

長大トラス橋における 2018 年大阪府北部地震 の地震観測記録と応答特性の評価

服部 匡洋¹・大石 秀雄²・加藤 祥久³
中村 真貴⁴・馬越 一也⁵・篠原 聖二⁶

¹ 正会員 一般財団法人阪神高速道路技術センター 調査研究部 (〒541-0054 大阪市中央区南本町 4-5-7)
E-mail: hattori_m@tech-center.or.jp

² 非会員 一般財団法人阪神高速道路技術センター 調査研究部 (〒541-0054 大阪市中央区南本町 4-5-7)
E-mail: oishi@tech-center.or.jp

³ 正会員 一般財団法人阪神高速道路技術センター 調査研究部 (〒541-0054 大阪市中央区南本町 4-5-7)
E-mail: yoshihisa_kato@tech-center.or.jp

⁴ 正会員 株式会社地震工学研究開発センター (〒880-0902 宮崎県宮崎市大淀 3-5-13)
E-mail: nakamura@eerc.co.jp

⁵ 正会員 株式会社地震工学研究開発センター (〒880-0902 宮崎県宮崎市大淀 3-5-13)
E-mail: magoshi@eerc.co.jp

⁶ 正会員 阪神高速道路株式会社 技術部 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3) .
E-mail: masatsugu-shinohara@hanshin-exp.co.jp

阪神高速道路全線 260km 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 分に発生した大阪府北部地震において加速度が観測された観測局 22 箇所のうち、長大トラス橋である港大橋を対象とし、当該観測局にて観測された地表面加速度を入力とした地震応答解析を実施することで、港大橋の地震時の応答評価を試みたものである。桁端部及び桁中央部における計測値と解析値を比較した結果、床組免震のモデル化等の影響により、解析結果は計測結果に比べわずかに長周期となる傾向を示したが、変位応答の主要な卓越周期を概ね再現することができ、地震応答解析における構造解析モデルの妥当性を示した。

Key Words: long span truss bridge, 2018 Osaka-fu hokubu Japan earthquake, seismic response analysis, seismic observation

1. はじめに

阪神高速道路では、1995 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震により甚大な被害を受けて以降、橋梁の下部構造の耐震補強や上部構造の落橋防止対策等、構造物の被害を最小に留めるよう対策を行うとともに、災害時にも関西圏のライフラインとして機能することを目指した防災・減災対策にも積極的に取り組んでいる。その取り組みの 1 つとして、今後発生が予想される南海トラフ地震や都市直下型地震のような様々な震源域を想定した広域道路ネットワークの地震応答シミュレーションに関する研究^{1,2)}を進めている。これは、一般的な橋梁の設計に用いられる数径間程度の橋梁単位の地震応答解析ではな

く、阪神高速道路全路線を対象とした広域の地震応答シミュレーションを行うことで、地震による構造物の損傷程度を路線単位やランプ間の区間単位で評価するものである。著者らは、広域道路ネットワークの地震被害シミュレーションの実務への実装に向けた検討の一例として、阪神高速道路湾岸線の約 55 km の区間を対象に、上町断層を震源域とする地震応答シミュレーションを行い、地震発生後の走行性評価の可能性を示したが、シミュレーションの精度については今後の検討課題として残っている。

他方で、阪神高速道路では地震発生時の迅速な交通管制対応や構造物の地震挙動の把握の観点から、兵庫県南部地震以前から地震観測システムを順次整備しており、

22 箇所の観測局で地表面や橋脚天端、上部構造内での加速度の計測を行っている³⁾。2018年6月18日に発生した大阪府北部地震では、港大橋をはじめとする長大橋部や震源発生域に近い守口線の高架橋部などの複数の観測局で加速度が観測された。

以上を踏まえ、本検討では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、大阪府北部地震において加速度が観測された観測局のうち、長大トラス橋である港大橋を対象とし、当該観測局にて観測された地表面加速度を入力とした地震応答解析を実施することで、港大橋の地震時の応答評価を試みたものである。なお、港大橋については、これまで金治ら⁴⁾により2000年鳥取県西部地震や2004年紀伊半島沖地震を対象に、固有周期や減衰などの動的特性の検証が行われているが、これは供用当初の構造を基に検討されたものであり、兵庫県南部地震以降港大橋で実施された床組免震や座屈拘束ブレース等の耐震補強が構造解析モデルに考慮されていない。このため、本検討ではこれらの耐震補強を反映した構造モデルを用いた現況構造を対象として検討を行い、そのモデル化が地震時応答に及ぼす影響について考察を行った。

2. 対象橋梁・解析モデル

(1) 橋梁概要

図-1に対象橋梁の一般図を示す。本橋は全長980m、支間割235+510+235mの3径間ゲルバートラス橋である⁵⁾。吊径間部はアイバー支承を介して支持されており、鋼床版桁によるダブルデッキ構造を有する。また、架設箇所は埋め立て地であり、厚く沖積層が堆積する軟弱地盤であるため、中間橋脚P2、P3基礎には剛性の高いニューマチックケーソンが採用されている。

(2) 耐震補強概要

対象橋梁は1974年7月に供用開始され、1995年1月17日兵庫県南部地震では床組を支持するBP支承において橋軸方向を拘束するストッパーが破断するなどの被害が見られたが、震源発生域から離れていたこともあり大きな損傷は免れた。この地震を機に道路橋示方書・同解説V耐震設計編⁶⁾が改訂され、レベル2地震動の導入による設計時の入力地震動が引き上げられたことを受け、これまで耐震補強工事が実施されてきた⁷⁾。橋軸方向に対しては長周期化することにより応答低減の効果が大きいことが見込まれ、免震構造を採用することが有効であると考えられた。このため、鋼床版桁を支持する支承をすべてすべり免震支承に取替え、床組免震構造としている。また、橋軸直角方向に対しては長周期化による応答

