

鉛直成分が卓越した地震動による 橋桁とゴム支承の応答特性

辻井 純平¹・野中 哲也²・奥村 徹³・坂本 佳子³・馬越 一也⁴

¹ 学生会員 名古屋工業大学大学院 社会工学専攻 博士前期課程（〒464-8555 名古屋市昭和区御器所町）

² 正会員 博（工） 名古屋工業大学大学院教授 社会工学専攻（〒464-8555 名古屋市昭和区御器所町）

³ 正会員 博（工） 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）

⁴ 正会員 博（工） 株式会社耐震解析研究所（〒466-0059 名古屋市昭和区福江 2-9-33）

1. はじめに

2016年に発生した熊本地震によって、多数の橋梁が被害を受けた。特に、断層近傍の熊本県道28号線の橋梁が大きな被害を受け、その中の大切畑大橋においては、ゴム支承のゴム本体および取付部の破壊、橋桁の移動、落橋防止PCケーブルの破断などが確認された¹⁾²⁾。

本橋梁の特徴的なゴム支承の破壊については、各方面で精力的に研究が進み、後藤ら³⁾は、橋脚の曲げ変形に伴う橋脚天端の回転によって支承に曲げ変形が生じたことに加え、鉛直地震動の作用により支承の取り付けボルトが破断する現象を解明した。また、本橋ら⁴⁾は、大切畑大橋と同じ熊本県道28号線の俵山大橋の橋台上のゴム支承は卓越した鉛直地震動によって破壊した可能性がある⁵⁾と結論づけた。このように、ゴム支承の損傷に対して鉛直地震動が影響を与えたことが明らかになってきた。

熊本地震では、鉛直成分が卓越した地震動が観測された。図-1に示すKiK-net 益城（KMMH16）、西原村小森で観測された熊本地震本震の地震動の鉛直成分は、短周期0.2s付近の周期帯で卓越している。鉛直地震動では一般的にこの短周期帯が卓越する場合が多く、2008年の岩手・宮城内陸地震や2011年の東北地方太平洋沖地震等でも同様に短周期帯が卓越し、松崎ら⁶⁾は短周期鉛直地震動が橋脚に与える影響について検討した。

一般的な鉄桁橋では0.2s付近に鉛直方向の1次固有周期（鉛直方向の桁のたわみ振動モード）を有する場合が多く、前述の地震動の鉛直成分と同周期帯であり、共振の可能性がある。この桁のたわみ振動により、橋桁自体の損傷やゴム支承の破壊現象に影響することが考えられる。



図-1 大切畑大橋および地震計、震源断層の位置

本研究では、熊本地震で観測された鉛直地震動と、それにより励起される可能性のある鉛直方向の桁のたわみ振動に着目し、水平2方向に鉛直方向も加えた3方向加振による橋桁およびゴム支承の応答特性を解析的に検討した。具体的には、鉛直地震動による橋桁への影響を明確にするため、上部構造を1本の弾性はり要素でモデル化したモデルを作成した。また、このモデルにおいて桁の質量分布を変えて桁たわみ振動モードをなくした仮想的なモデルも作成し、この2つのモデルによる解析結果を比較した。さらに、上部構造を構成する各部材を忠実にモデル化した詳細モデルも作成し、前述のはりモデルで表現できない部位の損傷の評価も実施した。

なお、ここで使用した地震動は、今回の熊本地震の本震で観測されたKiK-net 益城と西原村小森の波形および文献4)で作成された大切畑大橋地点における波形を用いて、この地点に本検討で用いる一般的な鉄桁橋があると仮定し、検討を行った。また、過去の主要な鉛直地震動

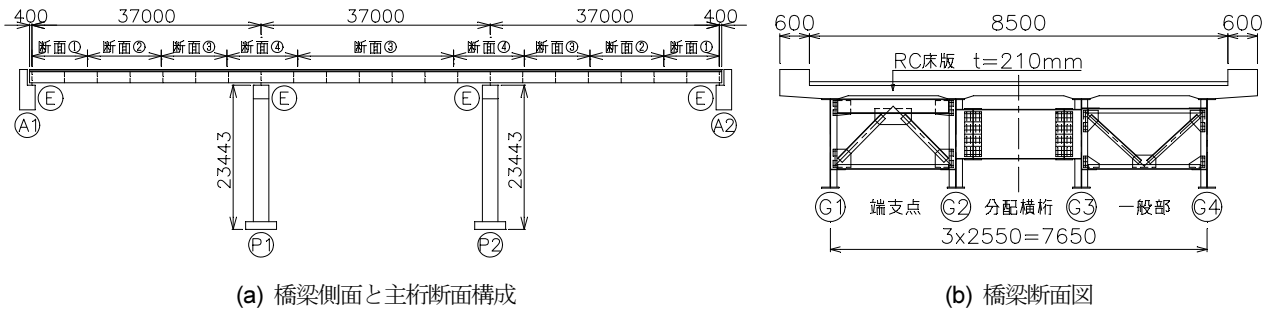


図-2 対象橋梁

表-1 主桁断面寸法 (mm)

