

2 径間連続PC斜張橋における 2018年大阪府北部地震の地震観測記録と応答特性の評価

根本 優輝¹・鍋島 信幸²・佐藤 崇³・宇野津 哲哉⁴・篠原 聖二⁵

¹非会員 修士(工学) 株式会社 長大 構造防災技術部 (〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730)

²正会員 株式会社 長大 構造防災技術部 (〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730)

³正会員 博士(工学) 株式会社 長大 構造防災技術部 (〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730)

⁴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 調査研究第一課
(〒541-0054 大阪府中央区南本町4丁目5番7号)

⁵正会員 博士(工学) 阪神高速道路株式会社 技術部 技術推進室 (〒530-0005 大阪府北区中之島3-2-4)

1. はじめに

2018年6月18日7時58分ごろ、大阪北部を震源とする気象庁マグニチュード $M_{JA}6.1$ の地震（以下、大阪府北部地震）が発生し、大阪府高槻市、箕面市近辺で最大震度6弱を記録した¹⁾。阪神高速道路では、地震発生直後に全線通行止めを行い、緊急点検で安全性を確認した後、同日13時頃に交通を解放した。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の以前より、地震観測システムが整備されており、延長260kmの道路ネットワークに22地点の地震観測システムが常時稼働²⁾している。同地震においても加速度、速度、変位といった合計400成分以上の地震観測データが得られており、地震発生直後にこの地震観測データの加速度応答スペクトルで卓越するのが0.3秒前後の短周期帯であることが確認され、土木構造物への影響は限定的である可能性が高いという実証的知見を即座に得ることができた。このことは、地震観測システムが有用に機能したことを証明したといえる。

本研究は、この地震観測記録を用いて、一般的に耐震設計で用いられる動的解析モデルの再現性の確認、実態と乖離があった場合の要因の解明を目的として、大阪府北部地震で震度4を記録した11号池田線の2径間連続PC斜張橋に着目して地震時挙動の再現解析を行った。

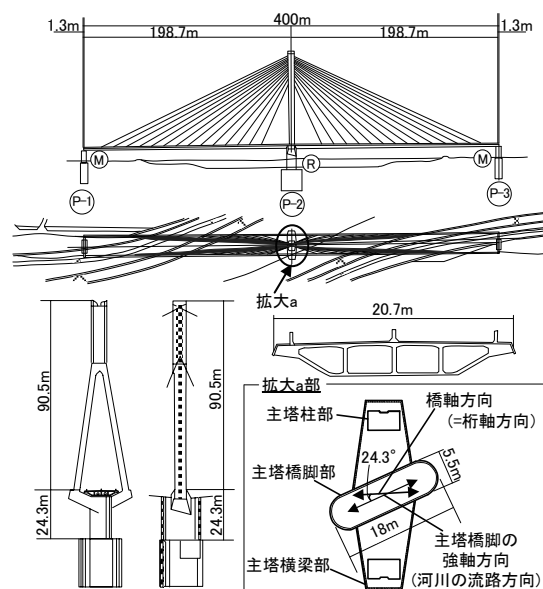


図-1 検討対象橋梁の一般図

2. 対象橋梁

対象橋梁は、11号池田線の猪名川の渡河部に位置する全長400mの2径間連続のPC斜張橋（199.8m+199.8m）である。橋梁の一般図を図-1に示す。本橋梁の主塔橋脚は、主桁と剛結されており、河川中央に配置されている。主塔橋脚は小判型で、橋脚の強軸方向が河川の流路方向に向いているため、主塔位置の橋軸・橋軸直角方向と橋脚の強軸・弱軸方向が24.3度ずれている。主塔形式は逆Y型、ケーブル形式は交差2面吊マルチファンタイプ形式であり、端



図-2 検討対象橋梁と震央の関係

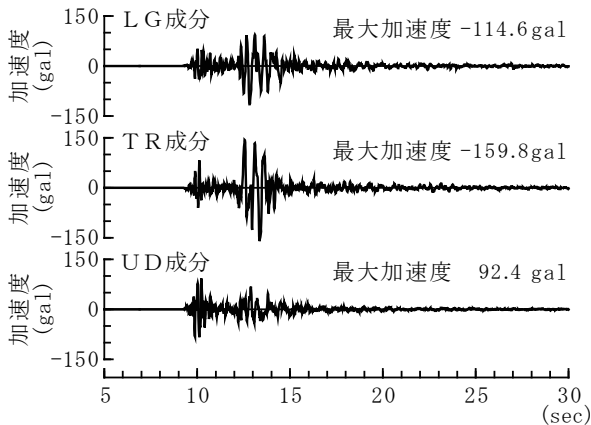


図-3 観測地震動の(G.L.-2.8m)

橋脚の支承条件は可動，架橋位置の地盤種別はⅠ種地盤である。

3. 対象地震と観測波形の分析

(1) 対象地震

本検討の対象地震は，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 $M_{JMA}=6.1$)とした。阪神高速道路の路線と対象橋梁位置，大阪北部地震の震央との位置関係を図-2に示す。震央と検討対象橋梁は直線距離で18km離れている。図-3には，対象地震動の対象橋梁位置での地表面波を，橋軸(LG)方向，橋軸直角(TR)方向に変換した波形を示す。