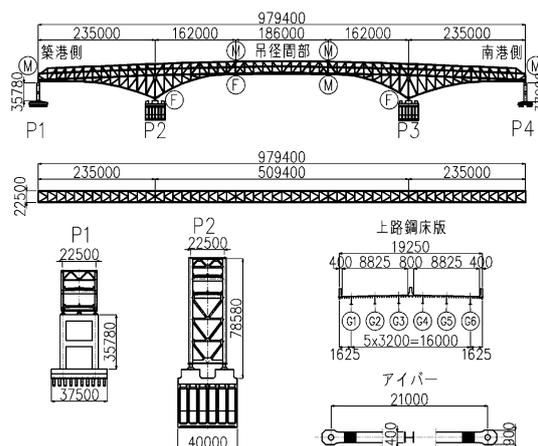


図-1 対象橋梁一般図 (単位: mm)

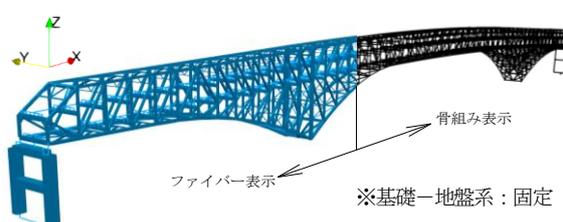


図-2 解析モデル

の低減が橋軸方向ほど期待できないことが示唆されたため、鋼製履歴型ダンパーによる高減衰化を図っている。鋼製履歴型ダンパーとしては座屈拘束ブレース(BRB)を採用し、2次部材である中間支点上における主構対傾構及び側径間における横構に座屈拘束ブレースを設置している。

(3) 解析モデル

対象橋梁の解析モデルを図-2に示す。本検討では、ファイバー要素で構成された立体骨組み構造の解析モデルを用いており、主構の弦材・鉛直材・斜材、下部構造、アイバー支承はすべてファイバー要素でモデル化した⁸⁾。端部橋脚上の支承については線形ばねとした。

また、対象橋梁では、これまで床組免震構造への改良やBRBの設置などの耐震補強工事が実施されている。今回の検討では構造解析モデルの妥当性の検証が目的であることから、これらの耐震補強をすべて反映し現況構造を忠実に再現した構造解析モデルとするため、床組免震構造として設置された積層ゴム支承は非線形ばね要素で、BRBはファイバー要素でモデル化した。基礎-地盤系については、本検討では基礎ばねを考慮せず固定支持とした。

本検討で使用した構造解析モデルの総節点数は14337、要素数は17040、ファイバー積分点数は823052であった。

3. 地震観測

(1) 地震記録

本検討では、2018年6月18日に発生した大阪府北部地震（気象庁マグニチュード $M_{JMA}=6.1$ ）を対象とした。阪神高速道路の路線と対象橋梁位置、震源周辺の主な断層と、大阪北部地震の震央との位置関係を図-3に示す。震央である大阪府北部から対象橋梁までは約28 km離れており、対象観測局では震度4を記録した。なお、この地震により対象橋梁に被害は確認されなかった。

(2) 計測機器

図-4、表-1に計測器の設置位置と計測チャンネルについて示す。図に示す通り、港大橋では①地表部、②主構桁端部（以下、②桁端部）、③主構桁中央部（以下、③桁中央部）の3箇所に速度計を配置し計測を行っている。計測にはサーボ型速度計⁹⁾を使用している。この速度計では橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向の3方向成分の加速度及び速度を計測しており、変位は計測された速度を別途積分し算出している。このため、港大橋観測局では計27成分の計測データが得られる。なお、本稿では計測場所を示す3箇所には①地表部、②桁端部、③桁中央部に対し、それぞれ○□△の記号を統一的に用い

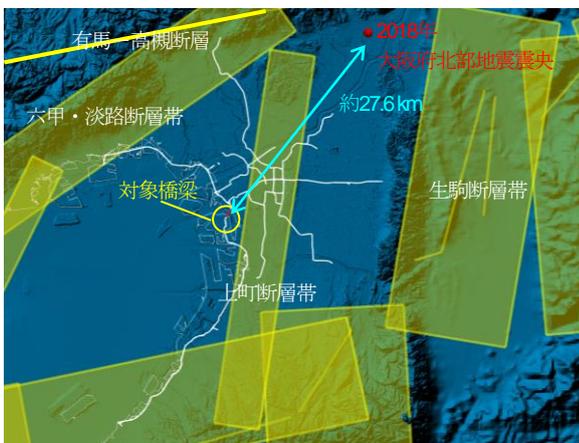


図-3 対象橋梁と付近の断層帯

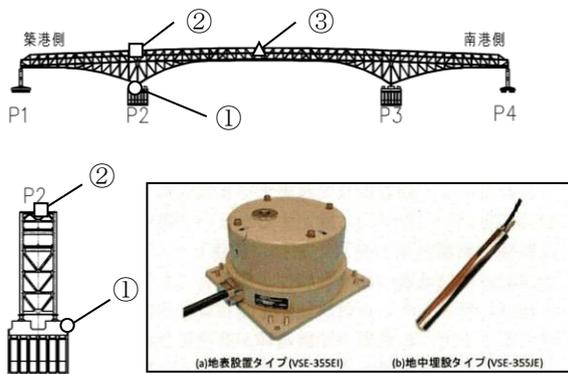


図-4 計測器設置

ることとする。

4. 検討フロー

港大橋観測局にて観測された地表面加速度を用い構造解析モデルの精度検証を行うための検討フローを図-5に示す。本検討では、①地表面で観測された加速度を入力とした地震応答解析を行い、②桁端部、③桁中央部の解析結果と計測結果を比較することで精度検証を行う。

