

東北地方太平洋沖地震の余震観測記録に基づく 多点異入力作用を受けた 鶴見つばさ橋の地震応答の再現

庄司 学¹・三浦 壽美花²・矢部 正明³

¹正会員 博(工) 筑波大学准教授 システム情報系 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1)

E-mail: gshoji@kz.tsukuba.ac.jp

²学生会員 筑波大学大学院 システム情報工学研究科 (同上)

E-mail: s1720977@s.tsukuba.ac.jp

³正会員 博(工) 株式会社長大 構造事業本部 (〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730)

E-mail: yabe-m@chodai.co.jp

本研究では、東北地方太平洋沖地震の余震(2011年3月13日2時56分18秒)を受けた鶴見つばさ橋の地震観測波形に基づき、多点異入力を考慮した、3次元フレームモデルによる地震応答の再現を試みた。P3主塔頂部の橋軸直角方向に関しては観測波と解析波の最大応答値が整合し、時系列の中で一定の時間領域において調和的な一致が見られる結果が得られたが、全時系列にわたって観測波と調和的な解析波を再現するには至らなかった。余震による低レベルな振幅の斜張橋の地震応答を再現する際には、主ケーブルの張力導入の解析上の手順や主塔-主桁間の接合部のモデル化、および、支承の境界条件とそれに係わる数値の設定などが解析結果に鋭敏に影響することが明らかとなった。

Key Words : *the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake, long-period ground motion, Tsurumi Tsubasa cable stayed bridge, seismic response analysis, multi-point input ground excitation*

1. はじめに

免震橋梁は1次の固有周期が1.5秒から1.0秒の後半りにあり、吊構造形式橋梁は1次の固有周期が2秒よりも長周期側²⁾にあるため、長周期型橋梁に位置づけられる。これらが長周期地震動の作用を受けると動的応答が増大する可能性があるため、地震観測記録に基づき免震橋梁および吊構造形式橋梁の地震時挙動を明らかにすることは極めて重要である。

先行研究の中では、例えば、山本ら⁴⁾は、2004年新潟県中越地震で観測された実観測記録を基に、斜張橋である横浜ベイブリッジなどを対象として主要な振動モード形を推定している。庄司・藤川⁵⁾および藤川・庄司⁶⁾は、東北地方太平洋沖地震の際に実観測記録が得られた免震橋梁の東扇島高架橋を対象としてその振動特性を明らかにし、杭基礎を含めた橋梁全体系における地震応答の特徴を分析している。また、庄司ら⁷⁾は、斜張橋である鶴見つばさ橋を対象として、東北地方太平洋沖地震の余震観測記録を基に鶴見つばさ橋の振動モードを同様に明ら

かにし、東北地方太平洋沖地震の際、支配的なモードである遊動円木モードを長周期地震動が刺激した可能性は低いことを明らかにしている。

本研究では、これらの先行研究によって得られた結果を参考にしながら、東北地方太平洋沖地震の余震(2011年3月13日2時56分18秒)の実観測記録を基に、同じく鶴見つばさ橋を対象として、動的解析モデルによる数値解析により地震応答の再現を試みることにする。

2. 対象橋梁と動的解析モデル

鶴見つばさ橋は、図-1(文献7)の図-2を再掲)に示すように、首都高速道路湾岸線の一部として大黒埠頭と扇島の鶴見航路を結ぶ3径間連続鋼斜張橋である。図-2には、対象橋梁の3次元フレームモデルを示す。モデル化にあたっては、文献4)、8)および文献9)に示された方法を参考とした。なお、構造軸は橋軸方向をx軸、橋軸直角方向をy軸、鉛直方向をz軸と定義する。

