速道路株式会社 技術部 (〒541-0056 大阪府大阪市中央区久太郎町 4-1-3)
E-mail: yoshihiko-takada@hanshin-exp.co.jp

⁴ 正会員 株式会社建設技術研究所 (〒541-0045 大阪府大阪市中央区道修町 1-6-7)
E-mail: matsumoto-takashi@ctie.co.jp

⁵ 正会員 株式会社建設技術研究所 (〒541-0056 大阪府大阪市中央区道修町 1-6-7)
E-mail: yk-yamasaki@ctie.co.jp

⁶ 正会員 株式会社建設技術研究所 (〒541-0056 大阪府大阪市中央区道修町 1-6-7)
E-mail: mitukawa@ctie.co.jp

兵庫県南部地震および東北地方太平洋沖地震により、橋梁上に設置された照明柱等の柱状付属構造物の倒壊や脱落が確認されており、災害時の緊急輸送路としての機能確保の観点から、柱状付属構造物の耐震性を評価しておくことは重要である。本検討では、既往の大規模地震による柱状付属構造物の被害状況を調査、分析した上で、阪神高速道路上の柱状付属構造物を種別、年代毎にその固有周期を整理した。また、柱状付属構造物を 1 自由度系でモデル化し、橋脚が振動することによる柱状付属構造物の共振影響を評価した。さらに、1 自由度系モデルによる柱状付属構造物の共振影響評価が妥当であることを確認するため、高架橋と柱状付属構造物で構成する 3 次元骨組みモデルによる時刻歴応答解析により検証した。

Key Words: columnar structures, eigenvalue analysis, resonance effect, time history response analysis

1. はじめに

高速道路高架上には、様々な種別、設計年度の柱状付属物が数多く設置されている。1995 年兵庫県南部地震では、橋脚の倒壊や上部構造の落橋などの致命的な被害が生じたが、照明柱や標識柱などの柱状付属構造物についても、倒壊や脱落など数多くの被害が確認されている^{1,2)}。また、2011 年の東北地方太平洋沖地震では、東北新幹線の電化柱が広範囲にわたり被害を受け、復旧に時間を要したような事例もある³⁾。このように柱状付属構造物の被害により、車両に損害を及ぼす恐れがある。また、車両の通行が阻害されると、地震発生時に高架道路上にあった車両を速やかに排出することができないため、緊急輸送路として機能が制限されてしまう可能性がある。従前、高架橋の橋脚や上部構造の耐震性向上対策は進め

られているが、地震発生後の緊急輸送路としての機能を確保する観点から、柱状付属構造物の耐震性を評価しておくことは重要である。

道路橋の柱状付属構造物についての研究として、飯田ら⁴⁾は、橋梁上のチェーンダンパーを取り付けた照明柱における地震荷重作用時の制振効果について検討している。伊津野ら⁵⁾は、レベル 1 地震動に着目し、共振による橋梁上の照明柱モデルの加速度や基部、開口部などの応力を評価している。地震外力以外にも、交通荷重等の振動による高架橋と付属構造物の共振影響の検討が行われている^{たとえば 6)}。鉄道橋では、電化柱の耐震検討として、地震時の耐力評価と補強構造を検討している。^{たとえば 7)}

本検討では、高架橋に設置されている柱状付属構造物の耐震性を評価することを目的に、既往の大規模地震による被害状況を調査、分析した上で、阪神高速道路上の

柱状付属構造物の振動特性を種別、年代毎に整理した。さらに、レベル1地震動およびレベル2地震動（タイプⅠ、タイプⅡ）作用時に高架橋が振動することによる柱状付属構造物との共振による影響を評価した。

2. 既往の被害事例

既往の大規模地震における被害事例から、特に柱状付属構造物の被害が顕著であった1995年兵庫県南部地震と2011年東北地方太平洋沖地震に着目し、被害事例を整理する。

(1) 1995年兵庫県南部地震

兵庫県南部地震における阪神高速道路上の付属構造物（照明柱、文字情報板、テレビ支柱）の被害状況を表-1に示す^{10,11)}。橋脚や上部構造などの本体構造物の被害が顕著であったのは、神戸地区の3号神戸線や5号湾岸線であるが、付属構造物は、本体構造物の被害が多かった神戸地区だけでなく、本体構造物の被害がほとんどなかった大阪地区の4号湾岸線でも被害が多かったことが確認された。

表-1 兵庫県南部地震における主な付属構造物の被害状況

	照明柱			文字情報板			テレビ支柱		
	設置本数	損傷本数	比率(%)	設置台数	被災台数	比率(%)	設置台数	被災台数	比率(%)
	数	数	(%)	数	数	(%)	数	数	(%)
大阪地区	3,709	91	2.5	194	21	10.8	86	10	11.6
湾岸地区	3,111	30	1.0	77	33	42.9	49	30	61.2
神戸地区	3,699	1,779	48.1	85	44	51.8	51	50	98.0
北神戸地区	512	1	0.2	25	0	0.0	26	2	7.7
合計	11,031	1,901	-	381	98	-	212	92	-



写真-1 照明柱の倒壊¹¹⁾

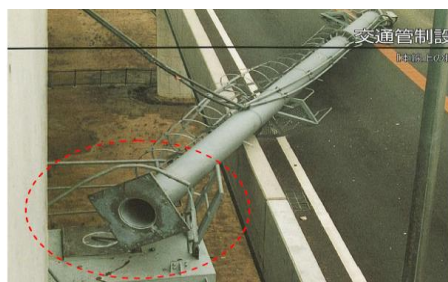


写真-2 テレビ支柱の倒壊¹¹⁾



写真-3 電化柱の倒壊³⁾

照明柱の被害形態は、写真-1に示すように路面から1～2mの位置に設けられた安定器収納用開口部（幅13cm、長さ60cm程度）の座屈変形がほとんどであった。路線別の照明柱被害状況を表-2に示す。全被災数1,901本のうち、1,886本が座屈変形であり、残りの15本は柱上部の継手損傷であった。神戸地区の他に被害が大きかった路線は、大阪地区の11号池田線、12号守口線、15号堺線、17号西大阪線、および湾岸地区の4号湾岸線であった。北神戸線に多い土工部に建柱された照明柱は、大きな被害をほとんど受けなかったことから、高架橋上の照明柱の被害は、高架橋との共振により振動が増幅された可能性がある。

文字情報板やテレビ支柱などの端末装置についても、取り付け金具の損傷による落下やケーブル切断などによる文字情報板の表示不能が発生した。また、標識柱やテレビ支柱の転倒（写真-2）がみられた。