(2) 地震観測システムと波形処理

阪神高速道路総合防災システムのサブシステムの一環である地震観測システムの一つとして，対象橋梁には図-4のように表-1の加速度計が設置されている。具体的には，主塔塔頂部(①)と主塔下部(②)，主塔橋脚頂部(③)，主桁内中央部(④)，端橋脚頂部(⑤)，地中2か所(G.L. -2.8m位置(⑥)，G.L.-30.85m位置(⑦))の計7か所である。地中部2か所は，対象橋梁の主塔から約300m離れた位置の観測記録であ

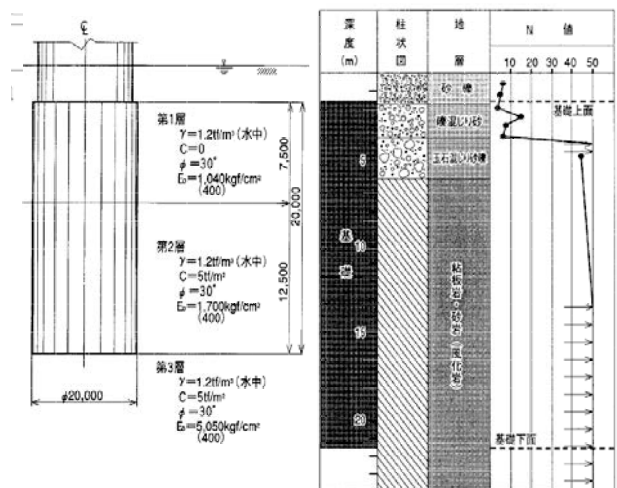
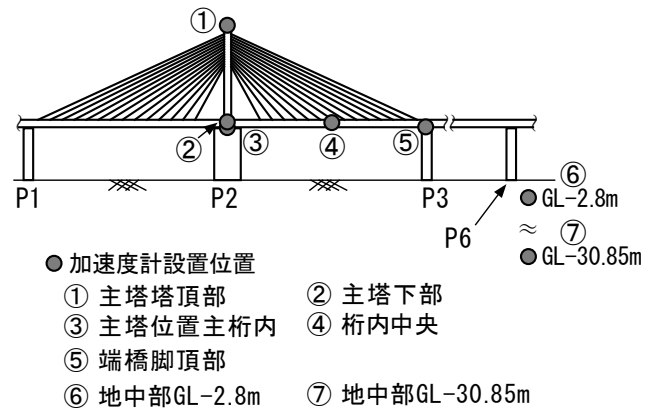


図-4 計測器設置位置と橋脚位置の地層(代表;主塔位置)

るが，図-4に示したように周辺基礎位置の表層の数m以外は岩盤となっており，対象橋梁の主塔位置にも同様の地震動が作用したとみなせると判断した。

(3) 観測地震動の分析

計測された地表面(G.L. -2.8m 位置)の加速度波形を用いて(以後，地表面波)，1)ウェーブレット解析，と2)加速度応答スペクトルを示し，対象地震動の分析を行った。また，3)RD法を用いて対象橋梁の自由減衰波形を求め，一般的に耐震設計に用いる減衰と比較した。なお，橋梁の地震時挙動の影響をより明確にするため，入力地震動は橋梁の地震時挙動には影響を与えない周期帯(0.1Hz～20Hz)に対してバンドパスフィルターで処理したものをを用いた。

a) ウェーブレット解析

図-5と図-6に，地表面の加速度波形に対するウェーブレット解析の結果を示す。橋軸・橋軸直角方向共に，10秒付近の地震動開始初期には0.2～0.4秒の周期帯が卓越し，主要動の12～15秒付近では0.2～1.2秒程度の広範囲の周期帯が卓越している。ま

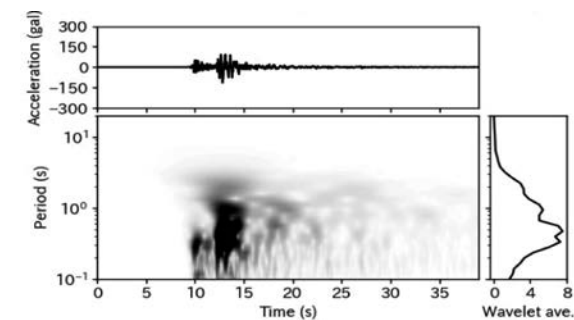


図-5 地表面波のウェーブレット解析（橋軸方向）

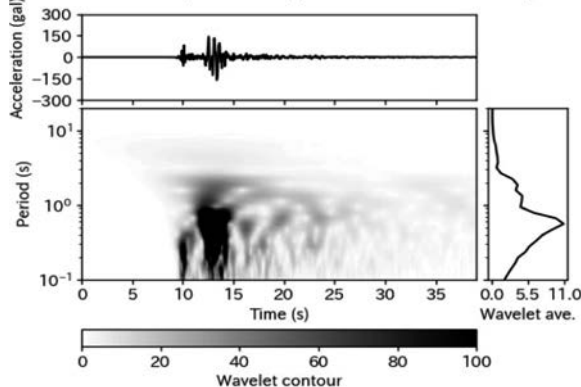


図-6 地表面波のウェーブレット解析（橋軸直角方向）

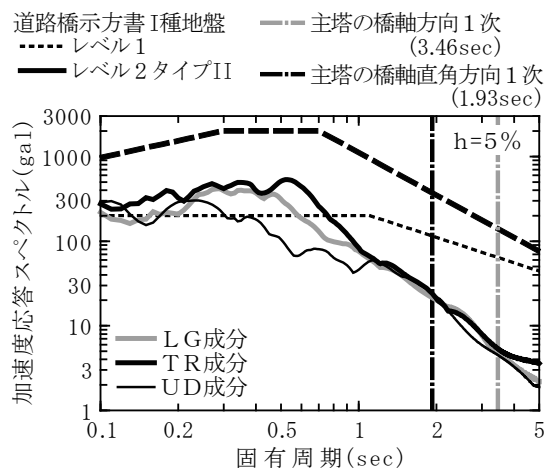


図-7 地表面波の加速度応答スペクトル

た、Wavelet aveから1.2秒～3.0秒の周期帯にもある程度大きな地震荷重を有していることがわかる。15秒以降はほぼ落ち着いており、概ね10秒～15秒の間に地震荷重が集中した地震動であった。以上より、後述するが、本橋の1次モード(3.46秒)の振動による応答が励起する可能性は低いが、固有周期が2秒より短い2次モード以降の振動による応答は励起する可能性が高い。

