

2018年大阪府北部地震の観測記録を用いた 鋼単純合成箱桁橋の地震時応答評価

傅 斌¹・藤田 亮一²・福島 康宏³・杉山 直也⁴・篠原 聖二⁵

¹正会員 株式会社エイト日本技術開発 (〒532-0034 大阪市淀川区野中北 1-12-39)
E-mail: fu-bi@ej-hds.co.jp

²正会員 株式会社エイト日本技術開発 (〒532-0034 大阪市淀川区野中北 1-12-39)
E-mail: fujita-ryo@ej-hds.co.jp

³正会員 株式会社エイト日本技術開発 (〒700-8617 岡山市北区津島京町 3-1-21)
E-mail: fukushima-ya@ej-hds.co.jp

⁴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)
E-mail: naoya-sugiyama@tech-center.or.jp

⁵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)
E-mail: masatsugu-shinohara@hanshin-exp.co.jp

阪神高速道路全線を対象とした広域ネットワーク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、2018年6月18日7時58分に大阪府北部で発生した地震において観測された加速度を用い、鋼単純合成箱桁橋の再現解析を行った。

はじめに対象橋梁の微動計測を行い、振動特性を把握するとともに観測地点周辺の地盤の影響を確認した。解析にあたっては、モデル化の範囲や基礎の剛性、支承の摩擦等に注目してパラメータスタディを行い、これらの要因が解析結果におよぼす影響を確認した。

解析の結果、観測された加速度記録と応答加速度の最大値や卓越振動数はおおむね一致しており、解析モデルが妥当であることが確認できた。

Key Words: 2018 Northern Osaka-fu Earthquake, Reconstruction Analysis, Seismic Observation, Steel Box Girder Bridge

1. はじめに

阪神高速道路では 22 カ所に地震計を設置し、地表面および構造物の振動を観測することで構造物の地震時挙動を把握するためにデータを蓄積している。2018年6月18日7時58分に大阪府北部で発生した地震においても観測記録が得られており、データの分析が進められている。また、阪神高速道路全線を対象とした構造モデルを作成し、個々の構造物のみに着目するのではなくネットワークとしての地震時挙動をシミュレーションして被害を予測する研究が続けられているが、解析モデルの精度の検証が課題のひとつとなっている。本文では、解析モデルの精度検証に向けた取り組みの一環として、前述の観測記録を用い、鋼単純合成箱桁橋の再現解析を行った結果を報告する。



写真-1 地震計が設置された橋脚(P-21)

2. 対象橋梁

(1) 構造概要

対象橋梁の概要を図-1 に示す。橋梁形式は鋼単純合成桁橋であり、2018年6月に発生した大阪府北部を震源とする地震の震央からは直線距離で約22kmの位置にある(図-2 参照)。地震計が設置されている橋脚(P-21)は2主箱桁と3主箱桁の掛け違い部にあたる。橋脚は一層二柱RCラーメンおよびRC単柱であり、基礎はケーソン基礎である。ランプ橋と隣接しており、P-21橋脚は基礎をランプ橋の橋脚と共有している。周辺地盤は道路橋示方書¹⁾の分類でⅡ種地盤に該当する。

(2) 設計基準

設計基準は鋼道路橋設計示方書²⁾であり、1995年兵庫県南部地震の後に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³⁾に基づいて耐震補強設計(鋼板巻立て補強)が実施されている。

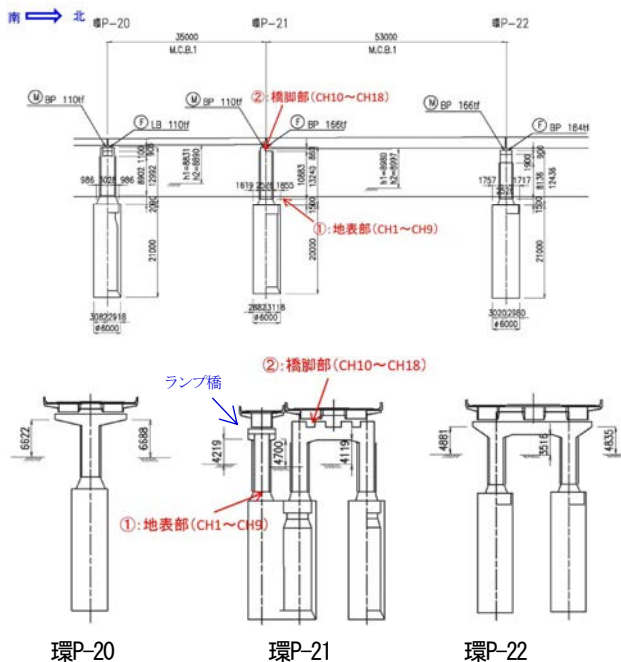


図-1 対象橋梁



図-2 対象橋梁と大阪府北部地震の震央位置

(3) 地震観測点

P-21橋脚近傍の地表面(図-1の①)とP-21橋脚天端(図-1の②)に(株)東京測振製のサーボ型速度計(VSE-355EI)が設置されている。各地震計では橋軸方向、直角方向、鉛直方向の3成分が観測されている。

3. 観測記録

(1) 加速度記録とそのスペクトル

対象橋梁の地表面、橋脚天端で観測された加速度時刻歴波形を図-3に示す。地表面、橋脚天端いずれも長周期成分のノイズを除去するため、0.1Hz以下の低周波数成分をカットしている。地表面での水平方向の最大加速度は218gal、橋脚天端では541galであり、約2.5倍に増幅されている。

図-3で示した観測記録のフーリエ振幅を図-4に示す。水平成分では2.8Hzが卓越しており、これが対象橋梁地点のサイト増幅特性の卓越周波数に対応するものと考えられる。また、地表面での観測記録の加速度応答スペクトルを図-5に示す。固有周期0.1~0.6秒程度では、道路橋示方書³⁾のレベル1地震動は上回るがレベル2地震動と

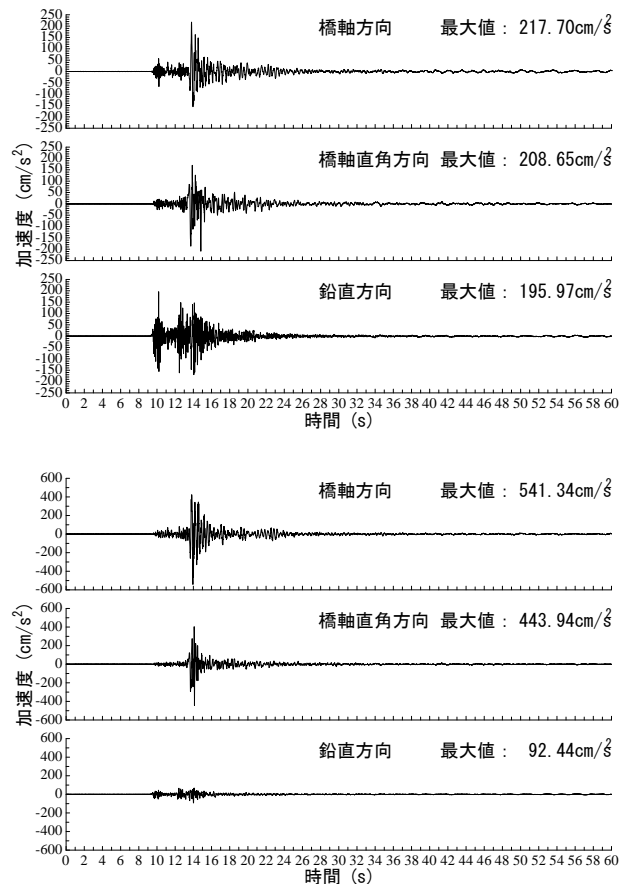


図-3 大阪府北部地震の加速度時刻歴波形 (上：地表面、下：橋脚天端)

