

10径間連結鋼鈑桁橋における 2018年大阪府北部地震の地震観測記録と応答特性の評価

米丸 諒¹・西川 啓二²・杉山 直也³・篠原 聖二⁴

¹非会員 工修 株式会社オリエンタルコンサルタンツ（〒530-0005大阪市北区中之島3-2-18）

²非会員 工修 株式会社オリエンタルコンサルタンツ（〒530-0005大阪市北区中之島3-2-18）

³非会員 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）

⁴正会員 博士（工学） 阪神高速道路株式会社（〒530-0005大阪市北区中之島3-2-4）

1. はじめに

2018年6月18日に発生した大阪府北部地震では大阪府において震度6弱（M6.1）を記録し、関西圏の交通に多大な影響を与えた。阪神高速道路では全線を対象としたネットワーク解析の研究の一環で、橋梁形式や地盤特性が異なる条件における構造物応答解析の妥当性検証を進めている¹⁾。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おり²⁾、2018年大阪府北部地震でも地震動のデータを観測した。本稿では地震観測された観測局のうち、震源に近い11号池田線の10径間連結鋼鈑桁橋を対象に動的解析におけるモデル化の精度検証を行うことを目的に、大阪府北部地震の再現解析を実施した。

2. 対象橋梁

対象橋梁は阪神高速11号池田線の空P272橋脚から空P282橋脚に架橋される、10径間連結鋼鈑桁橋（昭和41年竣工、橋長200m）である。対象構造の位置図を図-1に、概要図を図-2に示す。竣工当初は上部構造が単純H鋼桁橋、下部構造は空P272が逆T式橋台、空P273～空P282が張出式RC橋脚である。また、平成9年に下部構造のうち空P275～P282橋脚は鋼板巻き立て補強が実施されている。橋脚補強は兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様（以下復旧仕様）³⁾に準拠し実施されている。その後、平成17年に上部構造について10連の連結化およびノージョイント化が行われている。上下部接

続部は連結化の際に鉛プラグ入り積層ゴム型免震支承および分散ゴム支承に取り換えられており、橋軸直角方向には固定装置となる鋼製ストッパーが設置されている。支承の基本的な諸元を表-1に示す。

3. 観測地震波の分析

(1) 地震計の仕様

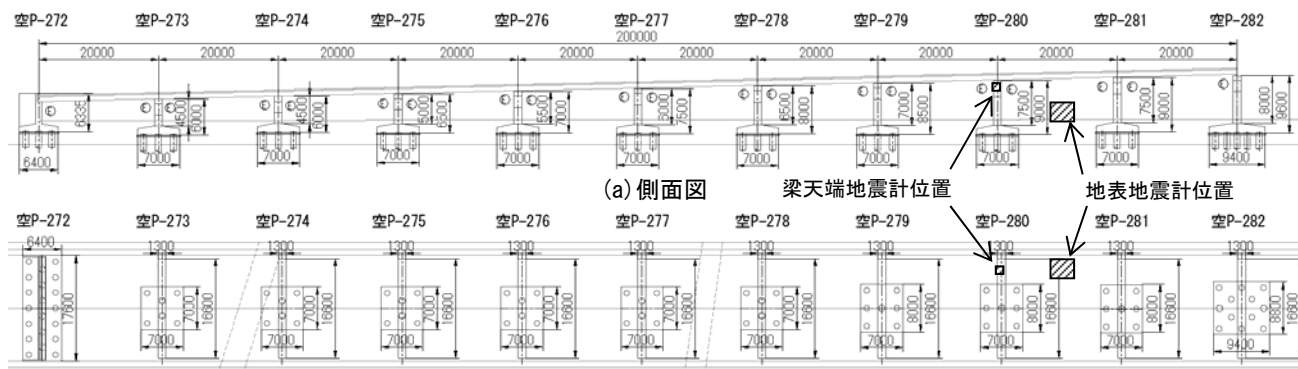
対象橋梁に設置されている計測機器は橋軸、橋直、鉛直3方向成分の加速度、速度を同時計測することができる地上設置型のサーボ型速度計である。さらに、速度データを積分した変位データが出力される。設置箇所は空P280の梁天端および空P280と空P281橋脚間の地表面である。計測機器の仕様を表-2に、設置位置を図-2に示す。

(2) 対象地震の観測波形

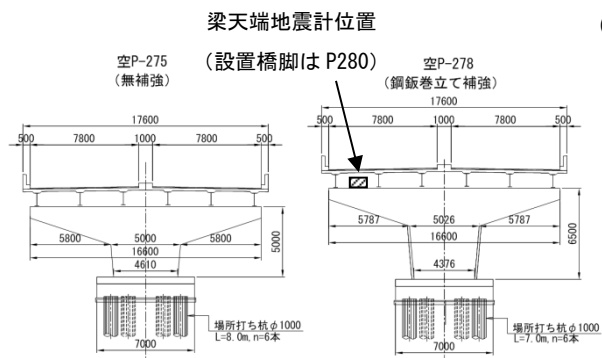
対象橋梁の架橋位置は震源地から約18kmで、気象庁によると、近接する豊中市役所では震度5強の