	外桁(G1,G4)				内桁(G2,G3)			
	U-FLG	WEB	L-FLG	I_y (m ⁴)	U-FLG	WEB	L-FLG	I_y (m ⁴)
断面①	440×18	1800×9	440×18	1.7×10^{-2}	440×19	1800×9	440×19	1.8×10^{-2}
断面②	440×26	1800×9	440×26	2.3×10^{-2}	440×28	1800×9	440×28	2.4×10^{-2}
断面③	440×21	1800×9	440×21	1.9×10^{-2}	440×24	1800×9	440×24	2.1×10^{-2}
断面④	440×38	1800×9	520×38	3.4×10^{-2}	440×35	1800×9	520×38	3.3×10^{-2}

鋼材はウェブ、フランジともにSM490Y

表-2 ゴム支承諸元

項目	寸法等
材料	G10
辺長 (mm)	608×608
層厚 (mm)	22.0
層数	3

として、2008年の岩手・宮城内陸地震で観測された KiK-net 一関西の波形も用いた。

2. 対象橋梁と解析モデル

(1) 対象橋梁

図-2 に示す橋長 112.5m の 4 主桁を有する一般的な 3 径間連続非合成鈹桁橋を対象とする。設計における地盤条件は I 種地盤で、基礎は全て直接基礎である。上部構造は一支承線上に 4 基の積層ゴム支承を介し、RC 橋脚で支持される。ゴム支承は橋軸方向および橋軸直角方向の 2 方向に機能する。主桁、ゴム支承、橋脚の主要な諸元を表-1、表-2、図-3 に示す。

(2) 解析モデル

地震動の鉛直成分により損傷が生ずる可能性がある上部構造に着目し、図-2 の橋梁に対してはりモデル、詳細モデルの 2 つの解析モデルを設定する。

a) はりモデル

はり要素を基本としたモデルであり、一般的な橋梁の耐震解析に用いられるものである。本モデルの構成を図-4(a)に示す。橋台は剛体要素、橋脚には道路橋示方書⁶⁾に規定される材料構成則（コンクリート、鉄筋）を用いた弾塑性はり要素を適用した。ゴム支承は水平・鉛直剛性が線形のパネ要素⁷⁾を用いてモデル化を行った。本モデルは上部構造に損傷が生じないことを前提に、主桁と床版の剛性のみを考慮した 1 本の弾性はり要素を用いてモデル化しており、対傾構や横構、横桁などの部材は無視している。したがって、上部構造の挙動としては、主に

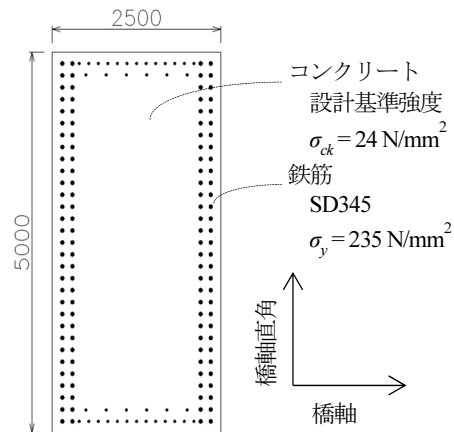


図-3 RC 橋脚断面

主桁を対象としており、はり理論の枠内で巨視的な挙動を検討することができる。

本モデルにおいては、地震動の鉛直成分による上部構造の鉛直たわみ振動が各応答値に与える影響を検討するために上部構造の質量を図-4(b)に示すように支点上に集約したモデルを別途設定した。各支点上の質量は死荷重反力が一致するように決定した。桁に分布する質量を支点上に集約することで、支点が節となる上部構造の鉛直たわみ振動のモードはなくなる。以降、質量分布の異なる前者と後者のモデルを区別し、それぞれ「はりモデル A」、「はりモデル B」と呼ぶ。

b) 詳細モデル

上部構造の詳細な損傷特性を把握するために主桁、RC 床版に加え、対傾構や横構、横桁をすべて考慮してモデル化を行ったものである。本モデルでは図-5 に示すように主桁と RC 床版にシェル要素、対傾構、横構、横桁に

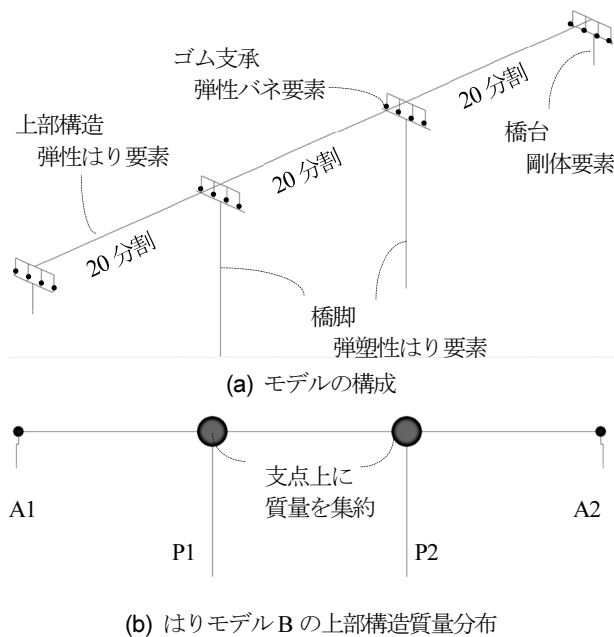


図-4 はりモデル

は弾塑性はり要素を適用した。材料構成則には鋼材に対してバイリニア移動硬化則、コンクリートには Drucker Prager を用いた。上部構造以外のゴム支承と下部構造のモデル化ははりモデルと同一である。