(2) 2011年東北地方太平洋沖地震

東北地方太平洋沖地震では、兵庫県南部地震後に耐震対策を順次進めていたため、土木構造物の被害については一定レベルに抑えることができたが、耐震補強をしていない構造物や電化柱は多くの被害が発生した³⁾。写真-

表-2 照明柱の路線別被害状況

路線名	形式	点検本数	損傷数量 変形(内継手損傷)
1号環状線	Y型	12	0
	L型	566	0
	(計)	578	0
11号池田線	Y型	339	23(1)
	L型	314	7
	(計)	653	30
12号守口線	Y型	284	23
	L型	241	2
	(計)	525	25
13号東大阪線	Y型	242	1
	L型	384	0
	(計)	626	1
14号松原線	Y型	340	4
	L型	278	0
	(計)	618	4
15号堺線	Y型	382	31
	L型	327	0
	(計)	709	31
16号大阪港線	Y型	51	4(1)
	L型	828	1
	(計)	879	5
4号湾岸線	Y型	842	19(13)
	L型	1,390	6
	(計)	2,232	25
5号湾岸線	Y型	579	13
	L型	1,160	39
	(計)	1,739	52
3号神戸線 (阿波座～武庫川)	Y型	195	151
	L型	194	5
	(計)	389	156
3号神戸線 (武庫川～月見山)	Y型	834	834
	L型	737	737
	(計)	1,571	1,571
7号北神戸線	Y型	6	0
	L型	506	1
	(計)	512	1
合計	Y型	4,106	1,103(15)
	L型	6,925	798
	(計)	11,031	1,901

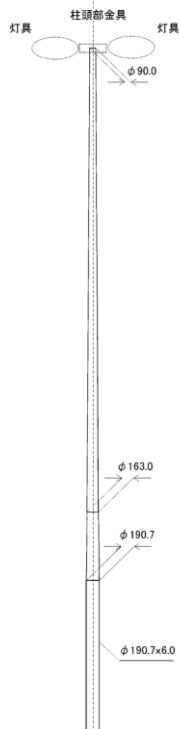


図-2 照明柱の構造 (現行仕様) (単位 mm)

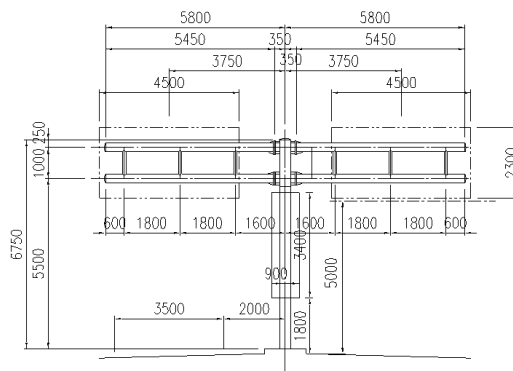


図-1 T型標識柱の構造 (単位 mm)

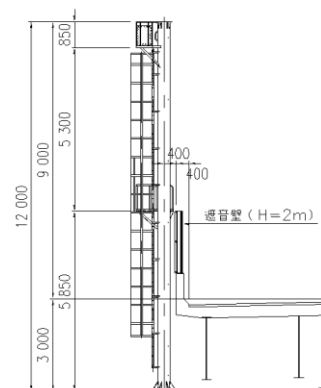


図-3 テレビ支柱の構造 (単位 mm)

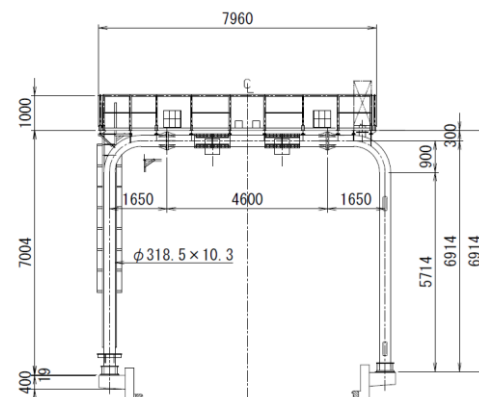


図-4 ETC ガントリーの構造 (単位 mm)

3に示すような東北新幹線の電化柱の被害は、大宮〜いわて沼宮内の延長 500km 以上の広範囲に広がっている。被害を受けた電化柱の大半はコンクリート柱であり、本震で折損 120 本、傾斜 416 本、余震で折損 68 本、傾斜 200 本が確認された。これまで、地震による電化柱の被害は局所的であったこともあり、大きな問題となることはなかったが、東北地方太平洋沖地震では、被害が広範囲に広がったことから、電車線路設備の復旧に時間がかかり問題視されるようになった。

3. 高架橋と付属構造物の共振影響の評価

阪神高速道路における柱状付属構造物と高架橋の共振影響を評価するために、標識柱、照明柱、テレビ支柱、ETC ガントリー（図-1～図-4）を対象に、各柱状付属構造物の種別と設計年代毎に区分し、橋軸方向、橋軸直角方向における固有周期を算定することで振動特性を整理した。次に、高架橋の振動特性について、レベル 1、レベル 2 地震動に対して橋面（上部構造慣性力作用位置）で得られる応答加速度を算出し、それを付属構造物の基部に入力し、柱状付属構造物の代表質点（灯具、テレビカメラ等）の加速度応答スペクトルを求め、付属構造物と高架橋の共振影響を評価する。

(1) 柱状付属構造物の固有周期

種別、年代により整理した柱状付属構造物の固有周期を表-3に示す。一般的な高架橋全体の固有周期は後述するとおり 0.5～1.0s 程度であることを踏まえると、阪神高速道路における S56 設計基準が適用されたテレビ支柱や旧仕様および現行仕様の照明柱全般が、高架橋の固

表-3 柱状付属構造物の固有周期

付属構造物	設計年度		橋軸方向	直角方向
テレビ支柱	S56		0.70	0.70
	S59-H24		0.48	0.48
T型標識柱	S56		0.06	0.38
	S59-H24		0.06	0.39
F型標識柱	S56		0.06	0.34
	S59-S62		0.06	0.35
	H15-H24		0.11	0.47
門型標識柱	S59-S62		0.09	0.42
	H15-H24		0.06	0.19
ETCガントリー	H24		0.39	0.39
照明柱	2世代前・Y型	H=8.0m	0.66	0.66
		H=9.0m	0.74	0.74
		H=9.75m	0.81	0.81
		H=10.0m	0.82	0.82
	1世代前・2灯	H=10.0m	0.62	0.62
		H=10.5m	0.68	0.68
		H=11.0m	0.73	0.73
		H=12.0m	0.85	0.85
	1世代前・1灯	H=10.0m	0.59	0.59
		H=10.5m	0.64	0.64
		H=11.0m	0.69	0.69
		H=12.0m	0.81	0.81
	現行仕様	H=10.0m	0.65	0.65

グループ①... グループ②... グループ③...

