

# 鋼管集成橋脚の性能評価のための地震観測記録を用いた地震時応答再現解析方法の検討

赤松 伸祐<sup>1</sup>・服部 匡洋<sup>2</sup>・谷口 祥基<sup>3</sup>・西村 美紀<sup>4</sup>  
青木 康素<sup>5</sup>・宮田 秀太<sup>6</sup>・杉浦 邦征<sup>7</sup>

<sup>1</sup>正会員 一般財団法人阪神高速先進技術研究所 調査研究部 (〒541-0054 大阪市中央区南本町 4-5-7)  
E-mail: shinsuke-akamatsu@hit.or.jp

<sup>2</sup>正会員 一般財団法人阪神高速先進技術研究所 調査研究部 (〒541-0054 大阪市中央区南本町 4-5-7)  
E-mail: masahiro-hattori@hit.or.jp

<sup>3</sup>正会員 阪神高速道路株式会社 技術部 (〒530-0005 大阪市北区中之島 3-2-4)  
E-mail: yoshiki-taniguchi@hanshin-exp.co.jp

<sup>4</sup>正会員 阪神高速道路株式会社 技術部 (〒530-0005 大阪市北区中之島 3-2-4)  
E-mail: miki-nishimura@hanshin-exp.co.jp

<sup>5</sup>正会員 阪神高速道路株式会社 建設事業本部 大阪建設部 (〒530-0005 大阪市福島区福島 7-15-26)  
E-mail: yasumoto-aoki@hanshin-exp.co.jp

<sup>6</sup>正会員 大日本コンサルタント株式会社 インフラ技術研究所 (〒102-0075 東京都千代田区三番地 6-3)  
E-mail: miyata\_shuta@ne-con.co.jp

<sup>7</sup>正会員 京都大学 大学院工学研究科都市社会工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂) .  
E-mail: sugiura.kunitomo.4n@kyoto-u.ac.jp

阪神高速道路において適用された鋼管集成橋脚では、設計で想定したコンセプトに従って挙動しているかを確認するためにモニタリング計測が実施されており、小規模な地震動の加速度が計測されている。本研究では、鋼管集成橋脚の性能検証に向けて、この観測された加速度を入力とした動的解析を実施し、動的解析モデルの応答再現性について検討を行った。

一般的に耐震設計に用いる動的解析モデルでは計測値と解析値に差が見られたが、その差を分析した上で各部材の等価減衰定数や基礎ばねをパラメータとした検討を行った。その結果、基礎ばねを固定とした場合に最大加速度や時刻歴加速度波形は概ね再現できることを確認した。

**Key Words:** *integrated column by multi steel pipes, performance verification, monitoring plan,*

## 1. はじめに

阪神高速道路では、1995年兵庫県南部地震において橋脚が倒壊または大きな損傷を受け、復旧までに多くの時間を要した教訓から、RC橋脚や鋼製橋脚に比べ同等以上の耐震性を有し、また容易にかつ短時間で復旧できるような橋脚の構造形式の開発を目指し、2002年から鋼管集成橋脚の開発に取り組んできた<sup>例えば1)~5)</sup>。

鋼管集成橋脚は図-1に示すように、鋼管4本組を基本単位とし、履歴減衰機能を有するせん断パネルを組み込んだせん断リンクにより、鋼管を互いに接合することで単一の柱とした構造である。本橋脚は死荷重や活荷重な



図-1 鋼管集成橋脚

どの鉛直荷重を一次部材である鋼管柱で支持し、地震時慣性力などの水平荷重を二次部材であるせん断リンクで抵抗する。道路橋示方書・同解説V編耐震設計編<sup>6)</sup>(以下、「道示V」という)に示されるレベル2地震動のような大きな地震動が作用した場合には、せん断パネルに損傷を集中させることで、主部材である鋼管柱が健全に保つことが出来るため、地震後速やかに緊急車両はもちろん普通車両も通行させることが可能となる。また、地震後の緊急点検時には、他部材に先行して損傷する部材が定まっているため、点検する部材を限定できる。つまり、せん断パネルの損傷状態を見れば橋脚全体の損傷度を把握することができ、せん断パネルは損傷度センシングの役割を担っているため、供用の可否を速やかに判断することができる。さらに、仮復旧が必要な損傷を受けた場合でも、せん断パネルのみを取り換えるだけで元構造に戻すことが出来ることから、地震時ライフサイクルコストの低減に寄与することができる。

この鋼管集成橋脚は、阪神高速道路の海老江ジャンクションや西船場ジャンクションにおいて試験施工が実施され、既に供用が開始されている。一方で、これらの橋脚はこれまでレベル2地震動を超えるような大きな地震動を受けたことがないなど、実構造に適用された鋼管集成橋脚が前述したコンセプトに従って挙動しているかどうか、実際に検証できていない実状である。今後、阪神高速道路の新規路線において適用される可能性があることから、試験的に適用された本橋脚を対象に、安全性を適切に評価しておくことが求められている。

これを受けて、鋼管集成橋脚の構造特性を踏まえたモニタリング計画が策定され<sup>7)</sup>、2021年4月より地震時を含む実橋の挙動が計測されている。このモニタリング計画では、計測コストの関係から、解析での評価を組み合わせることで性能を評価することを提案しており、最低限の計測点において計測が実施されている。計測された観測データは、性能評価に用いる解析モデルの精度検証に用いることが出来るが、鋼管集成橋脚を対象とした検証は実施されていない。

そこで、ここでは計測された地震観測データを用い、一般的に耐震解析に用いられる非線形動的解析モデルによる挙動の再現性の確認、および計測値と乖離した場合の要因分析を目的として、鋼管集成橋脚の地震時の再現解析を行った。