(3) 固有振動特性

はりモデル A, B および詳細モデルの主要な振動モードと固有周期を表-3 に示す。まず、対象橋梁の基本的な振動特性の把握として、詳細モデルの結果について考察する。本橋梁の水平方向の振動特性として橋軸方向、橋軸直角方向にそれぞれ $T=0.897s$, $0.917s$ の 1 次固有周期を有する。本研究で着目する鉛直方向の固有振動特性としては、 $T=0.268s$ の支点を節とする上部構造の鉛直たわみが支配的な固有振動モードの存在を確認できる。また鉛直方向の 2 次のモードとして $T=0.091s$ に橋脚の上下伸縮と桁のたわみが連成した固有振動モードがある。上記の鉛直方向の固有周期の範囲は熊本地震で観測された地震動においても支配的な成分となっていることから、上部構造の鉛直たわみモードが励起されることにより、主桁の曲げモーメントや端支点のたわみ角、鉛直反力が大きく発生する可能性が考えられる。

次に、はりモデルの精度検証として、はりモデル A と詳細モデルの振動特性を比較する。橋軸および橋軸直角方向の支配的な固有周期に関しては、詳細モデルの水平 1 次固有周期（橋軸： $0.897s$ 、橋軸直角： $0.917s$ ）に対して、はりモデル A では橋軸： $0.897s$ 、橋軸直角： $0.941s$ とよく一致していることがわかる。鉛直方向については詳細モデルの 1 次： $0.268s$ と 2 次： $0.091s$ に対して、はりモデル A では 1 次： $0.202s$ 、2 次： $0.096s$ と 1 次固有周期に 3 割程度の誤差が認められるものの、両者の固有振動

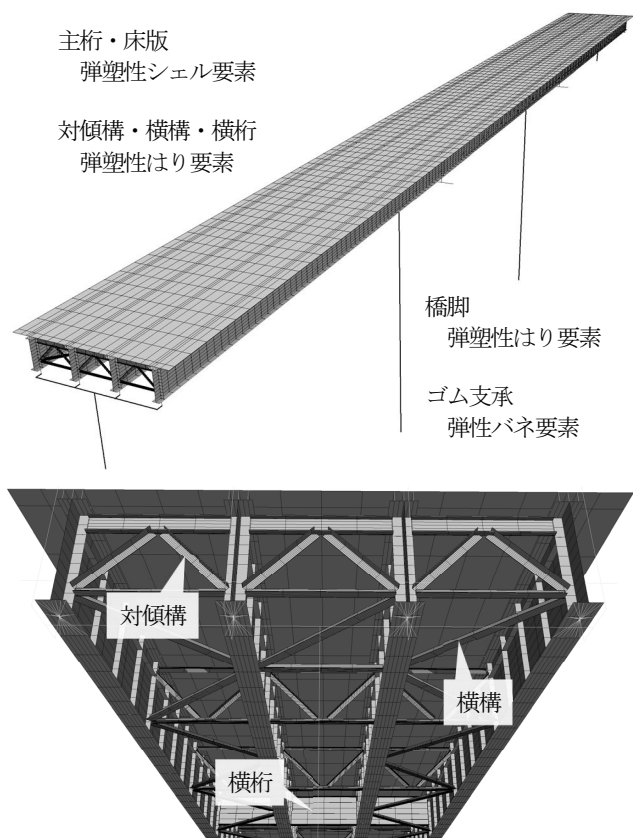


図-5 詳細モデル

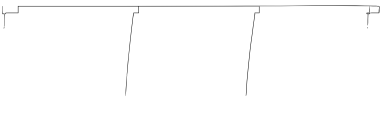
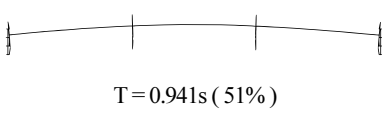
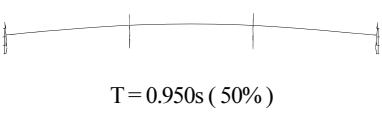
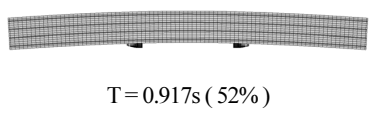
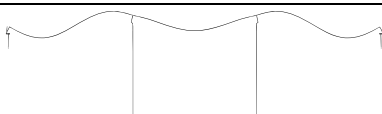
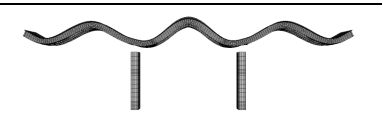
モードは概ね整合しており、一般的な視点から鉛直動による影響を考察する上では問題のない範囲であると考えられる。