有周期帯と一致するため、共振による影響が大きい可能性があると考えられる。一方、それ以外の標識柱やETC ガントリーは固有周期が短いことから、共振による影響は小さい可能性があると考えられる。

なお、後述する1自由度系の付属構造物モデルの固有周期は、グループ①からは代表として固有周期 $T_p=0.1s$ 程度、グループ②からは代表として固有周期 $T_p=0.4s$ 程度の、グループ③からは代表として固有周期 $T_p=0.7s$ 程度の3グループに分類した。

(2) 高架橋と付属構造物の共振影響の評価方法

高架橋と付属構造の共振の影響を検討するために、図-5に示すような上部構造を質点とする1自由度系の橋脚モデルに、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編¹²⁾ (以下、道示 V) のⅡ種地盤におけるレベル1地震動、レベル2地震動(タイプⅠ、タイプⅡ)の地震波形を入力し、非線形の時刻歴応答解析を実施した。地震時においては橋脚が塑性化するため、バイリニア型の非線形特性を与えた。減衰定数は道示 V に基づき 0.02 として1自由度系の時刻歴応答解析を実施した。

橋脚モデルの質点(上部構造慣性力作用位置)で得られた応答加速度を、1自由度系の付属構造物線形モデルの基部に入力して時刻歴応答解析を行った。減衰定数は道示 V に基づいて 0.03 と設定した。灯具などの質点で得られる加速度に対してスペクトル解析し、加速度応答スペクトルを算出することで、橋脚と付属物の共振影響について評価する。

高架橋モデルの橋脚の降伏震度、固有周期等の特性については COSMOS¹³⁾ (阪神高速地理空間情報システム)の保全情報管理データベースのうち、2,439 基の情報をもとに設定する。図-6 に橋脚の降伏震度 k_{fy} の度数分布

を示す。橋軸方向、橋軸直角方向ともに $k_{fy}=0.3\sim0.5$ 付近にあることが確認できる。図-7 に橋脚の固有周期 T の度数分布を示す。橋軸方向および橋軸直角方向ともに、 $0.4\sim0.7s$ 付近にピークがあることが確認される。地盤種別については、Ⅱ種地盤に架橋されてる橋脚が最も多く、次いでⅢ種地盤で、Ⅰ種地盤である。

以上を整理した結果から、本検討で設定した条件は、橋脚の降伏震度 k_{fy} を 0.3, 0.4, 0.5 の3パターン、橋脚の固有周期 T を、各橋脚固有周期の正規分布における標準偏差 $\pm 1\sigma$ である $0.35\sim1.0s$ の範囲、地盤種別はⅡ種地盤とした。付属構造物モデルの固有周期については、前述したグループ①～③の3グループに分類した。

(3) 高架橋と付属構造物の共振影響の評価結果

道示 V のレベル1地震動、レベル2地震動(タイプⅠ、タイプⅡ)における付属構造物のグループ①～③の加速度応答スペクトルを図-8, 9, 10 に示す。ここで、横軸の固有周期は付属構造物の固有周期 T_p を高架橋の固有周期 T で除することにより無次元化している。また、ここで示すレベル2地震動の加速度応答スペクトルは、道示 V に示されたⅡ種地盤の3波形の応答であり、各加速度応答スペクトルのうち最も大きい値に着目して整理した。

グループ①では、レベル1地震動で、450gal、レベル2地震動タイプⅠで 810gal、タイプⅡで 850gal であった。グループ①では、高架橋と付属構造物の固有周期が乖離しているため、共振現象は生じていない。グループ②では、レベル1地震動で、1,810gal、レベル2地震動タイプⅠで 6,970gal、タイプⅡで 4,940gal と、グループ①よりも大きな値を示した。グループ②では、高架橋と付属構造物の固有周期が一致しており、共振の影響を受けている