解析結果と計測結果を比較するにあたり、加速度波形に対しバンドパスフィルター処理（すべての波形に対し、低域遮断周波数：0.05 Hz、高域遮断周波数：20 Hz、遷移帯域幅：0 Hz）を行い、入力波形として用いることとした。観測された加速度波形をそのまま用いなかったのは、③桁中央部の計測変位に観測時の計測誤差やノイズと思われる30 s程度の長周期波が含まれていたためである。遮断周波数については、地震時の構造応答に問題のない範囲であり、解析結果に波形処理の影響が及ばないよう配慮している。また、解析値と比較する速度、変位

表-1 地震計計測チャンネル

		橋軸	直角	鉛直	CH数		
①地表部	○	加速度	CH1	CH2	CH3	3	9
		速度	CH4	CH5	CH6	3	
		変位	CH7	CH8	CH9	3	
②桁端部	□	加速度	CH10	CH11	CH12	3	9
		速度	CH13	CH14	CH15	3	
		変位	CH16	CH17	CH18	3	
③桁中央部	△	加速度	CH19	CH20	CH21	3	9
		速度	CH22	CH23	CH24	3	
		変位	CH25	CH26	CH27	3	

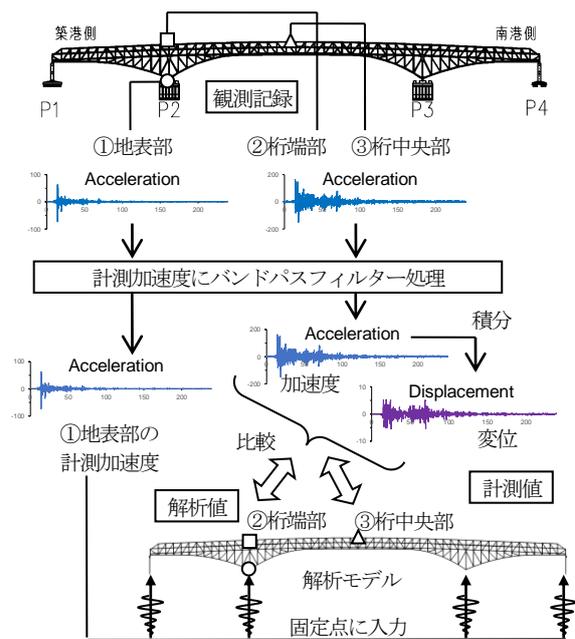


図-5 検討フロー

は波形処理した加速度を積分することによって算出した。これらは観測記録された生データと区別するために“計測値”と呼ぶ。

解析には汎用骨組解析プログラム SeanFEM¹⁰を用いた。地震動の入力はすべての固定点に①地表部の波形を直接入力する地動計算とした。これにより応答値は絶対変位で算出されることから、解析値と計測値をそのまま比較することとした。

5. 固有振動特性と減衰

(1) 固有振動特性

固有値解析結果を表-2 に示す。また、橋軸・鉛直方向の主要な固有モードを図-6 に、橋軸直角方向の主要な固有モードを図-7 に示す。対象橋梁では床組免震としてすべり支承が用いられているため、固有値解析にあたっては、文献 11)を参考に桁連結された 5 径間の床組周期が 3 秒となるような等価剛性を持つ線形ばね要素に置き換え構造物周期を求めた。ここで、床組周期とは桁連結された 5 径間の床組重量と積層ゴム支承及びすべり免震支承の等価剛性から求めた周期である。

固有周期の最低次数は吊径間部が橋軸直角方向に変形する対称モードであり周期は 4.659s である。この 1 次モードにおける有効質量比は約 32% であるが、側径間が橋軸直角方向に変形する 15 次モードにおける有効質量比が約 50% と 1 次モードよりも大きいことから、地震時には 15 次モードの寄与が大きいと予想される。

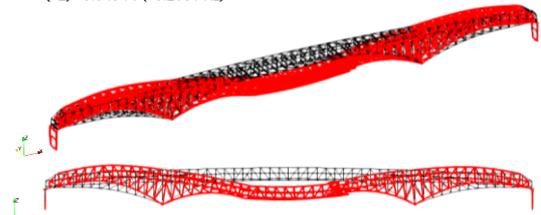
橋軸方向・鉛直方向の振動モードは側径間部の変形に

表-2 固有値解析結果

次数 n	周期 (s)	有効質量比				モード 減衰定数 hi (%)	モード形状
		X	Y	Z			
1	4.659	0.0%	32.3%	0.0%	1.4%	直角 (中央径間対称)	
2	3.845	3.3%	0.0%	6.6%	1.2%	橋軸・鉛直 (対称)	
3	3.418	40.3%	0.0%	0.2%	0.7%	橋軸・鉛直 (逆対称)	
4	3.186	0.1%	0.0%	0.2%	0.2%	橋軸・鉛直 (逆対称)	
5	3.050	0.1%	0.0%	0.0%	0.0%	道路桁モード	
6	3.031	0.2%	0.0%	0.0%	0.0%	道路桁モード	
7	3.031	0.3%	0.0%	0.0%	0.0%	道路桁モード	
8	3.021	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	道路桁モード	
9	3.020	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	道路桁モード	
10	3.016	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	道路桁モード	
11	3.015	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	道路桁モード	
12	2.882	0.1%	0.0%	4.5%	0.4%	橋軸・鉛直 (対称)	
13	2.645	0.0%	0.0%	0.0%	1.1%	直角 (中央径間 逆対称)	
14	2.562	1.6%	0.0%	0.0%	0.9%	橋軸・鉛直 (逆対称)	
15	2.009	0.0%	49.8%	0.0%	1.3%	直角 (側径間)	
16	1.986	0.0%	0.2%	0.0%	1.3%	直角 (側径間)	
17	1.427	0.1%	0.0%	27.8%	1.2%	橋軸・鉛直 (対称)	
18	1.387	0.0%	0.3%	0.0%	1.1%	ねじりモード	
19	1.243	2.3%	0.0%	0.1%	1.2%	橋軸・鉛直 (逆対称)	
20	1.174	0.0%	1.6%	0.0%	1.2%	直角・ねじり	
21	1.110	0.0%	0.0%	0.0%	1.3%	直角・ねじり	
22	0.977	4.3%	0.0%	13.8%	1.0%	橋軸・鉛直	
23	0.921	3.5%	0.0%	12.7%	1.3%	橋軸・鉛直	
24	0.866	0.0%	2.1%	0.0%	1.1%	ねじりモード (側径間)	
25	0.860	0.0%	0.0%	0.0%	0.9%	ねじりモード (側径間)	
26	0.845	0.0%	0.0%	0.0%	1.3%	直角 (対称)	
27	0.823	0.0%	0.0%	0.0%	1.0%	ねじりモード (逆対象)	
28	0.738	1.3%	0.0%	0.2%	1.1%	橋軸・鉛直 (逆対称)	
29	0.714	0.0%	0.0%	0.0%	1.4%	直角 (逆対称)	
30	0.637	0.0%	0.1%	0.0%	1.1%	橋軸・鉛直 (対称)	