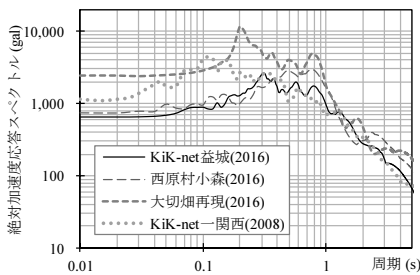
次に、質量分布の異なるはりモデル A, B 間の固有振動特性の差異について考察する。表-3 より、両モデルの橋軸・橋軸直角方向の固有周期についてはよく一致していることがわかる。一方、鉛直方向の固有周期については両モデル間に明確な差異がみられる。すなわち、はりモデル A では固有周期 $T=0.202s$ で支点を節とする桁の鉛直たわみ振動モードが存在するのに対して、はりモデル B では先に述べたように、これに相当するモードが無い。はりモデル B の鉛直方向に関する固有振動モードとしては、 $T=0.113s$ の橋脚の伸縮に関する固有振動モードがあり、有効質量比が 87% と鉛直方向の振動に関して支配的である。はりモデル A においてこれに対応するものとしては桁のたわみ振動と橋脚の伸縮が連成した $T=0.096s$ の固有振動モードである。

3. 入力地震動と解析条件

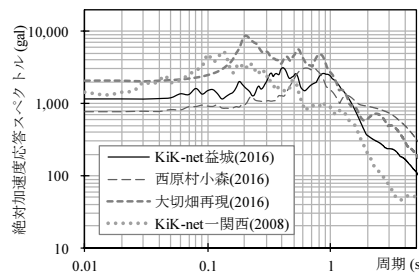
熊本地震での代表的な強震記録である KiK-net 益城（防災科学技術研究所）、西原村小森（熊本県）での 2016 年 4 月 16 日の加速度記録を用いて解析を行う。また、本橋が作成した大畑大橋 P2 橋脚地点の再現地震動や、過去の鉛直成分が卓越した代表的な地震動である

表-3 各モデルの振動モード，固有周期，有効質量比

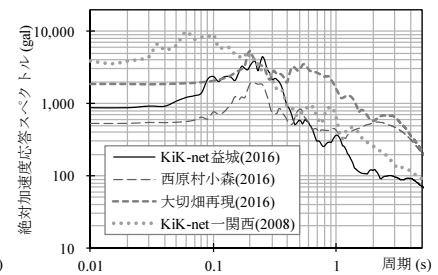
モード	はりモデル A	はりモデル B	詳細モデル
橋軸 1 次	 $T = 0.897s$ (60%)	 $T = 0.897s$ (60%)	 $T = 0.897s$ (60%)
橋軸 直角 1 次	 $T = 0.941s$ (51%)	 $T = 0.950s$ (50%)	 $T = 0.917s$ (52%)
鉛直 1 次	 $T = 0.202s$ (37%)	対応するモードなし	 $T = 0.268s$ (27%)
鉛直 2 次	 $T = 0.096s$ (46%)	 $T = 0.113s$ (87%)	 $T = 0.091s$ (56%)



(a) 南北成分



(b) 東西成分



(c) 鉛直成分

図-6 各種地震動の 5%減衰絶対加速度応答スペクトル

2008 年岩手・宮城内陸地震の KiK-net 一関西の観測記録も参考として用いる。

これらの地震動の加速度応答スペクトルを図-6 に示す。図-6(a),(b)の南北・東西の水平成分に関して、いずれの地震動も対象橋梁の 1 次固有周期（橋軸：0.897s，橋軸直角：0.917s）に対応する加速度応答スペクトルは比較的大きな値となっている。図-6(c)の鉛直成分については熊本地震の波形（KiK-net 益城，西原村小森，大切畑再現）において 0.2s 近傍に卓越周期があり，これは対象橋梁の鉛直方向の 1 次固有周期 0.268s（詳細モデル）に対応する周期である。さらに，西原村小森では 2s 付近の長周期でも加速度応答スペクトルが大きく生じていることが特徴として挙げられる。なお，熊本地震以前の鉛直成分が大きい地震動として知られていた KiK-net 一関西では 0.1s 以下の短周期帯に卓越周期がみられる。

時刻歴応答解析においては上記の地震動の東西・南北成分をそれぞれ橋軸・橋軸直角方向に入力する水平 2 方

向加振のケースと，さらに鉛直方向も加振する水平 2 方向+鉛直方向加振の 2 ケースを行い，鉛直地震動が各種の応答値に与える影響を確認する。

4. 鉛直地震動が橋梁の応答値に与える影響

(1) はりモデルによる桁の振動評価

上部構造を主桁と RC 床版の弾性剛性のみを考慮したはり理論に基づき近似的にモデル化したはりモデルをもとに検討する。はじめに，入力地震動の鉛直成分の有無による影響として，はりモデル A における応答の差異を検討する。次に，はりモデル A，B 間の応答値の比較を行うことで，鉛直成分による上部構造のたわみ振動の影響について考察する。ここで検討する応答値としては，2 章の固有振動特性を踏まえ，上部構造の鉛直たわみ振動による影響を受けると考えられる桁の曲げモーメント，支点反力，橋台上の桁端の回転角の 3 点に着目する。