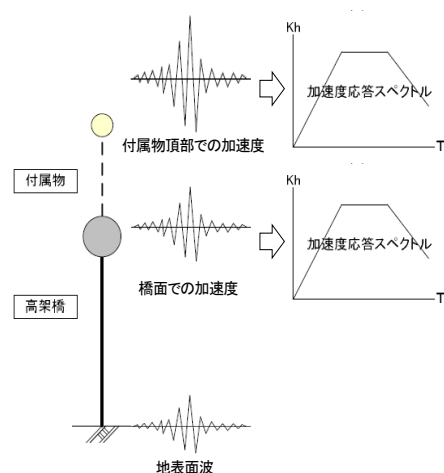


図-5 1自由度系モデルによる共振影響評価

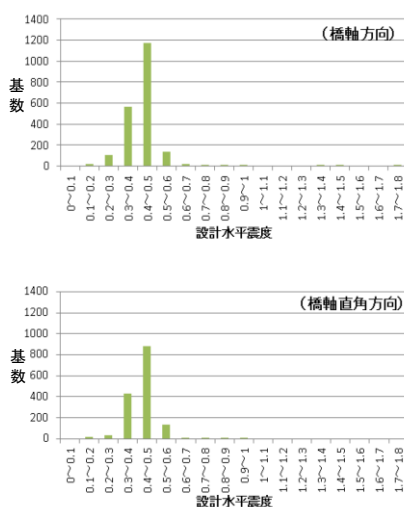


図-6 橋脚の降伏震度の頻度分布

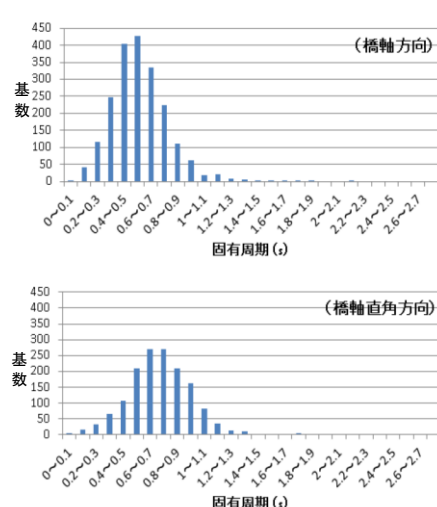


図-7 高架橋の固有周期の頻度分布

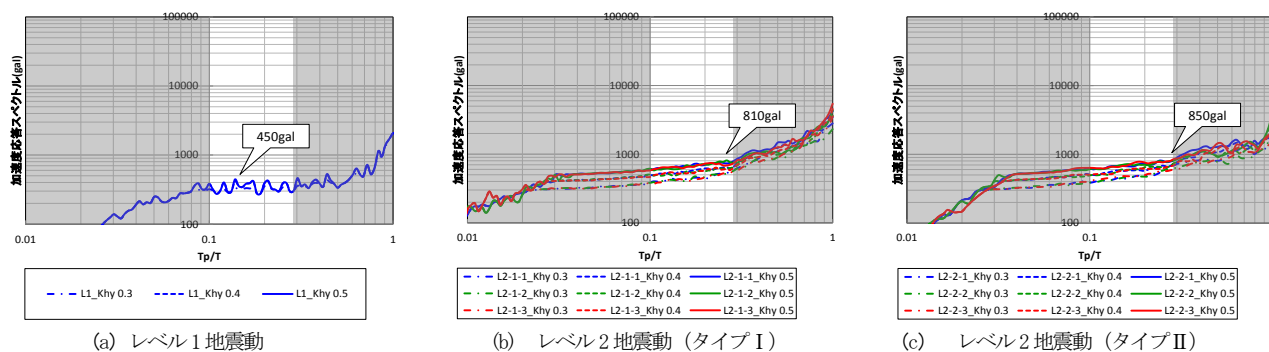


図-8 付属構造物頂部の加速度応答スペクトル (グループ①)

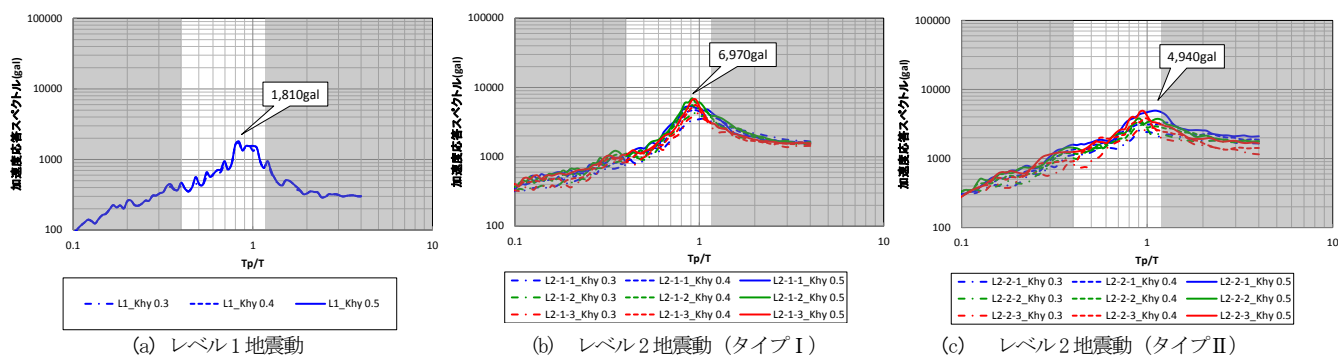


図-9 付属構造物頂部の加速度応答スペクトル (グループ②)

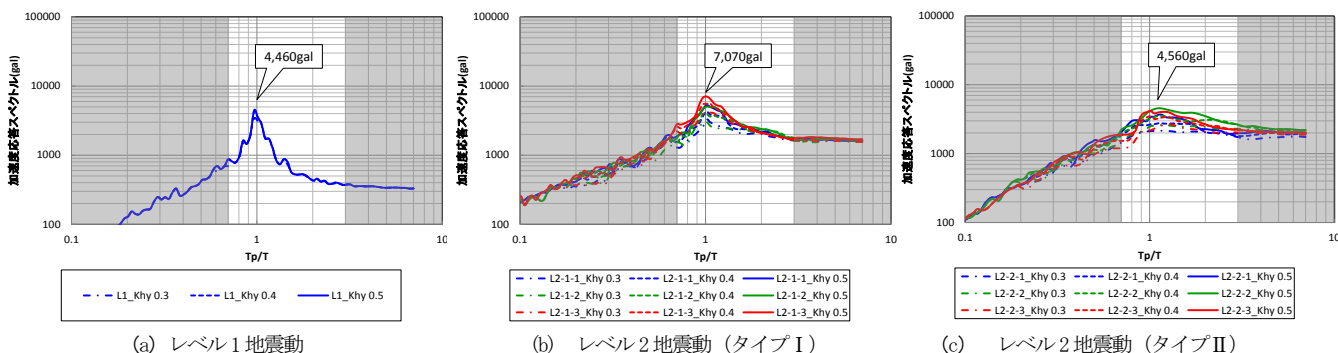


図-10 付属構造物頂部の加速度応答スペクトル (グループ③)

ことがわかる。グループ③では、レベル 1 地震動で、4,460gal、レベル 2 地震動タイプ I で 7,070gal、タイプ II で 4,560gal と、グループ②同様大きな値を示した。グループ③についても、高架橋と付属構造物の固有周期が一致しており、共振の影響を受けている。また、グループ③では、レベル 1 地震動の応答値が、レベル 2 地震動タイプ II の応答値と同程度の大きさを示した。

4. 高架橋と付属構造物の共振影響の妥当性検証

3 章で検討した、1 自由度系モデルにおける高架橋と付属構造物の共振影響の妥当性を検証するために、高架

橋と付属構造物で構成する 3 次元骨組みモデルによる時刻歴応答解析を行った。

高架橋モデルの構造一般図を図-11 に示す。高架橋は、道路橋の耐震設計に関する資料¹⁴⁾に示されている標準的な高架橋の構造である 3 径間単純鋼 I 桁、支間割は 25m × 3 径間とした。幅員構成は、阪神高速道路で一般的な 2 種 2 級の幅員とした。支承条件は可動・固定とし、可動支承は摩擦による抵抗を考慮しない、完全自由としてモデル化した。各部材に適用した要素は、上部構造、橋脚の横梁・フーチングを線形はり要素で、橋脚は非線形はり要素とし、トリリニア型の M-Φ 要素 (武田モデル) でモデル化した。減衰定数は道示 V に従い、上部構造と橋脚は 0.02、梁・フーチングは 0.05、基礎は 0.2 とし

