

2016年熊本地震の観測波を用いた 橋梁全体系動的解析による落橋防止装置の地震時挙動分析

永原稔之¹・馬越一也²・崔準祐³

¹学生会員 九州大学大学院 工学府 建設システム工学専攻 修士課程
(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

²正会員 博(工) (株)耐震解析研究所 解析技術センター (〒810-0001 福岡市中央区天神1-10-17)

³正会員 博(工) 九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門 助教
(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震では、支承部の破壊後の上部構造と下部構造の大きな相対変位により、上部構造が落下するという甚大な被害が多く発生しており、これ以降、橋梁構造物の致命的な被害を防ぐことを目的に、近年既設橋梁に対して落橋防止装置を用いた耐震補強事例が増えてきている。こうした落橋防止装置を設計する際は、支承部が破壊した後の上部構造と下部構造の挙動および上部構造の落下するまでの状況を適切に予測することが重要であり、本来は支承部の破壊特性を考慮した解析等により落橋防止装置に作用する地震力を評価する必要があるが、現行の設計手法¹⁾では死荷重反力の1.5倍に相当する力とするという極めてシンプルな方法に基づいている。また、2011年に発生した東北地方太平洋沖地震では、地震の揺れにより橋梁の上部構造が落下する被害は発生したものの、地震の揺れにより落橋防止装置の取り付け部の損傷や落橋防止装置の周辺部材が変状するなどの被害が発生している²⁾。さらに、2016年に発生した熊本地震では複数の落橋防止装置が破壊する被害が発生しており³⁾、落橋防止装置の地震時挙動や設計地震力について改めて検討を行う必要があると考えられる。

落橋防止装置の地震時挙動を精度よく評価するためには、橋梁全体系の地震応答解析による検討が望ましいが、その際、上部構造や下部構造に対するモデル化は勿論、支承部や落橋防止装置に対するモデル化が重要な要素となってくる。しかし、現行の橋梁の地震応答解析では、支承部の地震時挙動や破壊特性が明確でないことから、支承部に対して単純な

バネでモデル化を行っているのが現状であり、こうしたモデル化では落橋防止装置の地震時挙動を精度よく予測することが難しい。落橋防止装置の設計地震力については、これまでいくつか研究事例があるが(例えば^{4)~6)}、支承部や落橋防止装置を詳細にモデル化した解析モデルを用いて地震応答解析を行い、落橋防止装置の地震時挙動について検討している事例は少ない。

そこで、本研究では、落橋防止装置の地震時挙動および地震荷重を精度よく評価することを目的とし、支承部の破壊特性を考慮した解析モデルを導入し、2016年4月に発生した熊本地震の観測波と1995年兵庫県南部地震の観測波を用いて橋梁全体系動的解析を実施した。本稿では、熊本地震と兵庫県南部地震による落橋防止装置の地震時挙動や地震力の差異について分析するとともに、また熊本地震では非常に強い鉛直波形が観測されていることから、鉛直地震動による影響について分析した。

2. 解析対象橋梁

解析対象橋梁の一般図を図-1に、諸元を表-1に、使用材料を表-2にそれぞれ示す。本橋は、桁長121.4m（支間割：40m+40m+40m）、有効幅員8.5m、RC単柱式橋脚を有する既設鋼3径間連続鈑桁橋である。本検討では、平成14年度道路橋示方書V耐震設計編⁷⁾に基づいて試設計されたモデル橋を対象としており、支承はレベル1地震動に対しては耐力を有するがレベル2地震動に対しては耐力を有しないタイプAの鋼製支承としている。このように既設橋の

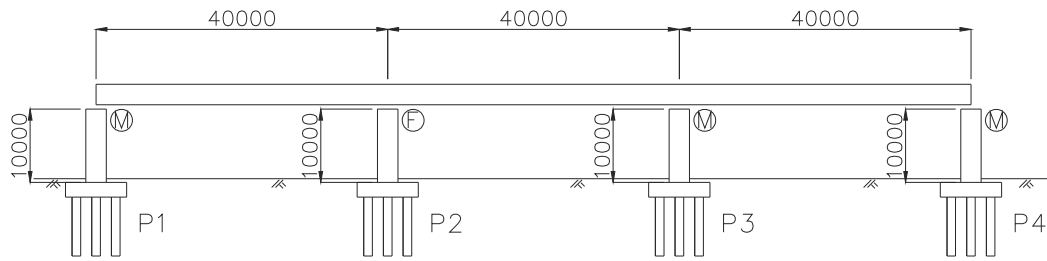


図-1 対象橋梁の一般図（単位：mm）

表-1 橋梁の諸元

形式	3径間連続鋼鈑桁橋
桁長	121.4m
支間長	120m (3@40.0m)
有効幅員	8.5m
基礎形式	杭基礎

表-2 使用材料

桁	鋼材	SM490Y
橋脚	コンクリート	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$
	鉄筋	SD345