## 2. 対象橋梁の計測

### (1) 橋梁概要

鋼管集成橋脚は、海老江JCTの神戸線から淀川左岸線への渡り線となるDランプ①のPD4橋脚に適用されて

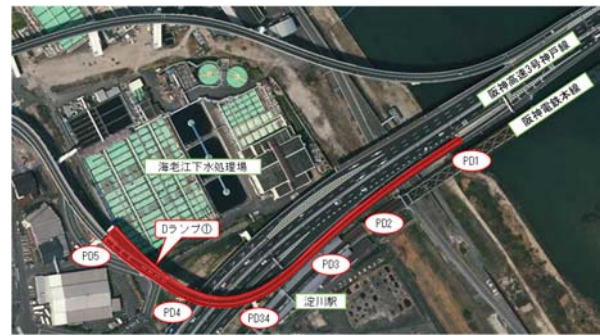


図-2 Dランプ①橋平面図

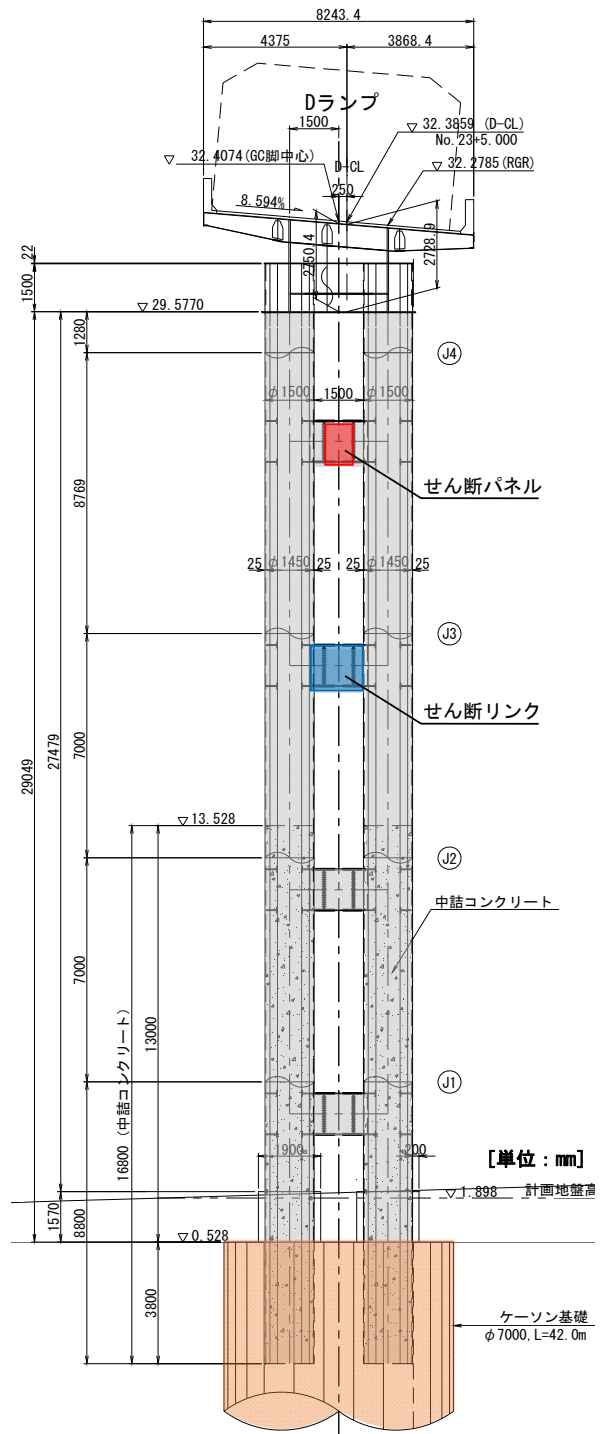


図-3 PD4橋脚構造一般図

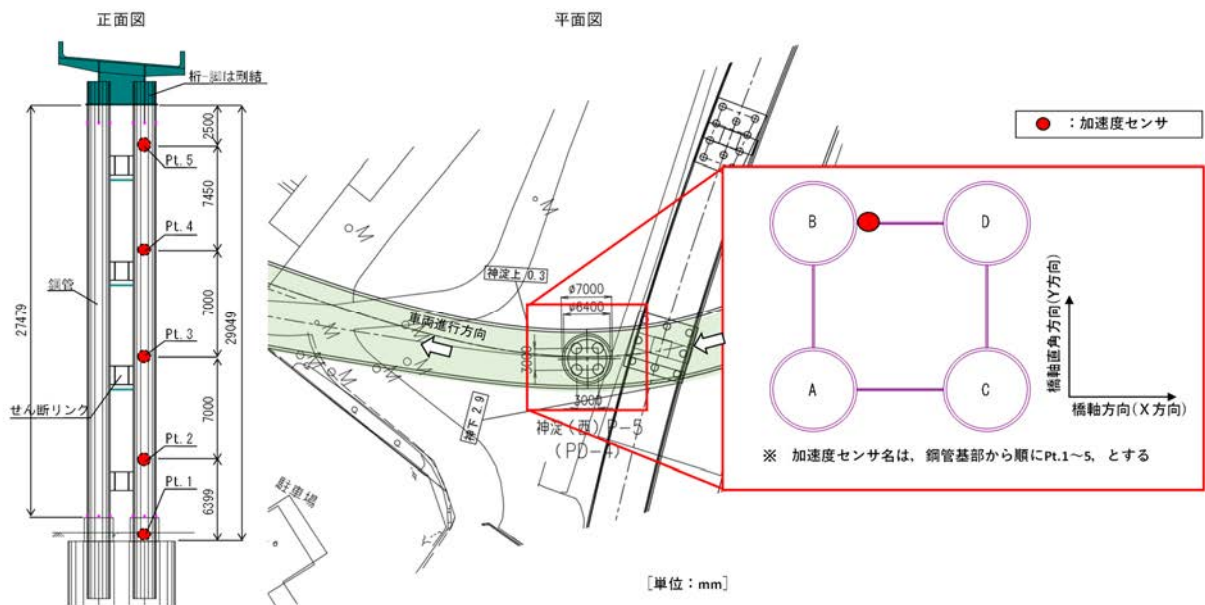


図-4 加速度計の設置位置および測点名

いる。Dランプ①の平面図を図-2<sup>9)</sup>(航空写真を加工して作成)に示す。PD4橋脚を含むDランプ①橋はPD1～PD5間の鋼5径間連続鋼床版箱桁橋(92.7+60.5+50.5+49.0+78.9=331.6m)であり、端支点の支持条件はPD1が機能分離、PD5が固定、その間の中間支点は剛構造である。PD4橋脚は地表面から上部構造までの高さが約30mとDランプの中で最も高く、鋼管集成橋脚の特性を活かせる箇所である。PD4橋脚以外の橋脚は従来型の矩形断面鋼製橋脚である。

PD4橋脚の一般図を図-3に示す。単柱形式となるPD4橋脚は4本の鋼管から構成される。基礎形式は現場施工の制約条件からφ7000mmのケーソン基礎が採用されており、このケーソン径から柱の鋼管径やせん断リンクの寸法が決定されている。ケーソン天端から下から2段目のせん断リンクを含む、高さ13mまでは一般的な鋼製橋脚同様、鋼管内に中詰めコンクリートを充填している。

## (2) 計測項目と観測波形

PD4橋脚における計測機器の設置位置および測点名を図-4に、設置状況を図-5に示す。加速度計は鋼管Bの橋脚基部(以下、「Pt.1」という)と各せん断リンクの上側(以下、下段より「Pt.2, Pt.3, Pt.4, Pt.5」という)に計5箇所取付け、計測方向は、鋼管集成橋脚に対して橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向の3方向性成分としている。

モニタリング計測を開始した2021年4月以降、2022年3月31日23時34分頃、京都府南部を震源とするマグニチュードM4.3の地震が発生し、京都府伏見区亀岡市付近で最大震度4を記録した。海老江JCTが位置する大阪市福島区では震度2を観測し、設置した計測機器で地震時観測データを得た。



図-5 計測機器の設置状況

鋼管集成橋脚はこのような中小規模の地震に対して、設計上は全ての部材が弾性的に挙動することを想定している。ただし、この挙動は計測箇所数に限りがある計測データと外観目視から評価することが困難なことから、時刻歴応答解析による検証を考えている。一方、中小規模の地震においては、一般的に耐震設計で用いられる非線形動的解析モデルでは、挙動が一致しないことが報告されている<sup>9)~10)</sup>。そこで、小規模な地震ではあるが、地震時の加速度が計測できたため、まずはこの観測データを用いて、一般的な非線形動的解析モデルによる挙動の再現性の確認を行った。

代表的な計測値としてPt.1, Pt.3, Pt.5で計測された加速度の時刻歴波形およびを図-6に示す。Pt.1, Pt.3, Pt.5のそれぞれの最大加速度は、橋軸が $-0.032 \text{ m/s}^2$ ,  $-0.095 \text{ m/s}^2$ ,  $-0.101 \text{ m/s}^2$ 、直角が $-0.060 \text{ m/s}^2$ ,  $-0.107 \text{ m/s}^2$ ,  $-0.110 \text{ m/s}^2$ 、鉛直が $-0.021 \text{ m/s}^2$ ,  $-0.026 \text{ m/s}^2$ ,  $-0.038 \text{ m/s}^2$ となり、橋脚の上部ほど加速度が増幅する傾向であった。

図-7に橋軸および直角方向に対して、Pt.5の加速度波形のフーリエスペクトルをPt.1の加速度波形のフーリエスペクトルで除したフーリエスペクトル比を示す。最も

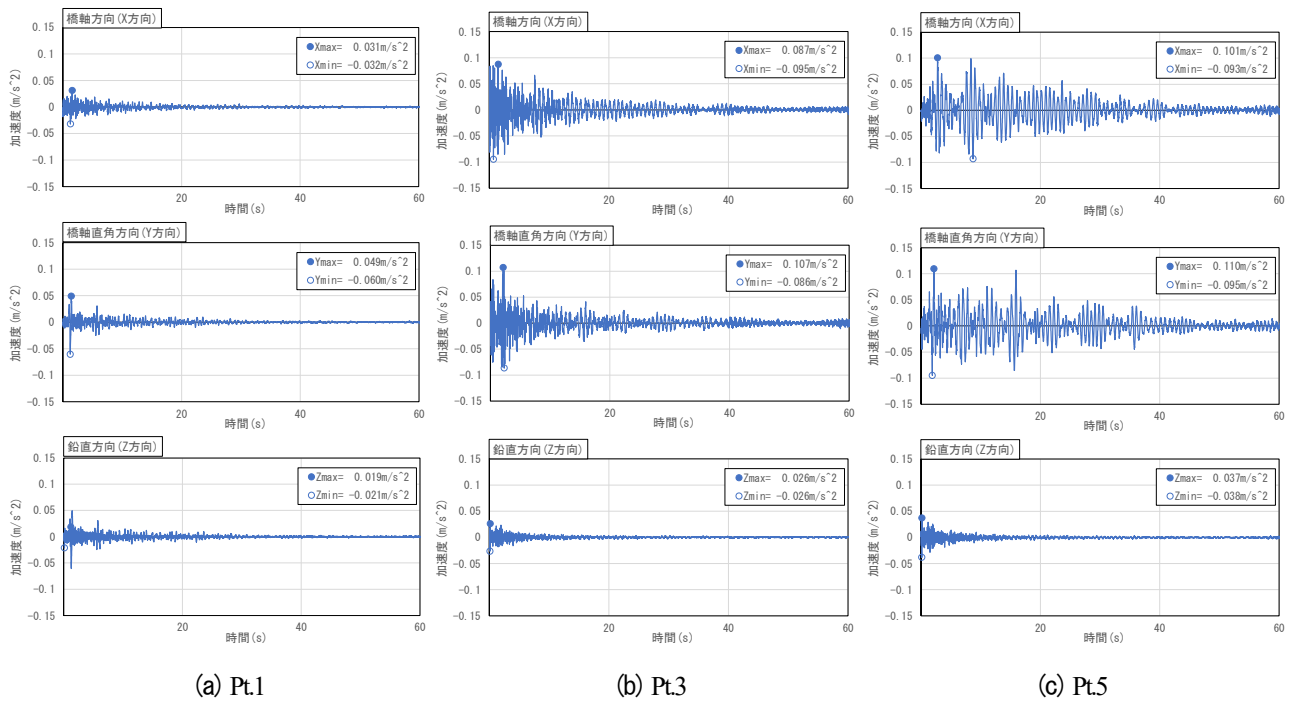


図-6 観測した加速度応答時刻歴波形

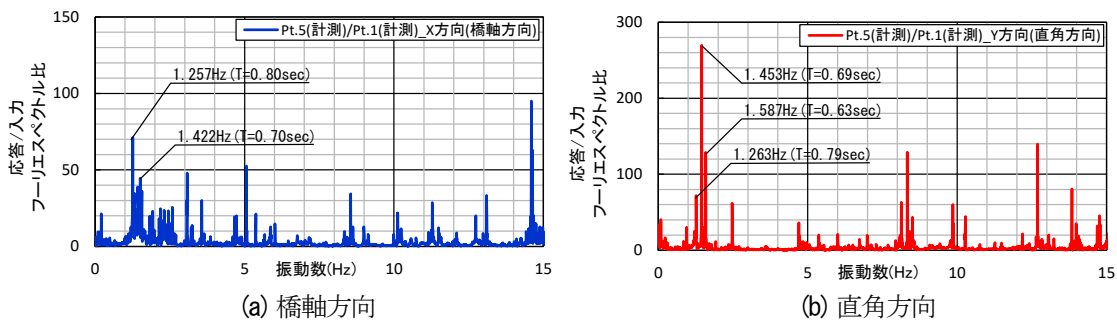


図-7 観測波形のフーリエスペクトル比 (Pt.5/Pt.1)