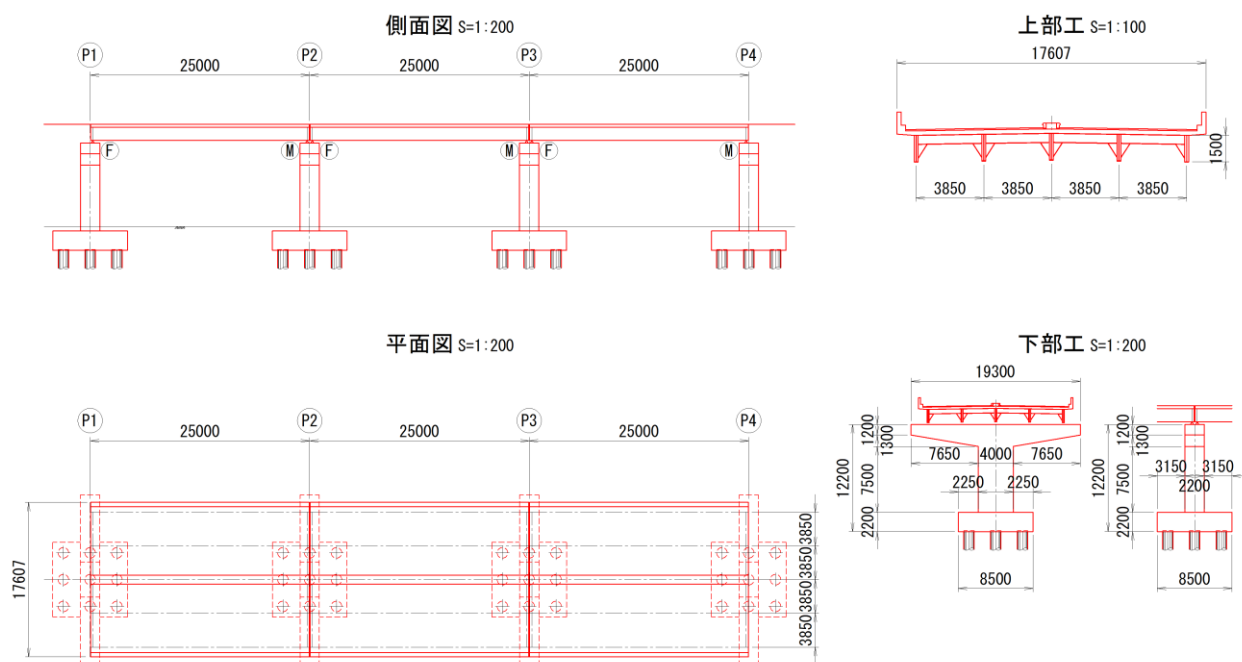


図-11 高架橋の構造一般図 (単位 mm)

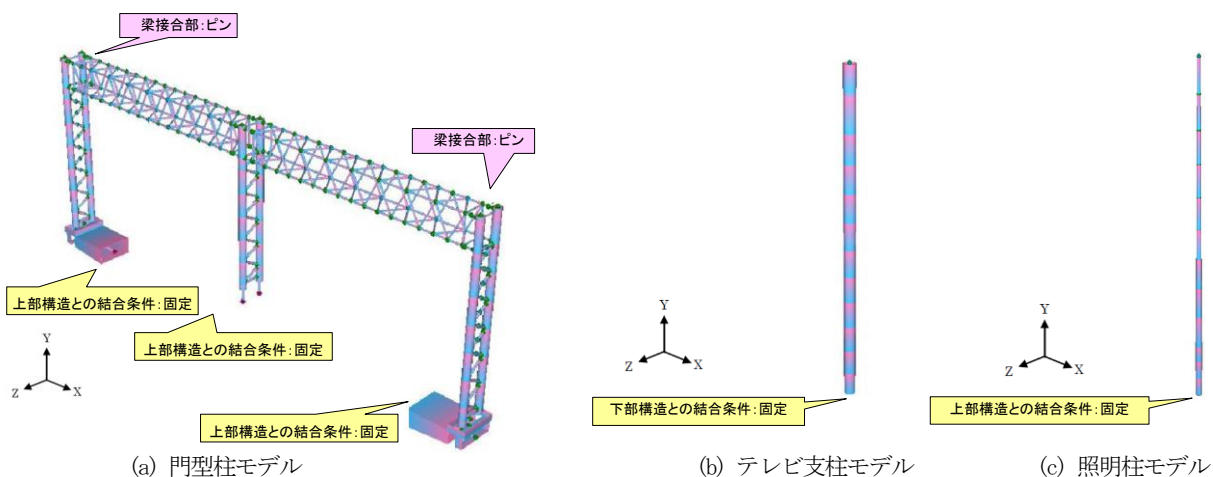


図-12 柱状付属構造物の解析モデルと境界条件

表-12 検証モデルにおける固有値解析結果

グルーピング	グルーピング上の 付属物の固有周期 (s)	モデルの種類	解析モデル	
			検証モデルの固有周期(s)	
			橋軸方向	橋軸直角方向
グループ①	0.10	門型柱	0.10	0.16
グループ②	0.40	テレビ支柱	0.44	0.44
グループ③	0.70	照明柱	0.69	0.69
(高架橋)	(0.35~1.0)	高架橋	0.39	0.27
-	-	橋脚	0.40	0.26

た。橋脚の降伏震度は、橋軸方向が 0.50、橋軸直角方向が 0.82 である。入力地震波は、道示 V のレベル 2 地震動 (タイプ II) を入力した。

付属構造物は表-3 に示したように固有周期によって 3 グループに分類することができる。ここでは、各グループから代表的な付属構造物を選定し、共振影響の検証を行うこととし、グループ①から門型柱、グループ②から

テレビ支柱、グループ③から照明柱を選定した。

グループ①の門型柱の解析モデルを図-12(a)に示す。I 桁のウェブからブラケットを介して門型柱が設置されている。梁、支柱、歩廊を線形はり要素でモデル化し、梁と歩廊の減衰定数を 0.02、支柱の減衰定数を 0.03 とした。支柱と上部構造との接合は完全固定とした。門型柱の支柱と梁はピン構造とした。

グループ②のテレビ支柱の解析モデルを図-12(b)に示す。テレビ支柱は橋脚の梁天端に設置されている。支柱を線形はり要素で、テレビカメラを質点でモデル化し、支柱の減衰定数は 0.03 とした。テレビ支柱は橋脚の張出し部に配置されている構造として完全固定した。

