

3径間連続非合成鈹桁橋における2018年大阪府北部地震の 地震観測記録と応答特性の評価

中邨 亮太¹・日高 菜緒²・門田 克史³・
坂本 眞徳⁴・宇野津 哲哉⁵・篠原 聖二⁶

¹非会員 中央復建コンサルタンツ株式会社（〒533-0033 大阪市東淀川区4-11-10）

²非会員 中央復建コンサルタンツ株式会社（〒533-0033 大阪市東淀川区4-11-10）

³非会員 中央復建コンサルタンツ株式会社（〒533-0033 大阪市東淀川区4-11-10）

⁴正会員 中央復建コンサルタンツ株式会社（〒533-0033 大阪市東淀川区4-11-10）

⁵正会員 一般財団法人阪神高速道路技術センター（〒541-0054 大阪市中央区南本町4-5-7 東亜ビル内）

⁶正会員 阪神高速道路株式会社（〒530-0005 大阪市北区中之島3-2-4中之島フェスティバルホール・ウエスト）

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震において、阪神高速道路は建設当時の耐震設計基準を満たしていたにも関わらず、設計上の想定を超える地震動により、甚大な被害を受けた。その後、2011年の東北地方太平洋沖地震や2016年の熊本地震など、設計上の想定を超える事象が発生し、数多くの構造物が甚大な被害を受けた。

阪神高速道路では、兵庫県南部地震以前から地震計を設置し地震観測システムを整備して、地震発生時の迅速な交通管制対応や構造物の地震時挙動の把握に努めている。2018年6月18日7時58分に発生した大阪府北部地震においても延長約260kmの道路ネットワークの19箇所の観測局で加速度、速度、変位といった合計400成分以上の地震観測データ取得した。

また、同社は阪神高速全線260kmを対象とした地震時応答シミュレーションに関する研究を進めているがその精度については課題を残している。そこで、広域道路ネットワークの地震時応答シミュレーションの精度検証に向けた取り組みの一環として、大阪府北部地震が観測された観測点のうち10橋を選定し、当該観測局にて観測された地表面加速度を入力した地震応答解析を実施している。

本稿では、このうち阪神高速13号東大阪線の鋼3径間連続非合成鈹桁橋（東上P-478～東上P-481）を対象に、地震応答解析を実施し、動的解析におけるモデル化の精度検証を実施した結果を報告する。

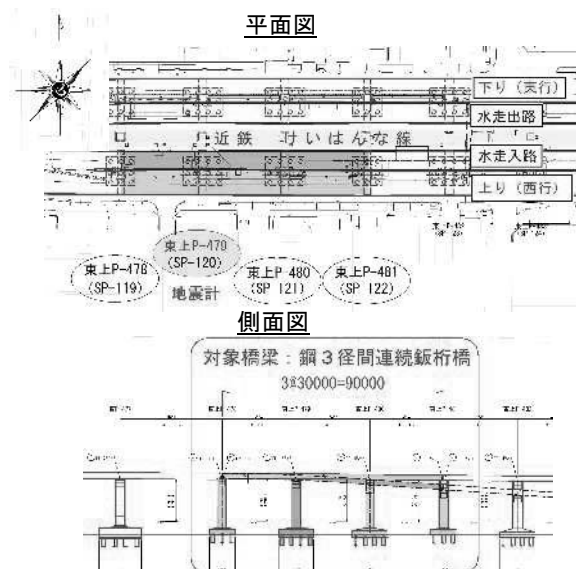


図-1 対象橋梁位置図

2. 対象橋梁諸元

対象橋梁の東上P-478～東上P-481は、鋼3径間連続非合成鈹桁橋である。架橋位置を図-1に、構造概要を図-2に示す。

対象橋梁は、本線橋とランプ橋の2連の上部構造を左右の張出梁に段差を設けた単柱式橋脚で支持している。平成6年に竣工して以来、補修・補強は実施されていない。



対象橋梁諸元

道路条件	道路構造規格	第2種第2級
	設計速度	60km/h
橋長	設計荷重	TL-20
	橋長	90m
幅員(全幅員)	本線橋	9.0m
	ランプ橋	7.5m
車線数	本線橋	2車線
	ランプ橋	1車線
上部構造	工事名	西石切工区(その1)鋼桁工事
	橋梁形式	3径間連続鋼非合成鈑桁橋
	橋梁形式	3径間連続鋼非合成鈑桁橋
	支間割	30.0m+30.0m+30.0m
下部構造	支承	BP支承(支承板支承)
	桁下空間	約18m
	工事名	水走入路下部工事
	橋脚形式	RC構造T型橋脚
その他	基礎形式	場所打ち杭基礎
	地盤条件	Ⅲ種地盤
	付属物	遮音壁
	路下条件	阪高用地
補修・補強履歴	補修・補強履歴	なし