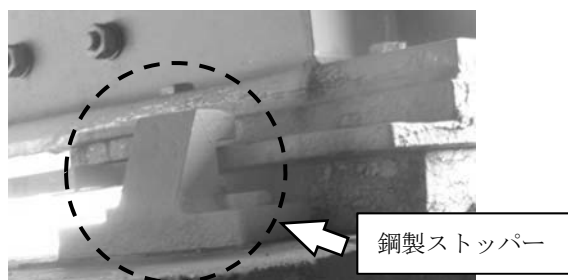
図-1 対象橋梁の位置図



(b) 平面図



(c) 正面図



(d) 支承部

図-2 対象橋梁概要図

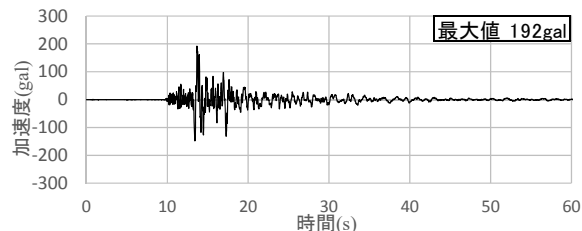
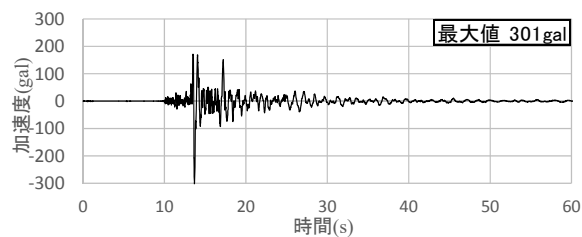
表-1 支承諸元

設置下部工	空P272	空P273～P281	空P282
支承形式	免震支承	免震支承	分散支承
平面寸法(軸・直)(mm)	250×630	320×320	260×390
ゴム厚(mm)	36	36	36
設置基数(基)	6	12	6
鉛プラグ本数・径(mm・本)	φ35×4	φ25×4	無し

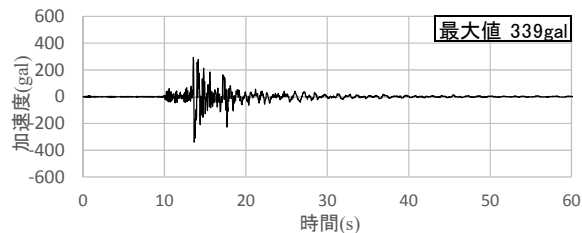
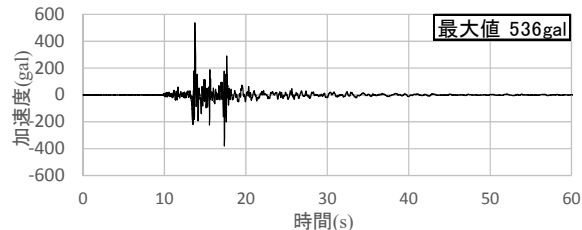
表-2 計測機器の仕様

項目	仕様
計測センサー	(株)東京測振 地上設置型 VSE-355E1
測定範囲	加速度 ±2000Gal
	速度 ±200cm/s
計測地震計	加速度 ±2000Gal
	速度 ±200cm/s
	変位 ±1000mm
サンプリング周波数	100Hz(10ms)
出力単位	加速度 Gal(0.01Gal単位)
	速度 cm/s(0.001cm/s単位)
	変位 mm(0.01mm単位)

地震動が計測された。観測地震動の時刻歴波形を図-3に示す。地表面の最大加速度は橋軸方向で301gal、橋軸直角方向で192gal、梁天端で観測された加速度は橋軸方向で536gal、橋軸直角方向で339galである。