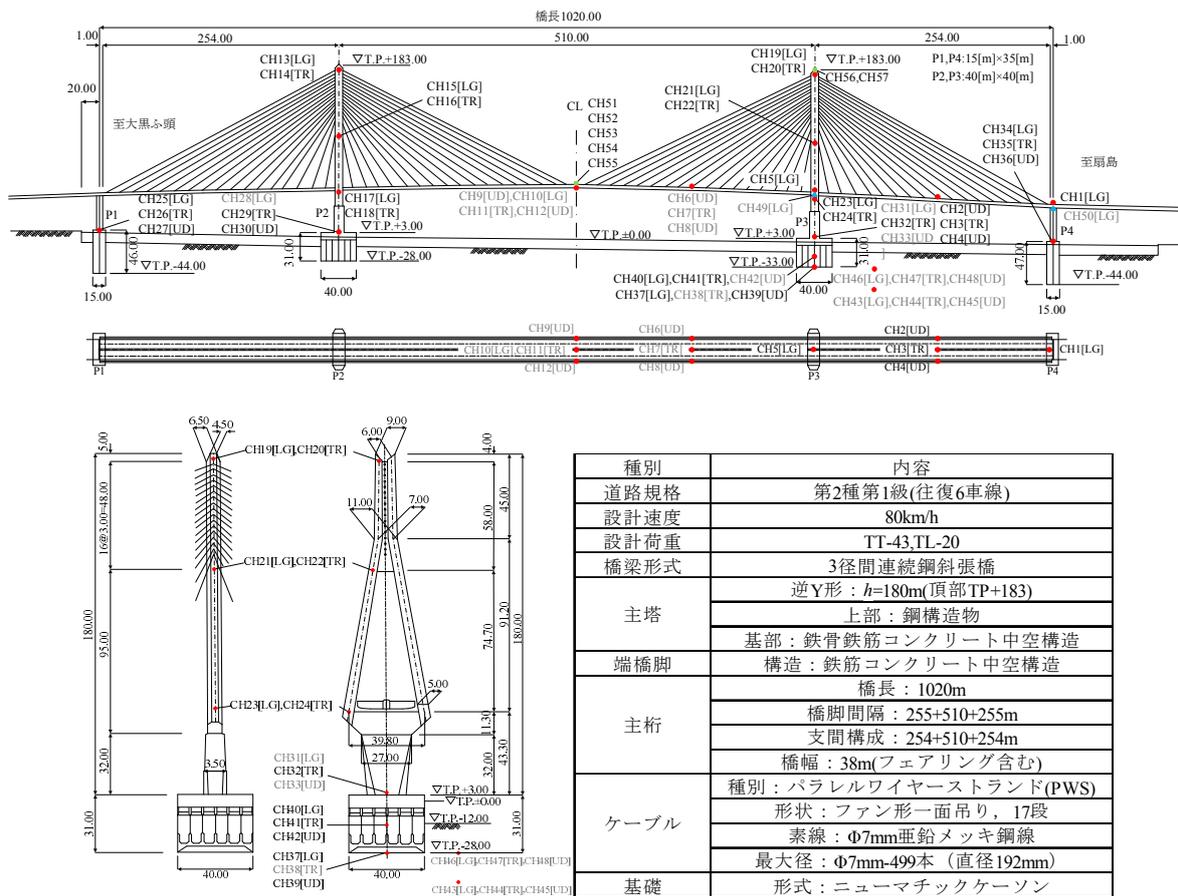


図-1 鶴見つばさ橋の一般図及び設計諸元 (灰色の観測点データは精度の観点から本分析では使用していない。数値はm単位) ㊦

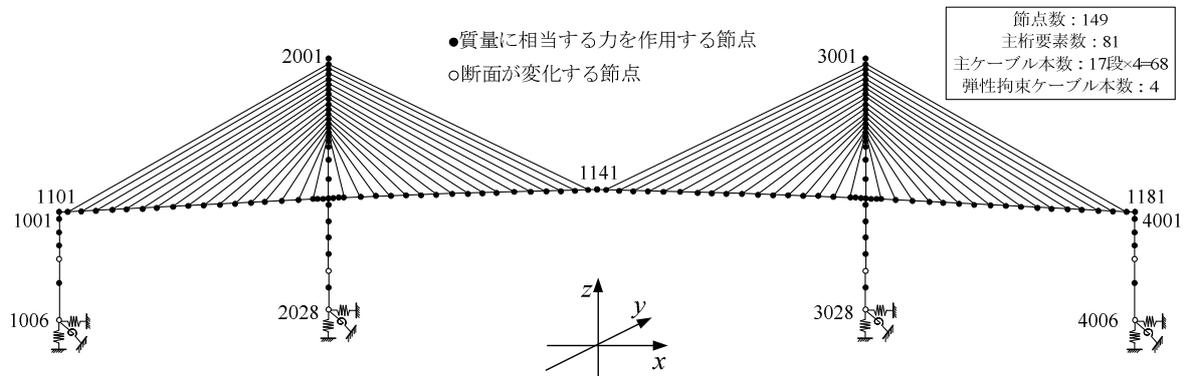


図-2 鶴見つばさ橋の3次元フレームモデル

本解析では、余震による 0.1m/s^2 オーダーの低レベル振幅の弾性応答(以降、低レベル地震応答)を再現するという観点から、主桁や主塔の各構造要素はすべて弾性梁要素でモデル化した。構造要素の座標 (x, y, z) 、自由度、節点荷重、断面2次モーメントおよびねじり慣性モーメントについては断面図および文献4)に基づき設定した。基礎および地盤に関しては、文献4)および10)に基づき、並進、回転およびそれらの連成を考慮したばね要素で基礎ばねとしてモデル化した。主桁の断面は節点番号1141番を中心に線対称になっており、その質量に関しては、主桁の橋長1m当たりの等分布重量 W_d をそれぞれ求め、1径間当たり2分割とした。その際、1径間当たりの重量