断面図

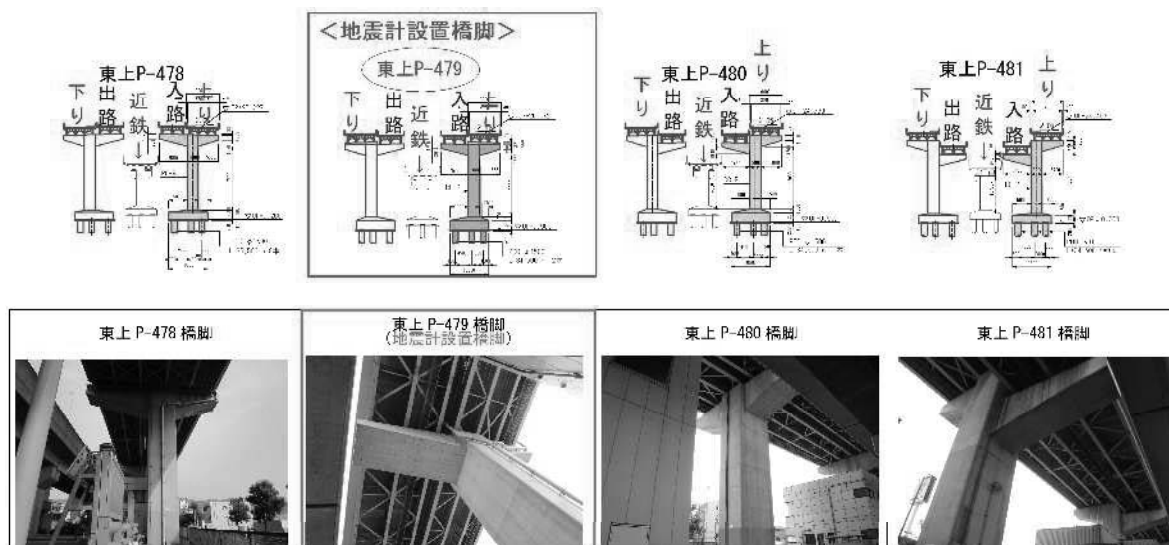


図-2 対象橋梁の構造概要

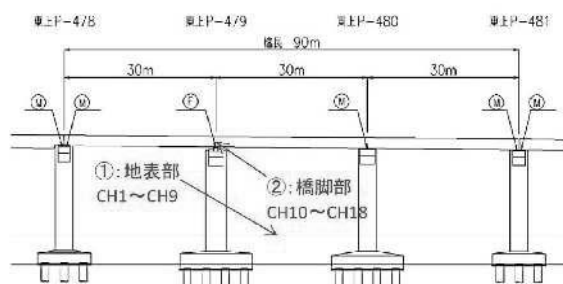


図-3 計測機器の設置位置

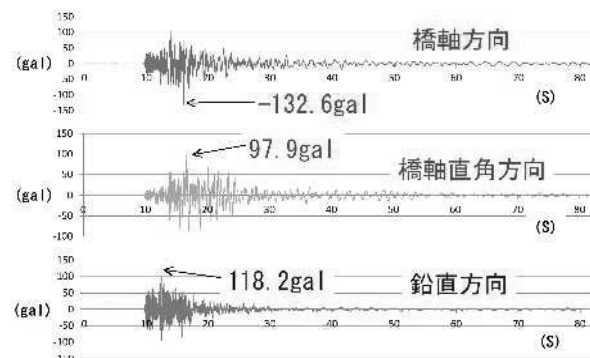


図-4 地表部の観測波の加速度時刻歴波形

3. 地震観測記録

(1) 計測機器の設置位置

計測機器は、東上P-479橋脚の地中部と橋脚天端の2箇所に設置されている。計測機器は、サーボ型速度計¹⁾であり、加速度を計測し、これをコンデンサで積分した速度が出力され、速度データを別途積分した変位の3成分が算出される。それぞれ、橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向に計18CHの成分が出力される。