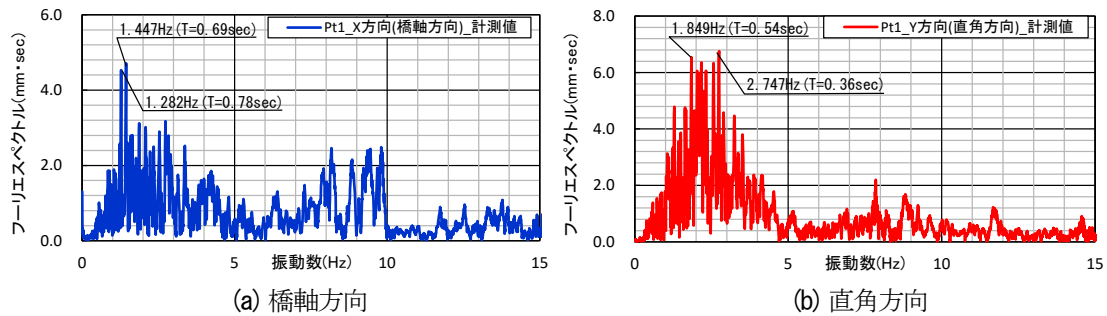


図-8 Pt.1におけるフーリエスペクトル

低次の卓越振動数は、橋軸方向において 1.26Hz (T=0.80 sec) , 直角方向において 1.26Hz (T=0.79sec) である。また、Pt.1におけるフーリエスペクトルを図-8に示す。Pt.1はケーソン基礎の天端付近に取付けられた加速度計であり、構造物の影響を受けた加速度波形となるが、これを地震動と捉え、PD4 橋脚の固有振動数であると推測される振動数において、振動数成分が存在するため、加速度応答が増幅したと考えられる。

図-9 に 5%の減衰を考慮した Pt.1 の加速度応答スペクトルを道示Vに示される加速度応答スペクトルと併せて示す。これより今回計測された計測波形は、道示Vに示

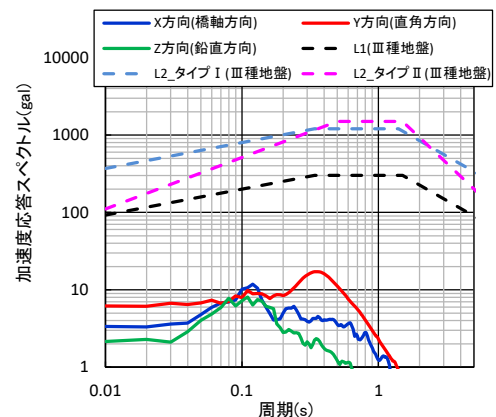


図-9 観測波形の加速度応答スペクトル図(Pt.1)

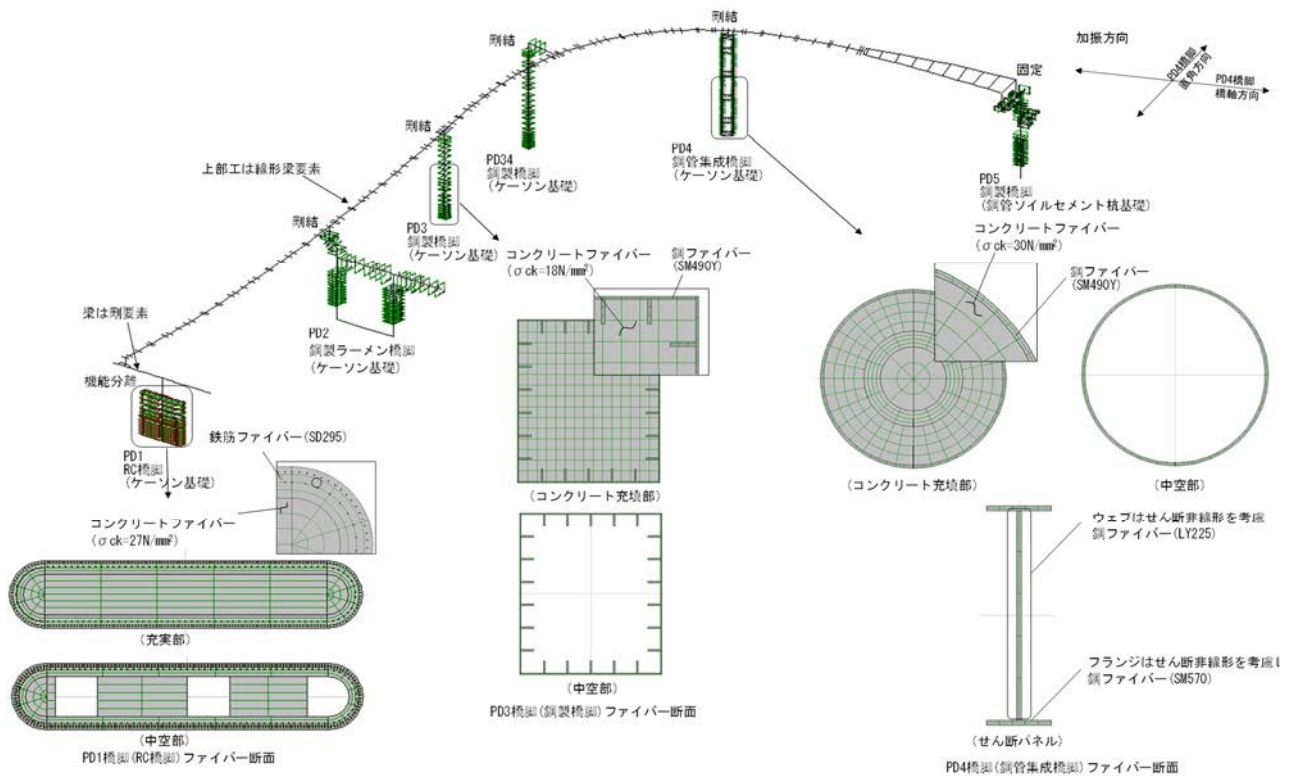


図-10 Dランプ①橋および鋼管集成橋脚の解析モデル

表-1 解析条件

ソフト名	SeanFEM ver1.2.2
解析モデル	3次元立体全体系モデル
要素	FEM梁要素(デモモンエンコ梁理論)
材料非線形性	ファイバーモデル
材料構成則	バイリニア(鋼材)
硬化則	移動硬化則
幾何学的非線形の種類	有限変位・有限ひずみ・有限回転
幾何学的非線形の計算法	updated Lagrange法
時間積分法	0.01sec以下
減衰	レーリー減衰
反復計算	Newton-Raphson法

されるレベル1地震動より全ての周期帯で大幅に小さいことが分かる。また、橋軸と鉛直方向は周期 0.1 秒程度、直角方向は周期 0.35 秒程度であり、0.5 秒以下の周期帯が最大加速度になっていることから、短周期が卓越する地震動であると言える。

### 3. 対象橋梁のモデル化

解析条件は表-1 に示す通りであり、詳細設計時の考え方を踏襲することを基本とした。解析モデルは、D ランプ①橋の全体系を対象とし、2 軸曲げ、軸力変動および幾何学的非線形を考慮できるファイバーモデルを用いた。橋梁の全体系モデルの 3 次元骨組み構造図、RC 橋脚、鋼製橋脚、鋼管集成橋脚のファイバーモデルにおけるセル分割断面図を図-10 に示す。PD4 橋脚の鋼管断面のファイバー要素は、円周方向に 64 分割、板厚方向に 2

分割とした。PD1 橋脚の機能分離支承は橋軸および直角方向を線形バネ要素によりモデル化した。基礎については、道示Vに示される基礎ばねをモデル化した。

本検討では、実橋の挙動分析を目的としているため、各部材の降伏強度は実強度を用いた。PD4 橋脚は、材料検査試験の値から降伏強度を設定し、鋼管は  $\sigma_y = 377 \text{ N/mm}^2$  (基準値:  $\sigma_y = 315 \text{ N/mm}^2$ )、せん断パネルは  $\sigma_y = 229 \text{ N/mm}^2$  (基準値:  $\sigma_y = 225 \text{ N/mm}^2$ ) とした。PD4 橋脚を除く橋脚部材の降伏強度は、統計データの調査結果<sup>1)</sup>を参考に、統計データの平均値を用いた。

### 4. 固有振動特性

固有値解析結果として、低次の主要な固有モードを図-11 に示す。また、求めた固有周期、振動数、全体座標における各方向への有効質量比と入力方向への寄与率、表-2 に示す等価減衰定数を用いたひずみエネルギー比例減衰法で求めたモード減衰定数を表-3 に示す。

1 次モードは主に端支点の PD5 橋脚と地震計を設置した PD4 橋脚が橋軸直角方向(上部構造の法線方向)に変形する振動モードであり、固有振動数は 0.94Hz (T=1.06 sec) である。また、PD4 橋脚の橋軸方向(上部構造の接線方向)は 2 次モードが卓越しており、固有振動数は 1.06Hz (T=0.95 sec) である。これらの振動数は、図-7 に示す観測された波形解析から得られた卓越振動数より低い(長周期)傾向が見られた。