量の2分の1を径間中央に付与し、両端に重量の4分の1ずつをそれぞれ付与させた。下部構造においては、文献11)における鉄筋コンクリートの比重 $2.5[\text{t/m}^3]$ を用いて、分割した節点に重量を付与させた。橋脚と主桁の接合部に関しては、例えば、節点番号1121番から2221番の部材を剛部材とし、剛部材の剛性は他の部材の10の3乗から10の4乗倍程度の剛性となるように部材断面定数を設定した。

P2とP3に設置された鉛直支承およびP1とP4に設置されたペンデル支承はトラス要素でモデル化し、鉛直支承については断面積を十分大きくすることで鉛直方向の固定条件を表した。P1からP4のすべてに設置されてい

る水平支承はばね要素でモデル化し、ばね定数を十分大きくすることで橋軸直角方向が固定されていることを表した。

支承に支持された主桁部分（節点番号 1101, 1121, 1161 および 1181 番）の境界条件については、橋軸方向（ x 方向）の並進および橋軸直角方向（ y 方向）の回転を自由とし、その他の y 方向および鉛直方向（ z 方向）の並進、および、 x , z 方向の回転は固定とした。

主塔基部に設置されているベーン型オイルダンパーは、非線形特性を有する減衰要素としてモデル化することができるが、本解析では考慮しなかった。これは、ベーン型オイルダンパーは、鶴見つばさ橋の耐震設計で用いた設計地震動を超える地震動が作用し、弾性拘束ケーブルの張力が抜けるのを防ぐために設置されたもの¹²⁾であり、本解析で対象としている低レベル地震応答では機能することがないからである。

主塔と主桁を繋ぐ弾性拘束ケーブルおよび主ケーブルは共に引張方向の軸力のみを伝達するトラス要素でモデル化した。

主ケーブル材の断面積は、1 主塔あたり両側 34 段において、それぞれ異なる断面積のケーブルが配置されており、文献 12) に基づき設定した。主ケーブルの初期張力について、完成時張力 $N_{d_{1ps}}$ は、死荷重によって生じる張力 N_d と導入プレストレス力による張力 N_{ps} によってケーブルに生じた張力であるため、導入プレストレス力による張力 N_{ps} を解析モデルに入力する必要がある。このため、まずは主ケーブルに初期張力を与えず死荷重のみを作用させて解析を行い、死荷重によって生じる張力 N_d を求め、これと完成時張力 $N_{d_{1ps}}$ との差をとり、導入プレストレス力による張力 N_{ps} を算出しモデルに導入した。

弾性拘束ケーブルにおいては、主ケーブルと同じ素材で断面積 141[cm²]のケーブルが x 方向に対して 2 本接続されているが、前述したように、地震動強度が小さく低レベル地震応答を対象とし、左右の弾性拘束ケーブルに生じる地震応答が異なることはないと考えられたので、本解析ではケーブル断面積を 2 倍にし、1 本のケーブルとしてモデル化した。ケーブルの質量に関しては、ケーブル要素の両端部の定着部に 2 分の 1 ずつ振り分けて付与した。

なお、ケーブルには自重によるサグが生じているため、ケーブル鋼線の弾性係数 E_c を用いて算出した伸び剛性に比べ、剛性は低くなる。このことを考慮するために、設計では、Erunst の修正弾性係数（接線弾性係数） E_t ¹³⁾ が用いられているが、上述したようにケーブルの質量を主塔と主桁の定着部に振り分けた本解析モデルでは、得られる地震応答にその影響がほとんど現れないと考えられるため、1 主塔あたり両側 34 段におけるそれぞれのケーブルの弾性係数 E_c は文献 14) より一定値の 2.1×10^7 [tf/m²] と設

