

## 2016年熊本地震の観測波を用いた動的解析による 主桁のモデル化手法が落橋防止装置の地震時挙動に及ぼす影響

九州大学大学院 学生会員 ○永原 稔之

(株)耐震解析研究所 正会員 馬越 一也

九州大学大学院 正会員 崔 準祐

### 1. はじめに

近年、既設橋梁の耐震補強策として落橋防止装置を用いるケースが増えてきているが、近年発生した大地震では落橋防止装置の破断や落橋防止装置の周辺部材が損傷するなどの被害が発生しており、落橋防止装置やその周辺部材をきちんとモデル化した動的解析により落橋防止装置の挙動を評価する必要があると考えられる。本研究では上部構造をシェル要素でモデル化し、支承部の破壊特性を取り入れた橋梁全体系地震応答解析を実施し、落橋防止装置及び上部構造の地震時挙動を調査した。

### 2. 解析対象橋梁

本橋は、桁長 111.8m (支間割 : 37m+37m+37m)、有効幅員 8.5m、RC 単柱式橋脚を有する仮想の既設鋼 3 径間連続鈹桁橋である。本検討では、平成 14 年度道路橋示方書 V 耐震設計編<sup>1)</sup>に基づいて試設計された既設橋を対象としており、支承はタイプ A の鋼製支承としている。支承部の支持条件としては、P1 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、桁端部と橋台の間に PC ケーブルを用いた落橋防止装置を各橋台側 4 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ものと仮定

した。

### 3. 解析モデル

対象橋梁に対して上部構造をはり要素でモデル化したモデルとシェル要素等でモデル化したモデルを図-1 に示す。上部構造をはり要素でモデル化した場合、主桁、横桁、床板をそれぞれはり要素で、上部構造をシェル要素等でモデル化した場合、主桁、横桁、RC 床板をシェル要素で、分配横桁、対傾構、横構をファイバー要素でモデル化した。橋脚柱部に対しては、両モデルともファイバー要素とした。支承部は、道示<sup>2)</sup>に基づいてバネ要素を用いてモデル化し、各方向バネに対しては図-2、図-3、図-4 に示すように支承部の破壊特性を考慮した非線形モデルを採用した。落橋防止装置については、図-5 に示すように道示<sup>2)</sup>に基づき算定した遊間を超えると作動するものとし、その後の剛性は実製品を参考にして 76495kN/m とした。

また、本研究では支承部がある方向に破壊したステップで一旦解析を中断し、破壊した支承部は橋軸方向と鉛直方向に耐力を有しないモデルに変更してから、引き続きそのステップから解析を行うというステップ解析を実施することで、支承部の破壊現象を評価している。

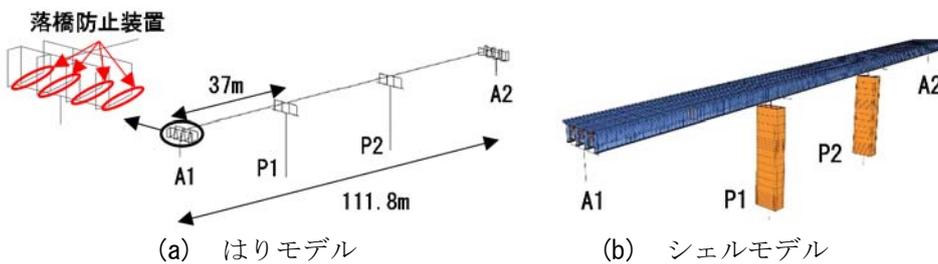


図-1 解析モデル

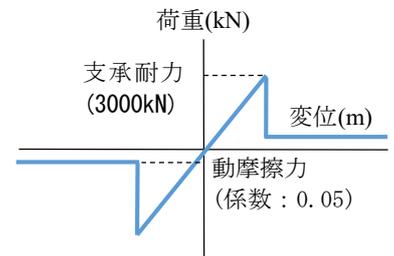


図-2 固定支承部の橋軸モデル

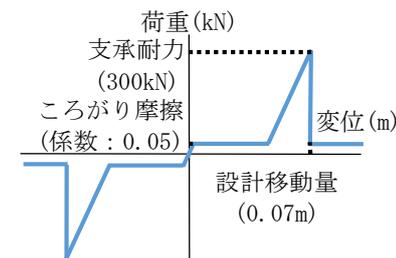


図-3 可動支承部の橋軸モデル

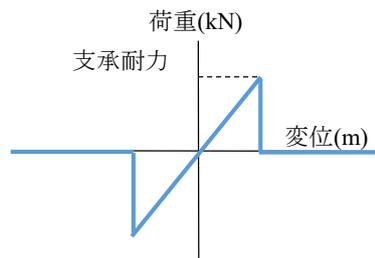


図-4 各支承部の鉛直モデル

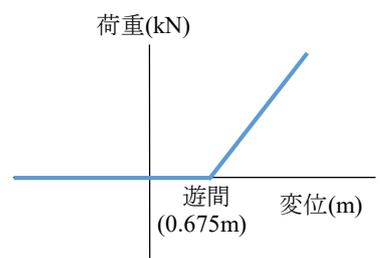


図-5 落橋防止装置のモデル

### 4. 上部構造のモデル化をパラメータとした地震応答解析

#### 4.1 検討ケース

本検討では、上部構造をはり要素でモデル化したケースを Case1、シェル要素等でモデル化したケースを Case2 とした。入力地震動は 2016 年 4 月 16 日に発生した熊本地震の観測波 (KiK-net, 益城町) <sup>2)</sup> を用い、加震方向を橋軸方向と鉛直方向の同時加震とした。