(a) 地表面（上段：橋軸方向，下段：直角方向）



(b) 梁天端（上段：橋軸方向，下段：直角方向）

図-3 加速度の時刻歴波形

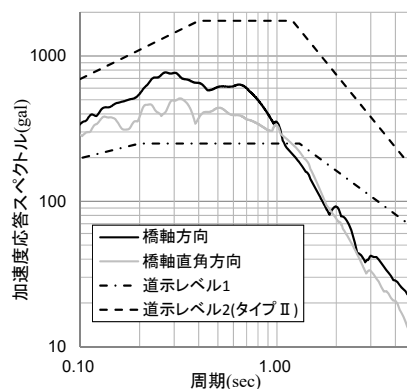
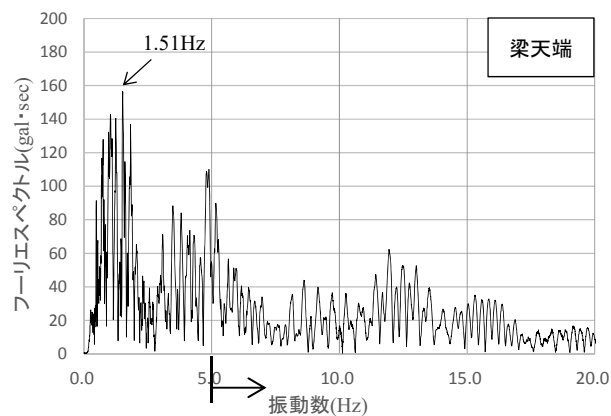
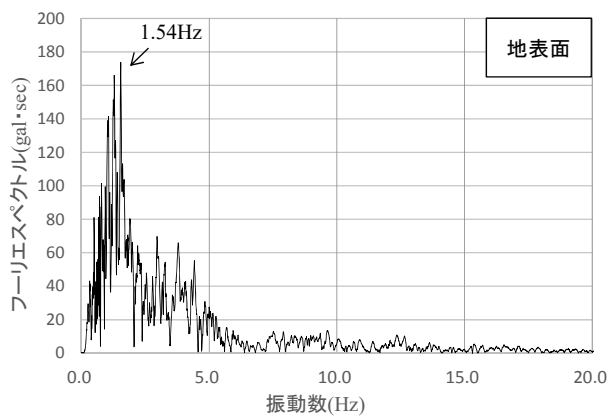
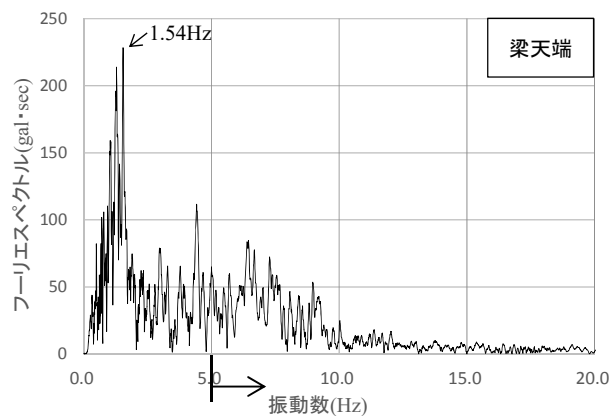
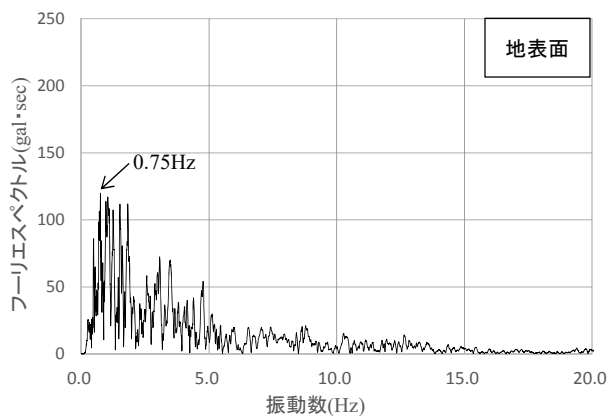


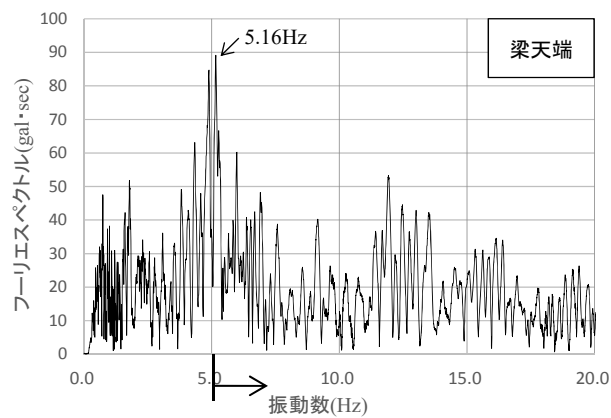
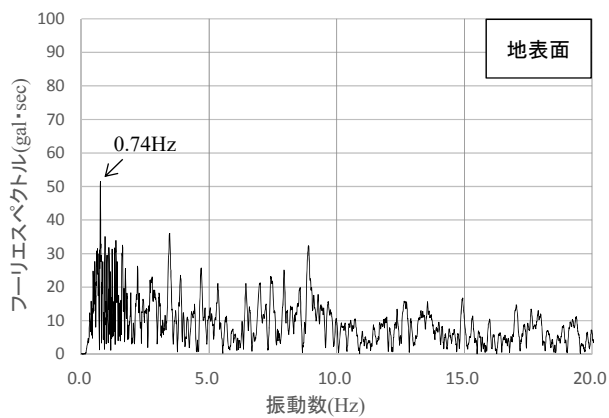
図-4 加速度応答スペクトル



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向



(c) 鉛直方向

図-5 加速度波形のフーリエスペクトル図（左列：地表面，右列：梁天端）

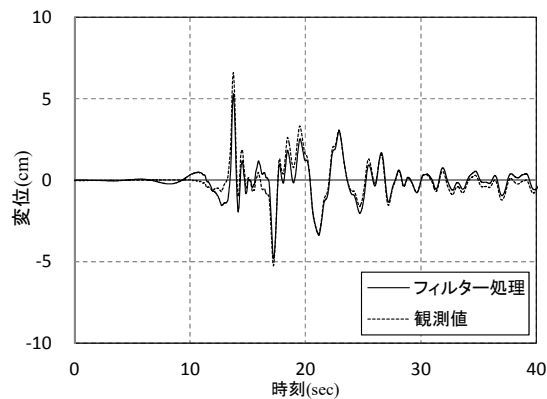
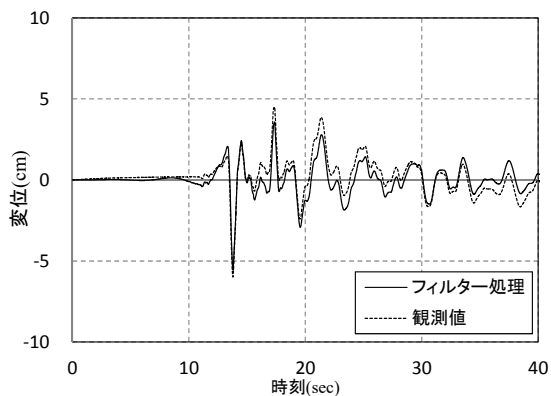