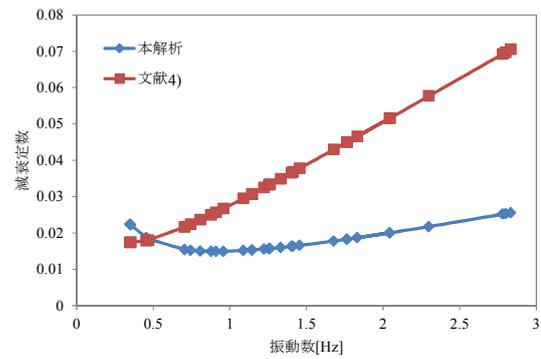


図-3 Rayleigh 型の減衰定数と振動数

定した。

運動方程式の減衰マトリックスのモデル化には Rayleigh 減衰を仮定した。その際、主塔、主桁、橋脚およびケーブルの各構造要素に対しては 0.02、ケーソン基礎の要素に対しては基礎と地盤間の逸散減衰効果を見込んで 0.20 の減衰定数を仮定し、ひずみエネルギー比例型減衰法の考え方に基づき、モード減衰定数を算定した上で、減衰マトリックスのモデル化を行った。図-3 には、本解析の結果より式(1)に基づき定められた定数 α_0 , α_1 を用いた場合のモード減衰定数と振動数の関係を示す。

$$\alpha_0 = \frac{2\omega_1\omega_2(h_1\omega_2 - h_2\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (1a)$$

$$\alpha_1 = \frac{2(h_2\omega_2 - h_1\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (1b)$$

ここで、 ω_1 , ω_2 および h_1 , h_2 は Rayleigh 減衰の設定に関わる固有角振動数および減衰定数である。

図-3 中に示した本解析による Rayleigh 減衰には、基礎と地盤間の逸散減衰効果が現れていないことがわかる。これは、先述した方法で主に設計値に立脚した基礎ばねの値を適用した本解析モデルに基づく、基礎構造の動きが橋全体系の固有振動モードにほとんど現れなくなるためである。このため、図-3 中に示した本解析による Rayleigh 減衰を用いて行った動的解析より得られる地震応答は、観測された地震応答よりも大きくなったので、後述する動的解析では文献 4) に示された Rayleigh 減衰を用いることとした。文献 4) に示された Rayleigh 減衰は、2004 年新潟県中越地震の際に、鶴見つばさ橋で観測された地震応答から、システム同定によって推定されたモード減衰定数と Rayleigh 減衰による減衰の値の差が最小となるように、Rayleigh 減衰の定数 α_0 , α_1 を決めたものである。本解析で対象としている地震動によって励起された地震応答から求めたモード減衰定数ではないが、鶴見つばさ橋からはいずれの震源も遠ったために地震応答の振幅が大きくならなかったことを考慮して、本橋の減衰の近似値としては十分準用できると考えた。

表-1 固有値解析結果

次数	減衰定数	固有角振動数[rad/s]	固有振動数[Hz]	固有周期[s]	有効質量比X	有効質量比Y	有効質量比Z
1	0.0224	2.196	0.349	2.862	0.1888%	0.0000%	0.6844%
2	0.1726	2.220	0.353	2.830	76.5092%	0.0000%	0.0023%
3	0.0200	2.854	0.454	2.202	0.0000%	3.0515%	0.0000%
4	0.0319	2.948	0.469	2.131	6.5881%	0.0000%	0.0000%
5	0.0239	4.434	0.706	1.417	0.0001%	0.0000%	2.0860%
6	0.1175	4.682	0.745	1.342	0.1645%	0.0000%	0.4887%
7	0.0203	5.084	0.809	1.236	0.0014%	0.0000%	0.0011%
8	0.1402	5.515	0.878	1.139	0.0512%	0.0000%	0.5747%
9	0.0828	5.719	0.910	1.099	0.3933%	0.0000%	2.1658%
10	0.1409	6.022	0.958	1.043	1.2399%	0.0000%	0.4195%
11	0.0200	7.192	1.145	0.874	0.0000%	0.6254%	0.0000%
12	0.0200	7.192	1.145	0.874	0.0000%	0.6257%	0.0000%
13	0.0487	6.842	1.089	0.918	3.3950%	0.0000%	0.0020%
14	0.0893	7.693	1.224	0.817	7.1215%	0.0000%	0.0012%
15	0.0200	7.885	1.255	0.797	0.0000%	0.0000%	0.0000%
16	0.0226	7.929	1.262	0.792	0.0028%	0.0000%	0.1293%
17	0.0697	8.367	1.332	0.751	4.2190%	0.0000%	0.0000%
18	0.1137	8.815	1.403	0.713	0.0000%	12.0672%	0.0000%
19	0.1144	8.878	1.413	0.708	0.0000%	12.0683%	0.0000%
20	0.0205	9.153	1.457	0.686	0.0016%	0.0000%	0.4415%
21	0.0893	10.547	1.679	0.596	0.0125%	0.0000%	0.0067%
22	0.0210	11.514	1.832	0.546	0.0388%	0.0000%	0.0000%
23	0.0201	12.840	2.044	0.489	0.0026%	0.0000%	0.0357%
24	0.0200	11.090	1.765	0.567	0.0000%	1.5557%	0.0000%
25	0.0200	11.091	1.765	0.567	0.0000%	1.5551%	0.0000%
26	0.0200	12.841	2.044	0.489	0.0002%	0.0000%	0.5612%
27	0.0214	14.445	2.299	0.435	0.0002%	0.0000%	0.2350%
28	0.0252	17.478	2.782	0.359	0.0367%	0.0000%	0.0002%
29	0.0244	17.597	2.801	0.357	0.0135%	0.0000%	0.0010%
30	0.0202	17.802	2.833	0.353	0.0008%	0.0000%	0.0000%