(2) 観測波形の特徴

計測機器で計測した波形のうち、橋脚天端においてはノイズが含まれた波形であると考えられたため、本研究では0.1Hz以下、20Hz以上を除去するバンドパスフィルター処理を施した波形を用いることとした。バンドパスフィルター処理した地表部の観測波の加速度時刻歴波形を図-4に示す。

地表部で観測された加速度は、橋軸方向で最大132.6gal、橋軸直角方向で最大97.6galであった。

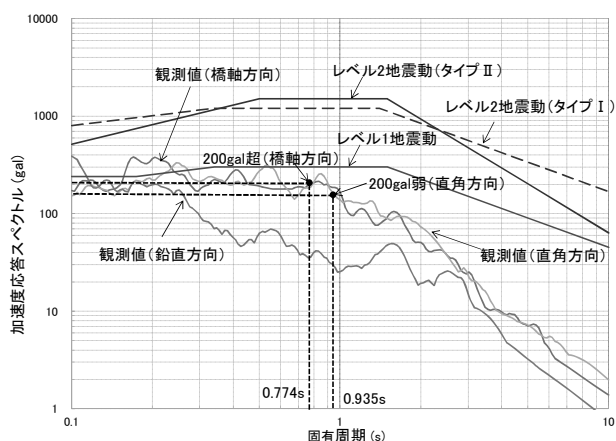


図-5 加速度応答スペクトル図

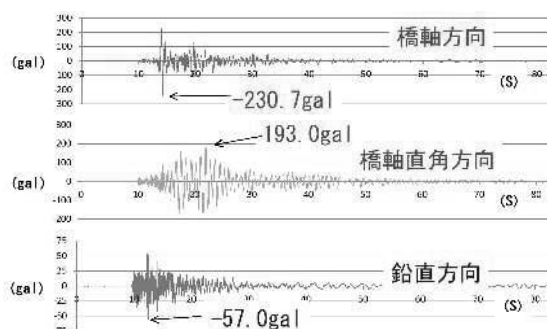


図-6 橋脚天端の観測波の加速度時刻歴波形

観測地震動の加速度応答スペクトル図を図-5に示す。地震計が設置されている橋脚の固有周期が0.774s（橋軸方向）及び0.935s（橋軸直角方向）であり、加速度応答は200gal程度であった。これにより、計測された地震波はレベル1地震動相当で、構造物の応答は弾性応答範囲内にあったと考えられる。これは、現地踏査の結果、東上P-478～東上P-481の橋梁に損傷がみられなかった点と一致している。

橋脚天端で観測された加速度の波形を図-6に示す。観測された加速度を確認すると、橋軸方向で最大230.7gal、橋軸直角方向で最大193.0galであり、図-5から予想される構造物の応答の予測と合致する結果が得られていることが分かる。

4. 解析モデル

対象橋梁の東上P-478～東上P-481は、本線、ランプの2連の上部構造を単柱式の下部構造で支持する構造であるが、本線は東上P-479で固定支持しているのに対し、ランプは東上P-480で固定支持している。

このため、対象橋梁は地震時に3次元的な挙動を示すことが想定されるため、3次元立体骨組モデルを用いて解析を実施した。

上部構造は、本線桁・ランプ桁とも、線形はり要素としてモデル化した。RC 橋脚の柱部は、地震動を橋軸、橋軸直角、鉛直の3方向同時に入力させるため、軸力変動及び2軸曲げを考慮できるファイバーモデルを採用した。

表-1 減衰定数

部材	減衰定数	部材のモデル化
上部構造	0.02	線形はり要素
RC 橋脚（柱）	0.02	非線形はり要素
RC 橋脚（梁）	0.05	線形はり要素
フーチング	0.05	線形はり要素
基礎	0.20	線形バネ要素

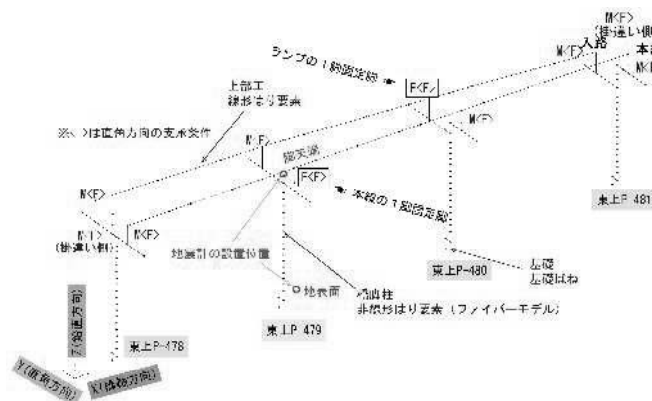


図-7 解析モデル図

また、本研究では既設橋を対象としており、応力-ひずみ関係は、平成14年道路橋示方書^{2) 3)}に準拠した。柱部の部材分割は、各部材長が断面高の1/2程度以下になるように設定し、荷重は死荷重分を考慮した。