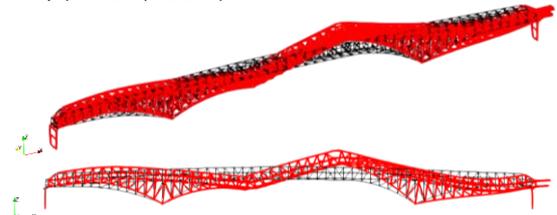
橋軸・鉛直方向の主要モードを示す。
直角方向の主要モードを示す。

(2) 3.8454 s (0.2601 Hz)



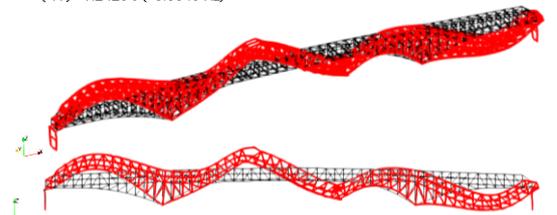
(a) 橋軸・鉛直1次モード (T=3.84 s)

(3) 3.4181 s (0.2926 Hz)



(b) 橋軸・鉛直2次モード (T=3.42 s)

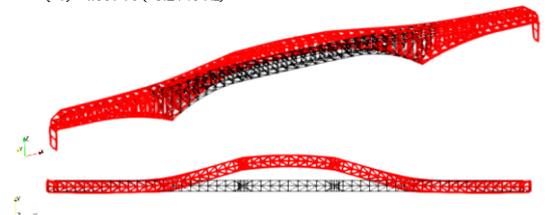
(19) 1.2428 s (0.8046 Hz)



(c) 橋軸・鉛直3次モード (T=1.24 s)

図-6 主要固有モード (橋軸・鉛直方向)

(1) 4.6594 s (0.2146 Hz)



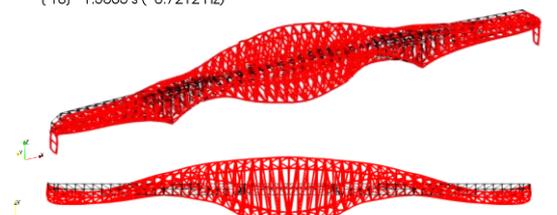
(a) 直角1次モード (T=4.66 s)

(15) 2.0089 s (0.4978 Hz)



(b) 直角2次モード (T=2.01 s)

(18) 1.3865 s (0.7212 Hz)



(c) ねじり1次モード (T=1.39 s)

図-7 主要固有モード (直角・ねじり方向)

伴いゲルバーヒンジ部が回転するモードが卓越しており、非対称モードである 3 次モード（周期 3.418 秒）における有効質量比が約 40 % と最も大きく、地震時の振動に対する寄与が大きいと考えられる。

また、文献 4) で示される固有値解析との比較を行い、今回使用する構造解析モデルの妥当性の確認を行った。固有モードが等しいモードにおける周期の比較を図-8 に示す。どの固有モードにおいても今回の解析モデルの周期が長くなり、特に橋軸 2 次で固有周期の差異が大きい結果となった。文献 4) で示される構造解析モデルは耐震補強が考慮されていないことから、橋軸方向においては耐震補強対策のすべり免震支承によるモデル化が固有周期に影響したと考えられる。このため、すべり免震支承を固定（図-8 中、本解析'）とし同一モードにおける固有周期の比較を行った。その結果、固有周期が概ね一致し、今回使用する構造解析モデルは文献 4) の構造解析モデルと耐震補強対策のすべり免震支承による違いのほかは大きな違いがないことを確認した。また、床組免震を構造解析モデルに考慮することにより橋軸方向、橋軸直角方向ともに長周期化することから、耐震補強のコンセプトと合致することを確認した。

6. 計測値の分析

①地表部では、最大約 80gal の加速度が観測された。計測された加速度に対し、バンドパスフィルター処理を行ったのち、(1)ウェーブレット解析、(2)絶対加速度応答スペクトル、(3)RD 法による自由減衰波形から計測値の分析を行った。

(1) ウェーブレット解析

①地表部の計測値に対するウェーブレット係数のコンター図を図-9 に示す。ウェーブレット解析では時刻歴波形を時間-周期領域で分解するため、時間ごとの周期特性を捉えられるのが特徴である。橋軸方向では時刻 15 秒付近から 0.2 秒から 3 秒までの広範囲の周期で卓越が見られ、時間が経つにつれ 2 秒から 3 秒までの周期に収束する傾向が確認できる。また、橋軸直角方向、鉛直方向についても概ね同様の傾向が確認できることから、2 秒～3 秒程度の振動モードが励起されると予想される。