図-6 梁天端での変位波形（左列：橋軸方向，右列：直角方向）

なお、現地確認を行ったところ、橋脚の基部は土被りが厚いため、状態を確認することはできなかったが、地表から確認できる部分の橋脚および支承部において、ひび割れや残留変形等の損傷は見られなかった。さらに、橋脚と地表の境界においても目開き等の変状は見られなかった。

減衰定数を5%とした地表面観測波の加速度応答スペクトルを図-4に示す。図-4には平成29年道路橋示方書Ⅴ耐震設計編（以下H29道示）⁴⁾に記される、Ⅱ種地盤におけるレベル1地震動およびレベル2地震動（タイプⅡ）の加速度応答スペクトルを併せて示している。図-4より、観測地震波は地震動の強度としてはレベル1地震動以上であり、レベル2地震動の2～5割程度であることが確認できる。

地表面と橋脚梁天端で観測された加速度波形のフーリエスペクトルを図-5に示す。梁天端加速度において、地表面加速度では微小である5Hz以上の成分の増幅が見られ、特に鉛直方向において顕著である。本橋はH鋼桁橋であり、上部構造の鉛直変形に対する剛性が低いため、梁上の車両振動による影響が計測されていると考えられる。

梁天端での計測変位を図-6に示す。また、観測値は速度を積分した値が出力されているため、交通振動による高周波成分を含んでいる、地震加速度を観測する前から変位が生じている、残留変位が生じている等、地表面加速度のみを入力する解析と比較する上で条件に相違が生じる問題がある。そのため、観測加速度波形に対し0.2Hz～20Hzのバンドパスフィルターをかけ、積分した値を比較に用いる。処理後の波形を図-6に併せて示す。

4. 対象橋梁のモデル化

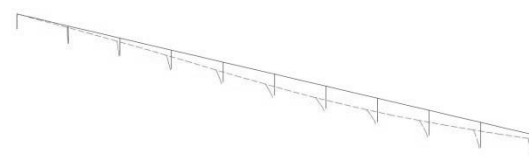
図-7にモデル図を示す。H29道示を参考に、橋脚は全基塑性ヒンジ部にバイリニア型非線形バネ要素（M- θ モデル）を設けた。塑性ヒンジの非線形特性は、既設道路橋の耐震補強に関する参考資料⁵⁾に基づき設定した。塑性ヒンジ部以外の橋脚、上部構造、ならびに橋台は線形はり要素とした。上下部連結部



図-7 対象橋梁全体モデル図



(a) 橋軸方向1次モード（周期0.92秒）



(b) 橋軸直角方向1次モード（周期0.41秒）

図-8 固有モード図

表-3 固有値解析結果

モード次数	振動数	周期	ひずみエネルギー 比例減衰	有効質量比		Rayleigh型減衰の設定
				橋軸方向	直角方向	
	1/sec	sec		%	%	
1	1.09	0.92	0.055	60.9	0	橋軸①
2	2.42	0.41	0.166	0	62.2	直角①
3	2.79	0.36	0.154	0	1.2	
4	3.10	0.32	0.020	0	0	
5	3.18	0.31	0.021	0	0	
6	3.39	0.29	0.023	0	0	
7	3.47	0.29	0.123	0	11.8	直角②
8	3.71	0.27	0.026	0	0	
9	4.08	0.24	0.030	0	0	
10	4.40	0.23	0.084	2.7	0	
11	4.48	0.22	0.034	0	0	
12	4.58	0.22	0.073	1.6	0	
13	4.61	0.22	0.076	0	0	
14	4.86	0.21	0.039	0	0	
15	4.90	0.20	0.082	1.0	0	
16	4.92	0.20	0.080	0	0.8	
17	4.94	0.20	0.095	1.0	0	
18	5.19	0.19	0.043	0	0	
19	5.28	0.19	0.106	1.6	0	
20	5.44	0.18	0.048	0	0	
21	5.50	0.18	0.113	2.7	0	
22	5.61	0.18	0.049	0	0	
23	5.72	0.17	0.053	2.4	0	
24	5.95	0.17	0.115	0.5	0	
25	6.33	0.16	0.143	0	0	
26	6.40	0.16	0.130	3.9	0	橋軸②

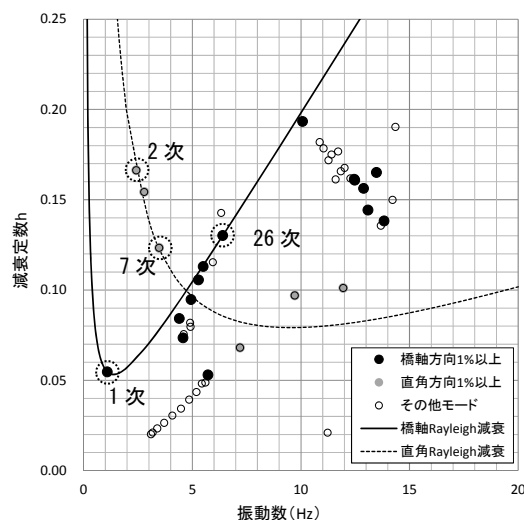
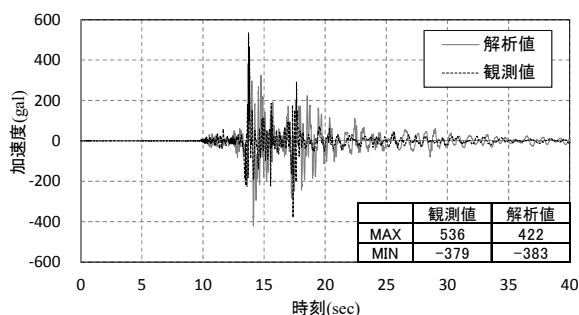