RC 橋脚の梁部は線形はり要素、フーチングは柱の断面剛性と比較して非常に大きいため剛体としてモデル化した。荷重はフーチング中心位置にフーチング重量を考慮した。

基礎はフーチング下端位置に線形バネ要素（基礎ばね）を設定した。

固定支承部は剛な支承ばねを設定することでモデル化し、可動支承は橋軸方向のみ可動となるようモデル化した。

掛違いの隣接橋梁は重量のみ考慮して解析を実施した。

地盤種別は、III種地盤として解析を実施した。

各部材の減衰は、道路橋示方書^{V⁴⁾}に従い、表-1の減衰定数を設定した。

解析モデルを図-7に示す。

5. 再現解析

(1) 固有値解析結果と減衰設定

固有値解析の結果、設定した Rayleigh 減衰を図-8に示す。地震計を設置している東上P-479橋脚の振動モードに着目し、減衰を設定した。

表-2より、選定した1次モード(1.07Hz)と12次モード(4.07Hz)の間に水平方向の2成分(橋軸方向、橋軸直角方向)の累計有効質量比は約7割となり、着目すべき振動数領域は4Hz程度までとなる。

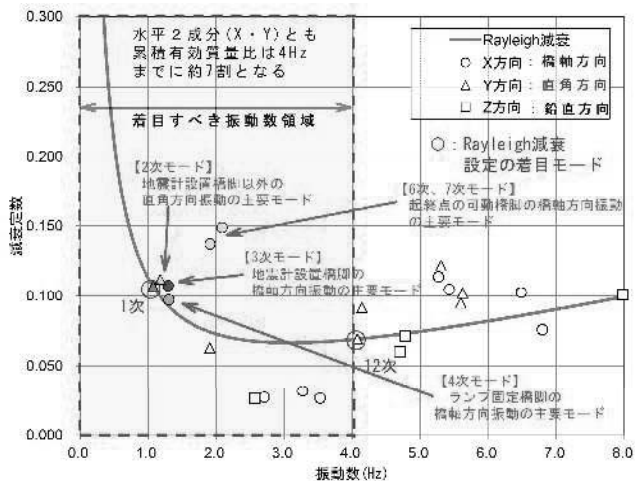


図-8 Rayleigh減衰の設定

表-2 固有値解析結果

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	固有質量			固有有効質量比(%)			地震計設置橋脚の 鉛直方向振動の主要モード
			X方向 (g)	Y方向 (g)	Z方向 (g)	X方向 (g)	Y方向 (g)	Z方向 (g)	
1	1.069	0.935	0.0	3671.0	1.0	0.0	49.0	0.0	0.107
2	1.177	0.850	0.1	1859.0	0.3	0.0	61.0	0.0	0.112
3	1.292	0.774	2114.0	0.4	0.2	25.0	61.0	0.0	0.108
4	1.301	0.767	1673.0	1.1	0.1	25.0	61.0	0.0	0.094
5	1.906	0.525	4.1	70.2	0.1	25.0	61.0	0.0	0.063
6	1.909	0.524	858.5	0.0	0.0	55.0	61.0	0.0	0.137
7	2.062	0.480	913.8	0.0	0.0	66.0	61.0	0.0	0.149
8	2.569	0.389	41.8	8.7	46.5	66.0	61.0	1.0	0.027
9	2.704	0.370	67.9	3.7	41.7	67.0	61.0	1.0	0.024
10	3.272	0.306	16.8	0.6	0.6	67.0	61.0	1.0	0.032
11	3.525	0.284	27.4	0.1	1.3	67.0	61.0	1.0	0.027
12	3.973	0.250	9.7	1040.0	759.2	68.0	73.0	9.0	0.039
13	4.140	0.242	0.1	1.7	0.3	68.0	73.0	9.0	0.091
14	4.897	0.203	83.5	258.4	1087.0	68.0	76.0	21.0	0.080
15	4.723	0.210	413.1	78.8	591.5	73.0	76.0	28.0	0.071
16	5.266	0.190	73.9	75.2	4.1	73.0	76.0	28.0	0.114
17	5.360	0.189	3.2	10.8	32.2	73.0	77.0	28.0	0.122
18	5.424	0.184	485.0	129.0	8.5	80.0	77.0	28.0	0.105
19	5.591	0.179	21.3	847.3	4.4	80.0	87.0	28.0	0.085
20	5.621	0.178	20.8	904.1	9.9	81.0	87.0	28.0	0.102
21	6.481	0.154	477.8	0.8	0.3	86.0	87.0	28.0	0.103
22	6.791	0.147	283.4	0.0	0.0	89.0	87.0	28.0	0.076
23	7.971	0.125	0.0	3.9	339.8	89.0	87.0	32.0	0.101
24	8.407	0.118	0.1	5.9	22.7	89.0	87.0	32.0	0.114
25	8.534	0.117	0.1	3.9	33.3	89.0	87.0	33.0	0.118
26	8.785	0.113	0.1	62.3	1787.0	89.0	98.0	47.0	0.094
27	8.280	0.108	0.0	5.0	849.7	89.0	98.0	57.0	0.083
28	9.617	0.104	0.5	3.0	57.5	89.0	98.0	57.0	0.097
29	10.001	0.099	0.0	2.1	2775.0	89.0	98.0	88.0	0.112
30	10.761	0.098	0.1	0.0	752.5	89.0	98.0	96.0	0.054