(2) 絶対加速度応答スペクトル

①地表部における加速度応答スペクトルを図-10 に示す。また、対象橋梁架橋位置の地盤はⅢ種地盤であることから、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編¹²⁾に示されるⅢ種地盤におけるレベル 2 地震動タイプ I、タイプ II

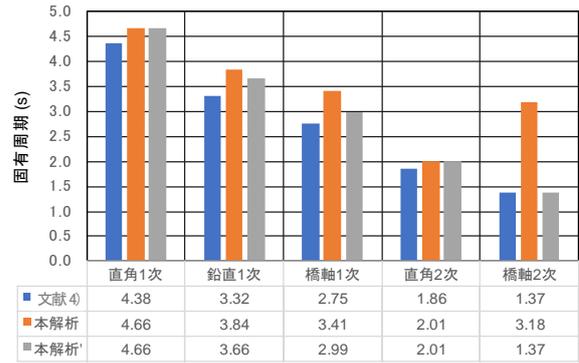
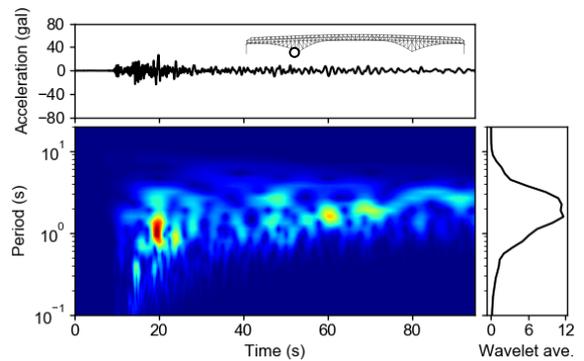
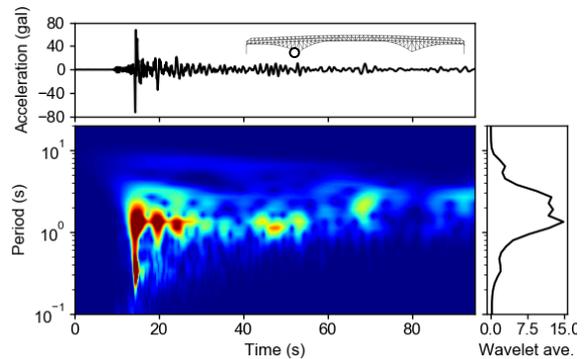


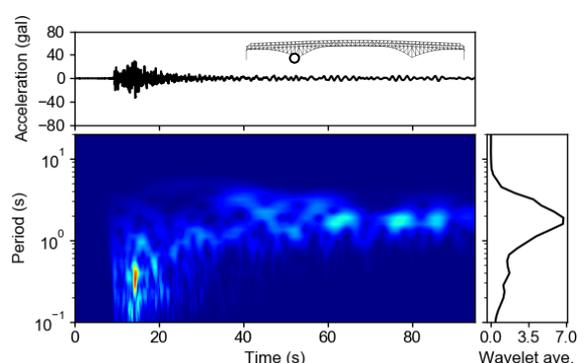
図-8 同一固有モードにおける周期の比較



(a) 橋軸方向



(b) 直角方向



(c) 鉛直方向

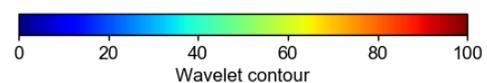


図-9 ①地表面部の加速度波形（上段）とウェーブレット係数（下段）

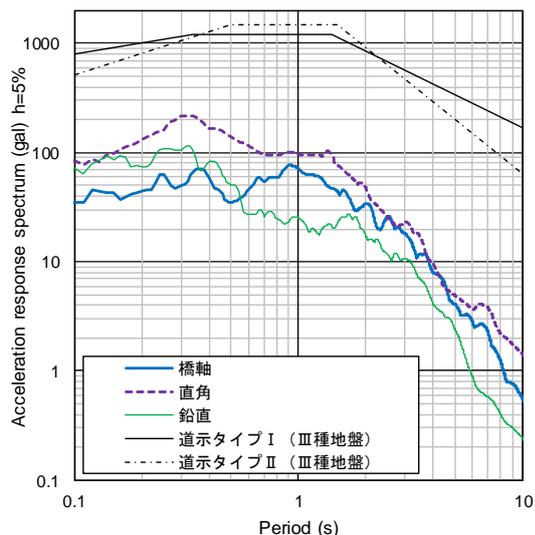


図-10 ①地表部の加速度応答スペクトル

標準加速度応答スペクトルとの比較を行った。図-10より、計測値の最大加速度応答は最大でも 200 gal 程度（橋軸直角方向）であり、標準加速度応答に比べ小さい。また、計測値は鉛直方向、橋軸直角方向において周期 0.3 秒付近で明確に卓越するのに対し、橋軸方向では 0.35 秒または 0.9 秒付近で卓越する。

(3) RD 法による自由減衰波形

RD 法により求めた③桁中央部における橋軸方向の自由減衰波形を図-11 に、橋軸直角方向の自由減衰波形を図-12 に示す。ここで、自由減衰波形は、③桁中央部の加速度波形の卓越周期付近をバンドパスフィルター（バンド幅 0.1 秒）で抽出した波形から求めた。減衰定数は橋軸方向で 3.3%、橋軸直角方向で 1.2%であった。

7. 地震時の再現性

観測された①地表面部における加速度を入力とした地震応答解析を実施し、対象橋梁の②桁端部及び③桁中央部における加速度や変位の再現を試みた。

地震応答解析を実施するにあたり、図-13 に示す減衰には水平 2 方向と上下方向のモード寄与率のベクトル和を重み係数として最小二乗法で係数 α 、 β を決定するレーリー型減衰モデル¹³⁾を用いた。

(1) 並進変位オービット

計測と解析の並進変位オービットの比較を図-14 に示す。ここで、図-14(a)には①地表面部での比較を示した。これは、①地表面部は地震動の入力点であることから、入力地震動（計測値）と応答（解析値）が一致するのを確