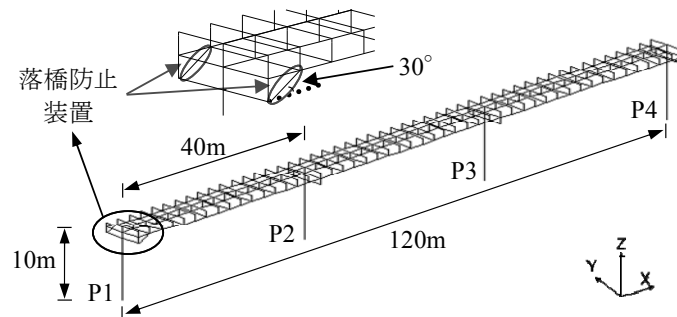


図-2 解析モデル

耐震補強を行う場合においては、こうした既設橋の構造的特性を踏まえて目標とする耐震性能を設定する必要がある。本検討では、既設橋の耐震補強設計に関する技術資料を参考⁸⁾にし、目標とする橋の耐震性能を‘レベル2地震動に対して落橋等の甚大な被害が防止されるとみなせる耐震性のレベル’とし、レベル2地震動によって生じる水平力を分担する構造を追加で設置することなく、落橋防止装置を用いて上部構造の落橋防止対策をすることとした。

支承部の支持条件としては、P2橋脚のみ固定、他は可動とした。また、レベル2地震動に対する落橋防止システムとして、PCケーブルを用いた落橋防止装置を各桁端部と橋脚の間に2基ずつ設置することで、目標とする耐震性能を満足させることとした。地盤はⅡ種地盤である。

3. 解析モデルおよび解析条件

(1) 解析モデル

対象橋梁に対し、本解析では3次元骨組みモデル

によりモデル化を行った。解析モデル図を図-2に示す。上部構造においては、主桁、横桁、床板をそれぞれ線形梁要素でモデル化し、各部材に剛性や質量を与えることとした。橋脚柱部に対しては、ファイバーモデルを用いて非線形特性を考慮することとし、コンクリートと鉄筋の材料構成則については道路橋示方書V耐震設計編¹⁾に基づき、帯鉄筋による拘束効果が考慮できるコンクリートの応力-ひずみ関係と二次勾配を初期勾配の1/100としたバイリニアモデルをそれぞれ用いた。また、基礎-地盤については、道路橋示方書V耐震設計編¹⁾を参考にし、線形バネ要素を用いてモデル化を行った。支承部に対しては、道路橋示方書V耐震設計編¹⁾に基づいて拘束条件を与えた。ただし、本研究では落橋防止装置の地震時挙動および地震荷重を精度よく評価するため、支承部および落橋防止装置に対して詳細にモデル化を行っている。それぞれのモデル化については、(2)、(3)にて詳述する。

なお、隣接橋による付加慣性力については、橋全体の振動特性への寄与する部分が小さいと判断したため、本検討では考慮していない。また、隣接橋と

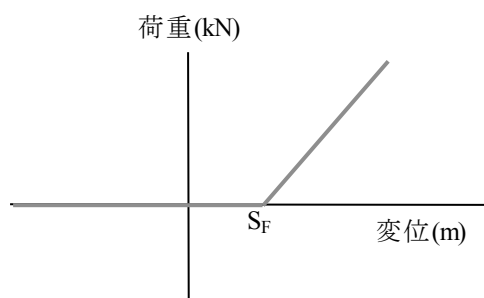


図-3 落橋防止装置の非線形特性

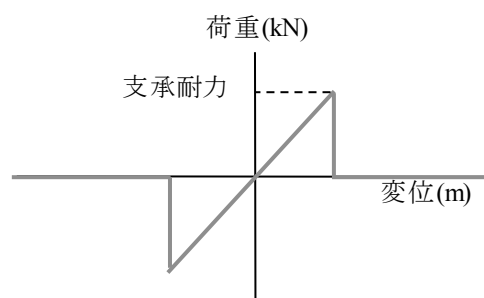


図-4 固定支承の非線形特性

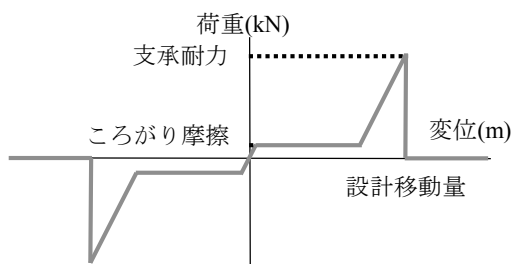


図-5 可動支承の非線形特性

表-3 各可動支承部の設計移動量 (単位: m)