表-3 解析実施ケース

Case	地震波形	減衰	支承条件
Case1	観測3方向成分同時	Rayleigh減衰 (図-8)	可動支承のばね定数を0
Case2	観測3方向成分同時	Rayleigh減衰 (図-8)	可動支承に摩擦係数を考慮

(2) 動的解析の実施ケース

動的解析は、可動支承のばね定数を0としたケース (Case1) と、大阪府北部地震は架橋位置でレベル1地震動相当であったことから、支承がほとんどすべらずに摩擦力が橋脚に作用したと想定し可動支承に摩擦係数を考慮したケース (Case2) で実施した。

対象橋梁の支承には、支承板支承 (BP・A支承⁵⁾) が適用されている。道路橋支承便覧⁶⁾ に基づき、この支承のすべり摩擦係数は0.15とし、死荷重反力Rdに対して摩擦係数 μ を乗じた値を降伏荷重Pyとしたバイリニア型の骨格曲線とした。

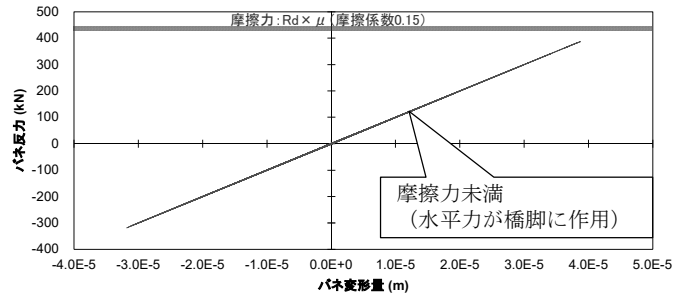


図-9 可動支承 (東上P-479上) の履歴図

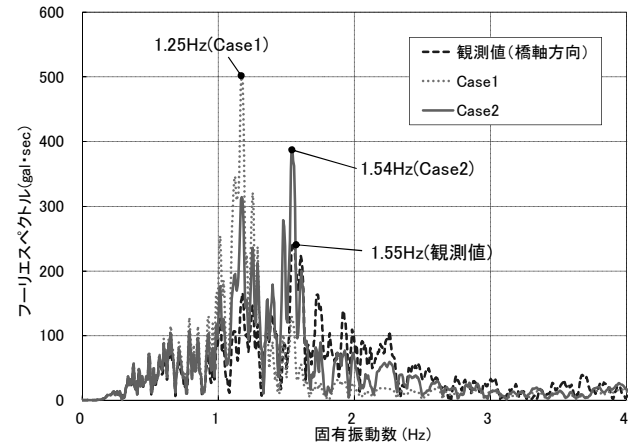


図-10 フーリエスペクトル図 (橋軸方向)

(3) 動的解析結果

動的解析の結果、得られた応答値 (加速度、速度、変位) を図-11 (橋軸方向) 及び図-12 (橋軸直角方向) に示す。また、図-10 (橋軸方向) 及び図-13 (橋軸直角方向) に、観測値及びCase1とCase2の解析結果を示したフーリエスペクトル図を示す。