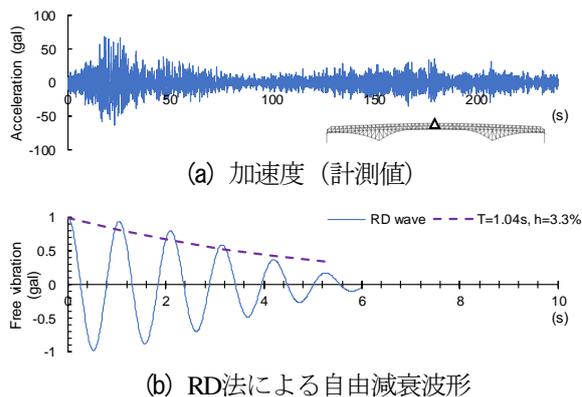


図-11 ③桁中央部（橋軸方向）の計測波形分析

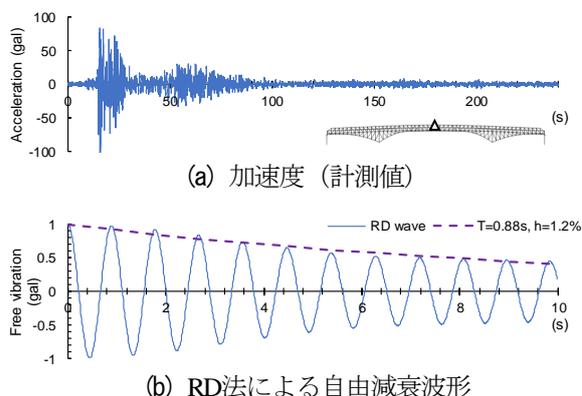


図-12 ③桁中央部（直角方向）の計測波形分析

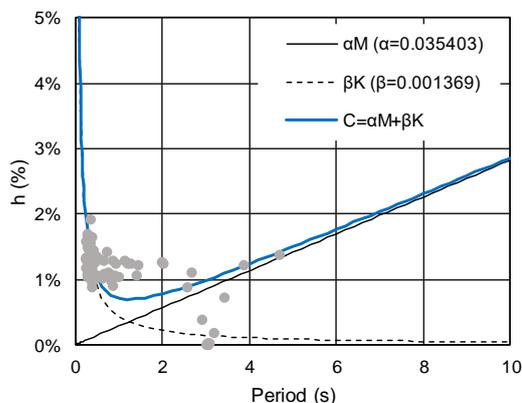


図-13 レーリー減衰

認するためである。図-14(b)より②桁端部においては外形、卓越方向ともに再現した。しかし、図-14(c)より③桁中央部では解析値の外形が計測値の外形に比べ大きく、解析は変位を大きく評価する結果となった。

(2) 変位応答及びフーリエスペクトル

変位応答とフーリエスペクトルの解析値と計測値の比較を図-15～図-17 に示す。

(a) 橋軸方向

図-15 に橋軸方向の変位応答の比較を示す。図-15(b)

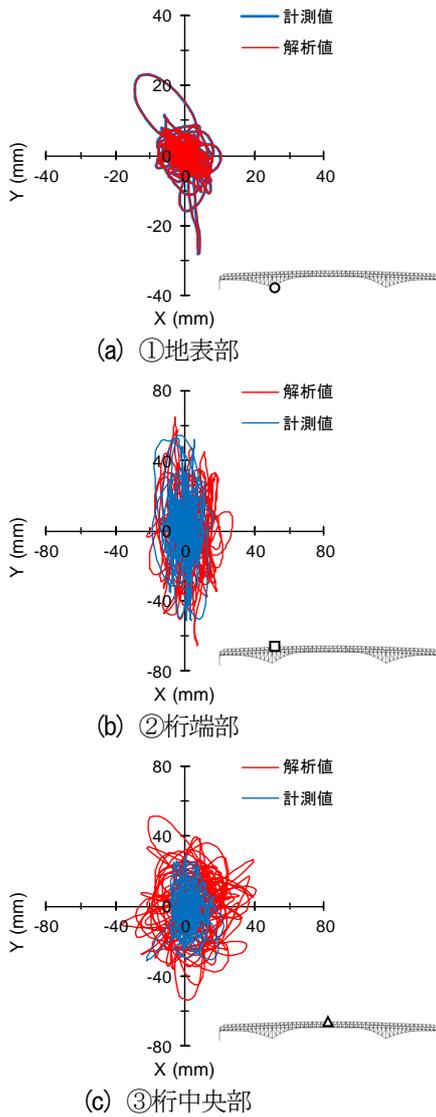


図-14 並進変位オービット

より、②桁端部において解析結果では周期 1 秒以降の主要な周期帯で 2.98 秒の卓越周期が現れるのに対し、計測結果では 2.73 秒の卓越周期が現れており、解析値が計測値に比べ多少長周期となる傾向にある。解析値、計測値ともに 3.0 秒付近で卓越している周期帯は表-2 に示す固有周期の 2.882s に対応していると考えられる。

(b) 橋軸直角方向

図-16 に橋軸直角方向の加速度応答と変位応答の比較を示す。図-16(b) より、②桁端部において解析値では 2.00 秒で卓越するのに対し、計測値では周期 1.72 秒で卓越しており、橋軸方向と同様に解析値は計測値に比べ長周期となる傾向にある。周期 2 秒付近で卓越している周期帯は表-2 に示す固有周期の 2.01 秒（直角 2 次モード）に対応していると考えられる。また図-16(b) より、②桁端部の橋軸直角方向変位では解析値の時刻 60 秒以降で振幅が大きくなる波形形状が確認できる。解析値の