b) 加速度応答スペクトル

地表波の加速度応答スペクトルを、図-7に示す。地震動のレベルを確認するため、道路橋示方書のレベル1地震動及びレベル2タイプII地震動の加速度応答スペクトルも併記した。橋軸方向と橋軸直角方

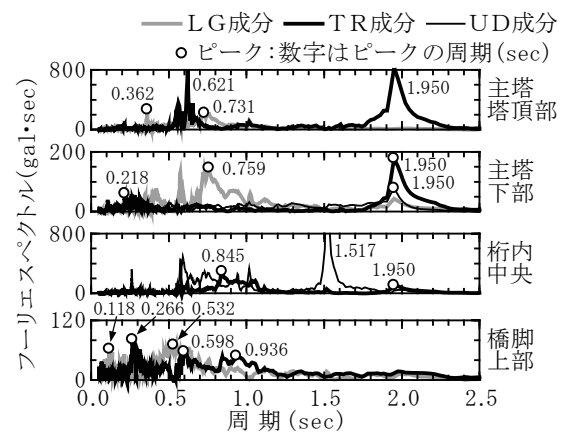
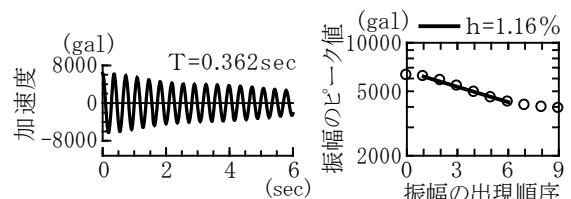


図-8 対象橋梁の卓越周期



(a) 加速度波形 (b) 減衰比

図-9 RD法による対象橋梁の減衰定数の推定

(例：主塔塔頂部の橋軸方向：ピーク1)

表-1 RD法による対象橋梁の減衰定数の推定

位置	方向	ピーク 1		ピーク 2		ピーク 3	
		周期 (sec)	減衰定数 (%)	周期 (sec)	減衰定数 (%)	周期 (sec)	減衰定数 (%)
主塔塔頂部	LG	0.362	1.16	0.731	4.70	-	-
	TR	0.621	2.70	1.950	2.53	-	-
主塔下部	LG	0.759	5.54	-	-	-	-
	TR	0.218	3.75	1.950	2.65	-	-
	UD	1.950	1.86	-	-	-	-
桁内中央	TR	0.845	3.86	1.950	2.27	-	-
	UD	1.517	0.77	-	-	-	-
橋脚上部	LG	0.118	8.19	0.532	6.65	-	-
	TR	0.266	5.07	0.598	6.62	0.936	7.48

向の加速度応答スペクトルは、いずれも同程度となっており、0.2秒～0.5秒付近が最大で、概ね500～600galで頭打ちとなる。道示の加速度応答スペクトルに対しては、レベル1地震動より大きく、レベル2タイプII地震動によりも小さい範囲であった。図には主塔の橋軸方向と橋軸直角方向の1次の固有周期も示しているが、主塔の1次モードの周期帯では地震動レベルが大きく低減していることがわかる。

c) RDによる自由減衰波形の確認

RD法⁴⁾を用いて、対象橋梁が有する減衰定数を推定し、耐震設計で用いられる一般的な減衰定数との整合を確認した。図-8は、観測位置のフーリエスペクトルにより、各方向の卓越周期を整理したものである。各位置で1～3つのピーク(図に示す固有周期)

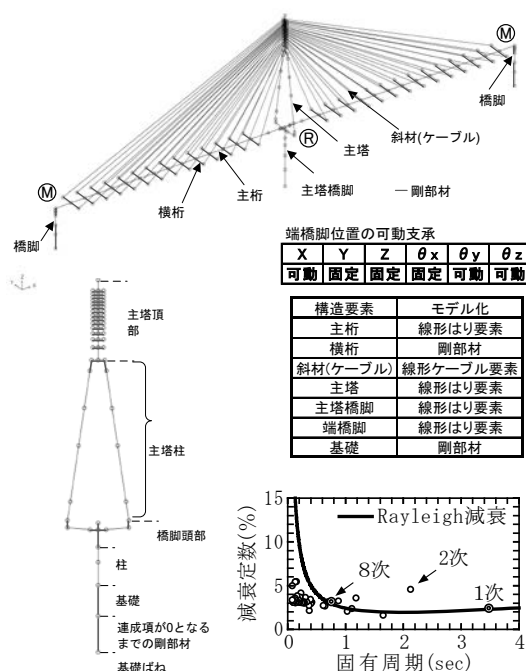


図-10 動的解析モデル

を選定し、そのピークに対する減衰定数を求めた。図-9は、主塔塔頂部の橋軸方向のピーク1について整理したものである。振幅の2～6回目に着目し、減衰定数を求めることで、減衰定数1.16%が得られた。同様に各ピークについて整理した結果を表-1に示す。水平2成分に着目すると、2～6%程度の減衰定数が多く、道示のコンクリート部材に与える減衰定数（線形5%、非線形2%）⁵⁾と概ね一致した。