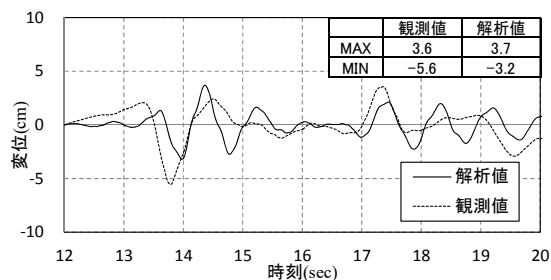
図-9 Rayleigh型減衰の設定

表-4 モデル条件と減衰定数

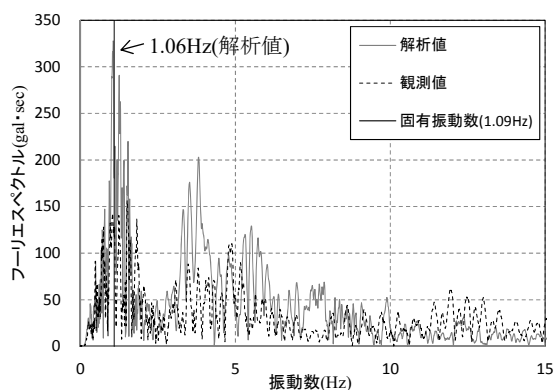
	モデル条件	減衰定数
上部工	線形はり	2%
免震支承	非線形バネ	0%
分散支承	線形バネ	3%
橋脚(弾性部材)	線形はり	5%
塑性ヒンジ	非線形バネ	2%
フーチング	線形はり	5%
基礎(Ⅱ種地盤・杭基礎)	線形バネ	20%



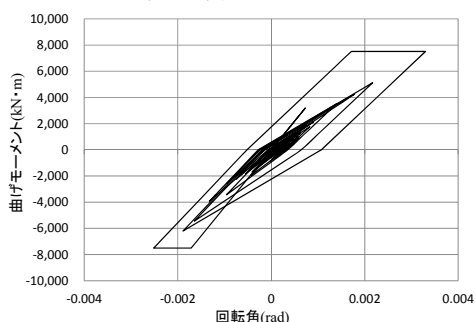
(a) 梁天端加速度 時刻歴応答



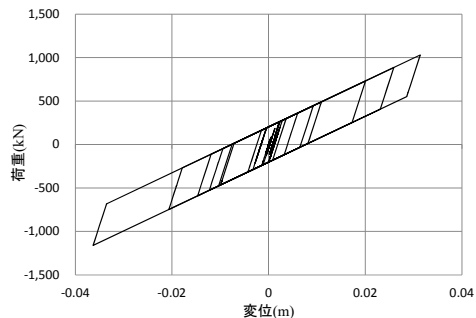
(b) 梁天端変位 時刻歴応答(12~20秒拡大)



(c) 梁天端加速度 フーリエスペクトル



(d) 空P275橋脚塑性ヒンジ部 非線形応答履歴図



(e) 空P281橋脚免震支承 非線形応答履歴図

図-10 再現解析結果(橋軸方向)

表-5 各橋脚の最大応答(橋軸方向加振時)

	補強	降伏曲げM kN・m	最大曲げM kN・m	降伏回転角 rad	最大回転角 rad	塑性率
空P273	—	7,867	7,867	0.00157	0.00211	1.35
空P274	—	7,584	7,584	0.00156	0.00261	1.67
空P275	—	7,510	7,510	0.00171	0.00330	1.93
空P276	○	8,402	8,402	0.00204	0.00281	1.38
空P277	○	10,040	9,733	0.00241	0.00234	0.97
空P278	○	9,773	9,773	0.00257	0.00273	1.06
空P279	○	11,553	10,746	0.00290	0.00270	0.93
空P280	○	11,516	10,771	0.00308	0.00289	0.94
空P281	○	11,864	10,874	0.00309	0.00283	0.92
空P282	○	19,369	10,382	0.00246	0.00122	0.50

はバネ要素とし、免震支承は支承便覧(平成30年12月)⁶⁾に基づくバイリニアモデル、分散支承は線形バネとした。基礎バネはH29道示に基づく値とした。

5. 固有振動特性

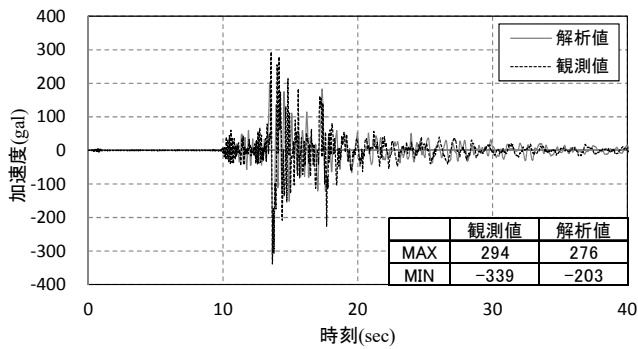
固有値解析結果を表-3に示す。また、各方向での1次の固有モード図を図-8に示す。ここで、免震支承は鉛プラグを無視したせん断剛性を等価剛性とした弾性バネとしてモデル化している。橋軸方向の1次モードは支承によって上部構造が橋軸方向に変形する振動モード、橋軸直角方向の1次モードは基礎、橋脚が全体的に直角方向に変形する振動モードであり、特に空P277~空P280橋脚の動きが大きい振動となっている。