グループ③の照明柱の解析モデルを図-12(c)に示す。照明柱は上部構造の床版や高欄上に設定されている。支柱を線形はり要素で、灯具を質点でモデル化し、支柱の減衰定数は 0.03 とした。照明柱と上部構造の接合は完全固定とした。

各付属構造物および高架橋モデルの固有値解析の結果を表-12 に示す。付属構造物の固有周期は、表-3 に示したグルーピング上の固有周期と概ね一致している。

(1) グループ①：高架橋－門型柱

図-13 に、(a)高架橋－門型柱モデル、(b)橋軸方向・橋軸直角方向それぞれの最大加速度－固有周期比を示す。(b)最大加速度－固有周期比には、橋脚の降伏震度および付属物の固有周期を時刻歴応答解析と同条件として、1 自由度系モデルで算出した橋脚天端と付属物頂部の応答加速度スペクトルと時刻歴応答の最大値を示す。橋軸方向の 1 自由度系モデルで算出した応答加速度スペクトルでは、橋脚天端で 528gal、付属物頂部で 757gal である

のに対して、時刻歴応答解析では、橋脚天端で 724gal、付属物頂部で 942gal となり、橋軸方向では、時刻歴応答解析の応答値が上回った。一方で、橋軸直角方向では、1 自由度系モデルの応答値は、橋脚天端で 840gal、付属物頂部で 1,808gal であるのに対して、時刻歴応答解析では、橋脚天端で 904gal、付属物頂部で 1,843gal となり、付属物頂部で概ね同等の応答値となった。

(2) グループ②：高架橋－テレビ支柱

図-14 に、(a)高架橋－テレビ支柱モデル、(b)橋軸方向・橋軸直角方向それぞれの最大加速度－固有周期比を示す。橋軸方向の 1 自由度系モデルで算出した応答加速度スペクトルでは、橋脚天端で 528gal、付属物頂部で 4,738gal に対して、時刻歴応答では、橋脚天端で 904gal、付属物頂部で 3,670gal となり、付属物頂部の時刻歴応答値は、1 自由度系モデルの応答値の 77%程度となる。同様に、橋軸直角方向についても、付属物頂部の時刻歴応答値は、1 自由度系モデルの応答値の 89%程度となり、橋軸方向、橋軸直角方向ともに、付属物頂部では時刻歴応答解析の応答値が下回った。

(3) グループ③：高架橋－照明柱

照明柱については、門型柱やテレビ支柱のように設置

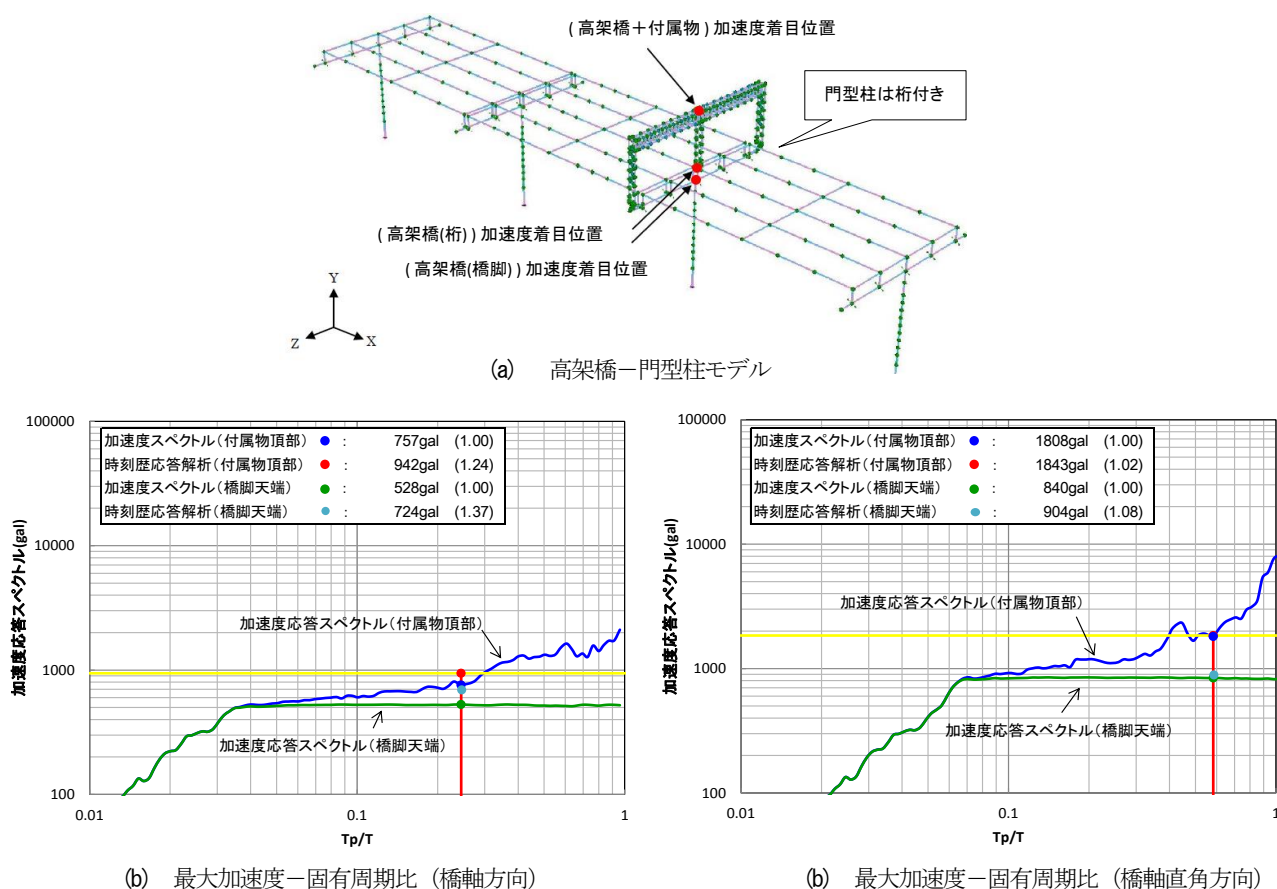
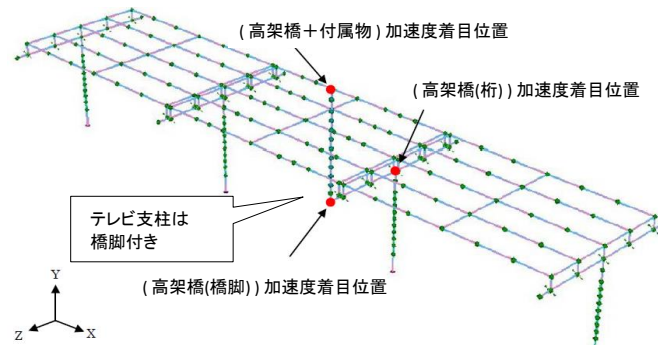
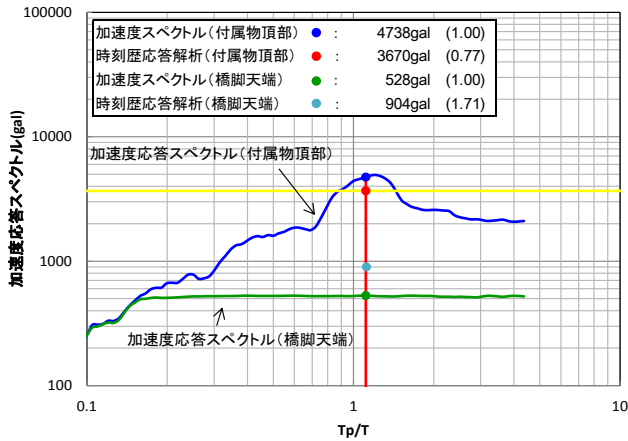