	橋脚位置	P1	P3	P4
支承位置	G1	0.066	0.067	0.066
	G2	0.066	0.067	0.066
	G3	0.066	0.067	0.066

の振動特性が異なる可能性があるため、桁端同士の衝突も考えられるが、地震時の上部構造同士の衝突については不明な点が多く、モデル化が確認されていないこともあるため、本検討では上部構造同士の衝突も考慮していない。

(2) 落橋防止装置のモデル化

落橋防止装置のモデル化においては非線形バネ要素を用いることとし、図-3に示すようにPCケーブルの圧縮側に対しては抵抗できないように設定した非対称モデルを用いた。このモデルでは、固定支承部や可動支承部が完全に破壊した後に落橋防止装置が作動するように設定するため、落橋防止装置が作動するまでの遊間 S_F を設けている。落橋防止装置の遊間 S_F については、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編¹⁾に基づき、桁かかり長やレベル2地震動により生じる支承部の最大応答変形量などを用い、0.675mと設定した。なお、落橋防止装置の軸剛性については、落橋防止装置の設計地震力1.5Rd (1310kN)を求め、それに相応する実製品⁹⁾を参考にして、101897kN/mと設定した。

(3) 支承部のモデル化

本研究では、支承部の地震時挙動、特に破壊までの挙動が落橋防止装置の挙動に大きく影響を与えると考え、支承部のモデル化において破壊特性を考慮できる非線形バネ要素を用いている。支承部の破壊特性については、宇佐美ら¹⁰⁾が過去に実施した鋼製

支承の破壊実験より明らかにしているが、そこには最大荷重後に上沓ストッパーが塑性変形を起こしながら延性破壊の様相を呈しているとされている。しかし、支承部の破壊箇所は支承形式や橋梁構造によって異なる可能性もあり、本検討では文献11)を参考にして鋼製支承が脆性的な破壊に至ることを想定したモデルを採用した。対象橋梁に用いた固定支承部と可動支承部のモデル化について以下に述べる。

a) 固定支承部のモデル化

固定支承部については、固定支承部が破壊するまでは弾性挙動を行うとし、支承部破壊後には耐力を有しないモデルとした。図-4に固定支承部の非線形特性を示す。固定支承部の水平耐力は、レベル1地震動では破壊せず、レベル2地震動で破壊するように設定する必要があるため、事前に行ったレベル1、レベル2地震動に対する検討より2500kNと設定することとした。また、支承破壊後の動摩擦力については、本来試験等により求める必要があるが、これについては不明な点が多いため、ここでは0kNと仮定した。

b) 可動支承部のモデル化

可動支承部については、支承部の移動量が設計移動量に達するまではころがり摩擦が働くものとし、設計移動量に達するとストッパーより抵抗するモデルとした。図-5に可動支承部の非線形特性を示す。ころがり摩擦係数については、道路橋示方書Ⅱ共通編¹²⁾を参考に0.05とした。また、設計移動量については、事前に行ったレベル1地震動に対する検討に