減衰行列はRayleigh型減衰を用いており、設定に用いる固有モードは着目方向への有効質量比が大きい順に2つを選択している。ただし、橋軸方向において、橋台の振動が主要な変形である振動モードは選択対象から除外している。要素減衰定数はH29道示に記載された値を用いた。免震支承は非線形バネとし、履歴減衰を見込むため減衰定数は0%としている。地震の加振方向は、計測された地表面加速度を用いて、3方向の同時加振としている。表-4に各構造の要素条件および減衰定数を示す。また、以後の解析に用いるRayleigh型減衰の設定を図-9に示す。なお、使用した解析ソフトウェアはEARMEST(富士通FIP, ver8.1B)である。

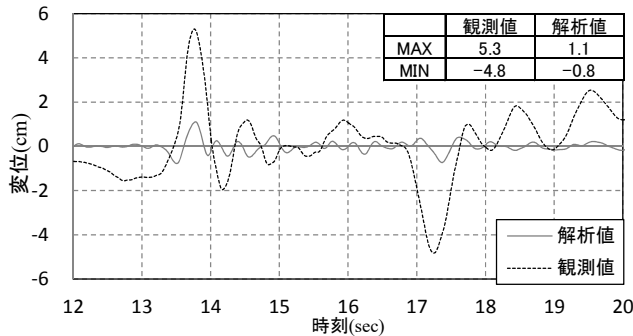
6. 再現性の確認

再現解析を実施した結果について、空P280梁天端における加速度・変位の時刻歴応答および加速度のフーリエスペクトルおよび塑性ヒンジと支承の応答履歴図を図-10、図-11に示す。

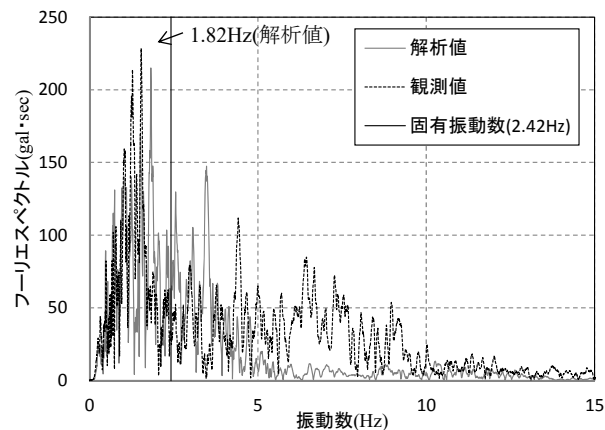
橋軸方向について、卓越周波数は観測値1.51Hzに



(a) 梁天端加速度 時刻歴応答



(b) 梁天端変位 時刻歴応答 (12~20秒拡大)



(c) 梁天端加速度 フーリエスペクトル

図-11 再現解析結果 (橋軸直角方向)

表-6 各CASEのモデル条件

	橋脚剛性	減衰計算時の支承剛性
道示モデル	降伏剛性	等価剛性
CASE1	全断面有効剛性	等価剛性
CASE2	全断面有効剛性	初期剛性

対し、解析値は1.06Hzと少し異なり、実測より長周期成分が卓越する傾向となった。加速度の最大値は観測値536galに対し解析値422galであり、21%小さい値となった。時刻歴波形に着目すると実測結果に対し、減衰が弱い挙動を示した。変位について、時刻歴波形は近似した傾向が得られたが、最大値は観測値5.6cmに対し解析値3.7cmであり、34%小さい結果となった。各下部工の損傷状態は空P273~276、

278橋脚が降伏したが、最大塑性率は1.1~1.9であり、終局変形に至る下部工は無かった。各橋脚の最大応答を表-5に示す。

橋軸直角方向について、卓越周波数は観測値1.54Hzに対し、解析値は1.82Hzであり、周期特性はほぼ再現できていると考えられる。加速度の最大値は観測値339galに対し解析値276galであり、19%小さい値となった。時刻歴波形を含め、橋軸方向と比較し、加速度は観測値に近似する傾向が得られた。しかし、変位は最大値および時刻歴波形ともに大きく異なる結果となった。

各方向の再現性の違いについて、橋軸方向は免震支承や橋脚等、非線形挙動や履歴特性を見込んだ複雑なモデルが多く、また固有値解析結果より振動モードにおいて、全体同時に変形するモードが卓越していることから、他の下部構造の影響が大きいと考えられる。橋軸直角方向は、支承が固定条件かつ橋脚が弾性挙動範囲であり、さらに固有値解析結果より振動モードは他の下部工にあまり影響されず単調な挙動を示すと考えられる。このため、再現解析において、橋軸直角方向に比べ橋軸方向の再現性が劣ったと考えられる。

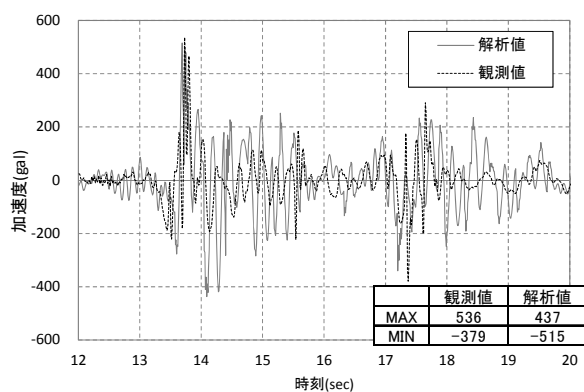
7. モデル化の影響検討 (橋軸方向)