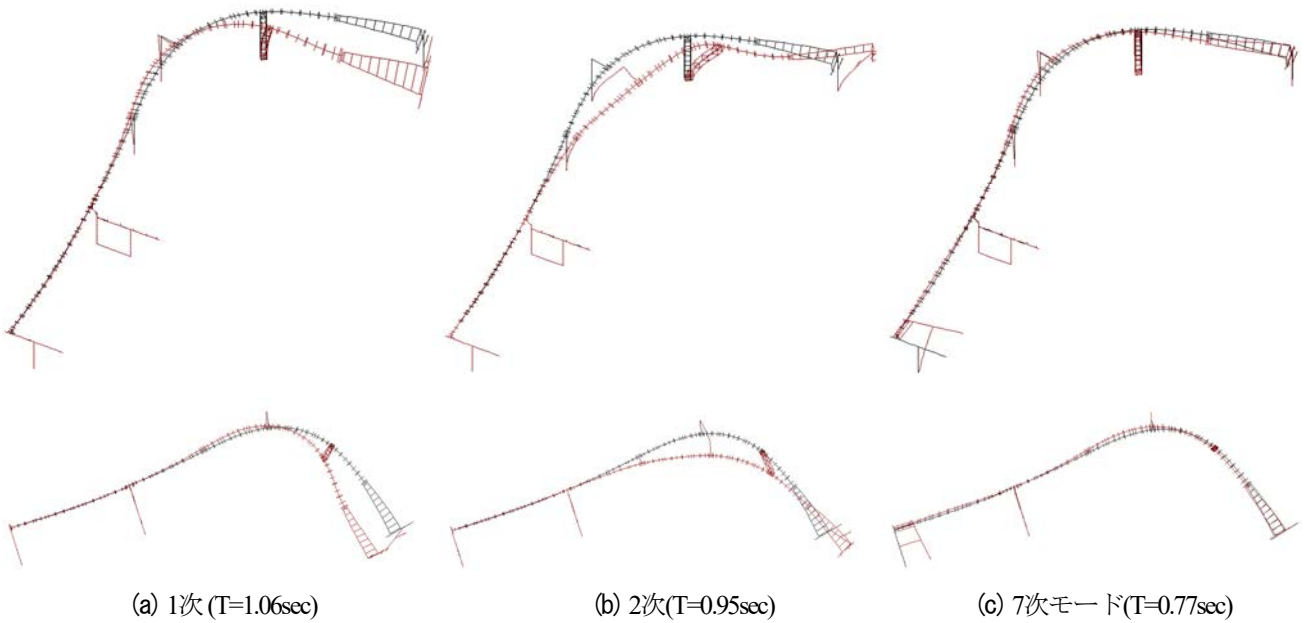


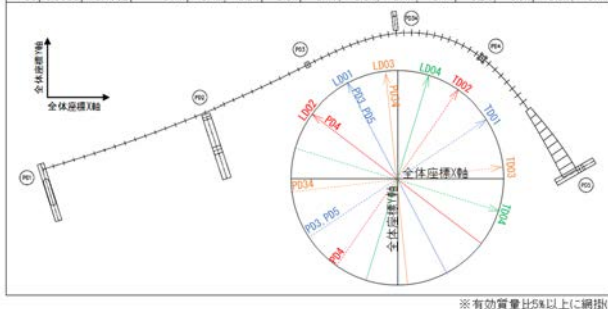
図-11 主要固有モード

表-2 設定した等価減衰定数

部材	材質	モデル化	等価減衰定数
上部工(鋼箱桁)	鋼(線形)	線形ばね要素	0.02
鋼管集成橋脚(PD4)	鋼(非線形)	ファイバーモデル	0.01
鋼製橋脚(PD2,PD34,PD5)	鋼(非線形)	ファイバーモデル	0.01
RC橋脚(PD1)	コンクリート(非線形)	ファイバーモデル	0.02
機能分散支承 水平ゴム支承	—	線形ばね要素	0.01
機能分散支承 鉛直ゴム支承	—	線形ばね要素	0.00
基礎—地盤系(Ⅲ種地盤)	ケーソン基礎	線形ばね要素	0.20
剛部材	—	rigid要素	0.00

表-3 固有値解析結果

モード 次数 n	周期 T sec	振動数 f Hz	ひずみ エネルギー 比例減衰	有効質量比			有効質量比(入力方向への寄与率)							
				X	Y	Z	直角方向				橋軸方向			
							TD01	TD02	TD03	TD04	LD01	LD02	LD03	LD04
1	1.0590	0.9443	6.9%	5.3%	7.8%	0.0%	8.4%	9.4%	6.2%	2.9%	4.3%	0.8%	7.2%	9.0%
2	0.9456	1.0576	7.0%	8.2%	9.1%	0.2%	11.5%	12.2%	9.2%	5.3%	4.1%	0.6%	8.1%	11.1%
3	0.8516	1.1742	2.0%	0.7%	0.0%	2.1%	0.6%	0.4%	0.7%	0.6%	0.3%	0.5%	0.1%	0.2%
4	0.7356	1.3594	2.3%	0.0%	1.3%	0.0%	0.7%	1.1%	0.2%	0.3%	1.1%	0.8%	1.3%	1.3%
5	0.6992	1.4322	2.9%	1.0%	0.9%	1.1%	1.3%	1.3%	1.1%	0.7%	0.3%	0.2%	0.8%	1.1%
6	0.6777	1.4755	2.6%	0.8%	2.0%	1.5%	1.7%	2.1%	1.1%	0.3%	1.3%	0.6%	1.9%	2.1%
7	0.6765	1.4782	7.3%	18.3%	2.5%	0.0%	17.2%	13.4%	18.4%	16.8%	6.6%	12.7%	0.4%	7.5%
8	0.5324	1.8784	2.7%	15.0%	3.0%	0.0%	14.6%	11.7%	15.3%	13.6%	4.6%	9.9%	1.2%	7.1%
9	0.5092	1.9637	2.4%	1.9%	0.6%	0.1%	1.9%	1.6%	2.0%	1.7%	0.4%	1.1%	0.3%	1.1%
10	0.4476	2.2343	1.5%	3.4%	0.6%	0.0%	3.2%	2.6%	3.4%	3.1%	1.1%	2.3%	0.2%	1.5%
11	0.4088	2.4461	2.1%	0.0%	0.1%	0.0%	0.1%	0.1%	0.0%	0.0%	0.1%	0.1%	0.1%	0.1%
12	0.3966	2.5214	15.3%	1.9%	15.4%	0.0%	9.0%	13.2%	3.6%	2.6%	12.7%	8.2%	15.1%	15.3%
13	0.3724	2.6852	2.4%	0.2%	4.7%	0.0%	2.4%	3.7%	0.7%	1.1%	4.0%	2.8%	4.6%	4.5%
14	0.3564	2.8050	2.2%	0.2%	0.1%	0.5%	0.2%	0.2%	0.2%	0.1%	0.0%	0.1%	0.1%	0.1%
15	0.3367	2.9704	2.8%	0.3%	2.2%	3.1%	1.3%	1.9%	0.5%	0.3%	1.8%	1.2%	2.2%	2.2%
16	0.3134	3.1903	3.3%	1.6%	0.1%	2.7%	1.5%	1.1%	1.6%	1.5%	0.7%	1.2%	0.1%	0.5%
17	0.3028	3.3025	2.9%	0.0%	1.1%	2.7%	0.5%	0.8%	0.1%	0.3%	0.9%	0.7%	1.1%	1.0%
18	0.2940	3.4014	3.9%	1.6%	0.3%	0.3%	1.6%	1.3%	1.6%	1.4%	0.5%	1.0%	0.1%	0.8%
19	0.2852	3.5067	2.4%	0.6%	0.5%	1.8%	0.7%	0.7%	0.6%	0.4%	0.1%	0.1%	0.4%	0.6%
20	0.2638	3.7902	2.2%	0.1%	0.3%	1.4%	0.2%	0.3%	0.1%	0.0%	0.2%	0.1%	0.3%	0.3%
21	0.2485	4.0240	2.3%	0.9%	2.0%	0.1%	1.7%	2.1%	1.1%	0.3%	1.3%	0.6%	1.8%	2.1%
22	0.2376	4.2088	2.6%	0.5%	2.5%	0.6%	1.6%	2.3%	0.8%	0.3%	2.0%	1.2%	2.5%	2.6%
23	0.2183	4.5802	2.7%	0.2%	1.1%	0.3%	0.7%	0.9%	0.3%	0.1%	0.9%	0.5%	1.0%	1.1%
24	0.2050	4.8789	3.2%	0.3%	2.2%	1.0%	1.3%	1.9%	0.6%	0.3%	1.8%	1.1%	2.2%	2.2%
25	0.1998	5.0056	13.8%	2.2%	3.7%	12.0%	3.7%	4.3%	2.6%	1.0%	2.2%	0.6%	3.4%	4.2%
26	0.1988	5.0312	6.8%	3.8%	8.9%	3.3%	7.4%	9.2%	4.6%	0.9%	6.1%	2.8%	8.5%	9.6%
27	0.1785	5.6009	4.1%	0.5%	0.3%	0.1%	0.6%	0.5%	0.5%	0.4%	0.0%	0.2%	0.2%	0.4%
28	0.1751	5.7097	3.6%	1.7%	1.2%	0.0%	2.0%	2.0%	1.8%	1.5%	0.2%	0.6%	1.0%	1.6%
29	0.1663	6.0141	4.9%	0.5%	5.8%	0.3%	3.2%	4.9%	1.2%	1.1%	4.8%	3.2%	5.7%	5.7%
30	0.1550	6.4529	17.6%	14.3%	0.4%	0.0%	12.7%	9.3%	14.2%	13.6%	6.4%	10.6%	1.2%	4.4%
40	0.1183	8.4525	4.0%	0.0%	0.4%	0.7%	0.2%	0.3%	0.1%	0.1%	0.4%	0.2%	0.4%	0.4%
50	0.0953	10.4902	6.7%	0.4%	0.0%	3.5%	0.4%	0.3%	0.4%	0.4%	0.2%	0.3%	0.0%	0.1%