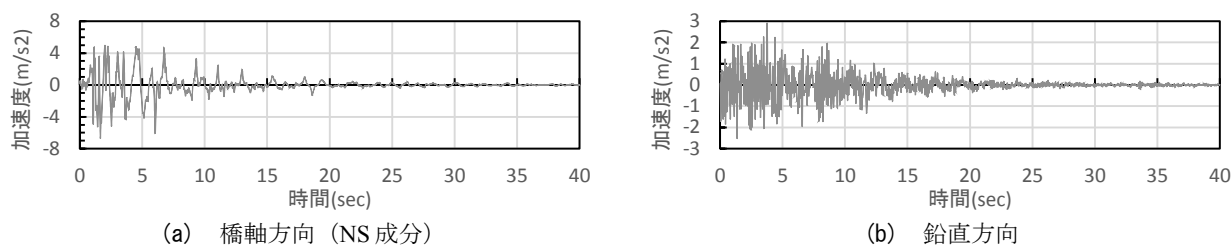


図-6 Case1の観測波（1995年兵庫県南部地震；JR鷹取駅観測波）

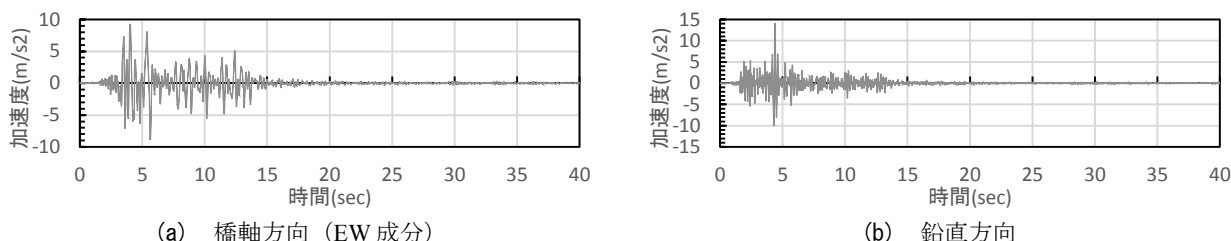


図-7 Case2の観測波（2016年熊本地震 4月14日観測波）

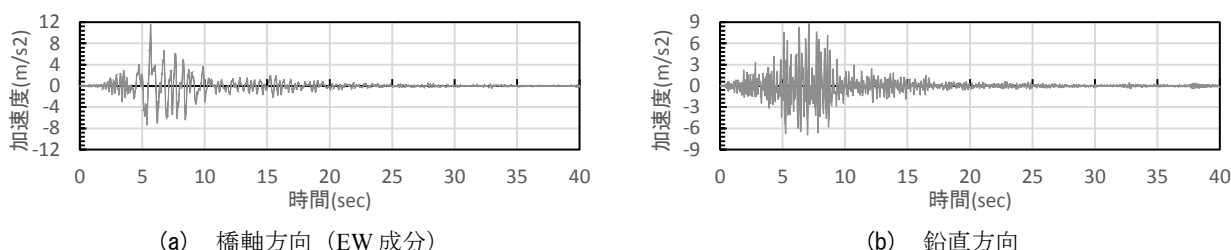


図-8 Case3の観測波（2016年熊本地震 4月16日観測波）

より表-3に示す値に設定した。また、可動支承部の水平耐力については、一般に橋軸方向地震力に対して可動の条件で設計を行っており、可動方向に設置するストッパー等の耐力照査基準が明確になっていないため、その水平耐力を仮定する必要がある。本検討では、可動方向に設置するストッパーを止めるボルト等の引張耐力が固定支承部の支承耐力の0.1倍の値と仮定した。なお、可動支承部の破壊後、可動支承部の動摩擦力については、固定支承部と同様に0kNと仮定した。

(4) 解析条件

計算方法として、Newmark β 法（ $\beta=0.25$ ）により数値積分を行った。また、本解析では支承部や落橋防止装置のモデルにおいて剛性変化点が多いため、解の安定性の観点から積分時間間隔を短く設定する必要があるが、積分時間間隔0.001秒でも安定した解が得られたため、積分時間間隔0.001秒とした。減衰はRayleigh減衰により評価した。ひずみエネルギー比例型減衰で計算する際に用いた各部材の減衰定数は、道路橋示方書V耐震設計編¹⁾を参考に、主桁0.02、床板を0.03、橋脚を0.02、橋台を0.05、基礎

を0.2とした。

4. 動的解析の結果

(1) 検討ケース

ここでは、2016年熊本地震と1995年兵庫県南部地震の観測波を用いた橋梁全体系動的解析による落橋防止装置の地震時挙動や地震力を比較した。熊本地震の観測波としては、防災科学技術研究所の強震観測網（KiK-net）¹³⁾の観測波を用いた。検討ケースは、1995年兵庫県南部地震のJR鷹取駅の観測波（橋軸方向：最大加速度 6.42m/s^2 （NS成分）、鉛直方向：最大加速度 2.90m/s^2 ）で加震したケースをCase1、2016年4月14日に発生した熊本地震の益城町の観測波（橋軸方向：最大加速度 9.25m/s^2 （EW成分）、鉛直方向：最大加速度 14.0m/s^2 ）で加震したケースをCase2、2016年4月16日に発生した熊本地震の益城町の観測波（橋軸方向：最大加速度 11.6m/s^2 （EW成分）、鉛直方向：最大加速度 8.73m/s^2 ）で加震したケースをCase3とした。図-6、7、8にCase1、Case2、Case3の地震波をそれぞれ示す。