これらより、各波形の周期や減衰などはおおむね一致した結果を得ることができた。

a) 橋軸方向の動的解析結果

橋軸方向の結果に着目すると、図-10から卓越する固有振動数は観測値では1.55Hz、Case1では1.25Hz、Case2では1.54Hzとなり、Case1よりCase2の方が実橋との挙動に近い結果となった。

地震計が設置されている東上P-479橋脚上の可動支承 (ランプ橋) の履歴図を図-9に示す。この結果から、地震計が設置されている橋脚上の可動支承は、大阪府北部地震では支承がすべりきらず、摩擦係数として水平力が橋脚に作用していたものと推測される。そのため、解析の応答はCase1と比較してCase2の方が実橋に近い挙動を示したと考えられる。

また、図-11から、加速度、速度、変位の瞬間的な最大値では橋脚天端の観測値の方が解析値よりも大きな値となる傾向となった。加速度に着目すると、Case1とCase2では、Case2の方が観測値に近く、固有振動数の傾向と一致する。速度や変位の結果は加速度ほどCase1とCase2の結果に違いがみられなかった。

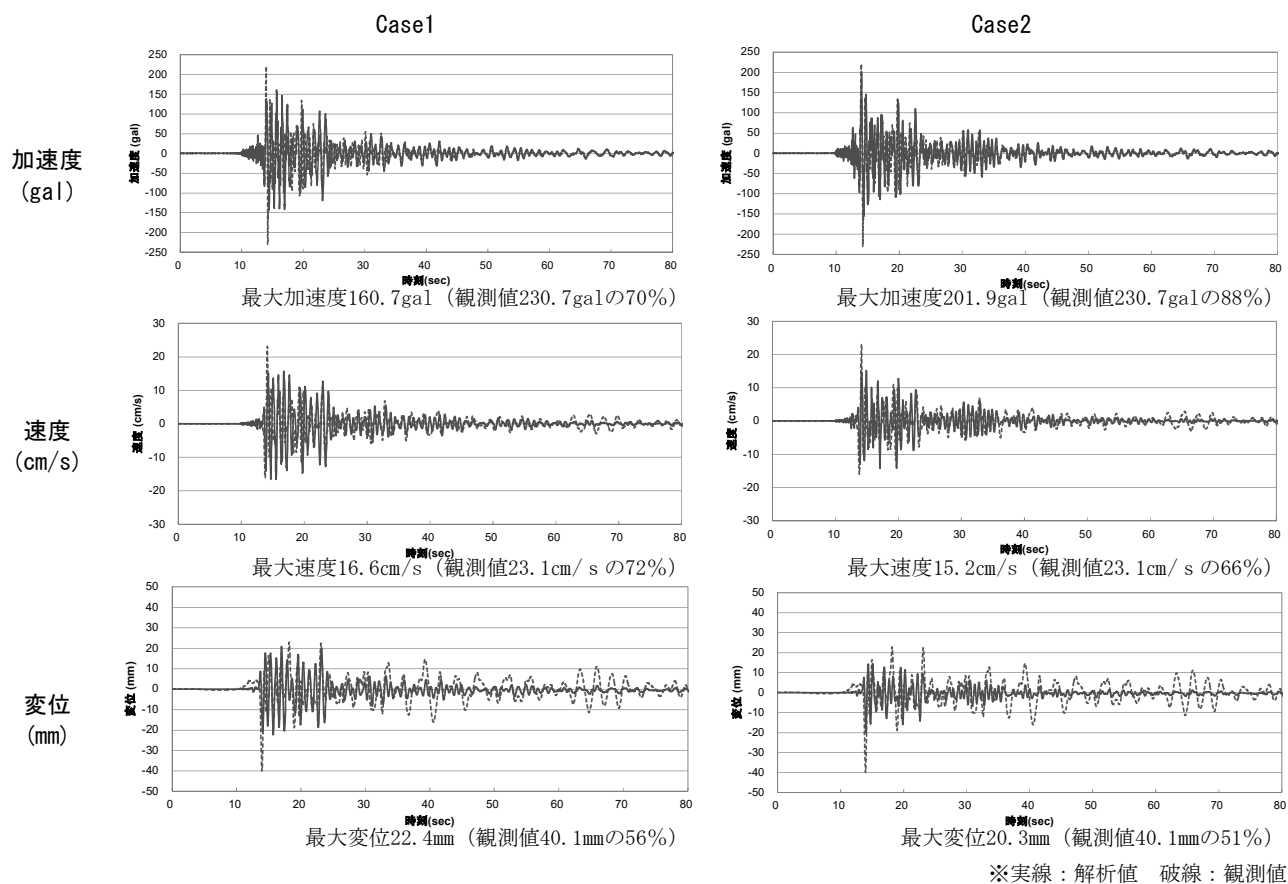


図-11 動的解析結果（橋軸方向）

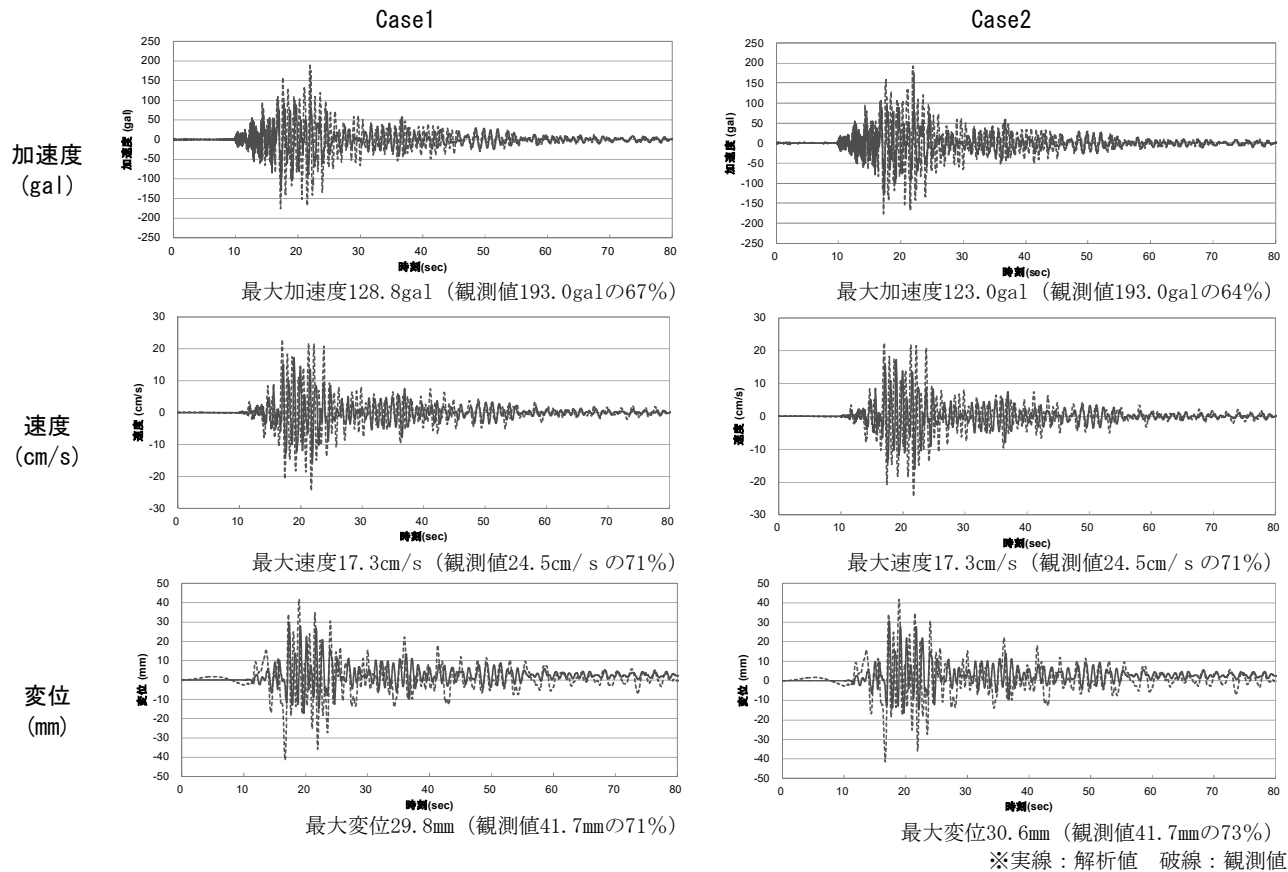


図-12 動的解析結果（橋軸直角方向）

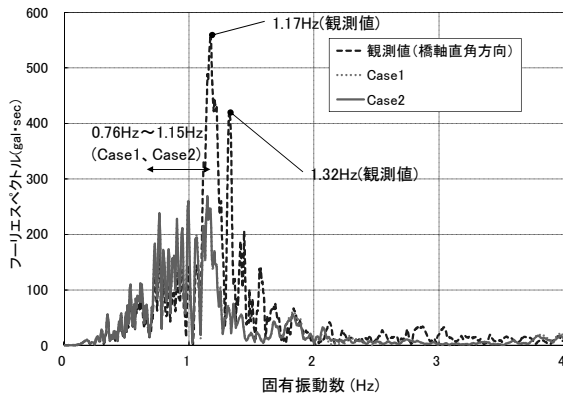


図-13 フーリエスペクトル図（橋軸直角方向）

b) 橋軸直角方向の動的解析結果

橋軸直角方向の結果に着目すると、図-13から卓越する固有振動数は観測値では1.17Hzあるいは1.32Hz、Case1及びCase2では0.76s～1.14Hzであった。Case1とCase2では大きな差がみられず、また、橋軸方向ほど観測値と解析結果が一致しなかった。