本解析における地震動は多点異入力で与え、その入力方向として、EW, NS, UD 成分の地震波にはそれぞれ橋軸方向、橋軸直角方向および鉛直方向の観測波を作用させた。なお、解析条件として、数値積分には Newmark β 法 ($\beta=0.25$) を用い、積分時間間隔は 0.01 秒とした。

一般に、多点異入力問題の振動方程式は、文献15)から文献19)などの先行研究を参考にすると、次式に示す式(2)で与えられる。

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = P_p - K_0U_0 \quad (2)$$

ここで、 M は質量マトリックス、 C は粘性減衰マトリックス、 K は剛性マトリックス、 U は節点変位ベクトル、 P_p は節点に作用する外力を要素とするベクトル、 U_0 は既知の支点変位、 K_0 は絶対座標系での剛性マトリックスの部分マトリックスである。

多点異入力の方法として、P1 近傍（節点番号 1001~1006 番および 1101~1111 番）においては、P1 端橋脚基礎天端位置の CH25 (LG)、CH26 (TR) および CH27 (UD) における観測波を入力地震動とした。P2 近傍（節点番号 2001~2028 番および 1112~1141 番）においては P2 橋脚基礎天端位置の CH28 (LG) の信頼性が低いため CH25 (LG) と P2 橋脚基礎天端位置の CH29 (TR) お

よび CH30 (UD) における観測波を入力地震動とした。P3 近傍（節点番号 3001~3028 番および 1142~1161 番）においては P3 基礎底面位置の CH38 (TR) の信頼性が低いため、P3 基礎底面位置の CH37 (LG) および CH39 (UD) と P3 基礎重心位置の CH41 (TR) における観測波を入力地震動とした。P4 近傍（節点番号 4001~4006 番および 1162~1181 番）においては P4 端橋脚基礎天端位置の CH34 (LG)、CH35 (TR) および CH36 (UD) における観測波を入力地震動とした。

これらの加速度波形にバンドパス・バターワース型フィルタをかけて積分し、算出した速度波形、変位波形に対しても再度同様のフィルタをかけ、それぞれの位置での加速度波形、速度波形、変位波形を算定した。これらを用いて、本解析では、入力地震動を地表面から入力し 3 次元フレームモデル全体に作用させるのではなく、モデル中の各節点に直接、異入力として作用させた。

3. 解析結果に対する考察

前章で構築したモデルに基づき、固有値解析を行った結果を表-1 に示す。表-1 より、橋軸方向 (x 方向)、橋軸直角方向 (y 方向) および鉛直方向 (z 方向) の、そ