また、熊本地震では大きな鉛直方向の加速度が観測されているため、本検討で用いられたモデルのような鉛直斜め方向に設置する落橋防止装置は鉛直地震動による影響を受ける可能性が高い。そこで、本検討では、橋軸方向にのみ加震した場合と橋軸方向と鉛直方向を加震した場合の地震応答解析を行うことによって、鉛直地震動が落橋防止装置に与える影響についても考察した。

(2) 解析結果

橋軸方向にのみ加震した結果を図-9に、橋軸方向と鉛直方向の両方向に加震した結果を図-10に示す。それぞれの結果には、支承部に作用する水平力、上部構造の橋軸方向と鉛直方向の速度応答、落橋防止装置の軸力の時刻歴応答を、Case1、Case2、Case3で比較している。

a) 支承部破壊特性と落橋防止装置の地震力比較

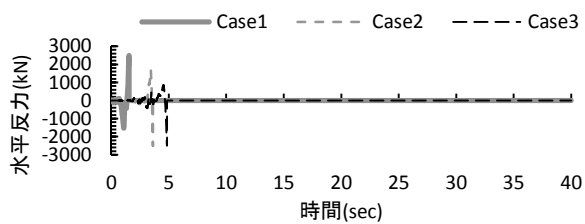
まず、図-9、10(a)よりすべてのケースにおいて固定支承部が破壊していることがわかる。固定支承部はレベル2地震動で破壊するように設定しているが、熊本地震の観測波を用いたCase2とCase3においても破壊しており、熊本地震動はレベル2地震動、またはそれ以上の地震動であることが伺える。一方、可動支承部においては、図-9、10(b)からCase1とCase3では可動支承部の両方のストッパーが破壊したが、Case2では片方のストッパーしか破壊しない結果となった。この影響より、Case2の上部構造の橋軸方向の速度応答は、他のケースに比べ小さくなったと考えられる(図-9、10(c))。また、橋軸方向の最大速度応答を比較してみると、橋軸方向にのみ加震した場合、Case1で2.10m/s、Case2で1.45m/s、Case3で1.55m/sとなり、橋軸方向と鉛直方向の両方向に加震した場合、Case1で2.07m/s、Case2で1.48m/s、Case3で1.53m/sとなった。Case1では地震波の橋軸方向の最大加速度が他のケースに比べて小さいにも関わらず、上部構造の橋軸方向の速度応答が最も大きい結果となった。また、図-9、10(d)より鉛直方向の最大速度応答を比較してみると、橋軸方向にのみ加震した場合、Case1で0.051m/s、Case2で0.067m/s、Case3で0.089m/sとなったが、橋軸方向と鉛直方向の両方向に加震した場合、Case1で0.22m/s、Case2で0.29m/s、Case3で0.36m/sとなっており、熊本地震の観測波を用いた場合、上部構造の鉛直方向の速度応答が兵庫県南部地震に比べ約1.64倍大きくなった。

上部構造の地震時挙動が異なるため、各ケースで落橋防止装置の挙動も異なる結果となった。特に

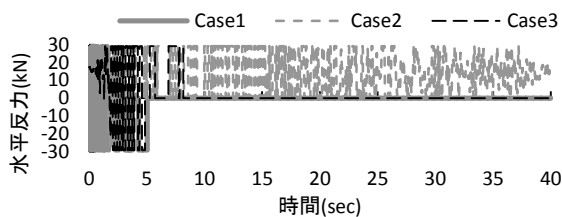
Case1とCase3では可動支承部が完全に破壊するためP1及びP4橋脚の落橋防止装置が作用する結果となったが、Case2では可動支承部の片方のストッパーしか破壊しなかったためP4橋脚の落橋防止装置のみ作用する結果となった。落橋防止装置に作用した最大軸力を比較してみると、図-9、10(e)と(f)より橋軸方向にのみ加震した場合、Case1で3350kN、Case2で3846kN、Case3で4810kNとなり、橋軸方向と鉛直方向の両方向に加震した場合、Case1で3532kN、Case2で3676kN、Case3で5501kNとなった。上部構造の水平方向の速度応答では、Case1に比べCase3の応答が低いものの、鉛直方向の速度応答ではCase3の応答がCase1に比べ大きく評価されており、こうした上部構造の鉛直方向への挙動が落橋防止装置の作動に影響を及ぼしたため、Case3において落橋防止装置の軸力が大きくなったと考えられる。また、これらを現行の設計基準¹⁾に基づいて算定した落橋防止装置の設計計地震力(1.5Rd: 1310kN)と比較してみると、どのケースにおいても設計地震力を大きく上回ることがわかる。また、熊本地震では兵庫県南部地震より落橋防止装置に大きな軸力が作用しており、落橋防止装置の設計地震力に対して再考が必要と考えられる。