また、図-12から、加速度、速度、変位の瞬間的な最大値では橋脚天端の観測値の方が解析値よりも大きな値となる傾向にあり、この傾向は橋軸方向の結果と同様であった。一方で、橋軸方向の傾向とは異なり、Case1とCase2では、加速度の応答値に差はみられなかった。

対象橋梁の東上P-478～東上P-481は、本線橋とランプ橋で支承の固定・可動条件が異なるものの、可動支承（橋軸方向）のモデル化の違いが橋軸直角方向の解析結果に与える影響は少なかった。

速度や変位の結果についても加速度と同様でCase1とCase2に大きな違いはみられなかった。

6. 解析結果の考察

橋軸直角方向の解析に対しては、可動支承のモデル化の影響はなく、橋軸方向ほど再現性の高い解析とはならなかった。

橋軸直角方向の解析について、再現性の高い解析を実施するため、解析上の仮定と実橋の挙動の違いについて考察する。

ここで、以下の2点の考察については現在、検討解析で影響の有無や程度について確認することを検討中である。

1点目は、上部構造の面外方向剛性評価方法の違いである。解析モデルの上部構造は、主桁と床版の断面を考慮し算出するのが一般的である。しかし、実橋には壁高欄や舗装等も設置されている。壁高欄の断面積も考慮した場合の面外剛性は、本線橋では1.5倍、ランプ橋では1.8倍程度増加することとなる。また、壁高欄の剛性が解析結果に影響に寄与することが知られており⁷⁾、今回のケースにおいても壁高欄の面外剛性も橋軸直角方向の解析にも影響があると考えられたため、上部構造の面外剛性の評価について検討の余地があると考えられる。

2点目は、支承の拘束条件の設定方法である。道路橋示方書³⁾では支承の鉛直軸回りの回転は、自由としてモデル化することが例示されているため、本解析でも同様に設定している。一方、多主桁橋である対象橋梁では、1支承線上に支承が多列配置されていることから、実際には自由に回転することなくある程度の抵抗があるものと考えられる。