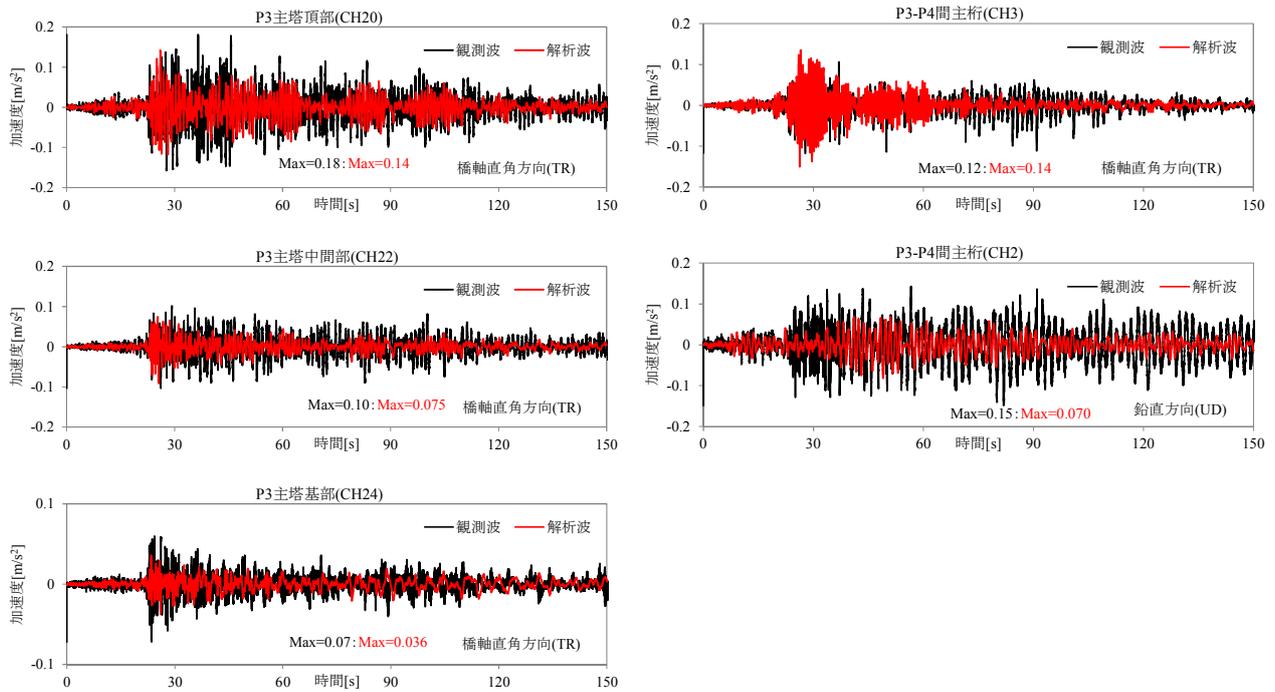


図-4 P3主塔およびP3-P4間主桁における観測波と解析波の比較

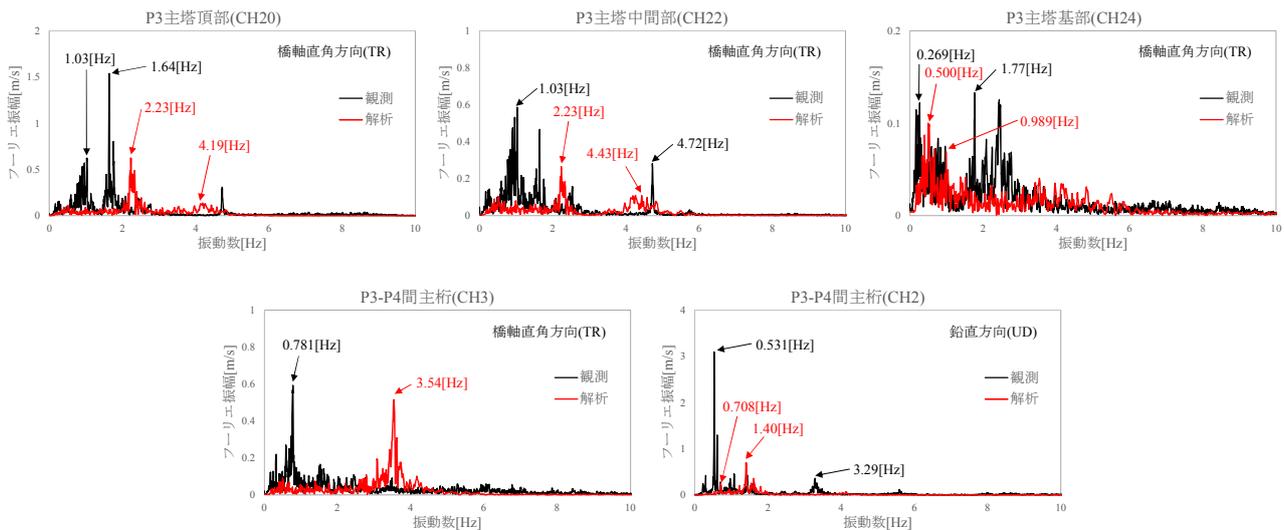


図-5 P3主塔およびP3-P4間主桁の応答波形のフーリエスペクトルの比較

それぞれ卓越する振動モードは、有効質量比 X が 76.5092% で固有周期 2.830[s] の 2 次モード，有効質量比 Y が 12.0683% で固有周期 0.708[s] の 19 次モード，および有効質量比 Z が 2.1658% で固有周期 1.099[s] の 9 次モードとなった。

各観測点での応答加速度と地震応答解析による結果との比較を図-4 に示す。

P3主塔の橋軸直角方向の地震応答に着目すると、図-4 における主塔頂部のCH20においては、観測波と解析波の最大応答値がそれぞれ $0.18[m/s^2]$ 、 $0.14[m/s^2]$ であり、双方は近い値を示している。一方、120[s] 付近までの観測波が示す応答に対して、解析波においては観測波と調和