b) 鉛直地震動が落橋防止装置に及ぼす影響

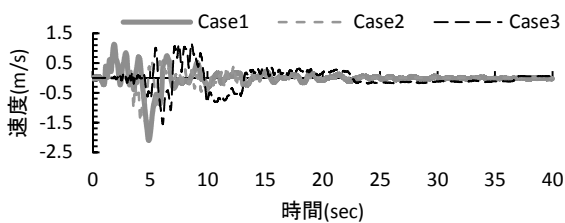
ここでは観測波の鉛直方向の加速度応答が大きい熊本地震(Case2とCase3)の結果に着目し、橋軸方向加震と橋軸方向と鉛直方向の同時加震時の落橋防止装置の応答の比較により、鉛直地震動が落橋防止装置に及ぼす影響について検討を行った。図-9、10(e)と(f)より、鉛直方向加震を加えることによって落橋防止装置の地震時挙動が大きく変化していることがわかる。落橋防止装置に作用した最大軸力に着目して橋軸方向加震と橋軸方向、鉛直方向同時加震時の応答を比較してみると、同時加震時の最大軸力がCase2では170kNほど小さくなったが、Case3では691kNほど大きくなった。この原因を分析するため、各ケースで落橋防止装置の最大軸力が現れている時間領域を中心に、上部構造の鉛直方向速度応答と落橋防止装置P4の軸力を図-11、12に示す。両ケースともに橋軸方向、鉛直方向の同時加震時の上部構造の鉛直方向速度応答が大きくなっているが、Case2では落橋防止装置が作動している時、正と負の鉛直速度が上部構造に作用していることがわかる。これにより、橋軸方向と鉛直方向に同時加震したケースでは落橋防止装置に上部構造の正と負の両方の鉛直速度の影響が作用し、橋軸方向だけの加震時に比べて落橋防止装置に作用する軸力が小さくなった