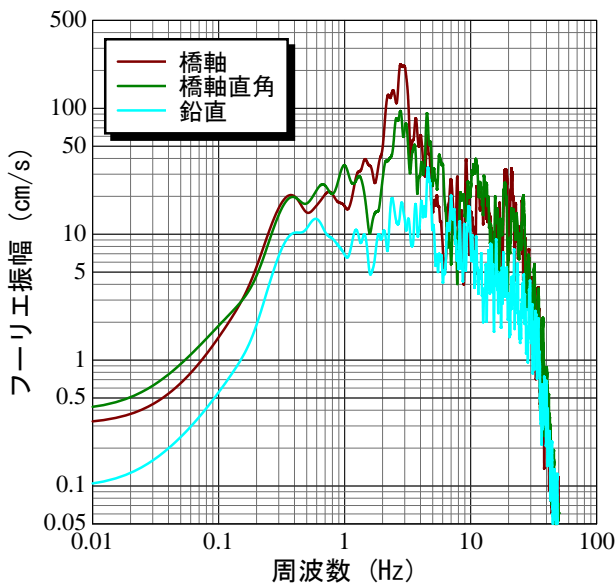
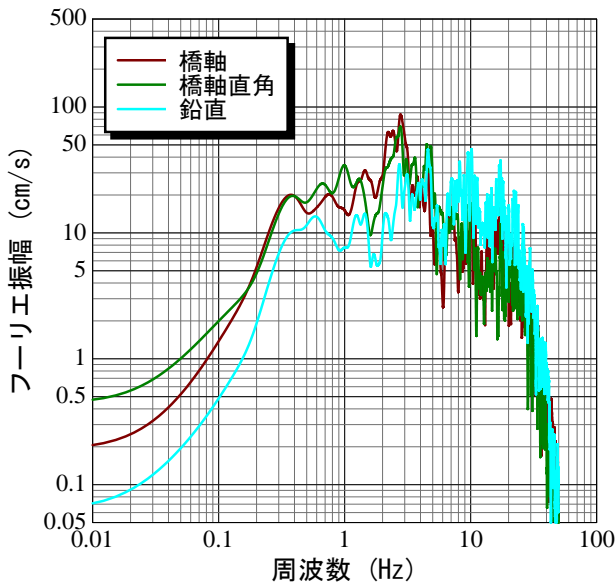


図-4 大阪府北部地震のフーリエ振幅スペクトル
(上：地表面，下：橋脚天端)

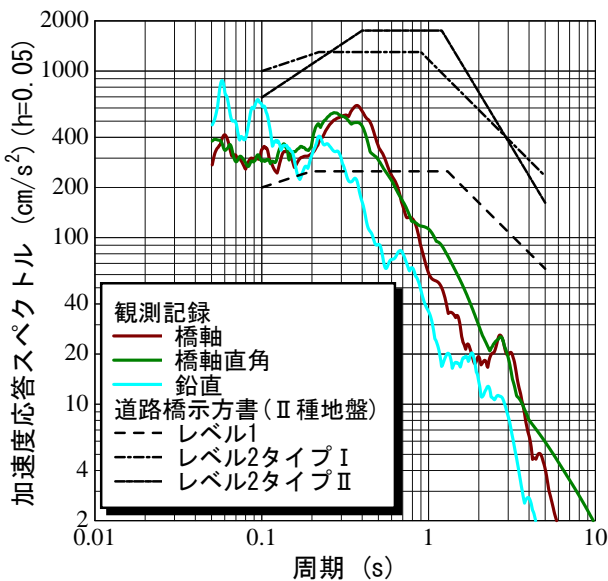


図-5 大阪府北部地震の加速度応答スペクトル(地表面)

比べると十分小さな地震動であったことがわかる。橋軸方向では固有周期0.4秒弱、橋軸直角方向では固有周期0.3秒弱で応答が大きくなっている。

(2) 1995年兵庫県南部地震の観測記録との比較

対象橋梁付近では1995年兵庫県南部地震の際に加速度記録が得られており、今回の記録と比較した。兵庫県南部地震の加速度時刻歴波形を図-6に、加速度応答スペクトルを図-7に示す。本記録についても0.1Hz以下の低周波数成分をカットしている。水平方向の最大加速度は325galであり、今回得られた記録の約1.5倍である。加速度応答スペクトルについてもほぼ全周期帯にわたって今回の記録より大きくなっているが、水平成分では固有周期0.3~0.5秒付近で今回得られた記録のほうが応答加速度が大きくなっている。