4. 解析モデルと固有振動特性

(1) 解析モデル

解析モデルを図-10に示す。前述した観測地震動の加速度応答スペクトルから、本橋梁の挙動としては軸方向鉄筋の降伏以下になることが予想されたことから、線形はり要素を用いた3次元骨組みモデルを用いた。対象橋梁は、ケーブル構造を有する橋梁規模も大きい橋梁のため、線形化有限変位により幾何剛性の影響を考慮した。考慮するケーブル張力は、設計当初のケーブル張力とした。

固有値解析結果を図-11、表-2に示す。対象橋梁の橋梁全体の1次の固有周期は3.46秒と長く、今回の大阪北部地震の卓越周期帯からは外れている。一方、2次モード以降は2秒よりも短く、地表面波の観測地震動の卓越周期の範囲であることがわかる。

本検討で用いたRayleigh型粘性減衰を図-10に示す。本検討では、3方向の地震動を同時に作用させるため、全体のモードを見ながら主要な振動モードの中間的な範囲を通るように、2つのモードを選定した。

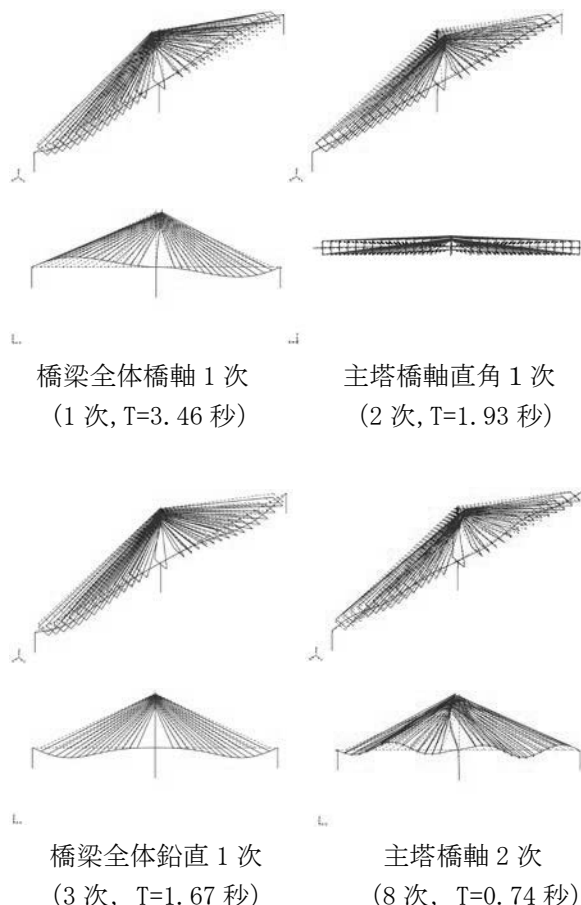


図-11 主要な固有振動モード図

表-2 固有振動特性

次数	固有周期(sec)	モード減衰(%)	刺激係数		
			橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向
1	3.455	2.24	27.2	-11.0	-0.1
2	1.927	4.43	-32.4	125.7	-0.1
3	1.667	1.50	0.0	-0.1	-119.5
4	1.148	3.49	0.0	0.0	0.0
5	1.113	2.19	-24.1	-11.9	0.2
6	1.052	1.95	-0.1	0.0	-43.8
7	0.889	3.10	3.8	-109.4	0.0
8	0.735	2.88	-79.1	-27.6	0.0
9	0.692	2.86	39.5	-9.0	0.0
10	0.661	2.54	0.0	0.0	56.0
11	0.624	2.48	-81.3	-3.5	0.0
12	0.425	2.80	17.6	0.1	-0.1
13	0.423	2.82	-0.1	0.0	-15.4
14	0.412	3.15	-0.1	0.0	0.0
15	0.401	2.63	71.6	-2.2	0.0
16	0.388	2.68	-14.1	-2.3	0.0
17	0.369	2.97	-113.3	10.2	0.0
18	0.350	3.10	0.0	0.0	0.0
19	0.314	3.50	38.4	5.8	0.0
20	0.307	3.00	0.0	0.0	8.6

具体的には、1次と8次のモードを用いて、Rayleigh型粘性減衰を設定した。橋軸直角方向において主要なモードである橋梁全体系の2次モードの減衰を小さく評価するが、その他のモード減衰は概ね捉えていると言える。