※有効質量比が5%以上に網掛け

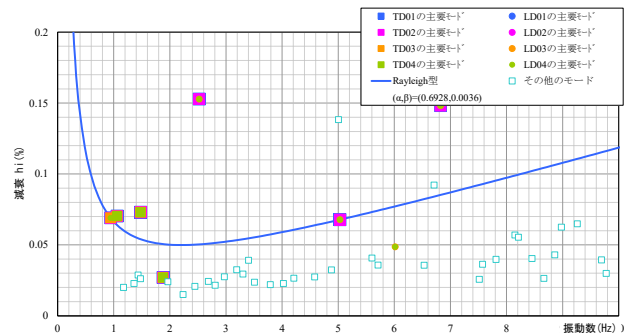


図-12 設定したレーリー減衰

## 5. 地震時の再現性

Pt.1 で計測された加速度を入力地震動とした地震応答解析を実施し、対象橋梁の Pt.2~Pt.5 で計測された加速度の再現を試みた。Pt.1 は PD4 橋脚の基部に設置された加速度計であり、構造物の影響を受けているため入力地震動とすることには議論があるが、一般橋においては架橋位置付近の自由地盤での観測波形と基礎天端での観測波形を入力とした場合で振動特性に差がないことが報告されている<sup>12)</sup>ことや、地表面での観測波形は存在しないことから、本検討では Pt.1 で計測された加速度を入力地震動として扱うこととした。地震動の加振方向は、計測方向と同様に PD4 橋脚に対して橋軸方向および橋軸直角方向とし、鉛直方向を含めて 3 方向の同時加振とした。なお、解析には汎用骨組解析プログラム ScanFEM<sup>13)</sup>を用いた。

減衰の評価方法は、図-12 に示すように、レーリー減衰を用いている。なお、本橋は曲線橋であるため、全体座標系で出力される有効質量比の 2 乗和のルートの大さを持つベクトルから、各橋脚の接線及び法線方向に設

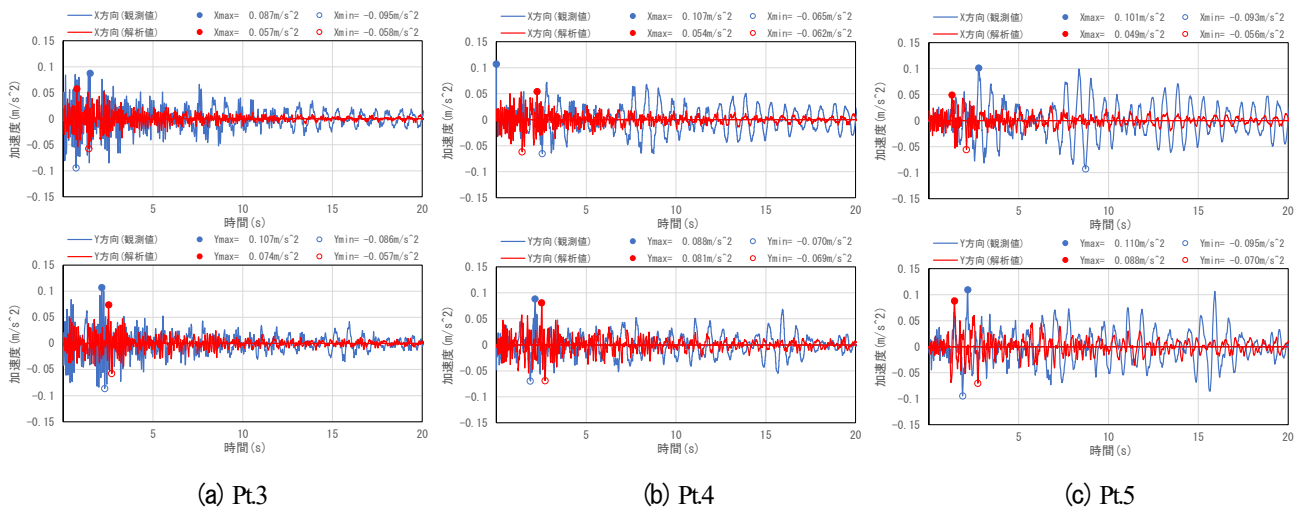


図-13 観測波形と解析結果の加速度応答時刻歴波形の比較（上段：橋軸方向，下段：直角方向）

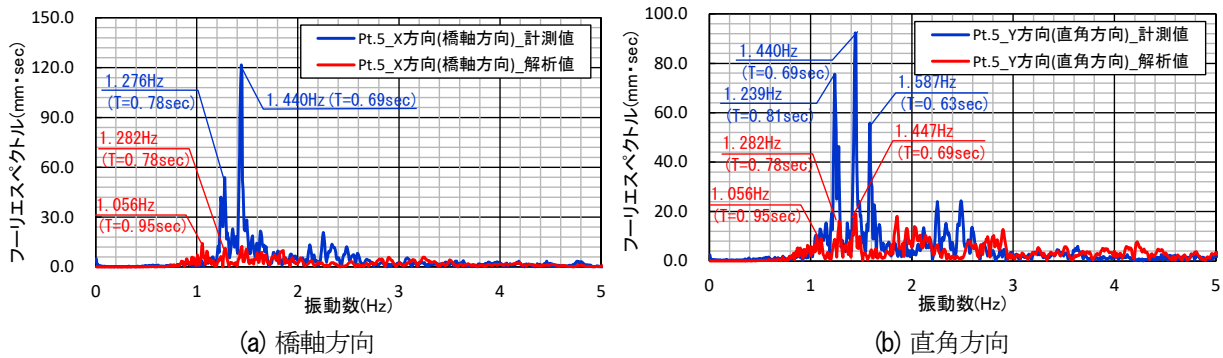


図-14 観測波形と解析結果のフーリエスペクトルの比較（Pt.5）

定した入力方向への垂線（分力）をその方向の有効質量比とした。ただし、曲線橋に対して設定した8方向の全方向別にレーリー減衰を設定するのは煩雑となるため、大半の方向の有効質量比が5%以上のモードを概ね包括するように、 $\alpha$ 、 $\beta$ を設定し、これを再現解析に適用した。また、表-2に各部材に設定した等価減衰定数を示す。

図-13に橋脚上部に位置するPt.3、Pt.4、Pt.5の橋軸および直角方向の加速度応答時刻歴波形を、図-14にPt.5の橋軸および直角方向のフーリエスペクトルの観測波形と解析結果の比較を示す。

図-13の最大加速度に着目すると、いずれの計測位置においても解析結果より観測波形の方が大きい傾向が見られた。また、加速度波形は、地震発生から10秒程度経過した時点から解析結果の振幅が観測波形より小さくなる傾向が見られる。これは、部材ごとに設定した道示Vに規定される等価減衰定数が、実橋の振動実験、模型振動台実験や強震観測データの再現解析などから実験を概ね再現できる減衰定数として与えられたものである<sup>14)</sup>こと、また、地盤はひずみ依存性と呼ばれる非線形性を有しており、一般にひずみ振幅が増加することで地盤の剛性は低下し、反対に減衰は増加する性質があることが要因と考えられ、今回計測した規模が小さい地震では、地盤・下部構造・上部構造の変形などのひずみが小さく、

部材ごとの等価減衰定数が過大な設定になっているためと考えられる。

図-14のPt.5のフーリエスペクトルに着目すると、橋軸方向の観測波形の卓越振動数は1.28Hz、1.44Hzであり、解析結果の卓越振動数は1.06Hz、1.28Hzとなっている。また、直角方向の観測波形の卓越振動数は1.24Hz、1.44Hz、1.59Hzであり、解析結果の卓越振動数は1.06Hz、1.28Hz、1.45Hzとなっている。これらのことから、橋軸および直角ともに観測波形より解析結果の方が低振動数側（長周期側）にシフトしていると言える。これは、PD4橋脚の基礎はケーソン基礎であり剛性が高い基礎形式であること、また、本固有値解析で設定している道示Vより算出する基礎バネは、レベル2地震動のような大規模地震を想定して地盤の軟化を考慮したものとなっていることから、今回のような小規模の地震に対しては基礎が応答しなかったためと考えられる。

## 6. 観測波形との乖離の原因の分析

再現解析の結果、各部材の等価減衰定数の設定および基礎ばねの設定が地震時挙動に影響を与えていると考えられたため、これらの影響を分析するためパラメータ解

析を実施した。解析ケースを表-4に示す。

Case1 は3章に示す基本ケースであり、道示Vに示される等価減衰定数を設定し、基礎ばねを考慮したケースである。

Case2 は上部構造および下部構造の等価減衰定数に着目したケースである。これは、今回対象とした地震動の規模が小さいため上部構造および下部構造が微小振幅に留まり、大規模地震時のように振幅が大きい場合のような減衰を考慮できないと考えたためである。ここでは、影響を分析するために、各部材に対して道示Vに規定される値の半分の減衰を考慮して検討を行った。