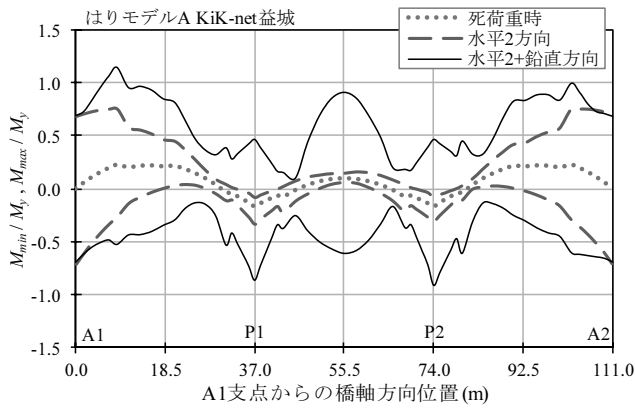


図-7 最大・最小曲げモーメントの分布

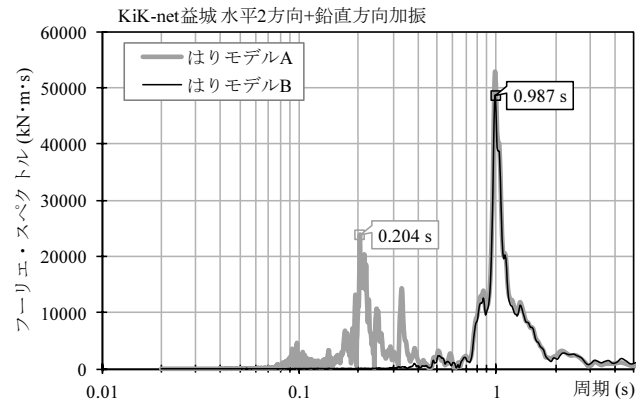


図-8 A1 付近断面変化点曲げモーメントのフーリエ・スペクトル

表-4 A1 橋台付近断面変化点 最大曲げモーメント M_{max}/M_y

加振条件	KiK-net 益城			西原村小森			大切畑再現			KiK-net—関西		
	はりA	はりB	Δ_M	はりA	はりB	Δ_M	はりA	はりB	Δ_M	はりA	はりB	Δ_M
死荷重時 M_d/M_y	0.22	0.00	-	0.22	0.00	-	0.22	0.00	-	0.22	0.00	-
水平2方向	0.75	0.48	0.05	0.52	0.25	0.05	0.76	0.49	0.05	0.54	0.22	0.09
水平2+鉛直方向	1.14	0.48	0.44	0.76	0.25	0.29	1.08	0.49	0.37	1.55	0.21	1.12

$$\Delta_M = \{(M_{Amax} - M_{Ad}) - (M_{Bmax} - M_{Bd})\} / M_y$$

a) 桁の曲げモーメント

地震動の鉛直成分による上部構造の鉛直たわみ振動に起因する主桁の曲げ挙動特性について考察する。図-7にははりモデルAに対するKiK-net 益城入力時の、上部構造の断面寸法から算定した降伏曲げモーメント M_y に対する曲げモーメントの最大値 M_{max} 、最小値 M_{min} の分布を示す。A1 支点から 8.5m, 102.5m の位置は断面変化点であり、水平 2 方向+鉛直方向加振の場合ではこの周辺で降伏曲げモーメントに達している。また、鉛直動の考慮の有無に関して死荷重時の分布と比較すると、鉛直動を考慮した場合には大幅に曲げモーメントが増大していることがわかる。なお、桁端では死荷重時は曲げモーメントが 0 となっているものの地震時には鉛直動の有無にかかわらずほぼ同じ大きさの曲げモーメントが発生している。これは桁の軸線位置に対して下方に作用するゴム支承の水平反力とのつり合いによって発生した偏心曲げモーメントである。なお、図-7 の曲げモーメントは各断面の M_y で無次元化した値であるため、断面が最も小さな桁端では見かけ上、曲げモーメントが大きく表示されているが、応答曲げモーメント M_{max} 、 M_{min} の絶対値は小さいことに注意されたい。

図-7 で確認した曲げモーメント分布の傾向は KiK-net 益城以外の地震動においても確認された。そのため、降伏モーメントを超過した断面変化点（A1 支点から 8.5m の点）に着目し、この点における最大曲げモーメントを表-4 に示す。これより、はりモデル A をもとにした検討では鉛直動の考慮の有無により最も曲げモーメントの増

加率の低い大切畑でも 1.4 倍、増加率が最も大きい一関西では 2.9 倍も増大することがわかる（増加率=鉛直動を考慮 / 鉛直動無視）。

次に、これらの鉛直地震動により増加した曲げモーメントの内訳として、桁の鉛直たわみ振動が寄与する量を以下の式(1)の指標 Δ_M により評価する。

$$\Delta_M = \frac{(M_{Amax} - M_{Ad}) - (M_{Bmax} - M_{Bd})}{M_y} \quad (1)$$

ここに、 M_{Ad} 、 M_{Bd} ははりモデル A および B の死荷重による曲げモーメントである。 Δ_M は上部構造のたわみ振動による曲げモーメントの増分を近似的に表したものである。これより、上部構造のたわみ振動により、最大で $1.12M_y$ 、最低でも $0.29M_y$ もの曲げモーメントが増分量として加わっていることがわかる。参考として図-8 に KiK-net 益城に対する A1 橋台付近断面変化点の曲げモーメントのフーリエ・スペクトルを示す。これより、鉛直地震動によって、はりモデル A では 0.2s 付近の桁のたわみ振動の周期が卓越していることが確認できる。