的な良い一致が認められない。主塔中間部のCH22では、観測波と解析波の最大応答値がそれぞれ $0.10[m/s^2]$ 、 $0.075[m/s^2]$ であり、双方は近い値を示している。しかし、30[s] 以降では解析波の振幅が減衰している。これは、Rayleigh減衰がこの時間領域の減衰としては、実際よりも減衰効果を大きく評価しているからである。さらに、主塔基部のCH24では、観測波と解析波の最大応答値がそれぞれ $0.07[m/s^2]$ 、 $0.036[m/s^2]$ と乖離しており、解析波の最大応答値が観測波の最大応答値の 0.514 倍小さくなっている。

次に、P3-P4間の主桁の地震応答に着目すると、橋軸直角方向の地震応答を示すCH3においては、観測波と解

析波の最大応答値がそれぞれ $0.12[m/s^2]$ 、 $0.14[m/s^2]$ であり、双方は近い値を示しているが、60[s]以降では解析波の振幅が減衰し、解析波と観測波の位相にずれが生じている。これも、前述したように、本解析で適用した減衰モデルと実際の減衰効果の違いによると考えられる。また、鉛直方向の地震応答を示すCH2においては、全時系列にわたって解析波は観測波よりも振幅が小さくなっており、鉛直方向に振動しやすい桁の特徴を再現できていない。

なお、CH1、CH5、CH19、CH21、CH23の橋軸方向の解析波においては、全時系列にわたって振幅および位相の応答を適切に再現できなかった。

各観測点でのフーリエスペクトルと地震応答解析による結果との比較を図-5に示す。

図-5の橋軸直角方向のフーリエスペクトルにおいて、CH22の解析波はピークが4.43[Hz]であるのに対し、観測波は4.72[Hz]であり、本解析における他のフーリエスペクトルと比較して再現性は良好である。しかし、最も卓越しているピークは解析および観測がそれぞれ2.23[Hz]および1.03[Hz]であり、およそ2倍の相違が認められる。CH20の解析では、1.03[Hz]および1.64[Hz]のような2.0[Hz]未満における低振動数領域のピークを適切に再現できていない。また、CH24のフーリエスペクトルにおいて、解析波はピークが0.500[Hz]であるのに対し、観測波は1.77[Hz]であり、観測におけるピークを再現できていない。P3-P4間主桁についても同様に、橋軸直角方向のCH3および鉛直方向のCH2における、0.781[Hz]および0.531[Hz]を示す解析の卓越振動数がそれぞれ再現できていない。

以上、多点異入力的作用を受ける斜張橋の低レベル振幅の地震応答を再現するに当たって、モデルパラメータの数値の設定が鋭敏に影響することが明らかとなった。それらの中でも、観測に対する解析結果の再現性が低くなった原因としては、i) 主ケーブルの弾性係数や質量配分の設定および解析上の張力導入の手順に再考の余地があること、ii) 主塔と主桁を繋ぐ弾性拘束ケーブルのモデル化において摩擦などの影響を加味する必要があること、iii) 水平および鉛直支承、ペンデル支承の境界条件の考え方とモデルパラメータの数値の設定が現実と乖離している可能性が高いことなどが考えられるので、特にiii)の観点からの解析モデルの修正をはかり、地震応答の再現性を高めることが今後の課題となる。

4. 結論

本研究では、東北地方太平洋沖地震の余震(2011年3月13日2時56分18秒)を受けた鶴見つばさ橋の地震観測波形に基づき、3次元フレームモデルによる地震応答

の再現を試みた。その結果、多点異入力的作用を受ける斜張橋の $0.1m/s^2$ オーダーの低レベル振幅の地震応答を再現するに当たって、モデルパラメータの数値の設定が鋭敏に影響することがあらためて明らかとなった。具体的な知見と今後の課題を以下に示す。

- (1) P3 主塔頂部の橋軸直角方向における観測波であるCH20のように観測波の最大応答値に対して近い値を示し、一部の時間領域において調和的な一致が見られる結果が得られたが、全時系列にわたって観測波と調和的な解析波を再現するには至らなかった。また、それらのフーリエスペクトルの観点から解析と観測を比較することで、振動数領域に対して地震応答の再現性を検証したが、同様に観測におけるフーリエスペクトルを十分に再現するには至らなかった。
- (2) 観測に対する解析結果の再現性が低くなった原因としては、i) 主ケーブルの弾性係数や質量配分の設定および解析上の張力導入の手順に再考の余地があること、ii) 主塔と主桁を繋ぐ弾性拘束ケーブルのモデル化において摩擦などの影響を加味する必要があること、iii) 水平および鉛直支承、ペンデル支承の境界条件の考え方とモデルパラメータの数値の設定が現実と乖離している可能性が高いことなどが考えられる。特に、iii)の観点からの解析モデルの修正をはかり、地震応答の再現性を高めることが今後の課題となる。