Case3 は基礎の等価減衰定数に着目したケースである。PD4 橋脚の基礎はケーソン基礎であり、Ⅲ種地盤上で一般的に用いられている杭基礎よりも剛性が高いと考えられる。そこで、基礎の減衰の影響を分析するために、全ての橋脚を道示Vに規定される値の半分0.10とした場合の検討を行った。

Case4 は基礎ばねの設定に着目したケースである。再現解析の結果、観測波形より解析結果の方が橋軸、直角方向ともに長周期の挙動が確認されており、これは大規模地震時の地盤の軟化を考慮した基礎ばねの影響が要因と考えられた。今回対象とした微小な地震動では全ての橋脚の基礎および周辺地盤が変形しなかったと想定して、全ての橋脚の基礎ばねを固定した場合の解析を行った。なお、基礎ばねを固定とした場合は基礎が変形しないため、基礎の等価減衰定数は考慮しないものとなる。

Case1~4 で設定したレーリー減衰を図-15に示す。上部構造および下部構造の減衰定数をパラメータとしたCase2の主要モード減衰定数はCase1と差がなく、基礎ばねの減衰をパラメータとしたCase3の主要モード減衰定数はCase1より小さくなる傾向であった。また、基礎ばねを固定としたCase4は基礎の減衰を考慮しないものとなるため、Case3よりも主要モード減衰が小さくなる傾向であった。

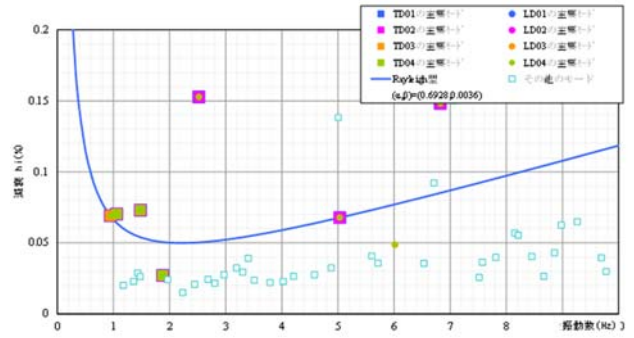
(1) 要素別の等価減衰定数が応答に及ぼす影響

図-16にCase2、図-17にCase3のPt.3、Pt.4、Pt.5の橋軸および直角方向の加速度応答時刻歴波形の観測波形と解析結果の比較を示す。

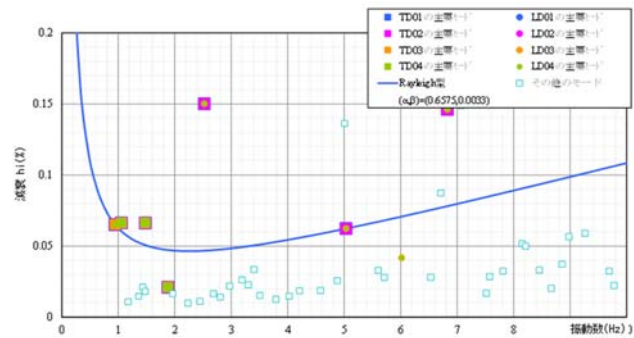
Case2はCase1と最大加速度や加速度応答が自由振動となり減衰していく状況に大きな差が見られなかった。表-4に示す質量マトリックスの係数(α)および剛性マトリックスの係数(β)がCase1と差がないことから分かるように、本橋梁の場合は上部構造および下部構造の減衰定数が主要な振動モードの減衰定数に影響を及ぼさないとと言える。なお、上部構造と下部構造の減衰定数をそれぞれ単独で半減させた場合においても、加速度応答時刻歴波形に影響がないことを確認している。

表-4 原因分析の検討に関する解析ケース

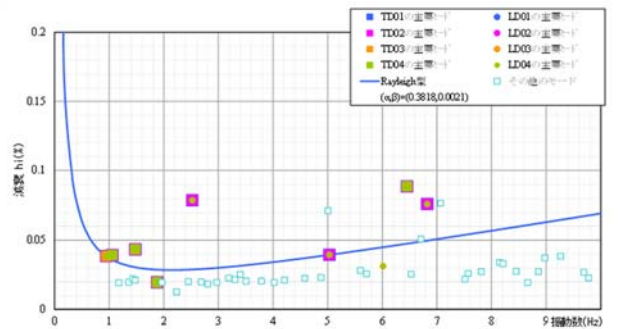
解析ケース	等価減衰定数				基礎ばね	レーリー減衰の係数設定に用いた次数	質量マトリックスの係数 α	剛性マトリックスの係数 β	
	上部構造	鋼製橋脚	RC橋脚	基礎					
Case1 基本ケース	0.02	0.01	0.02	0.20	考慮	1	26	0.6928	0.0036
Case2 上部構造および下部構造の減衰の影響	0.01	0.005	0.01	0.20	考慮	1	26	0.6575	0.0033
Case3 基礎の減衰の影響	0.02	0.01	0.02	0.10	考慮	1	26	0.3818	0.0021
Case4 基礎ばねの影響	0.02	0.01	0.02	—	固定	1	24	0.1065	0.0011