(3) 近傍の観測記録との比較

対象橋梁周辺で本震が記録されている強震観測点のうち、以下の観測点での強震記録を整理し、地表面での観

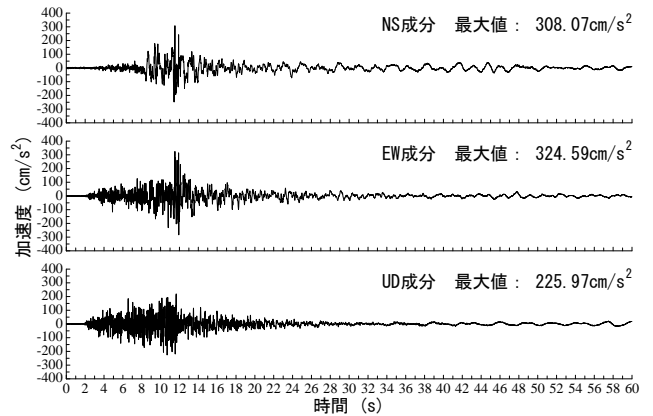


図-6 兵庫県南部地震の観測記録

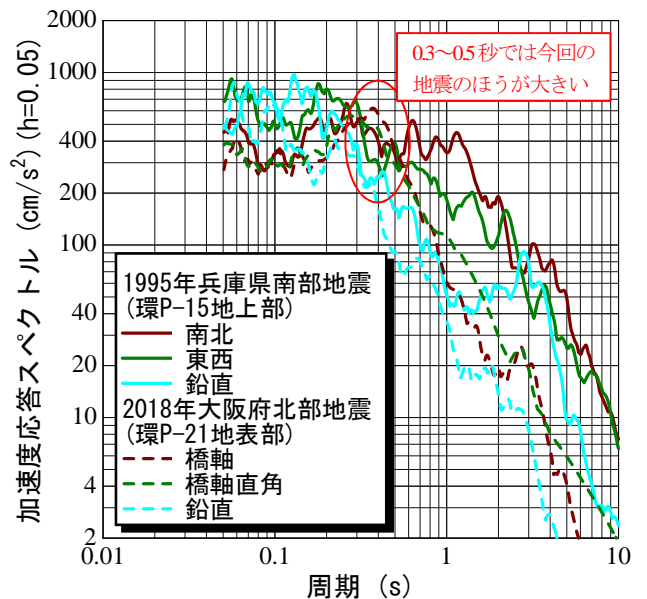


図-7 加速度応答スペクトルの比較



図-8 強震記録観測地点

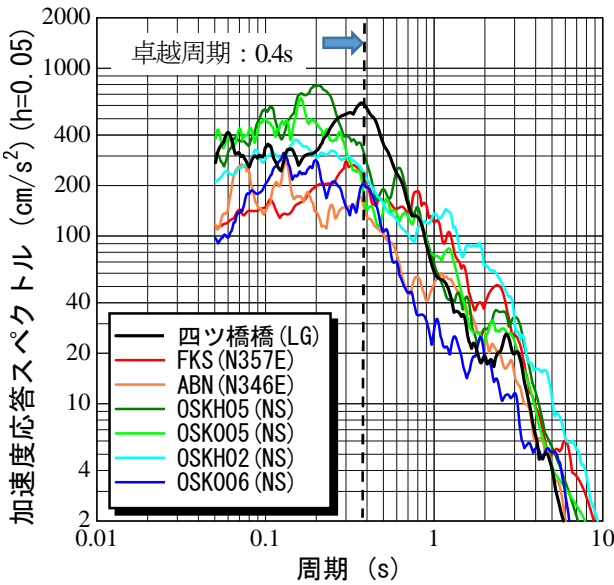


図-9 加速度応答スペクトルの比較(橋軸方向_NS)

測記録と比較した.

- ・ 福島(FKS)[関西地震観測研究協議会]⁵⁾
- ・ 阿倍野(ABN)[関西地震観測研究協議会]⁵⁾
- ・ KiK-net大阪(OSKH05)[防災科学技術研究所]⁶⁾
- ・ K-net大阪(OSK005)[防災科学技術研究所]⁶⁾
- ・ KiK-net此花(OSKH02)[防災科学技術研究所]⁶⁾
- ・ K-net堺(OSK006)[防災科学技術研究所]⁶⁾

観測点の位置を図-8, 水平方向の加速度応答スペクトル(減衰5%)を比較したものを図-9, 図-10に示す.

対象橋梁の橋軸方向はほぼ南北方向(NS)と一致しており, 直角方向はほぼ東西方向(TR)と一致しているため, 各観測地点の対応する成分と比較している. 当該地点では, 軸方向について0.4秒弱, 直角方向では0.3秒弱付近でピークを示しており, 他地点とは異なる傾向になっていることから, 当該地点の地盤特性が反映されていると考えられる.

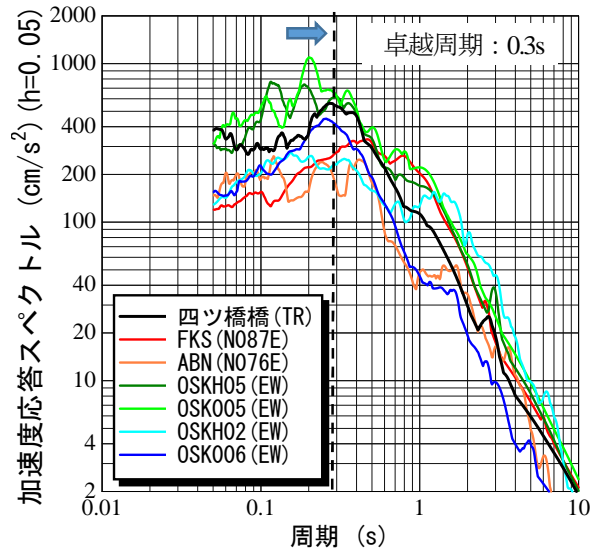


図-10 加速度応答スペクトルの比較(橋軸直角方向_EW)

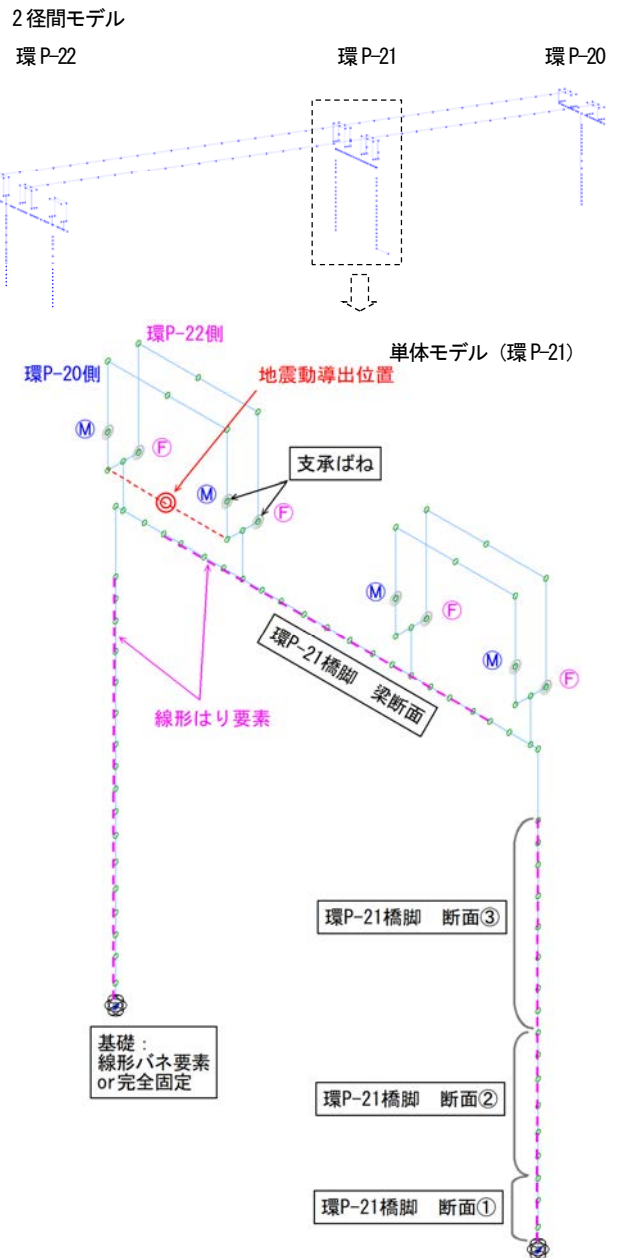


図-11 解析モデル

4. 再現解析

(1) 解析モデル

再現解析のために、図-11のような骨組みモデルを作成した。モデル化の範囲を橋脚単体とした場合(単体モデル)と、隣接橋脚と上部構造を含めた範囲とした場合(2径間モデル)のそれぞれについてモデルを作成した。