#### 4.2 解析結果

各ケースの支承部の破壊状況を表-1 に示す。同表には、各支承部が完全に破壊した時刻 (単位: 秒) と破壊した方向を示している。Case1 と Case2 の解析結果の比較を図-6 に示す。同図には固定支承部の (G1 桁) の水平反力、上部構造の橋軸方向速度応答、桁端部と A1 橋台の橋軸方向相対変位の時刻歴応答、A1 橋台側の落橋防止装置に作用する軸力の時刻歴応答を示している。さらに、図-7 に Case2 の A1 橋台 (0m) から A2 橋台 (111m) の主桁下フランジに作用した最大ミーゼス応力を示す。まず、表-1 と図-6 (a) より最初に破壊した P1 橋脚の支承部破壊状況が各ケースで異なったため、その影響を受けて他の支承部の破壊状況も異なる結果となった。この原因として Case1 と Case2 で固有モードがほぼ同じであることを確認しているが、鉛直方向の固有モードにおいて多少の違いがみられたことが原因だと考えられる。このように支承部の破壊状況が大きく変化したため、上部構造の速度応答、桁端部と橋台の相対変位の応答も各ケースで異なる挙動を示していることがわかった。

この影響から落橋防止装置の地震時挙動も大きく変化し、Case1 では落橋防止装置が作動しなかったが、Case2 では図-6 (d) に示すように A1 橋台の落橋防止装置が作動する結果となった。なお、Case2 では最大軸力として 2566kN が作用し、落橋防止装置の設計地震力である 575kN より大きくなる結果となった。また、図-7 より A1 橋台側の落橋防止装置付近に位置する主桁下フランジにおいて、大きな応力が作用していることが確認できた。

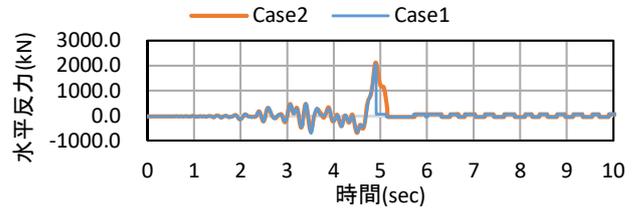
### 5. まとめ

本解析では、上部構造のモデル化手法によって支承部の破壊状況が変化し、支承部破壊後の上部構造や落橋防止装置の地震時挙動が変わることがわかった。また、上部構造をシェル要素でモデル化した場合、落橋

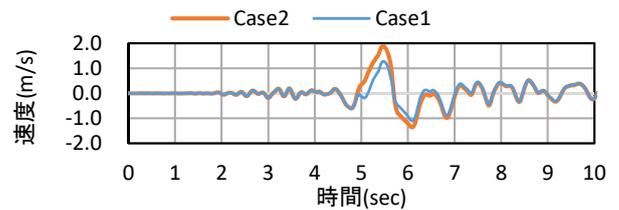
表-1 支承部の破壊時刻 (括弧内は破壊方向)

(単位: 秒)

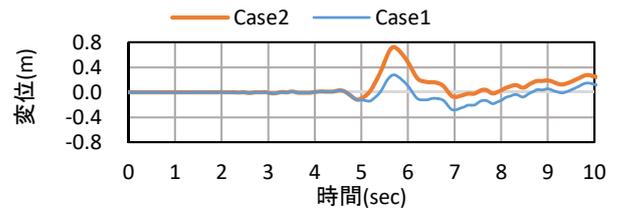
	A1	P1	P2	A2
Case1	4.955 (鉛直)	4.905 (鉛直)	4.915 (鉛直)	5.235 (鉛直)
Case2	5.24 (橋軸)	5.145 (鉛直)	5.155 (鉛直)	5.225 (橋軸)



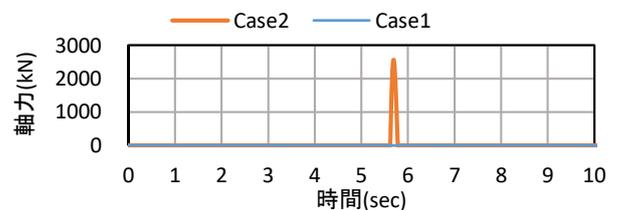
(a) 固定支承部(P1)の水平反力(G1)



(b) 上部構造(A1)の橋軸方向の速度応答



(c) 桁端部と橋台(A1)の橋軸方向相対変位



(d) 落橋防止装置 A1 の軸力(1 基)

図-6 解析結果

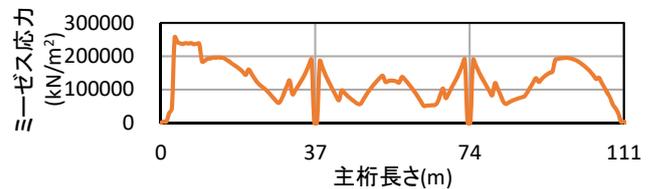


図-7 主桁下フランジのミーゼス応力

防止装置が作用した際に落橋防止装置の周辺部材に応力が集中していることも確認できた。

#### 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, 2002.
- 2) 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.