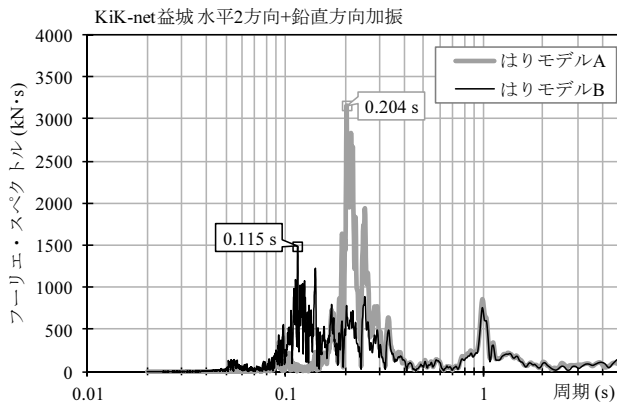
b) 橋脚上支承の反力

鉛直動が支承の鉛直反力に与える影響について考察する。表-5 に P1 橋脚の外桁 G1 の支承を対象に、圧縮を正とした死荷重反力 R_d に対する最大反力 R_{max} および最小反力 R_{min} を示す。死荷重載荷状態で R_0/R_d は 1 である。地震動の鉛直成分を考慮することにより、はりモデル A において支承の正反力は 1.9~4.2 倍に増大する。負反力については鉛直成分を無視した水平 2 方向加振では生じ

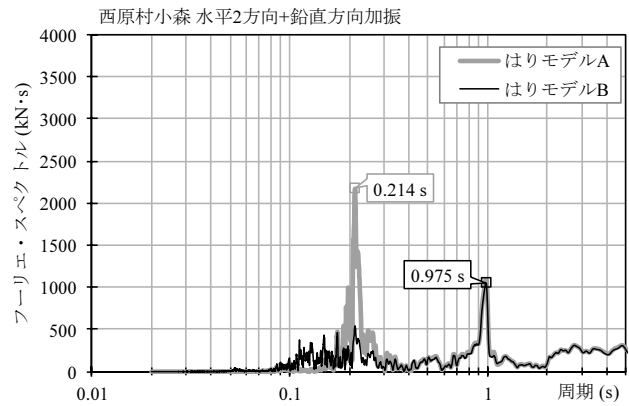
表-5 橋脚外桁(P1G1)支承反力 R_{max}/R_d , R_{min}/R_d

加振条件	KiK-net益城			西原村小森			大切畑再現			KiK-net一関西		
	はりA	はりB	Δ_R	はりA	はりB	Δ_R	はりA	はりB	Δ_R	はりA	はりB	Δ_R
水平2方向 R_{max}/R_d	1.59	1.45	0.14	1.38	1.30	0.08	1.47	1.83	-0.36	1.31	2.40	-1.09
R_{min}/R_d	0.62	0.57	-0.05	0.67	0.63	-0.04	0.63	-0.09	-0.72	0.61	-0.02	-0.64
水平2+鉛直方向 R_{max}/R_d	3.81	3.25	0.56	2.62	1.85	0.77	4.56	2.97	1.59	5.49	8.56	-3.07
R_{min}/R_d	-1.73	-1.41	0.32	-0.60	0.15	0.75	-2.87	-1.05	1.82	-4.06	-5.18	-1.12

$$\Delta_{Rmax} = R_{Amax} / R_{Ad} - R_{Bmax} / R_{Bd}, \Delta_{Rmin} = -(R_{Amin} / R_{Ad} - R_{Bmin} / R_{Bd})$$



(a) KiK-net 益城



(b) 西原村小森

図-9 支承反力のフーリエ・スペクトル

表-6 橋台外桁(A1G1)支承 最大相対回転角 θ_{max} ($\times 10^{-3} \text{rad}$)

加振条件	KiK-net益城			西原村小森			大切畑再現			KiK-net一関西		
	はりA	はりB	Δ_θ	はりA	はりB	Δ_θ	はりA	はりB	Δ_θ	はりA	はりB	Δ_θ
死荷重時 θ_d	1.58	0.07	-	1.58	0.07	-	1.58	0.07	-	1.58	0.07	-
水平2方向	2.53	0.82	0.21	2.13	0.55	0.08	2.74	0.91	0.32	2.23	0.47	0.25
水平2+鉛直方向	5.04	0.87	2.66	3.33	0.55	1.27	5.66	0.92	3.24	7.06	1.11	4.45

$$\Delta_\theta = (\theta_{Amax} - \theta_{Ad}) - (\theta_{Bmax} - \theta_{Bd})$$

ていなかったものが、鉛直動を考慮することにより、すべての地震動のケースにおいて負反力が生じ、最大 $4.1R_d$ の負反力が生じている。

次に、これらの鉛直地震動により増加した反力の内訳として、桁の鉛直たわみ振動が寄与する量を以下の式(2)の指標 Δ_R により評価する。

$$\Delta_{Rmax} = R_{Amax} / R_{Ad} - R_{Bmax} / R_{Bd} \quad (2a)$$

$$\Delta_{Rmin} = -(R_{Amin} / R_{Ad} - R_{Bmin} / R_{Bd}) \quad (2b)$$

これより、KiK-net 益城、西原村小森では桁の鉛直たわみ振動により、正反力においては $0.56R_d$ 、 $0.77R_d$ 、負反力においては $0.32R_d$ 、 $0.75R_d$ の増分が生じていることがわかる。しかし、はりモデルAにおける水平2方向加振に対する水平2方向+鉛直方向加振の増分はKiK-net 益城の方が大きい。西原村小森の方が水平2方向+鉛直方向加振における Δ_R が大きく生じている。これは、