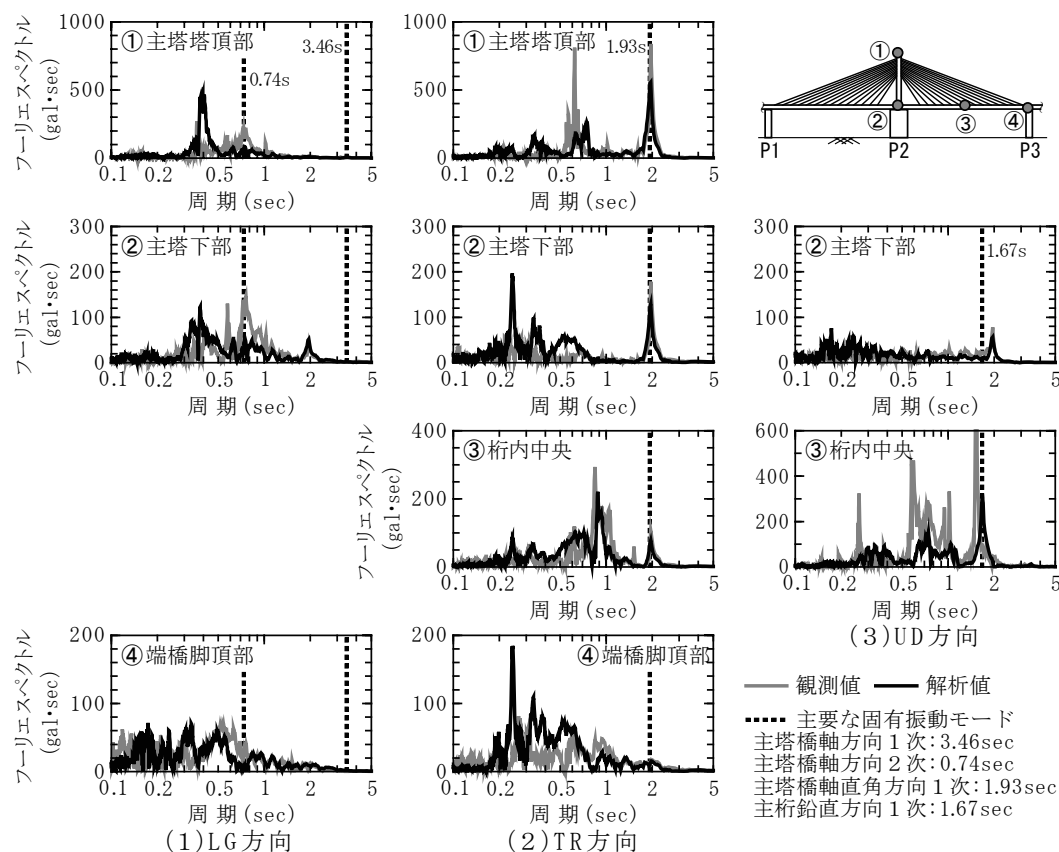


図-12 基本モデルでの加速度のフーリエスペクトル

6. 地震応答の再現性

地表面位置の地震動を入力地震動とし、動的解析モデルに入力したときの観測記録に対する再現性を、加速度のフーリエスペクトル、加速度波形と変位波形を用いて考察した。なお、観測値の変位波形は加速度を2回積分して求めた。また、主塔下部と主塔橋脚頂部の観測値は、概ね同様の傾向が得られていたため、代表して主塔下部の応答値を整理した。

動的解析の実施にあたり、抽出した解析値の妥当性の確認も踏まえ、各部材の軸力変動の程度を確認した。ケーブルに作用する張力は、死荷重時より最大で25%程度増減していたがケーブルの張力抜けは生じていなかった。また、主塔橋脚基部では、最大で1割程度の軸力の増減があったが、主塔橋脚の曲げ耐力に影響を及ぼすような軸力の変動ではなかった。

(1) 基本モデルによる解析結果

前述したような、一般的な耐震設計で用いられるモデル化を基本モデルとし、その解析モデルで得られた解析値と観測値を比較した結果を、以下に示す。

a) フーリエスペクトル

各観測位置の加速度のフーリエスペクトルを、図-12に示す。

主塔の橋軸方向の観測値を見ると、固有値解析で得

られた主塔の2次モードの周期帯(0.74秒)と0.35秒付近に、フーリエスペクトルのピークの増幅が見られる。一方、解析値の方には、0.35秒付近のピークは現れるものの前者のピークは現れていない。前述した主塔の橋軸方向の応答波形が一致しない主な要因として、この0.74秒付近のピークを再現できていないことが考えられる。

主塔の橋軸直角方向の観測値を見ると、主塔の橋軸直角方向1次の周期帯(1.93秒)と0.65秒付近にピークがあることがわかる。解析値にも両者付近にピークが現れており、特に1.93秒付近のピークの周期はほぼ完全に一致していることがわかる。なお、主塔下部の解析値には、0.25秒付近にもピークが現れるが、観測結果にはこのピークは現れていない。

主塔下部の鉛直方向の結果を見ると、観測値と解析値の両者に2.0秒付近にピークがあるが、これは、主塔が橋軸直角方向に振動した時に生じる主塔柱の軸力変動によって生じた加速度であると考えられる。桁内中央の橋軸直角方向の観測値を見ると、2.0秒付近と0.6～0.9秒付近にピークがあり、解析値でも値は全体的に小さいが、両者を概ね再現できている。ただし、観測値にある0.25秒付近のピークは、解析では再現できていない。なお、2.0秒付近のピークは、主塔の橋軸直角方向の1次モードによるものと考えられる。