上部構造と橋脚は弾性梁要素でモデル化した。図-5で示したように、観測された地震動が道路橋示方書のレベル1地震動をやや上回る程度であり、また、現地踏査の結果、地震後に大きな変状が見られなかったことから、橋脚や上部構造は降伏していないと判断して非線形性は考慮しなかった。解析は汎用解析ソフトMidas Civilを使用した。

基礎については道路橋示方書に準拠して集約ばねとしてモデル化した。橋梁の地震時挙動に与える基礎の影響を確認するために、橋脚基部を固定としたケースについても試算した。支承はばね要素でモデル化し、可動支承はばね剛性を十分小さくし、固定支承はばね剛性を大きくした。可動支承の摩擦を考慮する場合には、摩擦係数を0.10とした場合に対応する荷重を降伏点とするバイリニア型非線形特性を付与した⁷⁾。減衰定数は、道路橋示方書を参考に上部構造3%、橋脚5%、基礎20%とし、減衰行列はレイリー減衰を仮定して設定した。

(2) 固有値解析

作成した2つのモデル(基本ケース)を用いて固有値解析を行った。以下に固有振動モードを図-12～図-15に示す。単体モデルの橋軸方向の固有周期は0.37秒、直角方向は0.21秒、2径間モデルの橋軸方向の固有周期は0.42秒、直角方向は0.21秒であり、単体モデルと2径間モデルに大きな違いは見られなかった。前述のとおり基礎を固定とした場合についても計算を行っているが、その場合の固有振動数は、単体モデルでは橋軸方向で0.27秒、直角方向で0.16秒となった。2径間モデルでは橋軸方向で0.31秒、直角方向で0.10秒となった。

固有値解析結果をふまえて図-16～図-17に示すようにレイリー減衰を設定した。基礎ばねを考慮したケースでは基礎の減衰の影響が大きいため、モード減衰定数が基礎ばねを無視した場合に比べて大きくなる傾向であった。橋軸方向と直角方向それぞれに対して、レイリー減衰の曲線が各モードの減衰定数を包絡できるように設定した。

(3) 単体モデルを用いた動的解析

単体モデルを用いた解析ケースと主要なパラメータを表-2に示す。各ケースのモデルを用いて地表面で観測された加速度波形を入力して動的解析を行い、橋脚天端の応答加速度を観測記録と比較した。

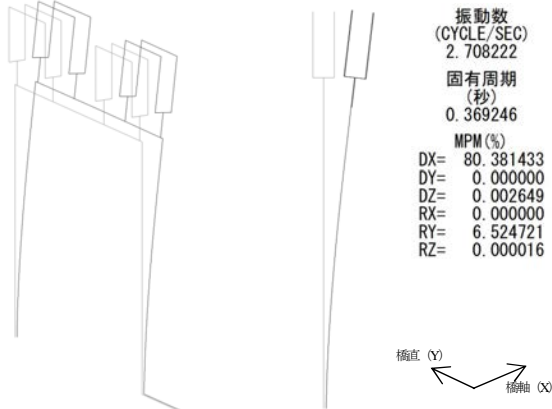


図-12 一次振動モード(単体モデル, 橋軸方向)

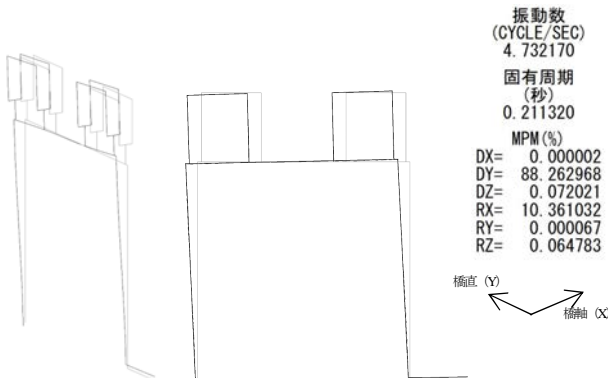


図-13 一次振動モード(単体モデル, 直角方向)

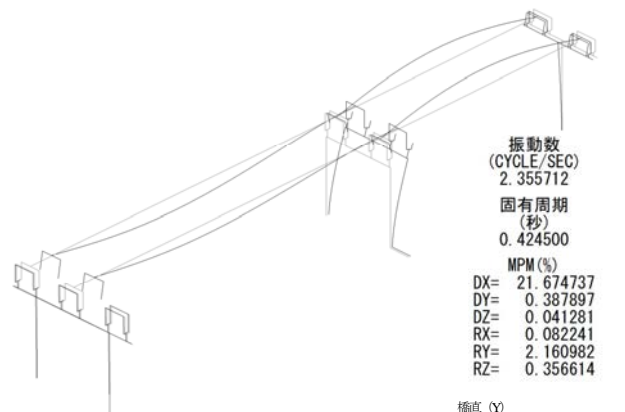


図-14 一次振動モード(2径間モデル, 橋軸方向)