橋軸方向の再現解析において、梁天端の応答加速度の最大値や減衰特性、卓越周波数において解析値と観測値の相違が見られたことから、実現象を想定し解析モデルの見直しを行った。表-6に解析ケースおよび条件の一覧を示す。

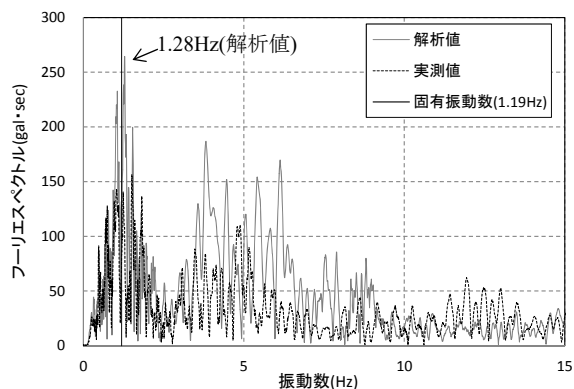
(1) CASE1 橋脚の初期剛性

当初モデルは実務を想定し、塑性ヒンジの曲げ剛性の初期値をH29道示Vにおける降伏剛性としていたが、実際の橋梁においては、損傷が見られないことや埋戻し土や地表部の張りコンクリートにより柱基部の変形が拘束されていることから、ひび割れは生じていないことが想定される。そのため、塑性ヒンジの初期曲げ剛性を全断面有効として算定した剛性として、動的解析を実施した。

梁天端加速度の時刻歴波形とフーリエスペクトルを図-12に示す。卓越周波数は観測値1.51Hzに対し、解析値1.28Hzであり0.23Hzの差、最大加速度は観測値536galに対し、解析値515galであり4%の差となり、当初モデルと比較し、観測値に近い結果が得られた。このことから、埋戻し土等による拘束により、橋脚

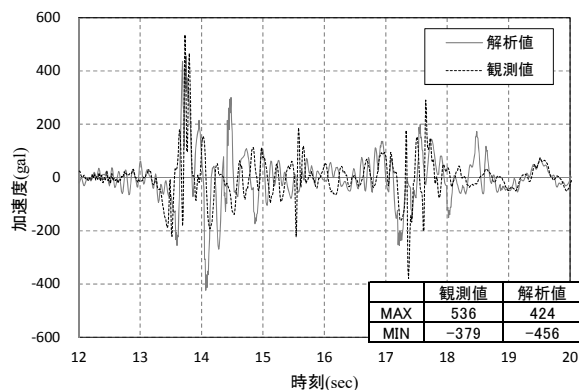


(a) 梁天端加速度 時刻歴応答

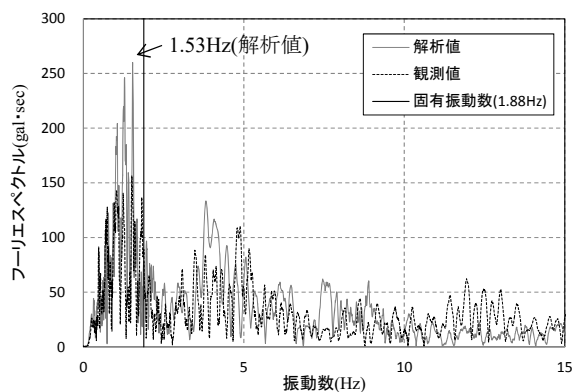


(b) 梁天端加速度 フーリエスペクトル

図-12 CASE1 橋脚初期剛性モデルの解析結果（橋軸方向）



(a) 梁天端加速度 時刻歴応答



(b) 梁天端加速度 フーリエスペクトル

図-13 CASE2 Rayleigh型減衰算定時免震支承初期剛性モデルの解析結果（橋軸方向）

表-7 CASE2での各橋脚の最大応答

	補強	降伏曲げM kN・m	最大曲げM kN・m	塑性率
空P273	—	7,867	6,636	0.84
空P274	—	7,584	6,769	0.89
空P275	—	7,510	7,170	0.95
空P276	○	8,402	7,575	0.90
空P277	○	10,040	8,061	0.80
空P278	○	9,773	8,266	0.85
空P279	○	11,553	8,999	0.78
空P280	○	11,516	9,199	0.80
空P281	○	11,864	9,204	0.78
空P282	○	19,369	7,869	0.41

基部には損傷が生じなかったことが想定される。

(2) CASE2 Rayleigh型減衰計算時の剛性

実務上は免震支承を用いる場合、Rayleigh型減衰行列の算定において、過減衰となり危険側の設計となることを防ぐため、免震支承の剛性は等価剛性を用いることが多い。しかし、現地確認において、支承のゴムに付着した塗膜がほとんど剥がれていないなど、実際には微小な変形であった可能性がある。免震支承の剛性はひずみに依存し大きく変わるため、実際にはほぼ変形初期の硬い剛性で挙動していたと想定し、Rayleigh型減衰算定時の免震支承の剛性として、初期剛性を用い動的解析を実施した。また、橋脚の初期剛性は再現性が高い傾向が得られた全断面有効剛性としている。