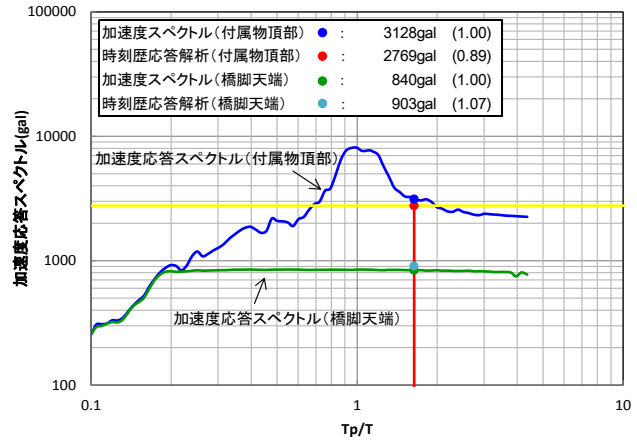
図-13 グループ①の加速度応答スペクトル



(a) 高架橋—テレビ支柱モデル

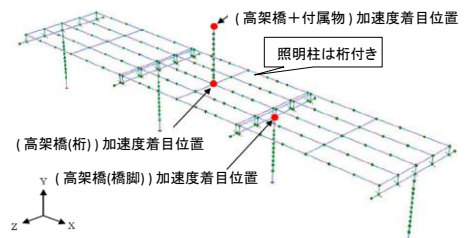
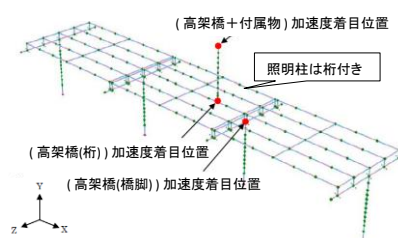
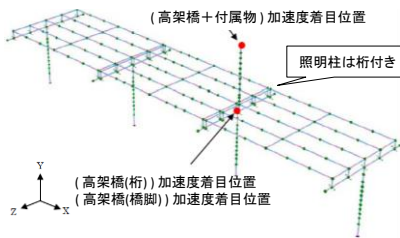


(b) 最大加速度—固有周期比 (橋軸方向)

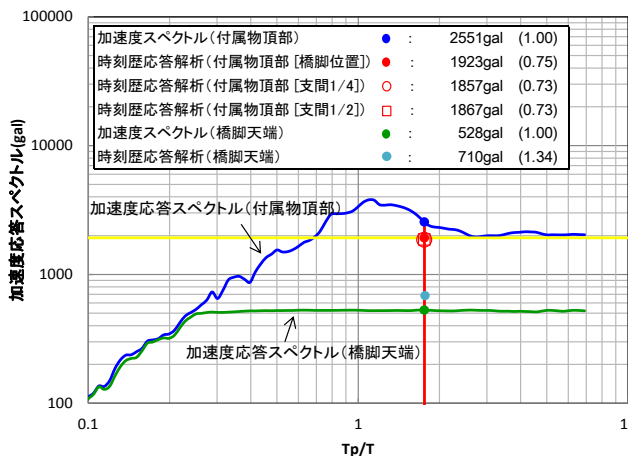


(b) 最大加速度—固有周期比 (橋軸直角方向)

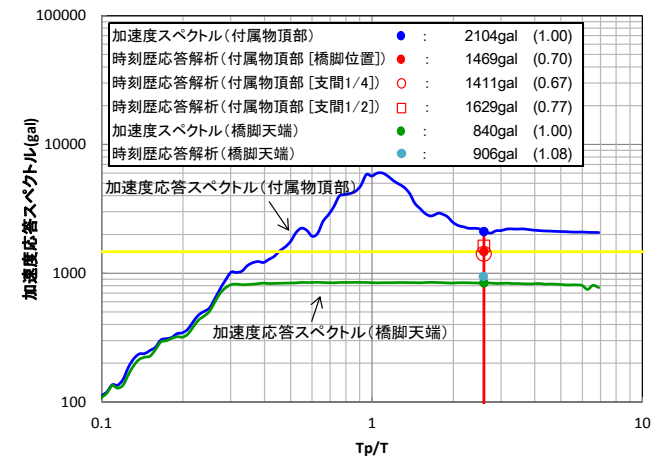
図-14 グループ②の加速度応答スペクトル



(a) 高架橋—照明柱モデル



(b) 最大加速度—固有周期比 (橋軸方向)



(b) 最大加速度—固有周期比 (橋軸直角方向)

図-15 グループ③の加速度応答スペクトル

位置が必ずしも支点近傍ではないことから、橋脚位置、支間 1/4 位置、支間 1/2 位置の 3 パターンの位置においての場合の影響について評価する。図-15 に、(a)高架橋—照明柱モデル、(b) 橋軸方向・橋軸直角方向それぞれの最大加速度—固有周期比を示す。時刻歴応答解析より、橋軸方向では、橋脚位置においた場合に付属物頂部で 1,923gal と最も大きな応答を示し、橋軸直角方向では、支間 1/2 位置においた場合に付属物頂部で 1,629gal と最も大きな応答を示した。