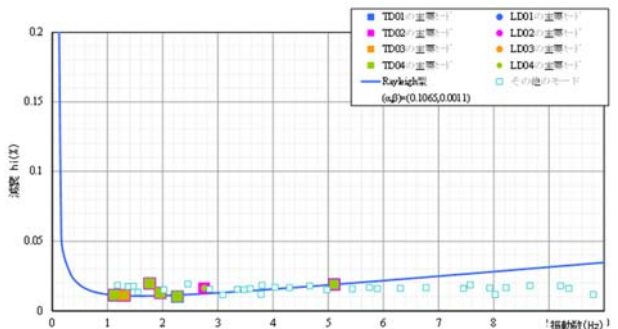
(a) Case.1



(b) Case.2



(c) Case.3



(d) Case.4

図-15 各Caseのレーリー減衰

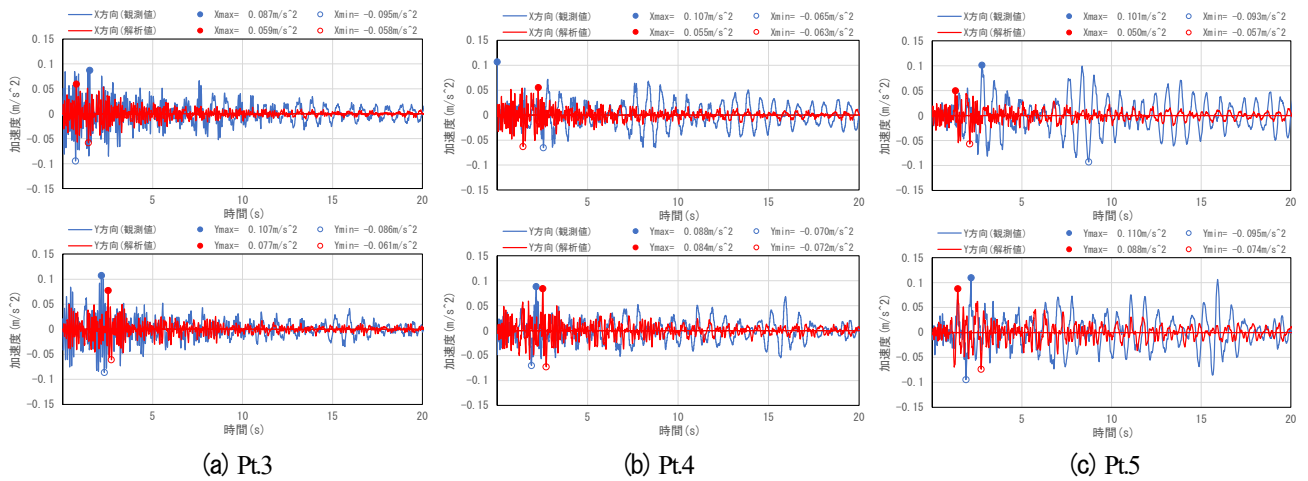


図-16 観測波形とCase2の解析結果の加速度応答時刻歴波形の比較（上段：橋軸方向，下段：直角方向）

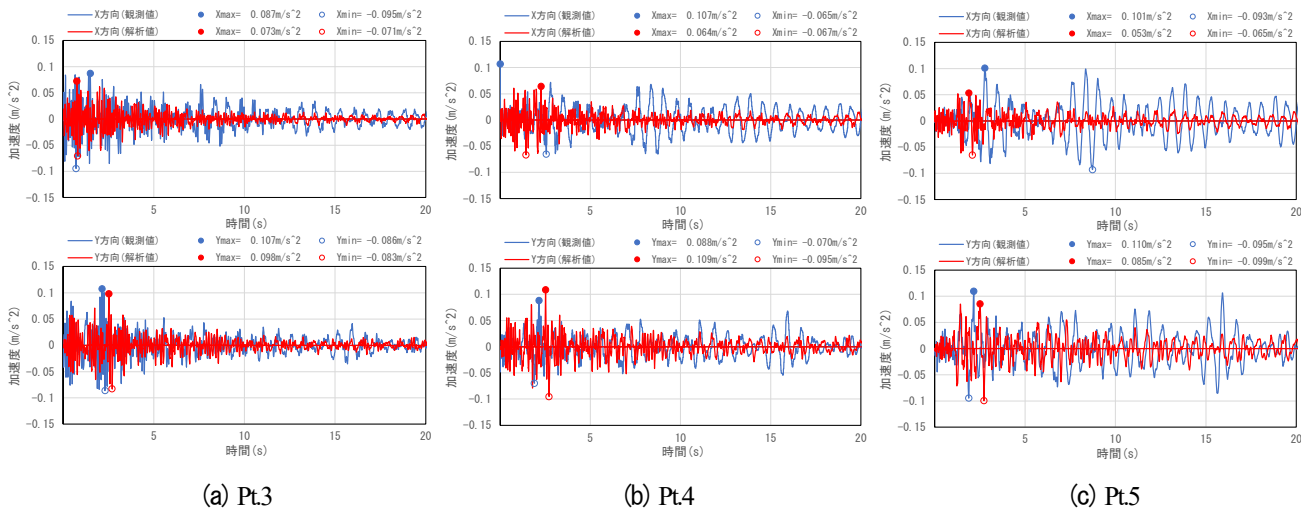


図-17 観測波形とCase3の解析結果の加速度応答時刻歴波形の比較（上段：橋軸方向，下段：直角方向）

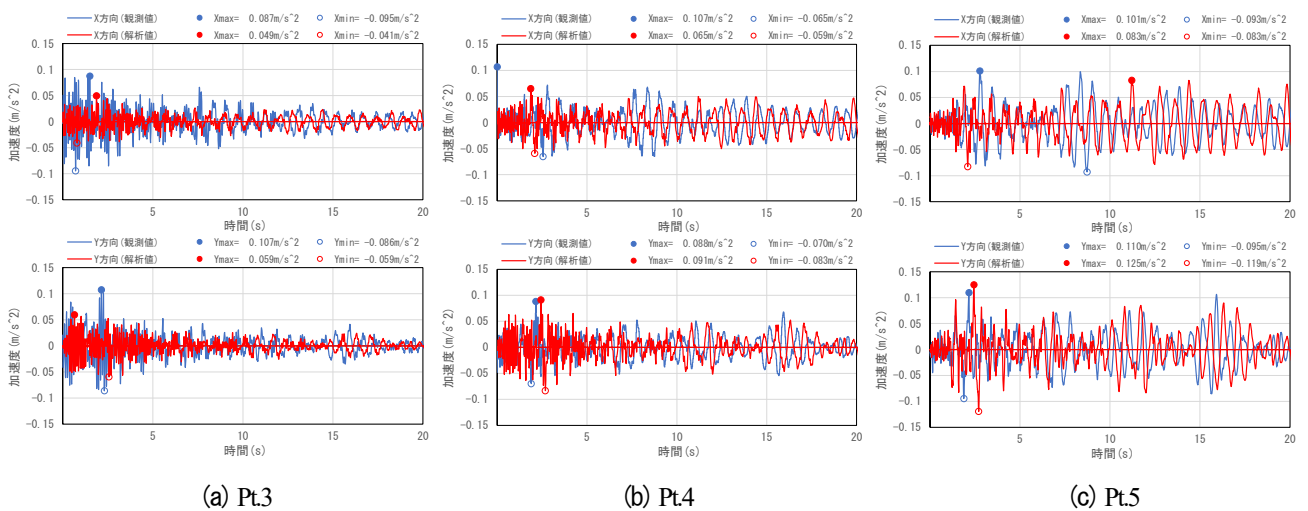


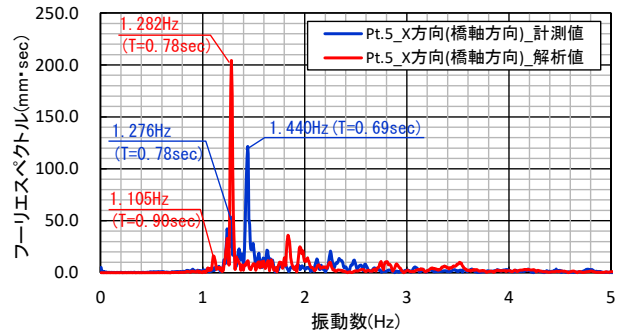
図-18 観測波形とCase4の解析結果の加速度応答時刻歴波形の比較（上段：橋軸方向，下段：直角方向）

一方、Case3はCase1に比べると最大加速度が大きくなり計測波に近づく傾向が見られた。また、加速度応答の収束状況も、橋軸、直角方向ともに観測波形と近づく方向に変化したが、橋軸方向についてはまだ乖離している結果である。

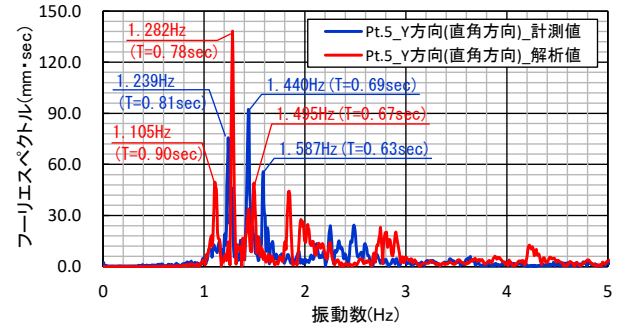
このことから、分析の対象としている小規模の地震を解析で再現する場合は、道示Vに示される基礎の等価減衰定数ではなく、それより小さな値を設定するとよいと考えられる。

表-5 Case4 (基礎ばね固定) の固有値解析結果

モード 次数 n	周期 T sec	振動数 f Hz	ひずみ 1/44キー 比例減衰	有効質量比			有効質量比(入力方向への寄与率)							
				X	Y	Z	直角方向				橋軸方向			
							TD01	TD02	TD03	TD04	LD01	LD02	LD03	LD04
1	0.8903	1.1232	1.1%	10.4%	5.1%	0.0%	11.6%	10.5%	11.0%	8.6%	0.5%	5.0%	3.8%	1.8%
2	0.8484	1.1787	1.1%	6.0%	0.2%	0.1%	3.1%	0.3%	0.2%	0.3%	0.2%	0.0%	0.1%	0.2%
3	0.7645	1.3080	1.1%	6.0%	15.8%	0.2%	12.8%	16.1%	7.8%	1.3%	11.0%	5.2%	15.0%	16.8%
4	0.7272	1.3752	1.8%	0.4%	2.8%	0.0%	1.7%	2.4%	0.8%	0.4%	2.2%	1.4%	2.7%	2.8%
5	0.6803	1.4699	1.8%	0.0%	0.1%	3.2%	0.1%	0.1%	0.0%	0.0%	0.1%	0.1%	0.1%	0.1%
6	0.6441	1.5525	1.4%	0.4%	3.8%	0.2%	2.2%	3.2%	0.8%	0.7%	3.2%	2.1%	3.8%	3.8%
7	0.5673	1.7628	2.0%	27.4%	2.7%	0.0%	25.4%	19.3%	27.5%	25.5%	10.7%	19.7%	0.4%	10.3%
8	0.5111	1.9565	1.3%	21.3%	2.2%	0.1%	19.7%	15.0%	21.4%	19.5%	8.3%	15.2%	0.3%	8.1%
9	0.4947	2.0214	1.5%	0.2%	1.0%	0.0%	0.6%	0.9%	0.3%	0.1%	0.8%	0.5%	1.0%	1.0%
10	0.4416	2.2646	1.0%	0.2%	0.8%	0.0%	5.8%	4.5%	6.3%	5.7%	2.3%	4.4%	0.0%	2.5%
11	0.4070	2.4569	1.3%	0.3%	0.1%	0.0%	0.3%	0.3%	0.3%	0.3%	0.1%	0.2%	0.0%	0.2%
12	0.3634	2.7521	1.6%	0.3%	6.6%	0.0%	3.4%	5.3%	1.0%	1.6%	5.6%	3.9%	6.5%	6.4%
13	0.3509	2.8494	1.6%	0.3%	0.2%	0.2%	0.3%	0.3%	0.3%	0.2%	0.0%	0.1%	0.1%	0.2%
14	0.3236	3.0900	1.2%	0.5%	4.3%	3.9%	2.5%	3.7%	1.0%	0.7%	3.5%	2.3%	4.2%	4.3%
15	0.2983	3.3528	1.5%	0.6%	0.0%	2.5%	0.5%	0.4%	0.6%	0.6%	0.3%	0.5%	0.1%	0.2%
16	0.2876	3.4770	1.5%	1.0%	0.9%	1.6%	1.3%	1.4%	1.1%	0.7%	0.3%	0.3%	0.8%	1.2%
17	0.2790	3.5848	1.6%	0.4%	0.7%	1.1%	0.7%	0.5%	0.5%	0.2%	0.4%	0.1%	0.7%	0.8%
18	0.2645	3.7811	1.2%	1.7%	0.4%	1.2%	1.7%	1.4%	1.8%	1.5%	0.5%	1.1%	0.2%	0.9%
19	0.2632	3.7993	1.9%	0.4%	0.0%	3.1%	0.4%	0.3%	0.4%	0.4%	0.2%	0.3%	0.0%	0.1%
20	0.2477	4.0374	1.7%	0.3%	0.0%	0.0%	0.2%	0.2%	0.3%	0.2%	0.1%	0.2%	0.0%	0.1%
21	0.2327	4.2971	1.7%	0.3%	0.9%	0.2%	0.7%	0.5%	0.4%	0.0%	0.7%	0.4%	0.5%	1.0%
22	0.2143	4.6668	1.8%	0.1%	0.4%	1.3%	0.3%	0.4%	0.1%	0.0%	0.3%	0.2%	0.4%	0.4%
23	0.2010	4.9751	1.5%	2.5%	1.0%	0.0%	2.7%	2.4%	2.6%	2.1%	0.3%	1.3%	0.7%	1.7%
24	0.1959	5.1052	1.9%	1.3%	24.1%	0.0%	12.7%	19.6%	4.1%	5.6%	20.6%	14.1%	23.8%	23.5%
25	0.1859	5.4367	1.6%	0.1%	1.7%	0.5%	0.9%	1.4%	0.3%	0.4%	1.5%	1.0%	1.7%	1.7%
26	0.1740	5.7472	1.7%	0.0%	0.1%	0.2%	0.3%	0.1%	0.0%	0.0%	0.1%	0.0%	0.1%	0.1%
27	0.1698	5.8907	1.6%	1.1%	0.4%	0.0%	1.2%	1.1%	1.2%	1.0%	0.2%	0.6%	0.3%	0.7%
28	0.1586	6.3050	1.6%	0.1%	3.0%	0.8%	1.5%	2.4%	0.4%	0.8%	2.6%	1.9%	3.0%	2.9%
29	0.1477	6.7723	1.7%	0.0%	0.1%	0.2%	0.0%	0.1%	0.0%	0.0%	0.1%	0.0%	0.1%	0.1%
30	0.1342	7.4511	1.6%	0.3%	1.5%	0.9%	1.0%	1.4%	0.4%	0.2%	1.2%	0.7%	1.5%	1.5%
40	0.0972	10.2889	1.5%	0.5%	0.3%	0.7%	0.6%	0.5%	0.5%	0.3%	0.1%	0.1%	0.3%	0.4%
50	0.0733	13.6511	1.2%	0.0%	0.0%	3.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%