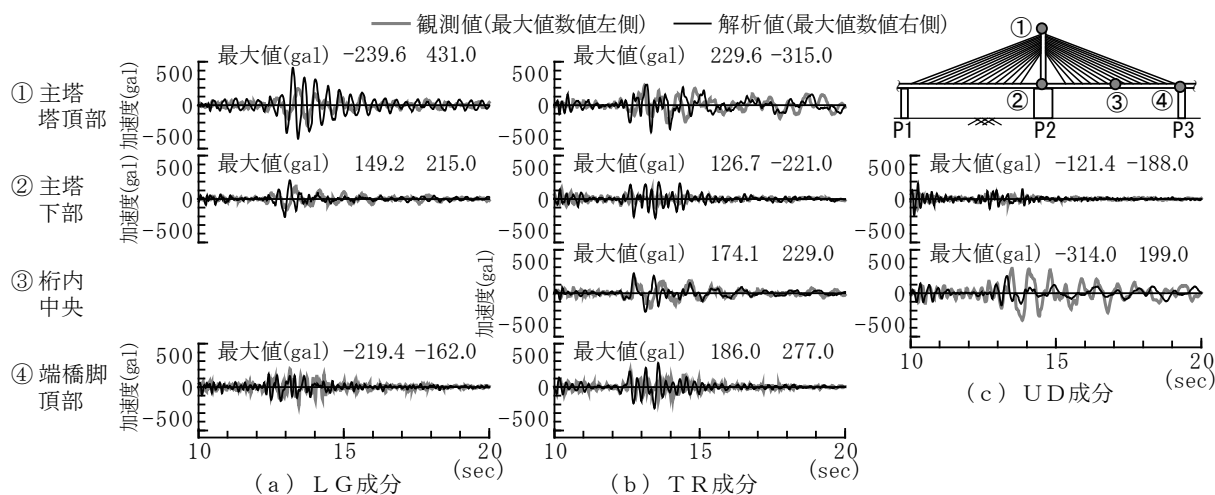


図-13 基本モデルでの各観測箇所の加速度の時刻歴波形

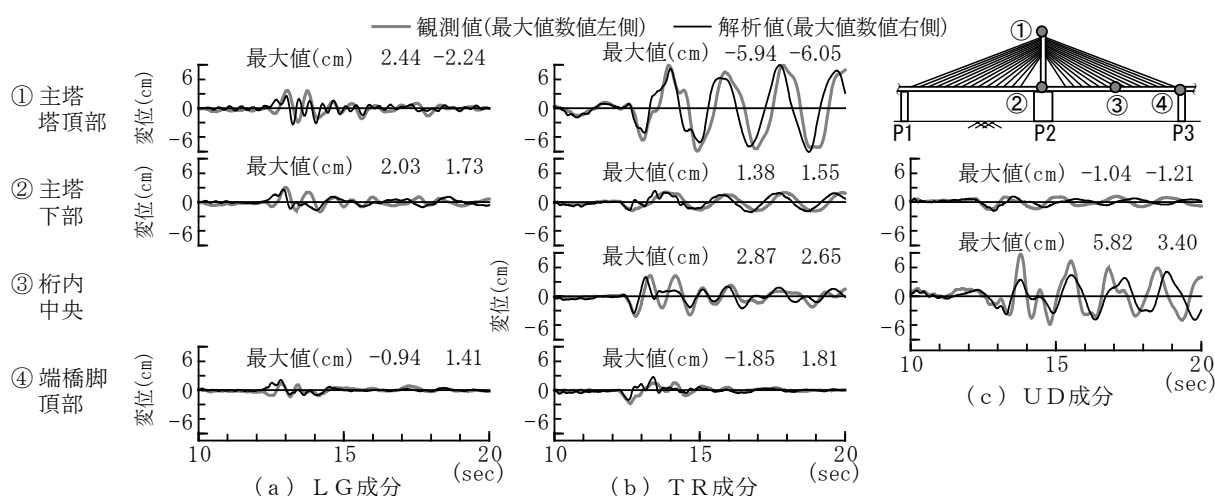


図-14 基本モデルでの各観測箇所の変位の時刻歴波形

橋脚上部の橋軸方向の観測値及び解析値では、両者とも大きなピークは現れないものの、全体的な大小関係は、概ね一致している。一方、橋軸直角方向の観測値には、0.25秒付近にピークが生じており、解析値にも若干短いものの、概ね一致した位置にピークが生じている。ただし、解析値では0.3秒～0.7秒の周期帯が全体的に大きくなっており、観測値とはずれが生じている。

b) 加速度波形と変位波形

各観測位置の加速度波形の比較を図-13に、変位波形の比較を図-14に示す。橋軸方向の加速度波形を見ると、④端橋脚頂部では概ね周期や振幅の大きさは再現できているが、主塔（主塔下部および主塔塔頂部）では、観測値よりも応答値の方が周期が短く、最大応答も非常に大きくなった。変位波形では、最大応答の程度は近づいたが、周期は加速度波形と同様、観測値よりも応答値の方が短いことがわかる。

橋軸直角方向の応答では、加速度波形の最大値は観測値に比べて解析値の方が全体的に大きくなったが、橋軸方向に比べて一致の程度が高いことがわ

かる。また、変位波形の最大値及び周期を見ると、両者とも解析値は観測値を概ね再現している。

桁内中央の鉛直方向の加速度波形を見ると、10秒～13秒の小さな振動はよく再現できているが、13秒～15秒の大きな振幅は、あまりよく再現できていないことがわかる。これは変位波形にも表れており、13秒～15秒の大きな振幅は再現できていない。また、16秒以降の波形では、周期に若干のずれが生じており、解析値が観測値に比べて長周期になっていることがわかる。

以上より、橋軸直角方向において、解析値は観測値を概ね再現できた。しかし、橋軸方向においては、解析値は観測値に見られる0.74秒付近の応答を再現できておらず、また、加速度・変位波形でも、解析値は振幅が大きく、観測値を再現できていない。