橋軸方向に関して、橋脚位置における 1 自由度系モデルで算出した応答値では、橋脚天端で 528gal、付属物頂部で 2,551gal に対して、時刻歴応答では、橋脚天端で 710gal、付属物頂部で 1,923gal となり、付属物頂部の時刻歴応答値は、1 自由度系モデルの応答値の 75%程度となる。橋軸直角方向では、橋脚位置における付属物頂部の時刻歴応答値(=1,469gal)は、1 自由度系モデルの応答値(=2,104gal)の 70%程度となり、橋軸方向、橋軸直角方向ともに、付属物頂部では時刻歴応答解析の応答値が 1 自由度系モデルで算出した応答値を下回った。

以上、1 自由度系モデルでの応答値と高架橋モデルでの応答値の比較より、グループ①の橋軸方向では時刻歴応答値が 1 自由度系モデルでの応答値を超過したが、それを除けば、付属物の構造（形状、固有周期）によらず、時刻歴応答値は、1 自由度系モデルの応答値の 70～89%程度と設計上の安全側に概ね同等であり、1 自由度系の応答加速度スペクトルは妥当であると判断できる。

5. まとめ

本検討では、既往の大規模地震による柱状付属構造物の被害状況を調査、分析した上で、阪神高速道路上の柱状付属構造物を種別、設計年代毎に整理し、高架橋が振動することによる柱状付属構造物の共振現象について評価した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 兵庫県南部地震における付属構造物の被害状況より、本体構造物の被害が多かった神戸地区だけでなく、本体構造物の被害がほとんどなかった大阪地区の 4 号湾岸線でも被害が多く見られ、また、北神戸線に多い土工部に建柱された照明柱は、大きな被害をほとんど受けなかったことから、高架橋上の照明柱の被害は、高架橋との共振により振動が増幅された可能性があると考えられる。
- (2) 各柱状付属物の固有周期について、標識柱（T 型、F 型、門型）の橋軸方向は 0.1s（グループ①）、現行のテレビ支柱と標識柱（T 型、F 型、門型）の橋軸直角方向および ETC ガントリーは 0.4s（グループ②）、S56 設計基準が適用されたテレビ支柱や照明

柱全般がおよそ 0.7s（グループ③）に固有周期を有する。

- (3) 1 自由度系モデルでの付属物頂部の加速度応答スペクトルより、グループ①では、高架橋と付属構造物の固有周期が乖離しているため、共振現象は生じていないが、グループ②では、レベル 1 地震動で、1,810gal、レベル 2 地震動タイプ I で 6,970gal、タイプ II で 4,940gal、グループ③では、レベル 1 地震動で、4,460gal、レベル 2 地震動タイプ I で 7,070gal、タイプ II で 4,560gal となり、高架橋と付属構造物の固有周期が一致しており、共振の影響を受けていることがわかる。
- (4) 1 自由度系モデルにおける高架橋と付属構造物の共振影響の妥当性を検証するために、高架橋と付属構造物の 3 次元モデルによる時刻歴応答解析を行った結果、時刻歴応答値は、1 自由度系モデルの応答値の 70～89%程度と設計上の安全側に概ね同等であり、1 自由度系の応答加速度スペクトルは妥当であると考えられる。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて—震災復旧工事誌—，1997。
- 2) 田中亀一郎，金田誠，池田隆政，佐藤光治：阪神高速道路 3 号神戸線の道路照明設備，照明学会誌，1998，82 巻，3 号，pp.211-217。
- 3) 草野英明，野澤伸一郎，岩田道敏：東北地方太平洋沖地震による高架橋上電化柱の損傷に及ぼす土構造物や地盤等の影響，土木学会第 67 回年次学術講演会，I -253，2012。
- 4) 飯田毅，河野健二，飯田久雄，立石真：チェーンダンパーを有する照明柱の地震応答特性，第 27 回地震工学研究発表会概要集，2003，27 巻，p. 263
- 5) 伊津野和行，津島佑一郎，飯田毅，河野健二：道路橋-付属構造物系のレベル 1 地震動に対する応答評価，応用力学論文集 Vol.11，pp.1039-1046，2008
- 6) 井舎英生，北田俊行，山口良弘，徳増健：道路橋における照明柱・標識柱の振動特性に関する基礎的研究，鋼構造論文集，2004，11 巻，43 号，pp.147-158
- 7) 飯田毅，河野健二，伊津野和行，宇高竹和：道路橋上照明柱の振動応答に及ぼす交通荷重の影響，応用力学論文集，2008，11 巻，pp.1023-1030
- 8) 杉田清隆，大庭光商：PC 電化柱の耐震補強，土木学会第 67 回年次学術講演会，V-275，pp.549-550，2012.9。
- 9) 酒井大央，室野剛隆，原田智，坂井公俊：H型鋼を用いた PC 電化柱の簡易な倒壊防止工法，鉄道総研報告，Vol.20，No.3，2015.3。
- 10) 土木学会地震工学委員会地震時保有水平耐力に基づく橋梁構造物の耐震設計法の開発に関する研究小委員会：第 2 回橋梁等構造物の耐震設計法に関する講習会テキスト，2001。
- 11) 阪神高速道路管理技術センター：震災から復旧まで [写真集]，第 3 編，第 6 章，1997。

- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.3
- 13) 岡山真人，山本昌孝，荒川貴之：道路基盤地図情報を用いた阪神高速道路の情報共有の取組み，第 31 回日本道路会議
- 14) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.3

RESONANCE EFFECT EVALUATION OF COLUMNAR STRUCTURES INSTALLED ON BRIDGES

Masaaki ISA, Masatsugu SHINOHARA, Yoshihiko TAKADA,
Takashi MATSUMOTO, Yukiko MANABE and Nobuhiro MITSUKAWA

In the 1995 Southern Hyogo Prefecture Earthquake and the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, collapse and falling of columnar structures such as light columns installed on the bridge was confirmed and from the viewpoint of securing the function as an emergency transportation path at the time of a disaster, it is important to evaluate the earthquake resistance of the columnar structure.

In this study, after investigating and analyzing the damage situation of the column structure by a large earthquake in the past, the vibration characteristics of the columnar structures on the Hanshin expressway were classified by types and ages of them. And the columnar structure was modeled in 1 degree of freedom system, and the resonance effect of the columnar structure due to the vibration of the piers was evaluated. Furthermore, in order to confirm that the resonance effect evaluation of the columnar structure by the 1 degree of freedom system model is valid, it was verified by the time history response analysis by the high cross-linking and the three-dimensional framework model composed of the columnar attached structure.