卓越周期 2.0 s から側径間の直角 2 次モードに該当すると思われるが、このモードは最低次数である直角 1 次モードよりも有効質量比が大きいことから、地震時振動への寄与率が大きく共振しやすいと考えられる。このため、入力地震動の主要動が終わったあとも揺れ戻しが発生し、変位応答が大きくなったと考えられる。

図-16(c) より、③桁中央部においては、固有周期の最低次数である 4.659 s に近い周期帯で卓越が見られた。解析値では 4.68 秒で卓越するのに対し、計測値では 4.31 秒で卓越しており、解析値が計測値に比べ多少長周期となる傾向となった。また、図-16(c) より、③桁中央部において解析値では計測値にない複数の卓越周期があることが確認された。

(c) 鉛直方向

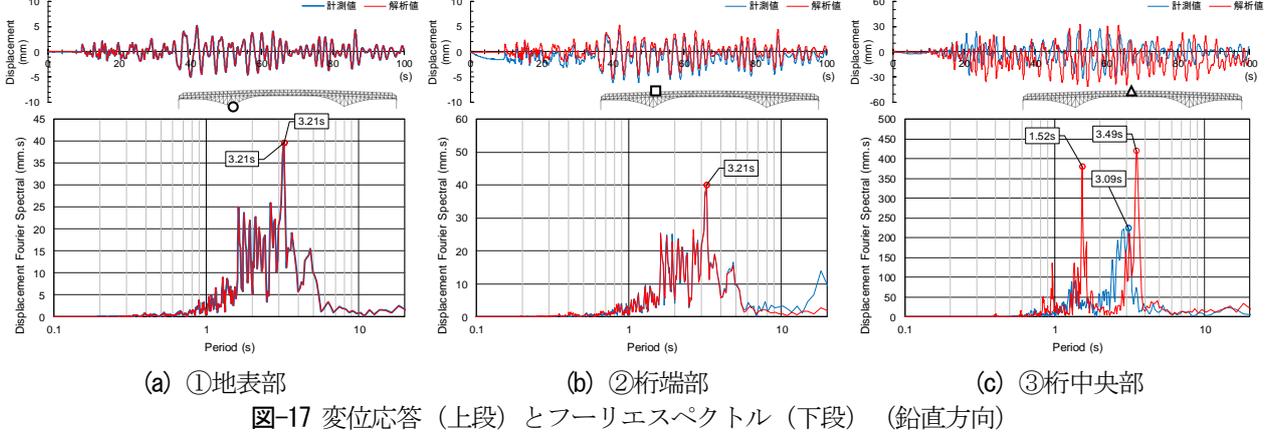
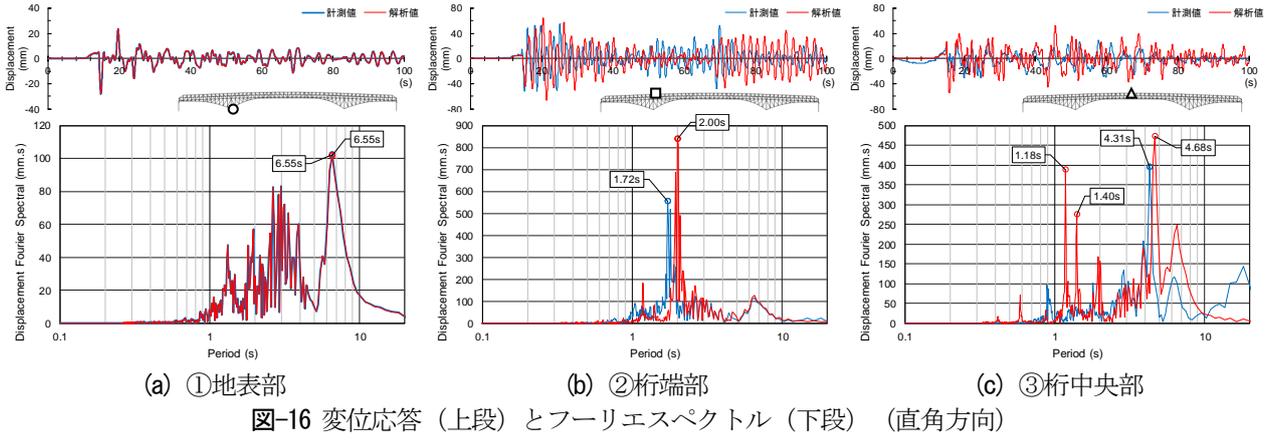
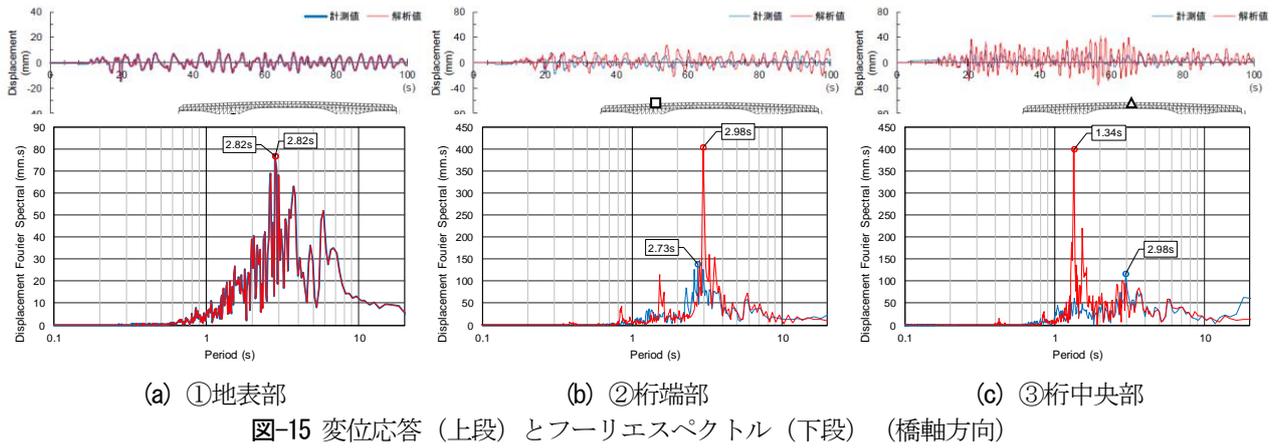
図-17 には鉛直方向の加速度応答と変位応答の比較を示す。図-17(b) より、②桁端部においては解析値と計測値ともに 1.62 秒で卓越しており、固有周期が一致した。また、加速度波形の形状についても概ね一致することが確認された。