謝辞：本研究を進めるにあたり、首都高速道路株式会社技術部技術推進グループの皆様方には、地震観測記録に関する貴重な資料を頂きました。ここに関係各位に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) (財) 土木研究センター・道路橋の免震構造研究委員会：わが国の免震橋事例集，pp.195-226，2011。
- 2) 矢部正明：長周期・長時間地震動—道路橋の応答と対策，JSSC，No.11，pp.13-17，2012。
- 3) 矢部正明，塚本英子：構造物の耐震設計に用いる減衰に関する調査，第20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.415-422，2017.7。
- 4) 山本泰幹，藤野陽三，矢部正明：地震観測された長大吊構造系橋梁の動的特性と動的解析モデルによる再現性，土木学会論文集A，Vol.65，No.3，pp.738-757，2009.8。
- 5) 庄司学，藤川昌也：東北地方太平洋沖地震における東扇島高架橋の地震時挙動，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.70，No.4（地震工学論文集第33巻），pp.1_947-1_957，2014。
- 6) 藤川昌也，庄司学：東北地方太平洋沖地震の作用を受けた免震橋梁の動特性に関する分析，土木学会論文集A1（構造・

- 地震工学), Vol.71, No.4 (地震工学論文集第34巻), pp.I_293-I_307, 2015.
- 7) 庄司学, 針谷諒大, 三浦壽美花: 東北地方太平洋沖地震の余震観測記録に基づいた鶴見つばさ橋の動特性の検証, 土木学会論文集A1 (構造・地震工学), Vol.73, No.4 (地震工学論文集第36巻), 2017 (掲載決定).
- 8) 山口宏樹, 高野晴夫, 小笠原政文, 下里哲弘, 加藤真志, 岡田淳: 鶴見つばさ橋の振動実験による動的特性の同定, 土木学会論文集, No.543/I-36, pp.247-258, 1996.7.
- 9) 庄司学, 渋井拓也: 長周期地震動に対するPC斜張橋の地震応答特性とその制震対策, 土木学会論文集A1 (構造・地震工学), Vol.65, No.1 (地震工学論文集第30巻), pp.291-305, 2009.
- 10) 高野晴夫, 小笠原政文, 黒川誠司: 鶴見つばさ橋下部工の設計概要, 土木技術資料, 50巻3号, pp.88-98, 2008.
- 11) (公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説I共通編 IV 下部構造編, 2014.
- 12) 首都高速道路公団: 鶴見つばさ橋工事誌, 1994.
- 13) Erunst, H. : The modulus of elasticity of cable taking into account of catenary action, *Der baingenieur*, Vol.40, No.2, pp.52-55, 1965.
- 14) (公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説I共通編 II 鋼橋編, 2013.
- 15) Mindlin, R.D. and Goodman, L.E. : Beam vibrations with time-dependent boundary conditions, *Journal of Applied Mechanics*, pp.377-380, 1950.12.
- 16) 青柳史郎: 地震動の位相差を考慮した長大吊橋の地震応答解析について, 土木学会論文報告集, 第190号, pp.37-48, 1971.6.
- 17) 星谷勝: 確率論手法による振動解析, 鹿島出版会, pp.113-139, 1974.
- 18) 土岐憲三, 久保勝: 多点異入力を受ける長大橋梁の非線形地震応答, 第5回日本地震工学シンポジウム, pp.1065-1072, 1978.
- 19) 山田善一, 竹宮宏和, 河野健二, 平野明: 動的相互作用を考慮した多点入力系高橋脚橋の地震応答解析, 土木学会論文報告集, 第328号, pp.1-10, 1982.12.

REPRODUCIBILITY OF SEISMIC RESPONSE OF TSURUMI TSUBASA CABLE STAYED BRIDGE SUBJECTED TO A MULTI-POINT INPUT GROUND EXCITATION BASED ON AFTERSHOCK WAVEFORMS RECORDED IN THE 2011 OFF THE PACIFIC COAST OF TOHOKU EARTHQUAKE

Gaku SHOJI, Sumika MIURA and Masaaki YABE

For the Tsurumi Tsubasa cable stayed bridge, this study revealed lower-level linear dynamic responses by performing seismic response analyses based on a three-dimensional frame structural model exposed by a multi-point input ground excitation, by using the observation records by the aftershock of the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake. Based on the results of the associated research, the dynamic characteristics of natural frequencies and vibration modes for the bridge were analyzed. By comparing the analytical responses with the observed ones in the bridge, the reproducibility by the analytical modeling on pre-tensioning procedure of main cables, restrainers between girder and tower, boundary condition of steel bearings in the lateral and vertical directions and rocking rings was verified.