これらの2点を解析に反映することで、橋軸直角方向の解析結果も実橋に近い挙動が得られる可能性がある。

7. おわりに

本研究では、阪神高速13号東大阪線の鋼3径間連続非合成鈑桁橋（東上P-478～東上P-481）を対象に、地震応答解析を実施し、動的解析におけるモデル化の解析精度検証を行った。

その結果、以下の知見が得られた。

- ① 今回の検討では、レベル1地震動相当の地震応答解析を実施する場合は、可動支承はすべり切らず、水平力が橋脚に作用する可能性があるため、可動支承の摩擦力を考慮するのが良い。
- ② 上部構造の面外剛性は、実橋の挙動を再現するためには壁高欄の断面も考慮の方が実橋に近い応答が得られる可能性がある。
- ③ 多主桁橋の解析を実施する場合、各々の支承が回転を拘束し合う可能性がある。そのため、鉛直軸回りの支承条件は、完全な回転自由ではなく、ある程度の拘束をモデル化して解析することで実橋に近い応答が得られる可能性がある。

参考文献

- 1) 株式会社東京測振：サーボ型速度計 VSE-355EI/JE カタログ
- 2) 国土技術政策総合研究所，土木研究所：国総研資料第700号，土研資料4244号，既設橋の耐震補強に関する技術資料，2012
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編，2002
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編，2017
- 5) 土木学会：道路橋支承部の改善の維持管理技術，2008
- 6) 日本道路協会：道路橋支承便覧，1991
- 7) 中島章典，松田政禎，斉木巧，柳智子，加藤雅史：固有振動特性の再現性に着目した既設鋼アーチ橋のモデル化，土木学会 応用力学論文集Vol.6，pp643-651，2003