KiK-net 益城の鉛直成分では0.1sでも大きな加速度応答スペクトルを有する卓越周期があり(図-6(c))、この周期にはりモデルBの大きな有効質量比(=87%)の柱の伸縮のモードが共振したためであると考えられる。はりモデルAにおいても0.1sの鉛直モードが存在するものの、有効質量比は46%(表-3)にとどまりはりモデルBと比べてその影響は小さい。以上のことから、0.1s付近においても大きな加速度応答スペクトルを有するKiK-net 益城においてははりモデルBでも鉛直反力が大きく生じたと考えられる。参考として、KiK-net 益城と西原村小森の支承反力のフーリエ・スペクトルを図-9に示す。これより、益城でははりモデルBの0.1s付近のスペクトルが大きい。西原村小森ではこの周期帯で大きなスペクトルは生じていない。

一方、大切畑再現やKiK-net 一関西では水平2方向加振において負の Δ_R が大きく生じている。これらの地震動では、橋軸直角方向に入力した南北成分においても、短

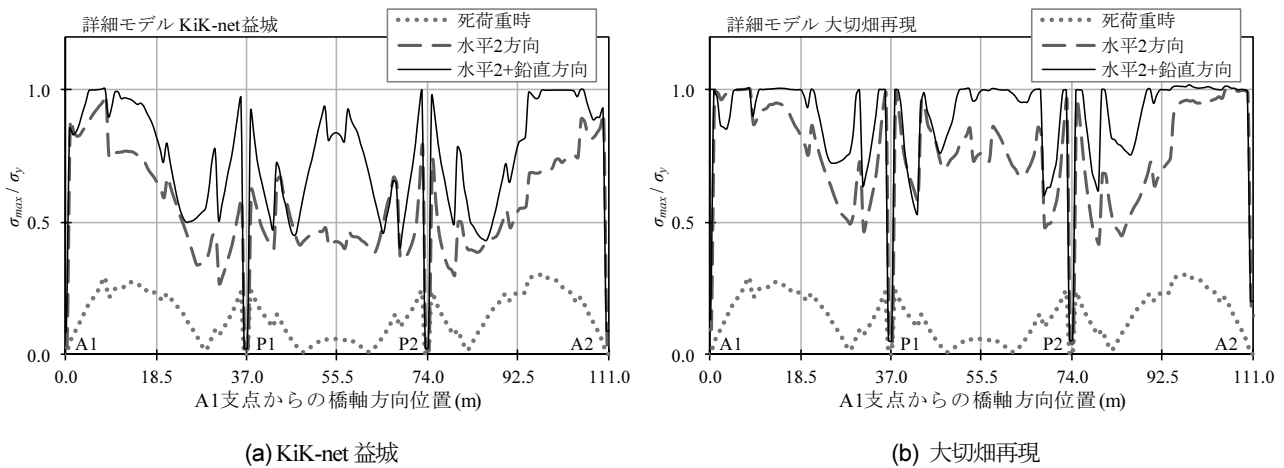


図-10 詳細モデルの最大相当応力 σ_{max}/σ_y の分布

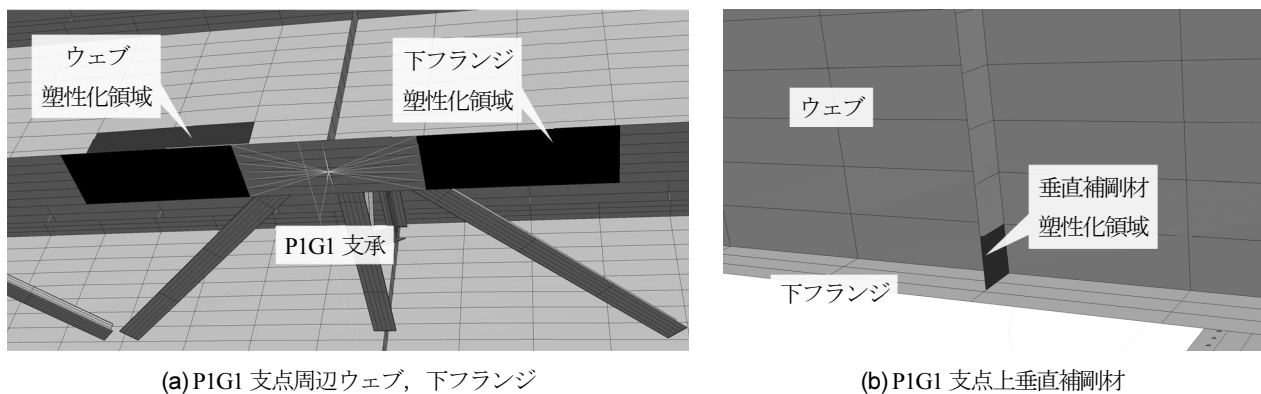


図-11 大切畑再現における詳細モデルの塑性化

周期帯で卓越したスペクトルを持ち(図-6(a)), 短周期の橋軸直角方向への橋脚の曲げのモードが励起されたと考えられる。その際、はりモデルBでは、支点上に集約した質量によって橋脚の転倒モーメントが増幅され、はりモデルBの反力が大きく生じたと考えられる。そのため、大切畑再現やKiK-net 一関西では、 Δ_R に水平地震動による影響も含まれており、鉛直たわみ振動による影響をはりモデルA,Bの比較により評価することができない。