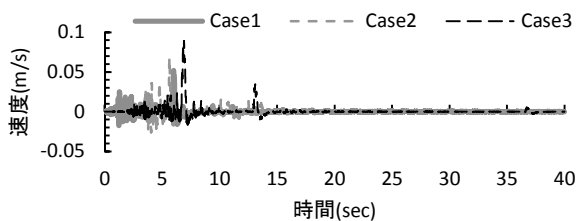
(a) 固定支承部の水平力



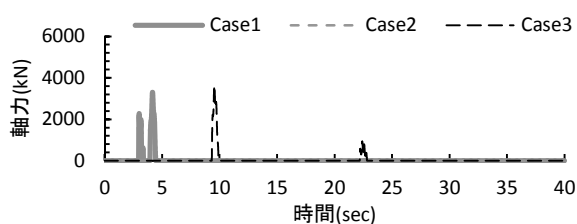
(b) 可動支承部(P4)の水平力



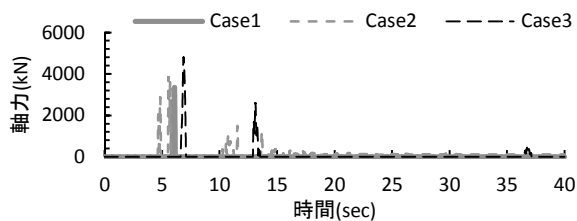
(c) 上部構造(P4)の速度応答（橋軸方向）



(d) 上部構造(P4)の速度応答（鉛直方向）

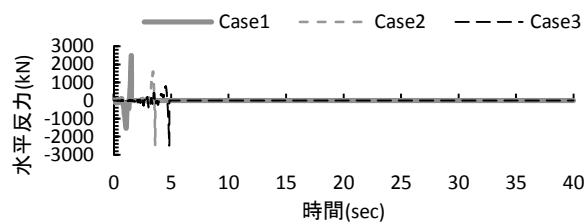


(e) 落橋防止装置 P1 の軸力

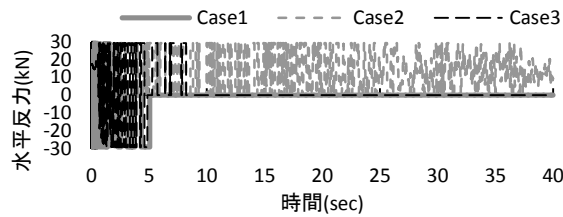


(f) 落橋防止装置 P4 の軸力

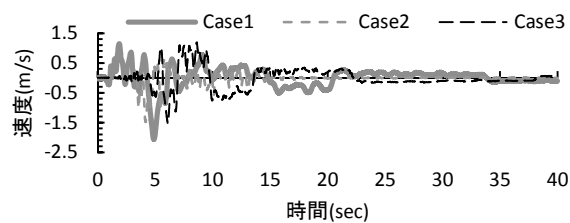
図-9 解析結果の比較
(加震方向：橋軸)



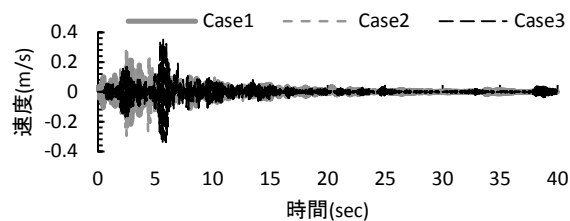
(a) 固定支承部の水平力



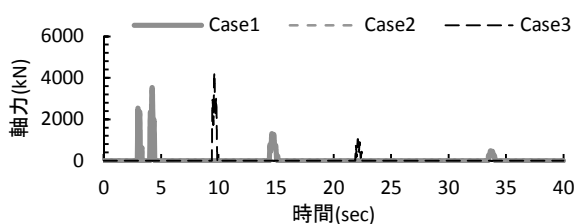
(b) 可動支承部(P4)の水平力



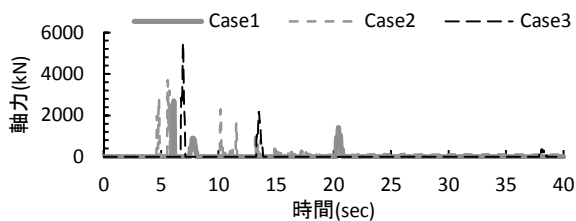
(c) 上部構造(P4)の速度応答（橋軸方向）



(d) 上部構造(P4)の速度応答（鉛直方向）

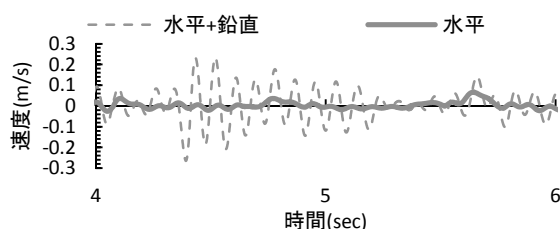


(e) 落橋防止装置 P1 の軸力

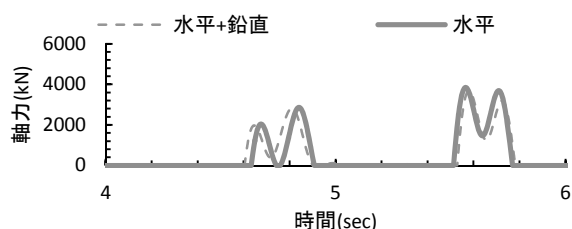


(f) 落橋防止装置 P4 の軸力

図-10 解析結果の比較
(加震方向：橋軸+鉛直)

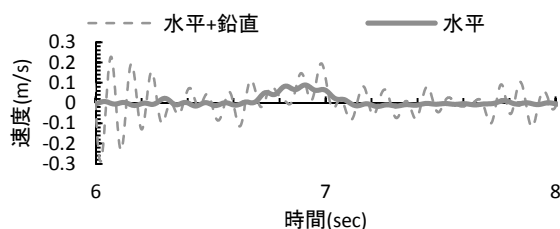


(a) 上部構造 (P4) の速度応答 (鉛直方向)
(4 秒～6 秒)

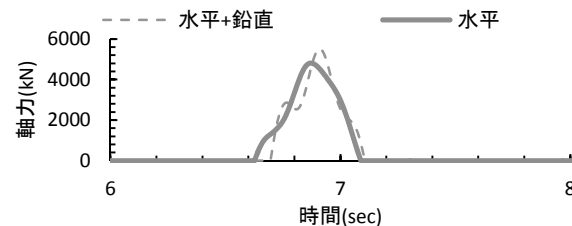


(b) 落橋防止装置 P4 の軸力
(4 秒～6 秒)