梁天端加速度の時刻歴波形とフーリエスペクトルを図-13に示す。卓越周波数は観測値1.51Hzに対し、解析値1.53Hzであり、0.02Hzの差と最も近似した結果が得られた。最大加速度は観測値536galに対し、解析値456galであり27%の差となった。また、表-7に示すとおり、各下部構造において、塑性ヒンジは全て降伏しない結果となった。

8. 観測波形との最大加速度の違いについて

いずれのモデルにおいても梁天端の最大加速度は解析値の方が実測値より小さい結果となった。観測値には、解析において考慮していない橋台背面土による減衰や橋脚基部の埋戻し土による受働土圧抵抗が働く影響が含まれる⁷⁾ことから、梁天端の観測波に含まれる高周波数成分の影響である可能性が考えられる。梁天端の観測波について、地震波の影響ではないと考えられる10Hz以上の成分をカットした場合の時刻歴波形、および各解析結果との最大値の比較を図-14、図-15に示す。

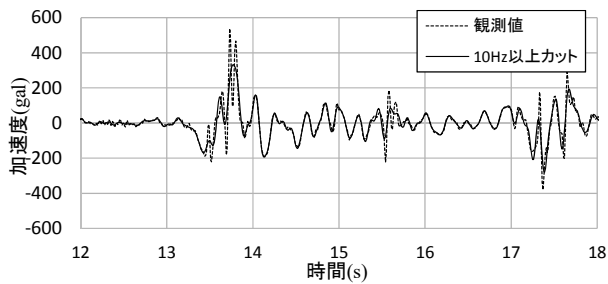


図-14 実測値と10Hzローパスフィルター処理後の梁天端加速度

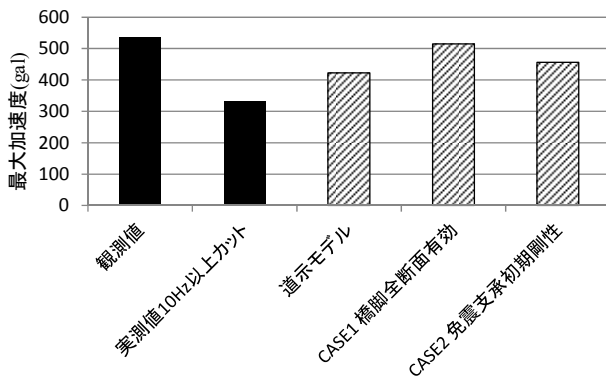


図-15 各ケースの梁天端加速度最大値の比較

高周波成分をカットすることで、最大加速度が536galから333galと6割程度に小さくなり、解析値を下回る結果となった。これらの結果より、通常考慮していない交通など他の影響による振動が地震動と連成されることで、地震応答以上の加速度が生じる可能性があると考えられる。

9. まとめ

本稿では、大阪府北部地震の際に観測された空P272～P282地点における地震波形の分析と、当該高架橋に対して骨組み解析モデルを構築し、梁モデルを用いた再現解析および実現象の再現を目的としたモデル化のパラメータ解析を実施した。本検討から得られた知見を以下に示す。

(1) 観測波形の分析

2018年6月18日に発生した、震源地のマグニチュードが6.1の直下型で大型の大阪府北部地震において、震源地から約18kmである観測地では、レベル1以上レベル2の5割以下の地震動であったことが確認され、復旧仕様に準拠し耐震補強が実施されている対象橋梁において、損傷が確認されなかった結果と

一致した。また、橋脚梁天端の加速度は地震動以外の影響を受けており、そのため観測される最大加速度が大きく変わる可能性があることが確認できた。

(2) 道示モデルでの再現解析

H29道示V編に準拠し、実務レベルのモデルにより再現解析を実施したところ、全体的に観測値と近似した結果が得られた。また、橋軸方向より橋軸直角方向の方が再現性が高い傾向が得られた。ただし、直角方向の変位は大きく異なる結果となったため、原因の推定が課題である。

(3) モデル化の影響検討

現地状況より橋脚や支承に損傷が見られず、土被りが厚いことから、橋脚基部の損傷が無いことを想定して解析を実施したところ、一般的な降伏剛性を用いるモデルよりも高い再現性が得られた。

また、支承の変形が微小であった可能性を踏まえ、Rayleigh型減衰の設定において、免震支承の剛性を初期剛性として解析を実施した。その結果、卓越振動数に関しては最も観測値に近い値が得られた。そのため、実際にはほとんど変形していなかった可能性が考えられる。さらに、道示モデルと比べ、下部構造の損傷状況が大きく異なる結果となった。この結果より、動的照査の応答値に応じて、橋脚剛性や支承のモデルを変える必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 服部匡洋,安藤高士,大石秀雄,馬越一也,中村真貴,篠原聖二,高田佳彦,西岡勉:広域道路ネットワークにおける地震被災危険度評価に関する検討,第21回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集,2018.
- 2) 篠原聖二,中村雄基,玉置侑人,高橋良和:阪神高速道路ネットワークにおける地震観測データの活用,第21回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集,pp.23-30,2018.
- 3) 日本道路協会:「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案),1995.
- 4) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編,2017.
- 5) 日本道路協会:既設道路橋の耐震補強に関する参考資料,1997.
- 6) 日本道路協会:道路橋支承便覧,2018.
- 7) (財)海洋架橋・橋梁調査会:既設橋梁の耐震補強工法事例集,2005.