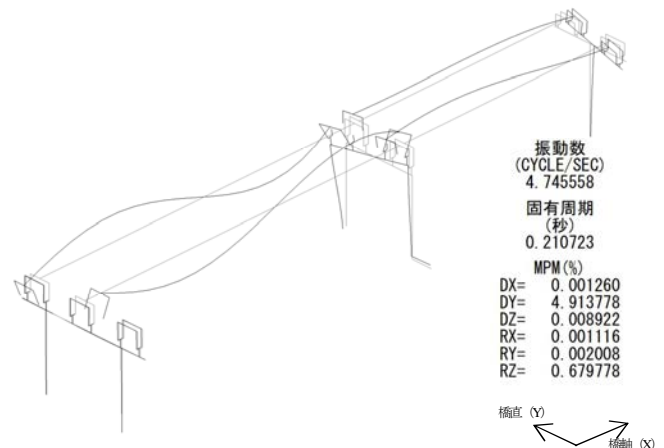
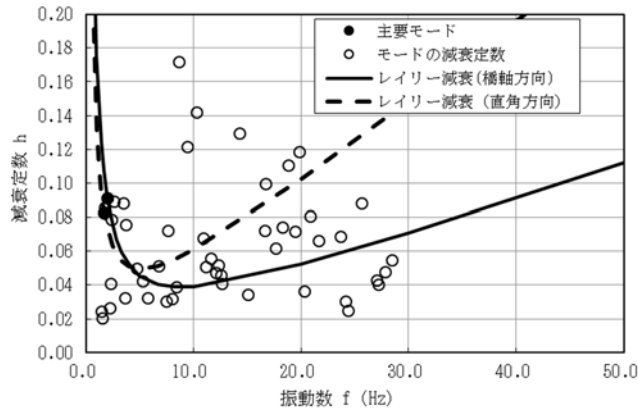
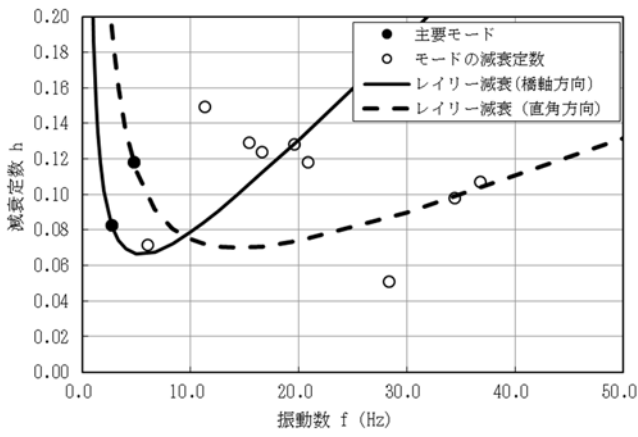
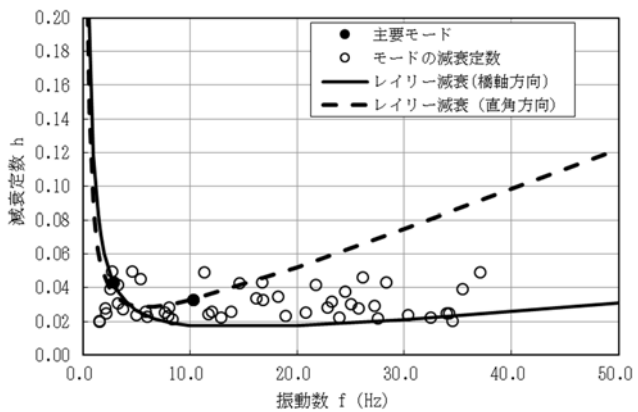
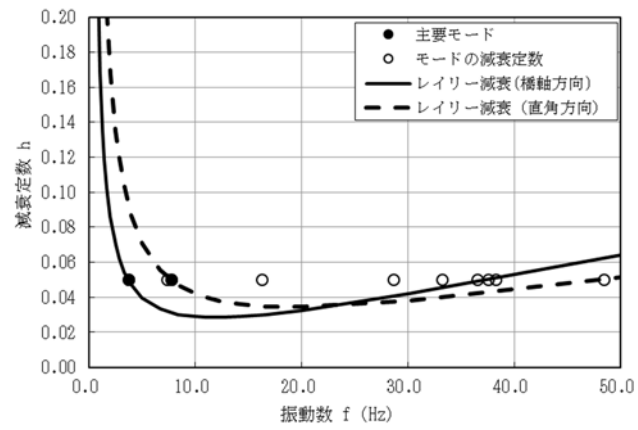


図-15 一次振動モード(2径間モデル, 直角方向)



(a) 基礎ばね考慮(上:単体モデル, 下:2径間モデル)

図-16 レイリー減衰の設定



(b) 基礎ばね無視(上:単体モデル, 下:2径間モデル)

図-17 レイリー減衰の設定

基礎ばねについては道路橋示方書に基づく設定とした基本ケース(基礎ばね考慮)と、固定としたもの(基礎ばね無視)の両方について計算した。図-18に橋軸方向の解析結果を示す。上段が基礎ばねを考慮したケース、下段

表-2 単体モデルの解析ケース

解析ケース	基礎ばね	支承摩擦	ランプ部	補足
P-1	考慮	非考慮	無し	基本ケース
P-2	無視	非考慮	無し	図-18, 19
P-3	考慮	非考慮	有り	図-21

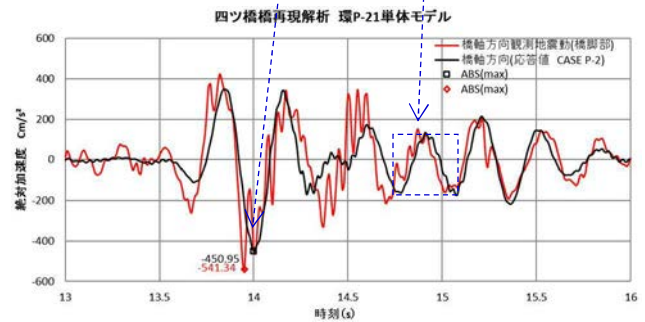
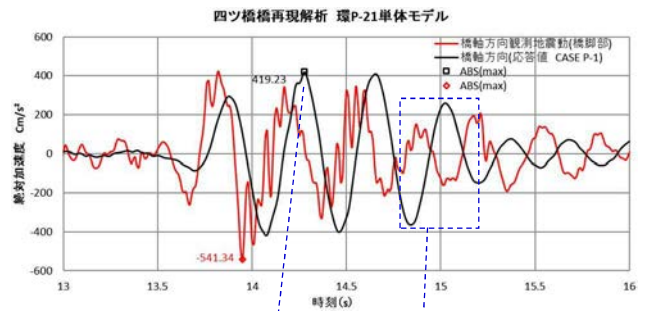


図-18 解析結果(橋軸方向, 上:基礎ばね考慮, 下:基礎ばね無視, 黒線:解析結果)

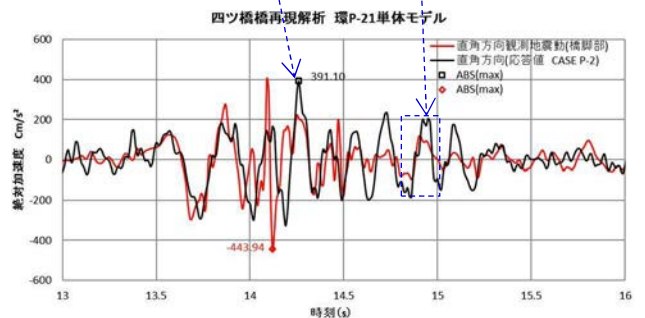
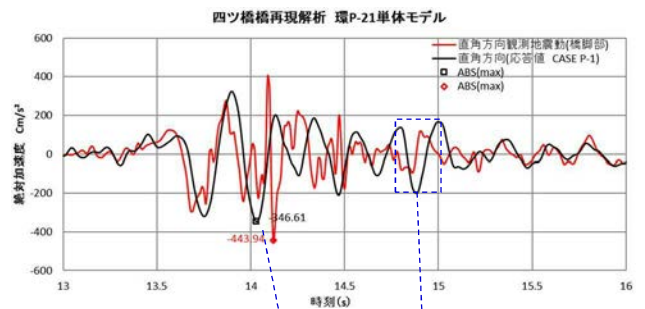


図-19 解析結果(直角方向, 上:基礎ばね考慮, 下:基礎ばね無視, 黒線:解析結果)