(3) 再現性に関する考察

本検討における地震応答解析は主要な周期帯における対象橋梁の周期特性や地震時の変位応答を概ね再現でき、本検討における構造解析モデルの妥当性を示すことができるものと考えられる。

しかしながら、橋軸方向、直角方向ともに、わずかに長周期となる傾向にあった。また、解析値が計測値よりも比較的大きな応答を示す傾向にあり、特に③桁中央部における変位応答の違いは顕著であった。

前者については、解析モデルにおける剛性評価が実構造よりも小さいことが原因として考えられる。図-8 よりすべり免震支承を固定とすることにより対象橋梁の固有周期が短周期側に変化すること、既往文献 4) では耐震補強以前の構造解析モデルを用いて遠方より小さな地震動の入力により精度の高い再現が行われ構造同定が図られていることを踏まえると、耐震補強として実施された床組免震のモデル化が解析値と計測値の周期差に影響を及ぼしていると考えられる。また後者については、周期特性はわずかに長周期となる傾向はあるものの概ね解析で評価できていることから、実現象の地盤による逸散減衰等の減衰効果など、減衰特性を精緻に評価できていないことが原因と考えられる。これらについては、本検討で使用した構造解析モデルに対し床組免震のすべり支承の摩擦係数の評価等に着眼した検討を実施することによって更なる精度検証が可能となると考えられる。



8. おわりに

本検討では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、大阪府北部地震において加速度が観測された観測局のうち、長大トラス橋である港大橋を対象とし、当該観測局にて観測された地表面加速度を入力とした地震応答解析を実施することで、港大橋の地震時の応答評価を試みたものである。

- ・ 本検討における解析値は主要な周期帯において卓越周期や変位応答を概ね再現でき本検討で使用した構造解析モデルの妥当性を示した
- ・ 解析では橋軸方向、直角方向ともにわずかに長周

期側に評価する傾向にあった。過去に耐震補強以前の構造解析モデルを用いて精度の高い再現が行われ構造同定が図られていることを踏まえ、耐震補強として実施された床組免震のモデル化が影響を及ぼしていると考えられる。

- ・ 地震時の変位応答については、解析値が計測値よりも比較的大きい傾向にあり、長大トラス橋における減衰特性の評価に課題を残した。

謝辞：本研究は、阪神高速道路(株)と(株)地震工学研究開発センターとの「巨大地震発生時における阪神高速道路の全体系応答シミュレーションに関する共同研究」の

全路線を対象とした構造物地震応答解析の精度の検証に向けた取り組みの一環として行ったものである。ここに記して関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 松下麗菜, 篠原聖二, 馬越一也, 中村真貴, 本橋英樹, 服部匡洋: 広域道路ネットワークにおける地震応答シミュレーションの実現可能性に関する検討, 地震工学研究発表会, 2017.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 金治英貞, 鈴木直人: 長大カンチレバートラス橋の地震応答に関する観測結果と解析的検証, 構造工学論文集, Vol. 53A, pp.277-286, 2007.
- 5) 阪神高速道路公団: 港大橋工事誌, 1975.
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1996.
- 7) 金治英貞, 鈴木直人, 香川敬生, 渡邊英一: 長大トラス橋の対震性能向上化における設計入力地震動と損傷制御構造, 土木学会論文集 No.787/I-71, pp.1-19, 2005.
- 8) 杉岡弘一, 松本茂, 大石秀雄, 金治英貞, 馬越一也, 長井正嗣: 局部座屈を簡易に考慮するファイバーモデルを用いた橋梁全体系解析に関する基礎的研究, 構造工学論文集 Vol.57A, pp.703-713, 2011.3.
- 9) (株)東京測振: ブロードバンド地震観測と被害予測に適したサーボ型速度計, <http://www.tosoku.co.jp/products/servo/pdf/vse355ei-je.pdf>
- 10) 株式会社耐震解析研究所: SeanFEM ver.1.22 理論マニュアルと検証, 2007.11.
- 11) 金治英貞, 鈴木直人, 家村浩和, 高橋良和, 美濃智広, 高田佳彦: 低摩擦型すべり支承の面圧・速度依存性検証と床組免震構造の設計モデル構築, 土木学会論文集 A Vol.62 No.4, pp758-771, 2006.10.
- 12) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2018.
- 13) 臺原直, 大月哲, 矢部正明: 非線形動的解析に用いる Rayleigh 減衰のモデル化に関する提案, 第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.371-378, 1998.

EARTHQUAKE OBSERVATION RECORD OF THE 2018 OSAKA HOKUBU EARTHQUAKE AND EVALUATION OF RESPONSE OF LONG SPAN TRUSS BRIDGE

Masahiro HATTORI, Hideo OISHI, Yoshihisa KATO,
Masaki NAKAMURA, Kazuya MAGOSHI and Masatsugu SHINOHARA

To investigate the accuracy of the wide network simulation for Hanshin Expressway, seismic analysis was done for the long span truss bridge with the waves observed in the northern part of Osaka Prefecture around 7:58 on June 18, 2018.

As a result, the periods of analytical results at the edge and center of girder in the long span truss bridge were a little larger than those of observation results, and the main eigen period of displacement waves were reproduced by the analyses. It means the structural model is useful in the seismic response analysis for the wide network simulation.