(a) 橋軸方向



(b) 直角方向

図-19 観測波形とCase4の解析結果のフーリエスペクトルの比較 (Pt.5)

(2) 基礎ばねの設定が応答に及ぼす影響

基礎ばねを固定とした Case4 の固有値解析結果を表-5 に示す。Case1 の基礎ばねを考慮した場合と比較すると、1次モードは Case1 と同様に PD4 橋脚が直角方向（上部構造の法線方向）に変形する振動モードであり、固有振動数は Case1 の 0.94 Hz (T=1.06 sec) に比べて、1.12 Hz (T=0.89 sec) と高振動数側であった。また、PD4 橋脚の橋軸方向（上部構造の接線方向）は 3 次モードが卓越しており、固有振動数は Case1 の 1.06 Hz (T=0.95 sec) に比べて、1.31 Hz (T=0.76 sec) となり、直角方向と同様に高振動数側であった。

図-18 に Case4 の Pt.3, Pt.4, Pt.5 の橋軸および直角方向の加速度応答時刻歴波形の観測波形と解析結果の比較を示す。橋脚上部の Pt.4 および Pt.5 の最大応答加速度は、Case1 より大きくなり、橋軸および直角ともに計測値とほぼ一致する結果となった。これは、基礎ばねを固定とすることで、図-9 に示す加速度応答スペクトルが大きくなる側に固有周期が移行したためと考えられる。また、加速度応答波形は、橋軸方向および直角方向ともに、概ね計測値と一致する傾向が見られた。

図-19 に観測波形と Case4 の Pt.5 におけるフーリエスペクトルの比較を示す。橋軸方向の観測波形の卓越振動数は 1.28 Hz, 1.44 Hz であり、解析結果の卓越振動数は 1.11 Hz, 1.28 Hz となっている。また、直角方向の観測波形の卓越振動数は 1.24 Hz, 1.44 Hz, 1.59 Hz であり、解

析結果の卓越振動数は 1.11 Hz, 1.28 Hz, 1.50 Hz となっている。橋軸および直角ともに観測波形より解析結果の方が低振動数側であるが、Case1 に比べると若干高い振動数となる傾向が見られた。

7. おわりに

本検討では試験施工が実施された鋼管集成橋脚の挙動の分析に向けた取り組みの一環として、モニタリング計測で計測された小規模な地震動を入力とした地震応答解析を実施することで、地震時の応答評価を試みたものである。本検討で得られた知見は、以下の通りである。

- 1) 計測された地震波形の加速度スペクトルは、道示 V に示されるレベル 1 地震動より全ての周期帯で大幅に小さく、0.5 秒以下の短周期が卓越する地震動であった。
- 2) 一般的に耐震解析に用いる非線形動的解析モデルを用いた再現解析では、規模が小さい地震の場合、解析の加速度応答が観測波形より小さくなり、固有周期が長くなる傾向が見られた。
- 3) 基礎・下部構造・上部構造の等価減衰定数が解析結果に及ぼす影響を検討したところ、基礎の減衰を半分にした場合に加速度応答が大きくなり、計測値に近づく結果となった。

- 4) 基礎ばねを固定としたモデルでは、基礎ばねの剛性が大きいと応答加速度が大きくなり、最大応答加速度は計測値と概ね一致した。

今後は再現性が確認できたモデルを活用して鋼管集成橋脚の挙動を分析し、計測データのみでは評価できない性能を評価する必要がある。また、今後より大きな作用を受けた際には、その時に取得した計測データを用いて解析モデルの再現性を分析し、鋼管集成橋脚の性能を評価することが望まれる。

**謝辞：**鋼管集成橋脚のモニタリング計測にあたり、阪神高速技術(株)と内外構造(株)にご協力頂いた。ここに記して関係各位に謝意を表す。

#### 参考文献

- 1) 金治英貞, 鈴木英之, 野中哲也, 馬越一也: 履歴型ダンパー付き鋼管集成橋脚の損傷制御構造に関する基礎的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.50A, 2004.
- 2) 金治英貞, 林訓裕, 西海健二, 豊島径: モデル載荷試験による鋼管集成橋脚の力学的特性の検証, 土木学会第60回年次学術講演会, 2005.
- 3) 篠原聖二, 金治英貞, 小坂崇, 杉山裕樹, 津丸徳宏, 鳥越卓志: 鋼管集成橋脚の技術コンセプトと構造設計, 橋梁と基礎, 2014年2月号, 2014.
- 4) 篠原聖二, 杉山裕樹, 金治英貞, 橋本国太郎, 杉浦邦征: 鋼管集成橋脚における実大せん断パネルの損傷過程と終局モードの実験的評価, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.71, No.3, 2015.
- 5) 後藤芳顕, 海老澤健正, 野中哲也, Yan XU, 金治英

貞, 岡上政史, 安藤高士, 服部匡洋: 大型加振実験によるレベル2とこれを超える地震動に対するコンクリート充填鋼管集成橋脚で支持された連続高架橋の耐震性能の解明, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.77, No.1, 2020.

- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2017.11.
- 7) 赤松伸祐, 服部匡洋, 青木康素, 谷口祥基: 鋼管集成橋脚の性能検証を目的としたモニタリング計画の策定および挙動分析, 鋼構造年次論文報告集, 日本鋼構造協会, 第30巻, 2022.(印刷中)
- 8) 国土地理院: 地図・空中写真閲覧サービス, <https://mapps.gsi.go.jp/maplibSearch.do#1>(2022年9月9日閲覧)
- 9) 松本崇志, 光川直宏, 服部匡洋, 馬越一也, 篠原聖二: 免震支承を有する4径間連続鋼箱桁橋における2018年大阪府北部地震の地震観測記録と応答特性の評価, 第38回地震工学研究発表会, A21-1312, 2018.
- 10) 富健一, 許佳奕, 服部匡洋, 馬越一也, 篠原聖二: ケーソン基礎を有する鋼単純合成鋼桁における2018年大阪府北部地震の地震観測記録と応答特性の評価, 第38回地震工学研究発表会, A21-1305, 2018.
- 11) 独立行政法人 土木研究所: 鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査, 土木研究所資料, 第4090号, 2018.3.
- 12) 佐々木達生, 徳橋亮治, 服部匡洋, 馬越一也, 篠原聖二: 10径間連続PC箱桁橋における2018年大阪府北部地震の地震観測記録と応答特性の評価, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.75, No.4(地震工学論文集第38巻), I\_602-I\_612, 2019.
- 13) 株式会社耐震解析研究所: SeanFEM ver.1.38 理論マニュアルと検証, 2007.11
- 14) 運上茂樹: ここが聞きたい! 耐震設計の基本, 建設図書, pp.63-68, 2020.8.

## STUDY OF A METHOD TO ANALYZE THE REPRODUCTION OF EARTHQUAKE OBSERVATION RECORDS TO VERIFY THE PERFORMANCE OF AN INTEGRATED COLUMN BY MULTIPLE STEEL PIPES

Shinsuke AKAMATSU, Masahiro HATTORI, Yoshiki TANIGUCHI,  
Miki NISHIMURA, Yasumoto AOKI, Shuta MIYATA and Kunitomo SUGIURA

Monitoring measurements have been carried out on the integrated column by multiple steel pipes applied to the Hanshin Expressway to verify that they are behaving according to the concept assumed in the design. In this measurement, the acceleration of small earthquake motion was measured. In this study, a dynamic analysis was conducted using these observed accelerations as input, and the response reproducibility of the dynamic analysis model was examined.

The dynamic analysis model used for seismic design showed differences between the measured and analyzed values. The difference was investigated using the equivalent damping constants of each member and the foundation springs as parameters. As a result, it was confirmed that the maximum acceleration and time history acceleration waveforms were generally reproduced when the base springs were fixed.