(2) 主塔橋脚の剛性の影響

基本モデルを用いて観測値と解析値の比較を行った結果、全体的な挙動は概ね捉えているものの、橋軸方向の周期のずれが若干大きかった。ここでは主

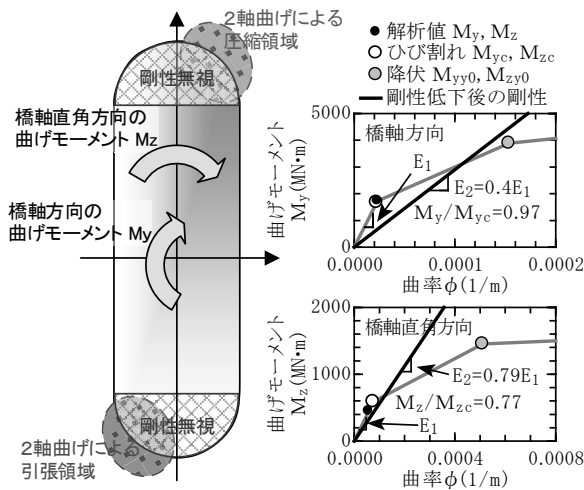


図-15 主塔橋脚基部の応答値とひび割れ耐力の関係

塔橋脚のひび割れによる剛性変化が橋梁全体の挙動に及ぼす影響を検討した。

今回対象の地震動は、対象橋梁の架橋位置では道示のレベル1地震動相当であり、軸方向鉄筋の降伏以下の応答であることが予想されたことから、主塔橋脚の断面2次モーメントは、コンクリート総断面剛性で評価していた。一方、本検討では、実現象の再現のため入力地震動を3方向同時入力としており、図-15に示すように2軸曲げが作用している。2軸曲げが作用する場合、1軸曲げに比べ四隅の応力が増加することが考えられる。主塔橋脚の断面における曲げモーメント-曲率関係を図-15に示す。図には基本モデルの解析結果における主塔橋脚基部の応答曲げモーメントもプロットした。その結果、橋軸方向ではひび割れの97%、橋軸直角方向では77%とひび割れ耐力に近い応答が生じていた。これより、2軸曲げの影響を考慮した場合、特に橋軸方向においてひび割れ耐力以上の応答が生じ、ひび割れによる剛性低下の影響が生じる可能性があることがわかった。そこで、主塔橋脚の部材に簡易的にひび割れによる剛性低下を表現する目的で、橋脚の円弧部を無視して断面剛性を求め動的解析を行った。ひび割れによる剛性低下を考慮した場合、図-15に示す通り主塔橋脚の総断面剛性に対して、橋軸方向で40%、橋軸直角方向で79%程度の剛性となった。

(3) 主塔橋脚の剛性低下の影響を考慮した解析結果

主塔橋脚の剛性低下の影響を考慮したモデルを用いて、地震時挙動の再現性を確認した。

a) フーリエスペクトル

各観測位置のLG方向とTR方向の加速度のフーリエスペクトルを、図-16に示す。主塔塔頂部の橋軸方向の解析値を見ると、基本モデルによる解析結果

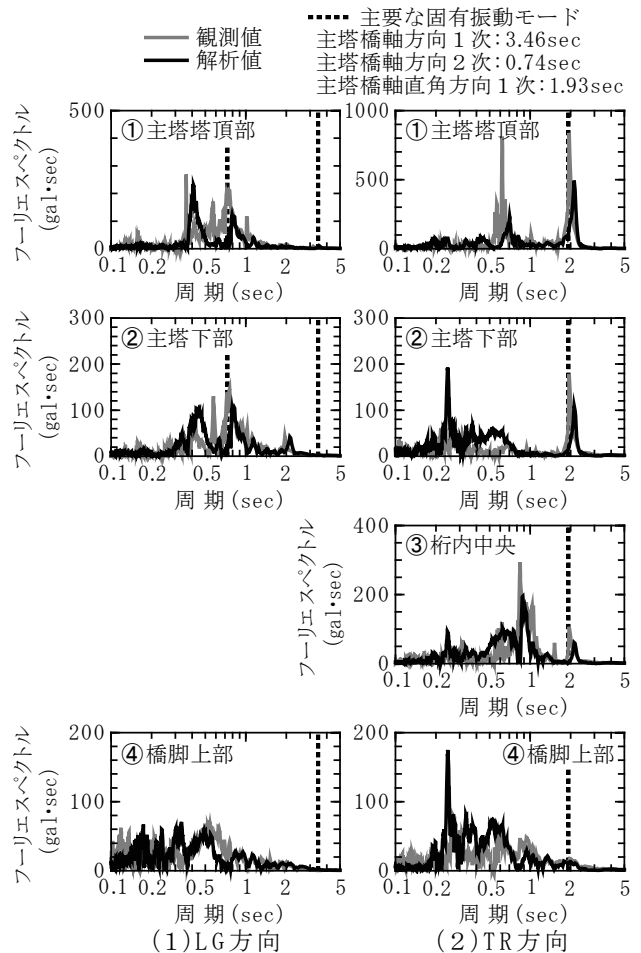


図-16 剛性見直しモデルのフーリエスペクトルの比較

では0.4秒付近のピークしか見られなかったが、剛性低下モデルによる解析結果では、0.4秒付近のピーク値が若干下がり、0.8秒付近にピークが現れた。観測波形においても0.7秒～0.8秒付近にピークがあることから、実際の挙動に近い応答が求められているものと考えられる。主塔塔頂部の橋軸直角方向の解析値を見ると、基本モデルを用いた解析結果では観測値にある2.0秒付近のピークを精度よく再現できていたが、橋脚のひび割れによる剛性低下を考慮することで、若干のずれが生じる結果となった。ただし、0.6秒付近のピークも併せて、全体的に観測値を再現できていると言える。