が基礎ばねを無視したケースである。基礎ばねを考慮した場合、解析結果の方が観測記録よりもやや長周期で振動しており、かつ最大値の発生が遅れている。基礎を固定するとこれらの傾向が改善され、おおむね振動周期と最大値発生のタイミングが一致することが確認できた。当該橋梁はケーソン基礎で剛性の高い基礎であり、今回のようなやや小さい地震に対してはあまり基礎が応答しなかったと考えられる。道路橋示方書の手法で算出する基礎ばねはレベル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、今回のような中小規模の地震応答の再現に用いるには剛性が小さ過ぎ、観測記録に比べ長周期で評価されたと考えられる。

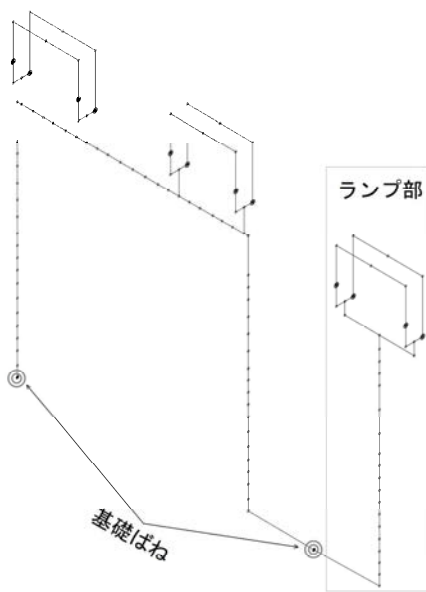


図-20 解析モデル(ランプ部追加)

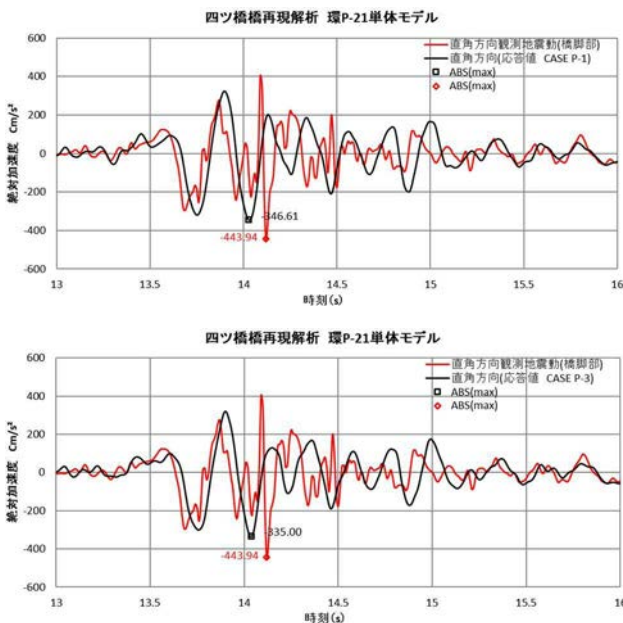


図-21 解析結果(直角方向, 上: ランプ部無し, 下: ランプ部追加, 黒線: 解析結果)

橋軸直角方向の結果は図-19のとおり、橋軸方向と同様に基礎ばねを考慮した基本ケースでは解析結果の方が観測記録よりもやや長周期で振動しており、最大値が発生するタイミングも遅い。基礎を固定するとこれらの傾向が改善されたが、観測記録では14.1秒付近で短周期のパルス状の振動が生じ、ここで最大値が発生しているのに対し、再現解析ではこの特徴が表現できていない。

そこで、この振動の原因が基礎を共有するランプ部の振動に起因すると仮定し、その検証のためランプ部を基本ケースに組み込んで再計算を行った。ランプ部を追加したモデルを図-20に示す。

基礎を共有しているためP-21橋脚とランプ部の橋脚の基部を剛梁で接合し、その中央に基礎ばねを設置した。ランプ部の橋脚や支承のモデル化は本線と同様とした。解析結果を図-21に示す。同図の上段はランプ部無しのケース、下段はランプ部を追加したケースであるが、両者に大きな違いは認められない。ランプ部を追加したケースの方が主要動以降の振動が小さくなっており、これがランプ部の振動に起因するものと考えられるが、観測記録に見られるような大きな振動は再現できなかった。

したがって、この短周期の振動はその他の要因で生じたと考えられる。

(4) 2径間モデルを用いた動的解析

2径間モデルを用いた解析ケースと主要なパラメータを表-3に示す。

単体モデルと同様に、基礎ばねを考慮した場合(CASE A-1)と無視した場合(橋脚基部を固定とした場合)について計算を行った。図-22に橋軸方向の解析結果を示す。上段が基礎ばねを考慮したケース、下段が基礎ばねを無視したケースである。基礎ばねを考慮した場合、周期0.4秒程度の主要な振動に短周期の振動が付加された応答波形になっており、単体モデルに比べて複雑な挙動になっている。2径間モデルでは橋脚の橋軸方向の挙動が桁の水平・鉛直方向の振動の影響を受けるため、単体モデルよりも高次モードの影響が大きくなり応答波形の形状が複雑になっていると考えられる。基礎ばねの影響に着目してみると、単体モデルと同様に基礎ばねを付

表-3 2径間モデルの解析ケース

解析ケース	基礎ばね	支承摩擦	ランプ部	補足
A-1	考慮	非考慮	無し	標準モデル
A-2	非考慮	非考慮	無し	図-22~25
A-3	非考慮	考慮	無し	図-24, 25
A-4	考慮	非考慮	有り	図-26, 27

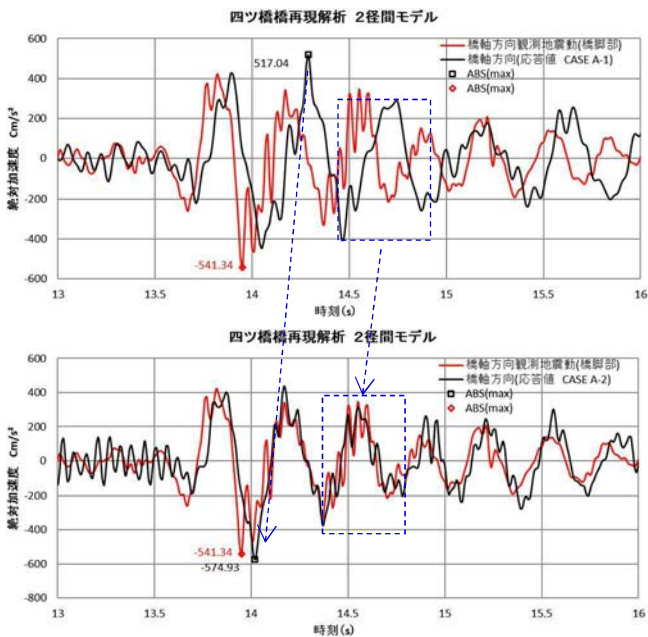


図-22 解析結果(橋軸方向, 上: 基礎ばね考慮, 下: 基礎ばね無視, 黒線: 解析結果)