図-11 橋軸方向加震と橋軸・鉛直方向加震の比較 (Case2)



(a) 上部構造 (P4) の速度応答 (鉛直方向)
(6 秒～8 秒)



(b) 落橋防止装置 P4 の軸力
(6 秒～8 秒)

図-12 橋軸方向加震と橋軸・鉛直方向加震の比較 (Case3)

と考えられる。一方、Case3では、落橋防止装置が作動している時、Case2に比べて上部構造に正の鉛直速度応答が卓越しており、Case3では上部構造の正の鉛直速度が落橋防止装置の作動に影響し、落橋防止装置に作用する最大軸力が大きくなったと考えられる。このように橋軸方向と鉛直方向を同時加震した場合、上部構造の鉛直速度の影響を落橋防止装置が受け、作用する最大軸力が変化する可能性があることがわかった。

5. まとめ

本研究では、2016年4月に発生した熊本地震と1995年兵庫県南部地震の観測波を用い、PCケーブルを使用した落橋防止装置により耐震補強を施した既設3径間鋼連続橋を対象に、支承部の破壊特性を考慮した橋梁全体系動的解析を実施した。本研究で得られた知見を以下に示す。

熊本地震と兵庫県南部地震の比較では、地震動の違いによって可動支承部の破壊挙動が異なり、上部構造の挙動に相違がみられた。その結果、落橋防止装置においても異なる地震時挙動を示したが、落橋防止装置に作用する最大軸力を比較してみると、兵庫県南部地震より熊本地震の観測波を用いた解析の

方が大きくなった。また、本解析では支承の破壊モデルや部材耐力設定等で課題を残しているものの、いずれの地震動に対して落橋防止装置の地震力が設計地震力を大きく上回る結果となり、落橋防止装置の設計地震力に対して再考が必要と考えられる。

また、橋軸方向に加震した場合と橋軸方向、鉛直方向同時に加震した場合の比較により、鉛直動が落橋防止装置の地震時挙動に及ぼす影響について検討したところ、鉛直動を加えることで落橋防止装置に作用する地震力が大きくなるケースもあったが、上部構造の鉛直方向の挙動によっては小さくなるケースもあった。本検討で用いられたモデルのような鉛直斜め方向に設置する落橋防止装置は鉛直地震動による影響を受ける可能性が高いため、落橋防止装置の地震力評価においては鉛直方向加震に対する検討も不可欠であると考えられる。

謝辞：本研究では、国立研究開発法人防災科学技術研究所のKiK-netの地震動記録を活用させていただきました。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012
- 2) 公益社団法人土木学会：東日本大震災による橋梁等の

被害分析委員会最終報告，2014

- 3) 公益社団法人土木学会：平成28年（2016年）熊本地震地震被害調査結果速報会 ホームページ掲載資料，ホームページ： <http://committees.jsce.or.jp/eec2/node/76>
- 4) 竹田周平，北浦勝，宮島昌克：エネルギー吸収機能を有する落橋防止装置の設計に関する解析検討，構造工学論文集，Vol. 52A，2006
- 5) 野阪克義，安達篤志，伊藤満：斜め引張力を受ける落橋防止装置ブラケット付近の挙動に関する実験的検討，土木学会地震工学論文集，2007
- 6) 中尾尚史，伊津野和行：多径間連続桁における落橋防止ケーブルの設計に関する基礎的研究，第9回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2006
- 7) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2002.
- 8) 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人土木研究所：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料，2012.
- 9) （株）エスイー落橋防止装置製品関連ホームページ：<http://se-kyoryokozo.jp/prod05-1.html>
- 10) 宇佐美哲，阿部雅人，藤野陽三，森重行雄，鵜野禎史，柳野 和也：金属支承の終局水平挙動に関する実験的研究，地震工学研究発表会講演論文集，Vol.25，pp.853-856，1999.
- 11) 梶田幸秀，渡邊英一，杉浦邦征，丸山忠明，永田和寿：鋼製支承の破損を考慮した連続高架橋の地震時応答性状と落橋防止装置の有効性の検討，構造工学論文集，45A，pp.903-914，1999.
- 12) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編・共通編，2012.
- 13) 国立研究開発法人防災科学技術研究所強震観測網ホームページ：<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>，2015.
- 14) （社）日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.