主塔下部の応答値では、基本的には主塔塔頂部の傾向と同様であるが、橋軸方向の0.7秒～0.8秒付近のピークの再現性が、より改善されていることがわかる。また、橋軸直角方向では主塔下部でも、2秒付近のピークのずれが生じていることがわかる。

この試算では、ひび割れを想定して主塔橋脚の剛性の見直しを行ったため、③桁内中央や④橋脚頂部の応答は、基本モデルを用いた解析結果とほぼかわらない傾向が得られた。

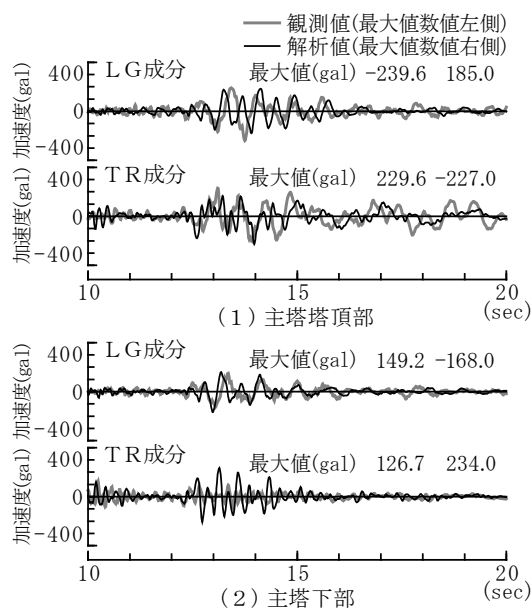


図-17 剛性見直しモデルでの主塔の加速度の時刻歴

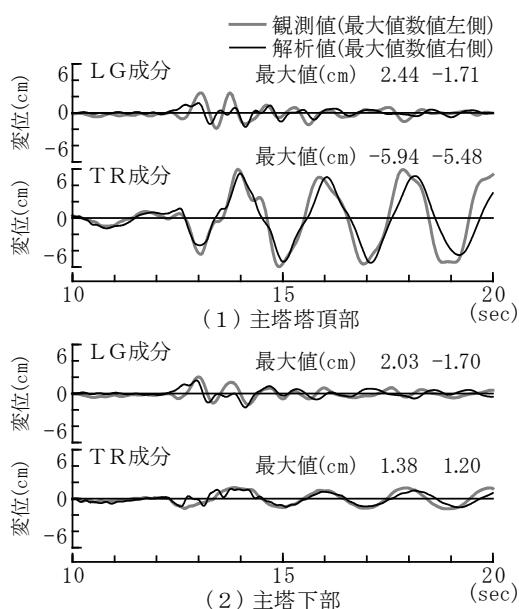


図-18 剛性見直しモデルでの主塔の変位の時刻歴波形

b) 加速度波形と変位波形

主塔塔頂部と主塔下部の加速度波形を比較した図を図-17に、変位波形を比較した図を図-18に示す。主塔塔頂部の橋軸方向を見ると、基本モデルの解析値に現れていた大きな振幅が収まり、解析値は観測値とほぼ同等の値となった。また、周期は若干まだ観測値の方が長くなっているが、基本モデルから一致の程度に改善が見られた。

変位波形についても、周期の面で改善が見られたため、全体的に一致の程度が増し、解析値は観測値を再現できたと言える。

以上より、主塔橋脚の剛性変化を線形解析により簡易的に求めることで、橋軸方向の加速度の振幅と

卓越周期に改善がみられる結果となった。

7. おわりに

2018年大阪府北部地震において地震観測が行われた2径間連続PC斜張橋を対象に、3次元線形動的解析を行い、一般的に耐震設計に用いられる解析モデルと実際の地震挙動の応答特性について、比較・評価を行うとともに、2軸曲げの作用による橋脚の剛性低下の影響について試算を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- ・コンクリート総断面剛性を有する基本モデルにおける検討では、橋軸直角方向の挙動は概ね精度よく再現できた。ただし、橋軸方向の応答に対しては、卓越周期にずれが生じ、全体的に解析値の方が観測値よりも短い周期の応答となった。
- ・主塔橋脚の応答曲げモーメントから、生じたと予想されるひび割れによる剛性低下を、簡易的に線形モデルで再現した。その結果、橋軸方向の卓越周期は、観測値を概ね再現できる結果となった。ただし、基本モデルで良く再現できていた橋軸直角方向の卓越周期に若干のずれが生じた。
- ・今後は、2軸曲げの影響を考慮できるファイバーモデルを用いて、非線形挙動においてこの卓越周期のずれを改善できるか検討を行う予定である。また、今回の試算の妥当性を確認するためには、仮定したような目視困難なひび割れが主塔橋脚に発生しているか確認する必要がある。

参考文献

- 1) 地震調査研究推進本部事務局：2018年6月18日大阪府北部地震の評価（平成30年7月10日）、文部科学省研究開発局地震・防災研究課、https://www.jishin.go.jp/main/oshirase/20180618_osaka.html
- 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，pp23-30，2018
- 3) 中野宏毅，山本鎮男，吉田靖夫；ウェーブレットによる信号処理と画像処理，共立出版，1999.
- 4) 田村幸雄，佐々木淳，塚越治夫；RD法による構造物のランダム振動時の減衰評価，日本建築学会構造系論文報告集，第454号，pp29-38，1998.
- 5) 日本道路協会；道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2017.