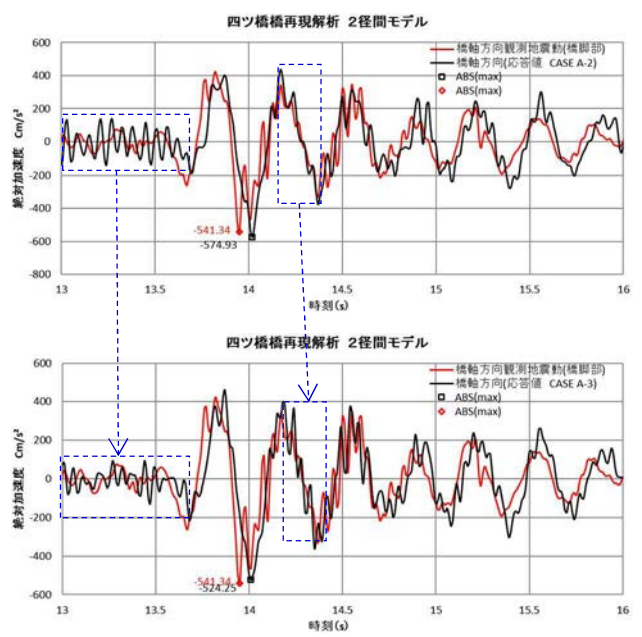


図-24 解析結果(橋軸方向, 上: 支承摩擦無視, 下: 支承摩擦考慮, 黒線: 解析結果)

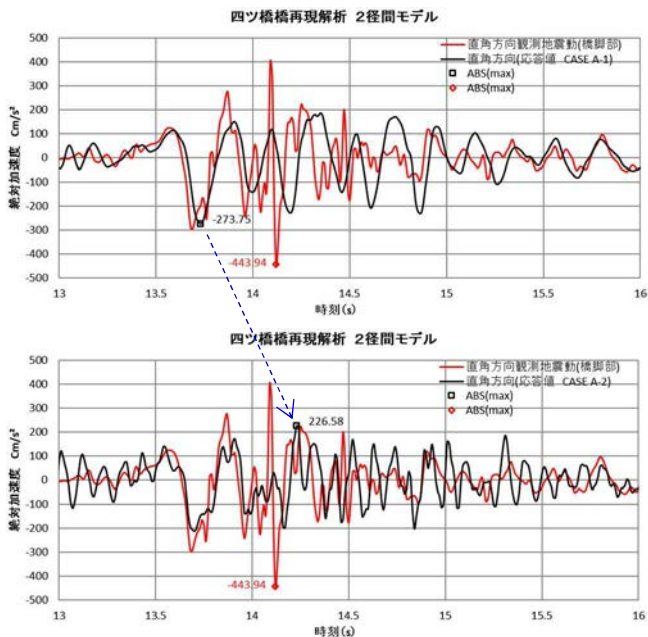


図-23 解析結果(直角方向, 上: 基礎ばね考慮, 下: 基礎ばね無視, 黒線: 解析結果)

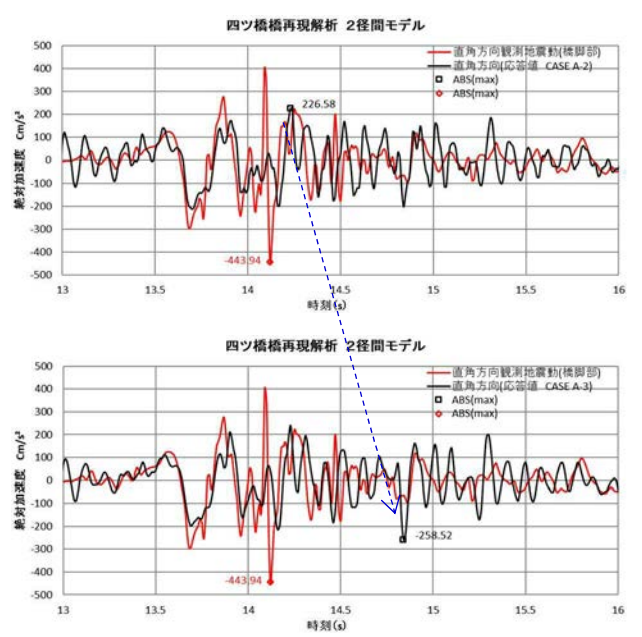


図-25 解析結果(橋軸直角方向, 上: 支承摩擦無視, 下: 支承摩擦考慮, 黒線: 解析結果)

加したモデルでは計算結果が観測記録よりもやや長周期の応答になっている。基礎を固定するとこれらの傾向が改善され、おおむね振動周期と最大値が一致することが確認できた。

直角方向の結果は図-23 のとおりであり、橋軸方向と同様に基礎ばねを考慮したケースでは解析結果の方が観測記録よりもやや長周期で振動している。基礎を固定するとこれらの傾向が改善されたが、観測記録の 14.1 秒付近で生じている短周期振動が表現できていないのは単体モデルと同様である。隣接部(前後の橋脚と上部構造)をモデル化してもこの特徴を解析で表現できていない

め、隣接部の影響で生じた振動ではないと考えられる。

次に、可動支承の摩擦抵抗の影響を考慮した試算を行った。基礎を固定したモデルを用いて摩擦を考慮したケースと無視したケースを比較した。図-24に橋軸方向の解析結果を示す。上段が支承摩擦を無視したケース、下段が支承摩擦を考慮したケースである。支承摩擦を考慮しても大きな変化は認められないが、主要動より前の部分が観測記録に近づいている点と、主要動より後の部分の高周波数成分の振動が観測記録に近づいている点は改善点と言える。

橋軸直角方向の結果は図-25のとおりである。支承の

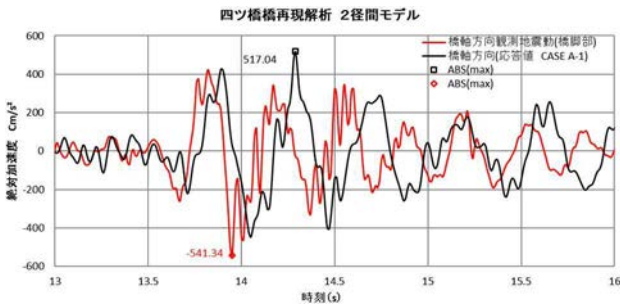


図-26 解析結果(橋軸方向, 上: ランプ部無し, 下: ランプ部追加, 黒線: 解析結果)