c) 橋台上支承の回転角

地震動の鉛直成分による上部構造の鉛直たわみ振動により、桁端に生じる回転角について考察する。表-6に橋台外桁(A1G1)支承の橋軸直角軸回りの相対回転角を示す。鉛直動の考慮の有無により最大で3倍程度回転角が生ずるものの、その絶対値は最大でも $7.06 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 程度であり、活荷重による桁端の回転角 ($= 1/150 \text{ rad} = 6.67 \times 10^{-3} \text{ rad}$) 程度にとどまる。

(2) 詳細モデルによる局部損傷の評価

前節のはりモデルに基づく検討から鉛直地震動により桁の曲げ挙動と支承反力が大きく生ずることが明らかになった。これらの特徴を踏まえた上で、上部構造の主桁、RC床版に加え、対傾構、横構、横桁をすべて考慮し

てモデル化を行った詳細モデルにおける損傷特性について検討する。

桁の曲げ挙動に関連した損傷として、図-10に下フランジの降伏応力 σ_y に対する最大相当応力 σ_{max} の分布を示す。なお、詳細モデルでは支承とその周辺の下フランジが剛体で拘束されているため、この領域の相当応力は小さい。図-10(a)より、図-7で検討したはりモデルAと同様にKiK-net 益城ではA1 支点から8.5m、102.5mの位置で塑性化が生じていることがわかる。さらに、図-10(b)に示す大切畑再現の場合では37.0m、74.0mの橋脚支点上や、55.5m 付近の橋脚中間部など広範囲で塑性化が生じていることがわかる。これらの主桁下フランジの塑性化の分布は、2軸曲げの影響により、図-7で示した橋軸直角軸まわりの曲げモーメント分布を包含する。

支点の鉛直反力に関する損傷として、大切畑再現の場合において図-11の図中に黒く示した領域に、支点上のウェブと垂直補剛材に塑性化が生じていることを確認した。これらの支点付近の損傷は大きな支点反力に起因するものであると考えられる。

以上の詳細モデルにおける上部構造の損傷モードは水平2方向加振ではみられず、鉛直動を考慮することによるものである。

5. まとめ

熊本地震において観測された地震動の鉛直成分と橋梁上部構造の鉛直方向の周期特性に着目し、鉛直地震動が各応答値に及ぼす影響について検討を行った。得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 橋梁上部構造は支点を節とする鉛直振動モードを有しており、本検討に用いた橋梁の当該モードの固有周期は 0.268s であった。これは熊本地震で観測された地震動の鉛直成分の卓越周期に対応する。
- 2) 上部構造を 1 本の弾性はりでモデル化したはりモデルの時刻歴応答解析の結果、地震動の鉛直成分により上部構造には鉛直モードに対応する曲げ挙動が生じ、断面変化点などの弱点部において降伏に至る場合があることを確認した。さらに上部構造の鉛直たわみ振動に伴う上下方向の慣性力により、支承には設計荷重を大きく超える鉛直反力が発生することを確認した。なお、桁端部の回転角については通常の活荷重のたわみのレベルにとどまる。
- 3) 上部構造を構成する各部材をすべて実構造に忠実にモデル化した詳細モデルの時刻歴応答解析の結果より、はりモデルの結果とほぼ同様の位置で、主桁下フランジが降伏することを確認した。鉛直地震動による主桁以外の部材の損傷として、支点上のウェブや垂直補剛材に塑性化が生じることを確認した。

本研究では、一般的な鈑桁橋において、鉛直地震動により励起される桁のたわみ振動の影響を検討した。熊本地震時の大切畑大橋でも本検討と同様の現象が生じた可

能性があるため、今後、大切畑大橋を再現したモデルを作成し、被害再現解析を行うことにより損傷の原因やメカニズムを検討する予定である。

謝辞：本研究では、防災科学技術研究所 KiK-net 強震記録、熊本県強震記録を利用させていただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：平成 28 年(2016 年)熊本地震の評価，2016.5.
- 2) 土木学会地震工学委員会地震被害調査小委員会：2016 年 4 月 14 日熊本で発生した地震（16 日未明の地震も含む），<http://committees.jsce.or.jp/eec205/node/26>（2017 年 5 月 22 日閲覧）
- 3) 後藤芳顕，奥村徹，海老澤健正：連続高架橋の多方向地震動下での支承取付部の曲げせん断挙動と破壊，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，（投稿中）。
- 4) 本橋英樹，野中哲也，馬越一也，原田隆典：熊本地震の断層近傍の橋梁に対する地震力と崩壊メカニズムの一考察，第 19 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.191-198，2016.
- 5) 松崎裕，川島一彦：短周期成分が卓越した上下方向地震動が橋梁の地震応答に及ぼす影響，土木学会論文集 A1，Vol.65，No.1，pp.499-506，2009.
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V耐震設計編），丸善出版，2012.
- 7) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧，丸善出版，2004.