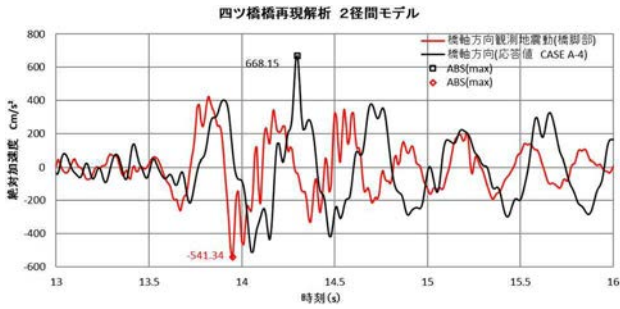


図-27 解析結果(直角方向, 上: ランプ部のなし, 下: ランプ部追加, 黒線: 解析結果)

摩擦は橋軸方向の桁の移動に影響するため、橋軸直角方向への影響は小さく、結果として大きな影響は認められなかった。

また、単体モデルと同様にランプ部を追加したケースについても試算した。ランプ部のモデル化の方法は単体モデルと同様である。

図-26に橋軸方向の解析結果を示す。上段がランプ部無しのケース、下段がランプ部を追加したケースである。ランプ部を追加する事で最大値の増加が確認されたが、観測記録との整合という点ではランプ部が無いケースの方が優れている。

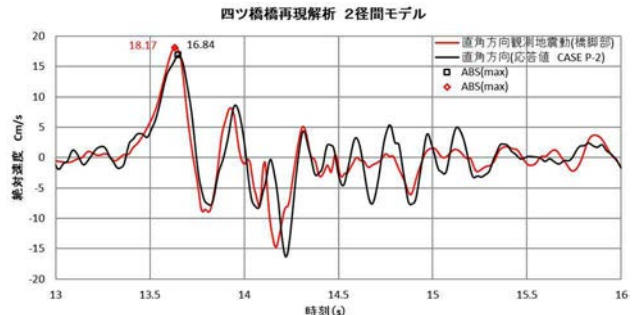


図-28 解析結果(直角方向, 上: 単体モデル, 下: 2径間モデル, 黒線: 解析結果)

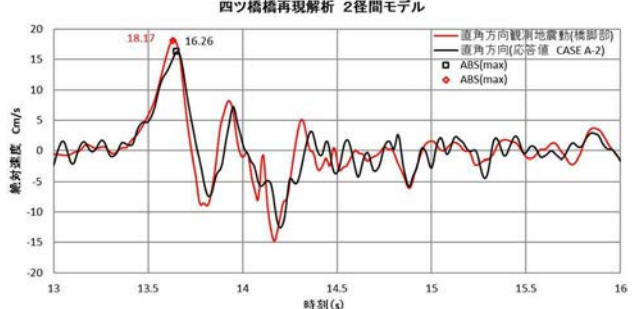


図-29 解析結果(桁間衝撃模擬, 上: 橋軸方向, 下: 直角方向, 黒線: 解析結果)

橋軸直角方向の結果は図-27のとおりであり、ランプ部を考慮すると短周期の振動が強調され、課題であった14.1秒付近のパルスも観測記録に比べると小さいが改善される傾向である。本モデルではランプ部を単柱としているが、ランプ部の桁も含めてモデル化することで、より再現性を高められる可能性が考えられる。

(5) 桁衝撃を考慮した解析による橋軸直角方向振動に関する考察

直角方向14秒付近で観察された短周期振動を除いて、道路橋示方書で規定したモデル化方針を基に、基礎ばね

を無視することで（ケースP-2及びA-2），概ね観測地震動の再現を実現した．特に速度領域で再現解析の結果を比較すると，図-28に示すとおり最大値がやや小さくなったものの観察記録を良く再現できた．

以上より，この短周期振動は構造物が想定していない振動や衝撃による可能性が高い，桁間や耐震連結機構などの衝撃が考えられる．

そこで，2桁間モデル（CASE A-2）の桁間に衝撃ばねを組み込んで，検討対象の部材間に生じる衝撃模擬の試みを行った．しかし，解析上桁間の最大変位は12mmである，検討対象が正常状態の下では桁間の衝撃は発生しないと考えた．今回は衝突発生時構造物の振動特性を確認するため，衝撃ばねのクリアランスを最大変位である12mmより小さい8mmに設定し，解析を行った．結果は図-29に示す，軸方向及び直角方向共に高周波数成分が増えたことが確認できたが，直角方向14秒解析付近では大きな変化は見られなかった．

5. おわりに

本文では，2018年大阪府北部地震の際に観測された加速度を用い，鋼単純合成箱桁橋の再現解析を行った結果を報告した．解析の結果，道路橋の耐震設計に用いられる一般的なモデルでは観測記録を十分再現できなかったが，基礎を固定とすることで最大値や波形の形状をおおむね再現することができ，解析モデルが妥当であることが確認できた．ただし，直角方向の応答については一部再現性が低いところが残されている．

本検討で得られた知見と今後の課題を以下にまとめる．

- ・基礎ばねを考慮したモデルでは基礎ばねの剛性が小さいため応答波形が観測記録よりも長周期になり，再現性が低い結果となった．
- ・基礎を固定条件とすると観測記録と整合する応答波形となったが，直角方向については最大値付近の短周期の波を表現できなかった．
- ・上記短周期の波を生じた原因としては，基礎を共有する隣接ランプの影響や桁端・耐震連結装置等の衝突の影響が考えられたが，これらを考慮しても十分に再現性を高めることはできなかった．
- ・以上より，この短周期振動は検討対象の主構造に固有の振動特性とは考えにくく，付属物の影響やその他の偶発的な衝撃によると考えられ，今後の検討課題である．

参考文献

- 1) (社)日本道路橋協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2017年11月.
- 2) (社)日本道路橋協会: 鋼道路橋設計示方書, 1956年.
- 3) (社)日本道路橋協会: 「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) (財)震災予防協会 強震動アレー観測記録データベース推進委員会: 強震動アレー観測, Vol.3, CD-R, 1998.
- 5) 関西地震観測研究協議会: 2018年6月18日7時58分に大阪府北部で発生した地震に関する速報, 2018年7月.
- 6) 国立研究開発法人防災科学技術研究所: K-NET, KiK-net
- 7) (社)日本道路橋協会: 道路橋支承便覧, 2018年12月.

DYNAMIC RESPONSE EVALUATION OF THE STEEL BOX GIRDER BRIDGE UNDER THE 2018 NORTHERN OSAKA-FU EARTHQUAKE GROUND MOTION

Bin FU, Ryoichi FUJITA, Yasuhiro FUKUSHIMA, Naoya SUGIYAMA and Masatsugu SHINOHARA

As a part of the approach to the accuracy verification of wide area network simulation for the entire Hanshin expressway, by using the observation record of the 2018 Northern Osaka-fu Earthquake, reconstruction analyses of steel box girder bridge were conducted.

Firstly, the dynamic characteristics of the bridge were measured by the microtremor measurement, and the effect of the ground around the observation point was confirmed. The reconstruction analysis was focusing on the range of modeling area, stiffness of foundation, friction of bearing. The effect of these factors on the analyses results were confirmed.

As the result, the maximum acceleration and response frequency of the observed acceleration were almost reproduced, so it was confirmed that the analytical model was appropriate.